



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería.

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado.

**DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES
DINÁMICAS DEL SUELO EN CU PARA
FINES DE DISEÑO SÍSMICO.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Presenta:

FERNANDO HEBERT ORTIZ SILVA

Asesor:

DR. HUGO FERRER TOLEDO

Puebla, Pue.

Junio 2016



Oficio No. 4762/13

C. FERNANDO HEBERT ORTIZ SILVA

Pasante de la Maestría en Ingeniería Estructural
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito Mtro. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de tema de tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Determinación de las propiedades dinámicas del suelo en CU para fines de diseño sísmico.** Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural. Asignándose como Asesor al Dr. Hugo Ferrer y Co-asesor Mtra. Patricia Máximo Romero.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

A T E N T A M E N T E
"PENSAR BIEN, PARA VIVIR MEJOR"
H. Puebla de Zaragoza, diciembre 10 de 2013.

M. I. EDGAR IRAM VILLAGRAN ARROYO
DIRECTOR



C.c.p. Dr. Hugo Oswaldo Ferrer Toledo, Asesor del Tema de Tesis.
C.c.p. Mtra. Patricia Máximo Romero, Co-asesor del Tema de Tesis.

C.c.p. Archivo

GJS/JLM/sco*

Puebla, Pue., a 6 de junio de 2016.

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

Me refiero al oficio 4762/13 en donde se me nombra director de la tesis denominada "Determinación de las propiedades dinámicas para los suelos de Ciudad Universitaria en Puebla, Pue., para fines de diseño sísmico", a cargo del Ing. Fernando Hebert Ortiz Silva.

Al respecto me permito informarle que la tesis referida ha sido culminada, alcanzando y cumpliendo satisfactoriamente con todos los objetivos planteados originalmente.

Por lo anterior no tengo inconveniente en que el Ing. Ortiz Silva prosiga con los trámites de titulación que le permitan obtener el grado de maestría correspondiente.

Sin más por el momento, me despido de usted reiterándole la seguridad de mi consideración distinguida.

Atentamente,
"La cultura al servicio del pueblo"



Dr. Hugo Oswaldo Ferrer Toledo
Decano de Ingenierías, UPAEP

Gracias...

A DIOS, POR HABERME DADO MÁS DE LO QUE PEDÍ EN LA VIDA,
SALUD, FAMILIA, AMOR Y SOBRE TODO PORQUE ME HACE SENTIR QUE
SU MANO ME SOSTIENE EN LOS MOMENTOS DIFÍCILES.

A MIS PADRES, POR HABERME DADO EL HERMOSO DON DE LA
VIDA Y HABERME SACADO ADELANTE CON TANTOS SACRIFICIOS, NI
CON OTRA VIDA IGUAL LES PODRÉ PAGAR TODO EL AMOR.

A MIS HERMANOS, POR HABER COMPARTIDO TANTOS
MOMENTOS CONMIGO Y ESTAR SIEMPRE PARA APOYARME, SI DIOS ME
DIERA OTRA VIDA, SIN DUDARLO PEDIRÍA LA MISMA FAMILIA.

GRACIAS A DIOS Y LA VIDA, POR HABER PUESTO EN MI
CAMINO A TODAS ESAS PERSONAS QUE CON SU AMISTAD ME DIERON
LO MEJOR DE SI...

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Hugo Ferrer, que no sólo es un gran profesionalista, sino un mejor ser humano, le agradezco por compartir sus conocimientos y haberse convertido en un gran amigo más que en un asesor. Gracias por haberme dado la oportunidad de poder realizar este trabajo a su lado.

A la BUAP, por haber sido la institución que me dio la oportunidad de poder estudiar una licenciatura y una maestría y poder realizarme como profesionalista.

Al M.I. Martín Castillo, por su apoyo y disposición, “gracias amigo por todo”.

A mi gran amigo y maestro, Ing. Noé Xochicale Cortez, por enseñarme tanto de la ingeniería y encaminarme en esta gran profesión.

A la Ma. Martha Vélez Xaxalpa, por ser un ejemplo en mi vida, porque me enseñado que una mente preparada siempre saldrá adelante pese a todo. Por ser un modelo para las mujeres y los ingenieros de hoy.

Al Dr. Eduardo Ismael Hernández, por ser una gran persona y por esa enorme vocación de compartir sus conocimientos.

Un especial agradecimiento a la UPAEP por el apoyo para obtener todos los registros de vibración ambiental (H. Ferrer y J. Olmos; Proyecto con fondos UPAEP).

Los equipos K2 y Guralp fueron suministrados por J. Aguirre, H. Mijares y R. Vázquez (I. de I., UNAM), quien además nos asesoró para la generación de acelerogramas sintéticos. Gracias por su invaluable apoyo.

Los acelerogramas de la estación UAPP fueron proporcionados por L. Alcántara (I. de I., UNAM). Gracias por su apoyo.

Al M.I. David Félix Mireles Jiménez, por su amistad y haber compartido todos esos buenos y malos momentos.

Al Ing. Israel Acosta Vera y el Arq. José Joaquín Sánchez, por apoyarme en la generación y digitalización de mapas en este trabajo.

En especial cariño a mis grandes amigos y compañeros de generación, Javier Anaya Estrella, Alan Alonso Rivers, Juan Antonio Maliachi, Domingo Rodríguez, Paulina Ocaña Peláez, Alfredo I. Báez Ramírez, Miriam castaños, que juntos recorrimos este camino, gracias por haberme dado lo más valioso, su amistad.

A la Secretaria de Infraestructura del Estado de Puebla, por brindarme todo el apoyo y las facilidades para realizar este trabajo.

CON ESPECIAL DEDICACIÓN A:



INDICE

Contenido

Capítulo 1. Antecedentes Sísmicos	4
1.1 Sismicidad en la República Mexicana.....	9
1.2 Sismicidad Regional.....	16
1.3 Efectos en Puebla	17
Capítulo 2. Propiedades dinámicas del suelo.....	27
2.1 Obtención de registros de vibración ambiental.....	30
2.2 Procesamiento de ruido ambiental.....	34
2.3 Datos geotécnicos	38
2.4 Análisis de registros sísmicos	40
2.5 Propuesta de espectros de diseño	44
Capítulo 3. Vulnerabilidad sísmica de las construcciones en CU	53
3.1 Antecedentes	55
3.2 Elección de los inmuebles	56
3.3 Toma de registros.....	68
3.4 Análisis de la vulnerabilidad sísmica	77
Cálculo del Índice de vulnerabilidad	79
3.5 Modelos analíticos	81
3.6 Resultados	92



Capítulo 4. Escenarios diversos de daño.....	94
4.1 Registros sísmicos para CU.....	95
4.2 Sismos escalados.....	96
4.3 Análisis de daños ante diferentes escenarios.....	99
4.4 Resultados.....	113
Capítulo 5. Riesgo sísmico.....	117
5.1 Antecedentes.....	117
5.2 Análisis del riesgo sísmico.....	118
5.3 Propuesta de mapa de riesgo sísmico en CU.....	121
Capítulo 6. Conclusiones.....	124



RESUMEN

Para fines de diseño sísmico, se determinan las propiedades dinámicas del suelo en Ciudad Universitaria (CU) de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP), en la ciudad de Puebla. A partir de registros de vibración ambiental, procesados mediante la técnica de cocientes espectrales H/V, se obtiene el periodo natural de 20 sitios en CU. Los resultados de lo anterior se comprobaron mediante un estudio de mecánica de suelos y registros sísmicos obtenidos de la estación que se encuentra en el mismo campus.

Posteriormente a partir de la información obtenida se crearon espectros sintéticos, que servirán para la revisión estructural de dos edificios ubicados en la facultad de ingeniería. Dicho análisis nos proporcionara información aproximada sobre el estado de vulnerabilidad de ambos edificios.

Finalmente se creara un mapa de riesgo sísmico, donde se tipificaran todas las estructuras de CU, ubicándolas dentro de alguno de los dos casos de los edificios estudiados. Esto servirá para poder predecir ante un sismo de determinada magnitud, que estructuras podrían sufrir daños considerables.

Finalmente cabe comentar que los resultados mostrados en este trabajo no son definitivos, ya que hace falta realizar una serie de estudios para poder afianzar los resultados aquí mostrados, sin embargo como una primera aproximación las conclusiones son aceptables.

ABSTRACT

For seismic design purposes, we determine the dynamic properties of soils in *Ciudad Universitaria* campus (CU) of the Autonomous University of Puebla (UAP), in Puebla City. From noise records, processed by spectral ratios H/V technique, we have obtained the natural period at 20 sites in CU. Unfortunately, at this days we have only one soil mechanics study, but the information provided for it supports our results. Finally, we propose a map with data obtained, which we will use in future studies to develop seismic design spectra *in situ*.

Later From the information obtained spectra Synthetics, which will serve for the structural review of two buildings located at the Faculty of Engineering they were created. Analysis: This would give us approximate information on the State of Vulnerability Both buildings.



Finally, the will create a seismic risk map, where all structures of CU, placing them within one of the two cases of the buildings studied criminalize was created. This Serve to predict for earthquake of a given magnitude, which structures could suffer considerable damage.

Finally worth mentioning that the results shown in this work not Definitive, as needed Perform a series of studies in order to consolidate the results shown here, however As a first approximation the conclusions acceptable.

Capítulo 1. Antecedentes Sísmicos

Un sismo puede considerarse como una disipación de energía que se propaga a través de ondas en un medio continuo, en este caso el suelo, dicha energía provoca aceleraciones en la corteza terrestre, provocando desplazamientos bruscos en las estructuras (*fascículo sismos, CENAPRED 2014*).

México es un país afectado de manera importante por eventos sísmicos, esto debido a que sus costas se encuentran en el cinturón circumpacífico, en el que se origina la mayor parte de la actividad sísmica en el mundo. La subducción de las placas de Cocos debajo de la placa de Norteamérica es la principal fuente sismogénica de nuestro país. Existe también, la liberación de grandes concentraciones de energía tectónica acumulada en la Falla de San Andrés, muy cercano a las fronteras entre Baja California Norte y Sonora (Figura 1.1). Este fenómeno denominado transcurrancia, se debe al deslizamiento en paralelo la placa del Pacífico respecto a la placa de Norteamérica.

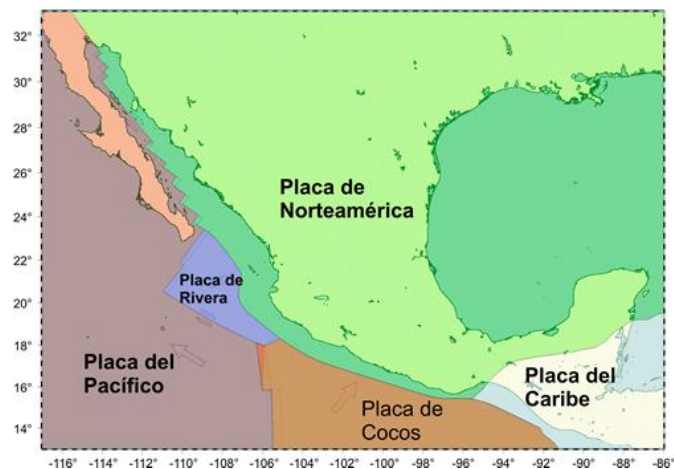




Figura 1.1. Subducción de Placas (Tomada de página del Gobierno Federal, segob.mx, 2016).

Sin embargo, una tercera causa de generación de sismos fuertes en el país, son los denominados como “Intraplaca”, asociados a debilidades internas de la placa, la cual después de una fractura libera su energía de deformación acumulada. En muchos casos esta clase de sismos suelen causar mayores daños que los de subducción en el Pacífico o transcurrencia en San Andrés, debido a que pueden ser más superficiales en la corteza terrestre y más cercana a los centros urbanos.

Tabla 1.1. Promedio anual de sismos en el mundo (CENAPRED, Kulhanck, 1990).

EVENTOS POR AÑO EN EL MUNDO	MAGNITUD
2	8-8.9
15 a 20	7-7.9
100 a 150	6-6.9

Con lo que respecta al estado de Puebla, su proximidad con las costas del Pacífico y la configuración geológica regional, hacen que se perciban intensidades importantes tanto por sismos de subducción como intraplaca (e. g. 19.09.1985, Mw = 8.1; 15.06.1999; Mc = 7.1); Justo es en la ciudad de Puebla que se ha observado que los sismos intraplaca suelen genera mayores daños que los sismos por subducción en las costas del Pacífico.

La experiencia más reciente que se ha tendido con graves consecuencias en la ciudad de Puebla, fue el sismo del 15 de junio de 1999. Aunque la mayor parte de los daños se observaron en inmuebles históricos, también edificios de reciente construcción sufrieron daños e incluso colapso. (Fig.1.3).

Ante la notable incidencia de eventos sísmicos en la ciudad de Puebla y la vulnerabilidad observada en algunos de sus edificios, es necesario contar con mayor información acerca del comportamiento dinámico del suelo, las estructuras y desde luego reflejarla en su reglamentación.

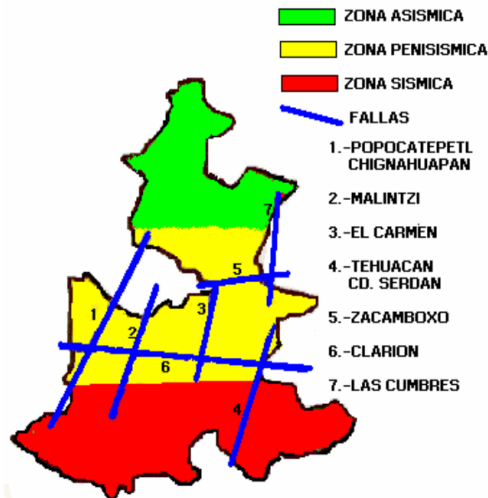


Figura 1.2 Sismicidad regional (Plan operativo para emergencias, Gobierno del estado de Puebla, 2000).

El crecimiento observado en los últimos años con edificios altos en la ciudad de zona conurbada, hace necesario actualizar la reglamentación en construcción vigente. Es de esperarse que los grandes proyectos estructurales cuenten con estudios *ad-hoc* que garantizan un nivel de seguridad importante. Sin embargo, los edificios ya construidos requerirían una revisión considerando la nueva información obtenida acerca del movimiento sísmico en Puebla.

Se eligió la Ciudad Universitaria de la BUAP debido a que es considerada un patrimonio para el Estado de Puebla y la humanidad y así mismo por sus funciones, la concentración de personas en determinadas áreas dentro de CU puede llegar a ser muy grande, por lo cual la seguridad estructural en sus edificaciones debe ser de los más altos niveles.

Es necesario revisar el comportamiento dinámico de edificios importantes, primordialmente los clasificados como tipo A. Dado que en los últimos años se ha observado el incremento en su infraestructura. Actualmente CU es el área con mayor concentración de inmuebles, existen 82 edificios de los cuales 30 fueron construidos desde la fundación de CU y al menos 15 tienen menos de 5 años de edificados. Esto muestra una gran variedad en los periodos de construcción y por tanto también en las técnicas empleadas.



Figura 1.3 Daños causados por el sismo del 15.06.1999 en a) edificio de Ayuntamiento del municipio de Puebla y b) edificio de Gobierno (25 Oriente y 14 Sur (tomada de El Imparcial, 1999).

La BUAP se distingue por ser una de las seis instituciones públicas mexicanas que forman parte de la Red de Macro universidades de América Latina y el Caribe. Su oferta académica es de 149 programas educativos, desde bachillerato hasta posgrados. En sus instalaciones alberga a más de 10,000 estudiantes distribuidos entre sus más de 25 facultades. Como es notable, la concentración de personas en determinadas áreas dentro de CU puede llegar a ser muy grande, por lo cual la seguridad estructural en sus edificaciones debe ser de los más altos niveles. Por todo lo anterior, es necesario concentrar esfuerzos para analizar el comportamiento dinámico del suelo en el campus de CU, de la ciudad de Puebla.

Por todo lo anterior, este trabajo tiene como finalidad principal proporcionar información que contribuya a diseños sísmicos más seguros. La información aquí mostrada contribuirá en los nuevos diseños estructurales de sus edificaciones y como un punto de partida para revisar las ya existentes.

Los sismos pueden originarse por varios factores entre lo que encontramos:

- Tectonismo.- Se generan por interacción de placas tectónicas. De estos sismos se han definido dos clases: los interplaca, ocasionados por fricción en las zonas de contacto entre las placas, y los intraplaca, que se generan en la parte interna de las placas, aun en zonas donde se ha llegado a suponer un nivel nulo de sismicidad. Estos terremotos, consecuencia de deformaciones continentales, menos frecuentes que los interplaca, pueden tener profundidades similares a éstos (15-30 km) o mayores, por ejemplo, 60 ó 70 km. Un tipo particular de sismos intraplaca son los llamados locales, que son producto de deformaciones del material terrestre, debido a concentración de fuerzas en una región limitada.

- Vulcanismo.-Éstos son simultáneos a erupciones volcánicas; principalmente los ocasiona el fracturamiento de rocas debido a movimiento del magma. Aunque puede haber decenas de ellos en un día, no llegan a ser tan grandes como los anteriores.
- Colapsos de Cavernas.- Se generan por derrumbamiento del techo de cavernas y minas. Generalmente ocurren cerca de la superficie y se sienten en un área reducida.
- Explosiones.-Son los producidos por el hombre por medio de explosiones comunes y nucleares, con fines de exploración, investigación, y explotación de bancos de material para la industria (por ejemplo, extracción de minerales). Ocasionalmente las explosiones nucleares son suficientemente grandes de modo que las Detectan instrumentos en diversas partes del planeta, pero se siente Sólo en sitios cercanos al lugar de pruebas. La ocurrencia de sismos de gran magnitud y la actividad volcánica no están ligadas con las explosiones nucleares.

Una manera cuantitativa de representar el peligro por grandes sismos, es el cálculo de aceleraciones máximas posibles del terreno. Para el caso de México, se ha observado que aquellas aceleraciones que rebasan el 15% del valor de la aceleración de la gravedad (g), producen daños y efectos de consideración, sobre todo para los tipos constructivos que predominan en México. En la figura 1.4 se muestran los periodos promedio con que pueden repetirse, para distintas regiones, valores de aceleración de 0.15 g, o mayores.

Uno de los inconvenientes que se tienen actualmente en cuanto a sismos se refiere es la incertidumbre de cuando se presentaran, ya que actualmente no hay método o instrumento que pueda indicar el tiempo y lugar exactos donde ocurrirá un evento. Ahora bien es importante mencionar que si no se puede saber tiempo y lugar exactos, la ingeniería sísmica ha desarrollado diversas técnicas para tratar de predecir aproximadamente la región donde se espera un evento, así como la cantidad de energía que se espera se pueda liberar.

Una de las técnicas más importantes que existe actualmente para el estudio de estos fenómenos consiste en la determinación de las propiedades dinámicas del suelo para fines de diseño sísmico, de la cual se hondara en el capítulo siguiente.





- 0.11-0.15 g
- 0.16-0.22 g
- 0.23-0.31 g
- 0.32-0.49 g
- 0.5-0.74 g
- 0.75-0.99 g
- 1 g

Figura 1.4 Mapa de peligro sísmico de América del Norte.

*Diagnóstico de peligro e identificación de
Riesgos de desastres en México (CENAPRED).*

1.1 Sismicidad en la República Mexicana

Debido a su ubicación geográfica, México es un país afectado de manera importante por eventos sísmicos de origen tectónico, esto debido a que sus costas se encuentran en el cinturón circumpacífico, en el que se origina la mayor parte de la actividad sísmica en el mundo. La subducción de las placas de Cocos debajo de la placa de Norteamérica es la principal fuente sismo génica de nuestro país.

Los principales estados en México con mayor actividad sísmica son Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán y Jalisco, así como en la parte norte de la península de Baja California, en la región de Mexicali. Esta clasificación se da en función de la cantidad de sismos que se presentan en determinado tiempo.

De acuerdo a lo indicado por el Servicio Sismológico Nacional tan sólo en el año 2015 se presentaron aproximadamente 10,706 eventos distribuidos como se indica en la tabla 1.2.

Como se mencionó anteriormente los costos económicos y de vidas principalmente que se generan en los desastres provocados por sismos son muy altos a comparación de otros desastres naturales. (Tabla 1.2), de aquí la importancia de que México cuente con métodos cada vez más eficaces para el diseño sísmico.

*Tabla 1.2 Resumen de daños por sismos en la República Mexicana (1957-2003) Área de Estudios
Económicos y Sociales con base en información de CENAPRED.*



SISMOS 1957-2003	DECESOS	POBLACIÓN AFECTADA	AFECTACIONES EN EDIFICIOS O CASAS	MONTO DEL DAÑO (MILLONES DE DOLARES CORRIENTES)
Sismo en Guerrero y Ciudad de México 1957 Ciudad de México 1957	160	Sin dato	Sin Dato	25.00
Sismo en Guerrero y Michoacán 1964	45	4,000.00	Sin Dato	3.00
Sismo en la Ciudad de México 1979	5	3,750.00	Sin Dato	30.00
Sismo en Guerrero y Oaxaca 1985	-	10,000.00	2,204 viviendas, 20 escuelas, 11 templos y edificios públicos	Sin Dato
Sismo en la Ciudad de México 1985	6000	30,000 heridos y 150,000 damnificados	3,300 edificios dañados, 36,000 viviendas destruidas y 65,000 viviendas con daños considerables, 50 hospitales, 34% del total de los edificios de la administración pública, el 11.4% del total de la infraestructura educativa y el 8.9% del total de la pequeña industria y comercio	4,103.50
Sismo en Colima 1995	58	35,000 personas damnificadas	3 hoteles, termina de autobuses, edificio de telmex, cinematógrafo, 89 edificaciones, una iglesia, la presidencia municipal de Cihuatlán	Sin Dato
Sismo en Puebla y Oaxaca 1999	15	2 millones de personas, la mayor parte en Puebla	500 edificios de los siglos XVI y XIX en Puebla, 7,867 viviendas dañadas en Oaxaca, 65 edificios de salud en Puebla, 22 edificios de salud en Oaxaca, 870 escuelas en Puebla, 468 escuelas en Oaxaca, 109 inmuebles históricos dañados	150.90
Sismo en Oaxaca 1999	35	360,000 personas afectadas	43,200 viviendas afectadas, 2,800 escuelas 270 edificios en la ciudad, 15 unidades de salud y 240 iglesias	149.80
Sismo en Guerrero 2001	0	3,000 personas afectadas	2,600 viviendas afectadas	3.20
Sismo en Colima 2003	21	2,000 personas afectadas	3,757 viviendas, 387 escuelas, 94 inmuebles de la universidad, 134 unidades de salud, afectaciones en edificios históricos, artísticos y religiosos y en varios edificios públicos y en infraestructura urbana de varias localidades	99.80

Para conocer el peligro sísmico que tiene una región determinada, se recurre a la regionalización sísmica que, en el caso de México, se encuentra definida por cuatro niveles (figura 1.5). Esta clasificación del territorio se emplea en los reglamentos de construcción para fijar los requisitos que deben seguir los constructores para



diseñar las edificaciones y otras obras civiles de tal manera que éstas resulten suficientemente seguras ante los efectos producidos por un sismo. Para su estudio, México se divide en cuatro zonas sísmicas generales, las cuales fueron establecidas con base en registros de sismicidad histórica. Zona A (Baja sismicidad), Zona B (Media sismicidad), Zona C (Alta sismicidad), Zona D (Muy alta Sismicidad).

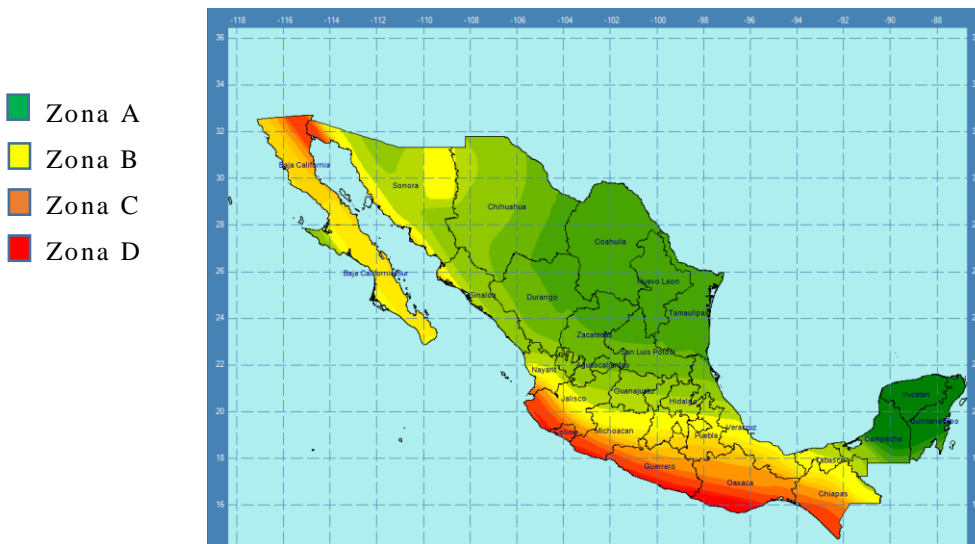


Figura 1.5 Mapa de regionalización Sísmica de la república Mexicana. (CFE 2015).

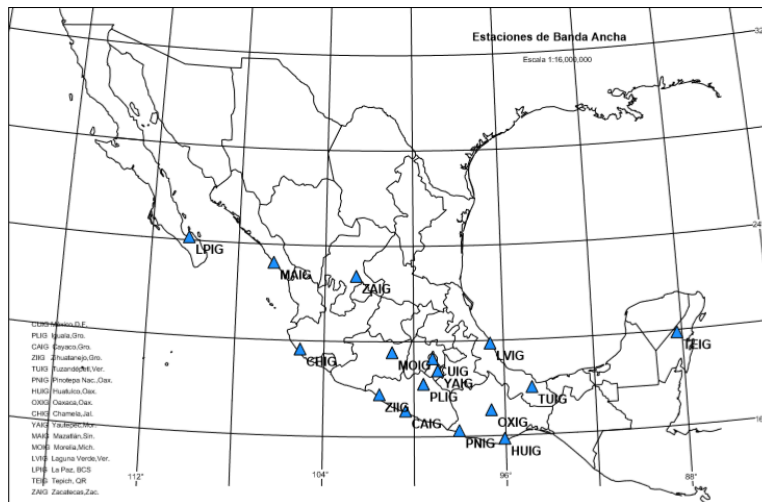
Estaciones de registros sísmicos

La institución que comenzó instalando este tipo de estaciones sismológicas, fue el Servicio Sismológico Nacional con 9 estaciones, cuya finalidad era la de registrar y localizar eventos sísmicos. Hoy en la actualidad dicha institución cuenta con más de 50 estaciones permanentes, muchos de los datos mostrados en las tablas de este capítulo fueron obtenidos con ayuda de estas estaciones.

Las estaciones sismológicas nos brindan información como:

- localización epicentral
- profundidad
- magnitud
- tiempo de origen

Dicha información es publicada, de manera preliminar, minutos después de ocurrir un evento; los datos definitivos son publicados en boletines mensuales.



*Figura 1.6 Red sismológica del servicio sismológico nacional.
Diagnóstico de peligro e identificación de
Riesgos de desastres en México (CENAPRED).*

De esta manera, el SSN proporciona información indispensable y confiable acerca de la ubicación y tamaño de los temblores. Así mismo también nos pueden ayudar a predecir posibles eventos de importancia.⁷

Brecha sísmica de Guerrero

De acuerdo al Instituto sismológico Nacional y con base en estudios recientes, se ha llegado a la conclusión de que la zona con mayor potencial sísmico en el país, se encuentra a lo largo de la costa de Guerrero. En esa zona ocurrieron grandes temblores en 1899, 1907, 1908, 1909 y 1911. Después de ese periodo de gran actividad, se han presentado pocos temblores de magnitud intermedia (1957, 1962 y 1989) y ninguno de gran magnitud. Se estima que podrían ocurrir uno o dos terremotos de magnitud 8 o bien entre 2 y 4 de magnitud 7.8. Aunque se conoce el tamaño posible de los sismos, no es posible precisar la fecha de ocurrencia. (tlacaelel.igeofcu.unam.mx Red sismológica del Servicio Sismológico Nacional)

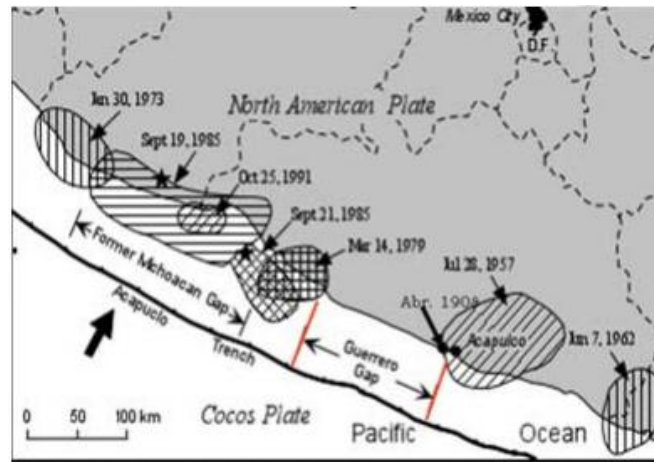


Figura 1.7 Mapa de Intensidades Sísmicas para la costa de Guerrero y Michoacán. Se muestran las fechas de los sismos más importantes en el último siglo y la Brecha de Guerrero. Imagen tomada de <http://tlacaelel.igeofcu.unam.mx> Red sismológica del Servicio Sismológico Nacional.



Tabla 1.3 Sismos presentados en el año 2015 a lo largo de la República Mexicana de acuerdo a datos presentados por el Instituto Sismológico Nacional.

MES	N. DE EVENTOS	DISTRIBUCIÓN DE EPICENTROS	RANGO DE M.	SISMOS DE MAYOR M.
Enero	792	Estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, Nuevo León, Sonora y el Golfo de California.	2.7-5.5	2
Febrero	859	Estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, Veracruz, Golfo de California, Sonora y sismicidad moderada en otros estados de la región	1.9-6.3	1
Marzo	858	Costa del Océano Pacífico, desde el estado de Jalisco hasta Chiapas, en el Istmo de Tehuantepec, en el Mar de Cortés, así como algunos eventos sísmicos en el centro y	2.0-5.4	1
Abril	1017	Costa de los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima, Jalisco y el Istmo de Tehuantepec.	2.3-5.5	1
Mayo	874	Costa del Océano Pacífico, el Istmo de Tehuantepec, el Golfo de California y algunos sismos en el centro y norte del país.	1.9-5.5	3
Junio	816	Estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, Nuevo León y Golfo de California.	1.8-5.6	1
Julio	816	Costa del Pacífico y en el Golfo de California.	1.5-5.1	2
Agosto	793	Estados de Guerrero, Oaxaca y Chiapas.	2.4-5.8	1
Sep	927	Golfo de California, Distrito Federal.	1.9-6.7	1
Octubre	911	Costa del Pacífico, en los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco y en el istmo de Tehuantepec. Así como algunos eventos en el centro y norte del País, y en el Golfo de California.	1.9-5.0	1
Nov	955	Costa del Océano Pacífico, en los estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco y en el Golfo de California. También ocurrieron algunos eventos en el centro y norte del País.	2.2-5.6	1
Dic	1088	Estados de Chiapas, Oaxaca, Guerrero, Michoacán, Colima, Jalisco, la zona del istmo de Tehuantepec y el Golfo de California. También se registraron un par de sismos en el estado de Nuevo León.	2.7-6.6	1



En la siguiente tabla se mencionan algunos de los sismos más fuertes que se han suscitado en México en los últimos años.

Tabla 1.4 Sismos en México con Magnitud mayor a 7.0

Fuente: Servicio Sismológico Nacional

AÑO	MES	DIA	LATITUD	LONGITUD	PROF (KM)	Mmax	Ms	REGION
1985	9	19	18.419	102.468	15	8.1	8.1	Costa de Michoacán
1985	9	21	17.828	101.681	17	7.6	7.6	Costa de Michoacán
1986	4	30	18.361	103.045	22	7.0	7.0	Costa de Michoacán
1993	9	10	14.8	92.687	34	7.2	7.2	Costa de Chiapas
1995	9	14	16.752	98.667	21	7.3	7.2	Oaxaca-Guerrero
1995	10	9	18.993	104.245	25	8	7.3	Colima-Jalisco
1995	10	21	16.811	93.474	160	7.1	-	Chiapas
1996	2	25	15.88	97.98	15	7.1	6.9	Costas de Oaxaca
1997	1	11	18.34	102.58	40	7.1	6.9	Michoacán
1999	6	15	18.133	97.539	63	7	6.5	Puebla
1999	9	30	16.01	97	42	7.5	7.5	Oaxaca
2000	8	9	17.94	102.71	9	7.0	-	Costa Guerrero-Mich
2003	1	21	18.22	104.6	10	7.6	-	Costas de Colima
2010	4	4	32.54	115.36	10	7.2	-	18 km al sureste de Mexicali, BC
2012	3	20	16.251	98.521	16	7.4	-	29 km al Sur de Ometepe, GRO
2012	11	7	14.08	92.32	16	7.3	-	68 km al Suroeste de CD Hidalgo, CHIS
2014	4	18	17.18	101.19	10	7.2	-	40 km al Sur de Petatlan, GRO



Figura 1.9 Eje Neovolcanico. (Sierra madre oriental.com, 2016).

La ciudad de Puebla está ubicada en la región sísmica “B” según el mapa de la figura 1.9. Esto quiere decir que se encuentra en una zona de media sismicidad, donde los sismos no se presentan en la intensidad que en las zonas “C o D” pero no por eso dejan de ser de magnitudes importantes y que han dejado experiencias muy desagradables en cuestión de daños estructurales, económicos y de pérdidas humanas.

La zona B comprende gran parte de los estados del centro de la república mexicana dentro de los que destacan Sonora, Chihuahua, Sinaloa, Durango, Zacatecas, México D.F, Puebla, Veracruz, Tabasco y Chiapas. De acuerdo a lo descrito anteriormente la Zona “B” ocupa el 40% aproximadamente del territorio nacional, es por eso que esta zona es de gran influencia en la actividad sísmica que sucede en la república mexicana.

1.3 Efectos en Puebla

Es importante destacar que Puebla ha sido considerado patrimonio cultural de la humanidad, debido a su arquitectura y construcciones históricas dentro de las cuales se resguardan acervos culturales de gran importancia, así mismo en una de las ciudades con mayor índice poblacional en el país. Por lo cual si un evento sísmico de gran magnitud se presentara podría causar grandes pérdidas. Es por esto que para el estado es imprescindible contar una seguridad estructural de los más altos niveles.



A través de los años Puebla ha sido un estado que ha sufrido los embates que han causado los sismos, que van desde pérdidas económicas hasta humanas, dichos daños no sólo se han presentado en la capital del estado, también en muchos de sus municipios como:

- Amozoc de Mota
- Atlixco
- Chapulco
- Cholula (San Andrés, San Pedro)
- Ciudad Serdán
- San Francisco Acatepec
- San Gregorio Zacapechpan
- San Nicolás de los Ranchos
- San Pedro Yancuictlalpan
- Santa María la Alta
- Tehuacán
- Tepeaca
- Tlacotepec de Benito Juárez
- Entre Otros.

Los daños presentados debido a los sismos, van desde agrietamientos, desplomes, deformaciones excesivas en elementos estructurales, hasta asentamientos diferenciales y en algunos casos colapsos, afectando principalmente a edificaciones de concreto y mampostería, así como aquellas construcciones más antiguas. (CENAPRED, 1999).

De acuerdo a lo publicado en un informe técnico del sismo de Tehuacán de 1995 emitido por el CENAPRED, muchas de las estructuras afectadas en Puebla por los sismos son centros de reunión masiva tales como:

- Centros o Templos religiosos (Iglesias)
- Escuelas
- Auditorios
- Presidencias Municipales
- Hospitales



Tabla 1.5 Sismos en el Estado de Puebla con Magnitud mayor a 7.0

Fuente: Singh et al. 1999

Fecha	Latitud	Longitud	Profundidad, km	Magnitud
03.10.1864	18.70	97.40	-	7.30
17.05.1879	18.60	98.00	-	7.00
10.02.1928	18.26	97.99	84.00	6.50
15.01.1931	16.34	96.87	40.00	7.80
26.07.1937	18.48	96.08	85.00	7.30
11.10.1945	18.32	97.65	95.00	6.50
24.05.1959	17.72	97.72	80.00	6.80
28.08.1973	18.30	96.53	84.00	7.00
24.10.1980	18.03	98.27	65.00	7.00

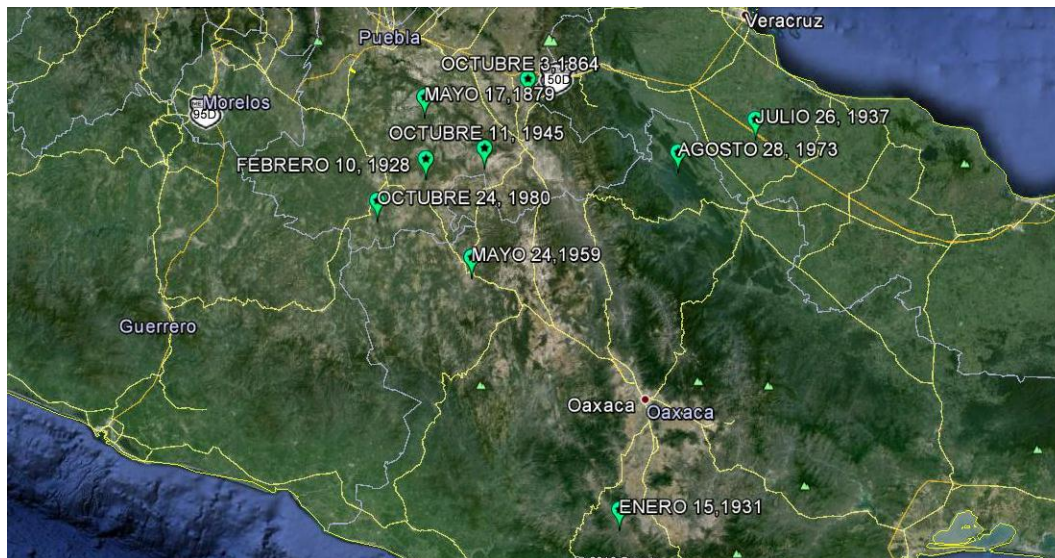


Figura 1.10 Mapa de epicentros de Sismos que han repercutido de manera importante en Estado de Puebla.

Fuente: Google Earth.

La tabla 1.5 muestra las fechas y lugares de los epicentros de los sismos más representativos que han afectado a Puebla y sus municipios en los últimos años, algunos son dentro de la entidad y otros en estados vecinos principalmente Oaxaca y Guerrero.



La experiencia más reciente que se ha tendido con graves consecuencias en la ciudad de Puebla, fue el sismo del 15 de junio de 1999. De magnitud 7.0, con epicentro al suroeste de la ciudad de Tehuacán, Puebla. De acuerdo a lo Publicado por el CENAPRED el evento ocasiono algunas pérdidas de vidas humanas, el número de personas damnificadas que debieron refugiarse en albergues fue también moderado.

Los daños totales, valorados fundamentalmente a costo de reposición, ascendieron a algo más de 1.4 millardos de pesos (alrededor de 150 millones de dólares). Más de tres cuartas partes de los daños totales se concentraron en el estado de Puebla, el 15 por ciento de los mismos en Oaxaca y el siete por ciento restante en cinco estados -Morelos, México, Tlaxcala, Veracruz y Guerrero.

Aunque la mayor parte de los daños se observaron en inmuebles históricos, también edificios de reciente construcción sufrieron daños e incluso colapso.

Según el SENAPRED Dentro de las construcciones más dañadas por dicho sismo encontramos:

Parroquia de la Asunción (Amozoc de mota).- Se observó daño en la estructura del campanario de dos niveles; el daño está concentrado en la parte superior del arco del primer nivel. Se considera que el daño puede poner en peligro la estabilidad de los dos niveles de la torre ante cargas laterales sísmicas.

Ex convento del Carmen (Atlixco).- se observó agrietamiento vertical en la esquina sureste del edificio sur. Si bien parece que el origen del agrietamiento data de tiempo atrás, según testimonios de vecinos y personal de la Coordinación Municipal de Protección Civil, éste se extendió y aumentó su anchura con el sismo de Tehuacán.

Iglesia de Chapulco (Chapulco).- Los daños observados fueron agrietamiento horizontal de las columnas que forman el tambor del campanario, grietas inclinadas en el cuerpo de la torre sur, además de grietas que parten de la intersección de esta torre y la parte media de la fachada. Una de estas grietas baja verticalmente hasta la ventana inferior y las demás grietas inclinadas dejan ver el movimiento del campanario en dirección NS.

Iglesia del sagrado Corazón (Ciudad Serdán).- El daño se caracterizó por agrietamiento horizontal rodeando la base de las columnas del campanario, y grietas que arrancan de la cornisa, en la base del campanario, y bajan verticalmente hasta cierta altura del cuerpo de la torre izquierda. Por la fachada se observan grietas diagonales en el cuerpo de las torres que corren hacia abajo y afuera.

Edificio Carolina (Puebla).- El daño del Edificio Carolino se concentra en la zona del llamado tercer patio, hacia el extremo este de la estructura. En los corredores perimetrales del tercer patio se presentaron



desprendimientos de grupos de piezas de mampostería en las claves de bóvedas y arcos tanto en la planta baja como en el primer nivel.

Escuela primaria Ignacio Zaragoza (Atlixco).- Los daños reportados por profesores y padres de familia se limitaron a agrietamientos en muros y losas a lo largo de conductos eléctricos. Los primeros pudieron ser causados por un recubrimiento insuficiente en muros y losas, mientras que los segundos se pudieron asociar con un mantenimiento deficiente y la existencia previa de filtraciones y humedades.

Escuela primaria José María Morelos y Pavón (Chapulco).- Los daños que se encontraron en esta escuela son básicamente la rotura de casi todos los vidrios de unos de los cuerpos, además del agrietamiento horizontal de una de las columnas. Se piensa que la rotura de los vidrios se generó por una mala fijación, ya que no se encontraron deformaciones permanentes en la cancelería de fierro ni en los elementos estructurales. No se encontraron problemas de columna corta, ni agrietamientos en ninguno de los elementos restantes.

Escuela primaria Rural Federal Miguel Negrete (San Mateo Ozolco).- Fue evidente la falta de tornillos y tuercas en varias conexiones viga-monten secundario; incluso se apreció la rotación ligera del patín inferior del monten con respecto a su eje longitudinal (torsión). Fue claro el daño por flexocortante en los extremos de los castillos; incluso, el deterioro se extendió a los muros diafragmas perpendiculares en forma de grietas inclinadas.

Escuela primaria Miguel Hidalgo y Costilla (Tecamachalco).- Sobre la fachada sur se apreciaron grietas inclinadas en los muros cortos (mochetas) que separan los conjuntos de ventanas. En algunos diarios locales aparecieron fotografías de agrietamientos inclinados en los muros internos divisorios de las aulas.

Condominio 3Ote. (Puebla).- En uno de los edificios colapsados, algunas de sus columnas penetraron en el terreno. El tipo de cimentación para estas columnas y su profundidad de desplante se desconocen, pero se presume que sean zapatas aisladas de concreto reforzado, desplantadas a aproximadamente 1 m de profundidad. Se ha especulado que esta penetración podría deberse a una falla de cimentación, para la que se reúnen condiciones propicias tales como un depósito aluvial con un alto nivel freático, y la amplificación sísmica ya comentada por el efecto de sitio.

Arena Pública de Ex convento de Carmen (Atlixco).- El muro dañado exhibe un desplomo parcial fuera de plano, hacia el interior de la arena. Fue la estructura metálica de las gradas la que evitó que esa porción de muro colapsara. Será necesario reconstruir el muro. Dada la esbeltez del muro es recomendable rigidizarlo fuera del plano para prevenir fallas como la descrita. Es importante notar que entre este muro y las vías del ferrocarril viven trabajadores ferrocarrileros.



Establecimiento en Benito Juárez y 5 Pte. (Tecamachalco).- El daño se puede explicar por la esbeltez del edificio aunada a posible torsión producto de la estructuración en esquina. Es probable que la inherente flexibilidad de la marquesina donde se apoyaban los muros de fachada contribuyera al pobre comportamiento. Esto provocó el escandaloso daño de los muros de mampostería del segundo nivel y motivó la inmediata decisión del dueño de demoler.

Hotel Madrid (Tehuacán).- Los daños observados en esta construcción fueron la caída parcial del segundo nivel en la calle 1 Oriente así como desprendimiento del acabado, cemento-arena, en la fachada sobre la calle 3 Sur. Al momento de la inspección se encontraba en proceso de demolición la zona dañada por lo que no se pudo definir cuál fue la causa del daño. El resto de la construcción, primer entrepiso así como la parte que colinda con la calle 3 Sur, se encontraba en aparente buen estado a pesar de su falta de mantenimiento.

Hotel México (Tehuacán).- Además de la rotura de algunos cristales (que ya habían sido repuestos en la fecha de la visita), se observó una grieta horizontal a nivel de losa que marcó la intersección del nivel dos con el tercero (propiamente un apéndice que se encuentra localizado en la parte sur del edificio ya que no ocupa toda la superficie). También se apreció caída de tejas.

Cine y Sanatorio Reforma (Tehuacán).- Se observaron daños en el apéndice localizado en la parte sur del inmueble. El daño es debido a la falta de elementos verticales que confinaran a los muros que componían dicho apéndice. También se observó daño en un castillo del tercer nivel del edificio, producto del golpeteo con la estructura vecina debido a la falta de separación adecuada entre ambas estructuras.

Unidad Habitacional Las Margaritas (Puebla).- La mayoría de los edificios muestra grietas debidas, en buena medida, a una falta generalizada de mantenimiento. Se observaron fisuras producto de asentamientos que se han agravado por filtraciones. En algunos edificios se observaron muestras de grietas obturadas, presumiblemente causadas por asentamientos diferenciales. En algunos cuantos edificios se observaron pequeñas fisuras inclinadas en muros de los pisos inferiores. La aparición de este daño en algunos edificios con características similares se puede explicar tanto por deterioro de las propiedades estructurales por intemperismo y filtraciones, como por el uso de materiales con características estructurales más pobres.

Unidad Habitacional Amalucan (Puebla).- El daños se concentraron regularmente en los pisos 1 y 2, y está representado por agrietamiento inclinado en los muros de mampostería, únicamente en la dirección NS. En el piso 1 se pudo inspeccionar una de las viviendas; la otra vivienda y los locales comerciales se encontraron cerrados. En este nivel los muros observados presentaron grietas inclinadas, con una sola grieta o formando una X, y con anchura aproximada de grieta de 2 a 3 mm. Sólo en dos de los muros de la dirección EO se vieron

grietas aproximadamente horizontales. El cuerpo oeste no presentó daños en los elementos de concreto reforzado.

Unidad Habitacional Atlixco (Atlixco).- En la parte superior de los edificios se observó agrietamiento vertical en la junta castillo-muro que se extendió hacia los muros del último piso con cierta inclinación. La causa de este daño es la ubicación del tanque de agua justo sobre el cubo de escaleras, agravada por una falta generalizada de mantenimiento.

Las anteriores son sólo algunas de las construcciones que presentaron daños considerables ya que fueron muchas edificaciones más la que también fueron dañadas en el evento.

El sismo del 15 de junio fue un evento de resultados preocupantes para el estado y dejó una gran enseñanza, que Puebla no estaba preparada para eventos sísmicos de gran intensidad.



Figura 1.11 Daños causados por el sismo del 15.06.1999 Condominio en la calle 3 oriente, colonia Azcarate; Tomada de informe técnico del sismo de Tehuacán de 1995 (CENAPRED)

Ante la notable incidencia de eventos sísmicos en la ciudad de Puebla y la vulnerabilidad observada en algunos de sus edificios, es necesario contar con mayor información acerca del comportamiento dinámico del suelo, las estructuras y desde luego reflejarla en su reglamentación.

El crecimiento observado en los últimos años con edificios altos en la ciudad de zona conurbada, hace necesario actualizar la reglamentación en construcción vigente. Es de esperarse que los grandes proyectos estructurales cuenten con estudios ad-hoc que garantizan un nivel de seguridad importante. Sin embargo, los edificios ya

construidos requerirían una revisión considerando la nueva información obtenida acerca del movimiento sísmico en Puebla.

Es necesario revisar el comportamiento dinámico de edificios importantes, primordialmente los clasificados como tipo A. En el presente trabajo, elegimos Ciudad Universitaria (CU) de la BUAP, dado que en los últimos años se ha observado el incremento en su infraestructura. Actualmente CU es el área con mayor concentración de inmuebles, existen 82 edificios de los cuales 30 fueron construidos desde la fundación de CU y al menos 15 tienen menos de 5 años de edificados. Esto muestra una gran variedad en los periodos de construcción y por tanto también en las técnicas empleadas.



Figura 1.12 Daños causados por sismo del 15.06.1999, imagen de iglesia en el Municipio de Cholula.



Estaciones sísmicas en Puebla

Por lo comentado anteriormente, Puebla se vio en la necesidad de instalar cada vez más estaciones sísmicas a lo largo de todo su territorio, dichas estaciones ayudan a monitorear la actividad sísmica dentro del estado.

Así, desde 1987, la BUAP inició los trabajos de la red de acelerógrafos con la instalación de tres estaciones: en Ciudad Universitaria, el Paseo Bravo y la Central de Abastos. En 1989 se logró obtener financiamiento para tres acelerógrafos más y en la década de los noventas se tenían instalados en San Ramón Castillota, Parque Habana y Río de San Francisco. De esta forma, y en base a estos estudios, se tiene detectado que en la ciudad los suelos más rígidos están en Lomas del Mármol y los menos rígidos están por la zona del Parque Habana.

En general, todas las zonas hacia el sur de la ciudad son las que mayor riesgo presentan, una zona intermedia de riesgo es la parte norte y poniente de Puebla y la zona menos riesgosa es en Lomas del Mármol y la zona de los Fuertes, dependiendo también factores como el suelo y el tipo de construcción asentada en el terreno.

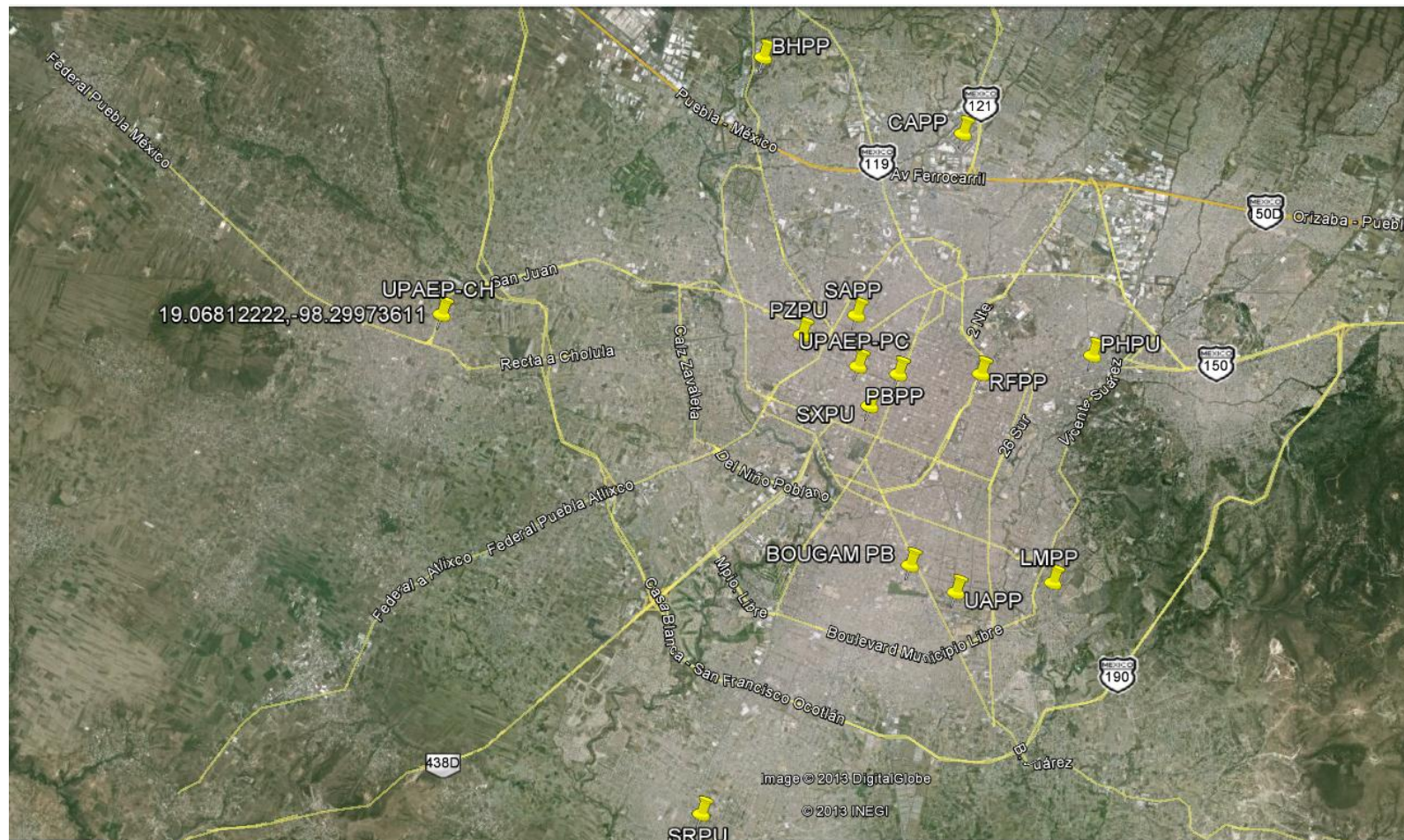


Figura 1.12 Ubicación de estaciones sísmicas en la Ciudad de Puebla. Fuente Google Earth.



Capítulo 2. Propiedades dinámicas del suelo

Es bien sabido que las condiciones de sitio son el factor más importante en el comportamiento dinámico final registrado. Por ello, definir las propiedades dinámicas del suelo puede permitir inferir en buena medida el movimiento sísmico de ese mismo sitio ante un evento dado.

Por otro lado, el movimiento del suelo final, para los fines de la Ingeniería Estructural, es sólo una herramienta con el potencial de permitir determinar las aceleraciones máximas de un sitio, mismas que afectarán el comportamiento de una estructura. Ya se comentará más adelante este fenómeno en el capítulo siguiente del presente trabajo. Por ahora sólo se aclara la importancia de entender el movimiento del suelo con la intención de generar un buen diseño estructural.

El crecimiento de la ciudad de Puebla, observado en los últimos años con edificios altos en la ciudad de zona conurbada, hace necesario actualizar la reglamentación en construcción vigente. Es de esperarse que los grandes proyectos estructurales cuenten con estudios *ad-hoc* que garanticen un nivel de seguridad importante. Sin embargo, los edificios ya construidos requerirían una revisión considerando la nueva información obtenida acerca del movimiento sísmico en Puebla.

Ante la notable incidencia de eventos sísmicos en la ciudad de Puebla y la vulnerabilidad observada en algunos de sus edificios, es necesario contar con mayor información acerca del comportamiento dinámico del suelo, las estructuras y desde luego reflejarla en su reglamentación.

La experiencia más reciente que se ha tendido con graves consecuencias en la ciudad de Puebla, fue el sismo del 15 de junio de 1999. Aunque la mayor parte de los daños se observaron en inmuebles históricos, también edificios de reciente construcción sufrieron daños e incluso *colapso* (*sistema nacional de protección civil Coordinación general de protección civil, el sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999*).

También es necesario revisar el comportamiento dinámico de edificios importantes, primordialmente los clasificados como tipo A. En el presente trabajo, elegimos Ciudad Universitaria (CU) de la BUAP, dado que en los últimos años se ha observado el incremento en su infraestructura. Actualmente CU es el área con mayor concentración de inmuebles, existen 82 edificios de los cuales 30 fueron construidos desde la fundación de CU y al menos 15 tienen menos de 5 años de edificados. Esto muestra una gran variedad en los periodos de construcción y por tanto también en las técnicas empleadas.



Figura 2.1 Daños causados por el sismo del 15.06.1999 en a) edificio de Ayuntamiento del municipio de Puebla y b) edificio de Gobierno (25 Oriente y 14 Sur (tomada de El Imparcial, 1999).

La BUAP se distingue por ser una de las seis instituciones públicas mexicanas que forman parte de la Red de Macro universidades de América Latina y el Caribe. Su oferta académica es de 149 programas educativos, desde bachillerato hasta posgrados. En sus instalaciones alberga a más de 10,000 estudiantes distribuidos entre sus más de 25 facultades. Como es notable, la concentración de personas en determinadas áreas dentro de CU puede llegar a ser muy grande, por lo cual la seguridad estructural en sus edificaciones debe ser de los más altos



niveles. Por todo lo anterior, es necesario concentrar esfuerzos para analizar el comportamiento dinámico del suelo en el campus de CU, de la ciudad de Puebla.

Por todo lo anterior, este trabajo tiene como finalidad principal proporcionar información que contribuya a diseños sísmicos más seguros. La información aquí mostrada contribuirá en los nuevos diseños estructurales de sus edificaciones y como un punto de partida para revisar las ya existentes.



*Figura 2.2. Polideportivo "Ignacio Manuel Altamirano"
C.U. Puebla (Portal de la BUAP 2009).*

Aunque para CU no existen trabajos que se han realizado con fines de diseño sísmico (espectros de diseño), existen algunos para construcciones específicas como el reciente estadio "Lobos BUAP" 2011. Es evidente que el tamaño y la concentración de personas que dicho edificio hay, hicieron necesario un estudio específico para su diseño sísmico de tal manera que se garantizara su seguridad. Desafortunadamente, estudios como el mencionado, no están a disposición y por tanto no hemos podido incluirlos en el presente trabajo.

Como desarrollo del presente capítulo, primero se caracteriza el tipo de suelo, observando su comportamiento dinámico. Para ello se registra ruido ambiental que posteriormente se procesa mediante la técnica de cocientes espectrales H/V (Nakamura, 1989).

Ciertamente la determinación de periodos dominantes del suelo empleando cocientes espectrales H/V (Nakamura, 1989), genera resultados con un grado de confianza muy bueno, no es absoluta y requiere ser corroborado o respaldado por otros métodos. Hay una importante discusión acerca de la profundidad máxima de estratos blandos en la que puede ser válida la técnica, la forma de registrar el ruido e incluso la forma correcta de promediar resultados. Por ello, para este caso también aplicaremos dos técnicas adicionales que permitan respaldar lo obtenido en este apartado.

La medición de ruido ambiental, es un procedimiento muy usado en la actualidad, países como Estado Unidos, España y Japón lo han empleado para obtener el periodo dominante del suelo de una zona en específico, obteniendo muy buenos resultados. El procedimiento consiste, en obtener las vibraciones ambientales del suelo.

Las mediciones de ruido ambiental del suelo, ya se han llevado a cabo en la ciudad de Puebla, en zona como el centro histórico de la ciudad, la iglesia de San Aparicio en San Francisco, el Municipio de Cholula, entre otros puntos dentro de la ciudad (*e. g.* Chávez-García *et al.*, 1994; Ferrer-Toledo, 2000; Lermo *et al.*, 2006). Se realizó una campaña de mediciones de ruido ambiental utilizando la técnica de cocientes espectrales H/V, dentro del área de CU. Los datos obtenidos serán procesados para obtener las funciones de transferencia y si poder obtener los periodos dominantes del suelo en diferentes puntos.

Lo obtenido anteriormente tendrá como finalidad la creación de un espectro de sitio para toda ciudad universitaria, lo cual proporcione parámetros de diseño estructural más óptimos ante sismos.

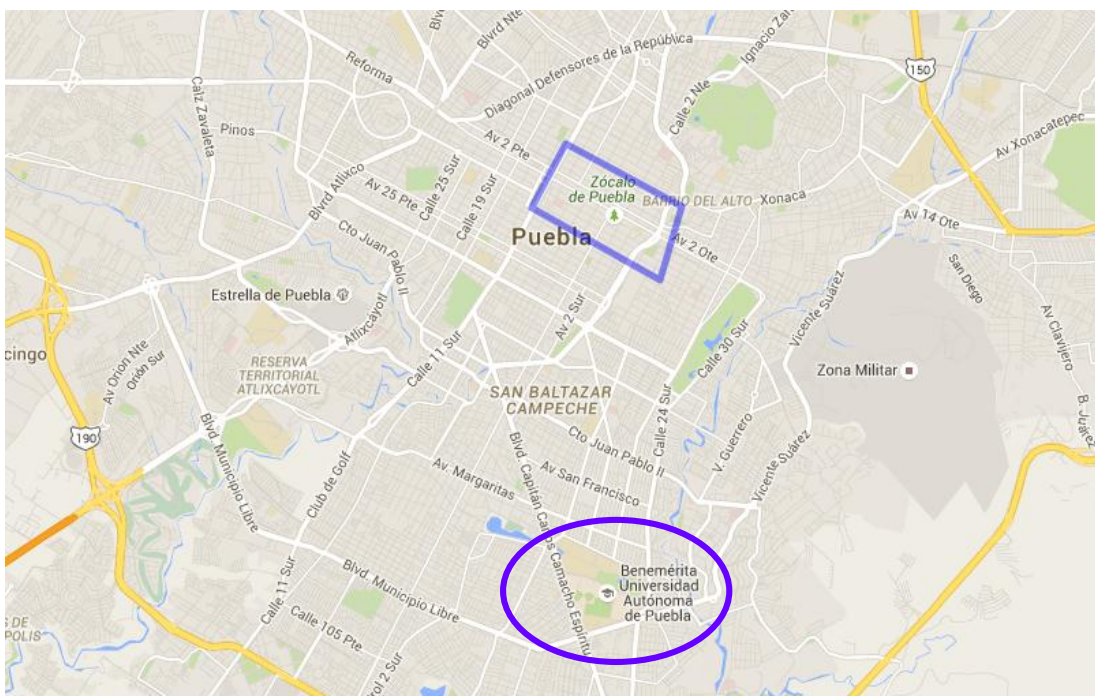


Figura 2.3 Ubicación de CU, indicada con una elipse.

2.1 Obtención de registros de vibración ambiental

Considerando la superficie de CU, se propuso medir vibración ambiental en 20 sitios (*Fig. 2.5*) de tal forma que su distribución espacial permita una mejor caracterización de la zona. Se debe tomar en cuenta que dichos puntos deben ser suficientes y colocados de tal manera, que los resultados que se obtengan de ellos sean representativos de toda de área de CU. Se consideran todas las instalaciones desde facultades, centros de reunión, zonas deportivas y áreas comunes como parques y jardines.

Los equipos empleados para dicha medición son dos Kinemetrics Altus K2, con sensores interiores ortogonales triaxiales (Longitudinal, L; Transversal, T; Vertical, V) FBA (Force Balanced Accelerometer), con un ancho de banda de 0.01 a 50 Hz. Cada K2 fue conectado a un Guralp de tipo digital de tres ejes ortogonales y sus sensores que registran los componentes (Norte, Sur, Este, Oeste y las verticales). Cada sensor de Guralp es sensible a un rango de frecuencia (0.033 -50 Hz de serie). Como es de notar, en cada punto se registraron seis componentes, dos en cada dirección principal del movimiento, siendo un sistema ortogonal para el K2 y otro para el Guralp.

Para el K2 el componente longitudinal (L) se alineó con la dirección Norte-Sur, mientras que la línea N-S del Guralp se tomó con la misma alineación.



Figura 2.4 Imagen de Equipo K2 conectado a un equipo Guralp cada uno.

Los registros comienzan de oeste a este y midiendo dos puntos simultáneamente dando 30 minutos de medición para cada punto (*Fig. 2.5*). Es de suma importancia resaltar que los equipos que se ocupan para realizar los



registros, están debidamente calibrados y orientados, esto con la finalidad de que los resultados que se obtengan sean lo más exacto posible.

Al realizar las mediciones de ruido ambiental, los procedimientos efectuados, así como los sucesos relevantes en el ambiente que puedan alterar las mediciones son anotadas en una bitácora de campo. En ella se lleva el control y registro de cada punto del mapa anterior (*Figura 2.5*).

Para mayor referencia los puntos de registro tienen las siguientes ubicaciones:

Tabla 2.1 ubicación de puntos de medición de ruido ambiental en CU.

Punto	Ubicación
1A	Entrada a la Facultad de Cultura Física, de lado de Av. San Claudio
1B	Entrada a la Facultad de Cultura Física, de la Caseta de vigilancia
1C	Glorieta central ubicada frente al estadio de futbol de CU
1D	Terreno junto al estadio de futbol de CU al lado de la 24 sur
2A	Entrada a la Facultad de Economía, de lado de Av. San Claudio
2B	Facultad de Economía, frente al centro de Idiomas CT
2C	Avenida Ciudad Universitaria, frente a canchas de frontón
2D	Estacionamiento del estadio de futbol, frente a la entrada principal
3A	Entrada de edificio 165 frente a la Facultad de Derecho
3B	Plataforma de concreto frente al edificio 313 de la Facultad de Adm.
3C	Avenida Ciudad Universitaria, frente a canchas de basquetbol
3D	Estacionamiento frente a la entrada a la biblioteca central
4A	Entrada al edificio IF 110-C de la Facultad de Ing. Química
4B	Entrada al edificio 109-B de la Facultad de Electrónica
4C	Avenida Ciudad Universitaria, frente a albercas olímpicas
4D	Entrada al edificio del hospital veterinario de CU
5A	Entrada al estacionamiento de la facultad de C. de la Comp.
5B	Entrada al almacén frente a lago de CU
5C	Caseta de Vigilancia frente a Facultad de Ingeniería
5D	Estacionamiento frente a la entrada al polideportivo, del lado del estadio de Béisbol



Figura 2.6. Toma de los registros de vibración ambiental en los puntos a) 2D y b) 4D

2.2 Procesamiento de ruido ambiental

Finalmente ya realizados los registros, se procesan las señales en un software Degtra (*M. Ordaz II-UNAM y C Montoya Dulche, 1999-2002*) y SAC2000 (*Goldstein et al., 1999*), con la finalidad de obtener los cocientes espectrales H/V (Nakamura, 1989) y a su vez las frecuencias dominantes del suelo.

Para el procesamiento se calculó la Transformada Rápida de Fourier (FFT) de la señal completa y se realizaron los cocientes espectrales H/V de un mismo equipo registrador, es decir horizontales de K2 entre su respectivo vertical y horizontales Guralp entre su respectivo vertical.

También es necesario mencionar que los registros horizontales de un mismo equipo, se analizaron de manera independiente para cada dirección (N – S y E – W). Primero se determinó el periodo dominante del suelo en una dirección y posteriormente, al comparar los valores obtenidos en el otro horizontal, se realizaba un promedio geométrico.

Posteriormente, cada registro se seccionó en ventanas de 180 segundos (3 min) y se les dio el mismo tratamiento que a la señal completa. Esto permitió identificar con más claridad la frecuencia fundamental (y su recíproco). Finalmente para los registros, también se hicieron ventanas de tiempo arbitrarias para comparar con el periodo identificado.

El procesamiento de los registros tomados en un punto, se realizó tanto para los archivos obtenidos con los equipos Altus k2, como con los Guralp.



Finalmente al obtener el inverso de la frecuencia dominante, se obtiene su recíproco (T_0) del suelo en el intervalo de tiempo dado, posteriormente después de obtener el periodo para cada ventana, estas se promedian geoméricamente y se obtiene el periodo dominante total para el punto en estudio.

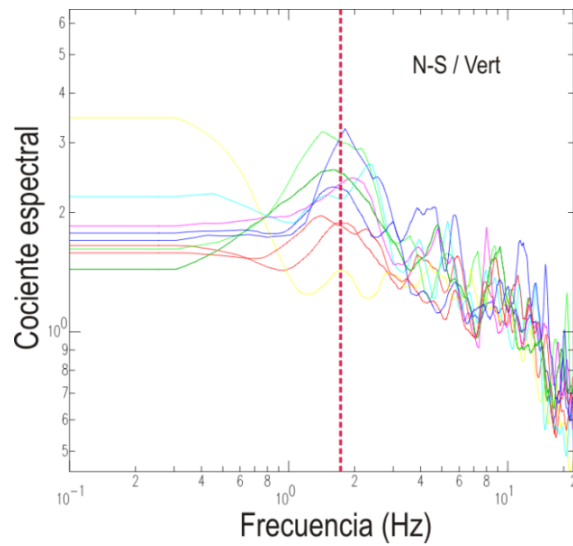


Figura 2.7. Funciones de transferencia empírica N-S/V, registros provenientes de equipos Kinematics Altus K2, correspondientes al punto 5, ventanas uniformes de 180 s.

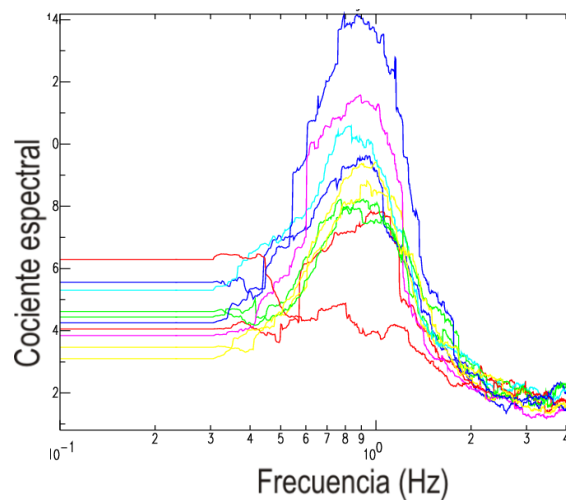


Figura 2.8. Funciones de transferencia empírica N-S/V, registros provenientes de equipos Kinematics Altus K2, correspondientes al punto 6, ventanas uniformes de 180 s.

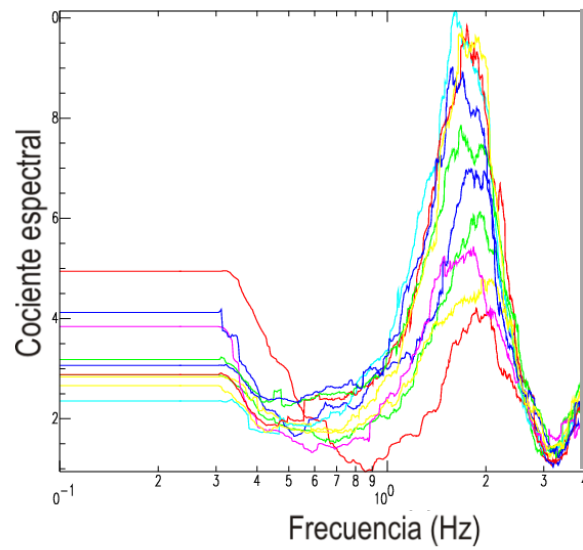


Figura 2.9. Funciones de transferencia empírica N-S / V, registros provenientes de equipos Kinematics Altus K2, correspondientes al punto 8, ventanas uniformes de 180 s.

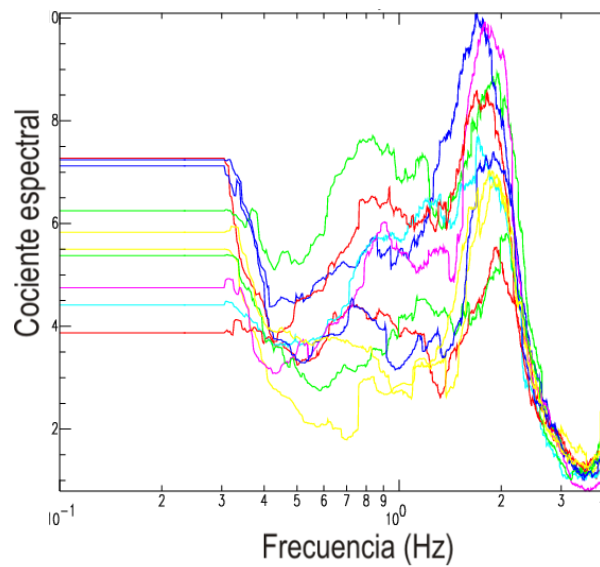


Figura 2.10. Funciones de transferencia empírica N-S / V, registros provenientes de equipos Kinematics Altus K2, correspondientes al punto 8, ventanas uniformes de 180 s.



Tabla 2.2 Periodos en CU determinados con ruido ambiental.

PUNTO	PERIODOS DOMINANTES (s)	
	N-S	E-O
1A	0.6	0.7
2A	0.7	0.7
3A	0.8	0.9
4A	0.9	0.7
5A	0.8	0.9
1B	0.6	0.5
2B	0.9	0.8
3B	0.9	0.9
4B	0.7	0.9
5B	0.7	0.8
1C	0.6	0.7
2C	0.7	0.7
3C	0.6	0.6
4C	0.7	0.6
5C	0.9	0.8
1D	0.9	0.6
2D	0.7	0.7
3D	0.8	0.9
4D	0.8	0.5
5D	0.7	0.8

En la figura 2.7 se observan las funciones de transferencia empírica (FTE) N-S/V de registros obtenidos con equipos Kinematics Altus K2, correspondientes al punto 5, procesados en ventanas uniformes de 180 s. En total, para ese caso en particular fueron 10 ventanas. Todas las FTE presentan una buena correspondencia y presentan un máximo común. Sólo en una de ellas dicho máximo no es evidente por sí solo, pero al ponerla en el grupo con las restantes 9 es posible correlacionar visualmente el máximo común, correspondiente a la frecuencia dominante. En este caso f resulta ser 1.5 Hz y por tanto su periodo dominante es de 0.67 s.



2.3 Datos geotécnicos

Con lo que respecta a la geotecnia, aunque sólo contamos con un estudio de mecánica de suelos completo, para esta etapa la información que de él se deriva ayuda a corroborar nuestros resultados.

Otro método empleado para la determinación del periodo fundamental del suelo, es mediante modelos matemáticos con información, empleando la teoría unidimensional de propagación de ondas de corte en medios viscoelásticos estratificados. Para fines de este trabajo, de acuerdo a la zonificación geológica propuesta por Auvinet (1976) Ciudad Universitaria se ubica en la zona de tobas, cuyas características geotécnicas generalmente son buenas con excepción de zonas de baja compacidad y de materiales expansivos. Posteriormente, Azomoza (1998) definió su localización en la zona de arcillas expansivas, cuya descripción corresponde en una gran extensión a la formación de suelos tobáceos que se encuentra parcial y totalmente cubierta por una arcilla de alta plasticidad, producto de depósitos aluvio-lacustres-palustres. Esta arcilla plástica en algunas ocasiones se ha explorado bajo depósitos recientes aluviales o tobáceos, con espesores no mayores de 1.50 a 2 m y, ocasionalmente en zonas puntuales, hasta de 4 m.

A partir de un estudio de mecánica de suelos en la zona de interés, se definió la siguiente estratigrafía: bajo una capa vegetal y un relleno heterogéneo de aproximadamente 30 cm de espesor, superficialmente y hasta una profundidad promedio de 12 m se identificó una formación de suelos tobáceos, constituida por la intercalación de arcilla arenosa y arena arcillosa empacando en ambos casos gravas y gravilla, y grumos cementados del mismo material

Formación de depósitos eólicos de origen volcánico, cubiertos superficialmente por suelos aluviales de poco espesor, constituidos por la intercalación de una arcilla arenosa de baja plasticidad y una arena arcillosa.

Arcilla arenosa CL

Profundidad 20 m

$$\gamma_m = 1.8 \text{ t/m}^3$$

Estimación de los periodos fundamentales.

$$T_n = 4 \sum_i \frac{D_i}{(V_s)_i} \dots\dots\dots \text{ecuación 2.1}$$



Donde:

D=Espesor del estrato i

Vs=Velocidad de ondas de corte en el estrato i

$$V_s = \sqrt{\frac{G'}{p}} \dots\dots\dots \text{ecuación 2.2}$$

G'=Módulo Dinámico de cortante

p= Densidad del Material

G' Se determinó empíricamente al usar la ecuación de “Hardin y Black”, para materiales granulares con e > 0.6 y arcillas normalmente consolidadas de baja actividad:

$$G' = \frac{3230 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{S_o} \dots\dots\dots \text{ecuación 2.3}$$

Donde:

So = Esfuerzo principal efectivo de kpa
 = (S1+S2+S3)/3

S1 = pgz

S2 = S3 = K0 S1

g = Aceleración de la gravedad en el lugar

K0 = 1-sen φ

φ = Angulo efectivo de fricción interna

e = Relación de vacíos

z = Profundidad del estrato

p = Densidad del material

Finalmente después de haber realizado el método descrito, considerando los valores de la mecánica de suelos se obtiene lo siguiente:



	Estrato	e	ϕ	pg	p	z
				Ton/m3	Ton/s3 /m4	m
E-1	Capa Vegetal	1.5	0	17.658	1.766	0.3
E-2	Arcilla Arenosa	0.9	33	17.658	1.766	20

Estrato	Ko	S1	S2=S3	S0	e'	G'	(Vs) i	Di	Ti
		Ton/m3	Ton/m3	Ton/m3		Ton/m2	m/s	m	seg
E-1	1	5.1967	5.1967	5.1967	3230	2142	34.83	0.3	0.03
E-2	0.46	346.4	157.76	252.1	3230	32661	136	19.7	0.57
Tn =									0.614

Con lo que respecta a la geotecnia, aunque sólo contamos con un estudio de mecánica de suelos completo, para esta etapa la información que de él se deriva ayuda a corroborar nuestros resultados.

2.4 Análisis de registros sísmicos

Como parte de esta investigación, también se utilizaron registros sísmicos, los cuales fueron tomados de la estación sísmica que se tienen en la facultad de ingeniería de la BUAP.

Se obtuvieron 17 registros de aceleración, de la estación ubicada en CU. Sin embargo, sólo 4 de los registros presentan buena calidad en sus datos y pueden ser empleados para procesarse mediante la técnica de cocientes espectrales H/V (Lermo J, Chavez-Garcia FJ, 1993). A pesar de la mala calidad de los registros, asumimos que la aceleración máxima del terreno ha sido obtenida y esta información será empleada más adelante.

Los registros utilizados para la obtención del periodo dominante serán los producidos por los sismos acontecidos en las siguientes fechas:

- 01.01.04
- 30.09.99
- 15.06.99
- 21.10.95

La señales se procesaron de acuerdo a los descrito en el ruido ambiental y filtrando las señales en un rango de frecuencia de 0.1 a 10 Hz.

A continuación se muestran cuatro acelerogramas cuya calidad fue la más óptima. Hay que mencionar que los registros fueron suministrados en formato ASA 2.0, empleado en la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (www.smis.org.mx, smis@smis.org.mx, 1995). El nombre de cada archivo corresponde primero a cuatro letras en mayúsculas, luego dos cifras que señalan los dos últimos dígitos del año en que fueron obtenidos.

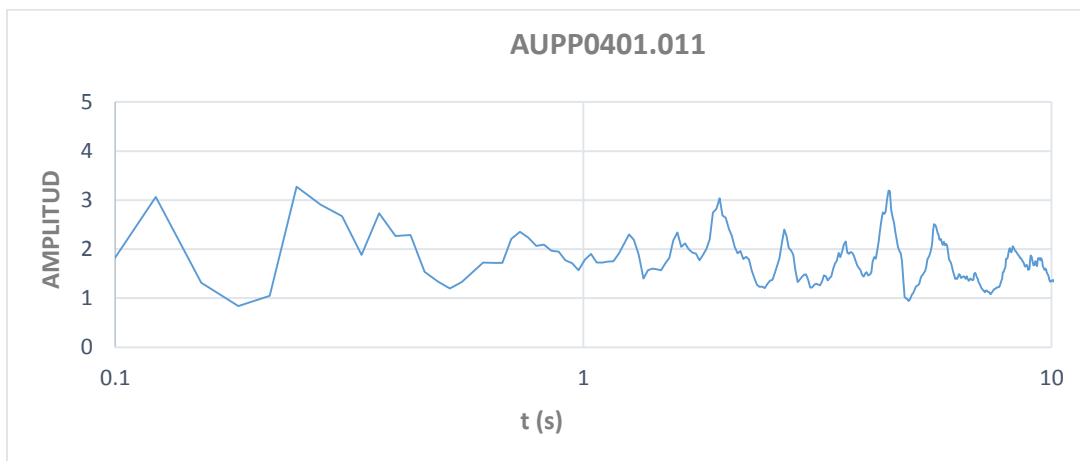


Figura 2.11. Señal obtenida del registro de sísmico del 01.01.04.

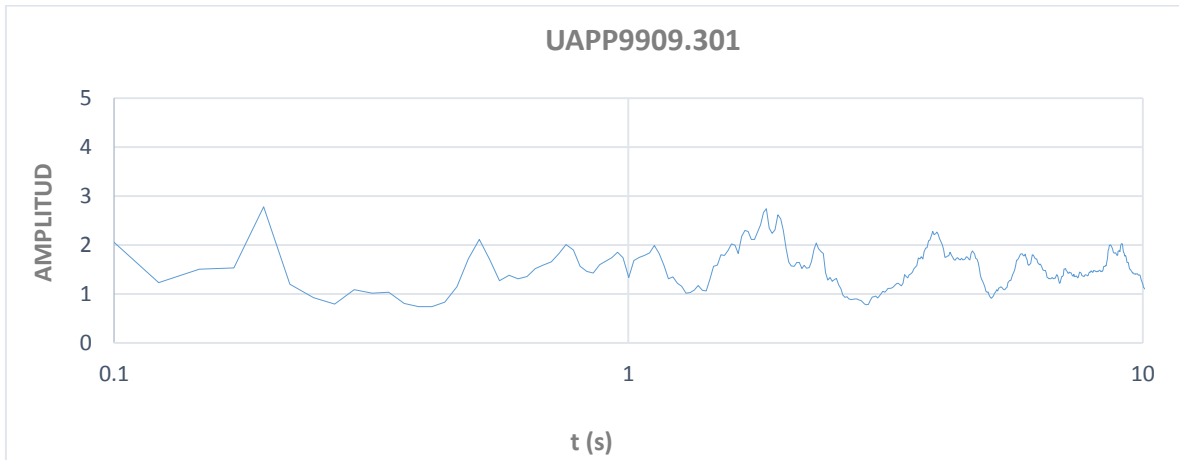


Figura 2.12. Señal obtenida del registro de sísmico del 30.09.99.

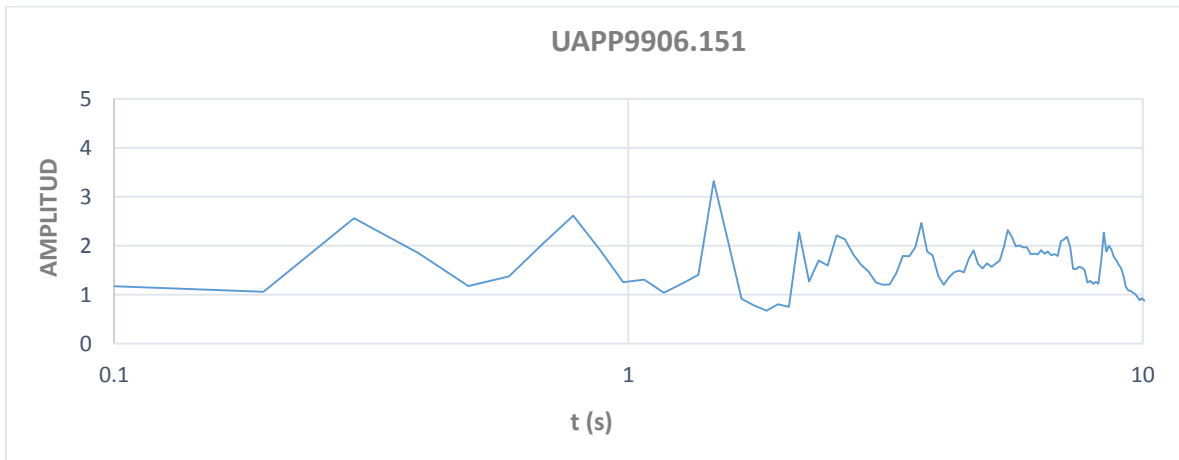


Figura 2.13. Señal obtenida del registro de sísmico del 15.06.99.

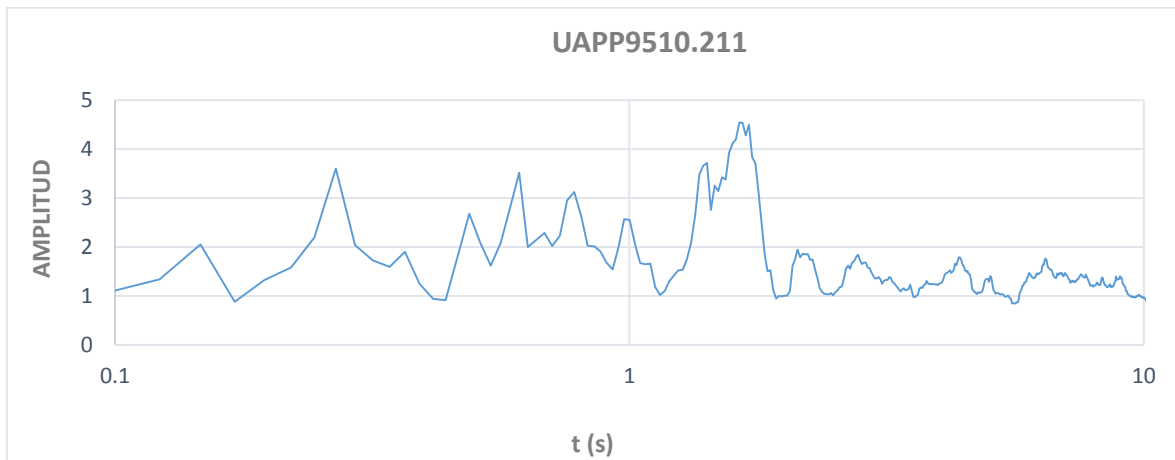


Figura 2.14. Señal obtenida del registro de sísmico del 21.10.95.

Las señales anteriores únicamente son las de las componentes N-S de las señales de los sismos, también se cuentan con las componentes V y E-O, pero para ejemplificar el procesamiento de las señales vasta con las cuatro gráficas.

Las señales están filtradas en un rango de 0.1 a 10 segundos, cada equipo arroja señales en las tres componentes (V, N-S y E-O), en el caso de las gráficas mostradas se indican la componente N-S. Para procesar las señales, estas se dividieron en tres ventanas para poder visualizar mejor la tendencia de los picos.

De las gráficas (2.11 a 2.14) se obtuvieron los espectros de furier, y aplicando la técnica de cocientes espectrales H/V se obtuvo la frecuencia máxima para cada una, posteriormente se promediaron mediante la raíz cuadrada de la multiplicación de las frecuencias se obtuvo la frecuencia general y con el inverso de la función de obtuvo el periodo dominante.

Finalmente después de obtener las frecuencias promedios y obtener sus valores inversos obtenemos los siguientes periodos dominantes:



Tabla 2.2 Periodos en CU determinados a partir de los registros sísmicos.

Evento	To (s)
01.01.04	0.52
30.09.99	0.54
15.06.99	0.66
21.10.95	0.58

2.5 Propuesta de espectros de diseño

Un espectro sintético se puede definir como un espectro que se crea para describir el comportamiento en la aceleración de un suelo ante un sismo irreal o que no se ha presentado todavía, es decir si los espectros de respuesta surgen de sismos acontecidos, los espectros sintéticos se crean para describir sismos de escalas mayores a los anteriores.

Dentro de los usos que se puede dar a un espectro sintético se encuentran los siguientes:

- 1) Sirve como herramienta para poder predecir el comportamiento de una estructura ante sismos de magnitudes importantes o extraordinarias.
- 2) Describe las aceleraciones que puede tener un determinado suelo ante un sismo de magnitudes dadas.
- 3) Puede ser un parámetro importante en el diseño de una estructura nueva o la revisión de una existente.
- 4) Pueden de gran utilidad para el análisis dinámico de estructuras considerando acelerogramas que representen el peligro sísmico.
- 5) Proponer espectros de diseño para sitios donde no se cuente con registros acelerométricos.

Actualmente existen diversas técnicas para la realización de espectros sintéticos, la diferencia entre una y otra depende de diversos factores, tales como:



- La reglamentación en la que se fundamentan.
- El sitio donde se localiza la estructura.
- El tipo de suelo donde se desplanta la estructura.
- La magnitud del sismo que se toma como base.

Parte de este trabajo es realizar propuestas de espectros de diseño (sintéticos), que sirvan para conceptualizar diferentes escenarios del comportamiento de las estructuras analizadas, con la finalidad de poder detectar posibles fallas o puntos de críticos de resistencia o servicio en las mismas. Para una posible propuesta de espectro, utilizaremos como base el periodo del suelo y los registros sísmicos analizados anteriormente partiendo de lo siguiente:

En la tabla 2.3 se especifica la aceleración máxima que se registró en cada evento sísmico, de acuerdo a lo indicado por la estación sísmica de CU.

Tabla 2.3 Aceleraciones Máxima Registradas por estación.

EVENTO	ACELERACION MAXIMA		
	cm/s/s		
	V	N-S	E-O
04.01.01	0.80	1.99	1.60
99.09.30	9.47	15.95	13.37
99.06.15	64.42	94.85	108.84
98.06.07	1.09	1.25	1.25
98.02.31	2.02	2.45	3.72
97.12.16	0.96	1.48	1.63
97.07.19	0.99	1.44	1.06
97.05.22	1.11	1.46	1.57
97.04.03	2.05	3.37	3.22
97.01.21	1.01	1.72	1.97
96.07.15	1.51	2.92	3.16
96.03.27	1.12	1.79	1.79
96.02.25	0.53	0.89	1.25
96.02.25	1.43	1.52	2.23
96.02.25	0.92	2.69	2.7
95.10.30	0.99	1.36	1.21
95.10.21	1.76	2.7	3.05

Como se puede ver en la tabla anterior, debido a la cantidad de registros y que la mayoría presenta aceleraciones pequeñas, se tomara el registro con el sismo más representativo en sus aceleraciones, y que más daño ha causado a la ciudad en los últimos años, este es el acontecido el 15 de junio de 1999.



Por otro lado recordemos que este trabajo cuenta con los periodos del suelo en diversos puntos de CU, que para el caso de la zona donde están ubicados los edificios en estudio será de $T=0.7$ segundos. Si obtenemos el inverso del periodo nos dará la frecuencia que en este caso será de $f=1.428$.

Resumiendo lo descrito tenemos:

- 1) La aceleración máxima del registro sísmico del 99.06.15.
- 2) La frecuencia obtenida del periodo dominante del suelo en la zona donde se localizan las estructuras en estudio.

De los datos anteriores se generará una gráfica de tipo senoidal con la función siguiente:

$y(t)=A \text{ Seno } \omega t$ecuación 4.1

Dónde:

$A=94.85 \text{ cm/s}^2$ (N-S) y 108.84 cm/s^2 (E-O)

$f=1.428$

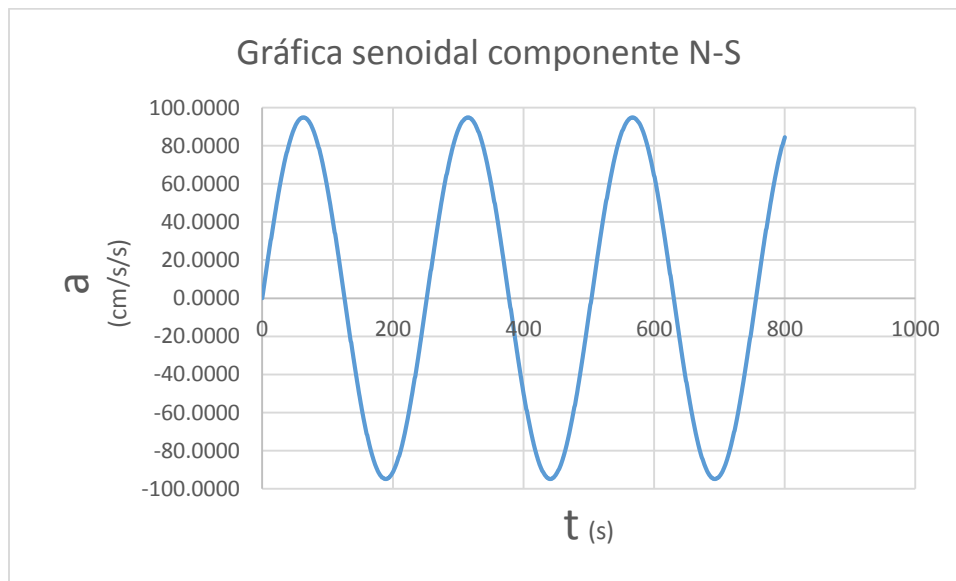


Figura 2.15 Gráfica senoidal de aceleración máxima de la componente N-S contra frecuencia dominante del suelo.

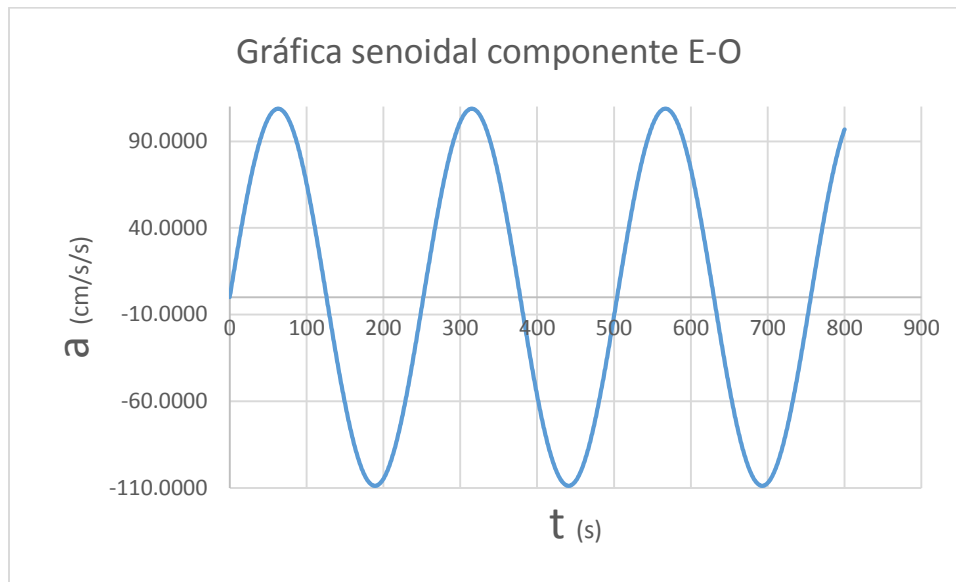


Figura 2.16 Gráfica senoidal de aceleración máxima de la componente E-O contra frecuencia dominante del suelo.

Para propósitos de este capítulo utilizaremos la gráfica de la (Fig. 2.16), esto debido a que es la que registra una mayor aceleración.

Ahora bien la función obtenida anteriormente no es lo suficientemente grande para poder relajar un espectro de respuesta como tal, pero sin embargo si nos puede arrojar dos parámetros muy importantes en la generación de un espectro de diseño, la aceleración máxima en la meseta que tendría el espectro y los periodos entre los que estaría la meseta, para esto se procesara la señal en el programa Degtra tal forma que se tendría lo siguiente:

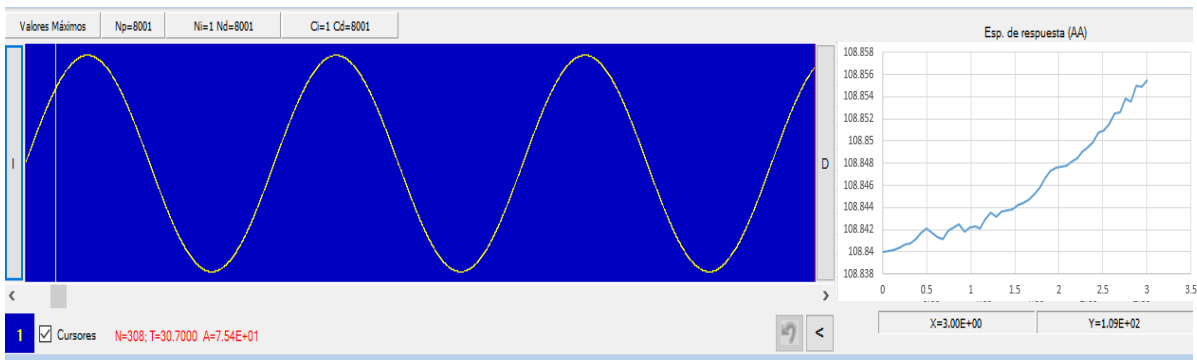
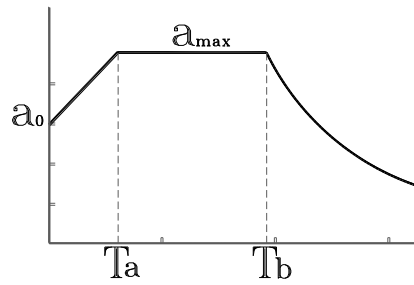


Figura 2.17 Gráfica de señal de tipo senoidal, procesada en Degtra (M Ordaz II-UNAM y C Montoya Dulche, CENAPRED, 1990-2002) para obtener en un instante de tiempo o una aceleración máxima.

De las graficas anterior tenemos que el espectro de respuesta nos dio una aceleración máxima en un periodo determinado, Ahora bien interpretando los datos tenemos:



De la figura anterior tenemos:

- $a_{max} = 108.84 \text{ m/s/s}$
- $T_a = 0.6$
- $T_b = 0.9$

La grafica anterior es una aseveración muy intuitiva, pero que sin embargo nos puede dar una propuesta aceptable de los diseño. Sustituyendo valores el espectro quedaría de la siguiente forma:

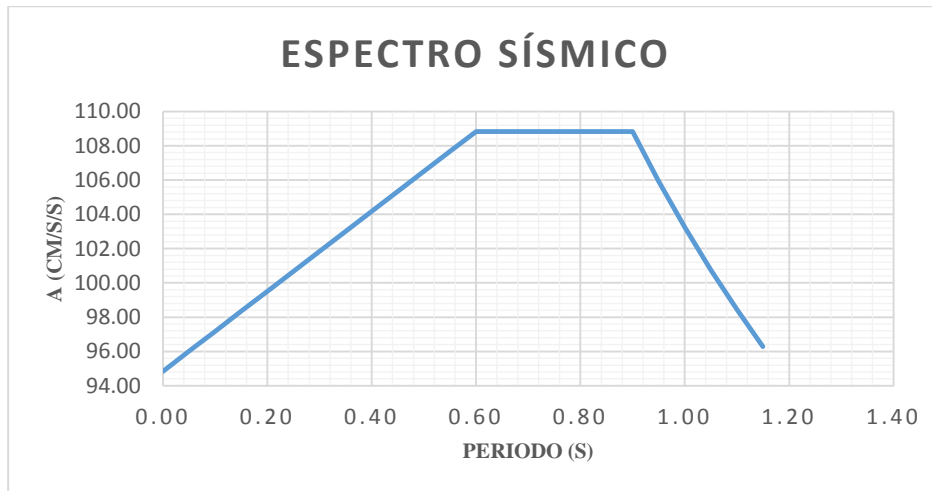


Figura 2.18 Propuesta de espectro de diseño a partir de los parámetros de aceleración y periodos en el suelo de CU.

Funciones empíricas de Green



Si bien es cierto que contamos con varios sismos, captados por la estación sísmica de CU, la mayoría de estos no tuvieron aceleraciones significativas en el área universitaria, salvo el del 15 de junio, que pudieran servir para la formación de otro espectro de diseño representativo. Por tal motivo recurriremos a otro método de generación de espectros sintéticos.

Una de los métodos más comunes para realizar espectros sintéticos, es a través de las funciones empíricas de Green (FEG. Irikura, 1986), en esta parte se utilizara este método para poder generar señales sintéticas y poder establecer otro espectro, que nos pueda formar otro parámetro de diseño en la revisión de las estructuras.

El método de las funciones empíricas de Green (FEG) (Irikura, 1986) se basa en la idea de que es posible reconstruir el registro de un sismo grande utilizando para ello uno pequeño. Se utiliza por lo general una réplica o un precursor del sismo mayor que haya tenido su origen lo suficientemente cerca del hipocentro como para que no existan grandes diferencias en el medio de propagación. Al tratarse del mismo evento principal y el evento pequeño registrados en una misma estación, no se hace necesario conocer el efecto de sitio de esta. Por lo general se prefieren aquellos eventos que posean un mecanismo focal semejante al del evento principal para tomar en cuenta el mismo patrón de radiación.

Para mayor referencia de lo anterior, tenemos que un sismo de magnitud pequeña registrada en el sitio de interés será visto como una función de Green empírica. Este registro debe presentar características similares a las de un gran sismo y ser representativo de la fuente sísmica y del mecanismo de falla de interés (p.e. mecanismo de falla inversa o de falla normal). Tal función de Green es modificada por efectos de atenuación mediante la ecuación. 4.2 a la distancia del evento objetivo usando parámetros sismológicos; con esta nueva historia de tiempo y la técnica de funciones de Green (para el trabajo se usa el método de Ordaz et al. 1995), se obtienen movimientos de suelo correspondientes al evento objetivo.

$$F_c(\omega) = \frac{R_R}{R_M} \left[\exp\left(\frac{-\omega \cdot (k_M - k_R)}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{-\omega \cdot (R_M - R_R)}{2Q\beta} + \frac{i\omega \cdot (R_M - R_R) \cdot \ln(\omega/\omega_{Nq})}{Q\beta\pi}\right) \right] \dots\dots\dots \text{ecuación 4.2}$$

Donde:

ω = Frecuencia

R = Distancia focal

K_m, k_r =Factor que depende del sitio de observación

Q = Factor de calidad

β = Velocidad de propagación de la ondas cortantes

ρ = Densidad de masa de la corteza

R y M = son los sub índices que marcan y modifican las funciones empíricas de Green

En este estudio se utilizará esta metodología de funciones empíricas de Green, para reconstruir y amplificar el sismo de Tehuacán de 1999. Este evento tuvo una magnitud M_s de 7.0 a 69 km de la superficie terrestre, con epicentro en el municipio de Tehuacán. Se escogió este sismo porque es uno de los más representativos, así también ha quedado claro que los sismos intraplaca han afectado más al estado, que los originados en las costas del país.

Es importante mencionar que las señales amplificadas corresponden a un sismo de magnitud 8.1, es muy difícil que un sismo intraplaca de esta magnitud se forme en el estado, pero para fines de este trabajo (revisión de las estructuras existentes), es importante revisar el comportamiento de estas ante sismos de magnitudes extraordinarias, ya que crear espectros de sismos con aceleraciones similares a los que han acontecido, no daría un panorama realista de la capacidad total de los edificios, ya que muchos de ellos han sido diseñados para los mismos.

Aplicando el método anterior tenemos las siguientes señales sintéticas:

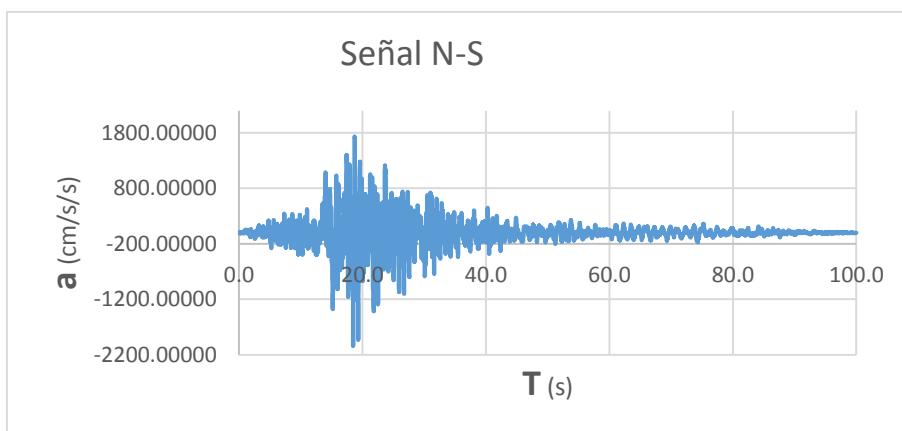


Figura 2.19 Señal sintética N-S.

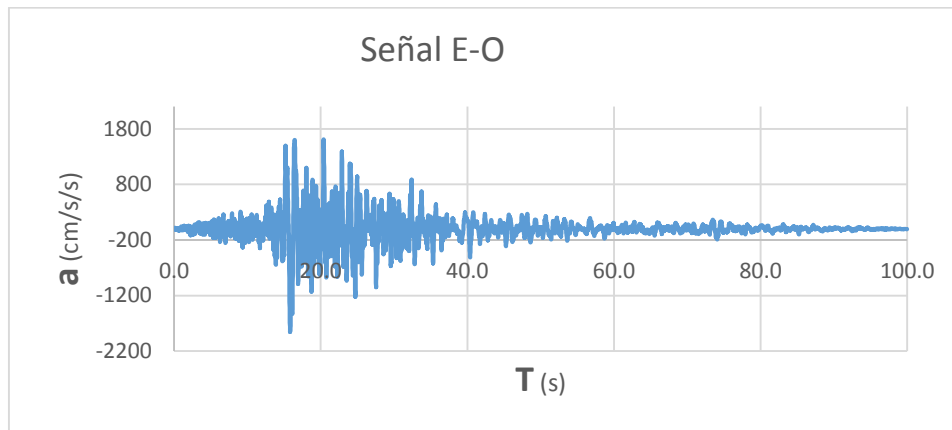


Figura 2.20 Señal sintética E-O.

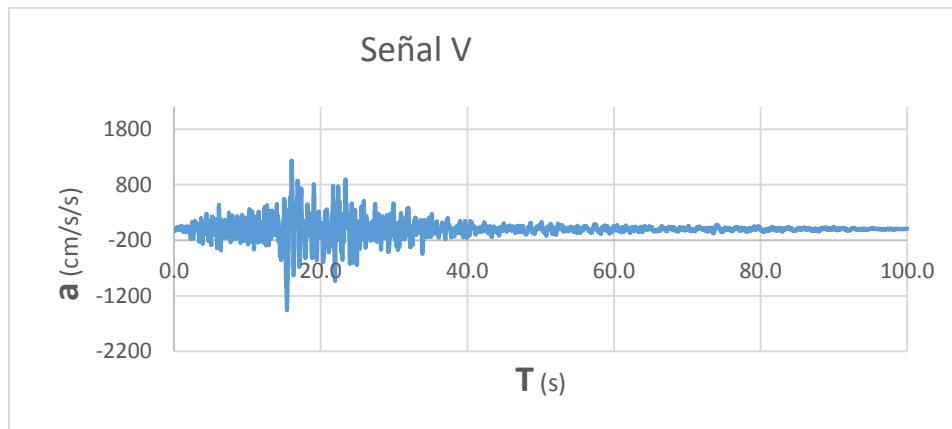


Figura 2.21 Señal sintética V.

Las señales anteriores serán procesadas en el programa Degtra (*M Ordaz II-UNAM y C Montoya Dulche, CENAPRED, 1990-2002*) para posteriormente generar los espectros de respuesta de cada componente. Finalmente se generara una envolvente de los espectros obtenidos, la cual será el espectro se diseño sintético.

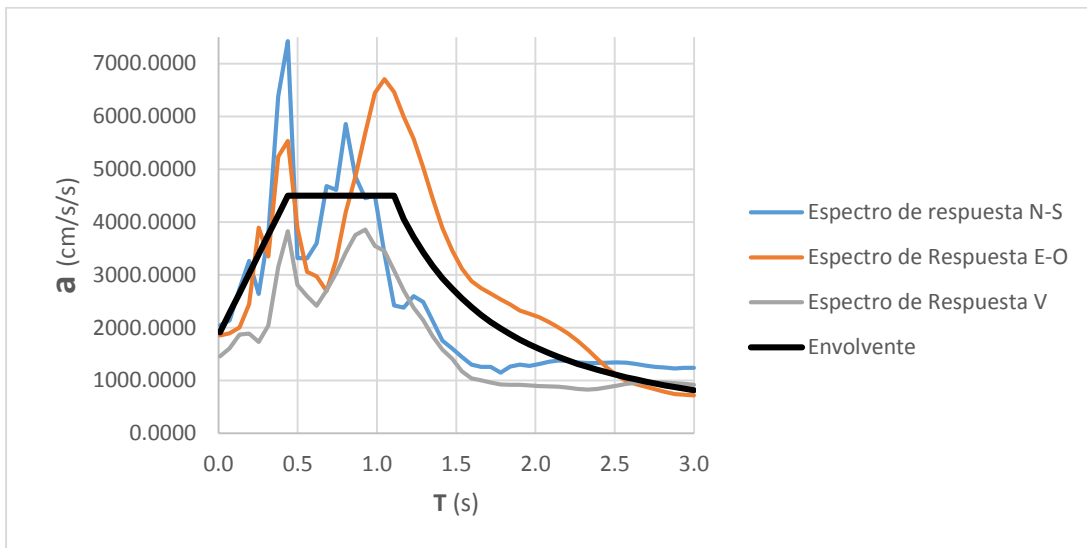


Figura 2.22 Envolvente de espectros de respuesta.

En la figura anterior se muestra los espectros de respuesta producto de las señales sintéticas, de color negro se aprecia la envolvente de dichos espectros, que para fines de este trabajo será tomada como espectros el espectro de diseño sintético.



Capítulo 3. Vulnerabilidad sísmica de las construcciones en CU

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es un conjunto de parámetros capaz de predecir el tipo de daño estructural, el modo de falla y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. La vulnerabilidad sísmica no sólo depende del edificio, sino también del lugar. Es decir, dos edificios con masa y rigidez iguales tendrán mayor o menor vulnerabilidad dependiendo del lugar en que se encuentren. Ya hemos comentado en el capítulo anterior, que las condiciones del suelo son determinantes en el movimiento sísmico incidente hacia la estructura.

La vulnerabilidad sísmica es el área de trabajo de la Ingeniería Sísmica cuyo objetivo es reducir el riesgo sísmico teniendo en cuenta los costes y los principios de la ingeniería estructural.

Ya una vez obtenidos el periodo natural del suelo y las propuestas de espectros de diseño, ahora se deberá conocer los periodos de las estructuras, esto con la finalidad de establecer la vulnerabilidad sísmica que pueden presentar ciertas estructuras semejantes en masa y rigidez.

Para obtener los periodos de las estructuras se registra el ruido ambiental en diferentes puntos de cada una de ellas y posteriormente se procesan los registros a través de la técnica de cocientes espectrales H/V. Luego, con fines de comparación se obtienen los espectros de respuesta determinando nuevamente así, con datos de campo,



el periodo dominante de la estructura. Finalmente, con la misma intención de corroborar resultados, cada estructura se modela con software comercial y se determina analíticamente el valor de periodo dominante de cada estructura. Entre estos tres métodos pueden observarse buena correlación entre los resultados

Mediciones de ruido ambiental en estructuras

Este método para calcular el periodo dominante de las estructuras es similar al descrito en el capítulo anterior y el principio teórico es el mismo (cap. 2.2), sólo que ahora se instrumentaran los edificios colocando receptores acelerométricos en cada nivel. Entre las ventajas que ofrece la instrumentación de los edificios se encuentran:

- Poder obtener los periodos naturales de vibración de la estructura.
- Conocer las condiciones en las que se encuentra la estructura.
- Conocer su rigidez global.
- Después de ocurrido un eventos sísmico conocer la variación de los periodos de vibración y por consiguiente la posible degradación de la rigidez.
- Del punto anterior se pueden identificar daños que a simple vista no se pueden percibir y que son difíciles de evaluar.
-

Se eligió este método debido a su rapidez y exactitud.

Modelo analíticos de las estructuras mediante software

Este método consiste en modelar las estructuras en un software de cálculo estructural, con la finalidad de obtener los periodos de vibración, entre ellos el dominante. Para este caso se usó el Sap 2000 V.17 (Structural Analysis Program Nonlinear, desarrollado por Computers and Structures, Inc. A cargo del Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley de California).

Este programa está basado en el método de las rigideces, también puede realizar análisis de elemento finito y para nuestro caso los periodos los obtiene realizando un análisis modal espectral. Se eligió este programa debido a su sencillez, se puede modelar prácticamente cualquier elemento, toma en cuenta la rigidez y masa de los elementos, contiene reglamentaciones de diseño mexicana (LRFD), realiza revisiones por resistencia y servicio. El proceso para la obtención de periodos por este método se detallara más adelante.

Vulnerabilidad sísmica



Obtenido los periodos de vibración natural de las estructuras, se puede preestablecer el comportamiento de las mismas, tomando como parámetro los espectros de sitio obtenidos, con ello podemos obtener la vulnerabilidad del edificio ante determinado evento. Esto se logra comparando los periodos del suelo con los del edificio.

Generalizando las estructuras que se localizan en CU, tomando en cuenta los que se asemejen en masa y rigidez a los instrumentados y el periodo del suelo en la zona donde se localicen estos se puede crear un mapa riesgo sísmico. Esto será de mucha utilidad, ya que después de presentarse un evento sísmico, en base a las características de cada edificio se puede determinar cuáles pueden presentar mayores daños y por consiguiente cuales requieren la inspección inmediata del mismo.

3.1 Antecedentes

La información aquí mostrada contribuirá en los nuevos diseños estructurales de sus edificaciones y como un punto de partida para revisar las ya existentes.

Para fines de este trabajo las técnicas anteriores serán aplicadas para la revisión de dos estructuras existentes (Edificios), ubicadas en la ciudad universitaria de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP). La finalidad de revisar estas estructuras es poder crear un mapa de riesgo sísmico para CU, y con ello determinar la vulnerabilidad de sísmica de sus edificios ante eventos futuros dependiendo de sus propiedades geométricas y de masa.

Riesgo sísmico en BUAP

Es importante mencionar que a lo largo de su historia la BUAP ha presentado experiencias difíciles en materia de sismos, poniendo como principal ejemplo el del 15 de junio de 1999, con epicentro en Tehuacán (*base de datos del Servicio Sismológico Nacional*) que provocó daños considerables a la entonces Facultad de Medicina, por lo que prácticamente toda la facultad tuvo que ser demolida.

La Facultad de Medicina de la BUAP que experimentó daños estructurales de consideración constaba de un edificio planta baja y tres pisos, así como de cinco crujiás en la dirección larga. El edificio estaba estructurado a base de marcos viga-columna de concreto reforzado en la dirección corta y de marcos losa-columna en la dirección larga. Como es costumbre en edificaciones para docencia, Las aulas estaban separadas por muros diafragma, en este caso hechos con bloques de cemento. En la dirección larga, en la fachada que colinda con la



calle, los marcos estaban parcialmente cerrados mediante muros diafragma de mampostería; estos muros eran interrumpidos en la altura para permitir la ventilación de los salones.

Los daños más importantes se presentaron en las columnas de la planta baja del marco interior. Las columnas exhibieron articulaciones plásticas por flexión con severo deterioro de corte (fig. 3.2), así como grietas por corte en media altura. Los estribos de alambroón de 6.4 mm de diámetro estaban separados a cada 300 mm, como era costumbre en la práctica de diseño de hace algunas décadas. El recubrimiento de las columnas era menor de que actualmente se exige; la calidad del concreto no era la adecuada para estructuras de esta importancia. (*Informe técnico del sismo de Tehuacán, CENAPRED 1999*).



Figura 3.1 Daño en columna en edificio de Facultad de Medicina. Tomada de informe técnico del sismo de Tehuacán de 1995 (CENAPRED)



Figura 3.2 Daño en losas en edificio de Facultad de Medicina.

3.2 Elección de los inmuebles



Hay una gran variedad de estructuras en CU, desde pequeños inmuebles de un nivel, hasta estructuras complejas, únicas en su diseño respecto a las existentes en Puebla, como lo son el Estadio o el Polideportivo. En primera instancia se realizó una revisión visual del tipo de estructuras existentes en CU. Esto permitió observar que básicamente podrían clasificarse, en su mayoría, en dos tipos de estructuras de acuerdo a su edad: construidas a los inicios de la conformación de CU y los de reciente construcción (alrededor de 15 años). Se observó que los sistemas estructurales empleados para cada uno de los casos, son muy similares y que incluso la forma y dimensiones también llegan a ser muy parecidos en general.

Adicionalmente y con lo que respecta a las recientemente edificadas, hay algunos casos especiales que no puede englobarse en ninguno de los otros dos casos mencionados en el párrafo anterior. Estos corresponden al Estadio de CU y al Polideportivo. Sus casos de análisis no se consideran en el presente trabajo debido a que requieren una revisión detallada y por tanto, la generalidad aquí desarrollada no aplica para ellas.

De lo anterior, se eligieron dos estructuras que representaran, al menos como una primera aproximación, el comportamiento de las estructuras edificadas en CU Puebla. Por ello, se eligió un edificio construido desde la fundación de CU y otro construido recientemente. Los edificios elegidos fueron el Ing.6 e ING7 respectivamente, ambos ubicados en la Facultad de Ingeniería.

Cabe mencionar que aunque la intención original era contar con más detalle en el tipo de construcciones y aunque analíticamente se pueden modelar, no obtuvimos una respuesta rápida para acceder a otros inmuebles para registrar el ruido ambiental en cada uno de ellos. Estamos seguros que en futuros estudios sería posible complementar resultados.



Figura 3.3 Mapa de la Facultad de Ingeniería. Tomada de <http://www.ingeniobuap.com/mapa.htm>

Para realizar este trabajo se optó por instrumentar los edificios de la facultad de ingeniería ya mencionados, cada uno cuenta con masa y rigidez distintas respecto del otro. En resumen, la elección del inmueble se realizó considerando lo siguiente:

- La concentración de cargas vivas en ambos puede llegar a ser significativa.
- Estas dos estructuras son representativas de los demás edificios que hay en CU.
- Uno de los edificios fue de los primeros en construirse en CU, (aproximadamente 50 años).
- La otra estructura es relativamente reciente (5 años).
-

Actualmente los dos edificios son nombrados como (ING7) e (ING8) ambos están en funcionamiento y están sujetas a cargas muertas, vivas y accidentales.

Es importante mencionar que sólo en uno de los edificios (ING7) se pudieron conseguir planos estructurales. Para el caso del edificio (ING8) se tuvo que realizar un levantamiento físico detallado de la estructura.



Figura 3.4 Edificio ING7 de la Facultad de Ingeniería.



Figura 3.5 Edificio ING8 de la Facultad de Ingeniería.

Descripción de Edificio ING7

Este edificio actualmente se usa para alojar laboratorios de computación, por lo que las cargas vivas que se pueden presentar son altas. Se construyó recientemente, la ubicación de este es a la orillas de la facultad entre los edificios ING8 e Ing.6, a un costado de la dirección de obras de la universidad (*Fig. 3.3*).

La estructura consta de 3 niveles, una planta baja y dos pisos superiores, la altura del primer nivel es de 3.45 metros, mientras que en el segundo y tercer nivel es de 3.6 metros, tiene unas dimensiones en planta de 15.50 metros de largo y 10.25 metros de ancho, el sistema estructural está definido de la siguiente forma:



- Marcos dúctiles de concreto reforzado.
- Tres crujías longitudinales de 5.1 y 5.3 metros.
- Dos crujías transversales de 3.1 y 7.15 metros.
- Muros confinados de mampostería (Tabique rojo recocido).
- Las columnas son de sección rectangular de 55x40 cm.
- Las trabes son de sección rectangular de 65x35 cm.
- El sistema de losa es de Vigüeta y Bovedilla de 70x25 cm.



Figura 3.6 Planta Primer Nivel de edificio ING7

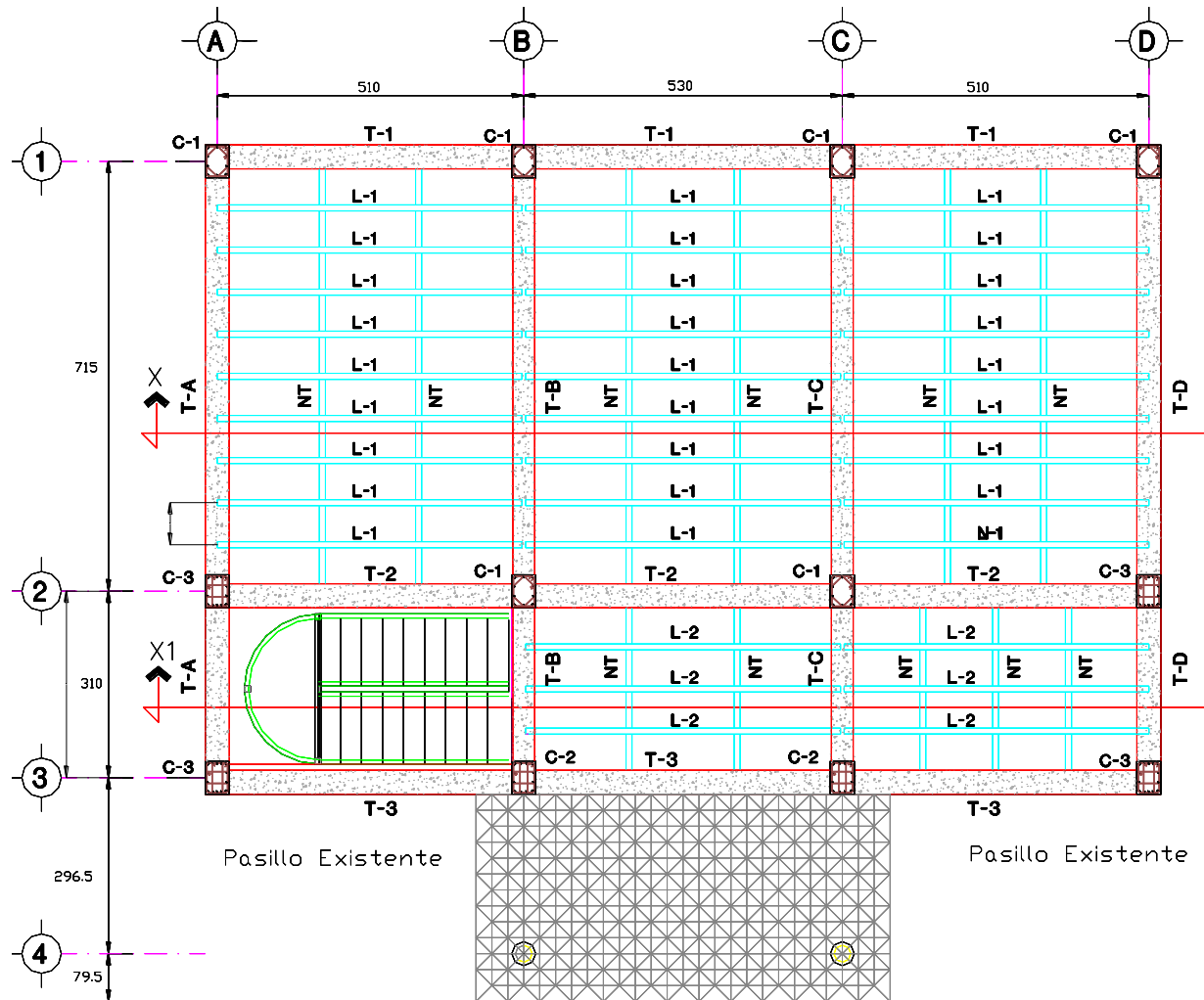




Figura 3.7 Planta Segundo Nivel de edificio ING7

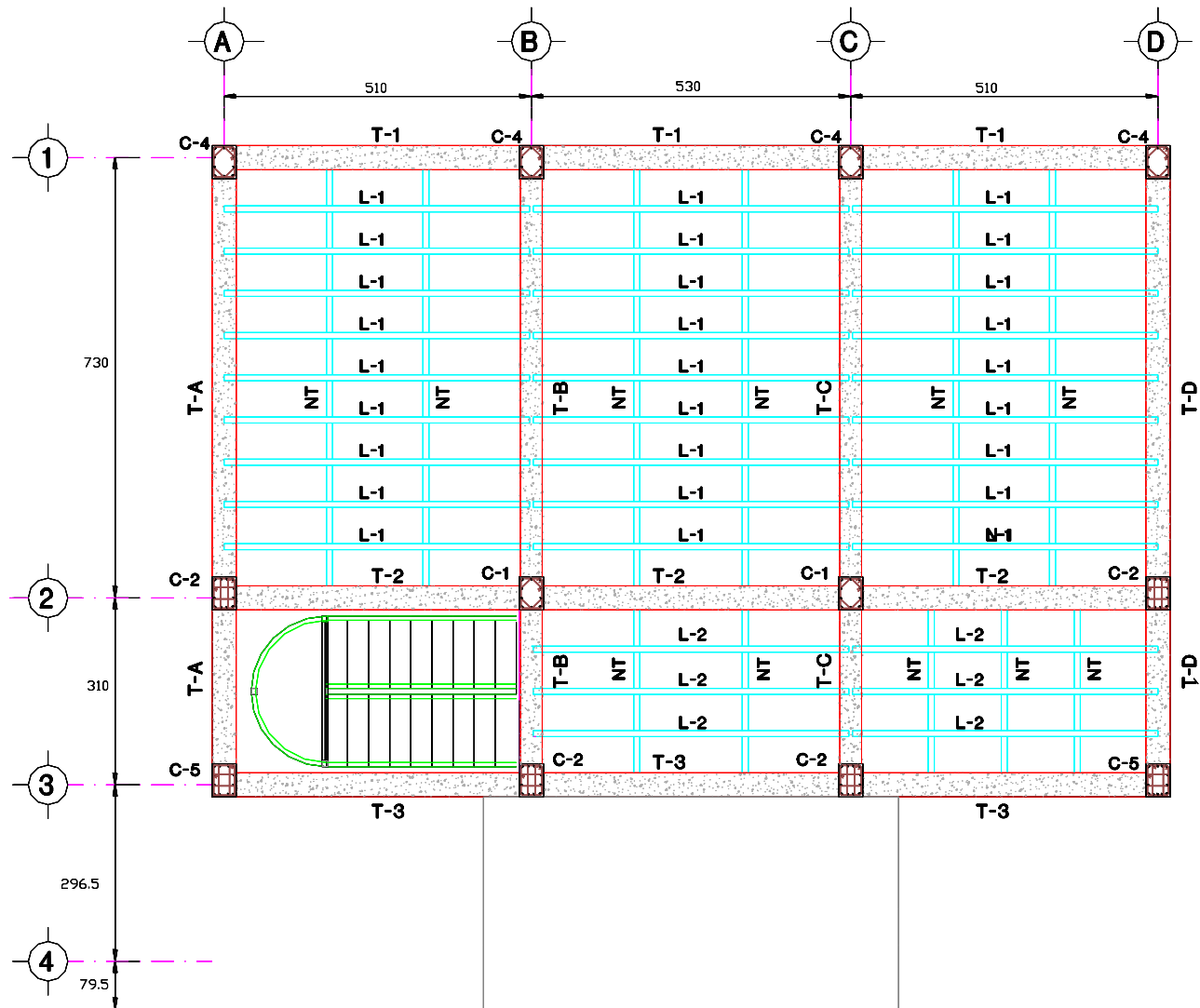
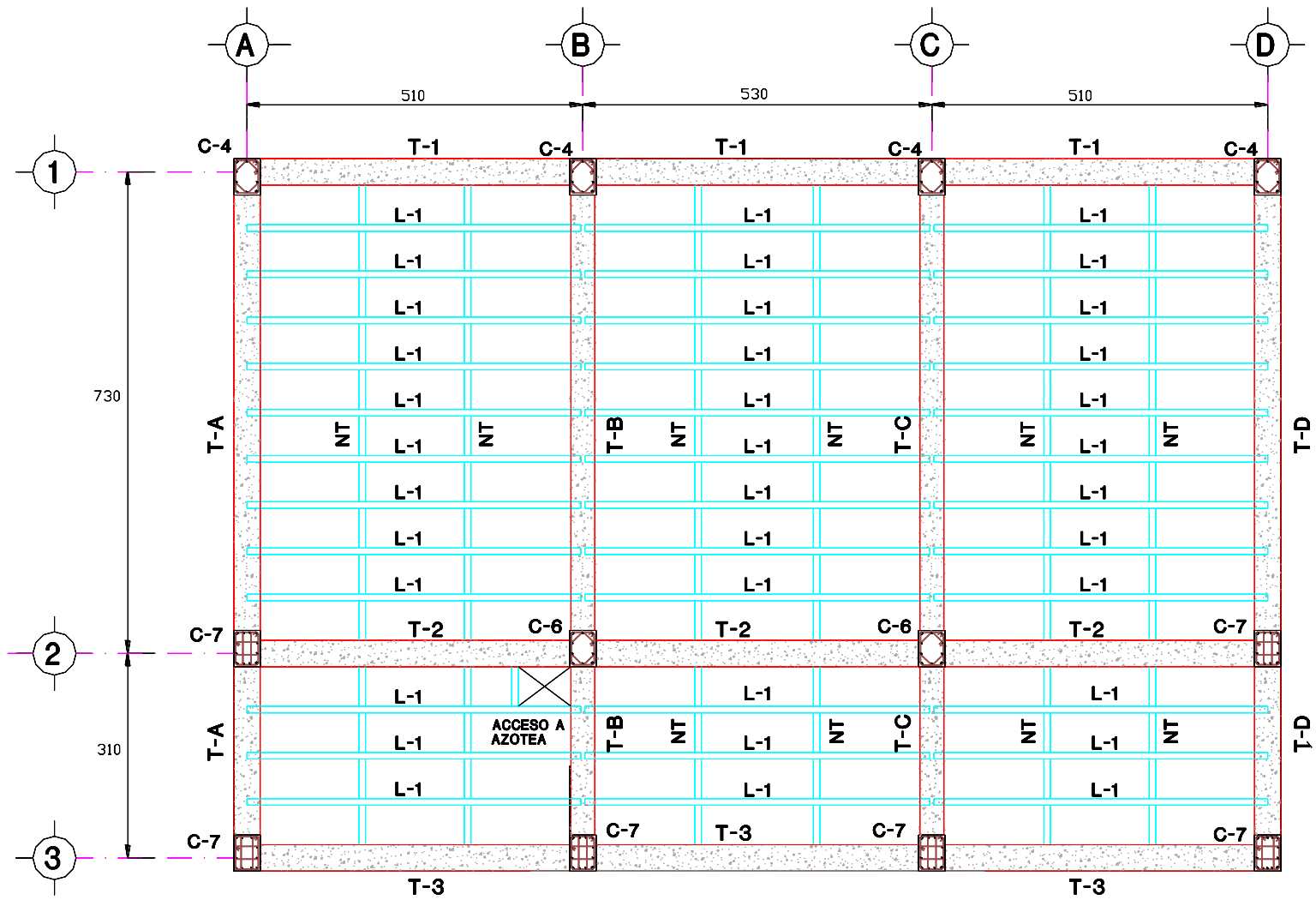




Figura 3.8 Planta Tercer Nivel de edificio ING7





Descripción de Edificio ING8

Este edificio actualmente se usa para alojar aulas, por lo que las cargas vivas que se pueden presentar son altas. Se construyó aproximadamente hace 50 años, la ubicación de este es frente al edificio ING6 entre edificio ING7 y la cafetería de la facultad ver la (Fig. 3.3).

La estructura consta de 3 niveles, una planta baja y dos pisos superiores, la altura de los tres niveles es de 3.0 metros, tiene unas dimensiones en planta de 29.14 metros de largo y 11.20 metros de ancho, el sistema estructural está definido de la siguiente forma:

- Marcos dúctiles de acero estructural.
- Cuatro crujías longitudinales de 4.8 y 8.0 metros.
- Una crujía transversal de 11.2 metros.
- Muros confinados de mampostería (Tabique rojo recocado) en los dos primeros niveles.
- Muros aparentes de tabla-roca en el último nivel.
- Las columnas son de placas de acero de 33x33 cm.
- Las vigas son de sección IPR armadas con placas de acero de 30 y 40 cm de peralte.
- La losa en los dos primeros niveles es nervadas con casetones huecos.
- En el tercer nivel la losa es maciza.



Figura 3.9 Planta Primer Nivel de edificio ING8

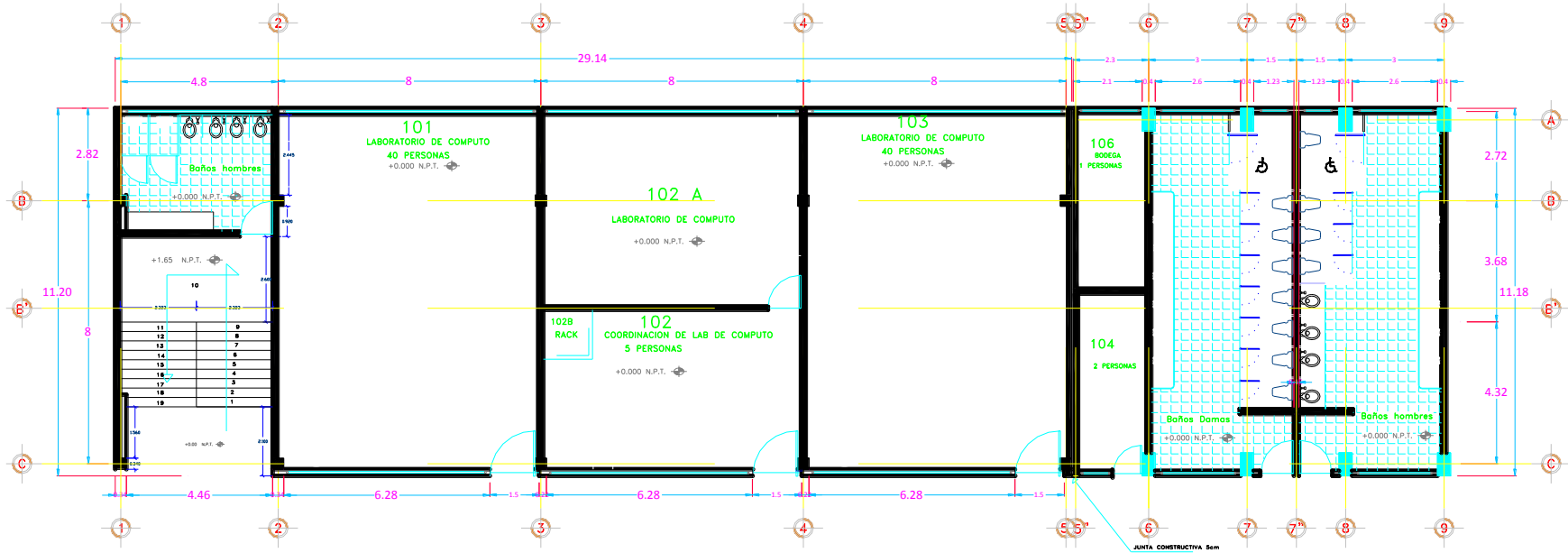




Figura 3.10 Planta Segundo Nivel de edificio ING8

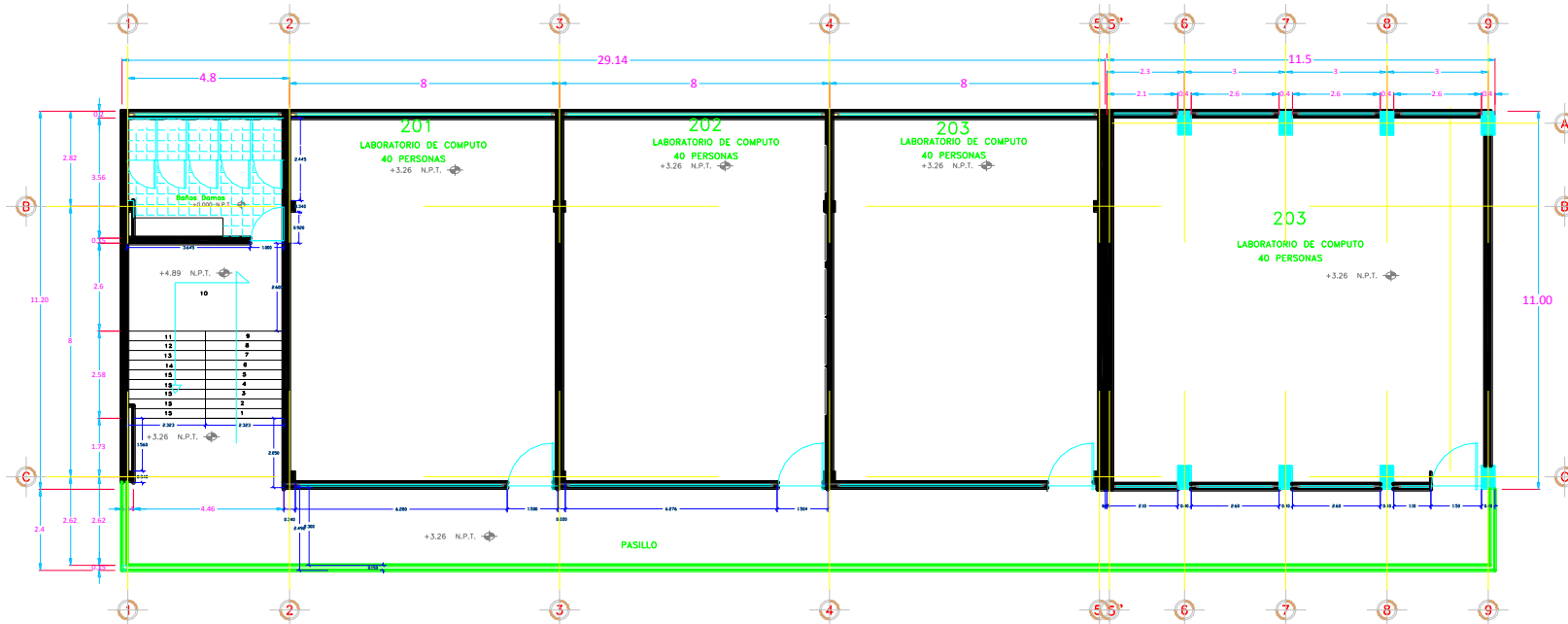
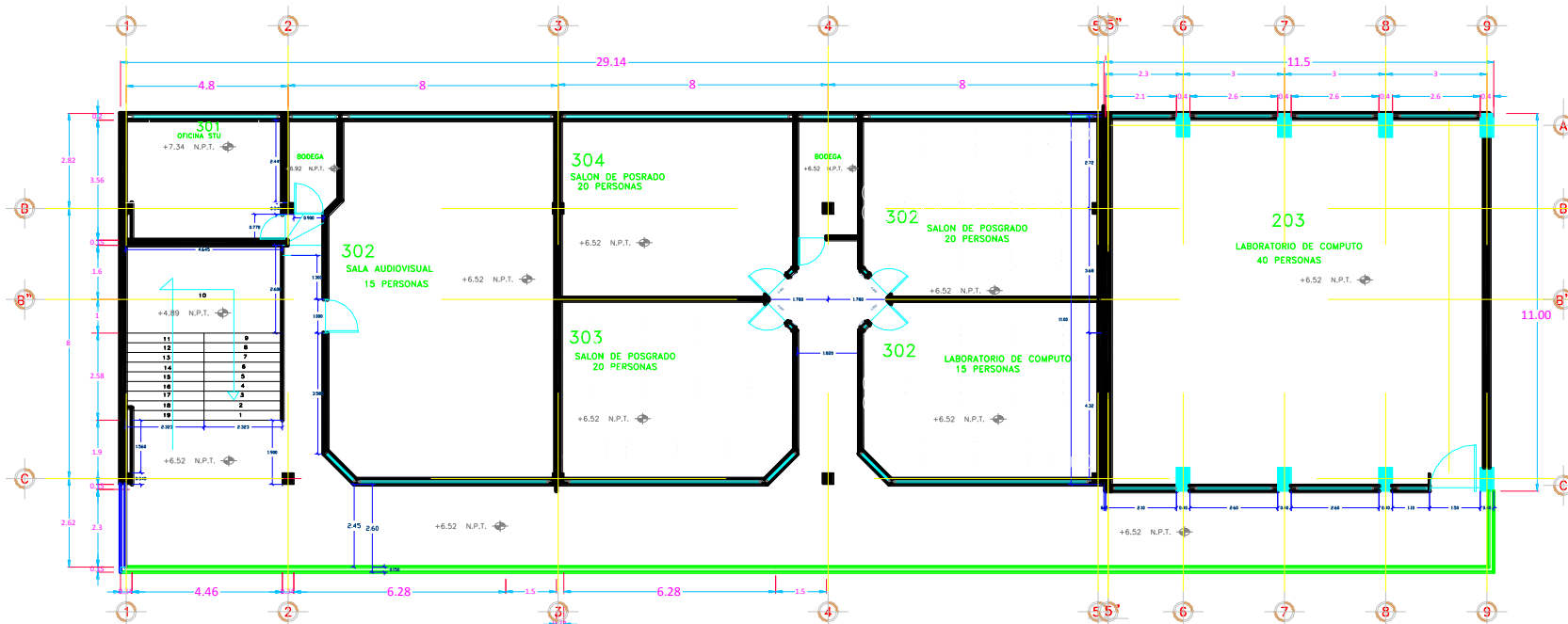


Figura 3.11 Planta Tercer Nivel de edificio ING8



3.3 Toma de registros

Para comenzar a realizar la instrumentación de los edificios se utilizaron sensores acelerométricos, los equipos empleados para dicha medición son tres Kinematics Altus K2, con sensores interiores ortogonales triaxiales (Longitudinal, L; Transversal, T; Vertical, V) FBA (Force Balanced Accelerometer), con un ancho de banda de 0.01 a 50 Hz. Dos de los K2 fueron conectados a un Guralp respectivamente de tipo digital de tres ejes ortogonales y sus sensores que registran los componentes (Norte, Sur, Este, Oeste y las verticales). Cada sensor de Guralp es sensible a un rango de frecuencia (0.033 -50 Hz de serie). Como es de notar, en cada punto se registraron seis componentes, dos en cada dirección principal del movimiento, siendo un sistema ortogonal para el K2 y otro para el Guralp.

Para el K2 el componente longitudinal (L) se alineó con la dirección Norte-Sur, mientras que la línea N-S del Guralp se tomó con la misma alineación. También se utilizó un quipo basalto.

Los equipos antes descritos se agruparon de la siguiente forma:

Grupo	Equipo	No. de Serie	A. de Banda	Conexión
1	K2 Guralp	1312 T 4934	0.01-50 HDZ 0.033-50 HDZ	215820
2	K2 Guralp	1313 T 4935	0.01-50 HDZ 0.033-50 HDZ	255800
3	K2	1309	0.01-50 HDZ	215800
4	Basalto	--	--	--



Figura 3.12 Imagen de preparación de equipo para toma de registros.



Figura 3.13 Imagen de preparación de equipo para toma de registros.

Medición de edificio ING7

La medición comenzó a las 4:05 pm. Se colocaron equipos en los tres niveles del edificio, en losa de azotea, en el segundo nivel y en la planta baja, los equipos se colocaron de tal manera que coincidieran colonialmente entre un piso y otro. (Ver figuras 3.14, 3.17 y 3.20). La medición de los tres niveles se realizó al mismo tiempo y durante el mismo lapso (5 minutos).

Cabe destacar que la losa de azotea tiene equipos de aire acondicionado, pero estos se encontraban apagados, por lo cual no fue un factor que influyera en la toma de registros.

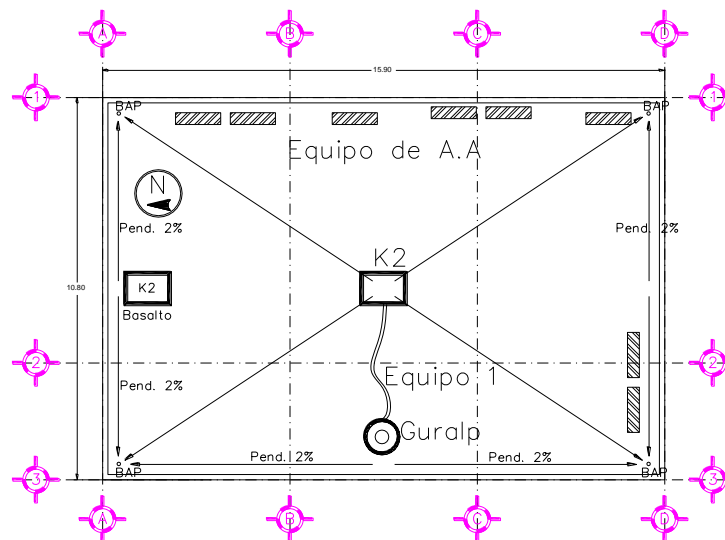


Figura 3.14 Imagen de distribución de equipos en la losa de azotea de edificio ING7.



Figura 3.15 Medición de ruido ambiental en losa de azotea de edificio ING7



Figura 3.16 Medición de ruido ambiental en losa de azotea de edificio ING7

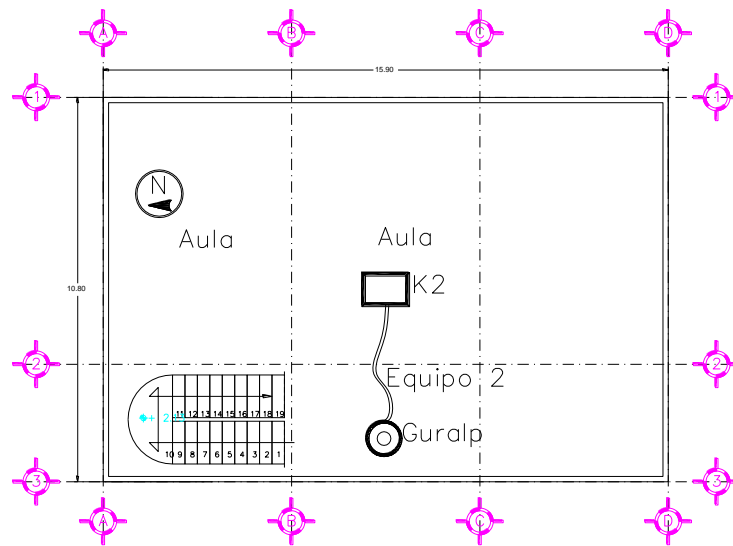


Figura 3.17 Imagen de distribución de equipos en el segundo nivel de edificio ING7



Figura 3.18 Medición de ruido ambiental en segundo nivel de edificio ING7



Figura 3.19 Medición de ruido ambiental en segundo nivel de edificio ING7

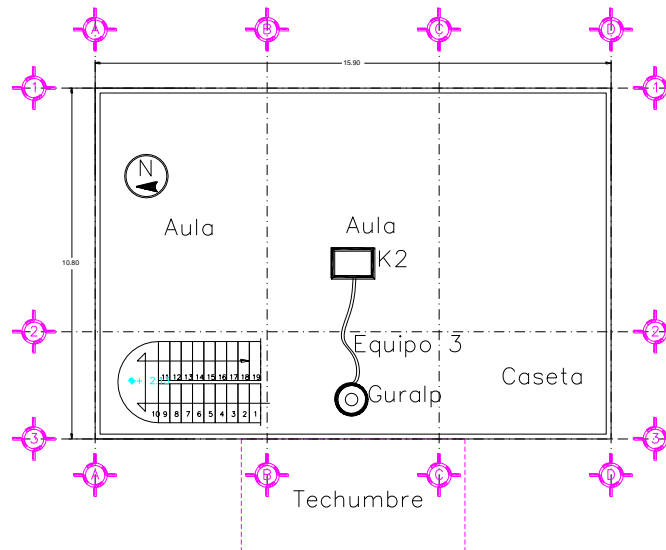


Figura 3.20 Imagen de distribución de equipos en planta baja de edificio ING7

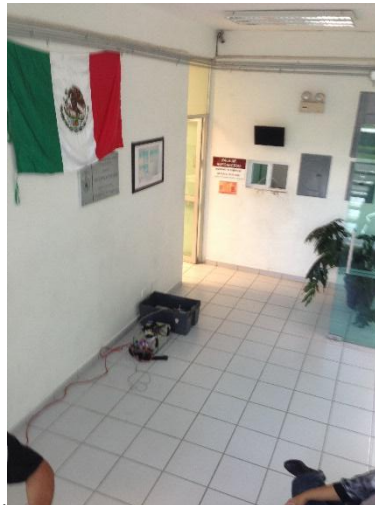


Figura 3.21 Medición de ruido ambiental en planta baja de edificio ING7

Medición de edificio ING8

La medición comenzó a las 5:015 pm. Se colocaron equipos en los tres niveles del edificio, en losa de azotea, en el segundo nivel y en la planta baja, los equipos se colocaron de tal manera que coincidieran colonialmente entre un piso y otro. (Ver figuras 3.22, 3.23 y 3.24). La medición de los tres niveles se realizó al mismo tiempo y durante el mismo lapso (5 minutos).

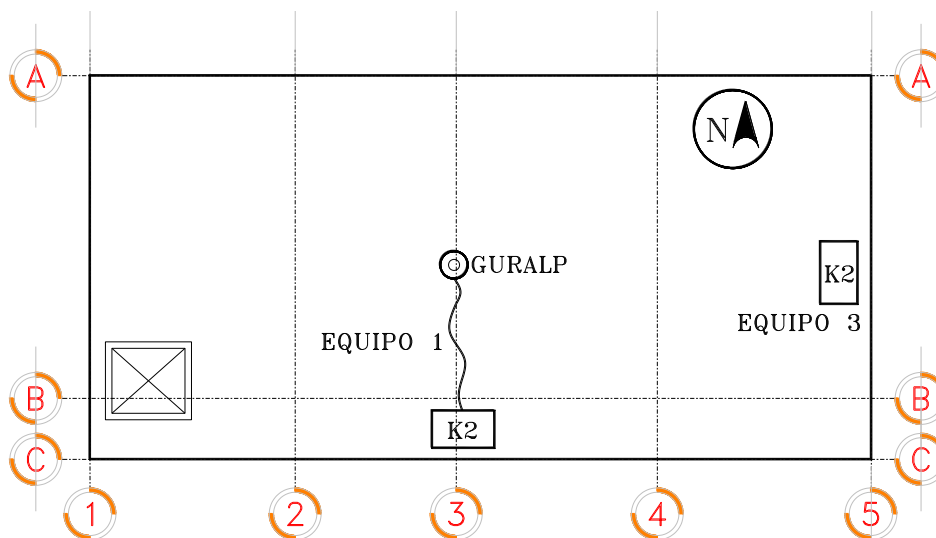


Figura 3.22 Imagen de distribución de equipos en la losa de azotea de edificio ING8

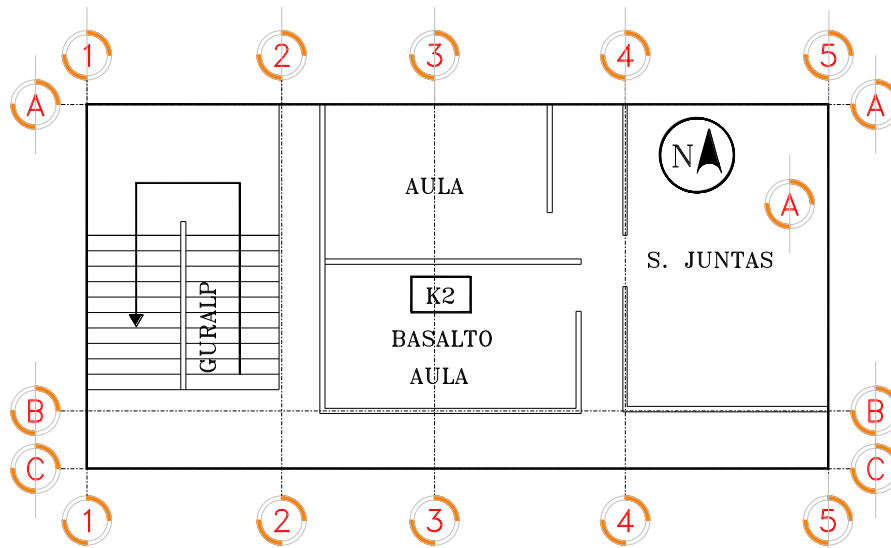


Figura 3.23 Imagen de distribución de equipos en el segundo nivel del ING8.

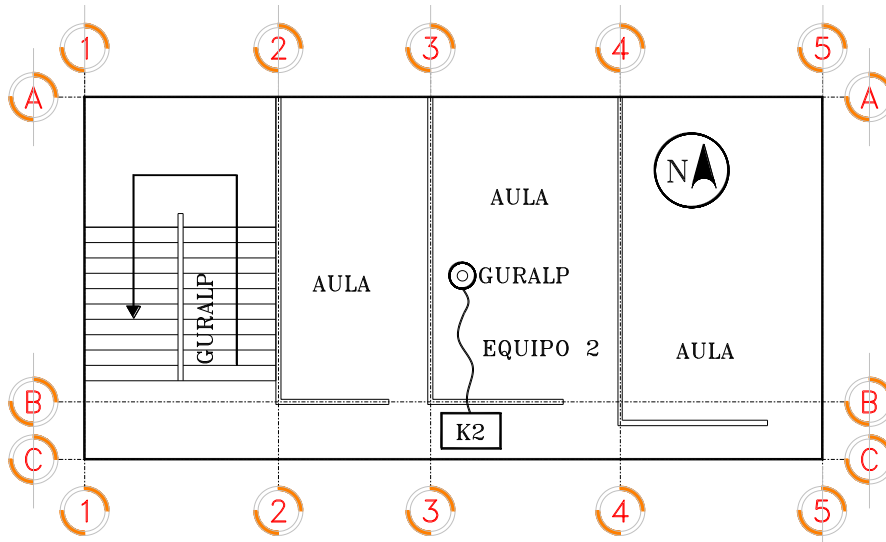


Figura 3.24 Imagen de distribución de equipos en la planta baja del edificio ING8.

Cada equipo referido anteriormente, identifico y almaceno la información obtenida en cada registro, los cuales posteriormente fueron guardados en una computadora para el procesamiento de las señales.

Procesamiento de señales

Inicialmente los equipos arrojan mediciones en formato .EVT, posteriormente se utilizó el programa K2ASCII para convertirlos en formato .ASCI. Ya que se contó con un equipo K2 interconectado con un Guralp el programa arroja seis canales por medición, que identificaremos como las 3 direcciones ortogonales (tres por cada equipo). Los canales 1, 2 y 3 corresponden a los sensores internos del K2 y son de aceleración en el siguiente orden NS, Vertical y EW. ΔT del es de 100 mps (muestras por segundo) y finalmente el componente 1 del equipo K2 se empleó como referencia general del sistema, alineándola en su dirección positiva con el norte de la estructura, de tal manera que el norte de la estructura es colonial o paralelo los canales 1 y 4.

Después de realizar el proceso de cambio de formato de las señales, se procesaron apoyándonos en el software Degtra (*M Ordaz II-UNAM y C Montoya Dulche, CENAPRED, 1990-2002*). La finalidad de esto es obtener la razón espectral de cada edificio y de ahí obtener las frecuencias y los periodos dominantes correspondientes. La razón espectral puede definirse como la relación de desplazamientos entre el último y el primer nivel del edificio en un mismo punto.

Las señales se procesaron seleccionando todo el registro en tres ventanas que se trasladaron en rangos de 2 minutos aproximadamente, con la finalidad de clarificar lo mejor posible la tendencia de los picos.

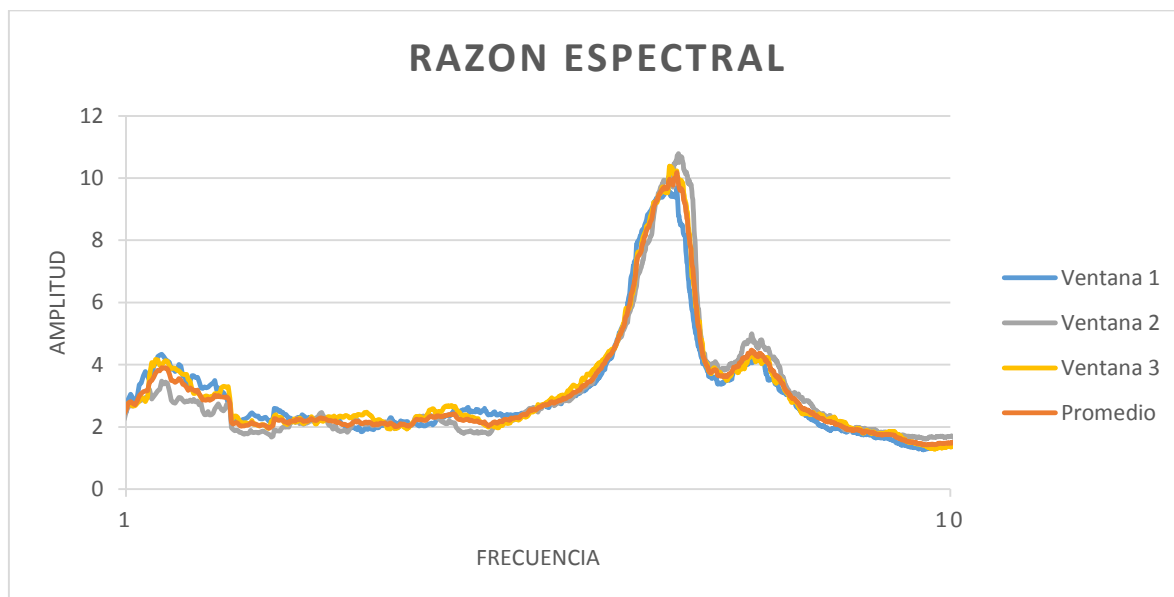


Figura 3.25 Frecuencia de la razón espectral de la componente N-S para el edificio ING7

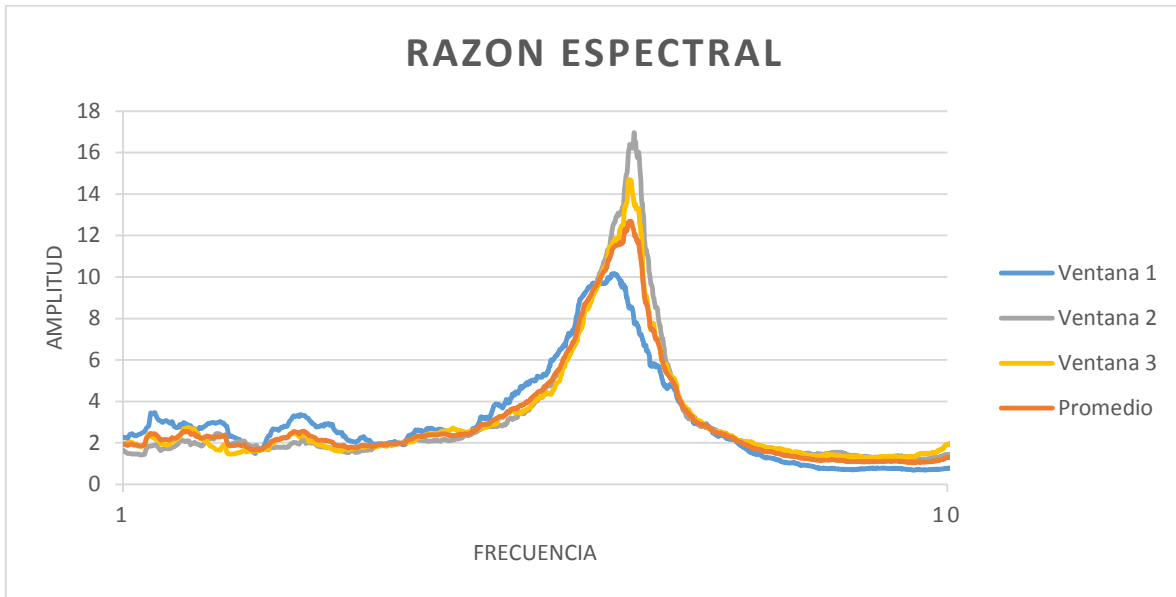


Figura 3.26 Frecuencia de la razón espectral de la componente E-O para el edificio ING7

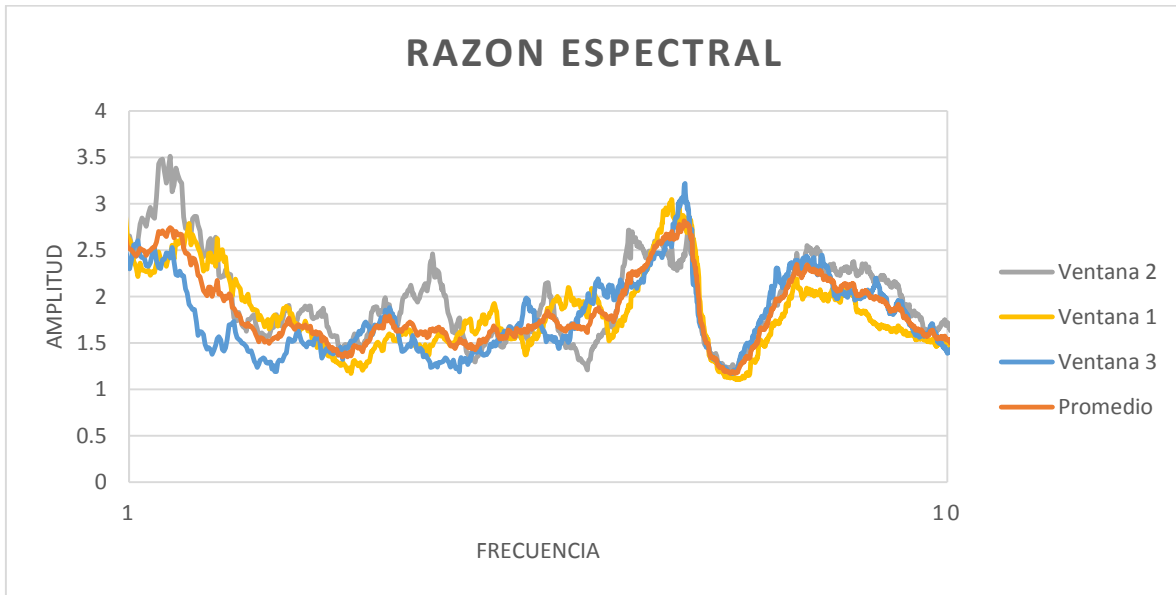


Figura 3.27 Frecuencia de la razón espectral de la componente N-S para el edificio ING8

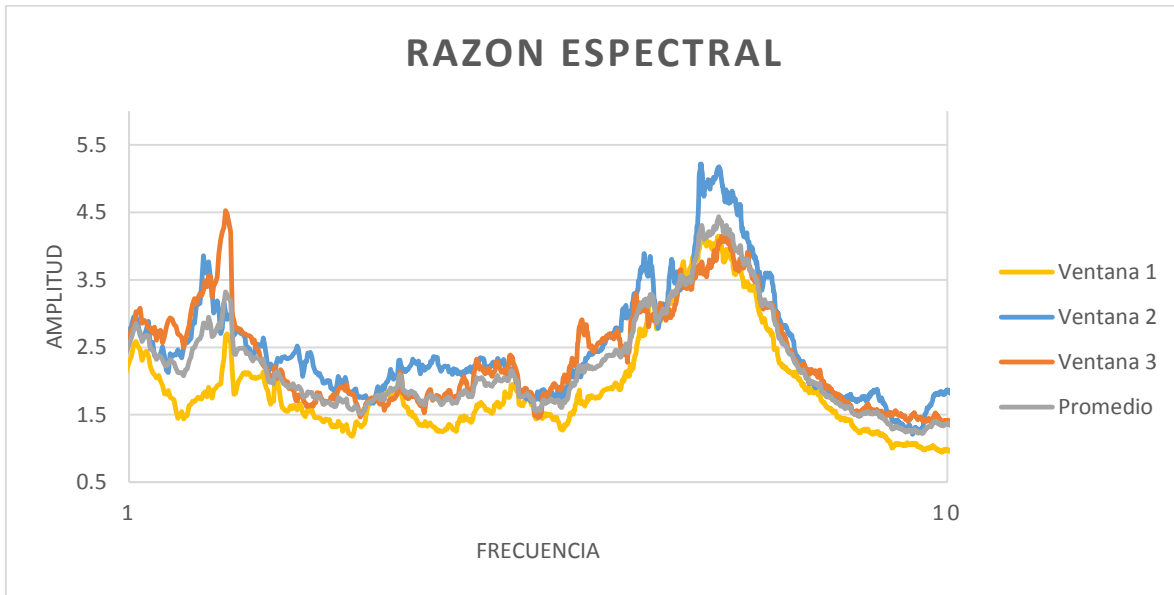


Figura 3.28 Frecuencia de la razón espectral de la componente E-O para el edificio ING8

De las (figuras 3.25-3.28), se deriva las siguientes tablas:

Tabla 3.1 Periodos del edificio ING7.

Componente	T_0 (s)
N-S	0.24
E-O	0.24

Tabla 3.2 Periodos del edificio ING8.

Componente	T_0 (s)
N-S	0.21
E-O	0.18



3.4 Análisis de la vulnerabilidad sísmica

Aunque ya anteriormente mencionamos una definición general, recordamos el concepto con una definición que nos ayude a clarificar el procedimiento. La vulnerabilidad sísmica se puede definir como el grado de daño que puede resultar en una estructura por la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno, de una intensidad determinada. En este trabajo el parámetro de vulnerabilidad se definirá desde el punto de vista de los periodos obtenidos en punto anterior y comparándolos con los periodos del suelo obtenidos en el capítulo 2. Cabe mencionar que este es apenas un parámetro para determinar la vulnerabilidad completa de una estructura. En este trabajo a fin de simplificar damos este dato como un parámetro inicial.

De acuerdo a la Ingeniería Sísmica, en el diseño de una estructura el periodo de vibración natural de esta no debe ser igual o cercano al periodo del suelo, esto a que se puede producir el fenómeno de resonancia el cual se puede definir como movimientos periódicos o casi periódicos en una estructura, en que se produce un incremento sustancial en la amplitud de la frecuencia de vibración, esto debido al impulso ocasionado por otra vibración con la misma frecuencias y amplitud en un mismo lapso de tiempo, en este caso ocasionado por la aceleración del suelo.

La amplitud de la frecuencia en la vibración de un edificio puede ocasionar que esté presente desplazamientos excesivos superiores a los de diseño y por lapsos de tiempo más largos, que pueden llevar a la estructura a presentar daños importantes incluso al colapso.

Una de las expresiones que define la vulnerabilidad tomando como parámetro los periodos puede expresarse de la siguiente manera:

$$T_0 / T_e \dots \dots \dots \text{ecuación 3.1}$$

Donde:

T_0 =Periodo de vibración del suelo.

T_e =Periodo de vibración de la estructura.

Sustituyendo la expresión anterior tenemos:

$T_0 = 0.85$ (Periodo promedio del suelo cercano a los edificios instrumentados)

$T_{e1} = 0.24$ (Periodo promedio de la estructura ING7)

$T_{e2} = 0.19$ (Periodo promedio de la estructura ING8)



$$T_o / T_{e1} = 0.85 / .24 = 3.54$$

$$T_o / T_{e2} = 0.85 / 0.19 = 4.47$$

De acuerdo a la relación anterior el caso más desfavorable para la vulnerabilidad tomando como parámetros los periodos, sería que el cociente fuese igual a 1, esto debido a que los periodos serian iguales por lo tanto se presentaría una resonancia en la estructura. Pero tomando en cuenta los resultados podemos ver que el periodo del suelo es mucho mayor a los de las estructuras (3 a 4 veces), por tal motivo se puede concluir que no se corre el riesgo de una resonancia en la estructuras.

Ahora bien otro parámetro de vulnerabilidad en las estructuras, puede obtenerse según los elementos a evaluar y de acuerdo a la forma de estimación del grado de daño esperado en las estructuras.

Elementos a evaluar:

- Estructural
- No estructural
- Funcional
- Social y sistemática

Forma de estimación de daño:

- Observada
- Calculada e híbrida.
-

Para fines de la investigación se tomara un segundo parámetro de vulnerabilidad, este se obtiene aplicando la metodología del índice de vulnerabilidad, el cual considera las variantes indicadas anteriormente como controladores del comportamiento sísmico de las edificaciones. Entre más variantes sean consideradas se espera un resultado más realista del potencial sismo resistente de las edificaciones.



Tabla 3.3 Ítems de vulnerabilidad

PARAMETROS
1.0 Organización del sistema resistente
2.0 Calidad del sistema resistente
3.0 Resistencia convencional
4.0 Posición del edificio y cimentación
5.0 Diagrama de horizontales
6.0 Configuración en planta
7. Configuración en elevación
8.0 Distancia máxima entre los muros
9.0 Tipo de cubierta
10.0 Elementos no estructurales
11.0 Estado de conservación

Cálculo del Índice de vulnerabilidad

De acuerdo con la escala de vulnerabilidad (*Benedetti-Petrini, 1984*) el índice de vulnerabilidad se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que expresan la "calidad sísmica" de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales que se considera, juegan un papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería.

A cada parámetro se le atribuye, durante las investigaciones de campo, una de las cuatro clases A, B, C, D (A: óptimo, D: pésimo) siguiendo una serie de instrucciones detalladas con el propósito de minimizar las diferencias de apreciación entre los observadores. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico K_i que varía entre 0 y 45, como se observa en la Tabla 3.4. Por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso W_i , que varía entre 0.25 y 1.5. Este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros dentro del sistema resistente del edificio.

Tabla 3.4 Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini para edificio ING7



PARAMETROS	CLASE Ki				PESO Wi	Ki*Wi
	A	B	C	D		
1.0 Organización del sistema resistente	0				1.5	0
2.0 Calidad del sistema resistente	5				1.0	5
3.0 Resistencia convencional		10			1.0	10
4.0 Posición del edificio y cimentación		10			1.0	10
5.0 Diagrama de horizontales		10			0.5	5
6.0 Configuración en planta	5				1.0	5
7. Configuración en elevación	5				1.0	5
8.0 Distancia máxima entre los muros		5			0.75	3.75
9.0 Tipo de cubierta		5			0.25	1.25
10.0 Elementos no estructurales	5				0.25	1.25
11.0 Estado de conservación	10				0.25	2.5
						48.75

Tabla 3.5 Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini para edificio ING8

PARAMETROS	CLASE Ki				PESO Wi	Ki*Wi
	A	B	C	D		
1.0 Organización del sistema resistente		0			1.5	0
2.0 Calidad del sistema resistente		5			1.0	5
3.0 Resistencia convencional		10			1.0	10
4.0 Posición del edificio y cimentación		10			1.0	10
5.0 Diagrama de horizontales		10			0.5	5
6.0 Configuración en planta		10			1.0	10
7. Configuración en elevación		10			1.0	10
8.0 Distancia máxima entre los muros		10			0.75	7.5
9.0 Tipo de cubierta		5			0.25	1.25
10.0 Elementos no estructurales			10		0.25	2.5
11.0 Estado de conservación		5			0.25	1.25
						62.5

El índice de vulnerabilidad se define por la siguiente ecuación:

$$VI = \sum_{i=1}^{11} Ki * Wi \dots\dots\dots ecuación 3.1$$

Al analizar la ecuación se puede deducir que el índice de vulnerabilidad define una escala continua de valores desde 0 hasta 382.5 que es el máximo valor posible. Este se divide por 3.825 para obtener un valor de índice de vulnerabilidad normalizado a un rango de $0 < Iv < 100$.

Para interpretar mejor los resultados que se tienen en el presente estudio se definen los siguientes rangos de vulnerabilidad:

VULNERABILIDAD < 15%: BAJA



$15\% \leq \text{VULNERABILIDAD} < 35\%$: MEDIA

$\text{VULNERABILIDAD} \geq 35\%$: ALTA

Al realizar la ecuación 3.1 y dividirla entre 3.825 obtenemos los siguientes índices para cada edificio:

Tabla 3.6 Índice de vulnerabilidad para edificios ING7, ING8

EDIFICIO	INDICE DE VULNERABILIDAD %	VULNERABILIDAD
ING7	12.75	Baja
ING8	16.34	Media

3.5 Modelos analíticos

Como se comentó anteriormente se modelaran las dos estructuras en programa Sap 2000 V.17 (*Structural Analysis Program Nonlinear, desarrollado por Computers and Structures, Inc. A cargo del Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley de California*). Con la finalidad de obtener lo periodos dominantes de las estructuras y compararlos con los obtenidos en las mediciones de ruido ambiental, esto servirá entre otras cosas para comprobar la certeza de los datos obtenidos en las mediciones de ruido ambiental.

Modelado de Edificio ING 7



El modelado de este edificio se realizó siguiendo los datos de dimensiones y armados indicados en los planos estructurales, el modelo se realizó a base de marcos dúctiles de concreto reforzado con un sistema de losa de vigueta y bovedilla.

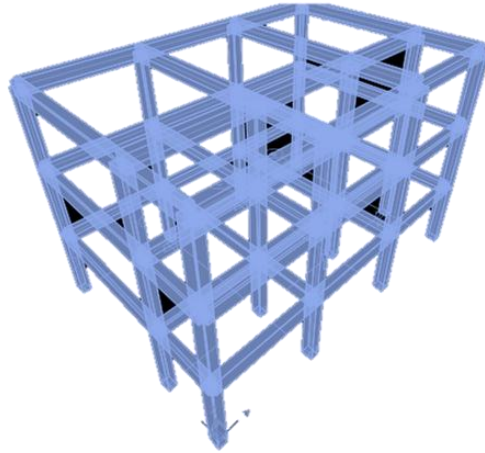


Figura 3.29 Modelado de marcos dúctiles de edificio en Sap 2000. (Structural Analysis Program Nonlinear, desarrollado por Computers and Structures, Inc. A cargo del Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley de California).

La resistencia del concreto y módulo de elasticidad del mismo utilizado en traveses y columnas es el indicado en el proyecto estructural. Así mismo también se consideró en el programa las cuantías de acero de refuerzo que se indican en proyecto.



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figura 3.30 Resistencia y Modulo de elasticidad dados al concreto.

Rectangular Section

Section Name:

Section Notes:

Properties:

Property Modifiers:

Material:

Dimensions

Depth (t3):

Width (t2):

Display Color:



Figura 3.31 Propiedades de sección consideradas para una columna en el primer piso.

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + Acero de Ref var.

Confinement Bars (Ties) + Acero de Ref var.

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.04

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 4

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 4

Longitudinal Bar Size + #8

Confinement Bars

Confinement Bar Size + #3

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 2

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Figura 3.32 Cuantía de acero de refuerzo considerada para una columna en el primer piso.

El sistema de losa de vigueta y bovedilla fue modelado como vigas T con anchos y peraltes indicados en proyecto.

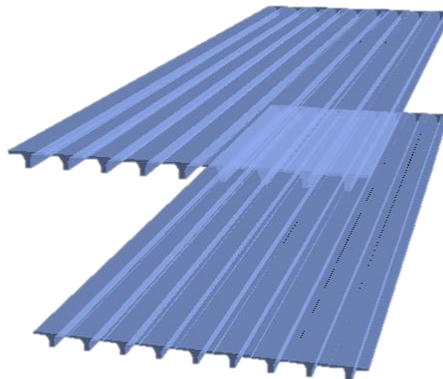


Figura 3.33 Modelado de sistema de losa de vigueta y bovedilla.



En el modelo estructural también se consideraron los muros de mampostería del edificio, con la finalidad de considerar la aportación de estos a la rigidez global de la estructura, el módulo de elasticidad y resistencia de la mampostería se obtuvo de acuerdo a lo indicado en la normas técnicas complementarias del reglamento de construcción del D.F.

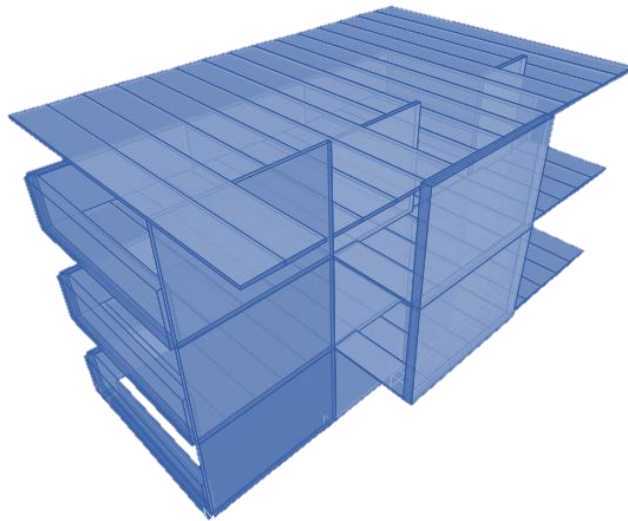


Figura 3.34 Modelado de Muros de mampostería.

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	MAMPOSTERIA ■
Material Type	Other
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	1.7
Mass per Unit Volume	0.1734
Units	
Tonf, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	120000.
Poisson's Ratio, U	0.25
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	48000.
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	



Figura 3.35 Propiedades resistencia dadas a la mampostería.

En lo que respecta a las cargas muertas únicamente se consideró el peso propio de la estructura (losas, trabes columnas y muros), también el peso de acabados e instalaciones.

CARGAS MUERTAS

Entrepiso:

Losa de Vigueta y Bovedilla.....	235.4	kg/m ²
Plafón.....	15.0	kg/m ²
Instalaciones.....	10.0	kg/m ²
Piso.....	30.0	kg/m ²
Mortero.....	25.0	kg/m ²
Carga Muerta Por Reglamento.....	40.0	kg/m ²
	<u>355.4</u>	kg/m ²

Azotea:

Losa de Vigueta y Bovedilla.....	235.4	kg/m ²
Relleno.....	100.0	kg/m ²
Plafón.....	15.0	kg/m ²
Instalaciones.....	10.0	kg/m ²
Impermeabilizante.....	3.0	kg/m ²
Mortero.....	25.0	kg/m ²
Carga Muerta Por Reglamento.....	40.0	kg/m ²
	<u>428.4</u>	kg/m ²

No se consideró la carga viva debido a que cuando se instrumentaron los edificios, no había gente ocupando las instalaciones.

Finalmente después de realizar un análisis modal toando en cuenta las consideraciones anteriores obtenemos un periodo dominante en la estructura de T=0.28 s.



```

Number of eigenvalues below shift =      0
Found mode   1 of   12: EV= 4.7876094E+02, f=   3.482407, T=   0.287158
Found mode   2 of   12: EV= 7.1843414E+02, f=   4.265929, T=   0.234416
Found mode   3 of   12: EV= 8.5846921E+02, f=   4.663183, T=   0.214446
Found mode   4 of   12: EV= 3.8545877E+03, f=   9.881187, T=   0.101202
Found mode   5 of   12: EV= 4.0021385E+03, f=  10.068533, T=   0.099319
Found mode   6 of   12: EV= 5.1410512E+03, f=  11.411588, T=   0.087630
Found mode   7 of   12: EV= 5.9756881E+03, f=  12.303087, T=   0.081280
Found mode   8 of   12: EV= 7.2136669E+03, f=  13.517556, T=   0.073978
Found mode   9 of   12: EV= 8.4548178E+03, f=  14.634310, T=   0.068333
Found mode  10 of   12: EV= 8.7665397E+03, f=  14.901646, T=   0.067107
Found mode  11 of   12: EV= 9.3320304E+03, f=  15.374755, T=   0.065042
Found mode  12 of   12: EV= 9.4628288E+03, f=  15.482127, T=   0.064591

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND           =          12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED        =          13
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS            =           0
    
```

Figura 3.36 Periodos de vibración de edificio No.1 en sus diferentes modos

Modelado de Edificio ING 8

Para realizar el modelado de este edificio se ocuparon los datos obtenidos de un levantamiento en campo, esto debido a que se carece de los planos estructurales del mismo.

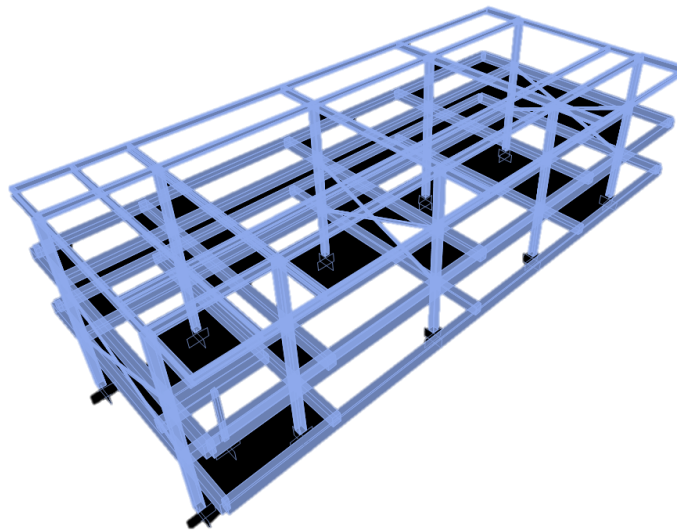


Figura 3.37 Modelado de marcos dúctiles de edificio en Sap 2000. . (Structural Analysis Program Nonlinear, desarrollado por Computers and Structures, Inc. A cargo del Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley de California).



La resistencia del concreto y módulo de elasticidad del mismo utilizado en traveses y columnas se consideró de acuerdo a lo indicado en el reglamento AISC para acero estructural A36.

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	A-36
Material Type	Steel
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06
Units	
	Kgf, cm, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2100000.
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	807692.3
Other Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	2530.
Minimum Tensile Stress, Fu	4077.8
Effective Yield Stress, Fye	3796.57
Effective Tensile Stress, Fue	4485.58
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Figura 3.38 Resistencia y Modulo de elasticidad dados al Acero A36.

Box/Tube Section

Section Name		Columna A
Section Notes		Modify/Show Notes...
Properties	Property Modifiers	Material
Section Properties...	Set Modifiers...	+ A-36
Dimensions		
Outside depth (t3)	0.33	
Outside width (t2)	0.33	
Flange thickness (tf)	0.0127	
Web thickness (tw)	0.0127	
		Display Color <input type="checkbox"/>
		OK Cancel



Figura 3.39 Propiedades de sección consideradas para una columna en el primer piso.

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars + Acero de Ref var.

Confinement Bars (Ties) + Acero de Ref var.

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 0.04

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 4

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 4

Longitudinal Bar Size + #8

Confinement Bars

Confinement Bar Size + #3

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 2

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

OK

Cancel

Figura 3.40 Cuantía de acero de refuerzo considerada para una columna en el primer piso.

El sistema de losa de viga y bovedilla fue modelado como vigas nervadas y casetones huecos, con dimensiones obtenidas en campo.

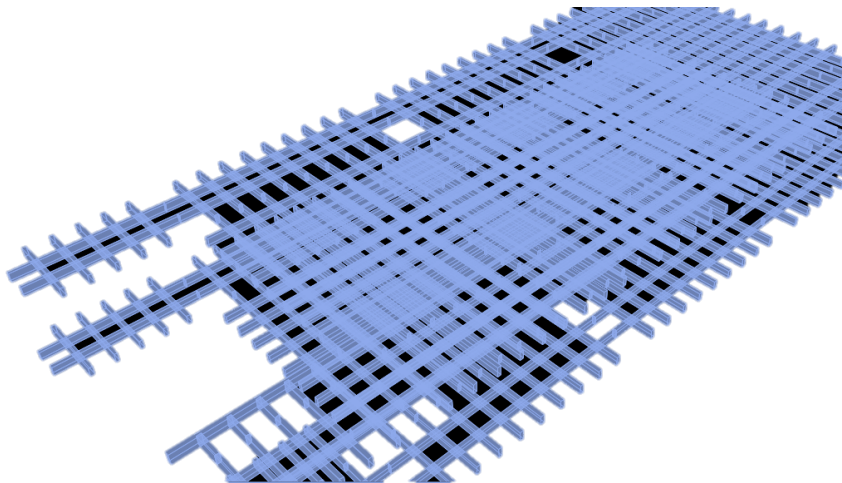


Figura 3.41 Modelado de sistema de losa con casetones huecos.

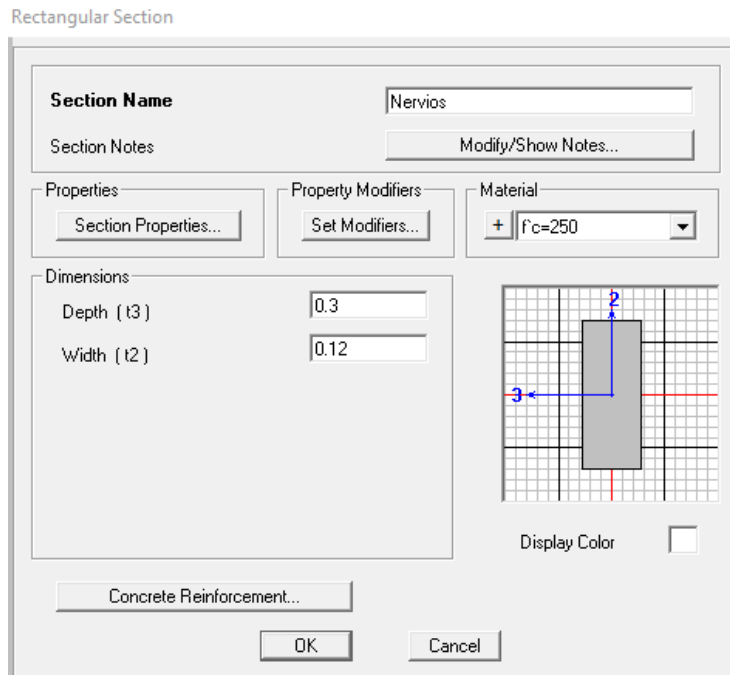


Figura 3.42 sección dada a los nervios de la losa.

En el modelo estructural también se consideraron los muros de mampostería del edificio, con la finalidad de considerar la aportación de estos a la rigidez global de la estructura, el módulo de elasticidad y resistencia de la mampostería se obtuvo de acuerdo a lo indicado en la normas técnicas complementarias del reglamento de construcción del D.F.

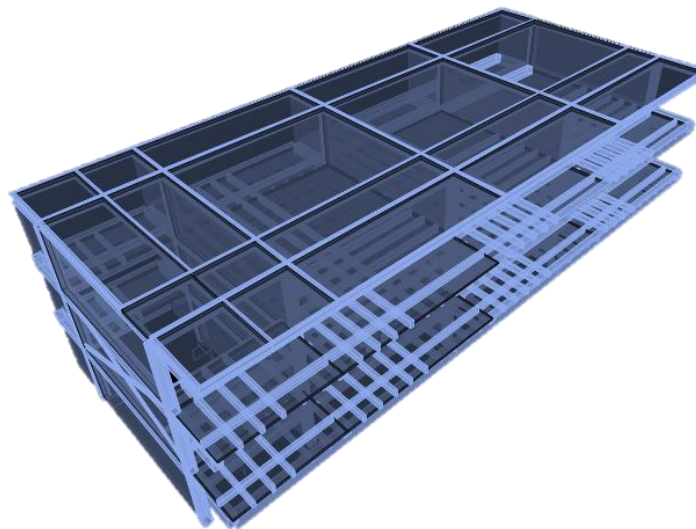


Figura 3.43 Modelado de Muros de mampostería.



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: MAMPOSTERIA

Material Type: Other

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 1.7

Mass per Unit Volume: 0.1734

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 240000

Poisson's Ratio, U: 0.25

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 96000

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 3.44 Propiedades resistencia dadas a la mampostería.

En lo que respecta a las cargas muertas únicamente se consideró el peso propio de la estructura (losas, traveses, columnas y muros), también el peso de acabados e instalaciones.

CARGAS MUERTAS

Entrepiso:

Losa Nervada.....	552.0	kg/m ²
Instalaciones.....	10.0	kg/m ²
Piso.....	30.0	kg/m ²
Mortero.....	20.0	kg/m ²
Carga Muerta Por Reglamento.....	40.0	kg/m ²
	<hr/>	
	652.0	kg/m ²



Azotea:		
Losa Maciza.....	288.0	kg/m ²
Relleno.....	100.0	kg/m ²
Plafond.....	15.0	kg/m ²
Instalaciones.....	10.0	kg/m ²
Impermeabilizante.....	3.0	kg/m ²
Mortero.....	25.0	kg/m ²
Carga Muerta Por Reglamento.....	40.0	kg/m ²
	481.0	kg/m ²

No se consideró la carga viva debido a que cuando se instrumentaron los edificios, no había gente ocupando las instalaciones.

Finalmente después de realizar un análisis modal toando en cuenta las consideraciones anteriores obtenemos un periodo dominante en la estructura de T=0.21 s.

```

Number of eigenvalues below shift =      0
Found mode      1 of      12:  EV= 8.9205047E+02, f= 4.753515, T= 0.210371
Found mode      2 of      12:  EV= 1.0843726E+03, f= 5.240942, T= 0.190805
Found mode      3 of      12:  EV= 1.1091696E+03, f= 5.300528, T= 0.188660
Found mode      4 of      12:  EV= 1.1259250E+03, f= 5.340413, T= 0.187251
Found mode      5 of      12:  EV= 1.6162583E+03, f= 6.398461, T= 0.156288
Found mode      6 of      12:  EV= 2.0843889E+03, f= 7.266236, T= 0.137623
Found mode      7 of      12:  EV= 2.2858695E+03, f= 7.609320, T= 0.131418
Found mode      8 of      12:  EV= 2.6493761E+03, f= 8.192038, T= 0.122070
Found mode      9 of      12:  EV= 2.8220675E+03, f= 8.454810, T= 0.118276
Found mode     10 of      12:  EV= 2.9593044E+03, f= 8.657948, T= 0.115501
Found mode     11 of      12:  EV= 3.3705728E+03, f= 9.240000, T= 0.108225
Found mode     12 of      12:  EV= 3.6686308E+03, f= 9.639891, T= 0.103736

NUMBER OF EIGEN MODES FOUND           =      12
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED        =      19
NUMBER OF STIFFNESS SHIFTS            =      0

```

Figura 3.45 Periodos de vibración de edificio No.2 en sus diferentes modos

3.6 Resultados

Como punto final de este capítulo se realizara una comparativa entre los datos obtenidos en campo con mediciones de ruido ambiental y los arrojados en el análisis modal en el programa de cómputo, de tal forma que en la tabla siguiente se muestran los periodos obtenidos en ambos métodos.



Tabla 3.2 Tabla comparativa de periodos de estructuras ING7 e ING8

Edificio	T ₀ (Medición de ruido ambiental)		T ₀ (Programa SAP 2000)
	N-S	E-O	
ING 7	0.24	0.24	0.28
ING 8	0.21	0.18	0.21

Como se puede observar los periodos obtenidos son muy parecidos entre un método y otro, una de las probables razones por las que no son exactamente iguales es que en el modelo estructural del programa de cálculo se idealizaron las propiedades de los materiales (módulo de elasticidad, resistencia de concreto y acero, módulo de cortante etc.) conforme a lo indicado en el reglamento de construcción y cálculos de gabinete, mientras que en las mediciones de ruido ambiental las propiedades los materiales son las reales, que en la mayoría de los casos no coinciden con las primeras propiedades .

A pesar de lo anterior los valores de los periodos se pueden considerar como aceptables, debido a la cercanía de los periodos, ya que prácticamente sólo hay un 15% de diferencia entre un periodo y otro lo cual no influye significativamente en los valores de los resultados.

En cuestión de vulnerabilidad se puede comentar que los edificios no presentan problemas de una posible resonancia por la igualdad de periodos con el del suelo, ya que estos no son cercanos, así mismo tomando como parámetro las condiciones actuales de los edificios se puede comentar que el edificio ING7 presenta una vulnerabilidad baja y el edificio ING8 una vulnerabilidad media, está de acuerdo al método del índice de vulnerabilidad.



Capítulo 4. Escenarios diversos de daño

Una vez determinadas las propiedades dinámicas del suelo, la vulnerabilidad sísmica de las construcciones de la zona y la probabilidad de ocurrencia de sismos fuertes, este último realizado mediante acelerogramas sintéticos, es posible establecer una serie de escenarios de daños, suponiendo la ocurrencia de sismos fuertes, incluso mayores a los registrados a la fecha.

Una de las partes fundamental de este trabajo, es que a partir de la información con la que se cuenta, se generen espectros de diseño sintéticos, ya que con ellos se realizaran simulaciones con modelos matemáticos de los edificios ING7e ING8

La finalidad de lo anterior es describir los posibles daños que se pueden presentar en las estructuras bajo cargas sísmicas. Dichos daños se simularan desde que se generan las primeras grietas hasta que se presentan deformaciones excesivas e incluso el colapso.

Una vez conociendo los posibles daños en las dos estructuras estudiadas, es posible considerar que las demás estructuras en CU, similares en masa y rigidez, tendrán el mismo comportamiento, Aunque esta aseveración es una simplificación muy general sirve de base para poder generar y como primera aproximación, un mapa de riesgo sísmico dentro del área de CU.



Los modelos se realizarán en el software Sap 2000 V.17 (*Structural Analysis Program Nonlinear, desarrollado por Computers and Structures, Inc. A cargo del Dr. Edward L. Wilson Profesor de la Universidad de Berkeley de California*).

El método que se utilizara para esquematizar los diversos escenarios de daño, será mediante análisis estático no lineal (PUSHOVER). Este análisis tiene por objeto, predecir la respuesta global de la estructura, más allá de la capacidad elástica-lineal, a los fines de identificar la evolución de la degradación de sus elementos hasta alcanzar los mecanismos de colapso. Utilizando como base los modelos elásticos de los que se obtuvieron los periodos dominantes, presentados en el capítulo anterior, se implementara el análisis Pushover, con la versión no lineal del programa SAP 2000 y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996), a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante el sismo.

4.1 Registros sísmicos para CU

Para poder realizar el análisis estático no lineal, una de las partes fundamentales es escoger los espectros de diseño que utilizara en el mismo, ya que de ello depende gran parte del comportamiento y falla de la estructura. Uno de los espectros a utilizar será basándonos en los registros sísmicos de la estación de CU.

Como se mencionó anteriormente en el capítulo No.2, se calcularon espectros sintéticos que servirán para la revisión de las estructuras en estudio, ambos basados en la información de registros sísmicos.

- a) Espectro basado en la aceleración máxima de un registro y periodo dominante del suelo.
- b) Espectro sintético a partir de funciones empíricas Green. (*FEG. Irikura, 1986*).

Las funciones creadas serán introducidas al programa SAP 2000 para revisar el comportamiento fuera del rango lineal de las estructuras en estudio.

4.2 Sismos escalados

Como se mencionó en el capítulo No.2, con ayuda de las funciones empíricas de Green se creó un aspecto sintético basado en el sino de Tehuacán de 1999. El espectro sintético resultante se escaló de 7.0 a 8.1 de magnitud, esto con la finalidad de poder revisar las condiciones de los edificios en vidicones críticas.

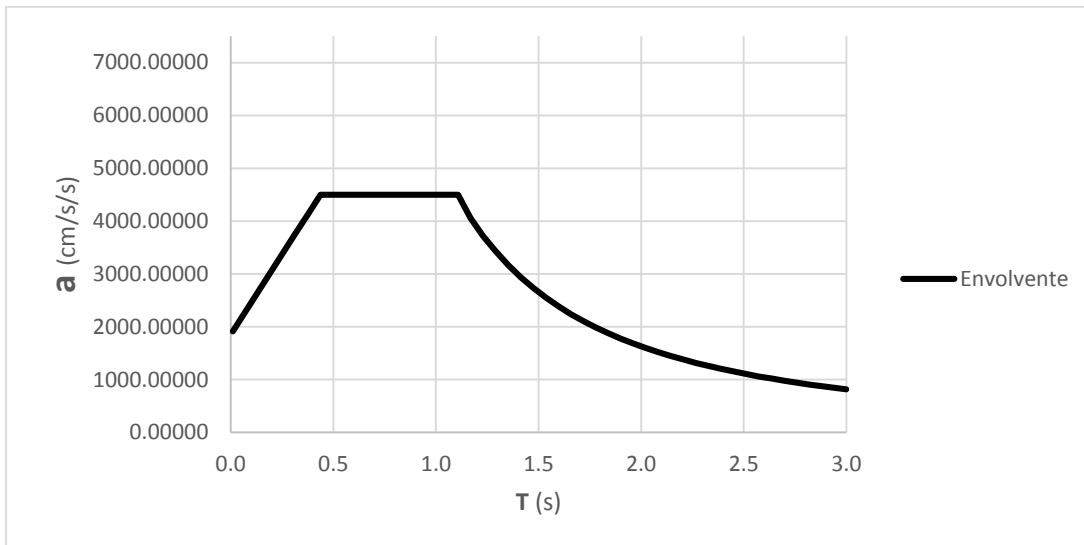


Figura 4.0. Espectro Sintético de obtenido mediante funciones empíricas de Green.

Para obtener otra propuesta y un parámetro comparativo más amplio, también se creará un espectro de diseño haciendo uso del manual de obras civiles de CFE, diseño por sismo en su versión 2015.

Tomando en cuenta los datos obtenidos, como tipo y periodo del suelo, número de golpes indicados en la mecánica de suelos, y aceleración del terreno, y basándonos en los indicado en el manual de CFE 2015, el tipo de suelo que predomina en CU es de tipo medio, por tal motivo realizaremos un espectro de diseño para este tipo de suelo.

Lo anterior con el objetivo de poder contemplar comparativamente e hipotéticamente el comportamiento ante este suelo.

El modelo que se sigue para realizar los espectros de diseño de acuerdo al manual CFE 2015 es el siguiente:

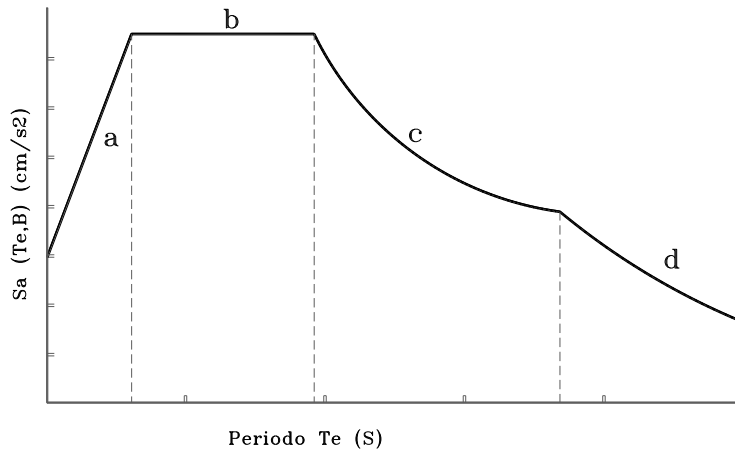


Figura 4.1. Espectro de diseño según CFE 2015.

De la figura anterior, el espectro queda definido por las siguientes expresiones:

- a) $a_0 + (c \beta(Te, \zeta_e) - a_0) Te / Ta$
- b) $c \beta(Te, \zeta_e)$
- c) $c \beta(Te, \zeta_e) (Tb / Te)^r$
- d) $c \beta(Te, \zeta_e) (Tb / Tc)^r P_c (Te) (Tc / Te)^2$

Donde:

a_0 = Es la aceleración máxima del terreno (cm/s²).

c = Es la aceleración máxima espectral (cm/s²).

Ta = Es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño (s).

Tb = Es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (s).



T_c = Es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno (s).

T_e = Es el periodo estructural en la dirección de análisis (s).

$\beta(T_e, \zeta_e)$ = Es el factor de amortiguamiento. Para un amortiguamiento estructural $\zeta_e=5\%$

r = Es le parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b < T_e < T_c$

k = Es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_e > T_c$

$p_c(T_e)$ = Es un factor empleado para definir la variación del espectro de la rama descendente.

Finalmente después de sustituir los valores anteriores para las tres diferentes condiciones obtenemos los siguientes espectros:

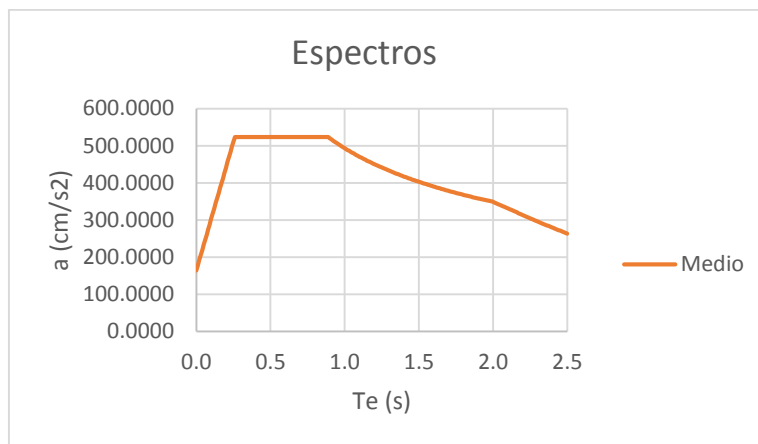


Figura 4.2 Espectros de diseño para suelo medio.

De acuerdo a lo indicado en el Manual de CFE estos sismos deberán ser afectados por el factor de ductilidad (Q) y por el factor de importancia de la estructura. Al tratarse de edificios que dan servicio a una escuela, los factores se tomaran con los siguientes valores:



$Q=2$

F.I.= 1.5 (Estructura tipo A)

4.3 Análisis de daños ante diferentes escenarios

Como se comentó al principio de este capítulo se realizara un análisis estático no lineal (PUSHOVER) de las estructuras ING7e ING8, para conocer su comportamiento ante los espectros definidos en el capítulo 4.1 y 4.2 obtenidos anteriormente.

El análisis PUSHOVER se realizará con marcos en 2 dimensiones, se tomaran dos marcos por cada edificio, uno en la dirección longitudinal y otro en la dirección transversal, dichos marcos serán representativos de cada sistema estructural y se tomarán como base los modelos utilizados para el análisis modal realizado en el capítulo anterior.

Se realizarán diversos análisis, revisando todas las posibles combinaciones que puedan surgir, teniendo como variantes:

- 1) Tipo de edificio (ING7o ING8)
- 2) Tipo de marco según su dirección (Longitudinal o Transversal)
- 3) Tipo se sismo (CFE, suelo Medio)
- 4) Espectros sintéticos (onda senoidal y funciones empíricas de Green)

Para facilitar la identificación de los espectros propuestos se da la siguiente tabla:

Sismo	Tipo	Nomenclatura
Ondas senoidal	Sintético	A
Suelo medio	CFE 2015	B
Funciones de Green	Sintético	C

Tabla 4.1 Calcificación de sismos.

La finalidad de analizar las combinaciones de la *tabla 4.2* es poder encontrar los parámetros que nos generan los daños más críticos a las estructuras, así como establecer una correlación de daño entre el tipo de estructura y la aceleración en el suelo.



Tabla 4.2 Combinaciones de posibles escenarios de daño en edificios.

	Edificio	Marco	Tipo de Sismo	Medio o Componente
Combinación I	ING7	Longitudinal	A	Sintético
Combinación II	ING7	Longitudinal	B	Suelo medio
Combinación III	ING7	Longitudinal	C	Sintético
Combinación IV	ING7	Transversal	A	Sintético
Combinación V	ING7	Transversal	B	Suelo medio
Combinación VI	ING7	Transversal	C	Sintético
Combinación VII	ING8	Longitudinal	A	Sintético
Combinación VIII	ING8	Longitudinal	B	Suelo medio
Combinación IX	ING8	Longitudinal	C	Sintético
Combinación X	ING8	Transversal	A	Sintético
Combinación XI	ING8	Transversal	B	Suelo medio
Combinación XII	ING8	Transversal	C	Sintético

Edificio ING7

Las características de este edificio fueron dadas en el capítulo No.2, los marcos que se eligieron en cada dirección son de los más representativos en el sistema estructural en cuanto a masa y rigidez.

De la figura 4.6 (planta general de edificio ING7) el marco analizado en la dirección longitudinal será el que esta sobre el eje 2 y el marco analizado en la dirección transversal será el que esta sobre el eje B.

Para el análisis no lineal se consideraran los pesos y cargas indicadas en el reglamento de construcción del Distrito Federal:

- 1) Peso propio de los elementos estructurales
- 2) Carga muerta (Losas, muros y acabados)
- 3) Carga Viva Instantánea de entepiso (180 kg/m^2)
- 4) Carga Viva Instantánea de azotea (70 kg/m^2)

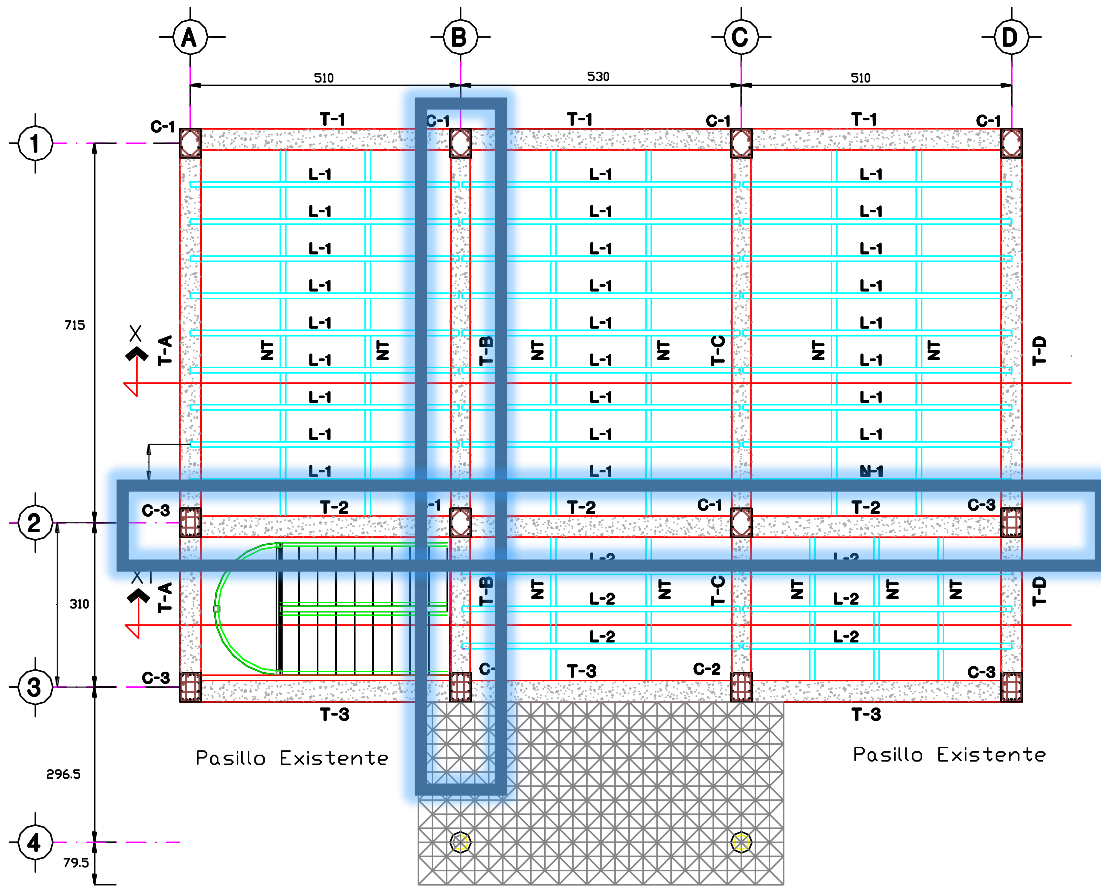


Figura 4.3 Marcos analizados para edificio ING7

Edificio ING8

Las características de este edificio fueron dadas en el capítulo No.2, los marcos que se eligieron en cada dirección son de los más representativos en el sistema estructural en cuanto a masa y rigidez.

De la figura 4.4 (planta general de edificio ING8) el marco analizado en la dirección longitudinal será el que esta sobre el eje C y el marco analizado en la dirección transversal será el que esta sobre el eje 3.



Para el análisis no lineal se consideraran los pesos y cargas indicadas en el reglamento de construcción del Distrito Federal:

- 1) Peso propio de los elementos estructurales
- 2) Carga muerta (Losas, muros y acabados)
- 3) Carga Viva Instantánea de entrepiso (180 kg/m^2)
- 4) Carga Viva Instantánea de azotea (70 kg/m^2)

Pushover

A continuación se describen los pasos que se realizaron en el programa SAP 2000 para poder obtener realizar el análisis no lineal de las estructuras, cabe mencionar que se realizó un análisis para cada una de las combinaciones descritas en la tabla 4.2, los pasos siguen la siguiente metodología:

- 1) Entrada de datos al programa
 - a. Creación de marco en espacio bidimensional
 - b. Asignación de materiales
 - c. Asignación de secciones en traveses y columnas
 - d. Asignación de patrones de cargas
 - e. Asignación de cargas
 - f. Asignación de cargas laterales
- 2) Establecimiento de parámetros de no linealidad para el análisis
 - a. Creación de casos de cargas no lineales
 - b. Definición de nudo de control para desplazamientos
 - c. Definición de desplazamiento máximo en el análisis
- 3) Establecimiento de aceleraciones en la base de la estructura
 - a. Asignación de espectros de diseño
 - b. Asignación de centros de masa.
- 4) Definición de puntos de falla
 - a. Definición de aparición de rotulas plasticas en traveses
 - b. Definición de aparición de rotulas plasticas en columnas
 - c. Se define la normativa para consideración de daños estructurales (FEMA 356)



- 5) Interpretación de datos de salida
 - a. Revisión de desplazamientos en la estructura
 - b. Verificar en que desplazamientos aparecen las primeras rotulas en traves
 - c. Verificar en que desplazamientos aparecen las primeras rotulas en Columna
 - d. Análisis de la curva de capacidad

Ahora bien para dar una mejor descripción de lo que se hizo en el programa se realizara una memoria descriptiva del análisis, es importante mencionar que por la cantidad de combinaciones que se realizaron, sólo se describirá la memoria de un marco (combinación I, II, III), teniendo en cuenta que el mismo procedimiento se realizó para el resto de las conminaciones.

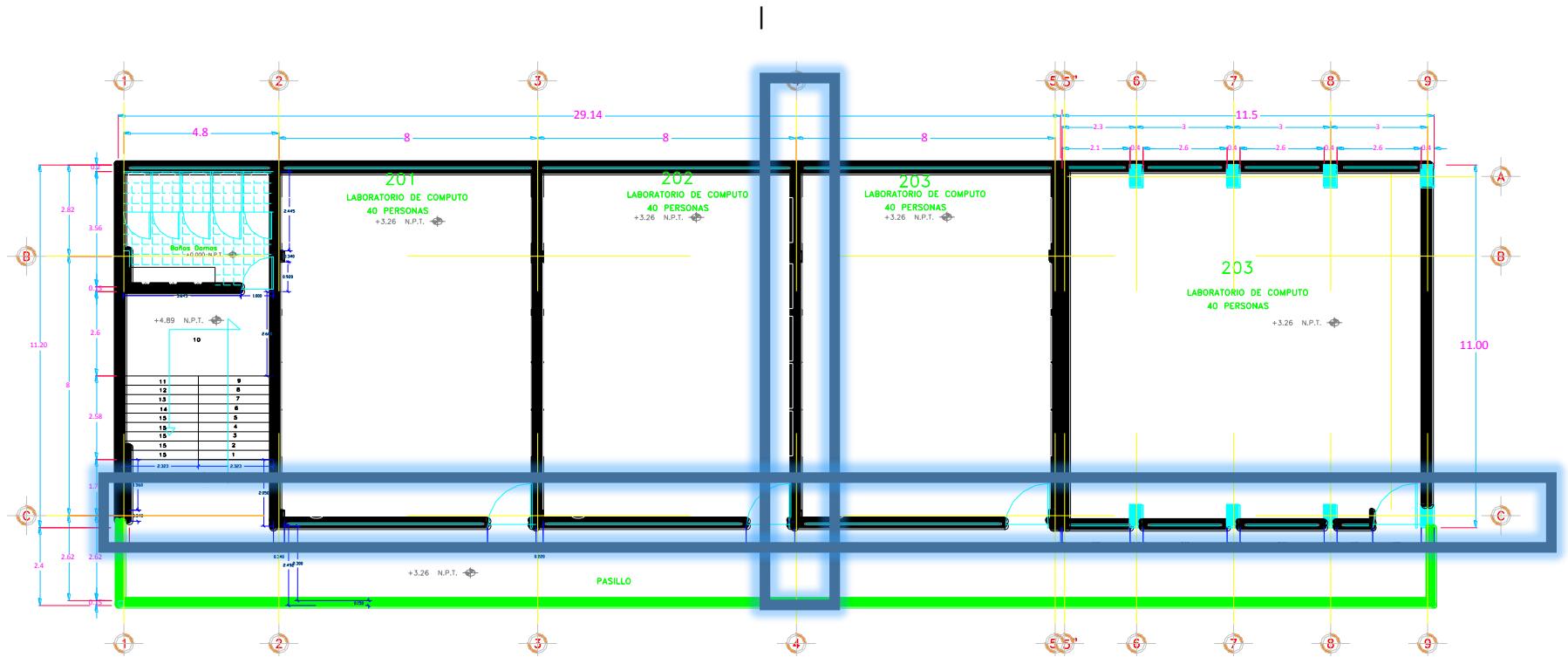


Figura 4.4 Marcos analizados para edificio ING8

Memoria descriptiva

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURA

Para la revisión del modelo se tienen las siguientes consideraciones geométricas.

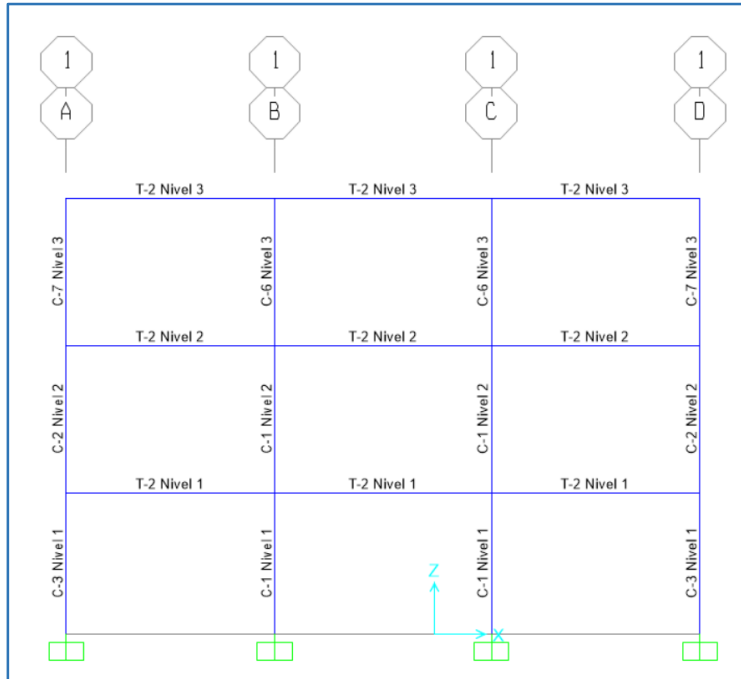


Fig. 4.5 Configuración geométrica y secciones en la estructura

Las secciones correspondientes a los elementos son:

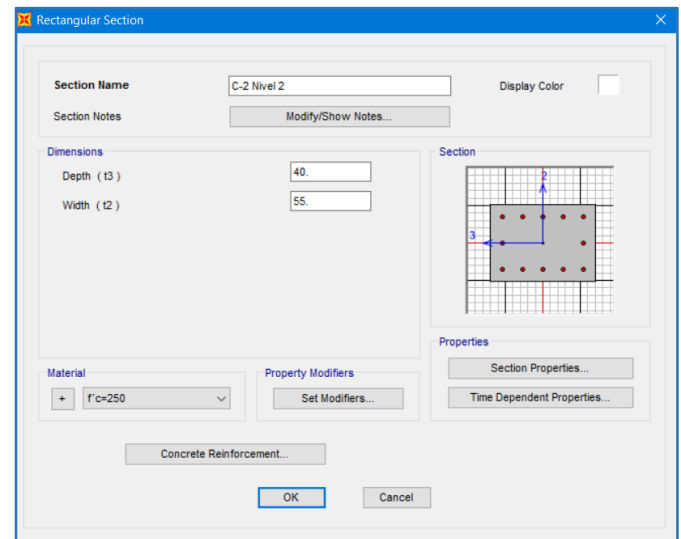
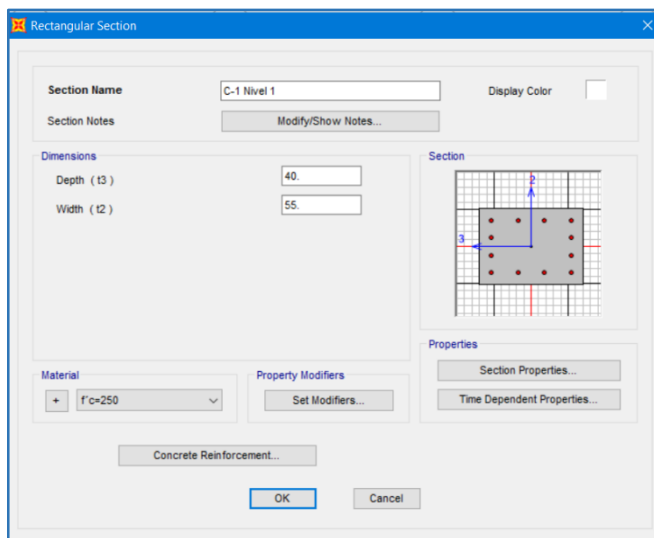


Fig. 4.6 Armado de columnas C1 y C2

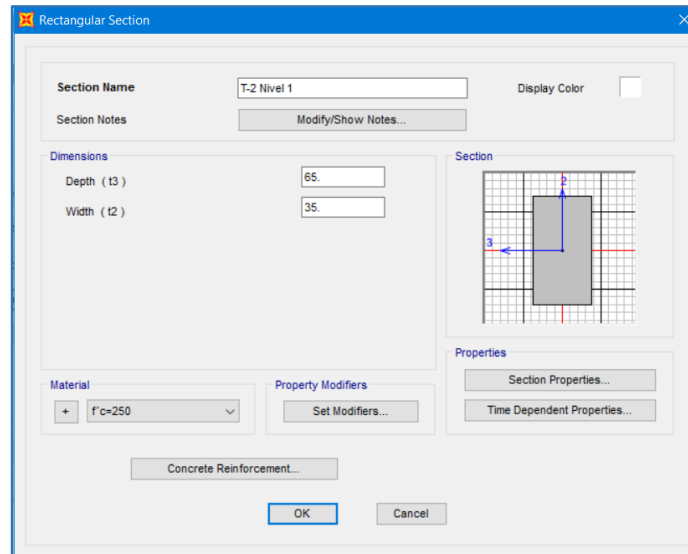
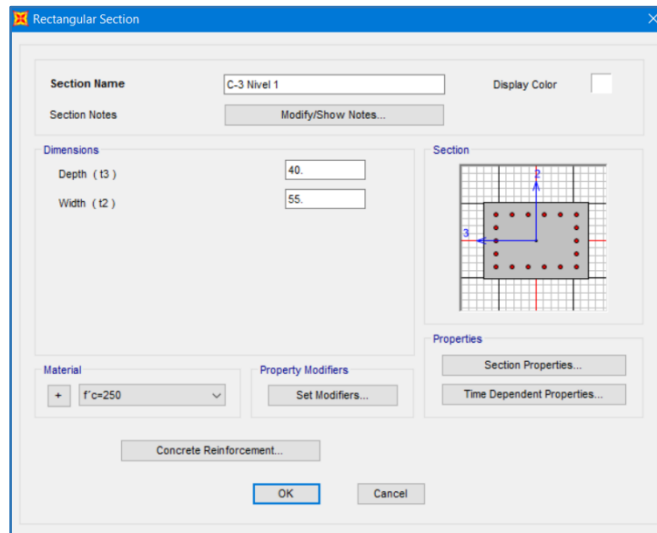


Fig. 4.7 Armado de Trabe T2

Las secciones de columna, como se muestra, serán de concreto reforzado con una resistencia a la compresión de:

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Las secciones de trabe serán de concreto reforzado con una resistencia a la compresión de:



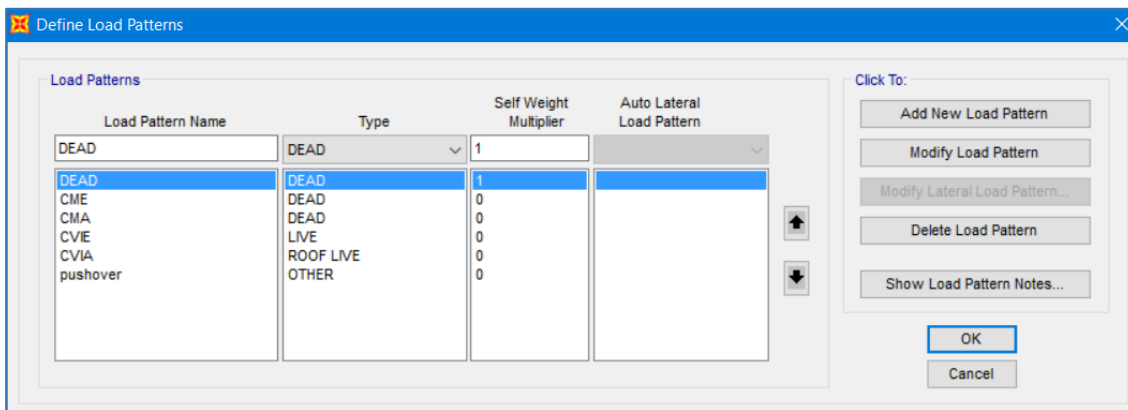
$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de:

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

PATRONES DE CARGA

Se generaron distintos patrones de carga que se ajusten a la revisión necesaria, bajo la descripción del análisis de cargas anterior:



ESPECTROS DE RESPUESTA

Se llevaron a cabo 4 Espectros de Respuesta, los primeros 3 son para diferentes tipos de estratos de suelo, catalogados por su resistencia en suelo Blando, Medio y Rocoso; el cuarto Espectro adecúa las características presentadas por el Sismo de septiembre de 1985 en México.

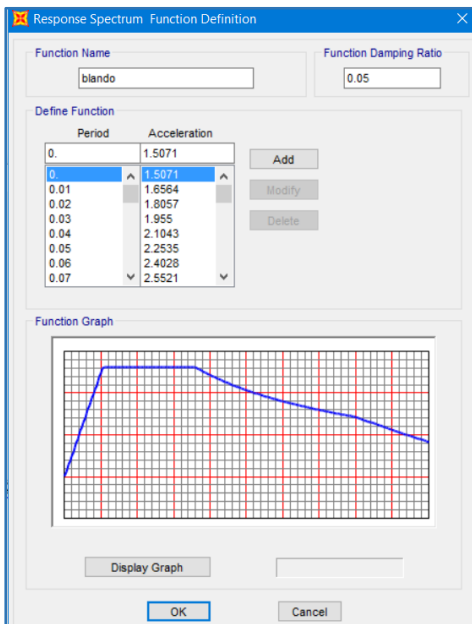


Fig.4.8 Espectro de diseño A

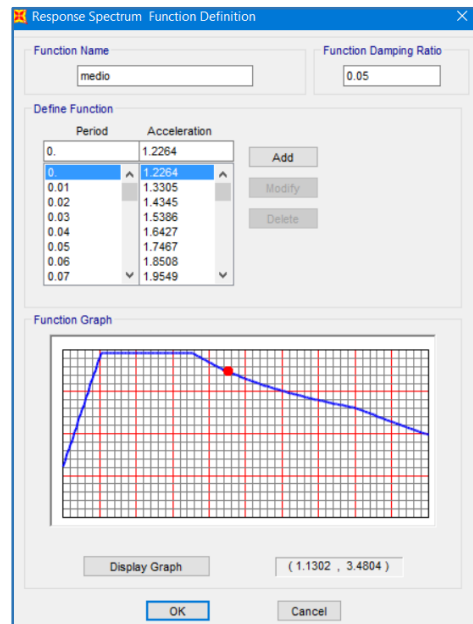


Fig. 4.9 Espectro de diseño B

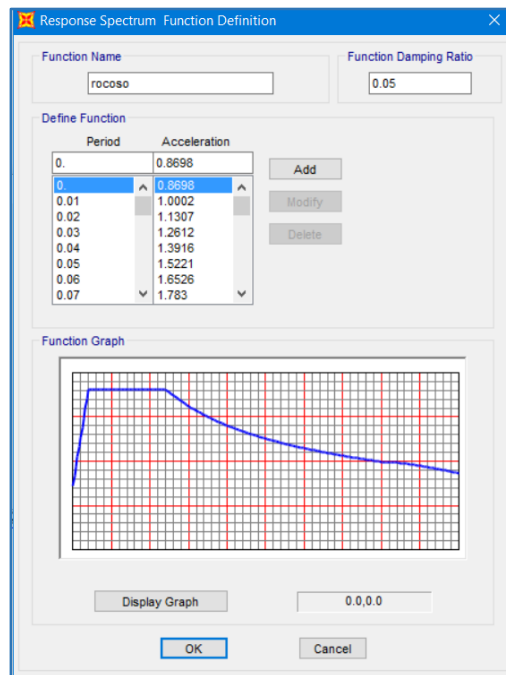


Fig.4.10 Espectro de diseño C

REVISIÓN MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Expuestas las características de la estructura, se pretende revisar su comportamiento hasta la etapa de falla de la estructura, mediante un Análisis Estático no lineal; los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Punto de Control 1 estará en el nodo 16

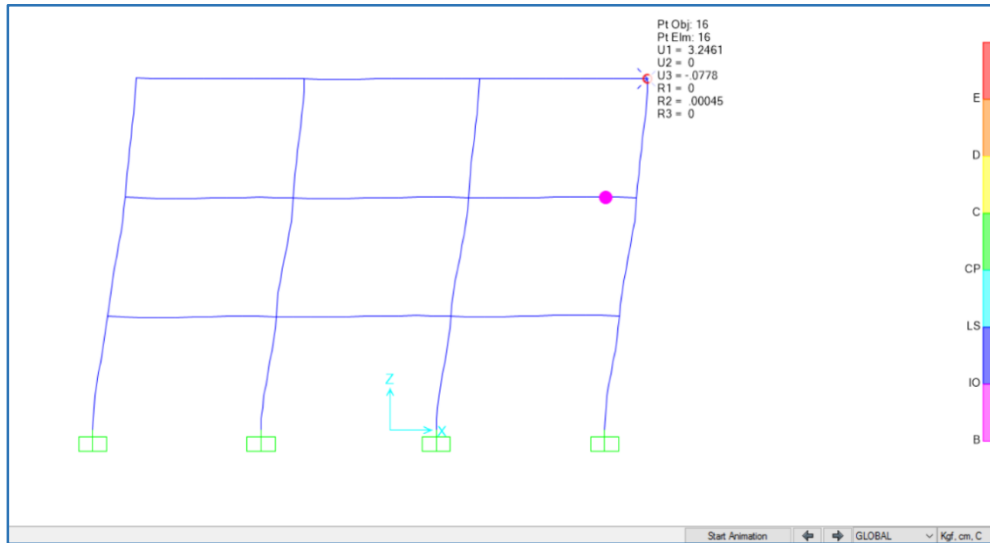
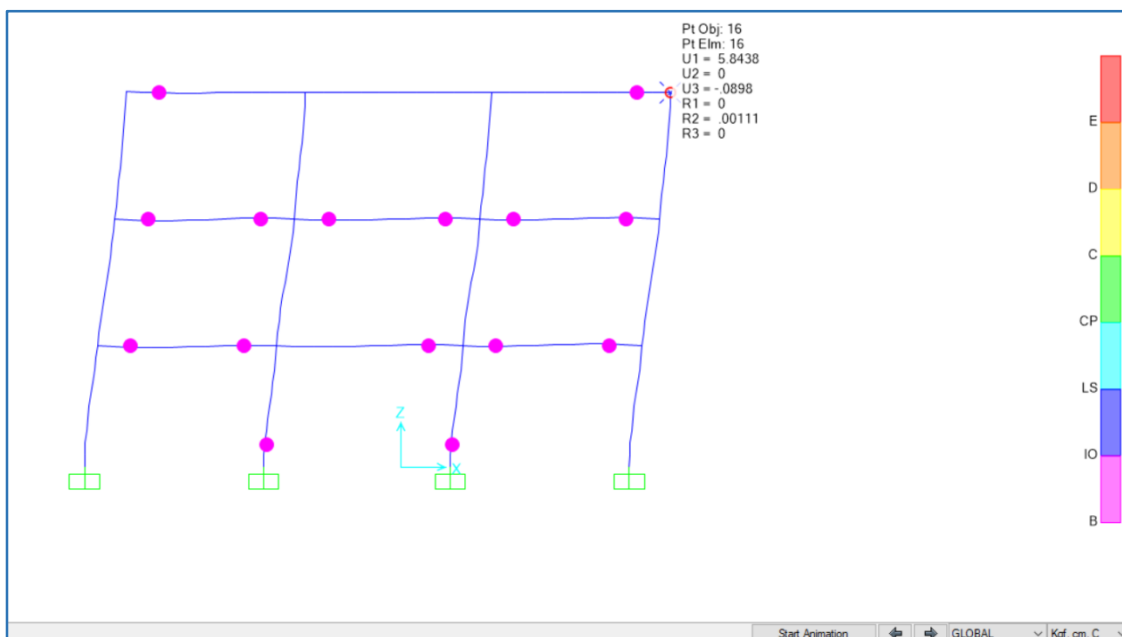


Fig.4.11 Desplazamiento de marco para $\Delta=3.24\text{cm}$ (Primera rotula)



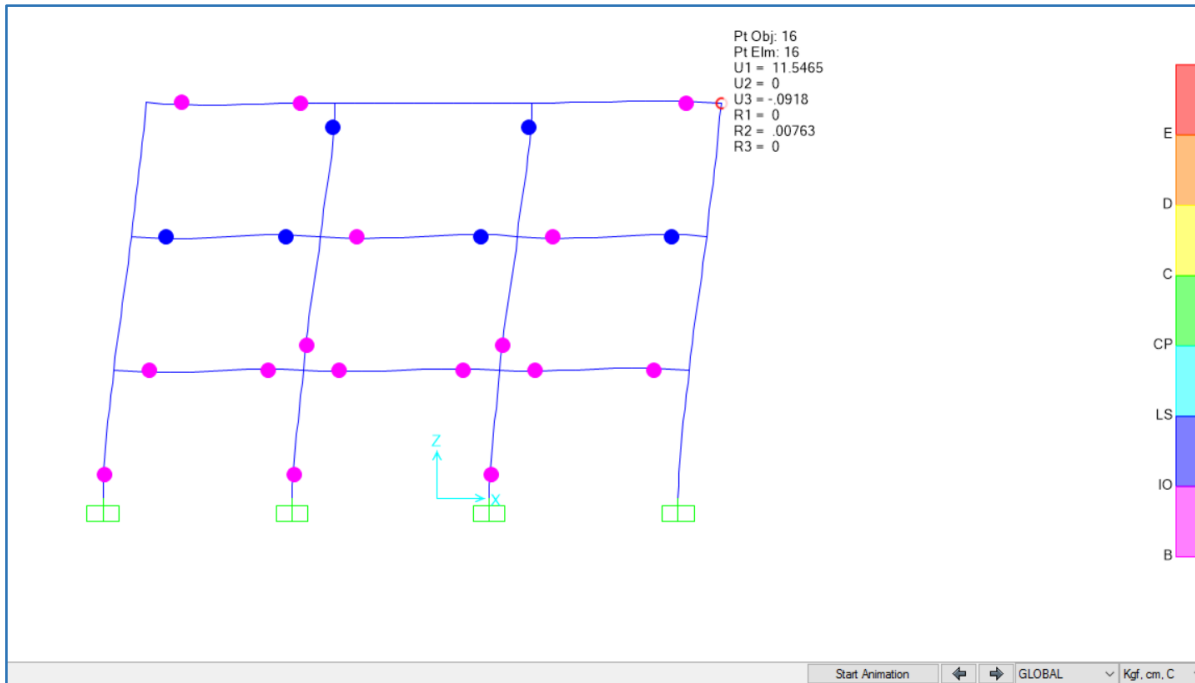
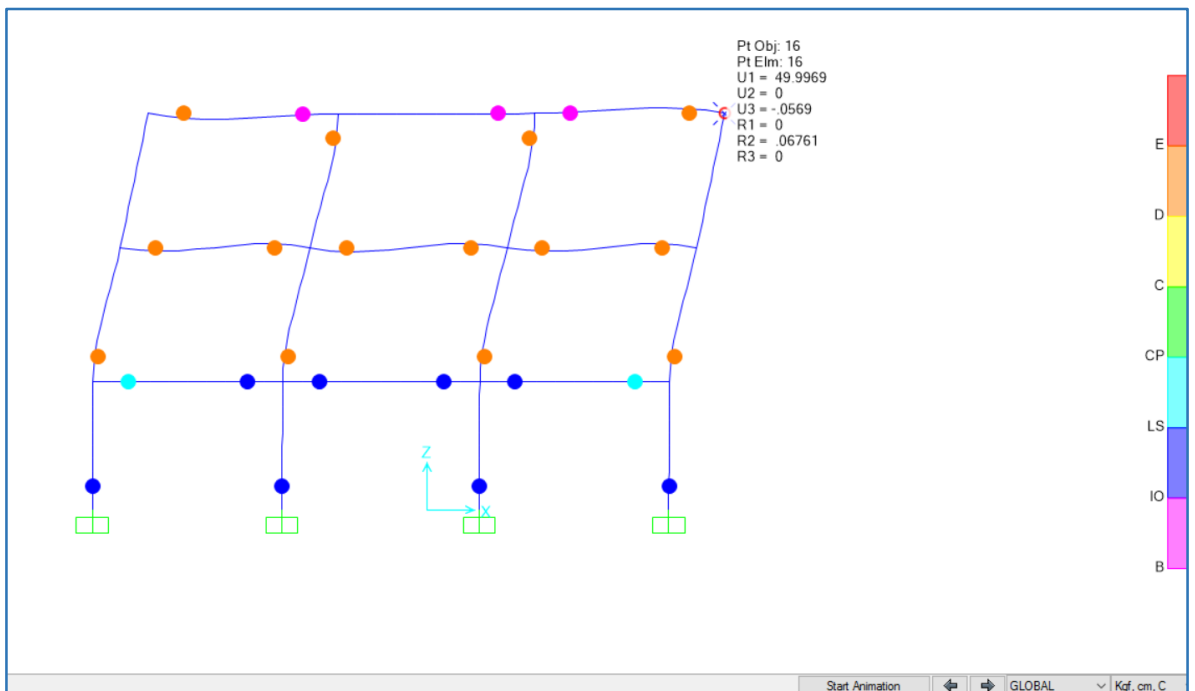


Fig.4.12 Desplazamiento de marco para $\Delta=11.55\text{cm}$. Se puede apreciar una degradación importante en la rigidez de la estructura, debido a la aparición de articulaciones o rótulas plásticas en la mayoría de columnas y vigas.



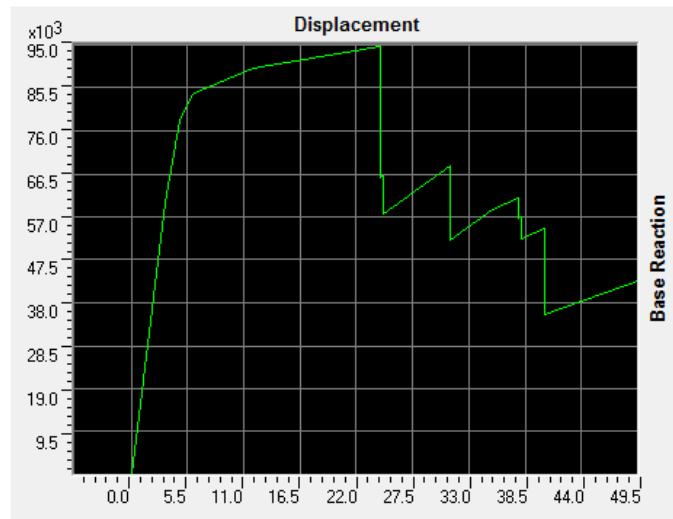


Fig.4.13 Curva de capacidad de la estructura, muestra las distintas etapas de la estructura desde el rango lineal, no lineal hasta el colapso.

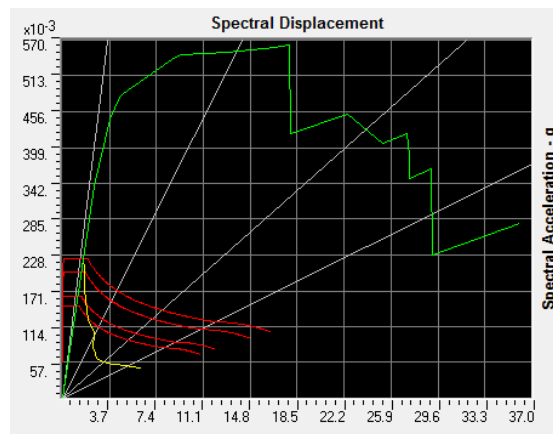


Fig.4.14 Curva de desempeño no.1, muestra el comportamiento de la estructura ante un sismo A.

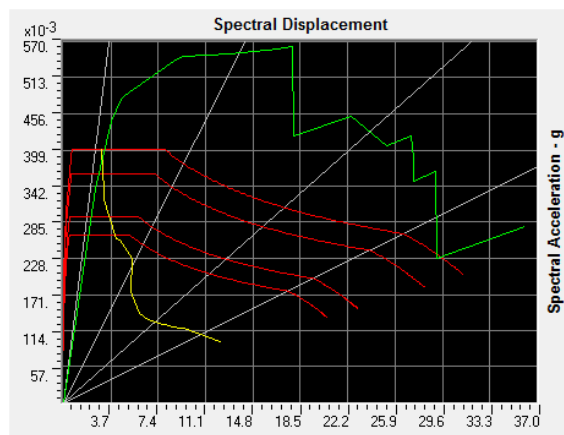


Fig.4.15 Curva de desempeño no.2, muestra el comportamiento de la estructura ante un sismo B

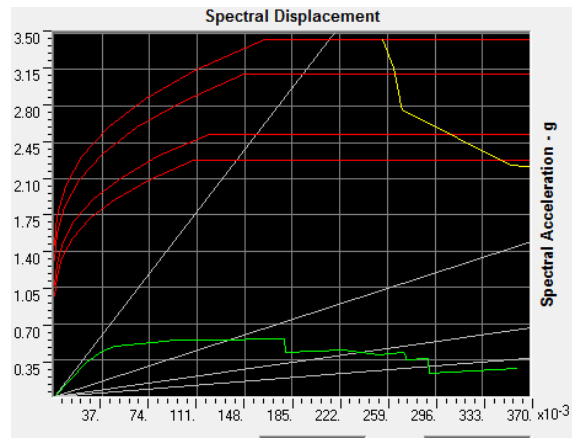


Fig.4.16 Curva de desempeño no.3, muestra el comportamiento de la estructura ante un sismo C



4.4 Resultados

Después de realizar el análisis no lineal de en las 16 combinaciones indicadas en la tabla 4.2 se presenta la siguiente tabla:

Tabla 4.3 Desempeño de las estructuras, a partir de las curvas de capacidad del análisis PUHOVER.

	Desp. Donde aparece la Primera articulación (cm)	Desp. Donde aparece la primera articulación en columna (cm)	Degradación considerable en la rigidez global de la estructura (cm)	Desp. Para cambio de rango (cm)	Acel. Para cambio de rango (g)	Desp. de Colapso (cm)	Rango de desempeño por sismo	Punto de desempeño.	
								Desp. Espectral (cm)	Acel. Espectral (g)
Combinación I	3.24	5.85	17.64	4.30	0.47	24.20	Lineal	1.50	0.22
Combinación II	3.24	5.85	17.64	4.30	0.47	24.20	Lineal	3.05	0.40
Combinación III	3.24	5.85	17.64	4.30	0.47	24.20	Colapso	--	--
Combinación IV	3.92	6.05	12.50	3.90	0.50	21.90	Lineal	1.40	0.20
Combinación V	3.92	6.05	12.50	3.90	0.50	21.90	Lineal	2.90	0.40
Combinación VI	3.92	6.05	12.50	3.90	0.50	21.90	Colapso	--	--
Combinación VII	5.42	16.0	24.70	5.40	0.17	39.00	No lineal	6.72	0.23
Combinación VIII	5.42	16.0	24.70	5.40	0.17	39.00	No lineal	13.82	0.36
Combinación IX	5.42	16.0	24.70	5.40	0.17	39.00	Colapso	--	--
Combinación X	5.0	7.09	9.70	4.90	0.37	15.00	Lineal	1.43	0.11
Combinación XI	5.0	7.09	9.70	4.90	0.37	15.00	No lineal	5.22	0.38
Combinación XII	5.0	7.09	9.70	4.90	0.37	15.00	Colapso	--	--



En la tabla anterior se muestra el comportamiento de las estructuras analizadas ante diferentes tipos de sismos, como se puede ver las estructuras de la combinación VII a la XII (ING8) son las más exigidas y las que con menores aceleraciones incurrir en el rango no lineal.

Un ejemplo de lo comentado anteriormente sería para el caso II (marco en la dirección N-S de ING7) y el caso VIII (Marco en la dirección N-S de ING8), ambas estructuras están sometidas al mismo sismo (Espectro CFE 2015 en suelo Medio), sólo que la primera se desempeña en el rango elástico ante el sismo, mientras que la segunda para el mismo sismo incurrir en el rango no lineal.

Ahora bien de acuerdo a la tabla 4.3 se conoce el desplazamiento de colapso de las estructuras y el desplazamiento en que se desempeñan las mismas, correlacionando los dos valores y tomando en cuenta que las estructuras como máximo se deberán trabajar al 90% de su capacidad en el rango elástico lineal.

Entonces tenemos:

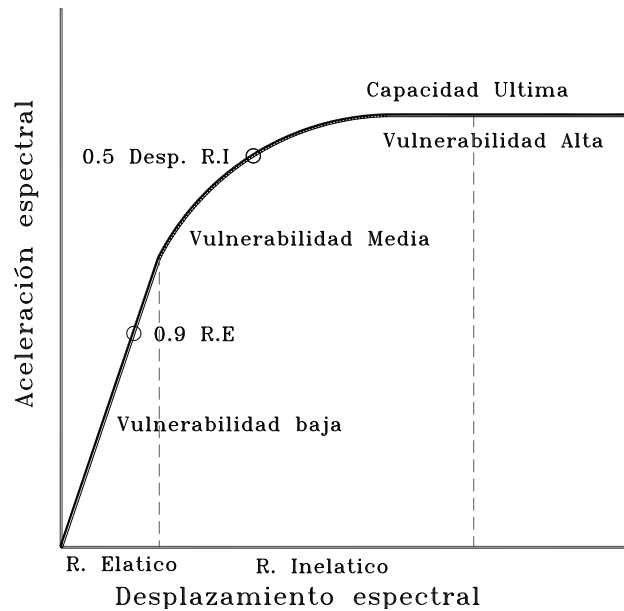


Fig.4.25 Curva de capacidad para determinar un parámetro de vulnerabilidad.



De la figura 4.25 se puede comentar lo siguiente:

Si: $\sqrt{Desp. demanda^2 + Acel. demanda^2} \leq 0.9\sqrt{Desp. R. E^3 + Acel. R. E^2}$ Vulnerabilidad baja

Si: $\sqrt{Desp. demanda^2 + Acel. demanda^2} > 0.9\sqrt{Desp. R. E^3 + Acel. R. E^2}$ Vulnerabilidad media

Si: $Desp. demanda \geq 0.5 Desp. R. I$ Vulnerabilidad alta

Tabla 4.4 Tabla de vulnerabilidad de las estructuras en base a su demanda..

	Punto de desempeño.		Desp. Para cambio de rango (cm)	Acel. Para cambio de rango (g)	Vulnerabilidad
	Desp. Espectral (cm)	Acel. Espectral (g)			
Combinación I	1.50	0.22	4.30	0.47	Baja
Combinación II	3.05	0.40	4.30	0.47	Baja
Combinación III	--	--	--	--	
Combinación IV	1.40	0.20	3.90	0.50	Baja
Combinación V	2.90	0.40	3.90	0.50	Baja
Combinación VI	--	--	--	--	
Combinación VII	6.72	0.23	5.40	0.17	Media
Combinación VIII	13.82	0.36	5.40	0.17	Media
Combinación IX	--	--	--	--	
Combinación X	1.43	0.11	4.90	0.37	Baja
Combinación XI	5.22	0.38	4.90	0.37	media
Combinación XII	--	--	--	--	

En base a lo observado en la tabla 4.4 se puede decir que el 50% de las estructuras en CU presenten una vulnerabilidad baja (ING7) y el otro 50% (ING8) una vulnerabilidad media, esto se puede atribuir a las estructuraciones de los edificios, y sobre todo al tiempo, ya que se tiene que recordar que las estructuras representadas por el edificio (ING8) son estructuras con más de 15 años.



Lo anterior no quiere decir que la vulnerabilidad media en los edificios con más de 15 años tuvieron procesos constructivos o diseños deficientes, es porque probablemente los criterios sísmicos en los que fue basado su diseño, fueron los normativos de su época, y con el paso de los años estos criterios se han vuelto más conservadores, muestra de ello es que los espectros de diseño con los que se revisaron los edificios ING7 e ING8 son superiores a los de 15 años.

A continuación se describirán los posibles comportamientos que tendrían los edificios ante los sismos especificados, de acuerdo a la vulnerabilidad con que fueron catalogados, esto en base los resultados del análisis no lineal.

Vulnerabilidad baja: Las estructuras se comportan dentro de su rango elástico lineal, se podrían presentar desplazamientos promedios de entre 3 y 5 centímetros, aparecerían grietas en traveses y columnas, pero superficiales que no pondrían en riesgo la estabilidad de las estructuras ante un colapso. En general las estructuras trabajarían al 90% de su capacidad elástico lineal.

Vulnerabilidad media: Las estructuras se comportan fuera de su rango elástico lineal y empiezan a incursionar en el rango inelástico, se podrían presentar desplazamientos promedios de entre 6 y 16 centímetros, aparecerían articulaciones plásticas principalmente en traveses, aunque también en columnas, este tipo de estructuras requerirán de un trabajo de reforzamiento de importancia, pero no presentan un riesgo para la estabilidad de las estructuras ante un colapso. En general las estructuras trabajarían a menos del 50% de su rango inelástico.

Vulnerabilidad alta: Las estructuras se están fuera de su rango elástico lineal y tienen un comportamiento inelástico de importancia, se podrían presentar desplazamientos mayores a 16 centímetros, aparecerían articulaciones plásticas severas en traveses y columnas, este tipo de estructuras requerirán de un trabajo de reforzamiento de importancia, su estabilidad se vería comprometida, ya que si bien no colapsarían, la degradación en la rigidez de los elementos sería tal, que de acuerdo a las normativas de las diferentes instituciones como protección civil no permitirían el uso de dicho inmueble.

Finalmente se debe recordar que esta vulnerabilidad no es definitiva, estos resultados sólo son una primera aproximación, ya que para definir el estado real de vulnerabilidad hace falta tomar en cuenta más factores y métodos que puedan ayudar a complementar este trabajo.



Capítulo 5. Riesgo sísmico

El riesgo sísmico se define como la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras sufra varios grados de daño, durante un periodo de tiempo determinado. El riesgo Sísmico específico S para un periodo de tiempo dado, se calcula mediante la convolución entre las probabilidades de ocurrencia de todas las intensidades posibles para el movimiento del terreno durante ese periodo, es decir la peligrosidad sísmica H , con la vulnerabilidad de la estructura V para cada una de dichas intensidades.

$$S=H \cdot V \dots \dots \dots \text{ecuación 5.1}$$

De la ecuación 5.1 se puede deducir que, para la reducción del riesgo sísmico específico, existen básicamente dos alternativas. La primera, consiste en ubicar las estructuras en sitios de baja peligrosidad. La cual es viable para estructuras que se van a construir y pueden llevarse a cabo mediante una planificación física y urbana adecuada, con la ayuda de estudios de micro zonación. La segunda, consiste en modificar la propia vulnerabilidad de la estructuras.

5.1 Antecedentes



Tomando en cuenta el cometario anterior, para el caso específico de CU, este trabajo está dirigido principalmente a estructuras ya edificadas, por tal motivo se deberá establecer el riesgo sísmico que corren los edificios dentro del área universitaria. Como se mencionó en el capítulo no.2, la BUAP a través de su historia ha padecido los embates de eventos sísmicos, destacando principalmente el edificio de la facultad de medicina en 1999. Por tal motivo es de suma importancia poder contar con información que pueda establecer el riesgo sísmico que corren el resto de las estructuras de la universidad, esto con la finalidad de poder establecer un plan de contingencia y conservación para cada estructura cuando se presente un sismo de cierta intensidad.

En el capítulo anterior se mostró los posibles daños que pueden tener dos edificios de ciertas características, ante eventos sísmicos de diferentes intensidades, en un lapso de tiempo (vulnerabilidad y peligro sísmico). Ahora bien con esta información se planteará el riesgo sísmico que corren el resto de las estructuras en CU en base a:

- Datos del Suelo
- Aceleraciones producidas por los sismos presentados
- Posibles daños que pueden presentar las estructuras
- Vulnerabilidad de los edificios

5.2 Análisis del riesgo sísmico

Para obtener el riesgo sísmico de las estructuras en CU, primeramente es necesario catalogar las mismas, esto tomando como parámetro los dos edificios que se revisaron (ING7 e ING8). Es decir se buscaran las estructuras que sean similares en características físicas a las analizadas y se supondrá que estas tienen un comportamiento similar, para realizar este procedimiento se asumirá que las estructuras de reciente construcción (de 15 años a la fecha) serán similares al edificio ING7 y las estructuras con más de 15 años de construcción serán similares al edificio ING8. La anterior suposición se hace suponiendo que las estructuras más recientes se construyeron utilizando los mismos sistemas constructivos (materiales, elementos estructurales, dimensiones similares o proporcionales). A si mismo las estructuras con más de 15 años se construyeron bajo el mismo sistema.

Las estructuras que coincidan en características a las del edificio ING7 serán nombradas (caso ING7) y para las que sean similares al ING8 serán llamadas (Caso ING8).



Es importante mencionar que las asunciones anteriores excluyen a algunas edificaciones de carácter especial que por sus dimensiones, materiales o tipo de estructuración requieren de un análisis especializado, dichas estructuras son:

- El polideportivo.
- Edificio de computo CT
- Centro de autoacceso para aprendizaje de las lenguas extranjeras.
- Biblioteca central.
- Centro cultural la monja
- Estadio de futbol.

En la *figura 5.1* se muestran las estructuras ya catalogas dentro del algún caso definido, de acuerdo al color se puede decir que:

- Estructuras Caso ING7
- Estructuras Caso ING8
- Estructuras especiales

Ahora bien ya catalogadas las estructuras, se hace referencia a la tabla 2.2 del capítulo no.2 (*Periodos del suelo en CU*), en dicha tabla podemos ver los distintos periodos del suelo dependiendo de la zona en la que estamos, resultado de las mediciones de ruido ambiental, los periodos en dicha tabla oscilan entre (0.5 y 0.9 s). Tomando esto como parámetro para definir el estado del suelo podemos decir que el suelo en CU es de tipo medio según el manual de diseño por sismo de CFE 2015. Lo anterior se comprueba en el mismo manual donde indica que para suelos medios se debe contar con las siguientes características:

- Número de golpes entre 15 y 50
- Velocidades de alrededor de 180 a 360 m/s
- Peso volumétrico entre 1.5 y 1.8 t/m³

Estos valores se corroboran en los datos de mecánica de suelos con los que se cuenta:

- Número de golpes entre 12 y 50
- Velocidades de 136 m/s
- Peso volumétrico entre 1.8 t/m³

De lo anterior se puede decir que el suelo predominante el CU es de tipo medio.



Finalmente el peligro sísmico se obtendrá de los siguientes parámetros:

- Para un sismo mayor al del 15 de junio de 1999, que de acuerdo a la tabla de 1.3 (*Sismos en México con Magnitud mayor a 7.0*) no es un sismo de magnitudes extraordinarias pero que sin embargo dejó grandes daños en la ciudad de Puebla y sus alrededores, también es importante considerar que por la magnitud de sus aceleraciones no es difícil que se presente.
- Para estructuras con vulnerabilidad baja y media.

Ahora bien de acuerdo a la tabla 4.4 (*Tabla de vulnerabilidad de las estructuras en base a su demanda*) y correlacionándola para un sismo en suelo medio y que este sea de magnitudes iguales o mayores a los del acontecido el 15 de junio de 1999, el riesgo sísmico para edificios dentro del caso ING7 es bajo, mientras que para los edificios en el caso ING8 es media.



5.3 Propuesta de mapa de riesgo sísmico en CU

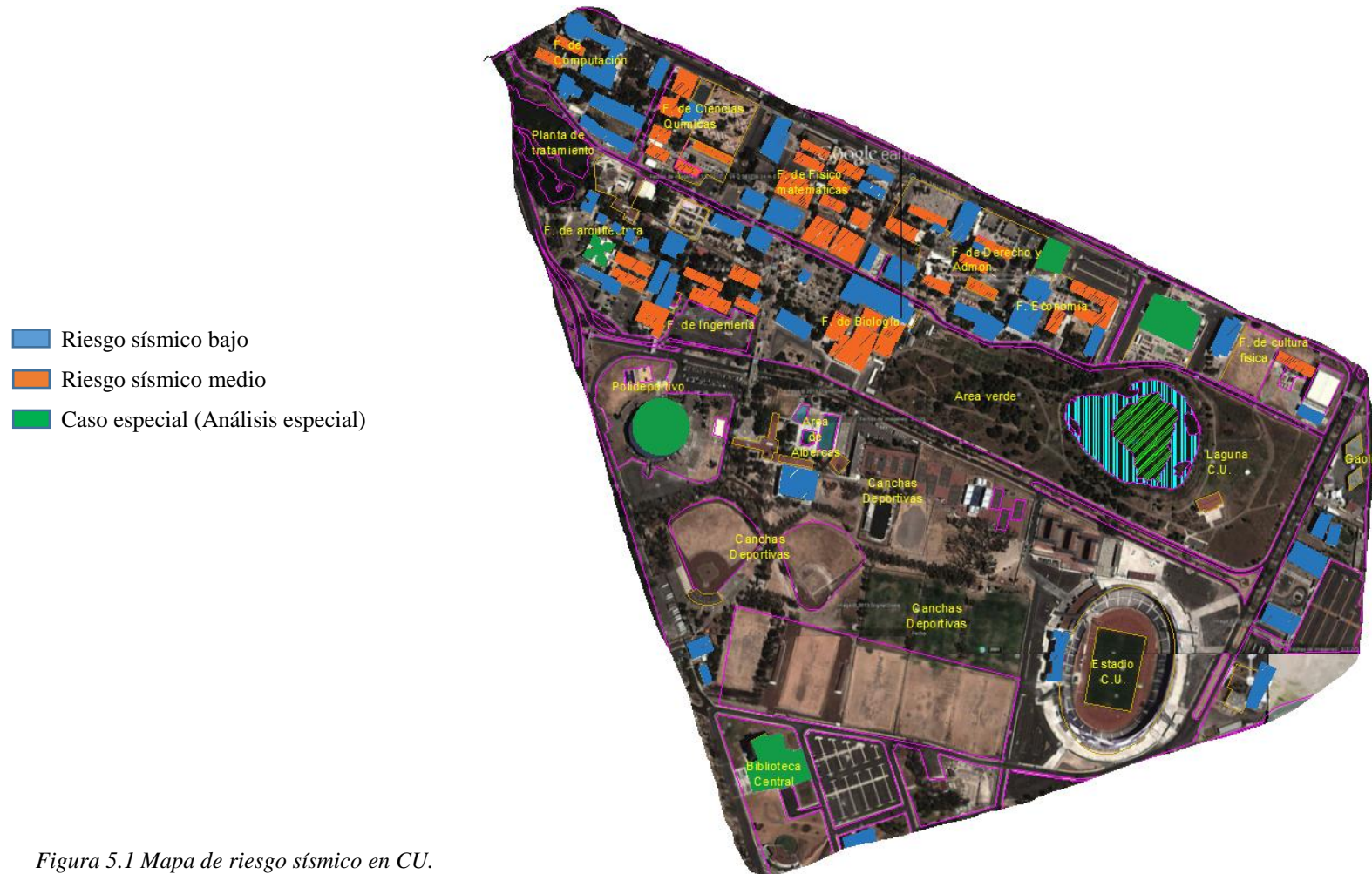


Figura 5.1 Mapa de riesgo sísmico en CU.



Ahora bien en el mapa descrito en la *Figura 5.1* podemos observar todas las estructuras tipificadas, dentro de alguno de los tres casos descritos. Los edificios de color Azul están dentro del caso ING7, los de color naranja dentro del caso ING8 y los de color verde son un caso especial, que requieren de un análisis particular.

El caso ING7 se tienen estructuras con un riesgo sísmico bajo, mientras que el caso ING8 tienen un riesgo sísmico medio, esto en base a los parámetros descritos anteriormente. Se están abarcando prácticamente todas las estructuras que hay en el área de CU.

La finalidad del mapa es referenciar un posible riesgo sísmico para todas las estructuras incluidas en el mismo, de tal forma que cuando se llegue a presentar un evento sísmico de importancia, se pueda saber que estructuras requieren principal atención. Un ejemplo claro sería; Si se llega a presentar un sismo de magnitud igual o mayor al acontecido el 15 de junio de 1999, las estructuras que requieren principal atención sería las de color naranja, entre las que podemos encontrar:

- El edificio ING4 de la Facultad de Ingeniería
- El edificio 107J de la Facultad de Arquitectura
- El edificio 112 Facultad de Biología
- El edificio 182 Facultad de Cultura Física
- El edificio 114E de la Facultad de Derecho
- El edificio 113A de la Facultad de Administración
- Los edificios 110C y 110A de la Facultad de Física
- El edificio 106F de la Facultad de Ingeniería Química
- Los edificios 104A y 104B de la Facultad de Ingeniería Computación
- Los edificios 115A, 115B y 115C de la Facultad de Economía

Los anteriores son sólo algunos edificios que requieren principal atención, en caso de presentarse un sismo con las características mencionadas, ya que de acuerdo al análisis estructural realizado en este trabajo, estos edificios presentarían desplazamientos (mayores a 6cm), agrietamientos en travesaños cercanos a los apoyos, deformaciones excesivas en columnas que podrían derivar en agrietamientos y fisuras.

Lo anterior es un ejemplo de la utilidad que podría tener el mapa referenciado en la *figura 5.1*, sin embargo este no sólo puede servir para revisiones después de ocurrido un sismo, sino también para prevenir; es decir si ya se sabe cuáles son las estructuras que prestan riesgo ante un determinado evento, a estas se les puede dar mantenimiento o reforzamiento para estar preparadas para dicho evento.



Como un tercer uso, el mapa puede servir como parámetro de diseño para nuevos edificios, en base a la estructuración de los edificios con menos riesgo.

Finalmente como último comentario, se debe hacer énfasis a que este trabajo no es definitivo, es sólo una primera aproximación, ya que para poder establecer criterios de riesgo sísmico definitivos, hace falta contar con más estudios que quedaron fuera de los alcances de este trabajo. Sin embargo los resultados aquí obtenidos pueden servir como un parámetro de inicio para futuras investigaciones y complementarse entre sí.



Capítulo 6. Conclusiones

En el presente trabajo se realizó una caracterización del movimiento del suelo, con el cual determinamos los periodos dominantes del suelo. Los resultados se compararon por tres métodos diferentes, el primero de ellos por el procesamiento de registros de vibración ambiental mediante la técnica de cocientes espectrales H/V (Nakamura, 1989), el segundo por el análisis de información geotécnica y el tercero con información de sismos fuertes.

Posteriormente se instrumentaron dos edificios de la Facultad de Ingeniería con la finalidad de obtener los periodos dominantes de cada uno. Para corroborar la confiabilidad de los resultados, estos periodos se compararon con los obtenidos mediante modelos analíticos en un software de diseño estructural, el resultado fue satisfactorio ya que la diferencia entre los periodos fue mínima.

Teniendo los periodos del suelo y las estructuras se realizó una comparativa entre estos, con el fin de verificar la vulnerabilidad de los edificios, tomando como parámetro el posible caso de entrar en el fenómeno de resonancia, sin embargo al realizar una relación entre los periodos, estos no presentaban dicho fenómeno. Para tener otro parámetro de vulnerabilidad, se realizó un análisis con el método del índice de vulnerabilidad basado en el estado físico actual de las estructuras, obteniendo resultados satisfactorios.



A partir de registros sísmicos, se crearon propuestas de espectros de diseño que pudieran servir como parámetro para el análisis estructural de los edificios en estudio, y poder revisar su comportamiento ante sismos de magnitudes fuertes. 2 de los espectros obtenidos arrojan aceleraciones similares y mayores a los que produjo el sismo del 15 de junio de 1999.

Ya habiendo obtenido los espectros de diseño y tomando como base los modelos estructurales de los edificios, se realizó un análisis estático no lineal (PUSHOVER), del cual se obtuvieron los posibles comportamientos de las estructuras ante un evento sísmico, de aquí se pudo establecer otro parámetro de vulnerabilidad en base a su comportamiento estructural.

Teniendo la vulnerabilidad de los edificios, el tipo de suelo y un evento sísmico de diseño, se pudo realizar un análisis de riesgo sísmico para todo CU, tipificando la mayoría de los edificios con alguno de los dos edificios analizados, de aquí se realizó un mapa de riesgo sísmico que servirá como parámetro para definir el riesgo sísmico que podría tener cada edificio de CU.

Las conclusiones aquí escritas van dirigidas a proponer un plan de contingencia dentro del área de CU, para saber cuáles son las estructuras que corren mayor riesgo sísmico en caso de presentarse un evento de determinadas magnitudes, y a si mismo saber que estructuras requieren principal atención, al momento de inspeccionarlas después de ocurrido un evento, en base a su localización, tipo de estructura e intensidad del sismo. Cabe mencionar que este documento es el sólo el principio de una serie de estudios más especializados, ya que una de las finalidades de este, es que pueda servir como base a futuras investigaciones no sólo para ciudad universitaria sino para todo el estado.

CONCLUSIONES

- 1.- Los registros de vibración ambiental permiten una buena identificación de los periodos dominantes del suelo. Desafortunadamente se cuenta con información geotécnica escasa, pero aun así resulta ser valiosa para la descripción del tipo de suelo así como por los datos que arrojan sobre su comportamiento dinámico.
- 2.- Del proceso anterior se puede concluir que el los resultados obtenidos usando el método de vibración ambiental H/V, da resultados similares a los obtenidos con información geotécnica, lo cual da una mayor certeza de la confiabilidad de los resultados.
- 3.- De las mediciones de ruido ambiental realizadas en toda el área de CU se pudieron obtener los periodos dominantes del suelo para diversos puntos, que van de 0.5 a 0.9 segundos (*Tabla 2.1*), de lo cual podemos



concluir que el suelo promedio en dicha zona es de tipo medio, según el manual de diseño por sismo de CFE 2015.

4.- Gracias al instituto de Ingeniería de la UNAM, se pudieron obtener registros acelerométricos captados por la estación sísmica de la facultad de ingeniería, de los cuales sirvieron como otro parámetro para determinar los periodos dominantes del suelo.

5.- Los registros sísmicos también sirvieron como base para la creación de espectros de diseño para CU en base al tipo de suelo.

6.- Con el nuevo manual de diseño por sismo de CFE 2015, se crearon 3 espectros de diseño, para suelo rocoso, medio y blando, los cuales pueden servir como parámetro para el diseño sísmico de nuevas estructuras y la revisión de las ya existentes.

7.- Se instrumentaron dos edificios de la facultad de ingeniería de la BUAP (Ing.7 e Ing.8), con acelerógrafos tipo k2 y Guralp, de lo cual se pudieron obtener señales de aceleración en determinados periodos de tiempo, que al ser procesadas se pudo determinar los periodos dominantes de las estructuras, dichos periodos oscilan entre 0.18 y 0.24 segundos (*Tabla 3.1*).

8.- En base a planos estructurales y levantamientos en campo, se pudo realizar el modelo estructural de los edificios Ing.7 e Ing.8, al realizar un análisis modal de dichas estructuras se pudo observar que los periodos dominantes de estos (0.21 y 0.28 segundos) son muy similares a los obtenidos con los acelerógrafos, por lo tanto se concluye que los resultados de los análisis modales son correctos.

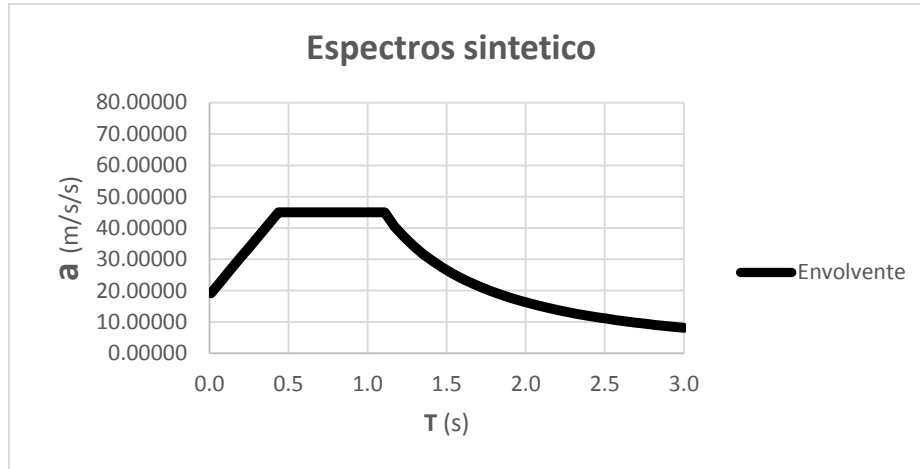
9.- Al comparar los periodos de las estructuras con los del suelo se obtuvo que estos no son similares, que la relación entre uno y otro es de 3.54 a 4.17 por tal motivo se puede decir que las estructuras no corren riesgo de sufrir el efecto de resonancia.

10.- Otro método que se ocupó para medir la vulnerabilidad sísmica de los edificios, fue aplicando el índice de vulnerabilidad, se eligió esta ya que se cuenta con un levantamiento en campo del estado actual de las dos estructuras, de esto se pudo observar que según el método las estructura Ing.7 presenta una vulnerabilidad baja y el edificio Ing.8 presenta una vulnerabilidad media (*Tabla 3.4*).

11.- Del análisis estructural de los edificios, se puede observar que en cuanto a comportamiento por cargas de servicio (Carga muerta y Carga Viva) estas cumplen satisfactoriamente.



12.- Derivado de los registros sísmicos, también se pudo realizar un espectro sintético basado en el método de funciones empíricas de Green. De aquí se pudo observar que las aceleraciones producidas por este sismo serían muy grandes.



Espectro de respuesta sintético

13.- Con ayuda del programa SAP 2000 se pudo realizar el análisis estático no lineal de los edificios estudiados, pudiendo obtener las curvas de capacidad y desempeño, de aquí se pudo establecer el comportamiento que tendrían estos edificios ante determinados eventos sísmicos (*Tabla 4.3*).

14.- También con la ayuda del análisis estático no lineal, se pudo saber el nivel de desempeño de las estructuras estudiadas, lo cual sirvió como otro parámetro para la determinación de la vulnerabilidad. De lo anterior arrojo que el edificio Ing.7 presenta una vulnerabilidad baja y el edificio Ing.8 presenta una vulnerabilidad media para un mismo sismo (*Tabla 4.4*).

15.-Con fines de generalizar los estudios y resultados aquí descritos, se tipificaron en su mayoría las estructuras que hay en CU, relacionándolas con alguno de los edificios analizados, de aquí se pudo observar que el 50% de las estructuras tipificadas corresponderán al comportamiento del edificio Ing.7 y el otro 50% al edificio Ing.8. Por lo tanto se concluye que los resultados de este estudio pueden ser aplicados en toda el área de CU.

16.-Conociendo la vulnerabilidad en los edificios y los posibles sismos que puede presentarse se estableció un riesgo sísmico para todas las estructuras de CU dando como resultado que el 50% de los edificios presenta un riesgo bajo y el otro 50% presenta un riesgo medio ante el sismo de diseño aquí presentado.



REFERENCIAS



American Society of Civil Engineers (2000). “*Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building*”. Federal Emergency management agency.

Cesar Caicedo, José A. Canas, Alex Barbat, Antonio Roca, Xavier Goula (2000). “*Vulnerabilidad sísmica de edificios existentes*”. Universidad de Cataluña. Cataluña España.

Claudia M. Uribe y Sergio M. Alcocer (2014). “*Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores*”. CEBAPRED.

Eber A. Godínez, Luis E. Pérez, Arturo Tena (1996). “*Metodología para la generación de acelerogramas sintéticos*”. Pp. 21-25

Guillermo Melgarejo Palafox, Guadalupe Cesin Sánchez, Guadalupe Sordo Yunez, José Víctor Rubén Acebo Zarate, Sonia Márquez Campos (2000). “*Plan operativo para emergencias sísmicas*”. Gobierno del Estado de Puebla.

Ing. Oscar Zepeda Ramos, Susana González Martínez (2014). *Diagnóstico de Peligro e Identificación de Riesgos de Desastres en México*. CENAPRED.

Jorge Abraham Díaz Rodríguez (2010). “*Caracterización dinámica de los suelos – ensayos de campo y laboratorio*”. Course on seismic engineering and soil dynamics curso de actualización en ingeniería sísmica y dinámica de suelos. pp. 60-78.

Lermo J, Chavez-Garcia FJ, (1993), “*Are microtremors useful in site response evaluation*”. Bull Seismol Soc Am 84:1350–1364.

M. en C. Carlos Gutiérrez Martínez, M. en I. Roberto Quaas Weppen, Dr. Mario Ordaz Schroeder, Ing. Enrique Guevara Ortíz, Dr. David Muriá Vilá y Dr. Shri Krishna Singh (2014). “*Fascículo Sismos*”. CENAPRED. Pp.3-30.

Mario Ordaz Roberto Meli Carlos Montoya-Dulché Lorenzo Sánchez L.E. Pérez-Rocha (1994). “*Bases de datos para la estimación de riesgos sísmicos en la Ciudad de México*”. Coordinación de Enlace Nacional.

Miguel Ángel Jaimes Téllez (2007). “*Acelerogramas de diseño en sitios afectados por varias fuentes sísmicas*”. Tesis doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.

Sergio de la L. Vergara Berdejo (2015). “*El sismo efectos y experiencias*”. CONACULTA. INAH.



Sergio M. Alcocer Gerardo Aguilar Leonardo Flores Daniel Bitrán Roberto Durán Oscar A. López Bátiz Miguel A. Pacheco Carlos Reyes Claudia M. Uribe Manuel J. Mendoza (1999). *“Informes técnicos del sismo de Tehuacán de 1999”*. Área de Ingeniería estructural y geotecnia. CENAPRED.



ANEXOS

Anexo 1. Bitácora 1 de Campo de mediciones de ruido ambiental

BITACORA DE CAMPO					
k2 :		1309			
Guralp :		T4934			
PUNTO	HORA DE INICIO DE REGISTRO	NOMBRE DEL REGISTRO (EVT)	LOCALIZACIÓN	OBSERVACIONES	FOTO
5c	10:25	IM001.EVT	CACETA DE VIGILANCIA DE INGENIERÍA	10:32 Arranca un Camión muy cerca del equipo	IMG_0418.JPG
				10:50 Arranca un Camión muy cerca del equipo	
4C	11:16	IM002.EVT	PUNTO FRENTE A LAS ALBERCAS OLÍMPICAS		
3C	12:10	IM003.EVT	PUNTO FRENTE A CANCHAS DE BASQUET BALL		IMG_0419.JPG
2C	13:01	IM004.EVT	PUNTO FRENTE A CANCHAS DE FRONT TOM		
1C	13:53	IM005.EVT	PUNTO FRENTE A ESTADIO DE FUT BALL		
5D	14:55	IM006.EVT	ESTACIONAMIENTO TRASERO DEL POLIDEPORTIVO		IMG_0421.JPG
4D	15:41	IM007.EVT	PUNTO FRENTE A HOSPITAL VETERINARIO DE CU	03:43 Vacío material un camión de voltéo muy cerca	



				03:45 Comienza a llover	
3D	16:38	IM008.EVT	ESTACIONAMIENTO FRENTE A BIBLIOTECA CENTRAL		
2D	17:18	IM009.EVT	ESTACIONAMIENTO FRENTE ESTADIO DE FUT BALL		
1D	18:02	IM0010.EVT	TERRENO FRENTE ESTADIO DE FUT BALL		IMG 0420



Anexo 2. Bitácora 2 de Campo de mediciones de ruido ambiental.

BITACORA DE CAMPO

k2 : 1313

Guralp : T4935

PUNTO	HORA DE INICIO DE REGISTRO	NOMBRE DEL REGISTRO (EVT)	LOCALIZACIÓN	OBSERVACIONES	FOTO
5B	10:27	PA001.EVT	BANQUETA OPUESTA A ESQUINA NW DE LAGO CERCANO AL ALMACEN	Cerca están perforando un Pozo	carpeta B5
4B	11:20	PA002.EVT	BANQUETA FRENTE A EDIFICIO 109B DE LA FAC DE ELECTRÓNICA		carpeta B4
3B	12:15	PA003.EVT	FRENTE A EDIFICIO 11313 DE LA FAC DE ADMINISTRACIÓN	Sobre plataforma (losa)	carpeta B3
2B	13:05	PA004.EVT	FACULTAD DE ECONOMÍA CERCA DE CENTRO DE IDIOMAS		carpeta B2
1B	13:55	PA005.EVT	ENTRADA SOBRE BANQUETA		carpeta B1
5A	14:51	PA006.EVT	ENTRADA SOBRE ACCESO		carpeta A5
4A	15:43	PA007.EVT	ENTRADA FRENTE A EDIFICIO IF 110-C		carpeta A4
3A	16:40	PA008.EVT			carpeta A3



			ENTRADA DE EDIFICIO ED 165 FRENTE A AUDITORIO DE FAC DE DERECHO		
2A	17:21	PA009EVT	ENTRADA FRENTE A FAC DE ECONOMÍA		carpeta A2
1A	18:05	PA010.EVT	ENTRADA FRENTE A FAC DE CULTURA FÍSICA		carpeta A1