



**BUAP**

Facultad de Ingeniería  
Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

Tesis Profesional

EVALUACIÓN DE SALUD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE  
ACERO

Para obtener el grado de  
Maestro en Ingeniería Estructural

Presenta:

Ing. Domingo Rodríguez Flores

Asesor:

Dr. Eduardo Ismael Hernández

Puebla, Pue.

junio 2016



**BUAP**

OFICIO SIEP No. 1225/ 2016

**ING. DOMINGO RODRÍGUEZ FLORES**  
**Maestría en Ingeniería Opción terminal Estructuras**  
**Presente.**

El suscrito M.I. Edgar Iram Villagrán Arroyo, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de cambio de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **“Evaluación de salud estructural de un edificio de acero”**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, opción terminal estructuras. Asignándose como Director de Tesis al Dr. Eduardo Ismael Hernández y Co-Asesor a la M.I. Patricia Máximo Romero.

Sin otro particular, reciba un cordial saludo.

**ATENTAMENTE**

“Pensar bien para vivir mejor”

Puebla, Pue., a 28 de Marzo de 2016



**M.I. EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO**  
Director de la Facultad de Ingeniería

C.c.p. Dr. Eduardo Ismael Hernández. Director de tesis.  
C.c.p. M.I. Patricia Máximo Romero.- Co-Asesor de tesis.  
C.c.p. Archivo.

GJS\*JLM\*dsm.

**60**  
**AÑOS DE**  
**AUTONOMÍA**  
**UNIVERSITARIA**

Facultad  
de Ingeniería

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



Puebla de Zaragoza, Pue., a 8 de junio de 2016

**Asunto:** Carta de liberación de proyecto de tesis

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

El que suscribe Dr. Eduardo Ismael Hernández, nombrado Asesor del tema de tesis: *Evaluación de salud estructural de un edificio de acero*, mediante oficio No. 1225/2016; informa a usted, por medio de la presente, que después de haber revisado el contenido del documento, la metodología, así como la redacción del mismo, no tengo el inconveniente en autorizar la impresión de dicha tesis, para que el estudiante de la **Maestría en Ingeniería Estructural, Ing. Domingo Rodríguez Flores**, pueda continuar su proceso de titulación.

La presente se extiende para su conocimiento y los efectos legales a que haya lugar.

Sin otro particular, quedo de usted.


**ATENTAMENTE**

**Dr. Eduardo Ismael Hernández**  
Asesor de tesis

c.c.p. Exámenes profesionales  
c.c.p. Interesado  
c.c.p. Archivo

**UPAEP**  
21 Sur 1103  
Barrio de Santiago  
Puebla, Pue. México  
C.P. 72410

Tel: 01 (222) 229 9400  
Fax: 01 (222) 232 5251  
01 800 224 2200  
[www.upaep.mx](http://www.upaep.mx)



ESTE TRABAJO SE HIZO GRACIAS AL APOYO DEL CONACYT EN EL PROYECTO PDCPN2014-1 CON CLAVE 249071 “ESTUDIOS PARAMÉTRICOS PARA ESTABLACER LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES ESCOLARES MEDIANTE UNA PLATAFORMA DE MONITORIZACIÓN BASADA EN SENSORES INALÁMBRICOS”.



## Agradecimientos

A la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP) y a su vez a la Facultad de Ingeniería en primero por dar me oportunidad de estudiar tanto la licenciatura como la maestría y por formar parte de ella.

A la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla (UPAEP) por brindarme las facilidades en cuanto a la información y la apertura de sus puertas.

A los catedráticos dedicados por la innovación y aplicación de los temas y sobre todo por su gran apoyo y compartir su experiencia.

Al Dr. Eduardo Ismael Hernández, por su gran dedicación, apoyo y su gran humildad para compartir su conocimiento tanto en el aula como en esté tema de tesis, Muchas gracias por aceptar ser mi maestro y mucho más por ser mi tutor.

Al M.I. Martín Castillo Flores, gran amigo de la vida dentro de la maestría, en la universidad, en el trabajo y sobre todo fuera de los anteriores, gracias por tu orientación por medio de tu experiencia y sobre todo por tu amista y la de tu esposa Marina gracias.

A mis amigos y compañeros de maestría a quienes debo parte de esta etapa y apoyo para seguir adelante en este proyecto Alan Alonso Rivers, Alfredo Idelfonso Báez Ramírez, David Mireles, Fernando Heber Ortiz, Gil Abad Ramírez Castillo, Javier Anaya Estrella, José Antonio Cruz Maliachi, Miriam Castaños, Muchas gracias por su apoyo y amistad.

A mis amigos Arturo Giovanni Hernández Cardona, Jesús Huerta Hernández, Juan Carlos Rosario Camacho, Ricardo I. Téllez Téllez



## Dedicatoria

A mi familia, por su gran apoyo ayer, hoy y siempre  
Por ser quienes me dan fuerza  
Por el apoyo incondicional en mis proyectos  
Sin importar los resultados  
Es y será un privilegio formar parte de este núcleo,  
Y a su vez parte de sus familias

José Rubén

Sofía G.

José de Jesús

M. de los Ángeles

Y en especial y con mucho cariño

A mis padres

Sofía Flores Flores

José Rubén Rodríguez y Domínguez

Ya que gracias a ustedes mi vida tiene sentido

¡Gracias los Amo!


# EVALUACIÓN DE LA SALUD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ACERO





## Contenido

Contenido.....	8
Resumen .....	10
Abstract.....	11
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>12</b>
1.1 Antecedentes .....	12
1.2 Planteamiento del problema .....	13
1.3 Objetivo .....	14
1.4 Alcances y limitaciones .....	14
1.4.1 Alcances.....	14
1.4.2 Limitaciones .....	15
<b>CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>16</b>
2.1 Evaluación de la salud estructural.....	16
2.2 Monitoreo de edificios para establecer la salud estructural .....	16
<b>CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA LINEAL.....</b>	<b>18</b>
3.1 Descripción del sistema estructural .....	18
3.2 Campaña de vibración ambiental .....	19
3.3 Decodificación de los registros de vibración ambiental .....	22
3.4 Espectros de Amplitud de Fourier, EAF.....	24
3.5 Cocientes espectrales.....	25
3.5.1 Cálculo del modo de traslación longitudinal.....	25
3.5.2 Cálculo del modo de traslación transversal .....	26
3.5.3 Cálculo del modo de rotación .....	27
3.6 Calibración del modelo 3D .....	29
3.7 Análisis respuesta lineal usando acelerogramas reales y simulados.....	31
3.7.1 Caracterización de la acción sísmica .....	31
3.7.1.1 Acelerograma real .....	31
3.7.1.2 Acelerogramas Sintéticos.....	35
3.7.2 Análisis de la respuesta dinámica lineal.....	38
<b>CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL .....</b>	<b>43</b>



4.1 Respuesta no lineal estática Pushover .....	45
4.1.1 Modelo con condiciones de frontera .....	47
4.1.2 Modelo sin restricciones de frontera.....	51
4.2 Análisis de la respuesta no lineal dinámica usando acelerogramas sintéticos.....	56
<b>CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>67</b>
<b>CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>70</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>71</b>
<b>APENDICE A.....</b>	<b>73</b>



## Resumen

En el presente trabajo se presenta el procedimiento para la estimación del nivel salud estructural de un edificio existente de seis niveles, conformado a base de marcos de acero estructural, perteneciente a la infraestructura del Campus de la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, construido por el año 2007, ubicado en la ciudad de Puebla, Puebla.

A lo largo de la vida del edificio ha presenciado diferentes eventos sísmicos, por lo que es conveniente realizar un análisis de las condiciones actuales para su evaluación estructural actual.

El procedimiento para la evaluación de la salud estructural contempla la respuesta tanto lineal y no lineal, ambas obtenidas de manera analítica, también se toman en cuenta los efectos correspondientes al sitio.

De acuerdo con la información inicial: mecánica de suelos, planos estructurales parciales del edificio e información levantada en sitio, se dispone a realizar un modelado 3d del edificio por medio del software ETABSv13.14. El modelo del edificio se calibrará de acuerdo con los resultados de la instrumentación del mismo, esto se lograra con base en pruebas de vibración ambiental usando un acelerómetro triaxial. Partiendo de la calibración del modelo con las propiedades dinámicas, se continua con un análisis lineal tiempo-historia con acelerogramas reales obtenidos de la Red Sísmica Mexicana (Perez-Yanez C. , y otros, 2014) y otros simulados usando el criterio de (Herrera Bautista, 2014), donde se obtendrá el comportamiento que tiene la estructura en el intervalo elástico. Posteriormente se realizará el análisis estático no lineal (Pushover) de acuerdo con un patrón de cargas laterales asociada a la superposición de los modos de vibrar del edificio, para con ello comparar los desplazamientos y distorsiones, de entrepiso con respecto a lo estipulado en las NTCRDF2004. Por último, se analizara el edificio con los acelerogramas sintéticos para estimar el comportamiento de la estructura ante un sismo intenso. De los datos obtenidos en los diferentes análisis se dará suficiente información para determinar el estado de la salud estructural en términos de las distorsiones de entrepiso, en la que se encuentra el edificio y con ello dar conclusiones y sugerencias.

Finalmente, se busca dejar un ejemplo de evaluación de salud la estructural a quienes estén interesados o solo desean conocer parte de la labor de los ingenieros civiles.



## Abstract

This research shows the procedure for the assessment of the structural condition of an existing six stories building with a structural steel frame system; the evaluated building was built in 2007 and is located in the Main Campus (Puebla City) of the Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla (UPAEP).

Since its construction the building has faced many seismic events therefore an evaluation of the current structural condition of the building is being proposed for this thesis work.

The procedure for the evaluation of the structural condition considers both linear and non-linear response from an analytical process that includes the site condition effects.

Using existing records information such as soil mechanics study, partial structural drawings, and a site survey, a model 3D of the building was created using the software ETABSv13.14. This model will be calibrated according with the results of the building instrumentation analysis using this 3D model. The building instrumentation analysis uses a triaxial accelerometer to perform the environmental vibration test.

After the calibration of the 3D model based on the dynamics properties, the proposed procedure continues with the linear analysis time-history using actual and synthetic seismic accelerograms obtained of the Mexican seismic network (Perez-Yanez C. , y otros, 2014) and others simulated using the criteria of (Herrera Bautista, 2014). The pursuit results of the linear analysis is achieve the structural performance of the building in the elastic range.

The next step is the non-linear static analysis (Pushover) that overlaps building vibration modes and patterns of lateral loads, for comparison of displacements and drifts according to standard NTCRDF2004. The final step is the building analysis using synthetic accelerograms to assess the structural nonlinear behavior in intense earthquake.

The data gathered in the previous mentioned tests were sufficient to assess the structural condition of the building in terms of floor distortion, and to provide conclusions of the proposed assessment procedure.

This research provides an example for the structural condition assessment to the public and civil engineers for academic purposes.

# CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 ANTECEDENTES

Debido a que México ha presenciado varios eventos sísmicos relevantes, dentro del cual, el sismo del 19 de septiembre de 1985 ha sido el más devastador, con una magnitud aproximada de 8.1 grados, con una afectación de 152 edificios demolidos y se estima 10 mil muertos, cuatro mil personas rescatadas, y algunas que permanecieron 10 días atrapadas antes de ser rescatadas (Torreón, 2012).

Dado el resultado tan devastador que puede proporcionar un sismo se crea la necesidad de mitigar los riesgos en edificaciones causados por fenómenos naturales de esta clase, una de las formas es analizando los efectos que surten en las edificaciones, dado las experiencias pasadas, se obtiene información la cual previene errores cometidos, dando un rango de posibilidades para mejorar y prevenir posibles efectos, tales como contemplar la inducción de fallas, para que se localicen en elementos específicos y así reparar de manera más rápida, eficiente, económica y sobre todo aumentar las posibilidades de supervivencia.

Una gran limitación que se tiene es que no existe certeza en la intensidad sísmica de los eventos sísmicos futuros a la que estará sometida una edificación. Aunque por otro lado lo que sí está en nuestras manos, con cierta incertidumbre, es la caracterización de las propiedades reales de las construcciones tales como: cargas gravitacionales, los materiales y sus propiedades nominales.

Para disminuir las incertidumbres mencionadas antes se puede recurrir al análisis probabilista, o bien a la experiencia adquirida en el diseño a lo largo de los años. Si bien parte de la información obtenida da producto a códigos y reglamentos para el diseño de construcciones nuevas, tales como el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) en México. Para la evaluación de construcciones existentes no es el caso, pero se pueden emplear los criterios del FEMA (Federal Emergency Management Agency).

El caso de estudio en este trabajo corresponde a un edificio de acero estructural a base de marcos construido en el año 2007 y denominado por la institución edificio “T”, perteneciente a la infraestructura física de la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla (ver la figura 1.1). El edificio se encuentra ubicado en la ciudad de Puebla, Pue., en la calle 21 sur no. 1103, colonia Barrio de Santiago, con coordenadas  $19.048820^{\circ}$ ,  $-98.216685^{\circ}$ , longitud y latitud, respectivamente y una elevación de 2152 msnm. El edificio se clasifica como una estructura del grupo A.



## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Ante la presencia de varios eventos sísmicos y de frente a la necesidad de reducir cada vez más los riesgos a los que se encuentran expuestas las construcciones, en especial las catalogadas como tipo A (las cuales son de vital importancia y deben mantener su condición de estabilidad ante un evento sísmico importante), es indispensable evaluar el nivel de vulnerabilidad o daño al que puedan estar expuestas durante su vida útil.

La evaluación de la vulnerabilidad estructural en una construcción es requerida después de la ocurrencia de algún evento extraordinario (sismo, viento y otros) o cuando se tiene evidencia de la existencia de daños. Desafortunadamente en México no se cuenta con criterios normativos suficientes para lograr tal fin.

Por otro lado, las incertidumbres que se existen al tratar de estimar el comportamiento de una construcción existente son muy grandes, unas debidas a la caracterización de las intensidades sísmicas y otras debidas a la estimación de las respuestas del sistema estructural.

Para tomar en cuenta todas las variables y parámetros que influyen en el problema de establecer la vulnerabilidad (presencia de daños) o el nivel de salud estructural (ausencia de ellos) de un sistema, actualmente existen varias técnicas y herramientas basadas en el uso de nuevas tecnologías, por ejemplo, el monitoreo estructural con sensores que permiten determinar indicadores del comportamiento del sistema (Ismael, 2016). Los métodos de análisis no lineal también son parte de dichas herramientas.

En el presente trabajo se realizará la evaluación de la salud estructural un edificio de uso mixto de seis niveles, donde se aplicarán diferentes procedimientos para establecer su nivel de vulnerabilidad. Para esto se propone utilizar la documentación existente la cual corresponde a la que propone el *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), donde se pueden especificar los parámetros para la evaluación y rehabilitación de este tipo de edificios.

El edificio de interés forma parte de la infraestructura física de la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, se encuentra localizado en la ciudad de Puebla, Pue. Su estructuración se basa en marcos rígidos de acero. La configuración geométrica, en planta y elevación, es irregular. En la actualidad el edificio se encuentra en servicio y tiene diversos usos tales como oficinas, biblioteca, laboratorios y comedor (ver la figura 1.2.I).

Puebla es un Estado que se encuentra en la zona sísmica de peligro moderado, de esta manera y debido a varios sismos de fallamiento normal (como el del 15 de junio de 1999, Mw7.1) se han observado daños en ciertas construcciones (principalmente aquellas cuyo periodo coincide con el del suelo). Por lo que es necesario conocer la respuesta del edificio y evaluar su comportamiento para sismos con características similares, considerando para ello el uso de técnicas de monitoreo estructural con sensores de aceleración y métodos de análisis no lineal.



*Figura 1.2.1 conjunto de edificios campus UPAEP Puebla.  
El Edificio achurado es el de interés*

### 1.3 OBJETIVO

El objetivo de la tesis es la aplicación de las técnicas de vibración ambiental para conocer los periodos fundamentales de la estructura, y de acuerdo con estos valores obtener un modelo matemático calibrado que represente fielmente las condiciones observadas en el edificio. Con los modelos calibrados se aplicarán métodos de análisis lineales y no lineales para estimar la respuesta estructural, en términos de la distorsión de entrepiso, y con ello evaluar la salud estructural del inmueble considerando algunos escenarios sísmicos, mediante el uso de acelerogramas reales y sintéticos obtenidos por la red de instrumentos de la UPAEP.

### 1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

#### 1.4.1 ALCANCES

En el presente trabajo se usan técnicas de monitoreo mediante vibración ambiental, para estimar los valores de los periodos fundamentales de vibración. La calibración del modelo matemático se realiza usando el software ETABSv13.14, y considerando una configuración en 3D. Se realiza el análisis no lineal de empuje lateral (pushover) usando el mismo software y el modelo 3D ya calibrado. De la aplicación de acelerogramas reales y sintéticos obtenidos en la Red Sísmica de la UPAEP, también se realiza el análisis no lineal tiempo-historia (paso a paso) empleando el software ETABSv13.14. Para establecer la vulnerabilidad y la salud estructural de esta estructura se utiliza el criterio del FEMA y también se comparan las distorsiones obtenidas con lo que establecen las NTC-Sismo del RCDF-2004.



#### 1.4.2 LIMITACIONES

El efecto de interacción suelo-estructura quedara fuera del alcance de este trabajo, debido a la falta de información sobre la cimentación y las propiedades dinámicas del suelo. Debido a que se desconocen los planos del edificio en la etapa final (as built), podría el modelo no contemplar ciertos aspectos, de manera que este pueda influir de manera significativa a los resultados.

## CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE

### 2.1 EVALUACIÓN DE LA SALUD ESTRUCTURAL

El concepto de evaluación de la salud estructural surge de la posibilidad de prevenir la ocurrencia de fallas por defectos que puedan surgir luego de la construcción de la estructura, a través de una detección temprana de los mismos, mediante pruebas no destructivas (Pacheco, Animas, Ortóz, García, & Zermeño, 2012). La aplicación de las pruebas no destructivas ha jugado un gran papel en diferentes campos de trabajo como la aeronáutica, la industria automotriz, en la mecánica y en el ramo de la ingeniería civil, con sus diferentes formas de evaluar los elementos y respuestas, ya sean propios de las estructuras o externas como las excitaciones del viento o cargas temporales, incluyendo el movimiento de la tierra.


De los métodos más usuales no destructivos se encuentran aquellos que se enfocan en analizar el cambio de las propiedades mecánicas de la estructura debido a la presencia de un defecto o daño (Pacheco, Animas, Ortóz, García, & Zermeño, 2012). Donde las propiedades mecánicas inherentes a la estructura tales como la rigidez, la masa y el amortiguamiento, están en función de las propiedades dinámicas de la construcción. Por tanto, si existe un cambio en las propiedades mecánicas iniciales, estas cambiarán los efectos del comportamiento dinámico en valores como modos de vibrar, periodos, etc. Con estos últimos se tiene un parámetro de comparación los cuales se obtendrán por medio de un análisis modal usando vibración ambiental y monitoreo. Dichos valores que se obtienen por medio del ruido ambiental o por vibración forzada, donde la metodología propone que al encontrarse un cambio o disminución de la eficiencia estructural, los valores dinámicos cambiarán.

La vibración ambiental es definida como la excitación dinámica experimentada por una estructura bajo sus condiciones operativas normales (Wenzel & Pichler, 2005). Todas las estructuras se encuentran sujetas a la vibración por agentes externos tales como el tránsito vehicular, viento, fábricas, etc.

Dado a que la metodología de la vibración ambiental resulta ser de las técnicas no destructivas, es bastante atractiva para conocer los estados de salud en los que se encuentran las edificaciones, y así contemplar el mantenimiento que se requiera de acuerdo al estado obtenido.

### 2.2 MONITOREO DE EDIFICIOS PARA ESTABLECER LA SALUD ESTRUCTURAL

Partiendo del hecho de que no se puede reducir el peligro sísmico en un sitio dado, y sin embargo, el riesgo sísmico en estructuras civiles es posible reducirlo con diferentes metodologías. La técnica del monitoreo de la salud estructural ha sido recientemente aplicada a estructuras civiles, en comparación con la ingeniería aeronáutica y la mecánica, y por ende está se encuentra en una etapa de desarrollo, no obstante ha sido uno de los métodos más usuales que contribuyen a la reducción del riesgo sísmico (Garevski, 2013).



En (Sánchez, 2009) se presenta la propuesta de un sistema automatizado de alerta estructural, en función al monitoreo constante de la edificación conectado a una red, la cual enviara de manera inmediata después de un evento sísmico una alerta. Dando una evaluación del estado físico que posteriormente deberá ser analizada por parte de un experto, que reiterará o corregirá el diagnóstico estructural.

En (Ventura, 2010) se propone una red de monitoreo a lo largo de la autopista Bridge Branch, Victoria, Canadá, donde propone un esquema de distribución de los sensores a lo largo de los posibles puentes y una estimación de niveles de servicios de acuerdo con las características estimadas después del evento sísmico, todo esto apoyado de la calibración de un modelo matemático y el elemento finito, análisis no lineales (Pushover 3-D y tiempo respuesta).

En (Garevski, 2013) se desarrolla una metodología para el mejoramiento en el monitoreo y una correcta distribución de sensores Wireless, así como el uso de redes dinámicas neuronales artificiales y el análisis de señales de ondas para el proceso inteligente e identificación del daño.

En (Jiannong & Xuefeng, 2016) se propone pasar del sistema de monitoreo a base de cable, aun sistema inalámbrico, el cual reducirá el costo inicial y también tiempo de transferencia de datos y dentro de esta mejora realiza un sistema de suspensión del dispositivo hasta que se presenta un evento para el ahorro de batería. También dentro del trabajo se desarrolla un sistema de detección de un evento aislado provocado por un agente diferente al sismo.

## CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA LINEAL

### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

En este trabajo se toma como caso de estudio a un edificio de acero de cinco niveles que es parte de la infraestructura física de la Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla, el cual se encuentra en el Campus Central y se denomina “Edificio T”.

Por otra parte, para dar un resultado fiel en la evaluación de la salud estructural se necesita la recolección de la mayor cantidad de información posible del sistema a analizar. De esta manera las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales así como la geometría global fueron obtenidas de planos estructurales y levantamientos geométricos, estos últimos realizados en el sitio usando un distanciometro laser.

El edificio cuenta con cinco niveles, la geometría cambia en la mayoría de sus entrepisos. Está construido a base de marcos de acero estructural, la planta es irregular y la elevación de sus entrepisos es de 3.85 metros en la planta baja y 4.00 metros en los pisos subsecuentes, resultando en 23.85 metros la altura total del edificio. En el sentido longitudinal (fachada) tiene cuatro crujías, las primeras tres tienen una longitud de 12.00 metros y la última de 6 metros. En sentido transversal el edificio tiene una longitud total de 39.20 metros, la cual se conforma de cinco crujías de manera ascendente, de 9.00 m, 6.2 m, 8.00 m, 8.50 m y 7.50 m, respectivamente. El sistema resistente de la estructura está conformado a base de columnas y trabes. Las secciones transversales de las columnas son cuadradas y circulares; las trabes tienen sección transversal “I”; el sistema de piso está compuesto de un sistema losa-acero con vigas secundarias apoyadas en la dirección longitudinal de edificio. En la figura 3.1.I se muestran imágenes recientes del edificio.



*Figura 3.1.I “Edificio T”*

### 3.2 CAMPAÑA DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

Como parte del proceso de evaluación se realizó la instrumentación del edificio “T”, para lo cual se usó de un acelerómetro de tres canales marca KINEMATRICS™ tipo Basalt (ver la figura 3.2.I), el cual se colocó en varios puntos de interés los cuales se representan en las figuras 3.2.IV y 3.2.VII. De cada punto se obtienen registros de la aceleración en varios sentidos, dirección vertical “Z”, la dirección “X” (Longitudinal) que es paralela a la fachada, y la dirección “Y” (Transversal) perpendicular a la fachada.

El punto P01 se colocó en el centro geométrico de la azotea. El punto P02 se colocó en la azotea en el extremo izquierdo del edificio con el objetivo de crear una excentricidad, y los puntos siguientes se colocaron en los centros geométricos de los pisos inferiores hasta llegar a la planta baja. En cada punto se tomaron registros de vibración ambiental cuya duración fue de 10 minutos, aproximadamente.



Figura 3.2.I “Acelerómetro marca KINEMATRICS, modelo Basalt”



Figura 3.2.II “Punto P01, primer registro 20160219171807 de la campaña de vibración ambiental”

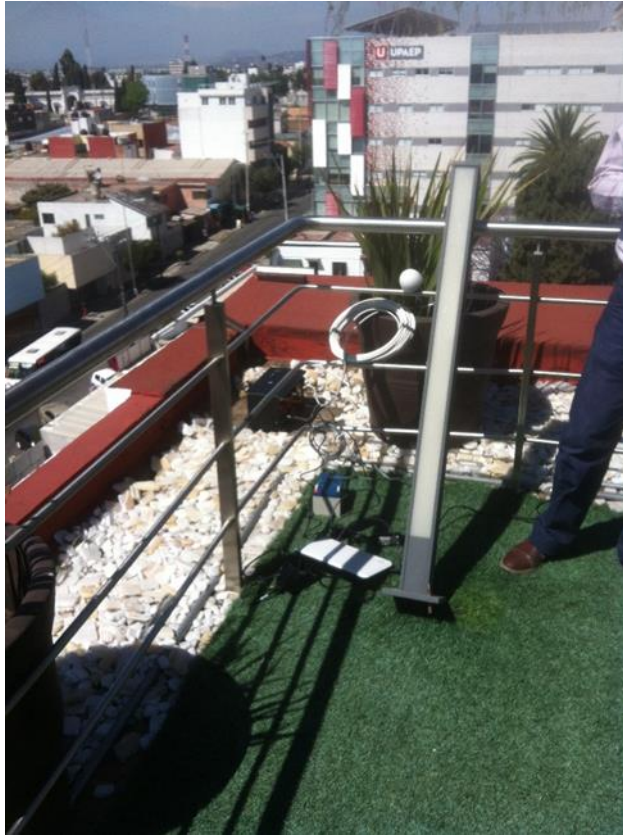


Figura 3.2.III "Punto P02, segundo registro 2016050174733 de la campaña de vibración ambiental"

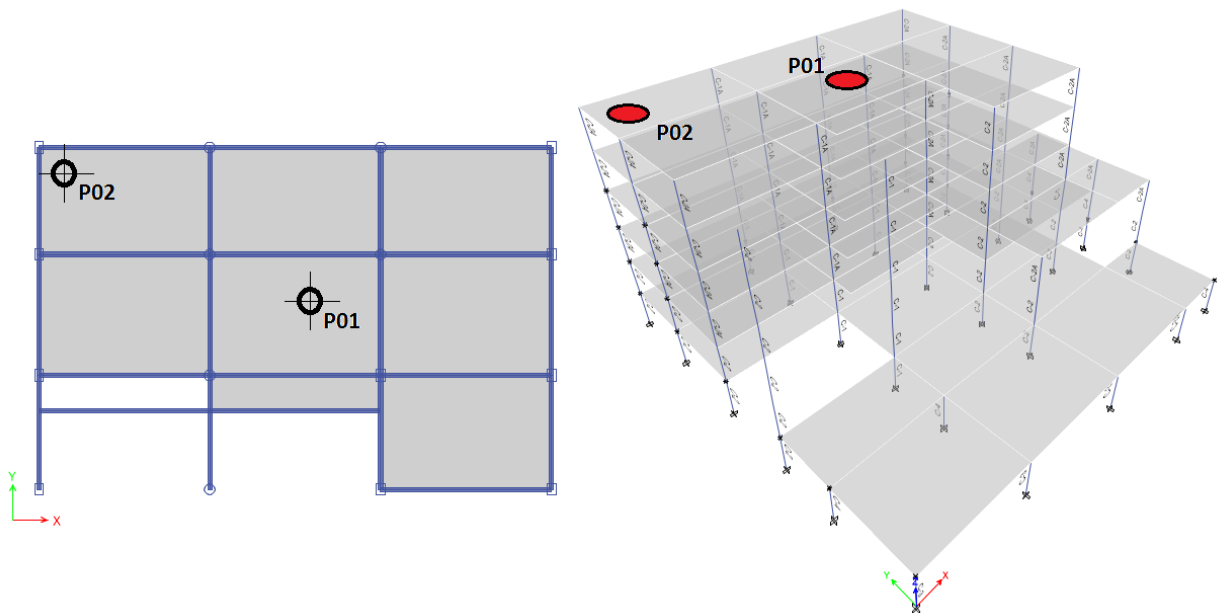


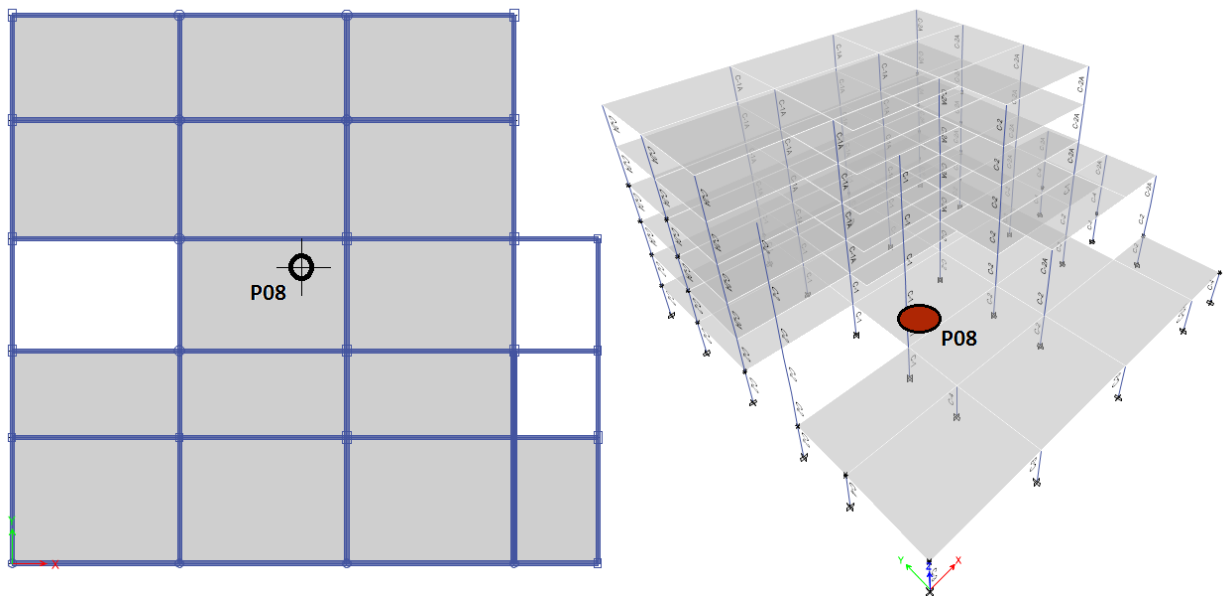
Figura 3.2.IV "Ubicación del dispositivo para la recolección de los registros de vibración ambiental en la planta de azotea, correspondientes a las figuras 3.2.II y 3.2.III, respectivamente"



*Figura 3.2.V “Punto P04, cuarto registro 2016050184140 de la campaña de vibración ambiental”*



*Figura 3.2.VI “Punto P08, registro 2016050201746 de la campaña de monitoreo”*



*Figura 3.2.VII “Ubicación del dispositivo en la planta baja, correspondiente a la Figura 3.2.VI”*

### 3.3 DECODIFICACIÓN DE LOS REGISTROS DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

De la campaña de monitoreo se obtienen los registros de las aceleraciones de cada punto monitoreado. Cada registro corresponde a un archivo con extensión .kmi y contiene aceleraciones en tres direcciones, vertical, longitudinal y transversal. Con esta información se procede a la extracción de las señales en archivos independientes, para esto se usa el software K2SACGUI el cual divide la información y genera archivos con extensión .sac. A continuación en la tabla 3.3.I se presentan las claves de los nuevos archivos y su contenido.

**TABLA 3.3.I ARCHIVOS CON LOS REGISTROS VIBRACIÓN POR CANALES**

NOMBRE DEL REGISTRO	DIRECCIÓN	PUNTO	NOMBRE	NOMBRE EAF ARC.
20160219171807 CH01	vertical Zenit	P01	EAF <sub>AZCGA1</sub>	<b>EAF-P01-01-C2</b>
20160219171807 CH02	Long N-S			
20160219171807 CH03	Trans. E-W			
2016050174733 CH01	vertical Zenit	P02	EAF <sub>AZTA3</sub>	<b>EAF-P02-01-C2</b>
2016050174733 CH02	Long N-S			
2016050174733 CH03	Trans. E-W			
2016050181745 CH1	vertical Zenit	P03	EAF <sub>N5CGA5</sub>	<b>EAF-P03-01-C2</b>
2016050181745 CH2	Long N-S			
2016050181745 CH2	Trans. E-W			
2016050184140 CH1	vertical Zenit	P04	EAF <sub>N4CGA7</sub>	<b>EAF-P04-01-C2</b>
2016050184140 CH2	Long N-S			
2016050184140 CH3	Trans. E-W			
2016050190700 CH1	vertical Zenit	P05	EAF <sub>N3CGA9</sub>	<b>EAF-P05-01-C2</b>
2016050190700 CH2	Long N-S			
2016050190700 CH3	Trans. E-W			
2016050193037 CH1	vertical Zenit	P06	EAF <sub>N2CGA11</sub>	<b>EAF-P06-01-C2</b>
2016050193037 CH2	Long N-S			
2016050193037 CH3	Trans. E-W			
2016050195413 CH1	vertical Zenit	P07	EAF <sub>N1CGA13</sub>	<b>EAF-P07-01-C2</b>
2016050195413 CH2	Long N-S			
2016050195413 CH3	Trans. E-W			
2016050201746 CH1	vertical Zenit	P08	EAF <sub>PBCGA15</sub>	<b>EAF-P08-01-C2</b>
2016050201746 CH2	Long N-S			
2016050201746 CH3	Trans. E-W			

### 3.4 ESPECTROS DE AMPLITUD DE FOURIER, EAF

Sin duda el procesamiento de las señales es un tema muy amplio y muy importante dentro del análisis modal, y a su vez es necesario para la evaluación y determinación de algunas propiedades dinámicas de los edificios. En lo que sigue se describe brevemente el procedimiento utilizado para efectuar el análisis de los registros de vibración ambiental. Por medio del software Geopsy se realiza un filtrado de la señal en un ancho de banda de 0.10 a 10.00 Hz. En este ancho de frecuencia se caracterizan las propiedades de los edificios, ver figura 3.4.I y figura 3.4.II.

Con el registro filtrado se obtienen los Espectros de Amplitudes de Fourier usando la transformada rápida de Fourier en ventanas de 30 segundos, dando como resultado varios espectros como lo muestra la figura 3.4.III, donde la línea punteada en negro marca el promedio de todos los espectros.

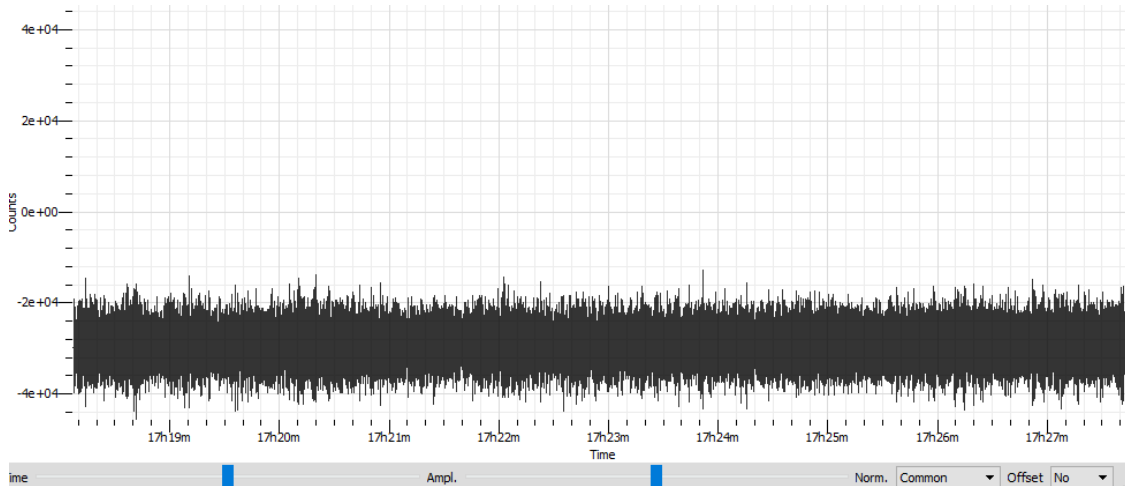


Figura 3.4.I “Registro de vibración ambiental sin filtrar”

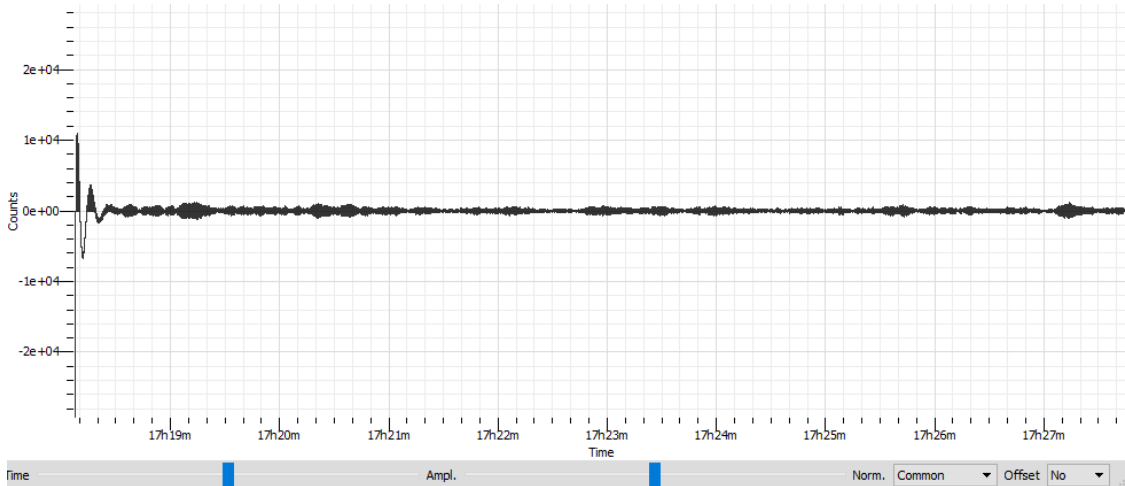


Figura 3.4.II “Registro ambiental con filtrado en un ancho de banda de 0.1 a 10 Hz”

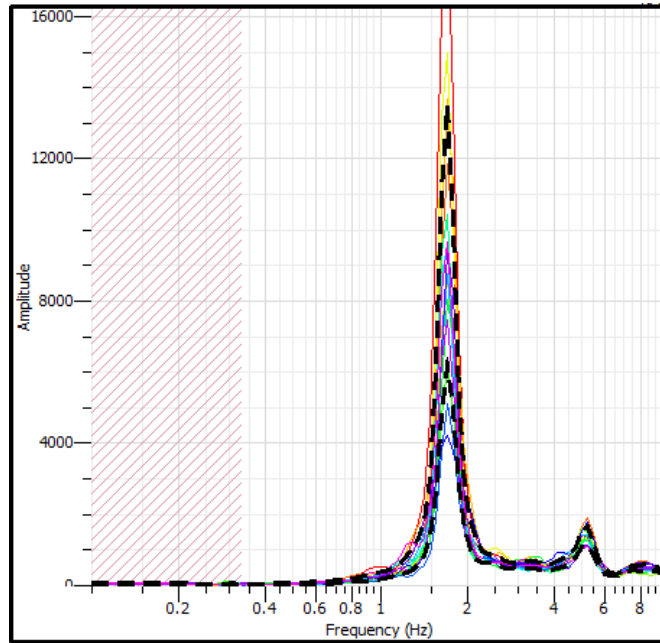


Figura 3.4.III “Espectros de Fourier obtenidos del registro de aceleraciones en el punto P01, en dirección longitudinal”

### 3.5 COCIENTES ESPECTRALES

Para estimar las funciones de transferencia que permitan a su vez determinar las frecuencias dominantes de vibración del edificio, en el presente trabajo se toma el criterio del cociente espectral (Ritta, Suárez, & Pando, 2012), este método se aplica para la obtención de las frecuencias máximas, donde el inverso de estas obtendrá los periodos fundamentales de la estructura.

#### 3.5.1 CÁLCULO DEL MODO DE TRASLACIÓN LONGITUDINAL

El cociente espectral longitudinal o función de transferencia longitudinal ( $FT_L$ ) se obtiene aplicando la ecuación 3.5.1.a, donde el numerador es el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en dirección longitudinal (C2), ubicado en el punto P01 del centro geométrico de la planta de azotea (ver figura 3.2.IV), por tal descripción se denomina (EAF-P01-01-C2). En el denominador se encuentra el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en dirección longitudinal (C2) ubicado en el punto P08 centro geométrico de la planta baja (ver figura 3.2.VII), denominado (EAF-P08-01-C2).

$$FT_L = \frac{EAF - P01 - 01 - C2}{EAF - P08 - 01 - C2} \quad (3.5.1.a)$$

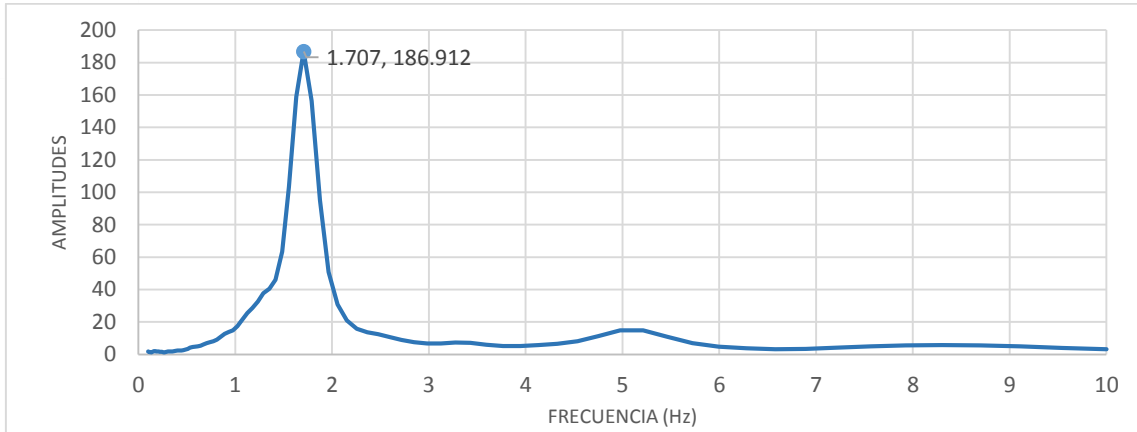


Figura 3.5.1.I “Función de transferencia  $FT_L$  o cociente espectral, dirección longitudinal”

### 3.5.2 CÁLCULO DEL MODO DE TRASLACIÓN TRANSVERSAL

Para el cálculo del cociente espectral transversal o función de transferencia transversal ( $FT_T$ ) se aplica la ecuación 3.5.2.a, donde el numerador es el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en el dirección transversal (C3), ubicado en el punto P01 del centro geométrico de la planta de azotea (ver figura 3.2.IV), denominado (EAF-P01-01-C3). El denominador se conforma por el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en dirección transversal al edificio (C3), en el punto P08 al centro geométrico de la planta baja (ver figura 3.2.VII), por tal descripción denominado (EAF-P08-01-C3).

$$FT_T = \frac{EAF - P01 - 01 - C3}{EAF - P08 - 01 - C3} \quad (3.5.2.a)$$

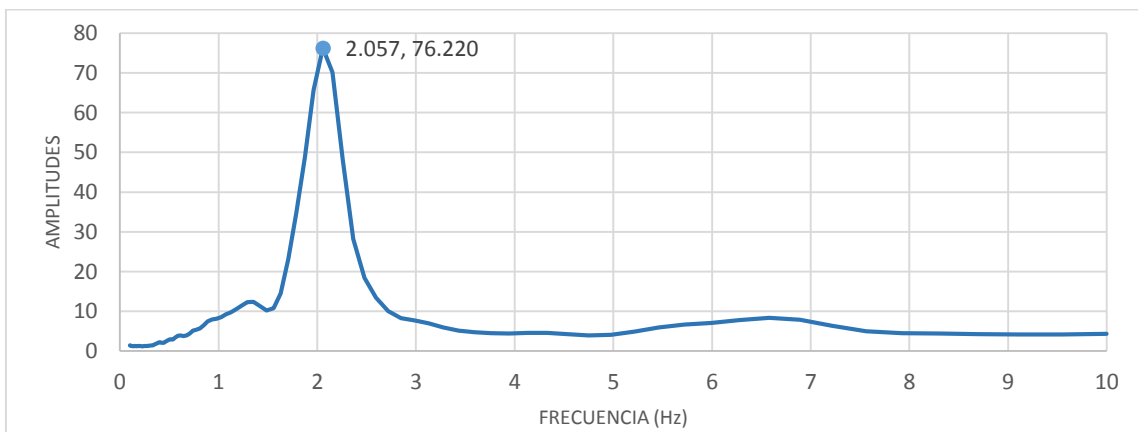


Figura 3.5.2.I “Función de transferencia  $FT_T$  o cociente espectral, dirección transversal”

### 3.5.3 CÁLCULO DEL MODO DE ROTACIÓN

Para el cálculo del cociente espectral de rotación o función de transferencia rotacional ( $FT_R$ ) se aplica la ecuación 3.5.3.a; donde el numerador es el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en dirección transversal al edificio (C3), en el punto P02 ubicado en la esquina de la planta de azotea (ver figura 3.2.IV), por la tal descripción se denomina (EAF-P02-01-C3). En el denominador se encuentra el espectro de amplitudes de Fourier (EAF) en el sentido transversal al edificio (C3), en el punto P01 del centro geométrico de la planta de azotea (ver figura 3.2.VII), denominado (EAF-P01-01-C3).

$$FT_R = \frac{EAF - P02 - 01 - C3}{EAF - P01 - 01 - C3} \quad (3.5.3.a)$$

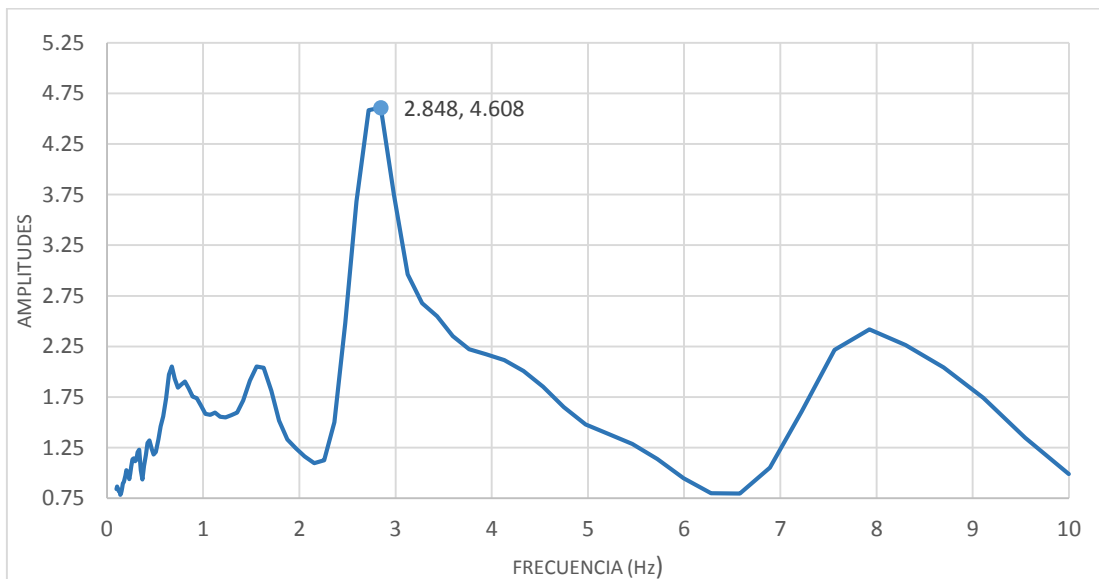


Figura 3.5.3.I “Función de transferencia  $FT_R$  o cociente espectral rotacional”

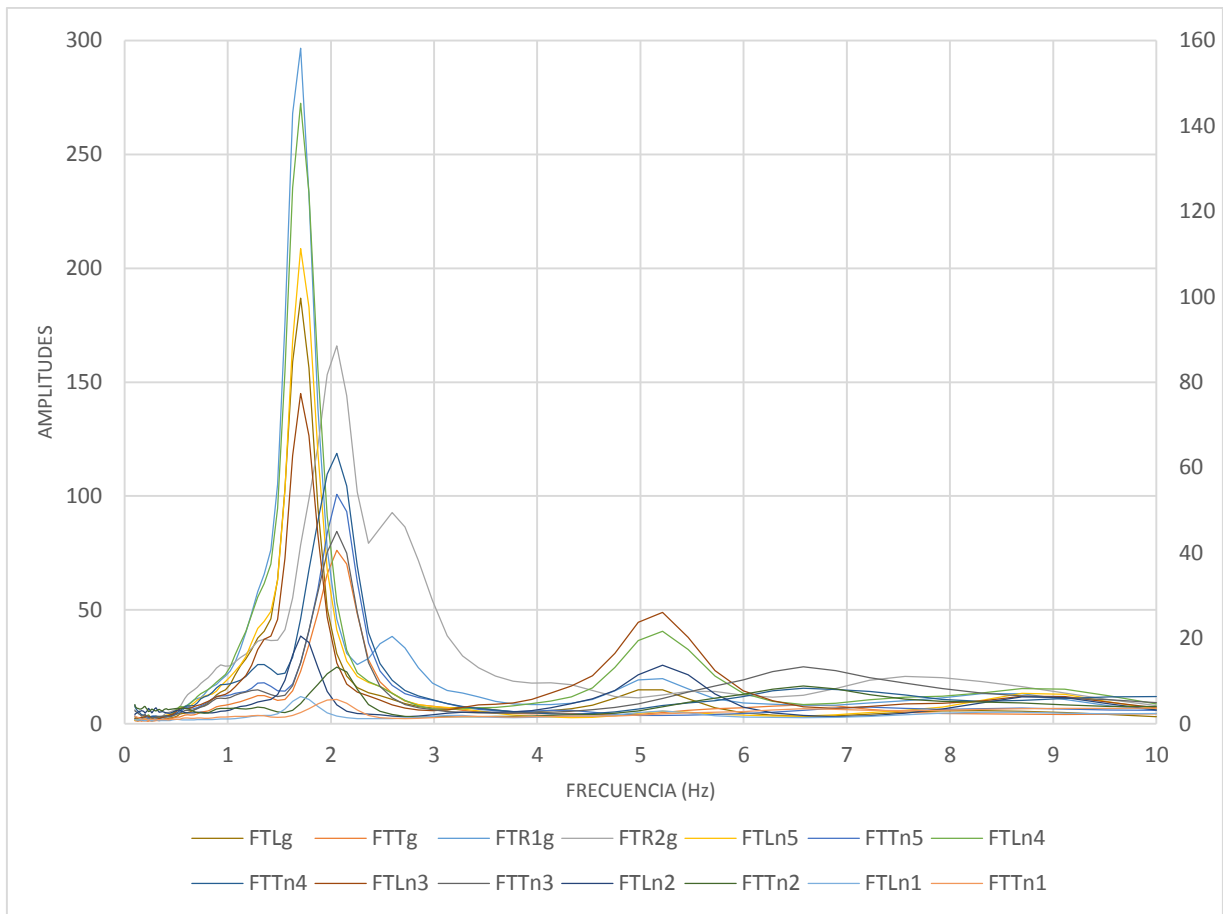


Figura 3.5.3.II “Cocientes espectrales del edificio o funciones de transferencias del edificio T”

**TABLA 3.5.3.III PERIODOS DE VIBRACIÓN DEL EDIFICIO OBTENIDOS A PARTIR DE LOS COCIENTES ESPECTRALES DE LAS SEÑALES**

F. TRANSF	DIRECCIÓN	COCIENTE ESPECTRAL	NOMBRE	NOMBRE DEL ARCHIVO	AMPLITUD	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (seg)
FTL <sub>GENERAL</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P01-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>G</sub>	FTLG	186.912	1.707	0.586
FTT <sub>GENERAL</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P01-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>G</sub>	FTTG	76.220	2.057	0.486
FTR <sub>GENERAL</sub>	ROTACIONAL	<u>EAF-P02-01-C2</u> EAF-P01-01-C2	FTR1 <sub>G</sub>	FTR1g	3.745	2.719	0.368
FTR <sub>GENERAL</sub>	ROTACIONAL	<u>EAF-P02-01-C3</u> EAF-P01-01-C3	FTR2 <sub>G</sub>	FTR2g	4.608	2.848	0.351
FTL <sub>N5</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P03-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>N5</sub>	FTLn5	111.325	1.707	0.586
FTT <sub>N5</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P03-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>N5</sub>	FTTn5	53.761	2.057	0.486
FTL <sub>N4</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P04-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>N4</sub>	FTLn4	145.290	1.707	0.586
FTT <sub>N4</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P04-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>N4</sub>	FTTn4	63.303	2.057	0.486
FTL <sub>N3</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P05-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>N3</sub>	FTLn3	77.375	1.707	0.586
FTT <sub>N3</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P05-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>N3</sub>	FTTn3	45.083	2.057	0.486
FTL <sub>N2</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P06-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>N2</sub>	FTLn2	20.507	1.707	0.586
FTT <sub>N2</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P06-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>N2</sub>	FTTn2	13.258	2.057	0.486
FTL <sub>N1</sub>	LONGITUDINAL	<u>EAF-P07-01-C2</u> EAF-P08-01-C2	FTL <sub>N1</sub>	FTLn1	6.369	1.707	0.586
FTT <sub>N1</sub>	TRANSVERSAL	<u>EAF-P07-01-C3</u> EAF-P08-01-C3	FTT <sub>N1</sub>	FTTn1	5.726	2.057	0.486

### 3.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO 3D

De acuerdo con los periodos obtenidos en el capítulo 3.5, en conjunto con los planos estructurales parciales, se da paso para la calibración del modelo matemático. Para tal efecto se usó el software ETABS, donde en primer lugar se modela la geometría de los marcos (claros y entrepisos) plasmados en los planos, posteriormente se definen las propiedades mecánicas de los materiales junto con las secciones y geometrías de los elementos resistentes, en tercer lugar se agregan las cargas muertas y se dejan de lado las cargas vivas.

El edificio se encuentra confinado en el eje longitudinal en la parte trasera por un muro de contención y en dirección transversal tanto del lado izquierdo como del lado derecho se presentan edificaciones muy próximas a la estructura, elementos que participan en el modo de vibrar de la estructura de acuerdo con los valores del análisis modal. Estas condiciones se traducen en el modelo matemático como restricciones, las cuales proponen semejar el comportamiento real de la estructura en función de los modos fundamentales de vibración. Las restricciones propuestas en el modelo matemático son las siguientes: en la esquina izquierda superior del edificio, en los niveles de entrepiso 1 y 2 se aplicaron restricciones lineales en dirección longitudinal y transversal “x e y”, y a su vez en esos mismos puntos se aplican restricciones rotacionales en dirección longitudinal y transversal “x e y”. En un tercer punto ubicado por encima de los dos anteriores, en el entrepiso 3, se aplican tres restricciones, una lineal en dirección longitudinal y dos restricciones rotacionales en dirección longitudinal y transversal “x e y”. Estos elementos se proponen de manera gruesa, sin embargo de forma ideal se deben colocar resortes tanto angulares como lineales, con una rigidez específica, pero debido que el conocimiento de las rigideces requiere otro tipo de pruebas se optó por esta suposición de elementos que asemejan las restricciones reales. En las siguientes figuras se presentan las vistas de los modelos analíticos en 3D.

Las propiedades mecánicas de los materiales se tomaron de los planos estructurales disponibles, el módulo de elasticidad del acero se consideró con un valor de  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Las cargas gravitacionales correspondieron al peso propio de la estructura y una sobre carga muerta distribuida uniformemente en los tableros de  $220 \text{ kg/m}^2$ . Para la calibración del modelo no se consideró la carga viva.

Por otro lado, con los modelos calibrados se procede a efectuar un análisis modal convencional y del cual resultan los periodos de vibrar obtenidos de manera analítica. En la Tabla 3.6.III se presenta la comparativa entre los valores de los periodos obtenidos de manera experimental (vibración ambiental) y analítica (usando el modelo calibrado en 3D). Los errores máximos estimados, también presentados en la tabla, son del orden del 3.5%, lo que permite aceptar que el modelo calibrado es adecuado para realizar los correspondientes análisis lineal y no lineal.

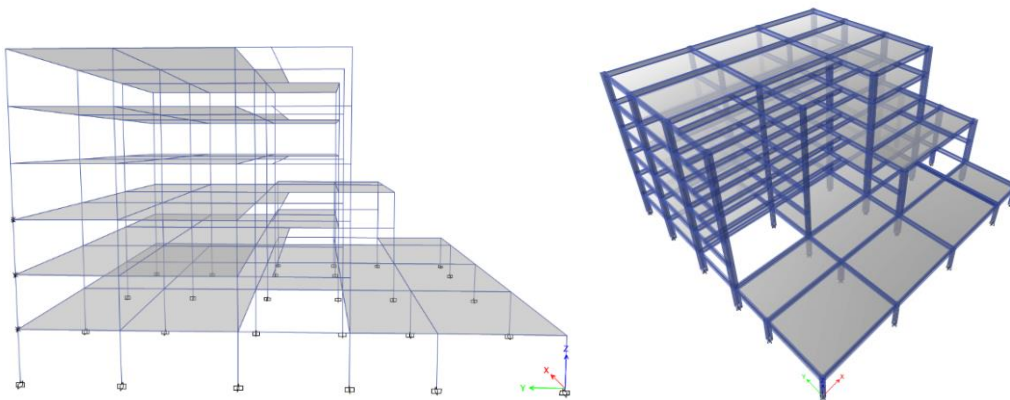


Figura 3.6.I “Isométricos del modelo matemático”

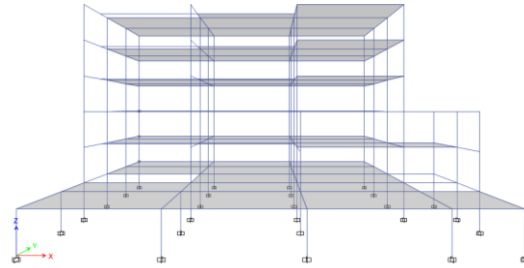


Figura 3.6.II “Vista frontal modelo matemático”

**TABLA 3.6.III COMPARACIÓN VALORES DE PERIODOS OBTENIDOS DE LA VIBRACIÓN AMBIENTAL Y DEL MODELO ANALITICO**

F. TRANS.	DIRECCIÓN	NOMBRE	VIBRACIÓN AMBIENTAL	MODELO ETABS	% DE DIFERENCIA
			PERIODO (seg)	PERIODO (seg)	
FTL <sub>GENERAL</sub>	LONGITUDINAL	FTL <sub>G</sub>	0.586	0.606	3.47%
FTT <sub>GENERAL</sub>	TRANSVERSAL	FTT <sub>G</sub>	0.486	0.502	3.24%
FTR <sub>GENERAL</sub>	ROTACIONAL	FTR1 <sub>G</sub>	0.368	0.362	1.59%
FTR <sub>GENERAL</sub>	ROTACIONAL	FTR2 <sub>G</sub>	0.351	0.362	3.10%

“Corte (transversal) y Vista frontal (longitudinal) modelo matemático”

### 3.7 ANÁLISIS RESPUESTA LINEAL USANDO ACELEROGRAMAS REALES Y SIMULADOS

#### 3.7.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA

##### 3.7.1.1 ACELEROGRAMA REAL

Para la realización del análisis tiempo-historia (paso a paso) en el rango lineal, se propone utilizar registros de aceleraciones de la red sísmica mexicana UNAM (Perez-Yanez C. , y otros, 2014). Para ello se procedió a analizar las estaciones disponibles en la ciudad de Puebla y observar cuál de ellas se localiza en un tipo de suelo similar a aquel donde se encuentra desplantado el edificio “T”. Tales parámetros coinciden con la estación San Alejandro.

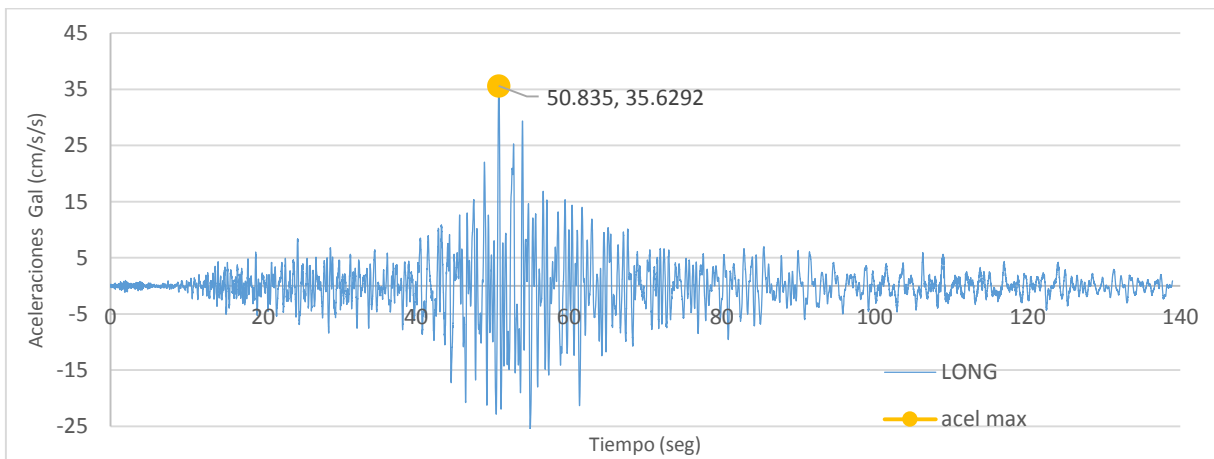
La estación San Alejandro cuenta con la siguiente información: clave (SAPP) estación administrada por parte de la red sísmica de la BUAP, ubicada en Jardines del Hospital San Alejandro IMSS Puebla, con latitud 19.05779°, longitud -98.21538° y una altitud de 2'173m, tipo de suelo (depósitos lacustres).

La estación tiene nueve eventos registrados de los cuales se tomaron los dos con mayor magnitud Mw 7.4 y 7.2. Registros con los cuales se evaluará la salud estructural en caso de presentarse un evento similar la descripción de los eventos se encuentra en la siguiente tabla (3.7.1.1.I). Los registros mencionados, mostrados con sus correspondientes espectros de respuesta en las figuras siguientes, se usaron para efectuar el análisis lineal del modelo calibrado 3D.

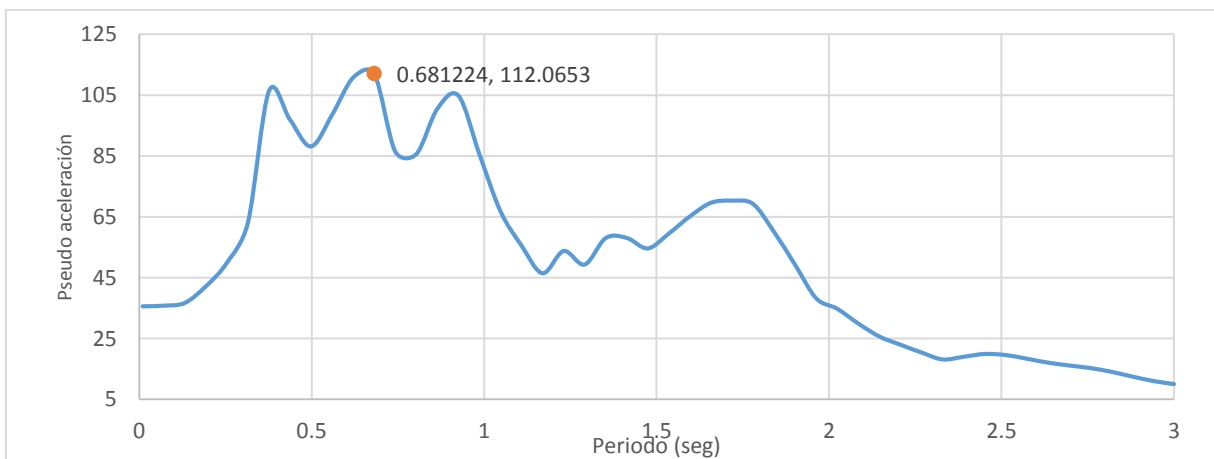
**TABLA 3.7.1.1.I ACELEROGRAMAS REALES UTILIZADOS PARA EL ANÁLISIS LINEAL**

Fecha Sismo	Hora Sismo (UTC)	Magnitud	Institución	Entidad	Clave Estación	Nombre Estación	Aceleración más (cm/s <sup>2</sup> )	Archivo
20/03/2012	18:02:47	M= 7.4	BUAP	PUE	SAPP	SAN ALEJANDRO, PUEBLA	36.47	SAPP1203.201
18/04/2014	14:27:23	M= 7.2	BUAP	PUE	SAPP	SAN ALEJANDRO, PUEBLA	23.59	SAPP1404.181

*“Tabla de eventos sísmicos registrados por la estación San Alejandro”*



*Figura 3.7.1.1.II “Acelerograma real estación SAPP San Alejandro, Puebla, red BUAP SAPP1203.201 dirección este-oeste 20/03/2012 18:02:47”*



*Figura 3.7.1.1.III “Espectro de pseudo aceleración ESASAPP1203.201 este-oeste SAPP 20/03/2012”*

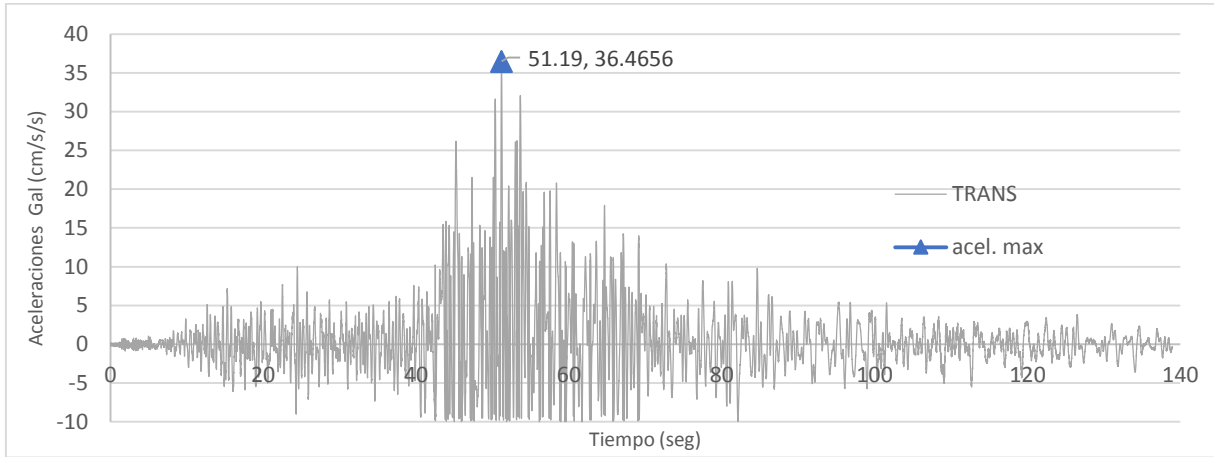


Figura 3.7.1.1.IV “Acelerograma real estación San Alejandro, Puebla red BUAP SAPP1203.201 dirección norte-sur 20/03/2012 18:02:47”

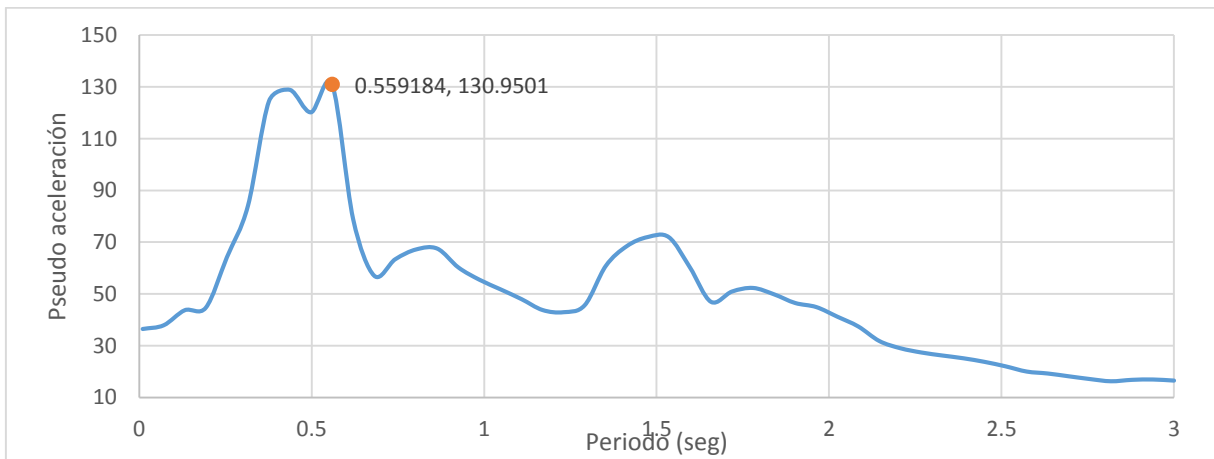


Figura 3.7.1.1.V “Espectro de pseudo aceleración ESA SAPP1203.201 norte-sur SAPP 20/03/2012”

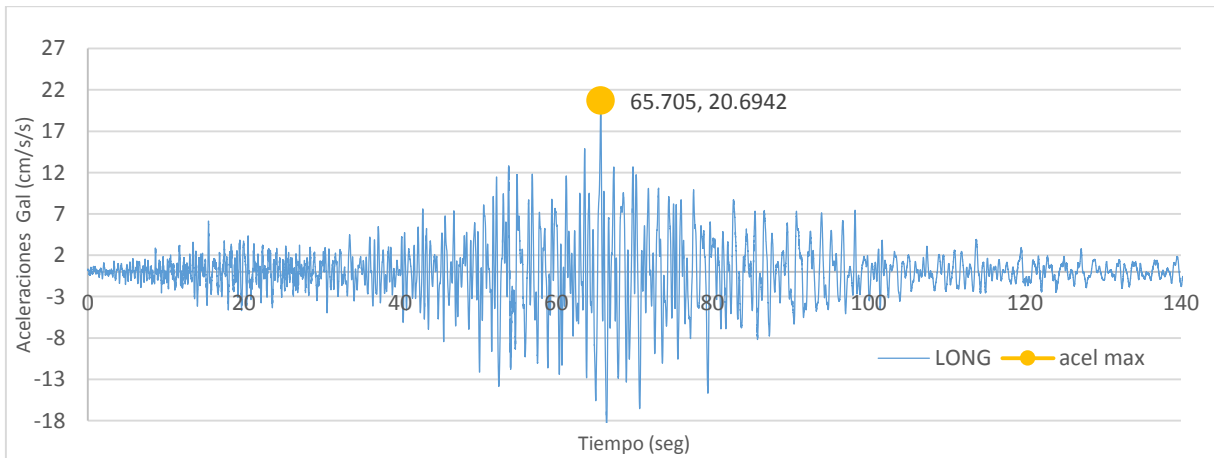


Figura 3.7.1.1.VI “Acelerograma real estación San Alejandro, Puebla red BUAP SAPP1404.181 dirección este-oeste 18/04/2014 14:27:23”

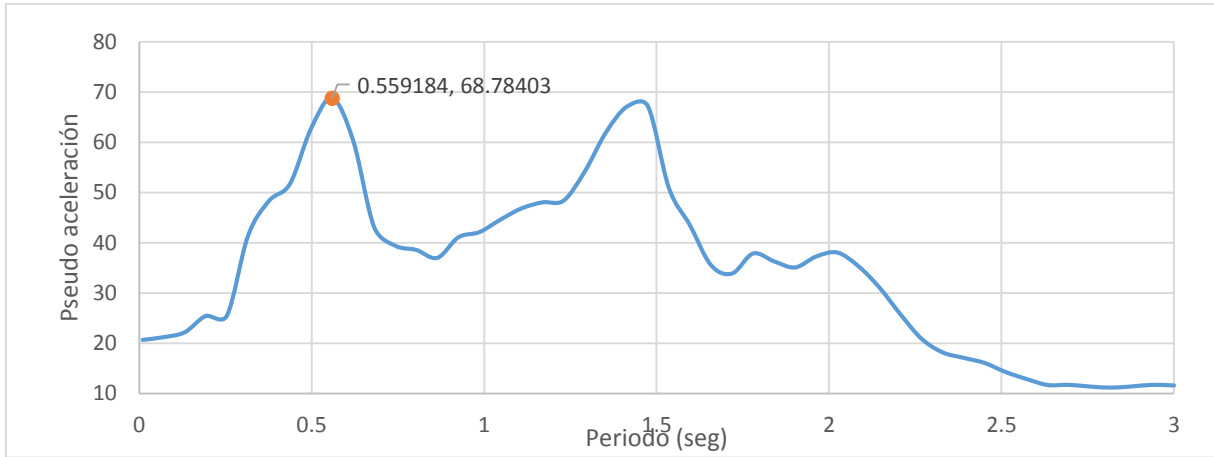


Figura 3.7.1.1.VII “Espectro de pseudo aceleración ESA SAPP1404.181 este-oeste SAPP 18/04/2014”

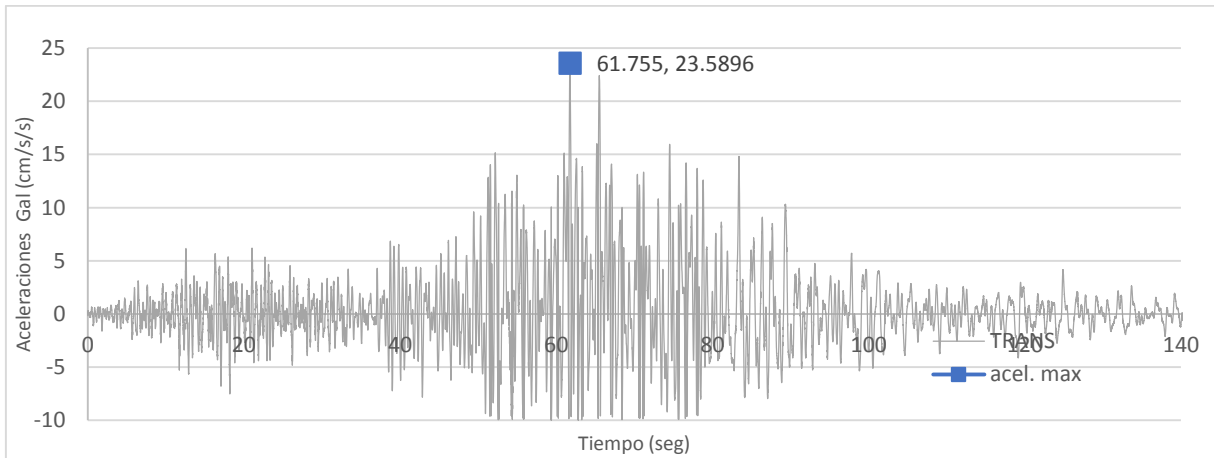


Figura 3.7.1.1.VIII “Acelerograma real estación SAPP San Alejandro, Puebla red BUAP SAPP1404.181 dirección norte-sur 18/04/2014 14:27:23”

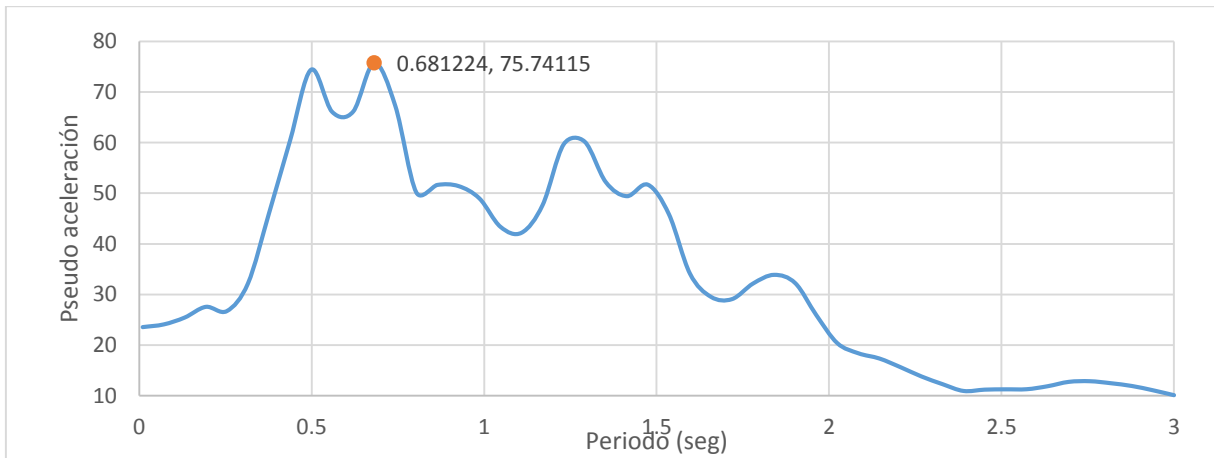


Figura 3.7.1.1.IX “Espectro de pseudo aceleración ESA SAPP1404.181 este-oeste SAPP 18/04/2014”

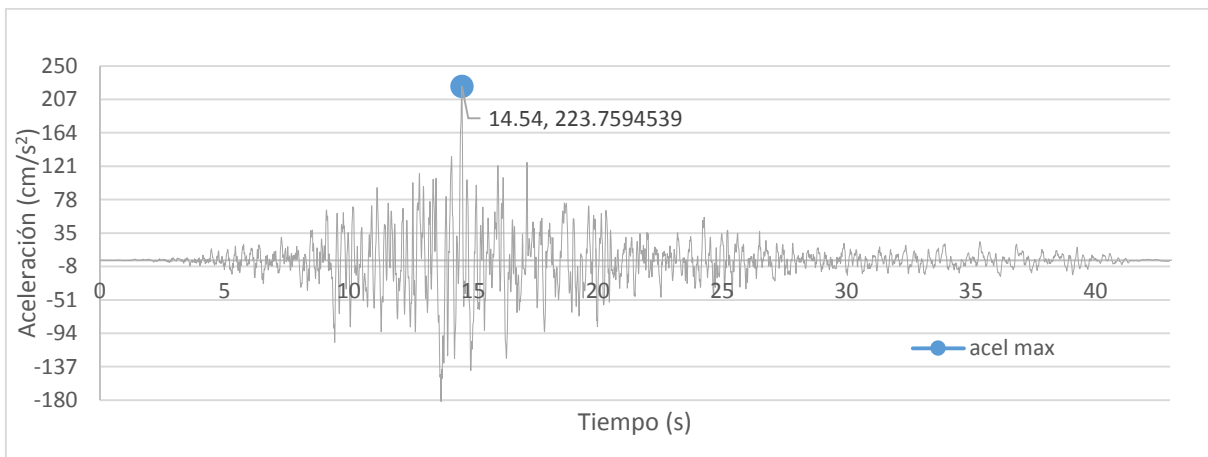
### 3.7.1.2 ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS

Siguiendo el procedimiento para el análisis no lineal paso a paso, en este trabajo se utilizaron dos registros sintéticos generados por (Herrera Bautista, 2014), donde se presentan 4 registros, dos de estos en sentido longitudinal y otros dos en sentido transversal (figuras 3.7.1.2.I y 3.7.1.2.II), los cuales corresponden a un escenario sísmico similar al del temblor del 15 de junio de 1999, Mw7.1, pero ocurrido a una distancia de 70 km del sitio donde se encuentra ubicado el edificio.

**TABLA 3.7.1.2.I ACELEROGRAMAS REALES DE DONDE PARTEN LOS SINTÉTICOS UTILIZADOS**

Epicentro	Fecha	Hora	Magnitud Mw	Coordenadas		Profundidad (Km)	Aceleraciones máximas (cm/s <sup>2</sup> )		
				Lat.	Long.		Vertical	N-S	E-O
27 Km al norte de Matías Romero, OAX.	21-may-14	05:06:15	5.800	17.110	-95.07	121	2.44	6.16	5.96
46 Km al suroeste de Isla, VER.	29-jul-14	05:46:14	6.400	17.700	-95.63	117	13.38	20.53	19.20

*“Acelerogramas sintéticos utilizados en el análisis paso a paso lineal”*



*Figura 3.7.1.2.II “Acelerograma sintético 21 de mayo dirección longitudinal (este-oeste) Herrera Bautista 2014”*

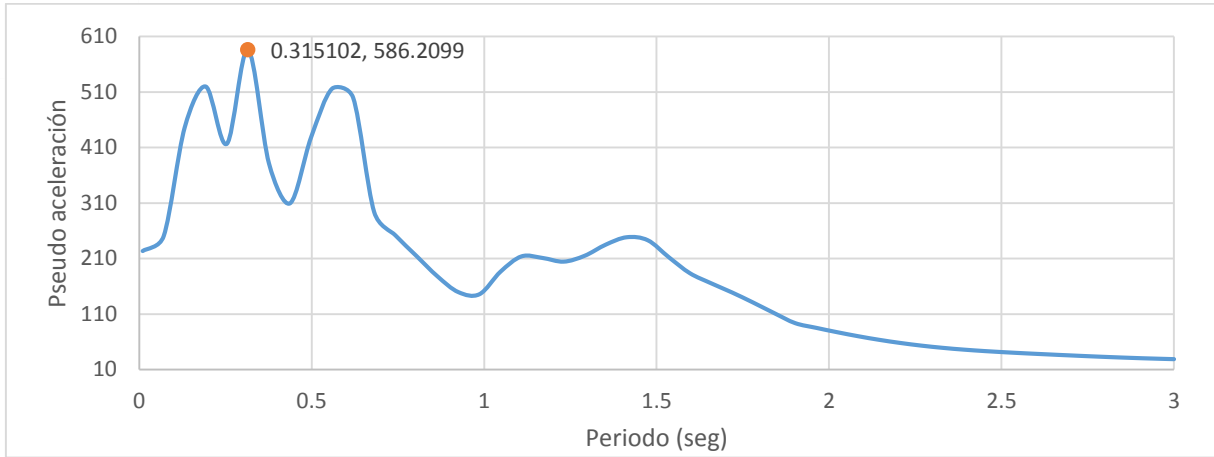


Figura 3.7.1.2.III “Espectro de aceleraciones 21 de mayo dirección longitudinal (este-oeste) Herrera Bautista 2014”

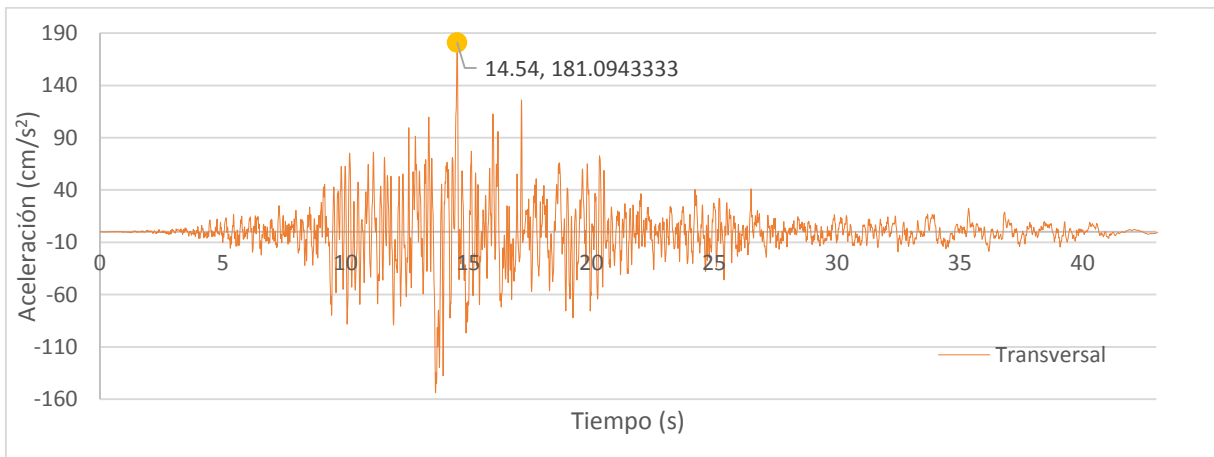


Figura 3.7.1.2.IV “Acelerograma sintético 21 de mayo dirección transversal (norte-sur) Herrera Bautista 2014”

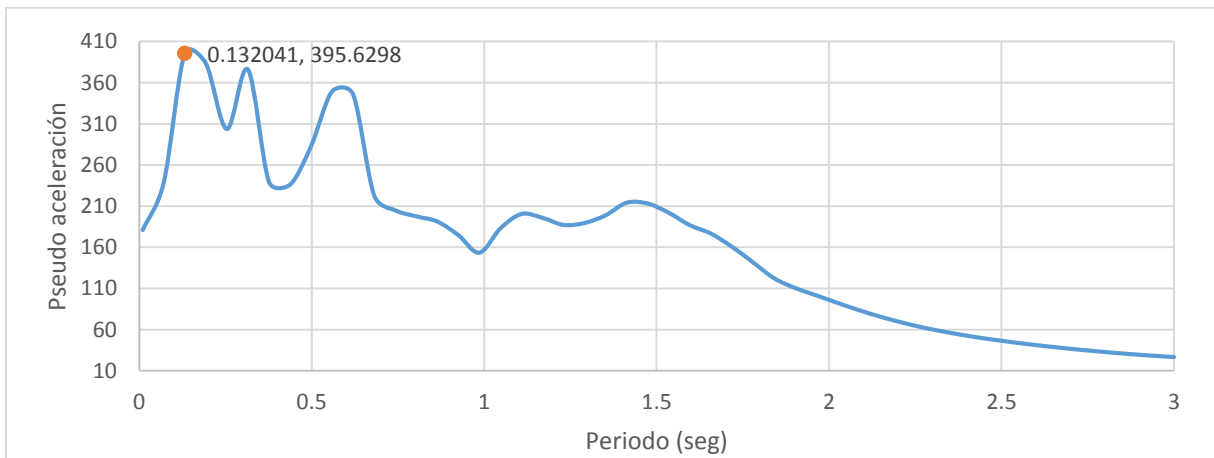


Figura 3.7.1.2.V “Espectro de pseudo aceleraciones 21 de mayo dirección transversal (norte-sur) Herrera Bautista 2014”

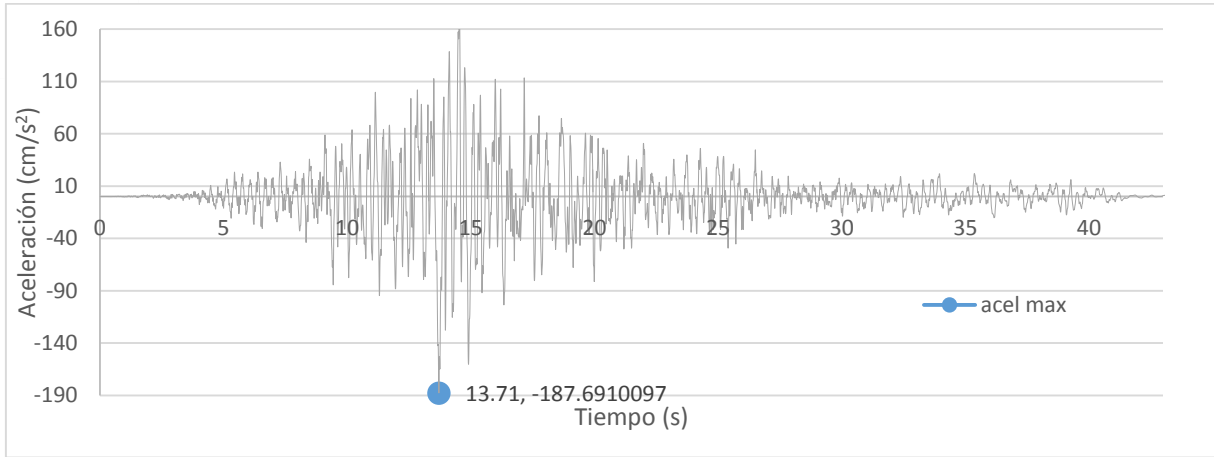


Figura 3.7.1.2.VI “Acelerograma sintético 29 de julio dirección longitudinal (este-oeste) Herrera Bautista 2014”

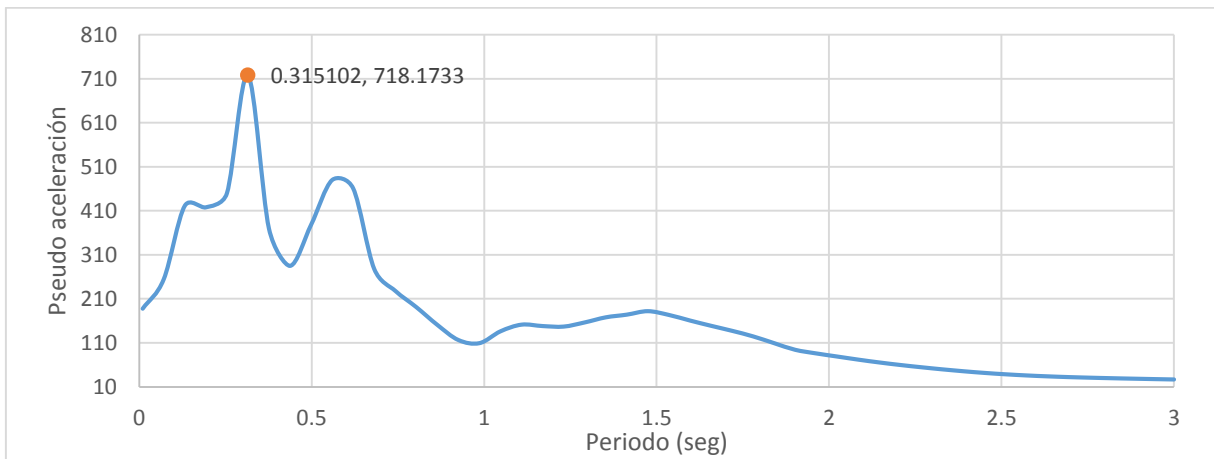


Figura 3.7.1.2.VII “Espectro de pseudo aceleraciones 29 de julio dirección longitudinal (este-oeste) Herrera Bautista 2014”

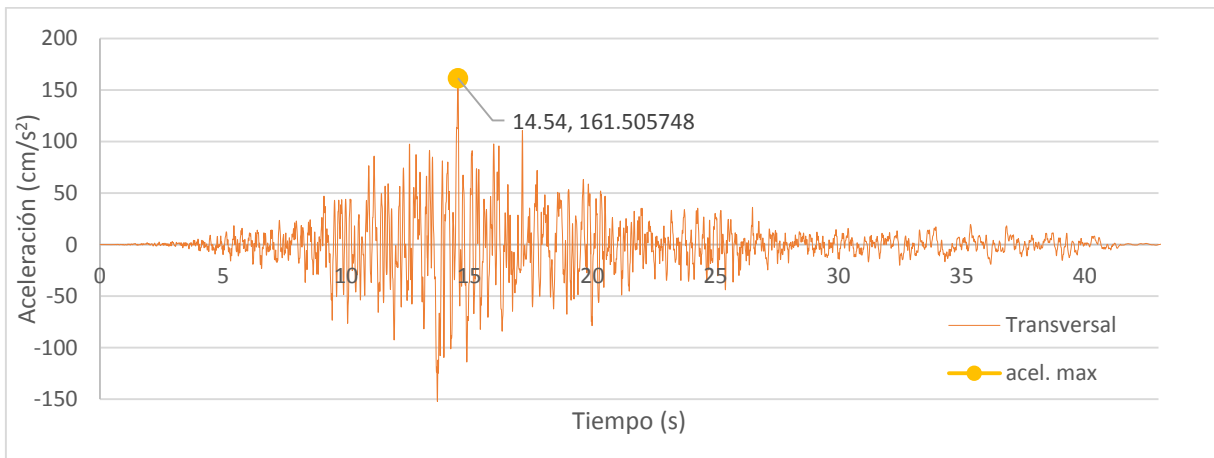


Figura 3.7.1.2.VIII “Acelerograma sintético 29 de julio dirección transversal (norte-sur) Herrera Bautista 2014”

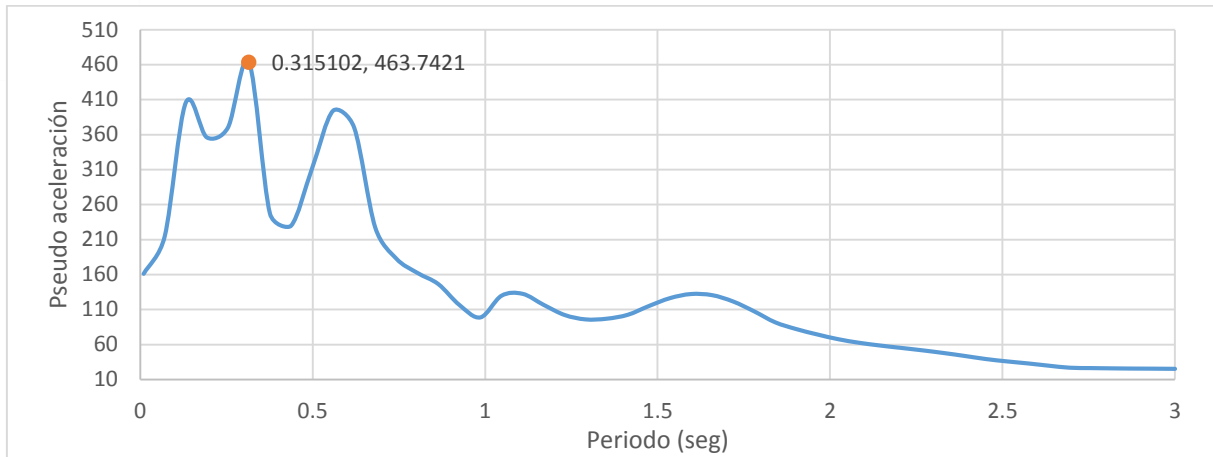


Figura 3.7.1.2.IX “Espectro de pseudo aceleraciones 29 de julio dirección transversal (norte-sur) Herrera Bautista 2014”

### 3.7.2 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINÁMICA LINEAL

En el análisis dinámico lineal (paso a paso) la normativa vigente (NTCRDF2004) señala en la sección 9.2 diseño por sismo, que cuando se presente un análisis paso a paso se recomienda que al menos se aplique a cuatro eventos representativos. En las siguientes tablas se presentan un resumen de los desplazamientos generales de la estructura junto con los desplazamientos relativos y las derivas (drifts), y en las últimas columnas la comparación de los desplazamientos relativos con respecto a la norma tomando en cuenta que no se cuenta con la memoria de cálculo, se proponen 3 casos donde se contempla el factor de comportamiento sísmico “Q” con valores de 2, 3 y 4 correspondientemente suponiendo que allí sido diseñado originalmente con alguno de estos valores dando como resultado un buen comportamiento de la estructura a todas las excitaciones que se le proporcionaron dando desplazamientos relativos menores a los sugeridos por la norma.

**TABLA 3.7.2.I COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SAPP1203.201**

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4.00	23.85	0.0469	0.0328	0.0107	0.0039	0.000003	0.000001	0.0000027	0.0000010	0.0000027	0.0000010
5	4.00	19.85	0.0362	0.0290	0.0132	0.0057	0.000003	0.000001	0.0000033	0.0000014	0.0000033	0.0000014
4	4.00	15.85	0.0231	0.0233	0.0085	0.0041	0.000002	0.000001	0.0000021	0.0000010	0.0000021	0.0000010
3	4.00	11.85	0.0146	0.0191	0.0072	0.0089	0.000002	0.000002	0.0000018	0.0000022	0.0000018	0.0000022
2	4.00	7.85	0.0073	0.0102	0.0046	0.0072	0.000001	0.000002	0.0000011	0.0000018	0.0000011	0.0000018
1	3.85	3.85	0.0028	0.0030	0.0028	0.0030	0.000001	0.000001	0.0000007	0.0000008	0.0000007	0.0000008
0	0.00	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000

“comparación de resultados del análisis dinámico lineal sapp1203.201 contra la norma”

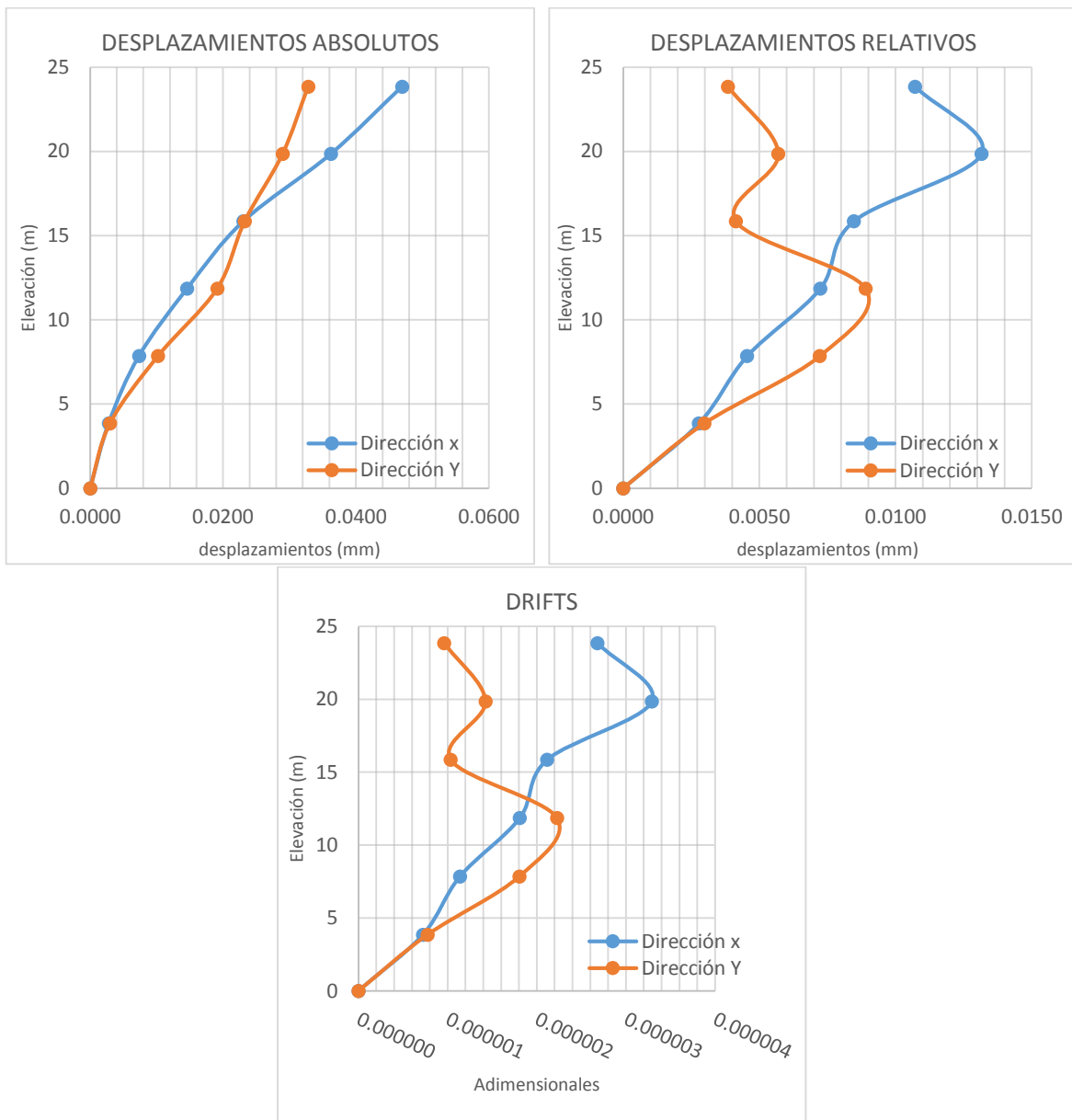


Figura 3.7.2.II “Gráfica de desplazamientos, desplazamientos relativos y drifts del análisis dinámico lineal sapp1203.201”

3.7.2.III COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SAPP1401.181

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, DRIFTS*Q < 0.006		Q = 3, DRIFTS*Q < 0.006	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4.00	23.85	0.0005	0.0003	0.0001	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
5	4.00	19.85	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.000000	0.000000	0.0000001	0.0000000	0.0000001	0.0000000
4	4.00	15.85	0.0002	0.0002	0.0001	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
3	4.00	11.85	0.0001	0.0002	0.0000	0.0001	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
2	4.00	7.85	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
1	3.85	3.85	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
0	0.00	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000

“comparación de resultados del análisis dinámico lineal sapp1401.181 contra la norma”

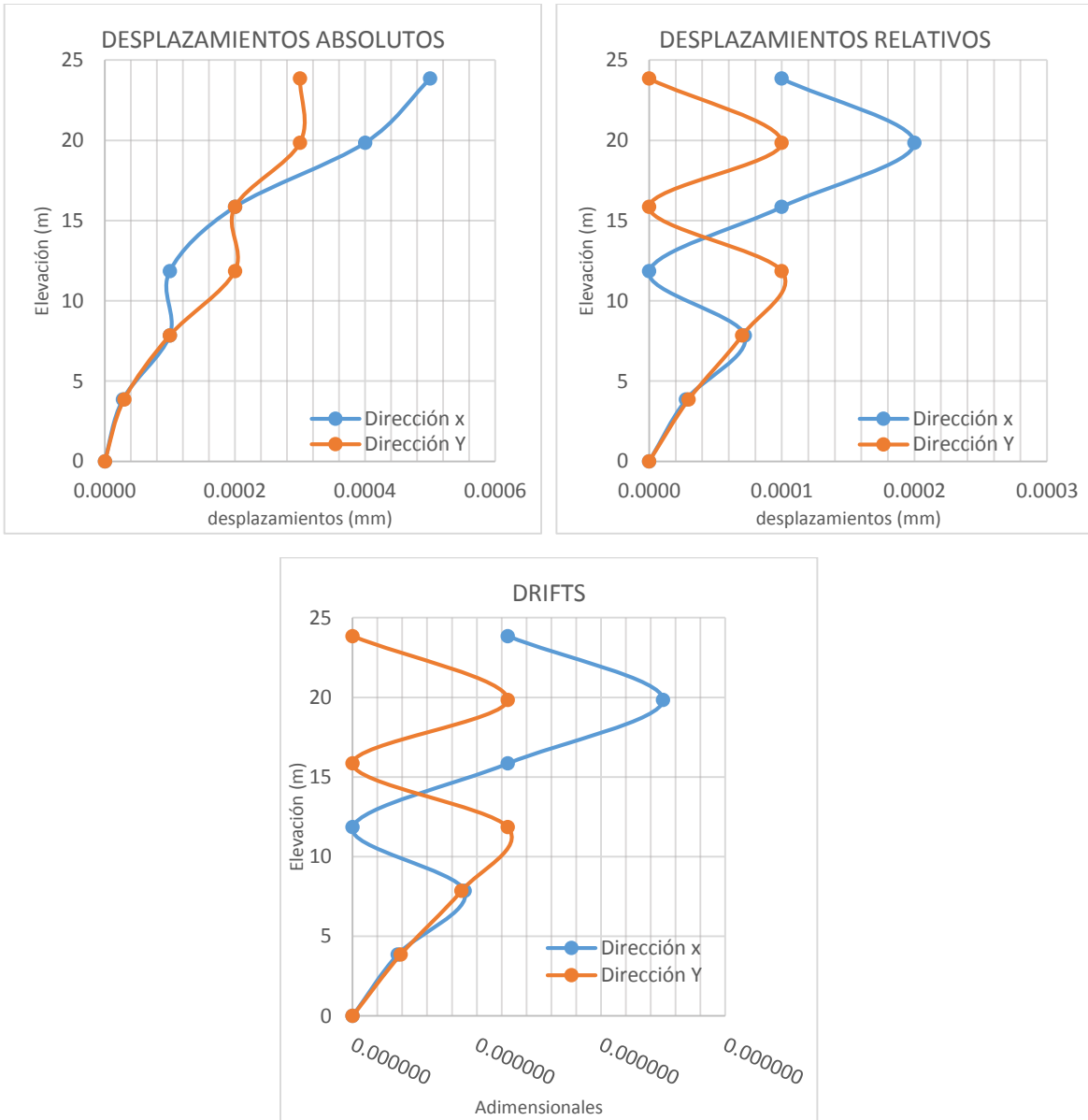


Figura 3.7.2.IV “grafica de desplazamientos, desplazamientos relativos y drifts del análisis dinámico lineal sapp1401.181”

3.7.2.V COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SIN29JUL

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, DRIFTS*Q < 0.006		Q = 3, DRIFTS*Q < 0.006	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4.00	23.85	0.0047	0.0033	0.0011	0.0004	0.000000	0.000000	0.0000003	0.0000001	0.0000003	0.0000001
5	4.00	19.85	0.0036	0.0029	0.0013	0.0006	0.000000	0.000000	0.0000003	0.0000001	0.0000003	0.0000001
4	4.00	15.85	0.0023	0.0023	0.0008	0.0004	0.000000	0.000000	0.0000002	0.0000001	0.0000002	0.0000001
3	4.00	11.85	0.0015	0.0019	0.0007	0.0009	0.000000	0.000000	0.0000002	0.0000002	0.0000002	0.0000002
2	4.00	7.85	0.0007	0.0010	0.0005	0.0007	0.000000	0.000000	0.0000001	0.0000002	0.0000001	0.0000002
1	3.85	3.85	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.000000	0.000000	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001
0	0.00	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000

“comparación de resultados del análisis dinámico lineal sin29jul contra la norma”

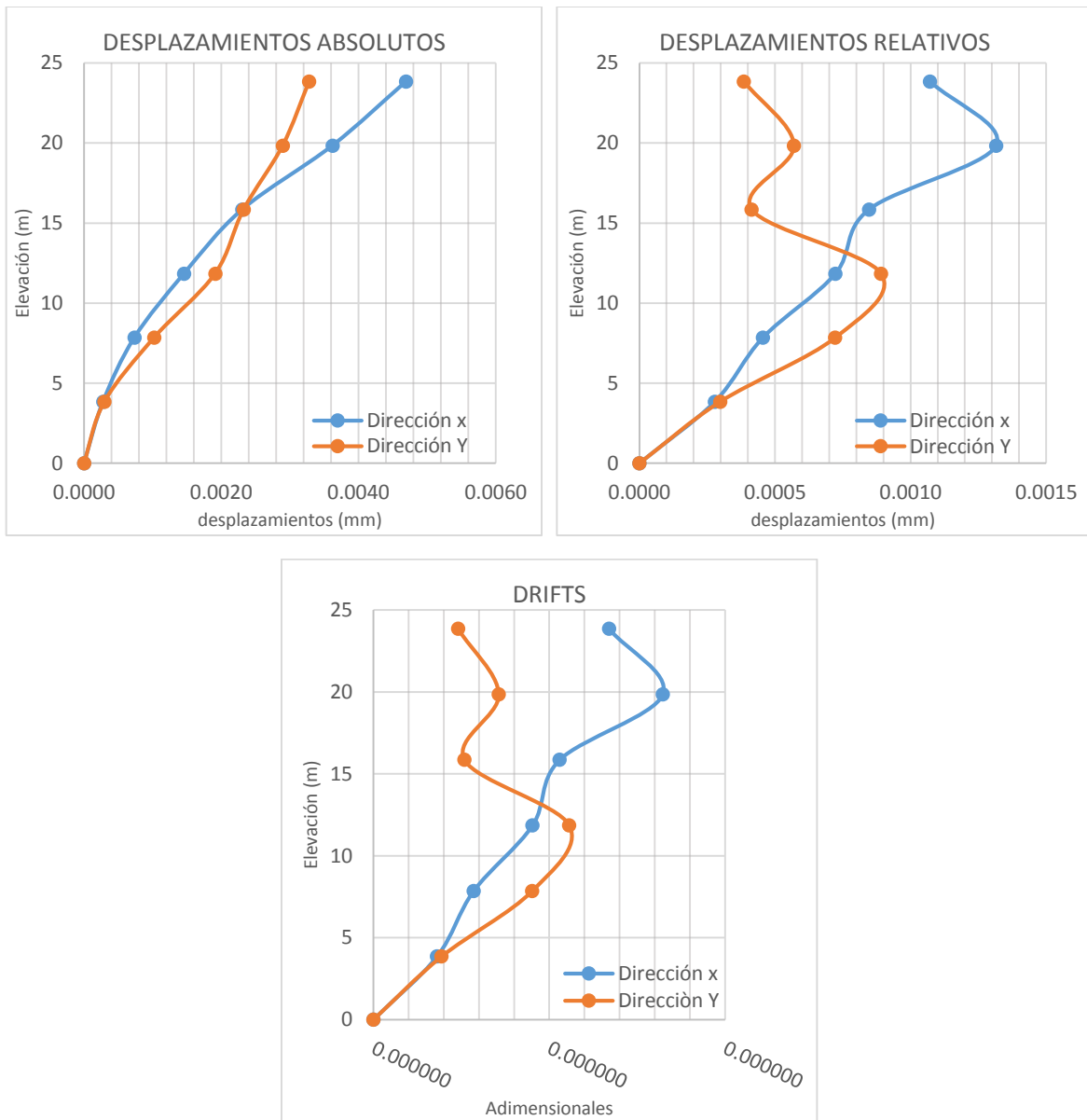


Figura 3.7.2.VI “Gráfica de desplazamientos, desplazamientos relativos y drifts del análisis dinámico lineal sin29julio”

3.7.2.VII COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SIN21MAY

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, DRIFTS*Q < 0.006		Q = 3, DRIFTS*Q < 0.006	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4.00	23.85	0.0469	0.0328	0.0107	0.0039	0.000003	0.000001	0.0000027	0.0000010	0.0000027	0.0000010
5	4.00	19.85	0.0362	0.0290	0.0132	0.0057	0.000003	0.000001	0.0000033	0.0000014	0.0000033	0.0000014
4	4.00	15.85	0.0231	0.0233	0.0085	0.0041	0.000002	0.000001	0.0000021	0.0000010	0.0000021	0.0000010
3	4.00	11.85	0.0146	0.0191	0.0072	0.0089	0.000002	0.000002	0.0000018	0.0000022	0.0000018	0.0000022
2	4.00	7.85	0.0073	0.0102	0.0046	0.0072	0.000001	0.000002	0.0000011	0.0000018	0.0000011	0.0000018
1	3.85	3.85	0.0028	0.0030	0.0028	0.0030	0.000001	0.000001	0.0000007	0.0000008	0.0000007	0.0000008
0	0.00	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000000	0.000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000

“comparación de resultados del análisis dinámico lineal sin21may contra la norma”

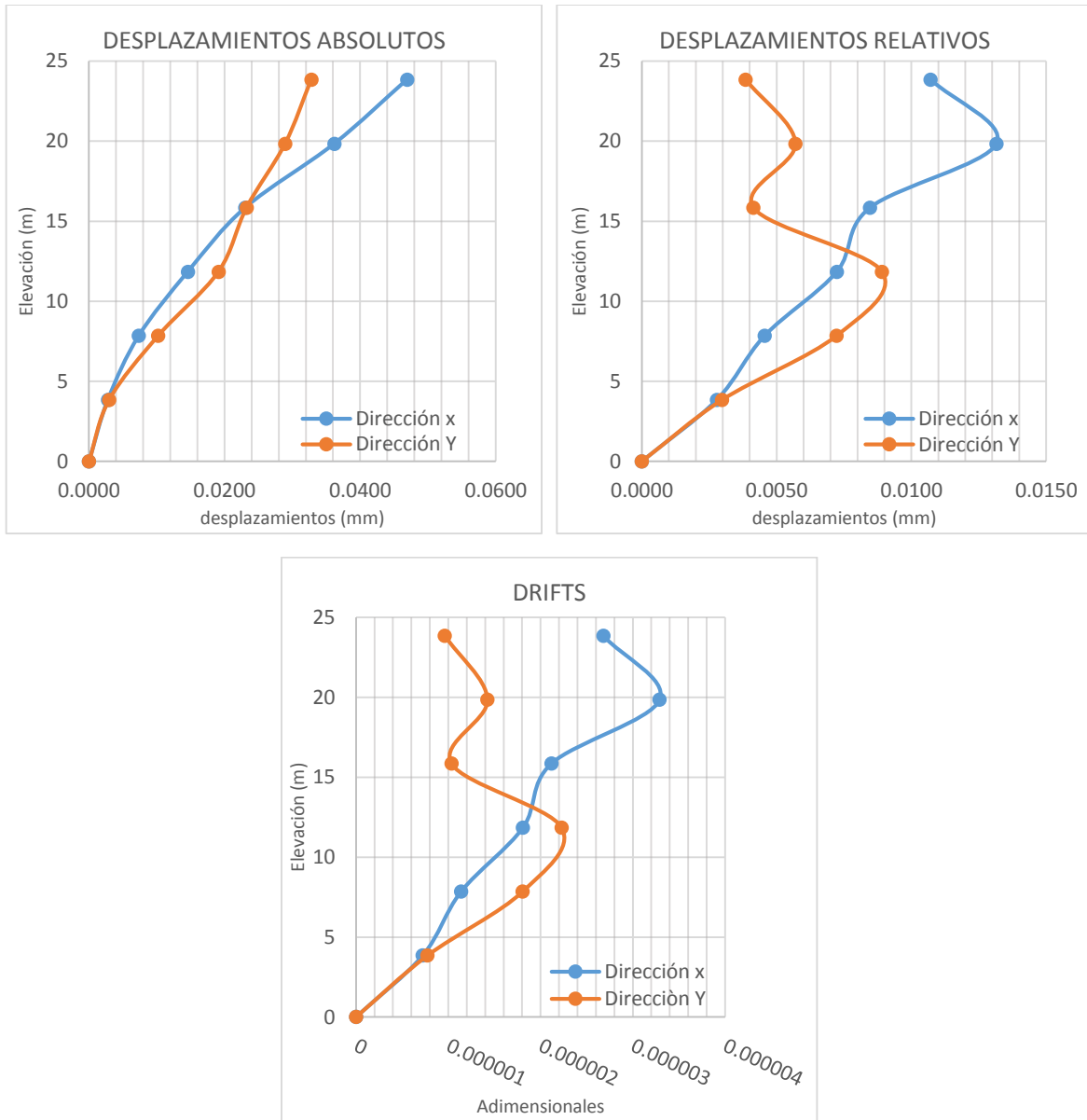


Figura 3.7.2.VI “Gráfica de desplazamientos, desplazamientos relativos y drifts del análisis dinámico lineal sin21may”

## CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL

Como se menciona en (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010) el diseño de los edificios en la actualidad sigue siendo en su mayoría por métodos de análisis elásticos, cuando en realidad los edificios son sometidos a deformaciones inelásticas ante la presencia de grandes sismos.

Dado que los nuevos programas de cómputo son más potentes y capaces de realizar el análisis más complejos como lo es el análisis no lineal, proporcionando el cálculo de la respuesta más allá del rango elástico, incluyendo la degradación de la rigidez asociado con el comportamiento inelástico y sus desplazamientos. Es de tal manera que el análisis no lineal puede incursionar con el propósito de dar un comportamiento más real.

Una vez definidas las metas del análisis no lineal, se requiere definir los parámetros de demanda y los apropiados criterios de aceptación para la evaluación cuantitativa del nivel de desempeño (ver figura 4.I). Los parámetros típicos de demanda incluyen puntos pico de fuerzas y deformaciones en componentes estructurales y no estructurales, las derivas de entepiso, y las aceleraciones de piso. Otros parámetros que pueden existir tales como las deformaciones acumuladas, disipación de energía, pueden ser verificadas con la intención de confirmar la precisión del análisis y/o determinar los daños de los efectos acumulados.

En el análisis no lineal se presenta una curva de fuerza-deformación de donde se extienden diferentes tipos de comportamiento de la estructura (ver figura 4.I). Los comportamientos tipos de comportamiento son: dúctiles, semi-dúctiles y frágiles. Donde el tipo de comportamiento idóneo es el dúctil.

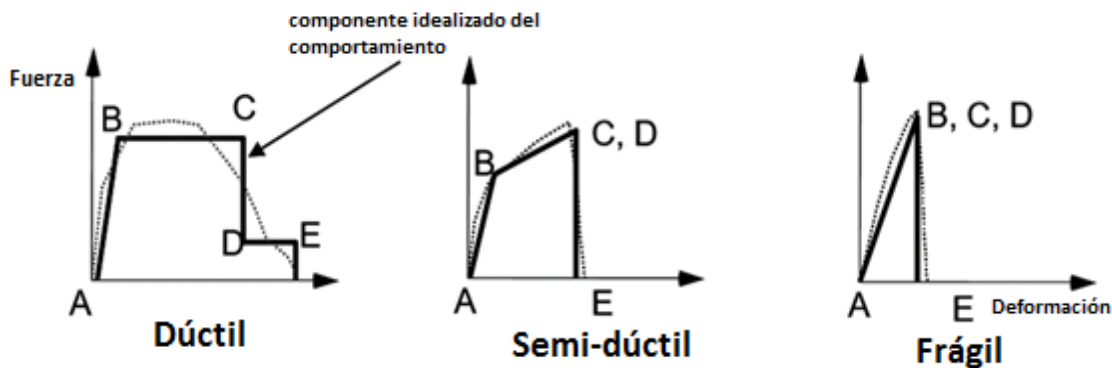


Figura 4.I “Grafica idealizada de curvas de comportamiento general (FEMA 273 cap. 2.9.4)”

De acuerdo con el comportamiento dúctil de la estructura se presentan cuatro niveles de aceptación de acuerdo al nivel de desempeño para edificios (The Four building performance levels FEMA 273 cap. 1.2.1 y FEMA 273 cap. 2.5.1 pág. 52). El desempeño de los edificios con respecto a sismos, es relativo al daño ocurrido en la estructura. Según ASCE 41 y ASCE 2007 y otros estándares generales dan la siguiente descripción:

El punto A se denomina como respuesta lineal (componente sin carga). En el punto B se presenta la fluencia efectiva. La pendiente entre B y C se presenta el fenómeno conocido

como endurecimiento por deformación. En el punto C (fuerza máxima) y posterior a está, la aplicación de poca fuerza con lleva a una fuerte degradación en la deformación (línea CD). En el punto D (fuerza residual). Después del punto D la estructura responde con reducción de fuerza sustancial hasta el punto E. Las deformaciones más allá del punto E, la componente de la fuerza es esencialmente cero. De los puntos anteriores se desprende los niveles de desempeño:

**Operacional “O”** (Operational). La estructura se mantiene operacional y se encuentran pocos daños.

**Ocupación Inmediata “IO”** (Immediate Occupancy). Esencialmente se logra el comportamiento elástico, limitando el daño (ejemplo: la fluencia del acero, fisuras significantes del concreto y daño no estructural).

**Seguridad de Vida “LS”** (Life Safety). Limita el daño de elementos estructurales y componentes no estructurales para minimizar el riesgo de lesiones o damnificados, se debe tener la libre circulación de las rutas de acceso.

**Prevención del Colapso “CP”** (Collapse Prevention). Asegura un pequeño riesgo del colapso parcial o total del edificio, limitado por las deformaciones y las fuerzas, a la aparición significativa de la degradación de fuerza y rigidez.

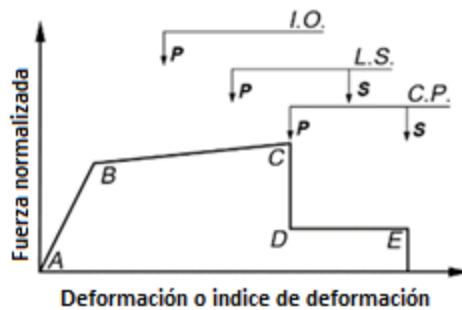


Figura 4.II “Grafica idealizada de criterios de aceptación de acuerdo a niveles de desempeño en función de la deformación (FEMA 273 cap. 2.9.4)”

Para la calibración de ambos modelos matemáticos para los análisis no-lineales tanto estático como dinámico, se señaló en el software que el material podría ir de la zona elástica a la plástica y con ello también se agregaron la ubicación de las posibles articulaciones plásticas al inicio y al final de cada elemento (columna y trabe). Tomando las recomendaciones del FEMA el cual señala que de acuerdo al tipo de conexión se dará una separación entre el paño de la conexión (inicio o final del elemento) donde se podrá presentar la articulación plástica, la separación se generalizo con el 10% y el 90% de la distancia del elemento principio y final del elemento correspondientemente.

#### 4.1 RESPUESTA NO LINEAL ESTÁTICA PUSHOVER

En el análisis estático no lineal, el modelo estructural es sujeto a cargas laterales incrementadas cuyas distribuciones representan las fuerzas inerciales esperadas durante el movimiento del suelo. Las cargas laterales son aplicadas hasta llegar al desplazamiento impuesto, el cual representa la demanda de desplazamiento a la que el movimiento del suelo impondrá a la estructura. Una vez llegado al desplazamiento objetivo, los parámetros de demanda para los componentes de la estructura son comparados con los respectivos criterios de aceptación para el estado de desempeño buscado.

Dentro de la calibración para el pushover en el programa ETABS, se creó un patrón de cargas en función a la respuesta dinámica de los modos de vibrar del edificio de acuerdo con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas sísmicas de cada modo de vibrar (SRSS square root of the sum of the squares), posterior en los casos de carga se colocan en el tipo no lineal, y los elementos se analizaran con efectos P-delta, y el desplazamiento objetivo es de 71.55 cm, como lo menciona la NTCRDF2004 el desplazamiento máximo permitido es del 3% de H.

Para este análisis se crearon dos modelos, uno con las condiciones de frontera (CCDF) las cuales semejan las restricciones que existen entre los edificios, y otro modelo para hacer un parámetro del comportamiento que crean estas restricciones que se denominará como modelo sin condiciones de frontera (SCDF) el cual se encuentra libre de alguna restricción.

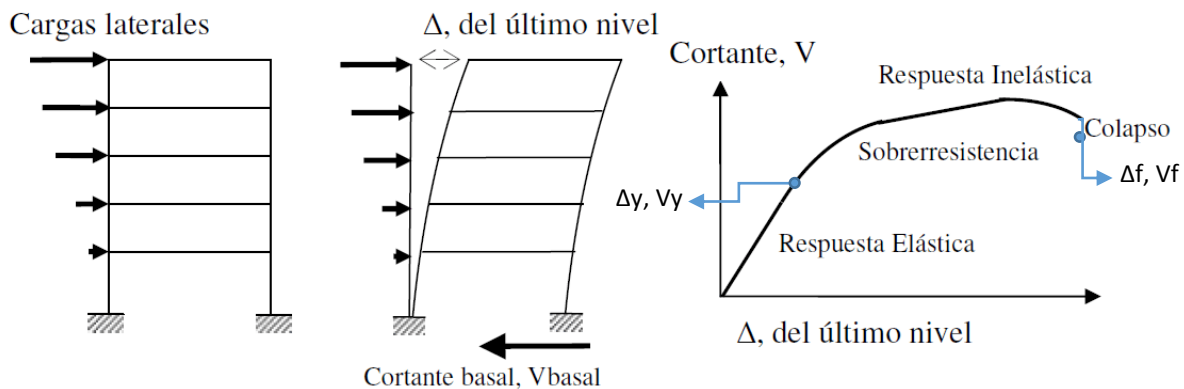



Figura 4.1.a "Secuencia del proceso de análisis pushover (Arango, Paz, & María del Pilar, 2009)"

Dentro de los parámetros relevantes que se pueden obtener de la curva del pushover, se encuentran los valores de cortante de fluencia  $V_y$  y de su correspondiente valor de desplazamiento de fluencia  $U_y$ , en la parte final de la curva se encuentra el punto del desplazamiento de falla  $U_f$  junto con el valor del cortante de falla  $V_f$ , valores que darán paso a las siguientes ecuaciones y resultados que denotan de una forma general el comportamiento de la estructura.

$$\text{Coeficiente sísmico real} \quad c_R = \frac{V_y}{W_T} \quad \text{ec. 4.1.b}$$

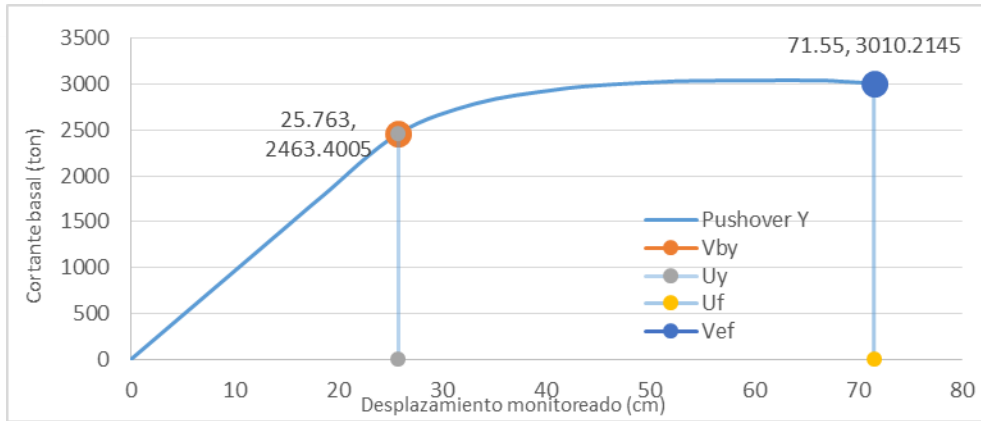


Factor de sobre resistencia  $F_{SR} = \frac{C_R}{C_D}$  *ec. 4.1.c*

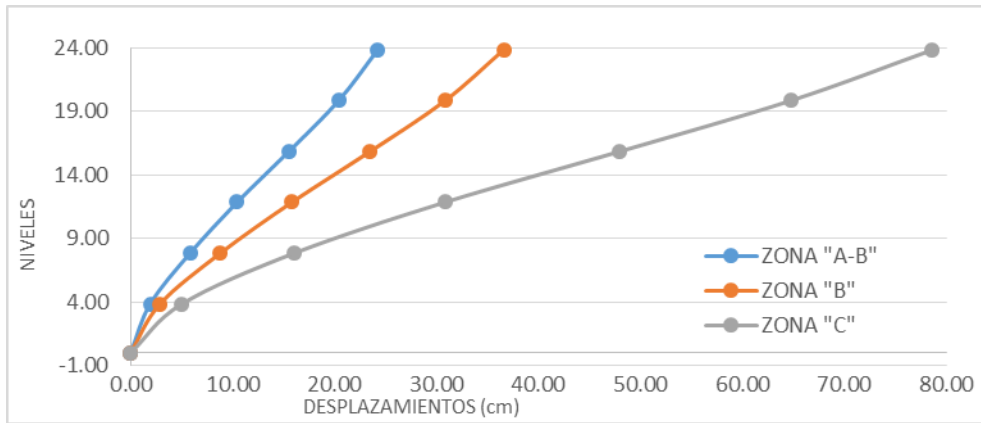
Rigidez inicial de la estructura  $K_o = \frac{V_y}{U_y}$  *ec.4.1.d*

Ductilidad de la estructura  $\mu = \frac{U_f}{U_Y}$  *ec.4.1.e*

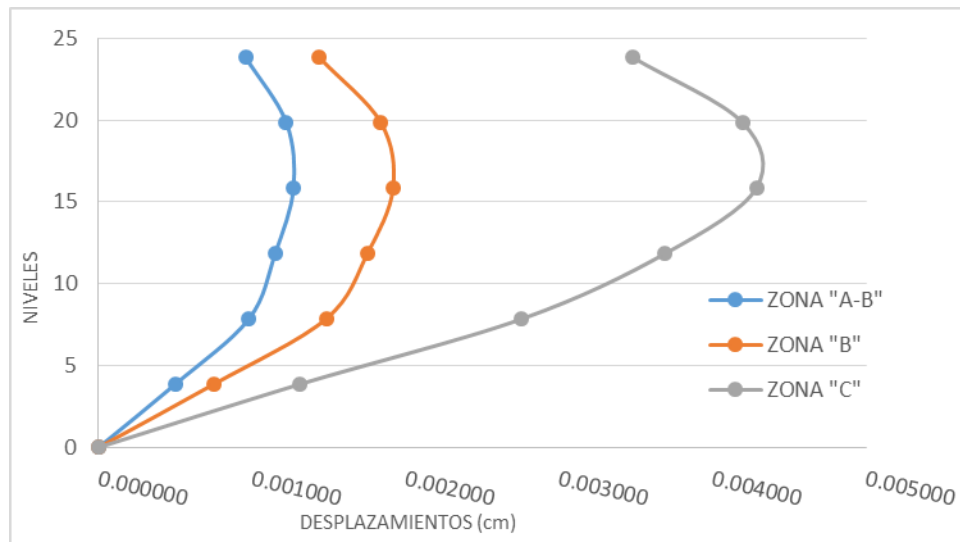
#### 4.1.1 MODELO CON CONDICIONES DE FRONTERA



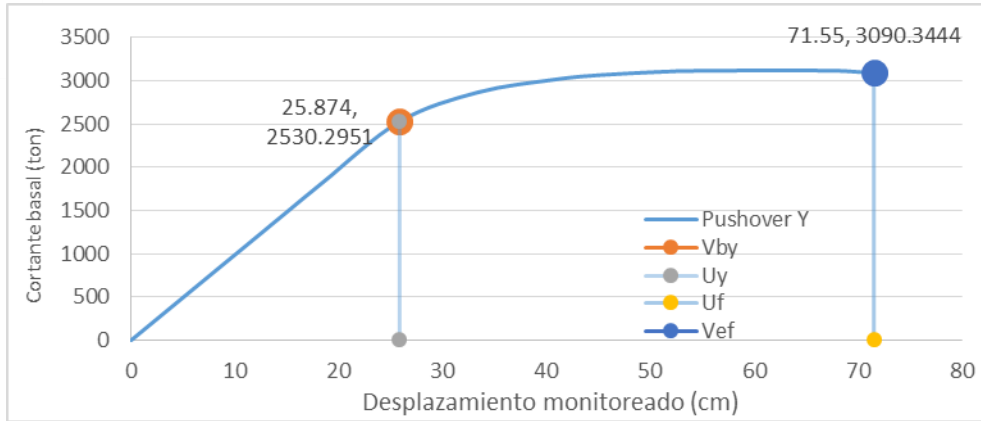
Gráfica 4.1.1.I “Curva Pushover en la dirección longitudinal de la estructura CCDF”



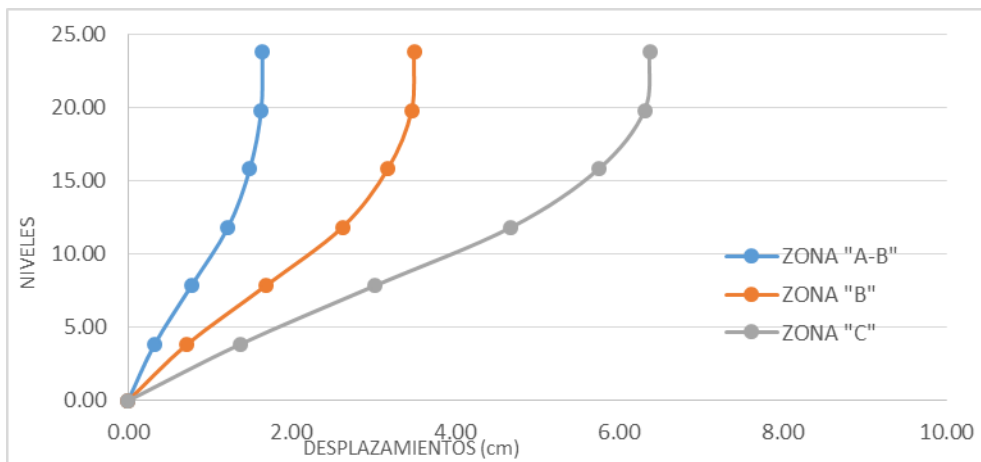
Gráfica 4.1.1.II “Configuraciones de desplazamientos para la componente longitudinal de la estructura CCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva Pushover”



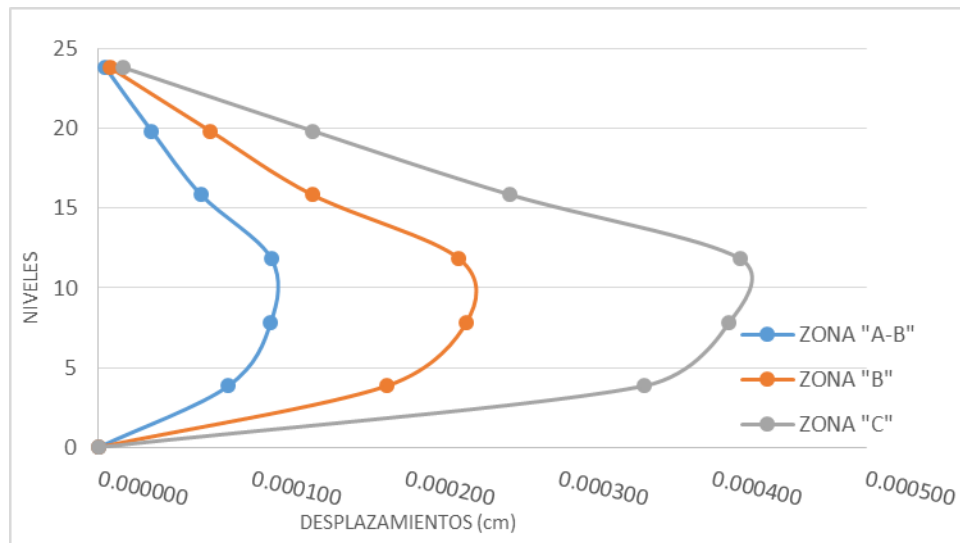
Gráfica 4.1.1.III “Distorsiones de entrepiso (drifts), componente longitudinal de la estructura CCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover”



Gráfica 4.1.1.IV "Gráfica Pushover en la dirección transversal de la estructura CCDF"



Gráfica 4.1.1.V "Configuración de desplazamientos laterales, dirección transversal de la estructura CCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"



Gráfica 4.1.1.VI "Distorsiones de entrepiso (drifts), dirección transversal de la estructura CCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"

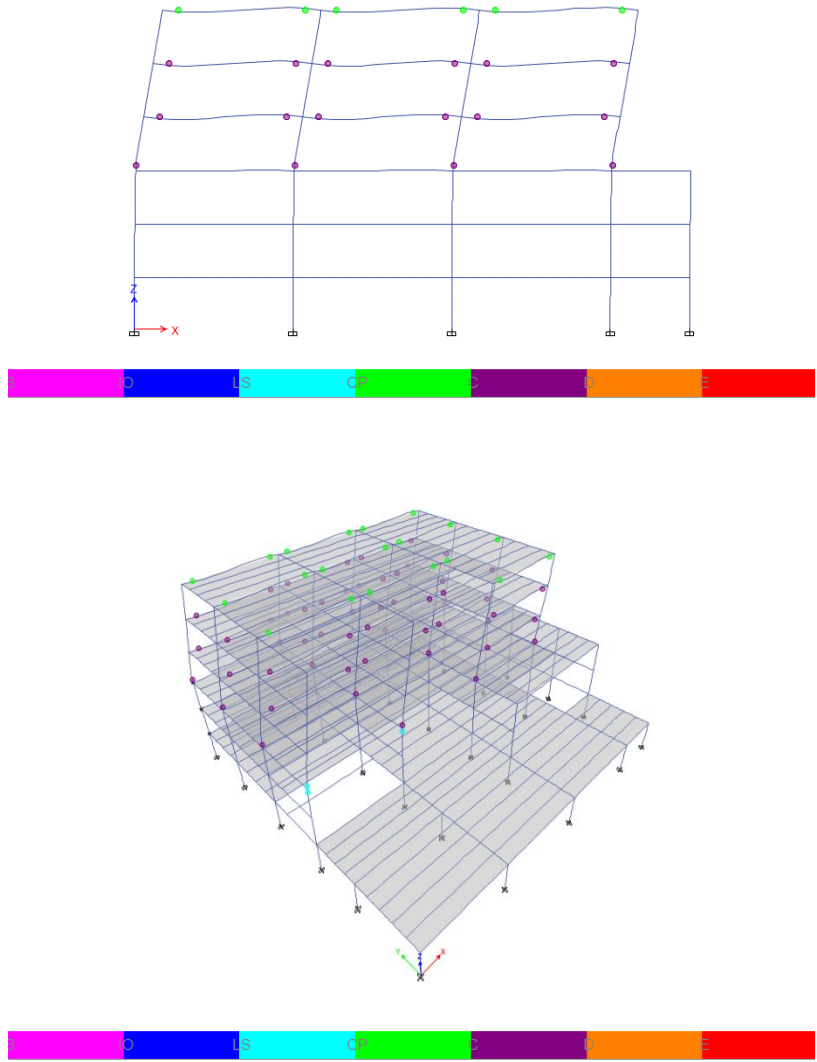


Figura 4.1.1.VII "Mecanismo de colapso ante la aplicación del Pushover en dirección "X" longitudinal"



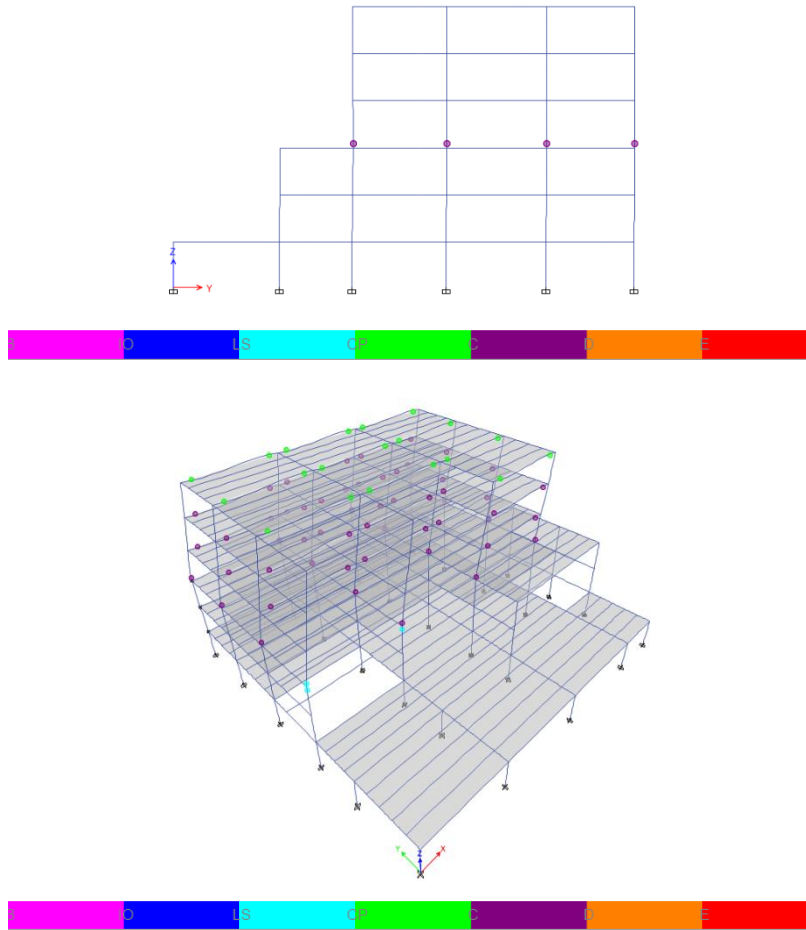
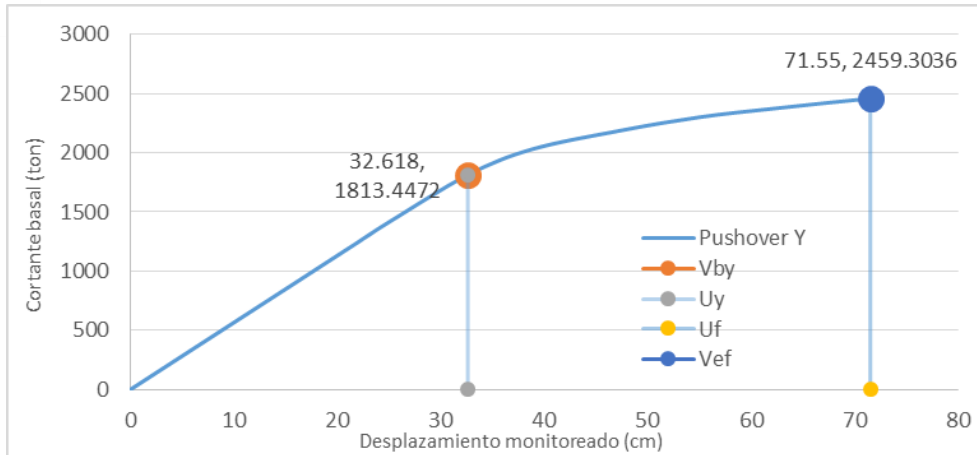


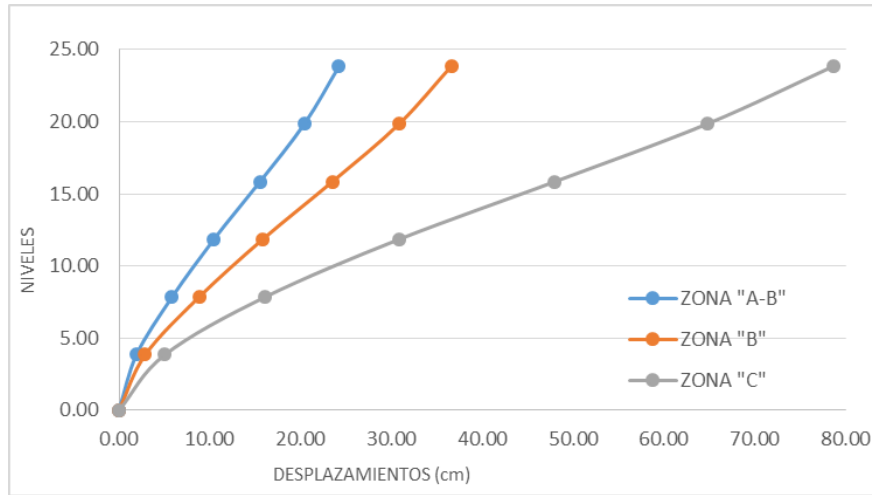
Figura 4.1.1.VIII "Mecanismo de colapso ante la aplicación del Pushover en dirección "Y" transversal"



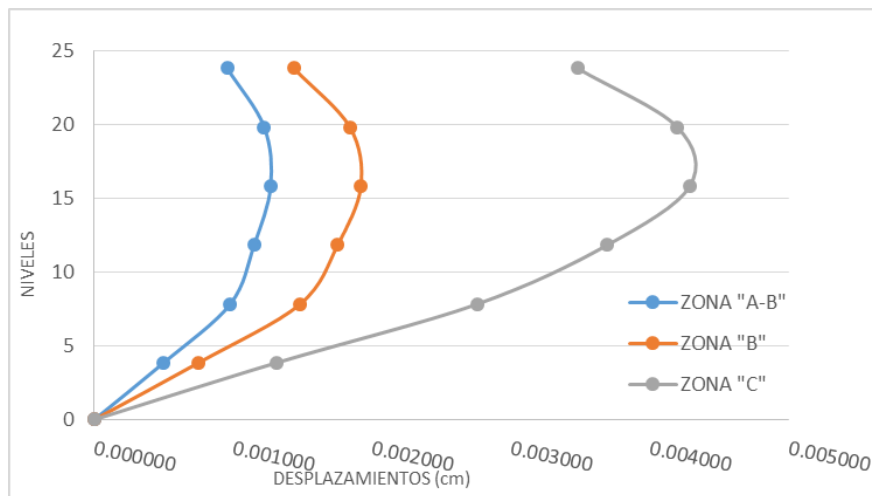
#### 4.1.2 MODELO SIN RESTRICCIONES DE FRONTERA



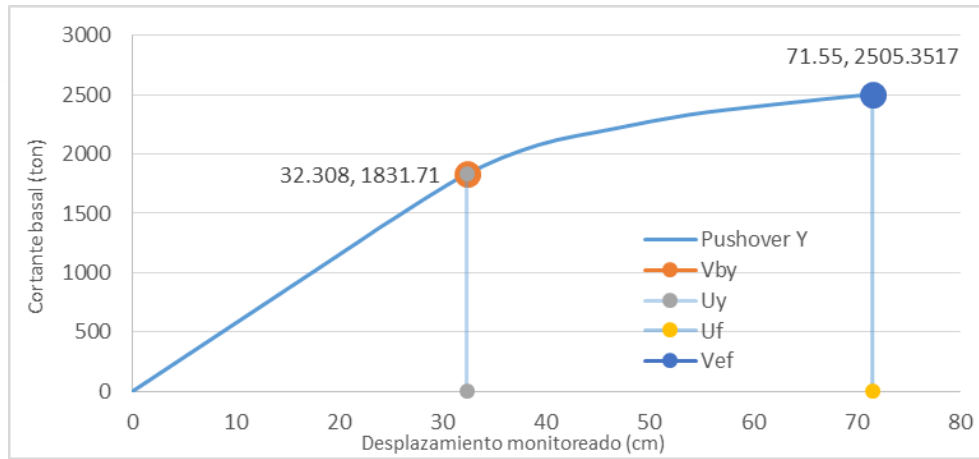
Gráfica 4.1.2.I "Curva Pushover en la dirección longitudinal de la estructura SCDF"



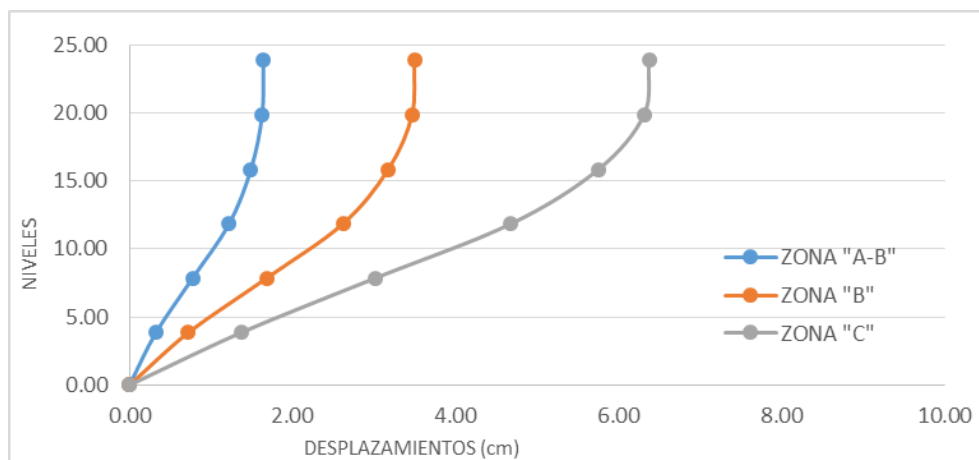
Gráfica 4.1.2.II "Configuraciones de desplazamientos laterales, dirección longitudinal de la estructura SCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"



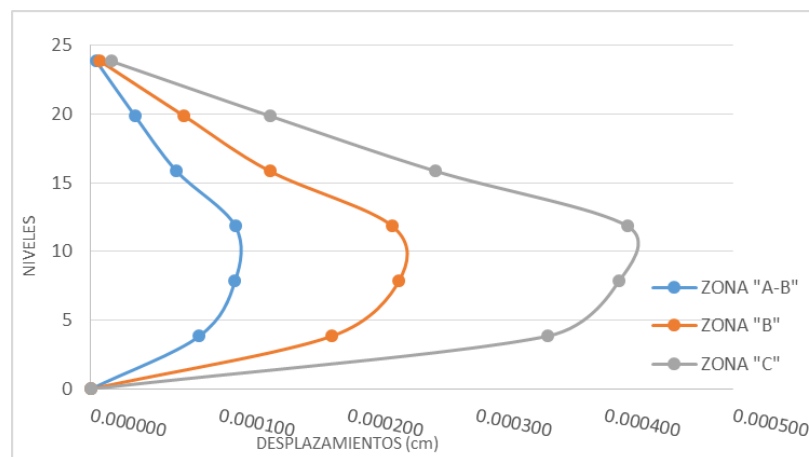
Gráfica 4.1.2.III "Distorsiones de entrepiso (drifts), dirección longitudinal en la estructura SCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"



Gráfica 4.1.2.IV "Curva Pushover en la dirección transversal de la estructura SCDF"



Gráfica 4.1.2.V "Configuraciones de desplazamientos laterales, dirección transversal de la estructura SCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"



Gráfica 4.1.2.VI "Distorsiones de entrepiso (drifts), estructura SCDF de acuerdo a zonas de la gráfica 4.II sobre la curva pushover"

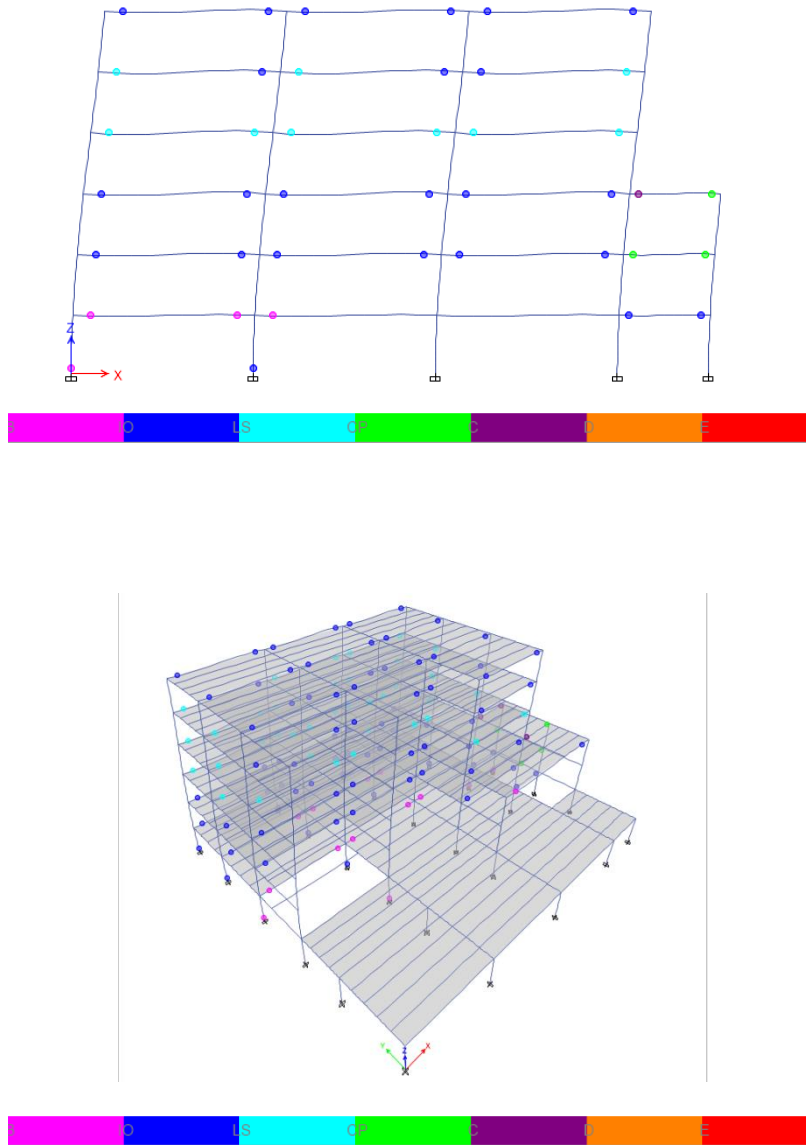


Figura 4.1.1.VII "Mecanismo de colapso ante la aplicación del Pushover en dirección "X" longitudinal, sección longitudinal e isométrico"

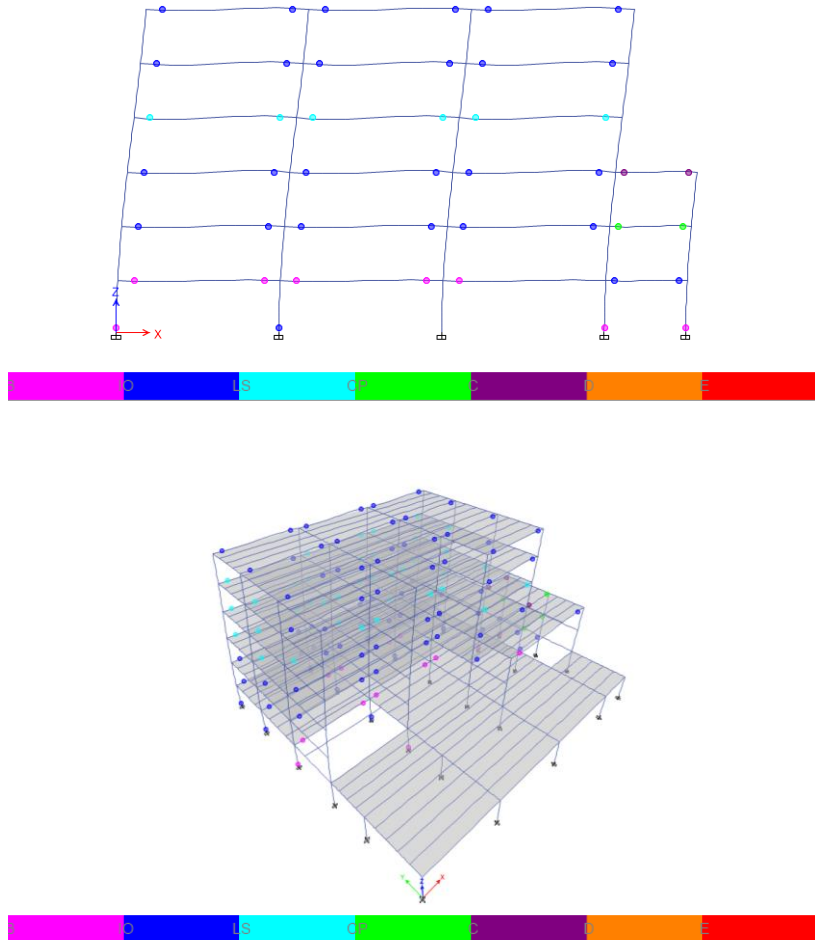


Figura 4.1.1.VIII "Mecanismo de colapso ante la aplicación del Pushover en dirección "Y" transversal"



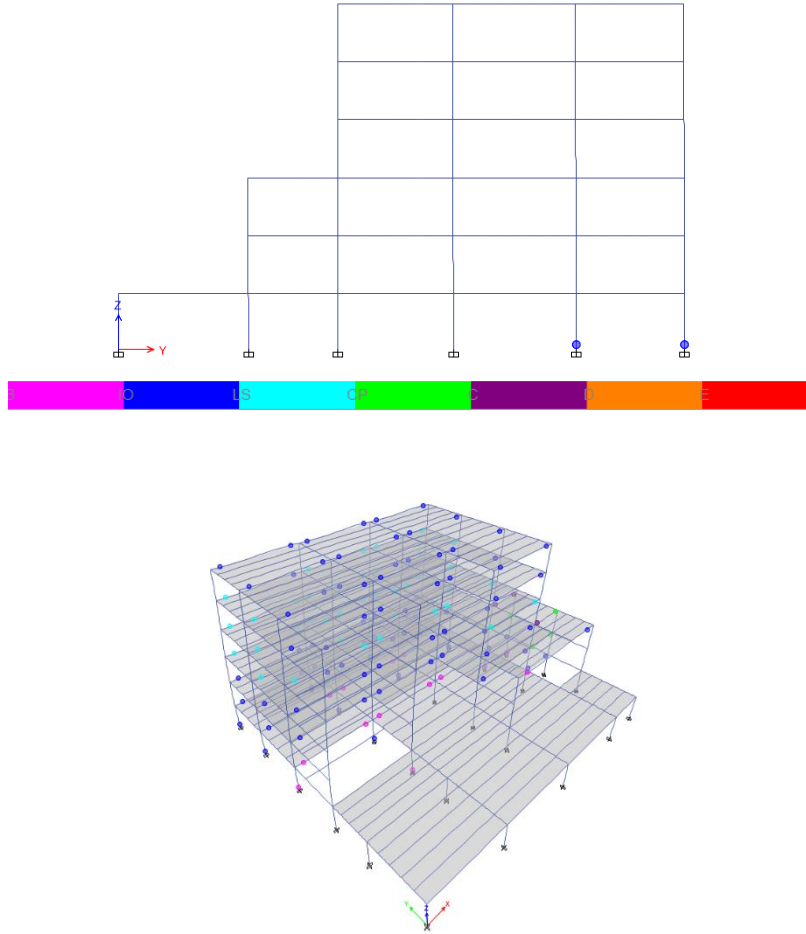


Figura 4.1.1.IX “Mecanismo de colapso ante la aplicación del Pushover en dirección “Y” transversal”

**Tabla 4.1.1.X RESUMEN DE RESULTADOS PUSHOVER**

ANÁLISIS	Dirección	$C_R$	$C_D$	$F_{SR}$	$\mu$	$K_o$ (TON/CM)
PO. Sin condiciones de frontera	Longitudinal	0.722	0.32	2.257	2.194	55.597
	Transversal	0.730	0.32	2.280	2.215	56.695
PO con condiciones de frontera	Longitudinal	0.981	0.32	3.066	2.777	95.618
	Transversal	1.008	0.32	3.150	2.765	97.793



#### 4.2 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA NO LINEAL DINÁMICA USANDO ACELEROGRAMAS SINTÉTICOS.

En el análisis dinámico no lineal se incorpora el comportamiento inelástico de elementos bajo movimientos sísmicos cíclicos, y a su vez se simula la disipación de energía histérica en el rango no lineal. La respuesta dinámica se calculará mediante movimientos sísmicos que se convertirán en aceleraciones en el tiempo, donde las respuestas dinámicas tendrán que estar dentro de los parámetros de demanda. Debido a la variabilidad que existe de un sismo a otro, es necesario realizar el análisis dinámico con varios tipos de sismos para dar un cálculo estadístico grueso de los parámetros de demanda para la intensidad de un escenario sísmico (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010).

De acuerdo con la normativa (NTPCRDF, 2004) para la revisión de desplazamientos laterales de marcos dúctiles de acero con  $Q=3$  o  $4$ , su distorsión permisible es de  $0.030$ , en caso de que su diseño inicial contemplara este tipo de diseño de no ser así se contemplarían las distorsión permisible para marcos con ductilidad limitada  $Q=1$  o  $2$ , con un valor permisible de  $0.015$  los cuales se demostraran en las siguientes tablas.

TABLA 4.2.I COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 21 DE MAYO DIRECCION LONG

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	533.800	1154.800	44.100	112.700	0.011025	0.028175	0.011025	0.028175	0.011025	0.028175
5	4	20	489.700	1042.100	109.300	231.500	0.027325	0.057875	0.027325	0.057875	0.027325	0.057875
4	4	16	380.400	810.600	94.100	247.100	0.023525	0.061775	0.023525	0.061775	0.023525	0.061775
3	4	12	286.300	563.500	71.600	264.900	0.017900	0.066225	0.017900	0.066225	0.017900	0.066225
2	4	8	214.700	298.600	122.200	199.500	0.030550	0.049875	0.030550	0.049875	0.030550	0.049875
1	4	4	92.500	99.100	92.500	99.100	0.024026	0.025740	0.024026	0.025740	0.024026	0.025740
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones positivas permisibles aplicando acelerograma sintético 21 de mayo en sentido longitudinal (este- oeste)”

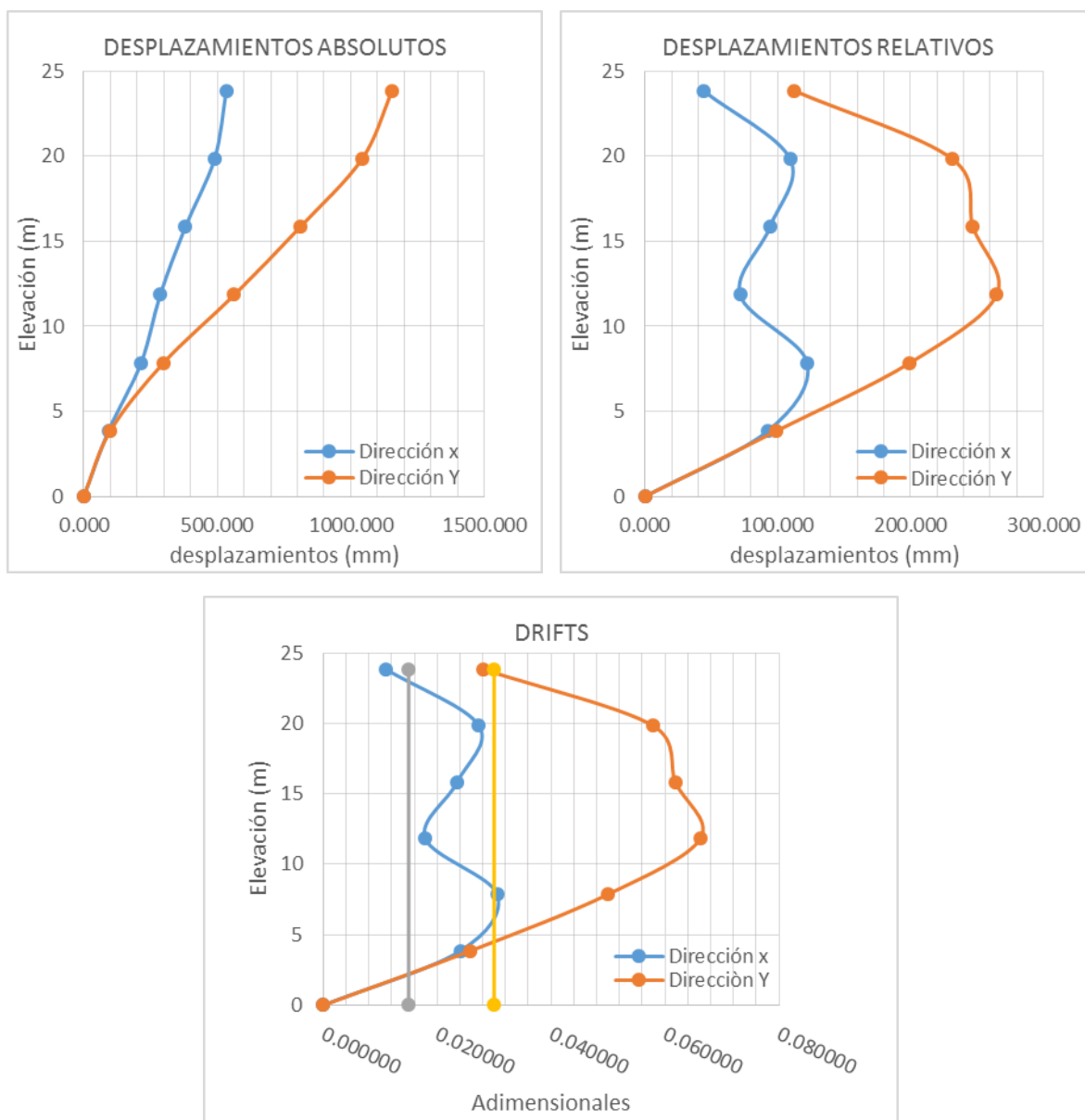


Figura 4.2.II “Gráficos del comportamiento en sentido positivo de la edificación usando el acelerograma sintético del sismo del 21 de mayo en dirección longitudinal (este-oeste)”

TABLA 4.2.III COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 21 DE MAYO DIRECCION LONG

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	-88.000	-376.400	-29.300	-54.000	-0.007325	-0.013500	-0.007325	-0.013500	-0.007325	-0.013500
5	4	20	-58.700	-322.400	-29.100	-98.200	-0.007275	-0.024550	-0.007275	-0.024550	-0.007275	-0.024550
4	4	16	-29.600	-224.200	-29.600	-119.900	-0.007400	-0.029975	-0.007400	-0.029975	-0.007400	-0.029975
3	4	12	0.000	-104.300	0.000	-104.300	0.000000	-0.026075	0.000000	-0.026075	0.000000	-0.026075
2	4	8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	4	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones negativas permisibles aplicando acelerograma sintético 21 de mayo en sentido longitudinal (este- oeste)”

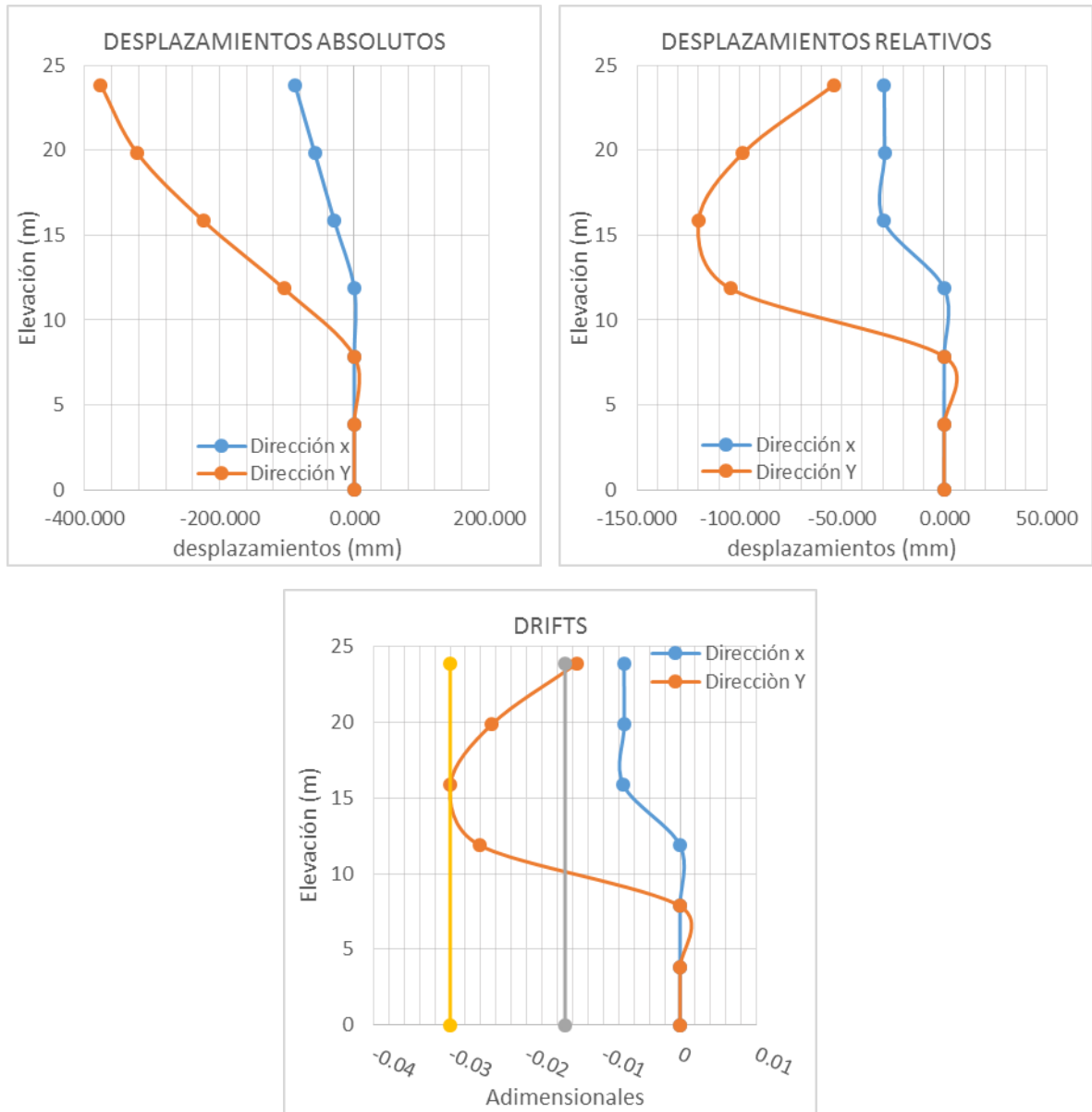


Figura 4.2.IV “Gráficos del comportamiento en sentido negativo de la edificación, usando el acelerograma sintético del sismo del 21 de mayo en dirección longitudinal (este-oeste)”

TABLA 4.2.V COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 21 DE MAYO DIRECCION TRANSV

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	130.500	686.600	-7.600	81.700	-0.001900	0.020425	-0.001900	0.020425	-0.001900	0.020425
5	4	20	138.100	604.900	-1.000	135.600	-0.000250	0.033900	-0.000250	0.033900	-0.000250	0.033900
4	4	16	139.100	469.300	-25.300	135.500	-0.006325	0.033875	-0.006325	0.033875	-0.006325	0.033875
3	4	12	164.400	333.800	39.300	159.800	0.009825	0.039950	0.009825	0.039950	0.009825	0.039950
2	4	8	125.100	174.000	78.900	124.500	0.019725	0.031125	0.019725	0.031125	0.019725	0.031125
1	4	4	46.200	49.500	46.200	49.500	0.012000	0.012857	0.012000	0.012857	0.012000	0.012857
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones positivas permisibles aplicando acelerograma sintético 21 de mayo en sentido transversal (norte-sur)”

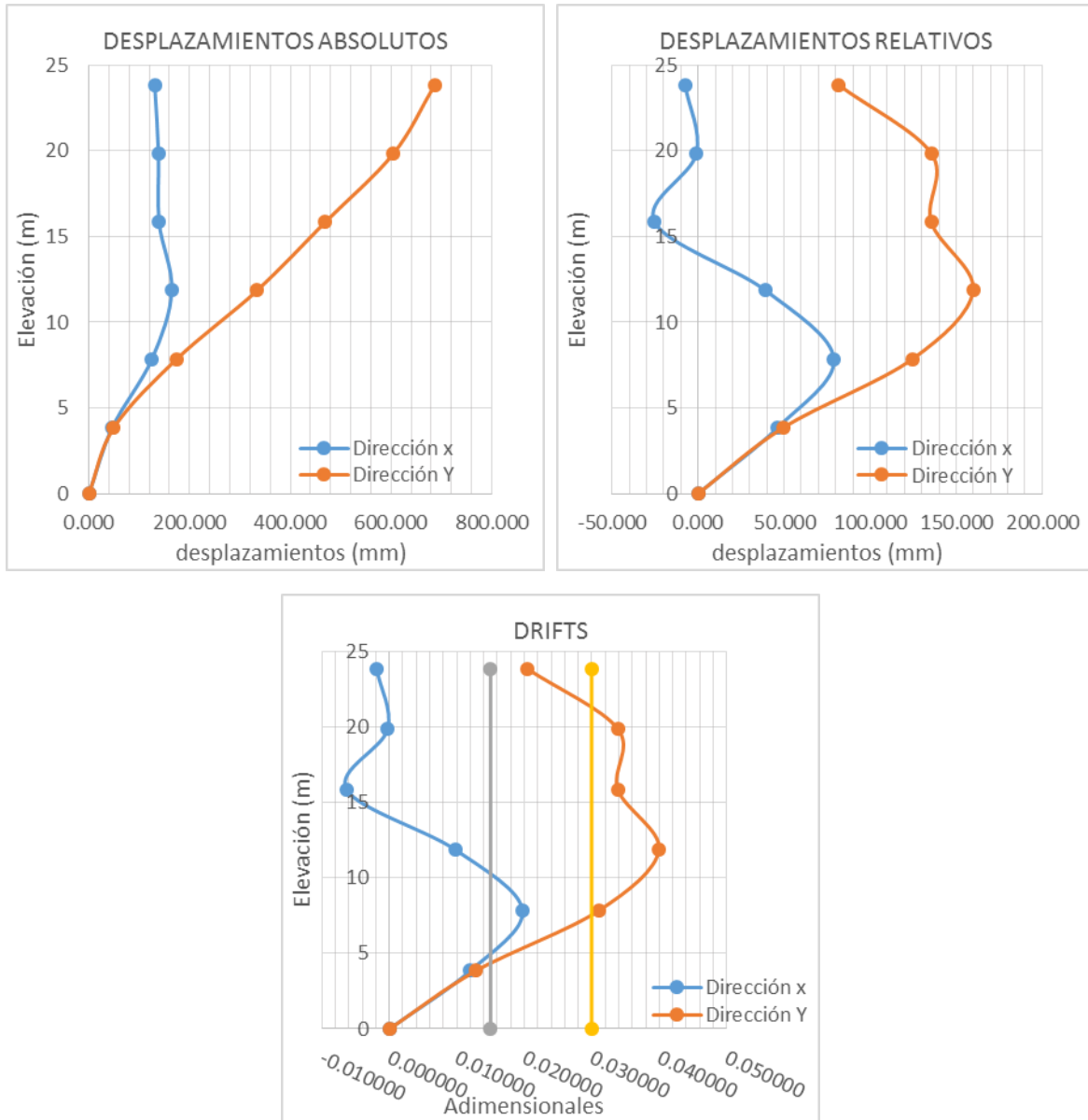


Figura 4.2.VI “Gráficas del comportamiento en sentido positivo del edificio, usando el acelerograma sintético del sismo del 21 de mayo en dirección transversal (norte-sur)”

TABLA 4.2.VII COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 21 DE MAYO DIRECCION TRANSV

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	-62.000	-273.900	-20.700	-43.000	-0.005175	-0.010750	-0.005175	-0.010750	-0.005175	-0.010750
5	4	20	-41.300	-230.900	-26.200	-71.700	-0.006550	-0.017925	-0.006550	-0.017925	-0.006550	-0.017925
4	4	16	-15.100	-159.200	-15.100	-87.000	-0.003775	-0.021750	-0.003775	-0.021750	-0.003775	-0.021750
3	4	12	0.000	-72.200	0.000	-72.200	0.000000	-0.018050	0.000000	-0.018050	0.000000	-0.018050
2	4	8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	4	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones negativas permisibles aplicando acelerograma sintético 21 de mayo en sentido transversal (norte-sur)”

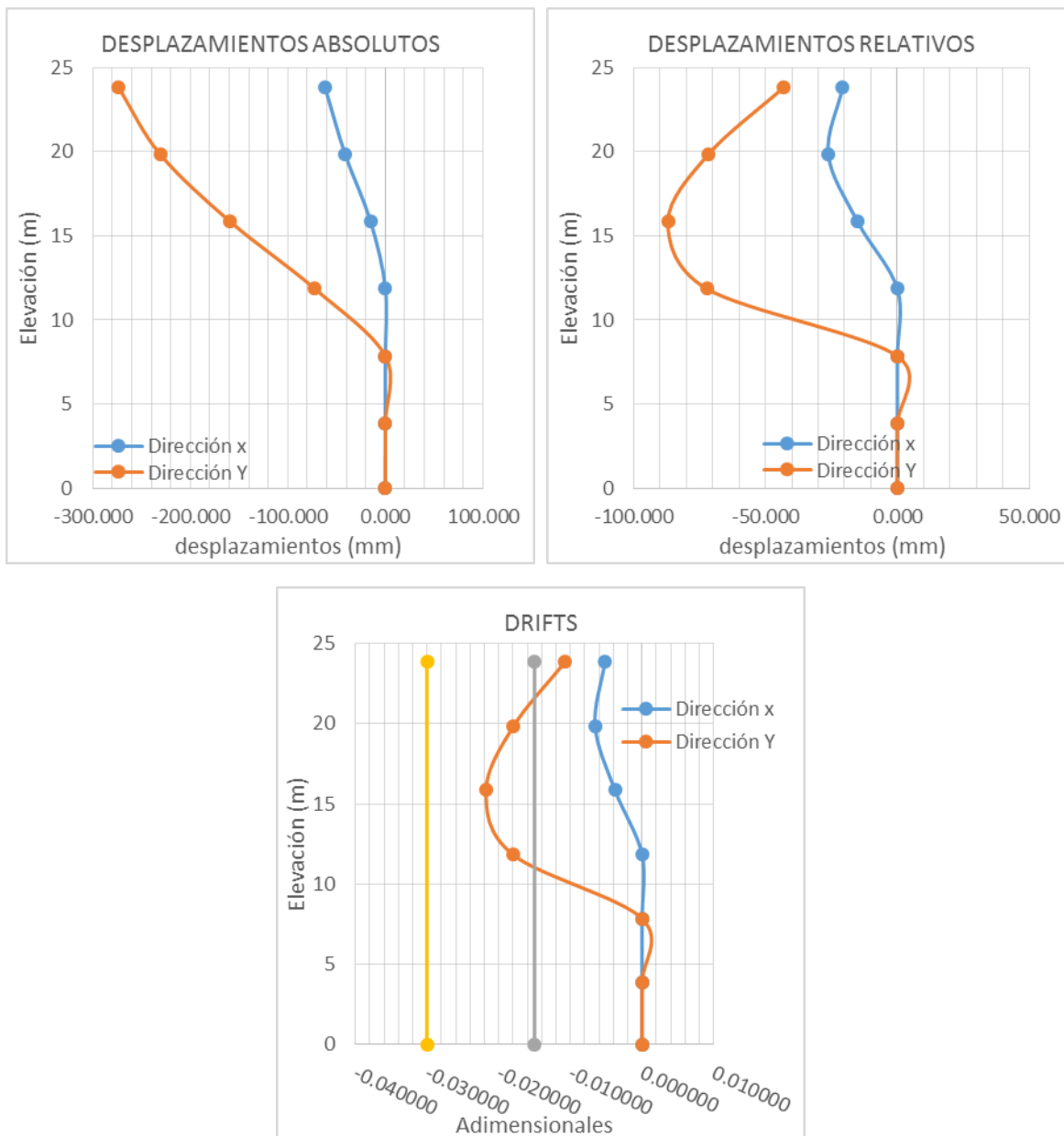


Figura 4.2.VIII “Gráficas del comportamiento en sentido negativo del edificio, usando el acelerograma sintético del sismo del 21 de mayo en dirección transversal (norte-sur)”

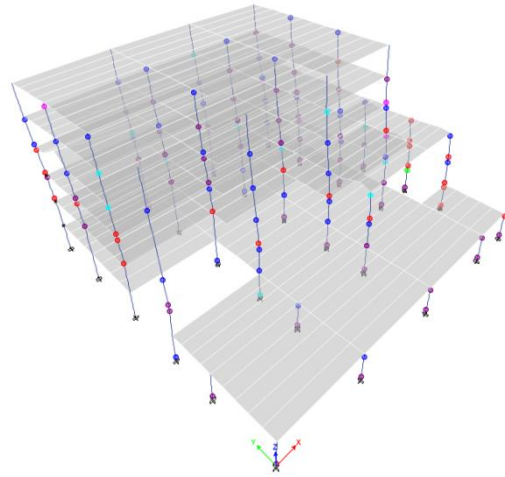
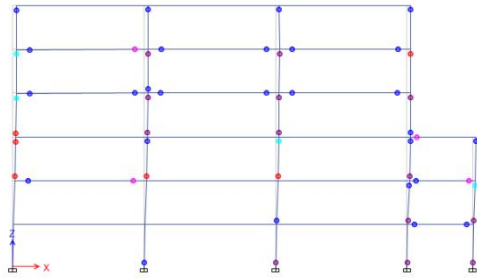


Figura 4.2.IX “Modelo matemático donde se presentan el comportamiento no lineal y sus rotulas plásticas con la aplicación acelerograma sintético 21 de mayo, en dirección Longitudinal (este-oeste)”

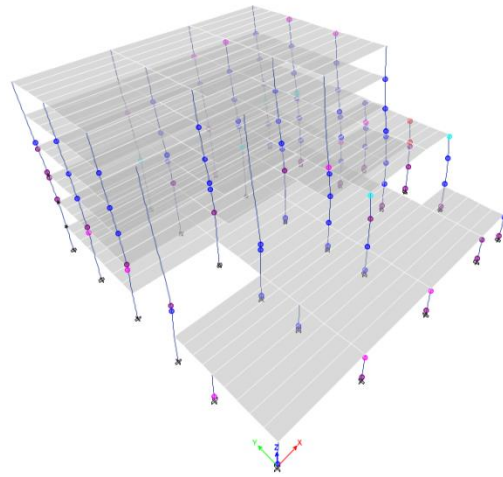
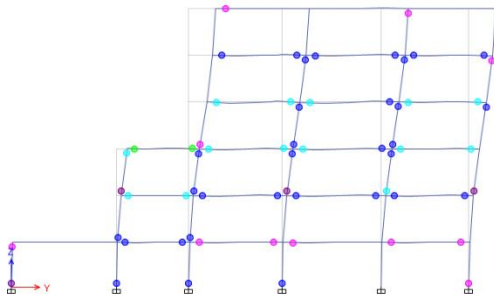


Figura 4.2.X “Modelo matemático donde se presentan el comportamiento no lineal y sus rotulas plásticas con la aplicación acelerograma sintético 21 de mayo, en dirección Transversal (norte-sur)”

TABLA 4.2.XI COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 29 DE JULIO DIRECCION LONGITUDINAL

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	71.400	195.500	23.700	26.800	0.005925	0.006700	0.005925	0.006700	0.005925	0.006700
5	4	20	47.700	168.700	4.200	35.600	0.001050	0.008900	0.001050	0.008900	0.001050	0.008900
4	4	16	43.500	133.100	-8.400	35.800	-0.002100	0.008950	-0.002100	0.008950	-0.002100	0.008950
3	4	12	51.900	97.300	10.000	39.100	0.002500	0.009775	0.002500	0.009775	0.002500	0.009775
2	4	8	41.900	58.200	22.200	37.100	0.005550	0.009275	0.005550	0.009275	0.005550	0.009275
1	4	4	19.700	21.100	19.700	21.100	0.005117	0.005481	0.005117	0.005481	0.005117	0.005481
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones positivas permisibles aplicando acelerograma sintético 29 de julio en sentido longitudinal (este-oeste)”

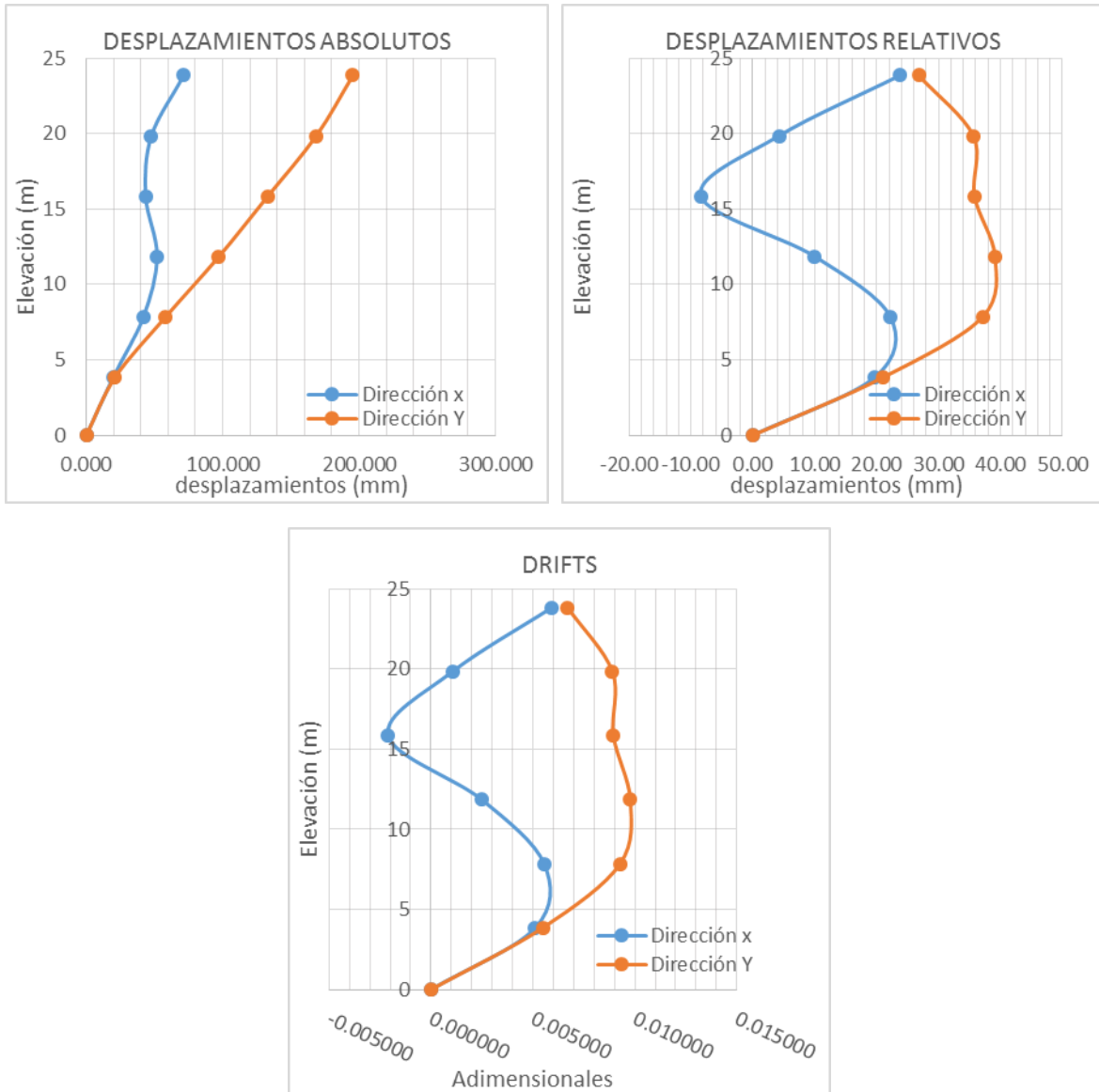


Figura 4.2.XII “Gráficas del comportamiento en sentido positivo del edificio, usando el acelerograma sintético del sismo del 29 de julio en dirección longitudinal (este-oeste)”

TABLA 4.2.XIII COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 29 DE JULIO DIRECCION LONGITUDINAL

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	-39.100	-164.800	-12.800	-29.500	-0.003200	-0.007375	-0.003200	-0.007375	-0.003200	-0.007375
5	4	20	-26.300	-135.300	-15.100	-45.500	-0.003775	-0.011375	-0.003775	-0.011375	-0.003775	-0.011375
4	4	16	-11.200	-89.800	-11.200	-50.400	-0.002800	-0.012600	-0.002800	-0.012600	-0.002800	-0.012600
3	4	12	0.000	-39.400	0.000	-39.400	0.000000	-0.009850	0.000000	-0.009850	0.000000	-0.009850
2	4	8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	4	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones negativas permisibles aplicando acelerograma sintético 29 de julio en sentido longitudinal (este-oeste)”

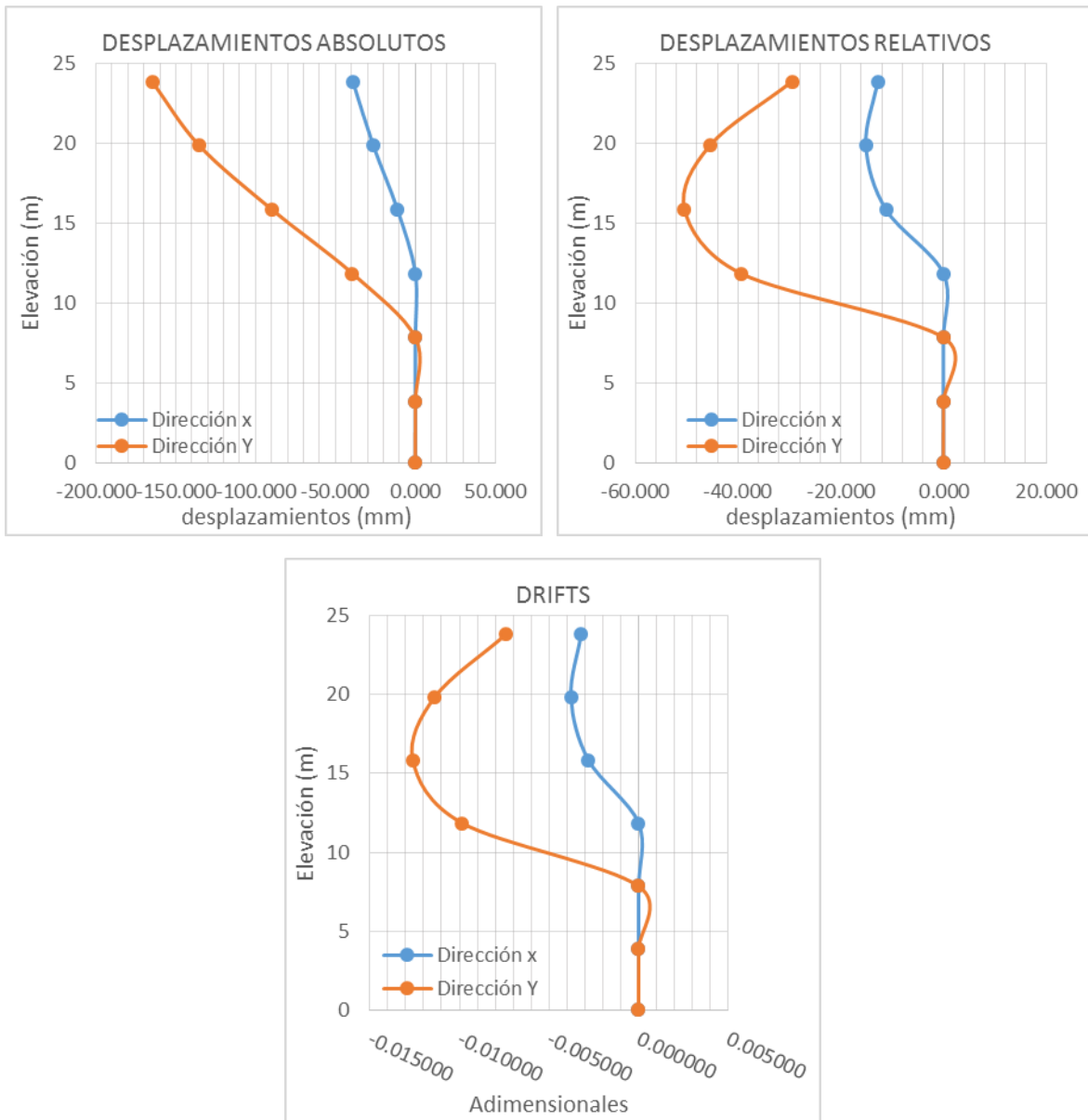


Figura 4.2.XIV “Gráficas del comportamiento en sentido negativo del edificio, usando el acelerograma sintético del sismo del 29 de julio en dirección longitudinal (este-oeste)”

TABLA 4.2.XV COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 29 DE JULIO DIRECCION TRANSVERSAL

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	190.900	580.200	21.000	74.800	0.005250	0.018700	0.005250	0.018700	0.005250	0.018700
5	4	20	169.900	505.400	30.700	122.500	0.007675	0.030625	0.007675	0.030625	0.007675	0.030625
4	4	16	139.200	382.900	-44.400	117.900	-0.011100	0.029475	-0.011100	0.029475	-0.011100	0.029475
3	4	12	183.600	265.000	86.500	130.000	0.021625	0.032500	0.021625	0.032500	0.021625	0.032500
2	4	8	97.100	135.000	59.300	94.500	0.014825	0.023625	0.014825	0.023625	0.014825	0.023625
1	4	4	37.800	40.500	37.800	40.500	0.009818	0.010519	0.009818	0.010519	0.009818	0.010519
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones positivas permisibles aplicando acelerograma sintético 29 de julio en sentido transversal (norte-sur)”

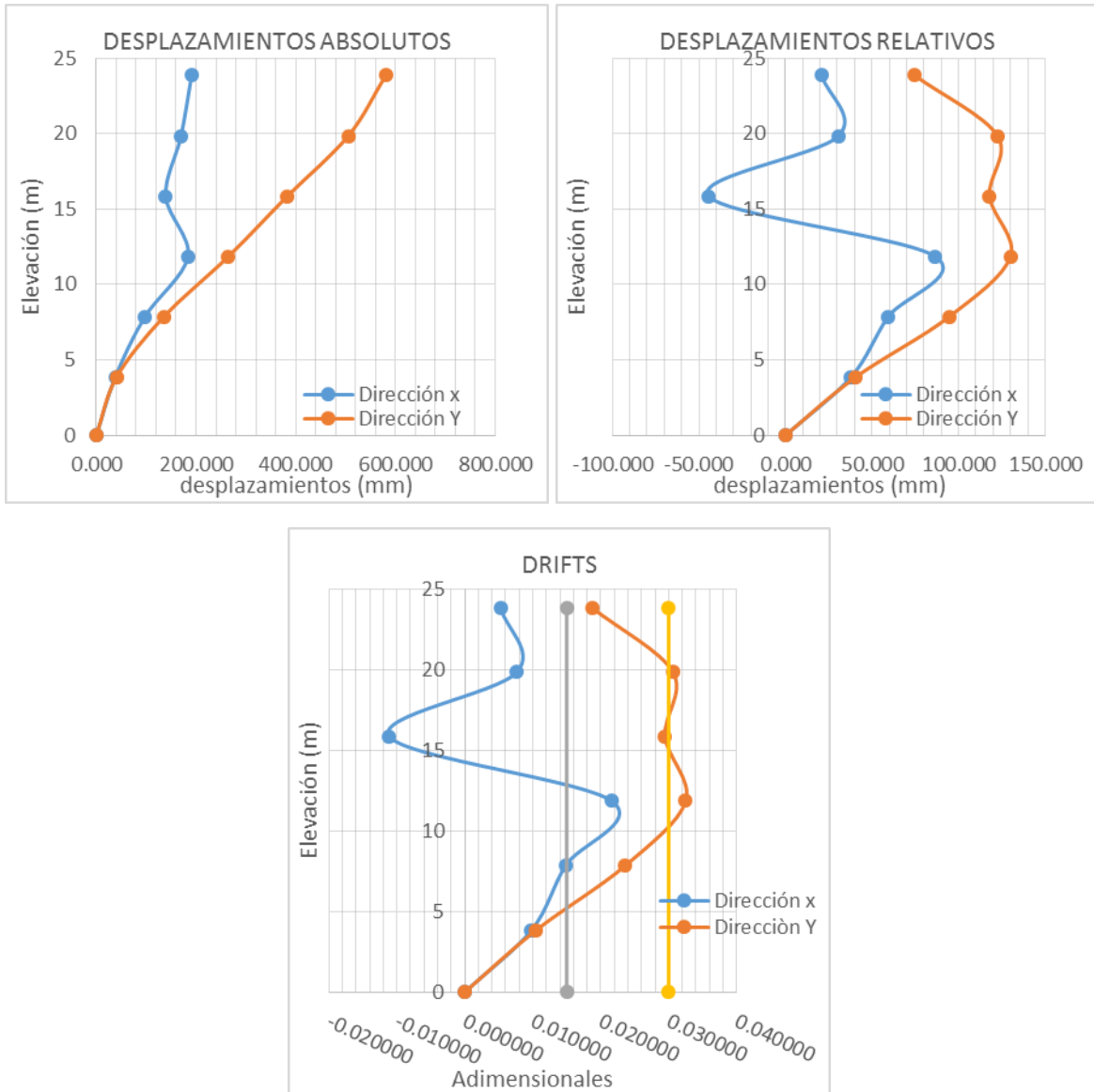


Figura 4.2.XVI “Gráficas del comportamiento en sentido positivo del edificio sometido al acelerograma sintético del sismo del 29 de julio en dirección longitudinal (este-oeste)”

TABLA 4.2.XVII COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CON RESPECTO A LA NORMA CON EL ACELEROGRAMA DE SINTETICO 29 DE JULIO DIRECCION TRANSVERSAL

NIVEL	ALTURA DE ENTREPISO (m)	ALTURA RELATIVA (m)	DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS		DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS		DRIFTS		Q = 2, $\psi_{PERM} < 0.015$		Q = 3 ó 4, $\psi_{PERM} < 0.03$	
			DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X (mm)	DIRECCIÓN Y (mm)	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y	DIRECCIÓN X	DIRECCIÓN Y
6	4	24	-95.100	-273.000	-34.800	-44.800	-0.008700	-0.011200	-0.008700	-0.011200	-0.008700	-0.011200
5	4	20	-60.300	-228.200	-37.600	-72.900	-0.009400	-0.018225	-0.009400	-0.018225	-0.009400	-0.018225
4	4	16	-22.700	-155.300	-22.700	-59.400	-0.005675	-0.014850	-0.005675	-0.014850	-0.005675	-0.014850
3	4	12	0.000	-95.900	0.000	-95.900	0.000000	-0.023975	0.000000	-0.023975	0.000000	-0.023975
2	4	8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	4	4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000

“Tabla de distorsiones negativas permisibles aplicando acelerograma sintético 29 de julio en sentido transversal (norte-sur)”

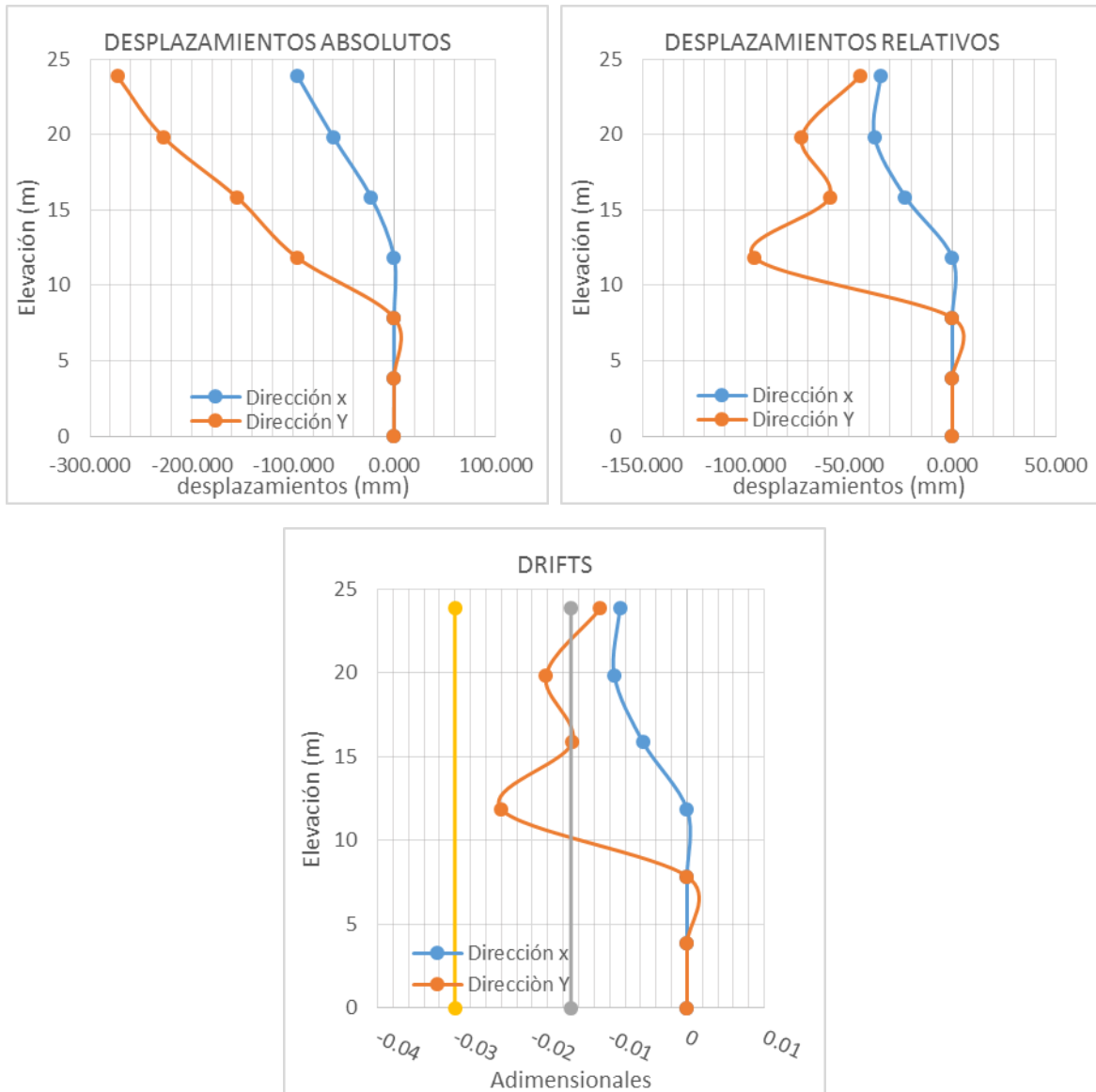


Figura 4.2.XVIII “Gráficas del comportamiento en sentido negativo del edificio para el acelerograma sintético del 29 de julio en dirección longitudinal (este-oeste)”

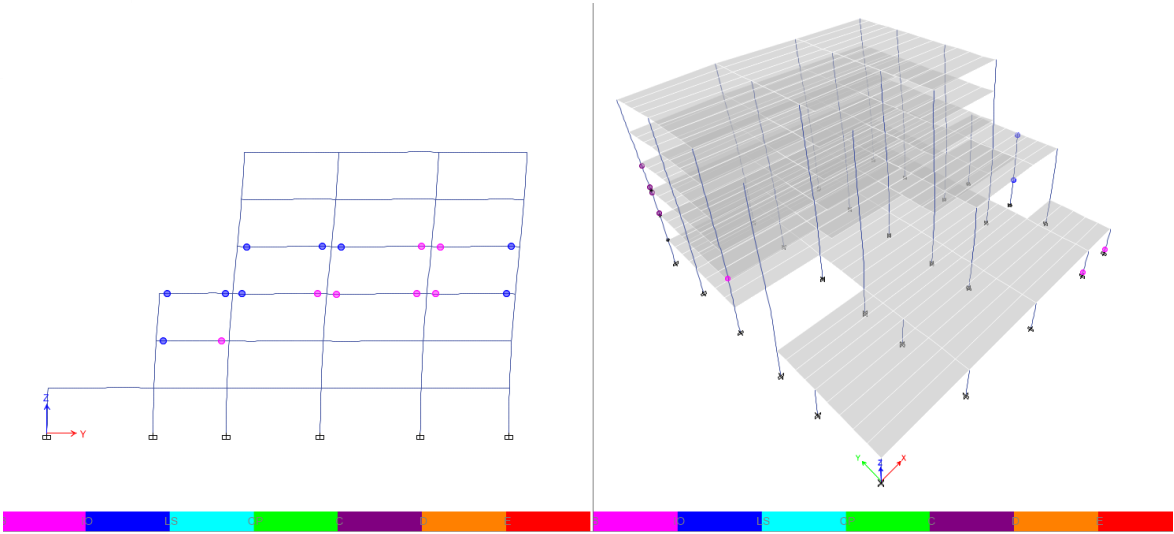


Figura 4.2.XIX “Modelo matemático donde se presentan el comportamiento no lineal y sus rotulas plásticas con la aplicación acelerograma sintético 29 de julio, en dirección Longitudinal (este-oeste)”

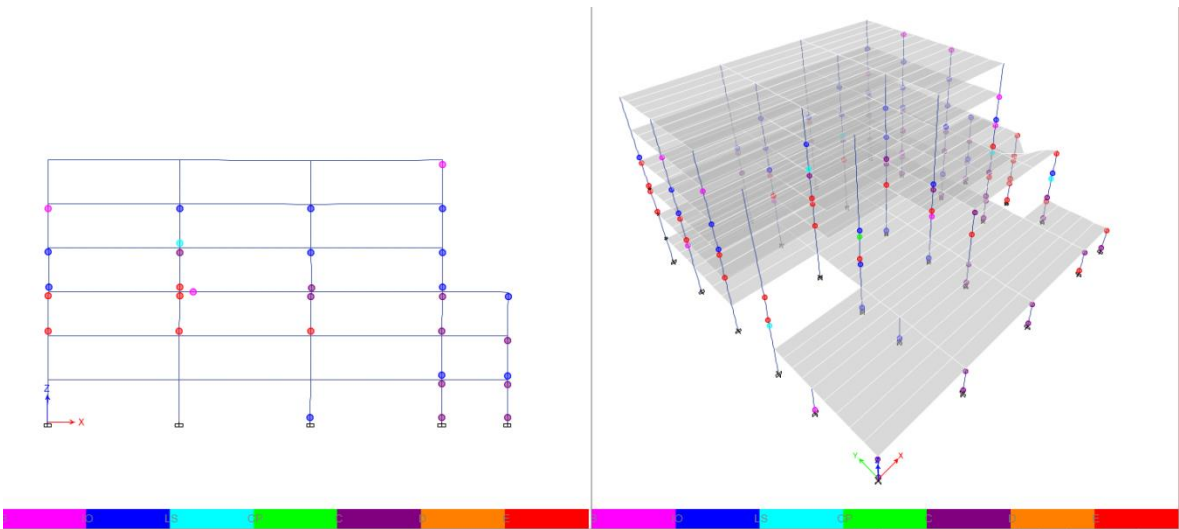


Figura 4.2.XX “Modelo matemático donde se presentan el comportamiento no lineal y sus rotulas plásticas con la aplicación acelerograma sintético 29 de julio, en dirección Transversal (norte-sur)”

## CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### RESPUESTA DINAMICA LINEAL

#### a) Registros Reales

Se observa mediante las distorsiones de entrepiso obtenidas para los sismos reales, que ninguna de estas excede las permitidas por la normativa (0.015 y 0.030) correspondiente en función al comportamiento sísmico ya sea  $Q=2$  o  $3$ .

Dando como resultado un buen comportamiento ante un sismo de magnitud 7.4 y 7.2 y con aceleraciones máximas de 36.47 y 23.59 cm/s<sup>2</sup>, correspondientes a los sismos de fecha 20/03/2012 sapp1203.201 y 18/04/2014 sapp1404.181, respectivamente.

#### b) Registros Sintéticos

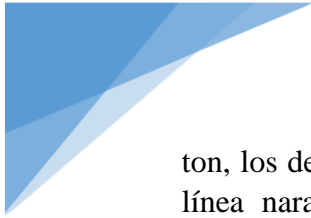
De acuerdo con los resultados de las distorsiones ocasionadas por los registros sintéticos, donde las distorsiones de entrepiso son menores a las ya mencionadas anteriormente y de acuerdo con la normativa. Dando como resultado un buen comportamiento sísmico de la estructura ante los sismos sintéticos o simulados presentados, los cuales cuentan con una magnitud de 5.8 y 6.4 y con aceleraciones máximas de 6.16 y 20.53 cm/s<sup>2</sup> correspondientes a los sismos de origen 27 km al norte de Matías Romero, OAX. El 21/05/2014 y 46 km al suroeste de Isla, VER. El 29/07/2014, respectivamente.

### RESPUESTA NO LINEAL PUSHOVER

#### a) Modelo con condiciones de frontera (CCDF)

Ante el análisis no lineal Pushover con condiciones de frontera, en dirección longitudinal, se presenta un factor de sobrerresistencia ( $F_{SR}$ ) de 3.06. Los desplazamientos obtenidos dentro del rango elástico son como lo describe la gráfica 4.1.1.II, en color azul, los cuales tendrán un desplazamiento máximo de fluencia de 25.76 cm que es causado por una fuerza cortante de fluencia de 2'463.4 ton. Posterior a la fluencia del material la configuración se deteriorara con desplazamientos mayores en la etapa de endurecimiento por deformación como lo demuestra la misma grafica con los puntos de color naranja, y el comportamiento de la estructura ante la falla tendrá los desplazamientos máximos de 71.55 cm, que es donde se presenta el mecanismo de colapso. Se observa que ante las derivas de entrepiso estas son menores a las mencionadas en la norma en el apéndice A, donde su máximo permitido es de 0.015 y 0.03. Y por último cabe mencionar que la ductilidad de la estructura ante este análisis es de 2.77 y su rigidez inicial es de 95.618 ton/cm.

Ahora bien ante el análisis pushover CCDF, en sentido transversal, se observa que el factor de sobrerresistencia 3.15 veces. Los desplazamientos en el rango elástico son como los descritos en la gráfica 4.1.1.V por el color azul, donde su desplazamiento máximo del marco en dirección transversal fue de 1.65 cm. El cortante de fluencia es equivalente a 2'530.29



ton, los desplazamientos máximos en la misma dirección son 3.50 cm representados por la línea naranja en la gráfica 4.1.1.v. Por último los desplazamientos máximos ante el mecanismo de falla son de 6.38 cm en el marco transversal, y con un cortante de 3'090.34 ton representados en la misma grafica con color gris. De igual forma en la comparación de las derivas de entrepiso se encuentra debajo de las permitidas, dando un buen comportamiento ante el análisis no lineal estático. Por último, vale la pena comentar que su ductilidad de la estructura se encuentra con un valor de 2.765 y una rigidez inicial de 97.793 ton/cm.

b) Modelo sin condiciones de frontera (SCDF)

El resultado del análisis pushover sin condiciones de frontera (SCDF), el cual sería correcto si el edificio se encontrara de manera aislada de las otras estructuras, las cuales cambiarían su forma de comportamiento, ante este modelo se observa que tiene un factor de sobre resistencia de 2.2 en promedio. Con la aplicación de pushover en sentido longitudinal se encuentra un desplazamiento mayor de fluencia en un 26% con respecto al ocurrido con el modelo CCDF y su cortante de fluencia disminuye en un 26% con respecto al modelo CCD. En cuanto a la ductilidad, esta disminuye en un 20% y con respecto a la rigidez inicial también disminuye en 41%. En general el comportamiento de la estructura sin las condiciones de frontera es adecuada ya que no rebasa los límites permitidos de las derivas de entrepiso estipuladas en el reglamento.



## RESPUESTA NO LINEAL DINAMICA

### a) Acelerograma sintético 21 de mayo

De acuerdo con la tabla 4.2.I se demuestra que si el edificio se diseñó con un factor de comportamiento sísmico igual a  $Q=2$ , en dirección este-oeste, los drifts en la dirección longitudinal se encuentran excedidos según la norma; y de igual manera, los drifts transversales están excedidos con respecto a la normativa. De ser el caso, de un diseño más detallado, de acuerdo al factor  $Q$  su comportamiento en el sentido longitudinal se encuentra excedido sólo en un entrepiso, mientras que en el sentido transversal en su mayoría exceden los límites, por ende el edificio no cumple con la normativa. Está por sobreentendido que en la aplicación del registro del acelerograma en sentido transversal no es relevante ya que son parte de la señal del mismo evento.

Con estos resultados se concluye que ante un evento sísmico de características similares al del 15 de junio de 1999, Mw7.1 y a 70 km del sitio, edificio se encontraría en riesgo sísmico.

### b) Acelerograma sintético 29 de julio

La aplicación del acelerograma en sentido longitudinal no demuestra excesos en las derivas de entrepiso con respecto a la normativa, más sin embargo en la aplicación del acelerograma transversal se presentan valores que exceden las derivas de entrepiso,

Con estos resultados se concluye que ante un evento sísmico de características similares al del 15 de junio de 1999, Mw7.1 y a 70 km del sitio, edificio se encontraría en riesgo sísmico.

## CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El objetivo principal de este trabajo fue implementar la metodología para la obtención de los periodos fundamentales de vibración del edificio, para la obtención de un modelo 3D calibrado y con ello evaluar la salud estructural por medio de diferentes análisis uno estático no lineal, otro dinámico lineal y un último dinámico no-lineal concluyendo lo siguiente:

### CONCLUSIONES

- a. La calibración que se realizó bajo la metodología permitió la obtención de los periodos fundamentales de vibración, y ya que la discrepancia entre el periodo de vibración obtenido por medio de la vibración ambiental y el modelo ETABS es menor a 3.47% error que resulta mínimo por lo cual se considera un modelo fiable.
- b. De acuerdo con los resultados expresados en el capítulo cinco se determina que el **análisis de la respuesta dinámica lineal**, los sismos reales presentados los cuales tienen como epicentro Costas de Oaxaca 20/03/2012 con magnitud Mw 7.4 con falla de subducción y el segundo en las Costas de Guerrero 18/04/2014 de magnitud Mw 7.2 con sistema de falla de subducción, se concluye que de presentarse en algún futuro un sismo con las características similares a los presentados su **comportamiento sería aceptable**.
- c. De acuerdo con los resultados de la respuesta no lineal Pushover en función de la normalización de las fuerzas, se determina que la estructura **se encuentra sin riesgo sísmico**.
- d. Con respecto a los resultados en el análisis no lineal dinámico, se concluye que de presentarse algún evento similar a los sismos sintéticos presentados, los cuales representarían un sismo parecido al de Tehuacán 1999 con un epicentro a 70 km del edificio "T", **la estructura se encontraría en riesgo sísmico**.


### RECOMENDACIONES

- a. Realizar un análisis de vulnerabilidad estructural agregando a las fuentes de incertidumbre las cargas gravitacionales y las propiedades mecánicas de los materiales.
- b. En estudios futuros se recomienda la incursión en la interacción suelo-estructura, para lo cual se requiere la información sobre el tipo de cimentación y las propiedades dinámicas del terreno.



## BIBLIOGRAFÍA

- Agency, F. E. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.
- Arango, S., Paz, A., & María del Pilar, D. (2009). *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica*. revista EIA.
- ASCE, A. S. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design a guide for practicing engineers*. National institute of standards and technology.
- FEMA, F. E. (1997). *NEHRP GUIDELINE FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS FEMA 273*.
- Garevski, M. (2013). *Earthquakes and Health Monitoring of Civil Structures*. Springer.
- Herrera Bautista, A. (2014). *Estimación de la respuesta sísmica del terreno para establecer la vulnerabilidad de construcciones existentes*. Puebla, Puebla: UPAEP.
- Inc, C. a. (2013). ETABS 2013. Versión 13.1.4 Build 1085.
- Jiannong , C., & Xuefeng, L. (2016). *Wireless Sensor Networks for Structural Health Monitoring*. Springer.
- Kinematics. (2003). K2AC GUI-V1.1.
- NTCRDF. (2004). *Normas técnicas complementarias de construcción*. Distrito Federal.
- Pacheco, Animas, R., Ortóz, L., García, R., & Zermeño, d. (2012). Las vibraciones como una fuente para evaluar el comportamiento estructural de edificios patrimoniales. *XVII congreso nacional de ingeniería estructural* (págs. 1-7). Acapulco, Guerrero: sociedad mexicana de ingeniería estructural.
- Perez-Yanez, C., Ramirez-Guzman, L., Ruiz G, A. L., Delgado D, R., Macias C, M. A., Sandoval G, H., . . . Quiroz R, A. (diciembre de 2014). Strong Ground Motion Database System for the Mexican Seismic Network. *AGU Fall Meeting*, 14-19.
- Perez-Yanez, C., Ramirez-Guzman, L., Ruiz G, A. L., Delgado D, R., Macias C, M., Sandoval G, H., . . . Quiroz R, A. (2014). *Strong Ground Motion Database System for the Mexican Seismic Network*. San Francisco, CA: AGU Fall Meeting.
- Ritta, R., Suárez, L., & Pando, M. (2012). Determinación del período fundamental del suelo usando vibración ambiental y el cociente espectral horizontal/vertical. *Asociación Argentina de mecánica computacional*.



Sánchez, B. D. (2009). *Proceso automatizado para determinar el estado estructural en edificios instrumentados*. México.

Torreón, E. s. (19 de Septiembre de 2012). los 5 peores terremotos que ha sufrido México. Torreón, Coahuila, México.

Ventura, C. (2010). Structural health moniotring for large and small bridges. *14th European Conference on Earthquake Engineering*.

Wathelet, M. (2002). Geopsy Geophysical Signal Ortabase for Noise Array Processing.

Wenzel, H., & Pichler, D. (2005). *Abient Vibration Monitoring*. Wiley.

## APENDICE A

Datos relevantes en la mecánica de suelos:

Por medio de la mecánica de suelos y la extracción de las pruebas con penetración estándar y la relación con los golpes se obtiene un periodo del suelo de  $T_s = 0.21$  seg. Que es parecido al periodo natural correspondiente al terreno de la zona II o zona de Transición de suelos arenosos intercalados con arcillas proporcionado en el reglamento de construcciones del DF.

Suelo tipo II cuando  $0.15 \leq T_s \leq 0.75$  seg.

$$C_N = 0.662$$

$$N_1 = 15.88$$

$$D = 10.20 \text{ m}$$

$$V_s = 187.94 \text{ m/seg}$$

$$T_s = 0.21 \text{ seg.}$$

$$C = 6 \text{ t/m}^3$$

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

$$q_{adm} = 13.3 \text{ t/m}^2$$

$$E = 170.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_s = 0.32$$

ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO				
ZONA SISMICA	COREMUN_PUE			
TIPO DE SUELO	II			
Periodo	0.586			
aceleración	0.32			
COREMUN_PUEII 0				
c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub> (seg)	T <sub>b</sub> (seg)	r
0.32	0.09	0.2	1.5	0.667

