



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERIA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE UN EDIFICIO DE 57 NIVELES CON SISTEMAS  
DISIPADORES DE ENERGÍA**

**TESIS**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
EDGAR ARTURO CHIMAL CASTRO

**TUTOR PRINCIPAL**  
M.I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. MAYO, 2019



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente:	Dr. Eduardo Reinoso Angulo
Secretario:	M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega
Vocal:	M.I. Ismael Vázquez Martínez
1 <sup>er</sup> Suplente:	M.I. Octavio García Domínguez
2 <sup>do</sup> Suplente:	Dr. Oscar Alberto López Bátiz

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria. Ciudad de México

**TUTOR DE LA TESIS**

M.I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ

---

FIRMA

## DEDICATORIA

**A mis padres,**  
*por su amor y apoyo incondicional que siempre me han brindado en ésta y todas las etapas de mi vida.*

**A Karla,**  
*por su amor y apoyo en todo momento desde que iniciamos una historia juntos.*

## **AGRADECIMIENTOS**

**Al M.I. Ismael Vázquez Martínez,**  
*por su apoyo, disposición y asesoramiento durante la etapa de realización de este trabajo.  
También por brindarme una oportunidad y transmitirme sus conocimientos en el ejercicio  
de esta profesión. Espero seguir colaborando con usted en próximos proyectos.*

**A mis compañeros y amigos,**  
*Eugenio, Evelyn, Jorge, Karen, Luis, René e Iván por brindarme su amistad y total apoyo.  
Espero seguir disfrutando momentos juntos.*

**A los sinodales,**  
*agradezco su tiempo, disposición y apoyo para la evaluación y mejora de este trabajo de  
tesis.*

**A la Universidad Nacional Autónoma de México,**  
*por permitirme formar parte de esta máxima casa de estudios.*

**Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT,**  
*por el apoyo económico brindado durante mis estudios de Maestría.*

## **Resumen**

En este trabajo se analiza el comportamiento de un edificio de 57 niveles (denominado Torre Reforma); en específico se calcula un amortiguamiento adicional que puede tener dicha torre, debido al comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento del sistema de muros acoplados bajo el Sismo Máximo Creíble (periodo de retorno de 2475 años). El edificio fue diseñado con la metodología de diseño por desempeño, por lo cual se siguen los criterios y recomendaciones mencionados en el reporte emitido por los diseñadores estructurales, así como el uso de normativas y criterios internacionales para el correcto modelado de la estructura. Se realizan análisis dinámicos paso a paso, con un programa de análisis de uso común en la práctica profesional de la ingeniería estructural, considerando acelerogramas proporcionados por los encargados del estudio de riesgo sísmico y se ocupa el método de banda ancha para la obtención del amortiguamiento adicional.

## **Abstract**

This document details the behavioral analysis of a 57-storey building (called Torre Reforma), specifically, with the calculation of the additional damping, caused by the nonlinear behavior of the coupling beams from the building coupled walls system, according to the Maximum Credible Earthquake (2475 years return period). The building was designed with the performance design methodology; therefore, the criteria and recommendations mentioned in the report issued by the structural designers are followed, as well as the use of international standards and criteria for the correct modeling of the structure. Time-history dynamic analysis with a program of analysis of common use in the professional practice of structural engineering is carried out considering accelerograms provided by those in charge of the seismic risk study and the Band-Width method is used to obtain additional damping.

## Contenido

Capítulo 1: Introducción.....	1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Objetivos y alcances .....	2
1.4 Contenido de la tesis.....	2
Capítulo 2: Estado del arte .....	4
2.1 Introducción.....	4
2.2 Investigaciones sobre el sistema de muros acoplados de concreto reforzado .....	6
2.3 Sistema sismorresistente de muros acoplados de concreto reforzado.....	10
2.4 Diseño por desempeño .....	11
2.5 Amortiguamiento en edificios altos .....	13
2.6 Método de banda ancha para cálculo de amortiguamiento .....	14
Capítulo 3: Estructura estudiada .....	17
3.1 Descripción de la estructura.....	17
3.2 Descripción del sistema sismorresistente y el proceso de diseño .....	18
3.3 Modelado de la estructura.....	19
3.3.1 Consideraciones generales .....	19
3.3.2 Descripción de la sección y refuerzo en vigas de acoplamiento .....	20
3.3.3 Criterios para el modelo matemático.....	22
Capítulo 4: Análisis y resultados.....	27
4.1 Registros sísmicos y análisis paso a paso de la estructura .....	27
4.1.1 Registros sísmicos .....	27
4.1.2 Resultados del análisis paso a paso de la estructura .....	28
4.2 Función de transferencia para el cálculo del amortiguamiento .....	31
4.3 Resultados del comportamiento no lineal de las vigas de acople.....	33
4.4 Cálculo del amortiguamiento por comportamiento no lineal .....	35
Capítulo 5: Conclusiones.....	38
Anexo A: “Gráficas y resultados” .....	40
Referencias.....	55

## **Capítulo 1: Introducción**

### **1.1 Planteamiento del problema**

La Ciudad de México no sólo sigue creciendo en extensión territorial, también en altura. Lo anterior se refiere que, dentro de esta ciudad y en varios estados de la República Mexicana se construyeron, se están construyendo o en fase de proyecto edificios de gran altura; entre estos se encuentran los denominados: Torre Bancomer (CDMX), Torre Mayor (CDMX), Torre Koi (Nuevo León), Torre Mitikah (CDMX), etc. La estructura en estudio de 57 niveles, llamada Torre Reforma, pertenece a este selecto grupo de estructuras altas en México.

El problema que se tiene con una estructura con una altura de 243.60 m ubicada en una zona sísmica (debido a las condiciones, ya tan mencionadas, sobre los suelos en lo que está ubicada la CDMX) es su comportamiento ante estos fenómenos naturales y el peligro que puede representar para los ocupantes y personas cercanas al lugar, aunado a las pérdidas económicas que esto provocaría.

El diseño por desempeño es una metodología que tiene como objetivo tener un control de la estructura ante varios niveles de movimiento del suelo, planteando criterios de aceptación para estos movimientos, estimando el nivel de desempeño por medio del control de daño en los elementos estructurales, siendo ésta una evaluación más precisa del comportamiento sísmico del edificio. Los objetivos de desempeño sísmico son de gran importancia para edificios altos como es el caso de la estructura estudiada.

En resumen, los objetivos que se buscan cumplir son:

1. Resistir un sismo, denominado sismo de servicio, el cual se prevé que ocurra varias veces durante la vida útil del edificio, sin daños en los elementos estructurales y no estructurales.
2. Resistir un sismo, denominando sismo de diseño, que probablemente ocurra una vez en la vida útil de la estructura con daño en los elementos estructurales y no estructurales, pero sin pérdidas de vidas.
3. Resistir un fuerte sismo que es probable que ocurra en el sitio con daño importante, pero con poca probabilidad de colapso.

Con base en la metodología explicada anteriormente y el sistema estructural elegido para resistir fuerzas laterales, se plantea la siguiente pregunta, ¿qué cantidad de amortiguamiento adicional se puede considerar para este edificio de 57 niveles ante la demanda sísmica máxima esperada?

### **1.2 Justificación**

Los códigos de estructuración actuales proporcionan fuerzas de diseño sísmico sin tomar en cuenta el nivel de desempeño de la estructura, se tiene un valor de  $Q$  (factor de comportamiento sísmico, denominado así en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para Distrito Federal) para prevenir un comportamiento no lineal de los elementos sin tomar en cuenta algún tipo de análisis no lineal ni criterios de aceptación; sólo toma en cuenta condiciones geométricas para cada grado de ductilidad. Asimismo, para un comportamiento inelástico no se considera un aumento del porcentaje de amortiguamiento en comparación con un análisis elástico.



El diseño por desempeño brinda un criterio más restrictivo, por ejemplo, reducción del límite de movimiento lateral, limitación de ciclos inelásticos, una mayor capacidad en los elementos estructurales protegidos, entre otros aspectos.

Partiendo de este método de diseño, el amortiguamiento de una estructura o de un sistema estructural puede aumentar cuando ésta incursiona en el rango inelástico, mediante la disipación de energía por formación de articulaciones plásticas, propiciando un aumento de éste y obteniendo un amortiguamiento total con el cual se logre disminuir un espectro de respuesta del sitio o de algún reglamento. A mayor amortiguamiento, las aceleraciones que recibe un sistema estructural son menores, reduciendo así las fuerzas de inercia que provocan los sismos. Todo esto, se traduce en una disminución de costos de construcción, ya que los minimiza.

### 1.3 Objetivos y alcances

- Obtener un amortiguamiento adicional por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento del sistema de muros que conforman al edificio en estudio.
- En el estudio se utilizaron los acelerogramas con periodos de retorno de 43, 475 y 2475 años que fueron proporcionados por el encargado del estudio de riesgo sísmico.
- El edificio de 57 niveles cuenta con un sistema de muros de concreto estructurales acoplados y diagonales de acero, que en conjunto resisten las demandas sísmicas y gravitacionales; en este trabajo se analizará únicamente el comportamiento de las vigas de acoplamiento del sistema de muros estructurales acoplados.
- Debido a que no se tiene registros de dispositivos de medición, se optó por realizar una función de transferencia; la señal de entrada se obtiene de los acelerogramas. Dicha función será la relación entre los espectros de Fourier de la respuesta del sistema y la respuesta del suelo. Una vez obtenida la función de transferencia, se ocupó el método de ancho de banda para el cálculo del amortiguamiento por comportamiento histerético de las vigas de acoplamiento.
- Con el amortiguamiento calculado, se podrá reducir el espectro de sitio proporcionado por los encargados del estudio de riesgo sísmico.

### 1.4 Contenido de la tesis

Este trabajo contiene 5 capítulos en los cuales se aborda todo lo relacionado al tema del cálculo del amortiguamiento por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento del sistema sismorresistente de la torre de 57 niveles.

En el primer capítulo se da una explicación sobre edificios altos y algunos aspectos a considerar en el diseño por desempeño. Asimismo se informa sobre la torre que se analizó, la justificación y los objetivos y alcances que se tienen para este trabajo de tesis.

En el segundo capítulo se aborda el Estado del Arte relacionado con el sistema sismorresistente de muros acoplados y las vigas de acoplamiento, donde se incluyen algunas de las investigaciones, artículos y libros que dieron origen a la teoría sobre este tipo de sistema estructural, mismo que se sigue desarrollando con ayuda de resultados de distintos experimentos. También se mencionan puntos importantes sobre el diseño por



desempeño, el amortiguamiento en edificios altos y, finalmente, la teoría del método de banda ancha para el cálculo del amortiguamiento.

En el tercer capítulo se describe la estructura estudiada, un resumen del proceso de diseño y todo lo relacionado con el modelado de la estructura, incluyendo las consideraciones y criterios que se siguieron, con base en distintas normativas utilizadas por los diseñadores estructurales, para representar de la mejor manera posible el comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento del sistema de muros acoplados.

En el cuarto capítulo se mencionan los registros sísmicos proporcionados por los encargados del estudio de riesgo sísmico, que fueron ocupados para un análisis dinámico paso a paso. Con lo anterior, se obtuvieron los datos necesarios para aplicar la metodología de banda ancha para el cálculo de amortiguamiento.

En el quinto, y último capítulo, se presentan las conclusiones a las que se llegaron producto del desarrollo de este trabajo, siguiendo con las referencias bibliográficas consultadas.



## **Capítulo 2: Estado del arte**

### **2.1 Introducción**

El uso de muros de concreto reforzado como sistema resistente a demandas sísmicas ofrece un buen comportamiento dúctil, siempre y cuando se garantice una capacidad a cortante mayor a las demandas inducidas por el comportamiento a flexión que exhiben estos muros, lo que implica también un detallado correcto de estos elementos.

Los muros estructurales bien diseñados y detallados ofrecen las siguientes ventajas en zona sísmica: poseen mayor rigidez que los marcos de concreto reforzado, dada su alta resistencia exhiben un buen comportamiento ante sismos moderados y poseen una buena capacidad de deformación (ductilidad) que les permite soportar sismos intensos.

En los muros estructurales dúctiles, un requisito es que la fluencia del refuerzo de flexión en zonas de articulación plástica defina y controle la resistencia, las deformaciones inelásticas y la capacidad de deformación de toda la estructura. Debido a esto, la principal fuente de disipación de energía será la plastificación del acero a flexión, teniendo que evitarse los modos de falla frágil. Este modo de disipación de energía representa una desventaja ya que es difícil de reparar, puesto que, por lo general, los muros resisten cargas gravitacionales del edificio.

Cuando se considera un sistema formado por muros acoplados (Fig. 2.1), la rigidez del sistema aumentará con el peralte de las vigas de acoplamiento, como es el caso del edificio de 57 niveles que aquí se estudia. La principal ventaja se da en su comportamiento inelástico, ya que las deformaciones de los muros por cargas laterales causan grandes desplazamientos relativos entre los extremos de las vigas de acoplamiento. Esto provoca la formación de articulaciones plásticas en los extremos de estas vigas mucho antes de que se formen las articulaciones en los muros. En pocas palabras, la estructura puede disipar una buena cantidad de energía a través de la sola fluencia de las vigas de acoplamiento. Este mecanismo de muros estructurales acoplados soluciona la desventaja que tenían los muros estructurales trabajando de manera individual, ya que la reparación de las vigas en caso de un gran daño es relativamente fácil, además de que en caso de que las vigas sean destruidas por el sismo, el edificio tiene la redundancia estructural que le brindan los muros trabajando de manera independiente, evitando el colapso.

Las vigas de acoplamiento, con un refuerzo convencional fallan por tensión diagonal con degradación muy severa o por deslizamiento cerca del muro debido a altos esfuerzos cortantes nominales que aceleran la degradación por corte y la distribución no lineal de esfuerzos. El refuerzo longitudinal de la viga permanece a tensión en todo el claro, de manera que el cortante se transmite por medio de un puntal diagonal. Considerando que el concreto se degrada ante ciclos de carga, es necesario resistir la compresión diagonal a través de varillas diagonales que puedan resistir todo el comportamiento inclinado de la fuerza cortante. Se debe garantizar un buen anclaje para disminuir la concentración de esfuerzos en él.

En la figura 2.2, se muestra la comparación entre refuerzo convencional y diagonal de una viga de acoplamiento. En la figura 2.3, se muestra una ilustración esquemática y representativa, más detallada, de las vigas de acoplamiento que forma parte de la estructura en estudio.



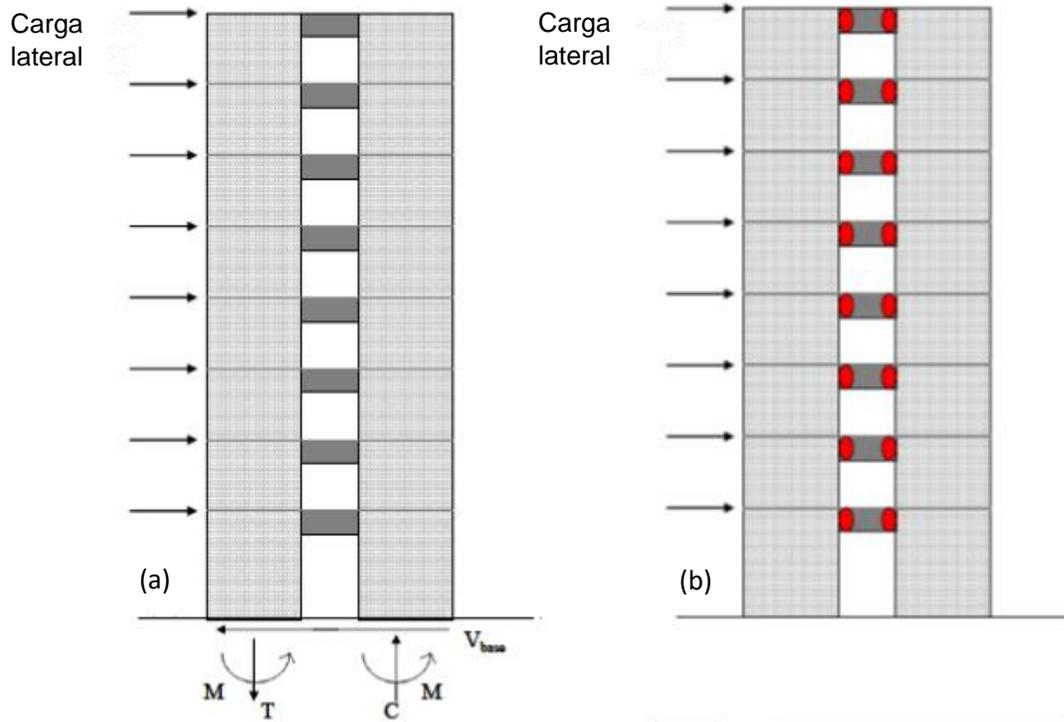


Fig. 2.1. Sistema de muros acoplados de concreto reforzado. (a) Reacciones producto de la aplicación de cargas laterales con vigas de acoplamiento bien detalladas. (b) Distribución de la disipación de energía (formación de articulaciones plásticas) en muros acoplados con vigas correctamente detalladas Naish, (2010)

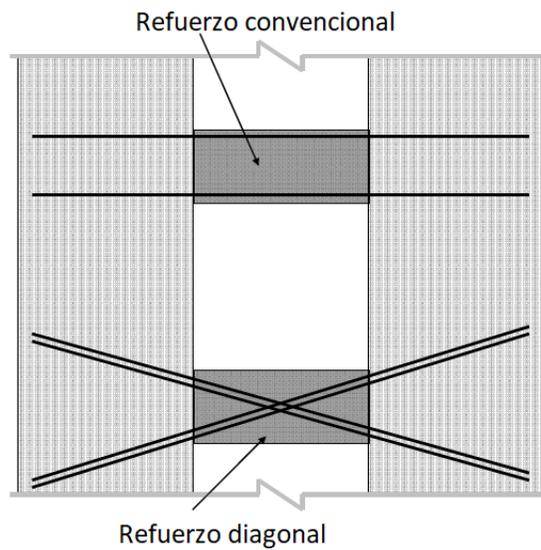


Fig.2.2. Refuerzo convencional y diagonal de una viga de acoplamiento

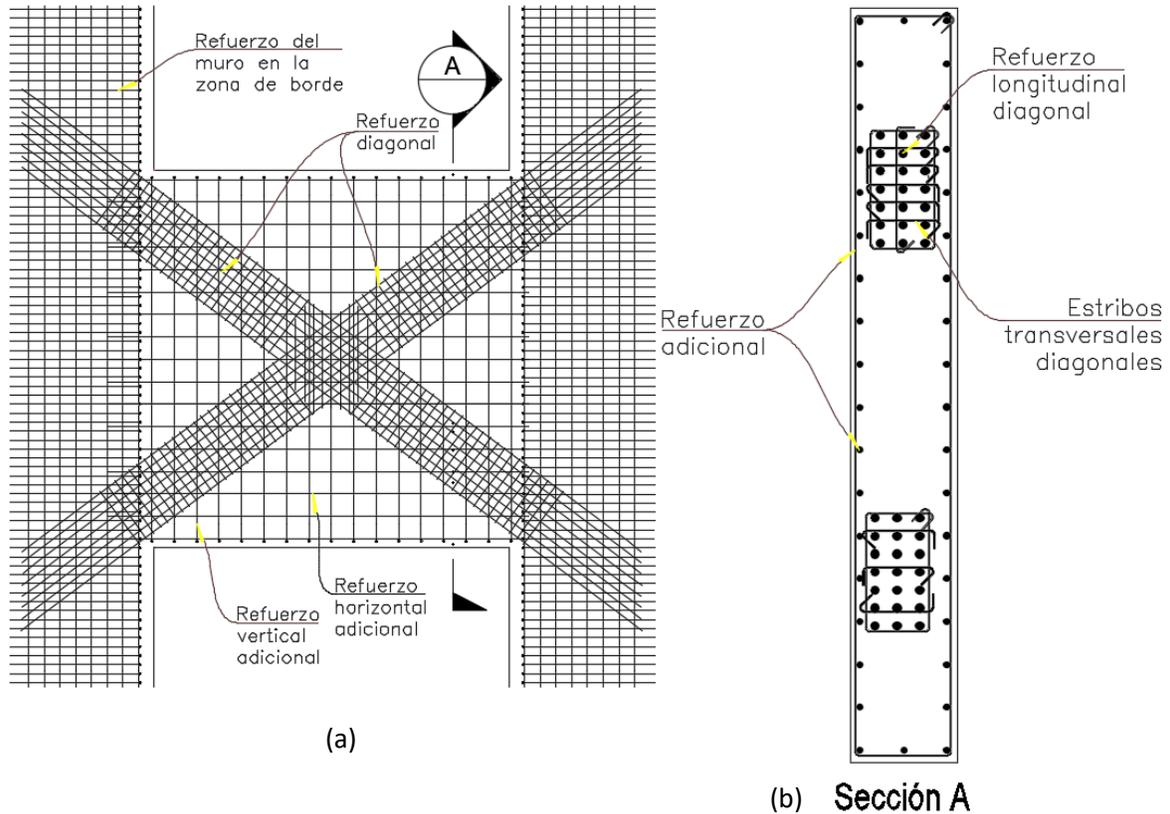


Fig. 2.3. Viga de acoplamiento esquemática y su distribución del acero de refuerzo. (a) Sección longitudinal de esta viga. (b) Sección transversal, aumentada, de la viga de acoplamiento

## 2.2 Investigaciones sobre el sistema de muros acoplados de concreto reforzado

Desde los años 70's se realizaron pruebas a vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal para investigar su comportamiento.

Paulay, (1971), examinó el comportamiento de vigas de acople de concreto cortas, que se forman en los muros de concreto en edificios de varios pisos y su daño o falla en terremotos cercanos a esa fecha. Los estudios analíticos y experimentales que realizó indican que la capacidad a flexión de este tipo de vigas se reduce a causa de las grandes fuerzas de cortante, incluso si se evita una falla por tensión diagonal mediante el refuerzo en el alma de la viga. Después del agrietamiento diagonal, la distribución de las fuerzas internas difiere mucho de las vigas de proporciones normales. Observó que el refuerzo a flexión se encuentra a tensión en secciones donde debe estar en compresión afectando su ductilidad. También observó que la rigidez, después del agrietamiento, es inferior al 20% de la rigidez de la viga de acoplamiento sin grietas. Por último, concluyó que el esquema teórico de armadura, utilizado para el análisis de fuerza cortante, es seguro para propósitos de diseño. Con todo lo anterior, Paulay, (1980), introdujo la idea de usar refuerzo diagonal para ayudar a prevenir fallas por deslizamiento por cortante en vigas con la relación  $L/H < 4$ , proporcionándoles una ductilidad adecuada y asegurándose que la mayor parte de la energía se disipe en estas vigas de acoplamiento.



Paulay y Binney, (1974), analiza con el refuerzo diagonal en vigas de acoplamiento y éste surge como una opción alternativa (importante y viable) al refuerzo convencional, gracias a sus investigaciones.

Takehira Takayanagi y William C. Schnobrich, (1979), realizaron una investigación sobre el mecanismo de falla y la historia de la respuesta no lineal de un sistema de muros acoplados, sometido a cargas dinámicas y estáticas, a través de un modelo analítico. Los muros y vigas de acople fueron representados por elementos a flexión; la rigidez axial y a cortante fueron incluidos en los miembros de muros. Las características de rigidez de cada miembro son determinadas por propiedades inelásticas, además los lazos de histéresis adecuados para cada miembro se establecen para incluir las características específicas de los sistemas de muros acoplados. Los resultados fueron comparados con pruebas realizadas a estructuras sometidas a cargas estáticas y dinámicas en el simulador de terremotos de Illinois. Ellos obtuvieron las siguientes conclusiones del análisis estático: las acciones inelásticas en las conexiones de las vigas ocurrieron primero que en los muros, esta fluencia ocurrió en niveles intermedios de la estructura y después se propagó a niveles superiores e inferiores de la misma. Es necesario asumir la forma de la rigidez inelástica axial en la sección del muro para reproducir el comportamiento estructural general observado en la prueba. Una gran parte de la fuerza cortante en el muro a tensión se transfiere al muro en compresión debido a la iniciación temprana de la acción inelástica en el muro a tensión, antes de cualquier desarrollo de compresión en el muro. El acoplamiento entre los muros ejerce una influencia considerable en los desplazamientos horizontales del sistema y en el momento en la base. El momento flexionante del muro se concentra en el muro de compresión, reflejando el deterioro temprano de la rigidez del muro a tensión antes de la del muro a compresión. La reducción en los lazos de histéresis y la disminución de la resistencia de las vigas de conexión producen grandes desplazamientos de la estructura en ciclos posteriores y, en consecuencia, aceleran el deterioro de la rigidez estructural.

Para el análisis dinámico, ellos llegaron a las siguientes conclusiones: el modelo analítico representa satisfactoriamente la máxima respuesta y la forma de las ondas de respuesta, especialmente en la elongación del periodo (producto de la degradación de rigidez estructural) que se registró en la prueba. Las acciones inelásticas de las vigas de conexión juegan un papel importante en el control de la respuesta estructural, ya que la fuerza de esta viga controla las fuerzas axiales que se desarrollan en el muro y la capacidad de momento en el muro se ve afectada por los cambios de estas fuerzas axiales. Es necesario incluir los efectos de la rigidez axial inelástica de la sección del muro, la reducción del área de lazos de histéresis y la disminución de la resistencia de las vigas de conexión en los cálculos para reproducir la respuesta máxima de desplazamiento y el alargamiento del período que eran evidentes al final de las pruebas.

Murat Saatcioglu, Arnaldo T. Derecho y W.G. Corey, (1983), investigaron las técnicas de modelado para el análisis de la respuesta dinámica inelástica de muros estructurales acoplados, teniendo énfasis en efectos de los parámetros que definen el ciclo de histéresis. Específicamente, se consideran los efectos de la interacción fuerza axial-momento, reducción de la fuerza, cortante y la carga y descarga del ciclo de histéresis. Los resultados indicaron que la fuerza axial y la reducción de resistencia de las vigas tienen efectos importantes en la respuesta de este sistema. Además, concluyeron que las fuerzas y desplazamientos máximos no parecen ser afectados significativamente por la fluencia por corte o por reducciones en los lazos histeréticos.



K. Nam Shiu, T. Takayanagi y W. Gene Corley, (1984), realizaron pruebas experimentales de dos sistemas de muros estructurales acoplados, a una escala de 1:3, aplicando carga incremental reversible en su plano. Cada sistema representó una estructura de seis niveles. El primer sistema simulaba un sistema de muros estructurales con vigas de acoplamiento débiles. El segundo, tenía vigas de acoplamiento más rígidas y resistentes. Se compararon los resultados experimentales con un modelo analítico, identificando parámetros de influencia en el comportamiento de muros estructurales acoplados.

Haciendo las comparativas de los modelos experimentales y analíticos, los autores concluyeron que, de las características de deformación del sistema de muros existió una importante redistribución de cortante y momento entre los elementos del muro con las vigas de acople de mayor resistencia. La fuerza cortante y el momento fueron transmitidos del muro de tensión al de compresión a través de la viga de acoplamiento, además la carga axial inducida por la acumulación de fuerza cortante en las vigas de acople influyó significativamente el comportamiento y ductilidad de los muros estructurales individuales. La reparación de la viga de acoplamiento por otra más resistente fue simple y efectiva. También, con ayuda del modelo analítico, se concluyó que la interacción entre el comportamiento axial y flexión se convirtió en un factor importante en el análisis.

T. Paulay y M. J. N. Priestley, (1992), dedica un capítulo completo de su libro “Seismic design of reinforced concrete and masonry” a describir el comportamiento de sistemas estructurales de muros en cantiliver, acoplados y los elementos que los componen. Estudia los parámetros que se deben considerar en el proceso de análisis de estos sistemas. También aborda el tema de diseño de muros con desempeño dúctil y control de cortante para asegurar cierta ductilidad. Para el sistema estructural de muros acoplados, estudia el comportamiento y modos de falla de las vigas de acoplamiento, apoyándose en ejemplos.

Galano y Vignoli, (2000), realizaron una investigación experimental sobre vigas de acoplamiento considerando distintos arreglos en el acero de refuerzo y sometidas a cargas monotónicas y cíclicas. Todos los especímenes tuvieron una relación Longitud / Peralte (L/H) de 0.75. Las configuraciones de armado fueron las siguientes: (a) refuerzo longitudinal convencional, (b1) refuerzo diagonal sin estribos alrededor de éste, (b2) refuerzo diagonal con estribos y (c) refuerzo inclinado en forma de rombo. Lo anterior se aprecia en la figura 2.4.

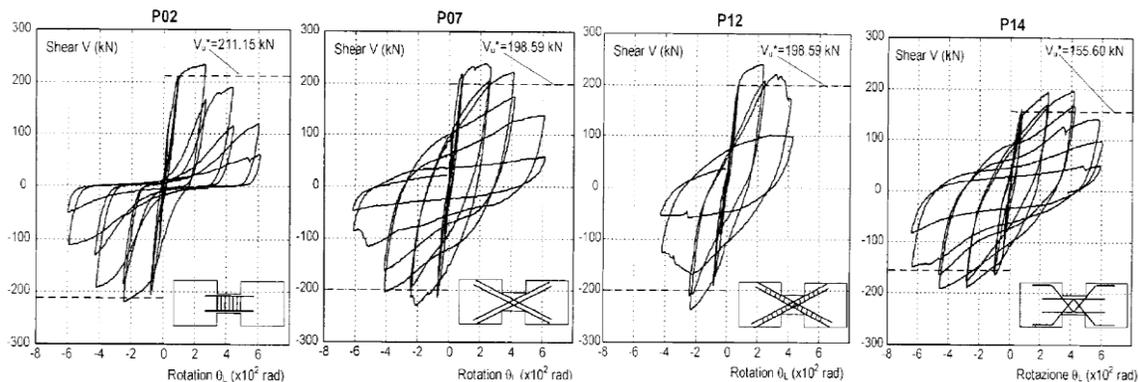


Fig. 2.4. Comportamiento histeréticos de los distintos arreglos del refuerzo en vigas de acople (Galano y Vignoli, 2000)

Los resultados de la experimentación mostraron que las vigas con refuerzo diagonal o en forma de rombo tuvieron un mejor comportamiento que las vigas con refuerzo longitudinal convencional. Esta mejoría fue la resistencia, resultado de mecanismos de armadura que



se desarrolló en las vigas de acoplamiento después del primer agrietamiento. En cuanto a la disipación de energía, las diferencias fueron insignificantes entre el diseño diagonal y en forma de rombo. Sin embargo, la disposición en forma de rombo fue más ventajosa en términos de capacidad de ductilidad rotacional y decaimiento en la resistencia y en la rigidez de las vigas.

Sergio Breña, Miguel Fernández Ruiz, Neven Kostic y Aurelio Muttoni, (2009), analizan algunos parámetros como esbeltez, el refuerzo o incluso el modo de falla de acuerdo con los resultados obtenidos de una campaña experimental. Se discuten varios métodos para la construcción de una curva de fuerza-deformación para vigas de acoplamiento sujetas a fuerzas sísmicas y las compararon con experimentos realizados a elementos de gran escala. Concluyen que los parámetros mencionados anteriormente tienen gran influencia sobre la resistencia y comportamiento (capacidad de deformación) de las vigas de acoplamiento. También señalan que las curvas disponibles en los documentos de evaluación sísmica, por ejemplo ASCE 41, representan razonablemente el comportamiento de la envolvente de las vigas de acoplamiento si se introducen ciertas modificaciones en las recomendaciones existentes. Por último, concluyen que la degradación de rigidez del concreto sujeto a carga cíclica con grandes amplitudes juega un papel importante en la relación fuerza cortante-rotación angular de las vigas de acoplamiento.

NEHRP Seismic Design Technical Brief No.4 “Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design”, (2010), es una guía para el análisis sísmico no lineal, en la cual se plasman recomendaciones sobre parámetros de demanda no lineal, modelado de componentes estructurales, requisitos sobre análisis estático o dinámico no lineal, etc. En la práctica las estructuras, generalmente, son diseñadas para tener una resistencia sísmica mediante un análisis elástico, sin embargo, éstas experimentarán deformaciones inelásticas durante un sismo largo. Los métodos modernos de diseño basado en desempeño requieren determinar de manera aproximada el comportamiento realista ante dichas demandas sísmicas. Gracias al avance del cálculo computacional y los datos de pruebas que se han realizado, los análisis no lineales proporcionan los medios para calcular la respuesta más allá del rango elástico, incluyendo la degradación de resistencia y rigidez asociado con el comportamiento inelástico del material y a grandes desplazamientos. Estos análisis aplican para la evaluación y diseño de la rehabilitación de edificaciones existentes y para diseñar nuevos edificios que empleen materiales estructurales, sistemas u otras características que no se ajusten a los requisitos actuales de los códigos de construcción.

NEHRP Seismic Design Technical Brief No.4 “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams”, (2012), es una guía para el diseño sísmico y construcción de muros estructurales y vigas de acoplamiento. Incluye recomendaciones sobre el uso de muros estructurales especiales, principios para el diseño de estos muros, guías de diseño, cuestiones de detallado y construcción de estos sistemas, etc. Los muros especiales de concreto reforzado son muros que han sido proporcionados y detallados para cumplir con ciertos requisitos especiales para resistir combinaciones de cortante, momento flexionante y fuerza axial que resultan cuando un edificio se mueve a través de múltiples ciclos de desplazamiento durante fuertes sismos. Los requisitos especiales de proporción y detallado dan como resultado un muro estructural capaz de resistir fuertes sismos con pérdida aceptable de rigidez y resistencia.



### 2.3 Sistema sismorresistente de muros acoplados de concreto reforzado

Los muros acoplados de concreto reforzado son resultado de necesidades arquitectónicas en dicho diseño, como lo son las ventanas, puertas, ductos de servicio y/o detalles arquitectónicos. El acoplamiento, que se realiza mediante viga cortas de gran peralte, en este tipo de sistemas debe ser suficientemente resistente para transmitir fuerzas cortantes de un muro a otro, lo que implica que exista flexión y cortante en lo que anteriormente se denominó vigas de acoplamiento, siendo éstas últimas fuerzas que pueden volverse muy importantes cuando se desarrolla su resistencia máxima a flexión (Fig. 2.4).

El mecanismo de colapso deseado en este sistema sismorresistente es la formación de articulaciones plásticas, primero en los extremos de las vigas de acoplamiento, para cumplir con el objetivo de resistir el mayor cortante posible, y segundo, la formación de estas articulaciones en la base de los muros, completándose así el mecanismo que se quiere alcanzar. Es importante mencionar, tanto para comprender la ventaja del uso de estos muros y porque es un planteamiento inicial de este trabajo, que en los muros acoplados bien detallados expuestos a sismos severos el proceso del mecanismo de falla sí se dio como se explicó al inicio de este párrafo.

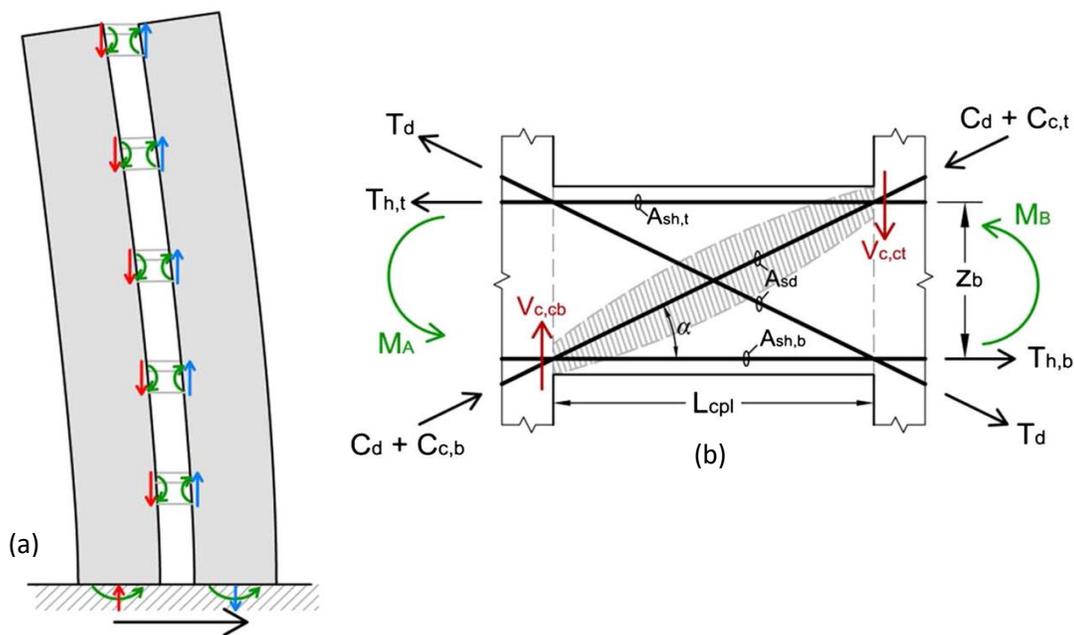


Fig. 2.5. (a) Fuerzas de las vigas de acoplamiento sobre los muros y la reacción resultante en la base.  
(b) Fuerzas en los extremos de las vigas de acople, Lu y Panagiotou, (2016)

El FEMA 356, (FEMA 356, 2000) en la sección 6.8.2 del capítulo 6, menciona que las vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal, generalmente, tendrán una respuesta histerética estable ante cargas reversibles.

En el ACI 318, (2008), utilizado por los encargados del diseño estructural, en las secciones 21.9.7.1 y 21.9.7.2 del capítulo 21 distingue entre vigas de acoplamiento con  $L/H \geq 4$  y  $L/H < 2$ , respectivamente. Las vigas de acoplamiento que forman parte de la torre que se estudia

en este trabajo pertenecen a la relación  $L/H < 2$ , y por lo tanto, deben reforzarse con dos grupos de varillas como se muestra en la figura 2.3.

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, (NTCDCEC-04, 2004), normativa también ocupada por los diseñadores para Torre Reforma, se menciona que para una relación  $L/H < 2$  la viga constará de dos grupos de barras diagonales dispuestas de manera simétrica respecto al centro del claro.

Las dos normativas mencionadas anteriormente, ACI 318-08 y NTCDCEC-04, tienen un enfoque muy similar respecto a estas vigas que unen muros sujetos a fuerzas horizontales inducidas por sismo. En particular, el ACI 318-08 dentro de los comentarios en dicha normativa menciona que las vigas de acople de gran peralte pueden estar controladas por cortante y ser susceptibles a la degradación de rigidez y resistencia bajo cargas sísmicas. Debido a esto, el refuerzo diagonal confinado proporciona toda la resistencia a cortante de la viga y a momento correspondiente.

El cortante nominal de este elemento estructural, de acuerdo con ACI 318-08, se calcula con la ecuación 2.1 (en sistema MKS) y conforme a las NTCDCEC-04 con la ecuación 2.2 (en sistema MKS), mismas que se presentan a continuación:

$$V_n = 2 A_{vd} f_y \text{ sen} \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'c} A_{cw} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

$$V_u = 2 FR A_{sd} f_y \text{ sen} \theta \leq 2.5 \sqrt{f'c} b d \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Los términos en las ecuaciones 2.1 y 2.2 se refieren a lo siguiente:

$A_{vd}$ ,  $A_{sd}$ , es el área total del refuerzo longitudinal de cada diagonal, en  $\text{cm}^2$ .

$f_y$ , es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$\alpha$ ,  $\theta$ , es el ángulo que forma el elemento diagonal con la horizontal, en grados.

$A_{cw}$ , es el área de la sección de concreto de la viga de acoplamiento, en  $\text{cm}^2$ .

$b$ , es el ancho de la viga de acoplamiento, en  $\text{cm}$ .

$d$ , es el peralte efectivo de la viga de acoplamiento, en  $\text{cm}$ .

## 2.4 Diseño por desempeño

Los principios de diseño por capacidad promueven la fluencia por ductilidad en elementos seleccionados y protegen contra todos los modos de comportamiento no dúctil. La implementación del diseño por capacidad se puede resumir en tres pasos:

- Selección de un mecanismo de fluencia deseable para la estructura, identificando aquellos elementos que estén destinados a tener un comportamiento plástico. Dicho mecanismo deberá maximizar la disipación de energía y lograr la concentración de deformaciones plásticas.
- Detallado de los elementos designados para fluir y proveer una adecuada capacidad de ductilidad.



- Todos los demás elementos serán destinados a responder de manera elástica, proporcionando una resistencia mayor que las demandas esperadas en un sismo fuerte.

Un diseño adecuado y un desempeño aceptable de la edificación se deben demostrar usando dos distintos niveles de sismo, lo cuales se describen a continuación:

- Comportamiento de servicio ante un sismo frecuente: el sismo del nivel de servicio se tomará como un evento que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en 30 años. El propósito de esta evaluación es validar que los componentes estructurales y no estructurales del edificio conservan su funcionalidad general durante y después de tal evento. Las reparaciones, si es necesario, se espera que sean menores y podrían realizarse sin afectar sustancialmente el uso normal y la funcionalidad del edificio. Bajo este nivel de sismo, la estructura del edificio y los componentes no estructurales asociados con el edificio deben permanecer esencialmente elásticos. Esta evaluación se realizará utilizando análisis tridimensionales lineales o no lineales. Cuando las demandas exceden la resistencia proporcionada, esta superación no será tan grande como para afectar la resistencia o estabilidad residual de la estructura.
- Sismo de diseño: correspondiente a un movimiento de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociado con un 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años. Corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado para la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de la edificación.
- Baja probabilidad de colapso ante un sismo extremadamente raro. El sismo extremadamente raro se tomará como un evento que tiene una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años. Este sismo es el "Maximum Considered Earthquake" (MCE) según lo definido por ASCE 7-05, (2005), y adoptado por IBC, (2006), y CBC, (2007). El propósito de esta evaluación es proteger contra el colapso durante eventos extremadamente raros. Esta evaluación se realizará utilizando análisis de respuesta dinámica no lineal tridimensional. Este nivel de evaluación pretende demostrar que el colapso no se produce cuando el edificio está sujeto a los movimientos de suelo mencionados anteriormente. Las demandas se comprueban tanto frente a los miembros estructurales del sistema resistente a la fuerza lateral como a otros miembros estructurales. La fachada y sus conexiones a la estructura deben adecuarse a los desplazamientos por MCE sin falla.

De acuerdo con las demandas mencionadas anteriormente y un trabajo conjunto entre diseñadores estructurales y el despacho arquitectónico encargado del proyecto, se propusieron los objetivos de desempeño sísmico mostrados en la tabla 1.



Tabla 2.1. Nivel de desempeño sísmico

Nivel	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
Periodo de Retorno	43 años (Frecuente)	475 años (Raro)	2475 (Muy raro)
Objetivos básicos de seguridad	Sin daño estructural	Algún daño estructural	Considerable daño estructural, pero sin colapso
Objetivos de desempeño mejorado	Sin daño estructural	Sin daño estructural	Algún daño estructural

## 2.5 Amortiguamiento en edificios altos

El amortiguamiento es una medida de la capacidad de un sistema para disipar energía de vibración. Cuando la resonancia es un componente importante de la respuesta dinámica, como es el caso del edificio en estudio, el amortiguamiento es un parámetro clave que mejora el desempeño y respuesta de la estructura.

Cualquier edificación tiene cierta cantidad de amortiguamiento, el cual es inherente a la estructura misma. Este depende de varias cosas que incluyen los materiales usados, equipamiento del edificio y la altura.

En el diseño edificios altos debe valorarse el amortiguamiento disponible, ya que tiene un impacto en el tamaño de los elementos y costo. El sobreestimar este parámetro, conducirá a un movimiento excesivo en la estructura causando incomodidad a los ocupantes. Inversamente, subestimar el amortiguamiento resultará en un diseño bastante conservador y aumento en el costo de la obra.

El amortiguamiento en edificios altos sólo puede obtenerse a través de mediciones realizadas sobre estructuras existentes. La mejor recopilación de datos de alta calidad es de Tamura et al, (2003), con un extenso programa en Japón. A continuación, en la figura 2.5, se presenta una gráfica derivada de los trabajos de Tamura y otras mediciones en edificios altos en el este de Asia y algunas chimeneas altas.

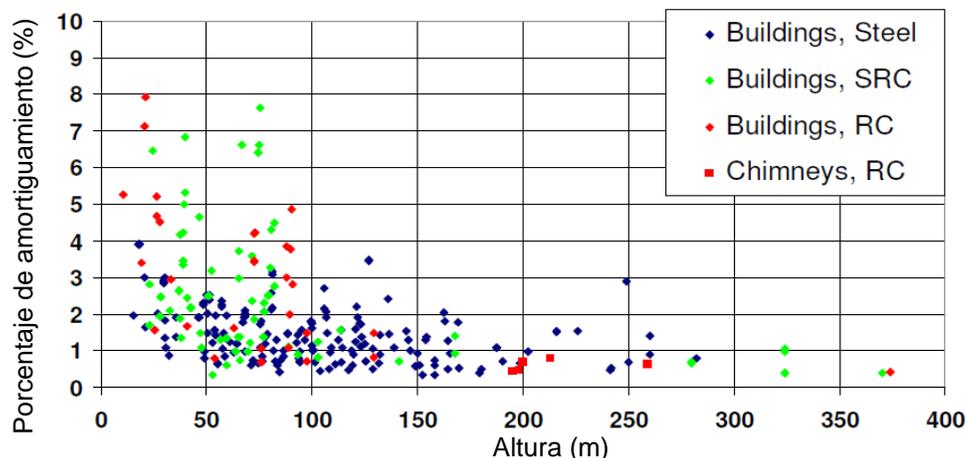


Fig. 2.6. Amortiguamiento inherente en edificios altos (ARUP, 2008)



En la anterior figura se aprecia una gran dispersión de los datos, es evidente que para edificios altos de concreto reforzado y de concreto reforzado compuesto el amortiguamiento probablemente será menor al 1% del crítico. Estos valores son más bajos que los utilizados convencionalmente para edificios típicos de gran altura, pero son consistentes con las tendencias en los datos medidos a medida que aumenta la altura.

La razón por la que el amortiguamiento es mayor con los edificios más bajos es que la rigidez de los elementos no estructurales, como las fachadas, son una proporción mayor de la rigidez total en estos edificios en comparación con los altos. Por lo anterior y para el desarrollo de esta tesis, se tomará como amortiguamiento inicial un 2% del crítico.

## 2.6 Método de banda ancha para cálculo de amortiguamiento

El método denominado ancho de banda se deriva de una propiedad importante de la curva de respuesta en la frecuencia para el factor de amplificación dinámica de deformación (Chopra, 2014). Este método se define y aprecia en la figura 2.6, en donde  $\omega$  es la frecuencia de excitación,  $\omega_n$  es la frecuencia natural no amortiguada,  $\omega_a$  y  $\omega_b$  son las frecuencias de la excitación a cada lado de la amplitud resonante y  $\xi$  es el amortiguamiento.

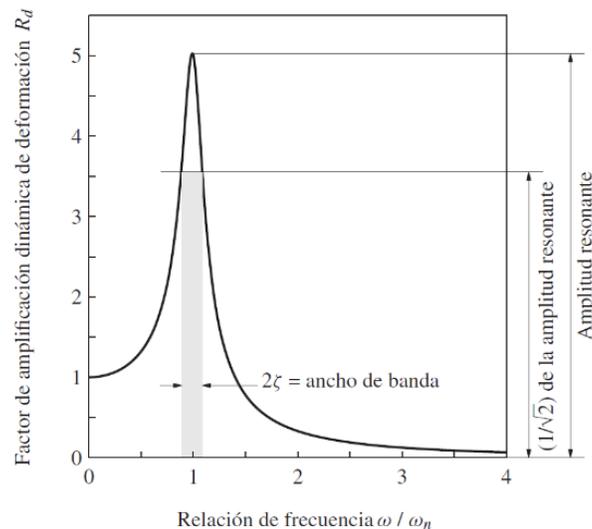


Fig. 2.7. Definición de ancho de banda (Chopra, 2014)

La ecuación con la que se calculó el amortiguamiento se origina del siguiente planteamiento:

Se iguala el factor de amplificación dinámica de deformación,  $R_d$ , con  $1/\sqrt{2}$  veces la amplitud resonante de  $R_d$ :

$$\frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}} = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - \xi^2}} \quad \text{Ec. (2.3)}$$



Se invierte ambos lados de la ecuación 2.3, elevando al cuadrado y reordenando los términos, se obtiene:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^4 - 2(1 - 2\xi^2)\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + 1 - 8\xi^2(1 - \xi^2) = 0 \quad \text{Ec. (2.4)}$$

La ecuación 2.4 es una ecuación cuadrática cuyas raíces son:

$$\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 = (1 - 2\xi^2) \pm 2\xi\sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Como se sabe, en las estructuras de la práctica se tiene un amortiguamiento pequeño, entonces, en los dos términos de la ecuación 2.5, que contiene  $\xi^2$ , pueden eliminarse, quedando:

$$\frac{\omega}{\omega_n} \simeq 1 - \xi^2 \pm \xi\sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Ec. (2.6)}$$

De la ecuación 2.6, se obtiene dos términos consecuencia de los signos que ahí se observan, denominándose  $\beta_1$  y  $\beta_2$  respectivamente:

$$\beta_1 = 1 - \xi^2 + \xi\sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Ec. (2.7)}$$

$$\beta_2 = 1 - \xi^2 - \xi\sqrt{1 - \xi^2} \quad \text{Ec. (2.8)}$$

Restando  $\beta_1$  de  $\beta_2$ , se tiene:

$$\beta_2 - \beta_1 = 2\xi\sqrt{1 - \xi^2} \simeq 2\xi \quad \text{Ec. (2.9)}$$

Ahora, sumando  $\beta_1$  y  $\beta_2$ , resulta:

$$\beta_2 + \beta_1 = 2(1 - \xi^2) \simeq 2 \quad \text{Ec. (2.10)}$$

Combinando las ecuaciones 2.9 y 2.10, se llega a la fórmula que se ocupará en los próximos capítulos para el cálculo del amortiguamiento:

$$\xi = \frac{\beta_2 - \beta_1}{\beta_2 + \beta_1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \quad \text{(Ec. 2.11)}$$

Debido a que no se cuenta con registros de dispositivos de medición en el edificio de 57 niveles, se recurrirá al análisis de la estructura mediante un modelo matemático que considere las recomendaciones necesarias para representar un buen comportamiento histerético. Se ocupará el método de ancho de banda para el cálculo de amortiguamiento; el procedimiento seguido se explica brevemente a continuación.

En primera instancia los acelerogramas son la señal de entrada al sistema, dicho registro se ocupó para calcular el espectro de Fourier de la respuesta del suelo. Por medio del modelo analítico del edificio, se obtuvo la respuesta y, de igual manera, se calculó su espectro de Fourier. Con estos dos espectros, se realiza un cociente espectral de la



respuesta del sistema entre la respuesta del suelo, obteniendo una función de transferencia en cuyas abscisas están las frecuencias correspondientes a una amplitud de  $A = \frac{A_{m\acute{a}xima}}{\sqrt{2}}$ , donde  $A_{m\acute{a}xima}$  es la máxima amplitud, ver figura 2.6. Con el método de ancho de banda se calcula el amortiguamiento aproximado mediante la ecuación 2.11.



## Capítulo 3: Estructura estudiada

### 3.1 Descripción de la estructura

La estructura de 57 niveles que se estudia es el edificio denominado Torre Reforma. Se localiza en la en la CDMX (Ciudad de México) sobre la avenida Paseo de la Reforma. Es un edificio construido con los más altos requisitos para desempeño sísmico y sustentabilidad. Este proyecto introdujo en la Ciudad de México nuevos parámetros para la construcción de edificios altos ya que su altura total es de 244 m., lo que convierte a este edificio en uno de los más altos de en México.

El edificio presenta una distribución aproximadamente triangular en planta, ver figura 3.1, optimizando la vista de los ocupantes hacia el Bosque de Chapultepec. Cuenta con 57 niveles que alojan oficinas comerciales y espacios para un club deportivo, también dispone de 10 niveles de sótano para estacionamiento.

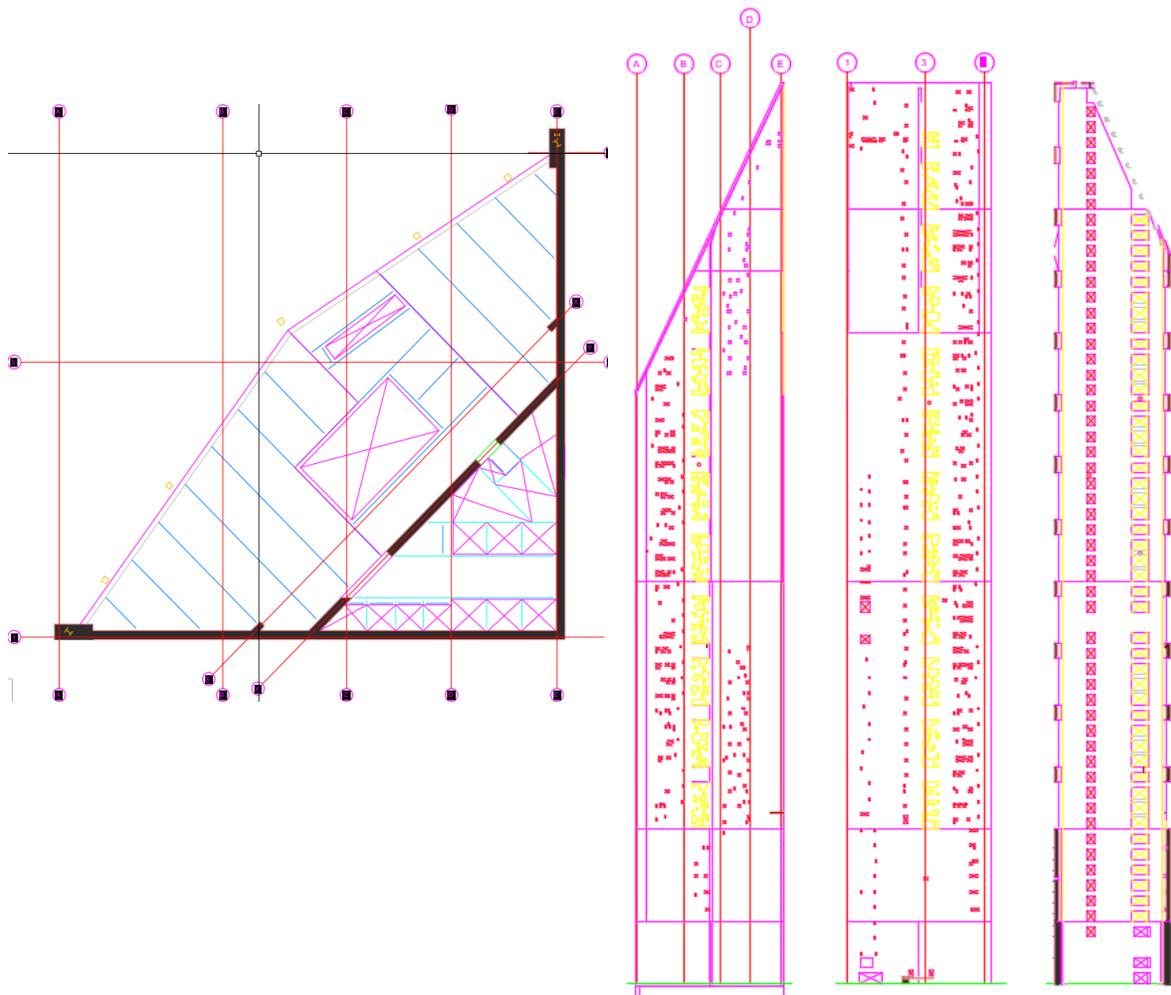


Fig. 3.1. Distribución triangular en planta y elevación (LBR&A, 2008 y ARUP, 2008)

De acuerdo con la zonificación geotécnica de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y el reporte elaborado por los



encargados del estudio de riesgo sísmico (ARUP, 2008), Torre Reforma se ubica cerca de la línea que divide la Zona II y IIIa, dentro de la zona del lago. En esta zona, el periodo dominante del suelo es largo, cerca de 1 s. El estrato de arcilla superior se caracteriza por capas intercaladas de arcilla y arena limosa cuyo espesor y características varían en cortas distancias. El material compresible se extiende, aproximadamente, a una profundidad máxima de 25 m.

De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior, la solución propuesta para la cimentación fue a base de pilas o muros pila y barretes con una profundidad de al menos 52 m debajo del nivel de banquetta sobre la capa de arena limosa. Los muros pila tiene un espesor de 1.20 m., mientras que los barretes varían en longitud y con un espesor de 80 cm.

### 3.2 Descripción del sistema sismorresistente y el proceso de diseño

El sistema lateral principal es un núcleo de concreto reforzado triangular excéntrico de altura completa, unido con vigas de acoplamiento.

Dentro del periodo preliminar de diseño estructural de la Torre los diseñadores analizaron y evaluaron, de manera rigurosa, distintas propuestas estructurales, dentro de las cuales se encuentran las siguientes:

- a) Núcleo de concreto con armaduras verticales “Outriggers”.
- b) Sistema de rejilla metálica perimetral.
- c) Núcleo triangular de concreto reforzado.
- d) Muro de cortante a base de placa de acero en combinación con vigas de acero y columnas de sección compuesta.
- e) Sistema de muros de concreto reforzados acoplados mediante vigas (denominadas vigas de acoplamiento) en conjunto con un sistema de diagonales metálicas (Diagrid) como fachada de la Torre.
- f) Sistema de muros estructurales con vigas de acoplamiento y un sistema de diagonales metálicas en fachada.

Dentro de la evaluación de dichos sistemas estructurales, se realizó una comparativa entre materiales utilizados por cada uno de éstos, volúmenes y el costo correspondiente, llegando a un costo-beneficio estructural del sistema seleccionado. Aunado a lo anterior, se revisaron distintos arreglos de las diagonales de acero como fachada del edificio.

El mismo proceso de análisis, evaluación y comparación se realizó para elegir el sistema de piso, entre las siguientes propuestas: vigas de acero en sección compuesta, vigas almenadas (Castellated beams) en sección compuesta, un sistema denominado “Sandwich de placas” (Sandwich Plate System), que consiste en dos placas de acero con un núcleo de poliuretano soportadas por vigas de acero o armaduras, Tridilosa y sistema de triditrabes con losacero.

Los diseñadores estructurales, basados en los resultados de los múltiples análisis de los sistemas antes mencionados, decidieron optar por un núcleo de concreto reforzado triangular excéntrico unido con vigas de acoplamiento de altura completa. Dado que el centro de masa de cada una de las placas del piso está ubicado fuera del núcleo, los muros y el núcleo solo conducirían a una irregularidad de torsión significativa. Por lo tanto, la tercera cara del edificio incorpora diagonales de acero estructural para resistir cargas



laterales y para llevar cargas de gravedad desde el sistema de piso a los muros estructurales principales.

Los diseñadores realizaron un análisis cuidadoso en cuanto al comportamiento torsional del edificio, investigando el comportamiento global cuando los muros estructurales, vigas de acoplamiento y diagonales de acero fluyeran, con el fin de garantizar que la fluencia de algunos de estos elementos no condujera a un comportamiento torsional desenfrenado. Además, para mantener la rigidez torsional del núcleo de concreto, las vigas en el núcleo fueron diseñadas para que tuvieran una respuesta principalmente elástica durante el Sismo Máximo Creíble (MCE por sus siglas en inglés), mientras que las vigas de acoplamiento, que unen a este núcleo con los muros estructurales, fueron diseñadas para fluir y disipar energía por ductilidad.

### 3.3 Modelado de la estructura

#### 3.3.1 Consideraciones generales

Para el análisis de la estructura se usó un programa comercial de análisis estructural muy utilizado en la práctica. Dicho programa cuenta con la posibilidad de realizar análisis no lineales estáticos y dinámicos, como es el análisis paso a paso, siendo este último utilizado para el análisis de la torre estudiada.

Es importante mencionar que para fines de este trabajo, que se centra en la disipación de energía por medio del comportamiento no lineal de las vigas de acople y se basa en los artículos mencionados en la sección 2.2 del capítulo 2 de ésta tesis, así como en el reporte emitido por los diseñadores estructurales de la torre (ARUP, 2008), se asume que el comportamiento de los muros será elástico y que la disipación se concentrará en las vigas de acoplamiento mediante la formación de articulaciones plásticas.

El programa de análisis cuenta con la metodología de plasticidad concentrada en elementos barra o “frames” (término en inglés) para representar el comportamiento no lineal de los materiales; con esto se modelaron las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de acoplamiento, que como se mencionó anteriormente, son las encargadas de disipar la energía mediante la formación de dichas articulaciones.

Las reglas de histéresis son esenciales para un análisis dinámico no lineal de la estructura, siendo éstas las responsables de representar el comportamiento no lineal más apegado a la realidad de un elemento o estructura mediante modelos matemáticos, simples o complejos, que son resultado de análisis basados en el comportamiento físico de los materiales (con ayuda de curvas esfuerzo-deformación de los materiales estructurales) o en modelos empíricos (formulados a partir de resultados experimentales). El programa de análisis también cuenta con distintos modelos de histéresis predeterminados como son: Elástico, Cinemático, Degradante, Takeda, Pivote (similar al modelo de Takeda pero con parámetros que controlan la degradación), Concreto, Endurecimiento BRB (para contraventeos restringidos al pandeo) e Isotrópico; cada uno de estos con características particulares.

Los registros sísmicos fueron proporcionados por los encargados del estudio de riesgo sísmico (ERN, 2008) mediante espectros de sitio y acelerogramas con periodos de retorno de 43 (Sismo de Servicio), 475 (Sismo de Diseño) y 2475 años (Sismo Máximo Creíble).



### 3.3.2 Descripción de la sección y refuerzo en vigas de acoplamiento

La distribución en altura de las distintas secciones de muros acoplados de concreto reforzado y vigas de acoplamiento se aprecia en la figura 3.2. Existen disminuciones de sección desde los 55 cm hasta los 30 cm en el espesor de los muros y, como consecuencia y siguiendo el mismo patrón, en el ancho de las vigas de acoplamiento.

En cuanto a las vigas de acoplamiento, así como se mencionó en el párrafo anterior en el sentido de que su ancho varía con la altura, esto mismo ocurre con el armado; en específico con el refuerzo diagonal. En la tabla 3.1 se describe el armado de estos elementos estructurales.

Tabla 3.1. Acero de refuerzo en las vigas de acoplamiento

ACERO DE REFUERZO EN LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO										
Nivel	Refuerzo longitudinal diagonal					Estribos de las diagonales				
	Tamaño de varillas	Columnas		Filas		Vertical		Horizontal		Espaciamiento (mm)
		# de varillas	Espaciamiento (mm)	# de varillas	Espaciamiento (mm)	# de varillas	Tamaño de varillas	# de varillas	Tamaño de varillas	
0 a 4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4 a 10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10 a 25	#10	3	125	9	100	3	#5	9	#5	140
25 a 41	#10	3	100	7	100	3	#5	7	#5	125
41 a 49	#10	2	150	7	100	2	#6	7	#6	125
49 a 57	#10	2	100	5	100	2	#6	5	#6	100

Nivel	Refuerzo adicional			
	Refuerzo vertical		Refuerzo horizontal	
	Tamaño de varillas	Espaciamiento (mm)	Tamaño de varillas	Espaciamiento (mm)
0 a 4	-	-	-	-
4 a 10	-	-	-	-
10 a 25	#5	200	#5	200
25 a 41	#5	200	#5	200
41 a 49	#5	200	#5	200
49 a 57	#5	200	#5	200



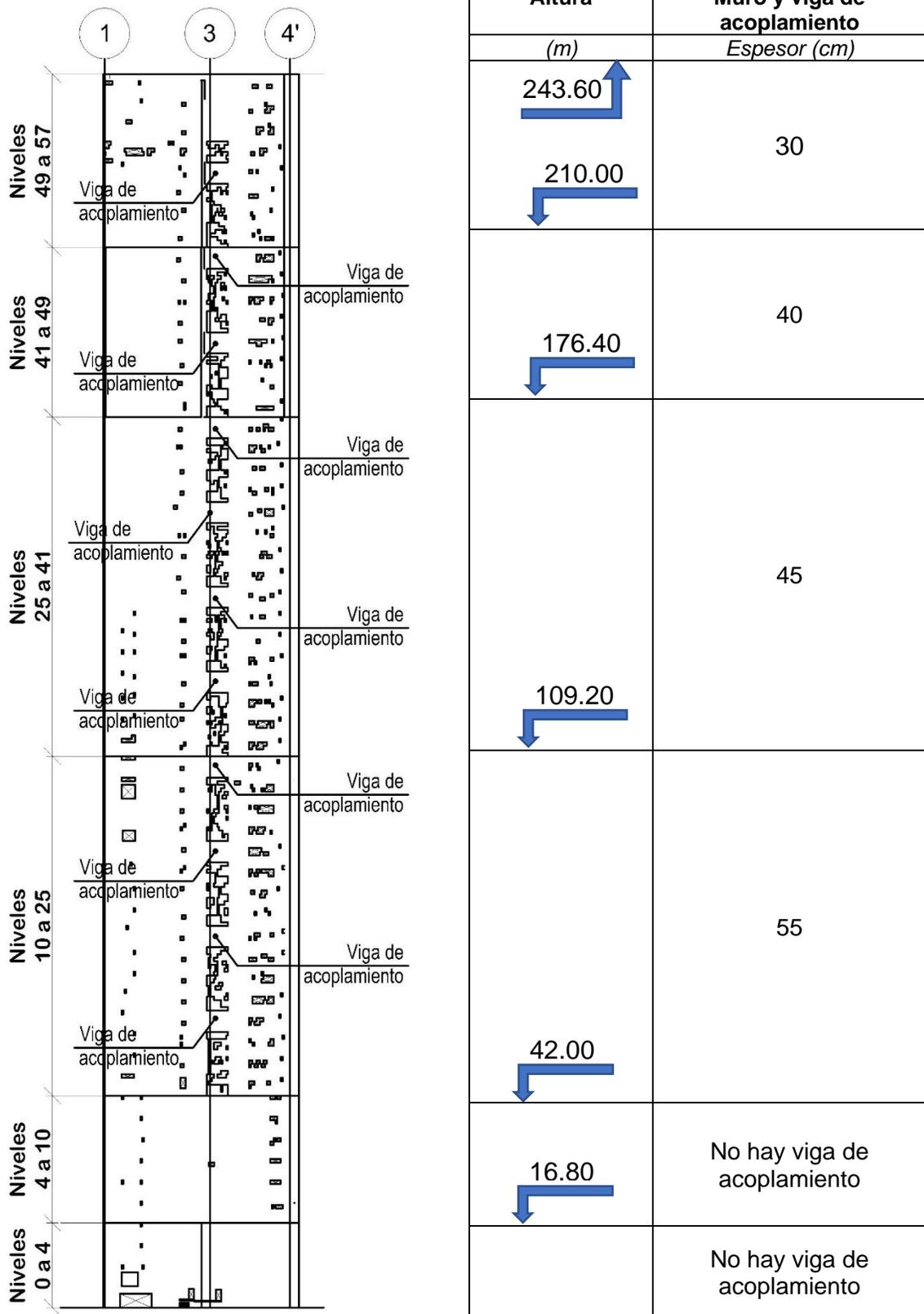


Fig. 3.2. Distribución en altura de los muros acoplados.



### 3.3.3 Criterios para el modelo matemático

#### 3.3.3.1 Normativas consultadas para modelado

En esta sección se mencionarán las recomendaciones que se tomaron en cuenta para el modelado de las vigas de acoplamiento, las cuales se encuentran en documentos como ASCE 41-05 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” (ASCE 41-05, 2005), FEMA 356 (2000), FEMA 306 (1998), PEER/ATC 72-1 “Recommendations for the Seismic Design of High-Rise Buildings (PEER/ATC 72-1, 2010), Council of Tall Buildings and Urban Habitat” (CTBUH-08, 2008) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2017 (NTCDCEC-17, 2017).

Cabe mencionar que todos estos documentos fueron utilizados y mencionados en el reporte estructural de Torre Reforma (ARUP, 2008), con excepción de las NTCDEC-17 (2017), ya que en el año de elaboración de dicho reporte se encontraban vigentes las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004. Como aclaración, y sólo de manera comparativa, del Apéndice D de las NTCDEC-17 (2017) se tomaron las recomendaciones y el cálculo de los parámetros que corresponden a la sección de momento-rotación, que como se explicará más adelante, fue la opción elegida para el análisis del comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento.

También es importante mencionar que dentro de este Apéndice D se menciona que existe información más detallada para realizar análisis no lineales en PEER/ATC 72-1 (2010), lo cual fue considerado en la realización de este trabajo.

#### 3.3.3.2 Consideraciones y recomendaciones utilizadas en el modelado de las vigas de acoplamiento.

De acuerdo con ASCE 41-05 (2005), se ha comprobado de manera experimental que el comportamiento inelástico de las vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal es mucho mejor con respecto a la resistencia, rigidez y disipación de energía que el observado en estas vigas pero sólo con refuerzo convencional. En el capítulo 6.7 “Concrete Shear Walls” se comenta que este tipo de refuerzo diagonal brinda a la viga un comportamiento histerético estable ante cargas reversibles y, por lo tanto, estos miembros estructurales pueden modelarse por medio de elementos “frame” utilizados en los análisis típicos de marcos.

En la sección C6.7.2.1 del capítulo 6.7 de ASCE 41-05 (2005) se menciona que para vigas de acople que tienen refuerzo diagonal que satisfacen los requisitos del ACI 318-08 (2008) se permite usar un elemento viga que representa sólo la flexión. Basándose en esto, el modelo realizado para la torre en estudio contempló elementos con comportamiento controlado por la flexión, ya que las vigas de acoplamiento sí cumplen con lo requerido en la sección 21.9.7.4 del ACI 318-08 (2008), que entre otras cosas, establece que el refuerzo diagonal proporciona la resistencia a cortante y a momento del elemento. El cálculo del cortante nominal ya se mencionó en la Ec. 2.1, mientras que el momento nominal se calcula como:

$$M_n = A_s f_y \cos \alpha (h - 2d') \quad (\text{Ec. 3.1})$$



Los términos en la Ec. 3.1 se refieren a lo siguiente:

$M_n$ , es el momento nominal, en kg-cm.

$A_s$ , es el área total del refuerzo diagonal en una dirección, en  $\text{cm}^2$ .

$f_y$ , es el esfuerzo de fluencia de las varillas del refuerzo diagonal, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$h$ , es el peralte de la viga, en cm.

$d'$ , es la distancia de la parte superior (o inferior) de la viga hasta el centroide del refuerzo diagonal, en cm.

$\alpha$ , es el ángulo que forma el refuerzo diagonal con la horizontal, en grados.

De acuerdo con lo antes mencionado de utilizar un elemento viga que represente sólo la flexión, se confirma este criterio con la tabla 6-18 del ASCE 41-05 (2005), que se refiere a parámetros de modelado y criterios de aceptación en análisis no lineales de componentes controlados por flexión de muros de concreto reforzado. Ésta contiene, entre otros elementos estructurales, a las vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal. En cambio, la tabla 6-19 de la misma normativa referente a parámetros de modelado y criterios de aceptación en análisis no lineales de componentes controlados por cortante de muros de concreto reforzado, no contiene a este tipo de vigas con el refuerzo diagonal.

Como se mencionó, el ASCE 41-05 (2005) contiene parámetros y criterios de aceptación para análisis no lineales de elementos o componentes estructurales de concreto reforzado. Dichos parámetros están contenidos en diferentes tablas como, por ejemplo, las señaladas en el párrafo anterior. Con estos parámetros y con ayuda de la gráfica que se presenta en la figura 3.3, se realizaron los análisis no lineales correspondientes.

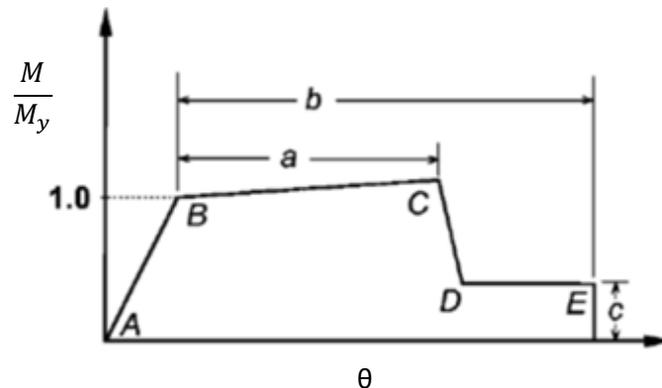


Fig. 3.3. Curva generalizada de la relación fuerza-deformación para el modelado y criterios de aceptación (ASCE 41-05, 2005)

La figura 3.3 muestra una respuesta lineal en el tramo A-B, siendo el punto B el punto de coordenadas momento y rotación de fluencia. La línea B-C es un porcentaje (entre 0% a 10%) de la pendiente elástica y se incluye para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y un valor de abscisa igual a la deformación en la que comienza una degradación significativa de la misma (línea C-D). Después del punto D, el elemento responde con una resistencia considerablemente reducida hasta el punto E. En deformaciones mayores que el punto E, la resistencia sísmica del elemento es prácticamente cero.

Para explicar el uso de la tabla 6-18 del ASCE 41-05 (2005), primero se replica la parte de interés en la tabla 3.2 (referente a vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal). Los



parámetros a y b se refieren a las deformaciones más allá del punto de fluencia; el valor de c representa la resistencia reducida después de la disminución repentina, representada por el tramo C-D en la figura 3.3.

Tabla 3.2. Parámetros de modelado y criterios de aceptación en análisis no lineales de componentes controlados por flexión de muros de concreto reforzado (ASCE 41-05, 2005)

Condiciones	Rotación de la articulación plástica (radianes)		Relación de resistencia residual	Rotación aceptable de la articulación plástica (radianes)		
	a	b		Nivel de desempeño		
			IO	LS	CP	
iii. Viga de acoplamiento de muros de corte						
Refuerzo diagonal	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030

Para hacer uso de la tabla 3.2 (tabla 6-18 en ASCE 41-05), se tiene que empezar por calcular la rotación de fluencia,  $\theta_y$  con la ecuación 3.2, para después utilizar los parámetros ahí establecidos y a partir de la figura 3.3 formar la curva generalizada correspondiente. Los niveles de aceptación del elemento se dan con los parámetros de IO, “Immediate Occupancy” (Ocupación Inmediata), LS, “Life Safety” (Seguridad de Vida) y CP, “Collapse Prevention” (Prevención de Colapso).

Se han comparado resultados obtenidos con el uso de la ecuación 3.2 del ASCE 41-06 (2005) y, generalmente, se subestima el cálculo de la rotación de fluencia en comparación con resultados experimentales; también se ha comprobado que el parámetro de rotación “a” es conservador en comparación con resultados experimentales, sin embargo no considera el efecto negativo del nivel de esfuerzo de corte en la capacidad de deformación de las vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal (Gwon, Shin, Pimentel, & Lee, 2014). Asimismo, el ASCE 41-05 (2005) sobrestima la capacidad de retención de resistencia de este tipo de vigas, Gwon et al. (2014). De igual forma existen conclusiones en la literatura en el sentido de que los valores proporcionados en la tabla 3.2 pueden representar razonablemente el comportamiento envolvente de las vigas de acoplamiento, según Breña et al. (2009), por lo cual, para los fines de este trabajo, se usaron dichos valores.

$$\theta_y = \left( \frac{M_y}{E_c I_{cr}} \right) l_p \tag{Ec. 3.2}$$

En donde  $M_y$  es el momento de fluencia de la viga de acoplamiento,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto,  $I_{cr}$  es el momento de inercia de la sección agrietada de la viga y  $l_p$  la longitud de la articulación plástica.

Otra variable importante en el comportamiento de las vigas de acoplamiento es la rigidez que se considera. En la sección 6.7.2.2 de esta misma normativa, se señala que la rigidez efectiva a flexión puede tomarse como:

$$K_{flexion} = 0.5E_c I_g \tag{Ec. 3.3}$$

Este valor efectivo de rigidez a flexión está destinado a proporcionar una estimación de la rigidez secante al punto de fluencia.



La rigidez a cortante se recomienda calcular como:

$$K_{cortante} = 0.4E_cA_w \quad (Ec. 3.4)$$

en donde:

$E_c$ , es el módulo de elasticidad del concreto, en kg/cm<sup>2</sup>.

$I_g$ , es el momento de inercia de la sección total sobre su eje centroidal, en cm<sup>4</sup>.

$A_w$ , es el área de la sección transversal neta del muro, en cm<sup>2</sup>.

Estos mismos parámetros de rigidez efectiva para vigas son recomendados por el FEMA 356 (2000). Sin embargo, como se menciona en el reporte estructural de ARUP (2008), la rigidez afecta fuertemente el comportamiento de estos elementos, por lo cual basados en varios documentos, entre los cuales está Paulay y Priestley (1992), donde se recomienda utilizar un valor del 30% de la rigidez total, los diseñadores decidieron utilizar este parámetro. Asimismo este valor se usó en los análisis correspondientes de este trabajo.

### 3.3.3.3 Modelado del refuerzo diagonal de las vigas de acoplamiento

Como se especificó en la tabla 3.1 (acero de refuerzo en las vigas de acoplamiento) se debe tener el armado diagonal de las vigas de acoplamiento variando con la altura.

El armado diagonal en las vigas no solo aumenta la resistencia a cortante con sus componentes verticales, sino que también aumenta su capacidad a flexión debido a sus componentes horizontales. Se calcula un refuerzo equivalente que se coloca en el lado izquierdo y derecho de la sección de la viga de acoplamiento en toda su longitud (tabla 3.3) y en una coordenada vertical igual al centroide del paquete diagonal (figura 3.4). Siguiendo este criterio y el mencionado anteriormente en el ASCE 41-05 (2005), acerca de que la viga con refuerzo diagonal es considerada como controlada por flexión, para el modelado del refuerzo diagonal en el programa de análisis utilizado, cada paquete del refuerzo diagonal se divide en dos varillas equivalentes cuya área se calcula como:

$$A_{eq} = 0.5 n_d A_{sd} \cos \alpha \quad (Ec. 3.5)$$

En donde:

$A_{eq}$ , es el área de la varilla equivalente, en cm<sup>2</sup>.

$n_d$ , número de varillas diagonales en cada paquete.

$A_{sd}$ , área de del refuerzo diagonal, en cm<sup>2</sup>.

$\alpha$ , ángulo que forma el refuerzo diagonal con la horizontal, en grados.



Tabla 3.3. Refuerzo equivalente del acero diagonal

ACERO DE REFUERZO EQUIVALENTE DE LAS VIGAS DE ACOPLAMIENTO				
Nivel	Refuerzo longitudinal diagonal			Área equivalente del refuerzo a cada lado de la sección (cm <sup>2</sup> )
	Tamaño de varillas	Columnas	Filas	
		# de varillas	# de varillas	
0 a 4	-	-	-	0
4 a 10	-	-	-	0
10 a 25	#10	3	9	81.84
25 a 41	#10	3	7	63.65
41 a 49	#10	2	7	42.43
49 a 57	#10	2	5	30.31

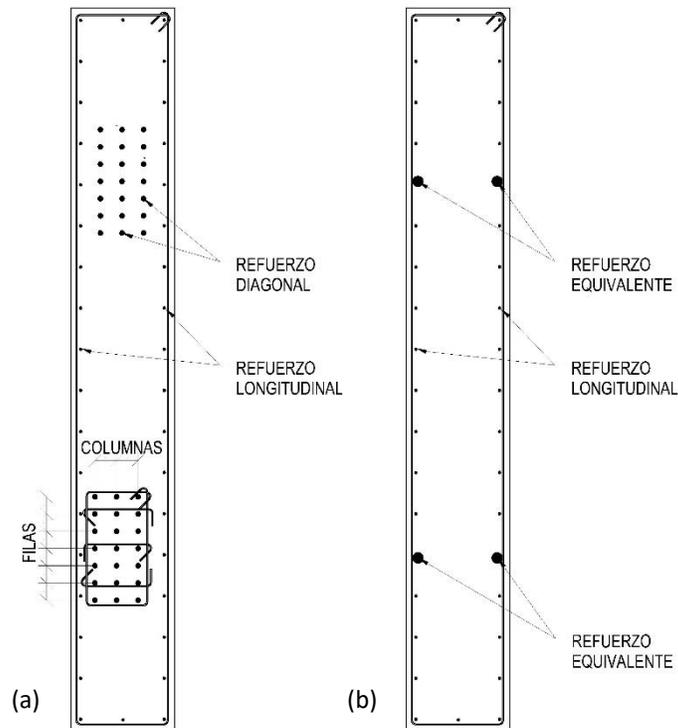


Fig. 3.4. (a) Sección de viga de acoplamiento con refuerzo diagonal real. (b) Sección de viga de acoplamiento con el criterio de modelado del refuerzo equivalente longitudinal.

Con este criterio de modelado se puede representar la resistencia a cortante y el comportamiento a flexión de manera razonable. En Ding (Ding, Tao, Nie, & Mo, 2017) se menciona una comparación de la resistencia a cortante máxima que se obtuvo en 16 especímenes de vigas con refuerzo diagonal, con la misma resistencia pero con el criterio de modelado discutido anteriormente. Con los resultados obtenidos se concluyó que el error oscila entre -13.7% y 10.3% y se tuvo un error promedio de 0.7% por lo cual se decidió seguir este criterio en el modelado del refuerzo diagonal de todas las vigas de acoplamiento para la realización de este trabajo.



## Capítulo 4: Análisis y resultados

### 4.1 Registros sísmicos y análisis paso a paso de la estructura

#### 4.1.1 Registros sísmicos

Los registros sísmicos utilizados en el análisis paso a paso de la torre estudiada fueron proporcionados por los encargados del estudio de riesgo sísmico a través de espectros de sitio y acelerogramas asociados a tres niveles de diseño de interés para los ingenieros estructuristas correspondientes a periodos de retorno de 43, 475 y 2475 años (ERN, 2008).

Es importante mencionar que se eligió realizar los análisis paso a paso y la obtención del amortiguamiento con acelerogramas con periodo de retorno de 2475 años. Lo anterior se asocia con los niveles de desempeño sísmico acordados entre los encargados del proyecto estructural y arquitectónico que fueron mejorados con respecto a los objetivos básicos de seguridad, tal y como se mostró en la tabla 1.

En la tabla 4.1, se presenta un resumen de los acelerogramas utilizados y en las figura 4.1 y 4.2 se muestra el acelerograma 1 con sus respectivas componentes como ejemplo.

*Tabla 4.1. Recopilación de acelerogramas del sitio con periodo de retorno de 2475 años, proporcionados por los encargados del estudio de riesgo sísmico.*

Nombre de acelerograma	Componente	Duración (s)	Intensidad (cm/s <sup>2</sup> )	
			Máxima	Mínima
Acelerograma 1	Componente 1 (X)	223.78	2,835.09	-2,187.63
	Componente 2 (Y)	223.78	2,163.69	-2,121.71
Acelerograma 2	Componente 1 (X)	223.78	1,851.74	-1,991.23
	Componente 2 (Y)	223.78	2,316.04	-1,876.16
Acelerograma 3	Componente 1 (X)	223.78	1,559.79	-1,196.82
	Componente 2 (Y)	223.78	1,643.18	-1,930.22
Acelerograma 4	Componente 1 (X)	223.78	2,835.09	-2,501.55
	Componente 2 (Y)	223.78	2,201.95	-2,146.33
Acelerograma 5	Componente 1 (X)	178.26	2,982.34	-3,233.57
	Componente 2 (Y)	178.26	2,597.39	-2,922.01
Acelerograma 6	Componente 1 (X)	223.78	2,543.93	-2,552.86
	Componente 2 (Y)	223.78	2,860.79	-2,313.79
Acelerograma 7	Componente 1 (X)	178.26	2,457.11	-2,405.80
	Componente 2 (Y)	178.26	2,157.71	-2,729.53



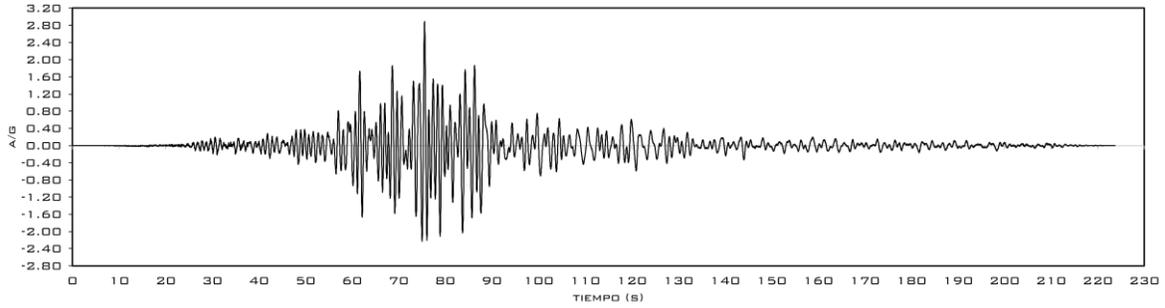


Fig. 4.1. Acelerograma 1, componente 1 (X)

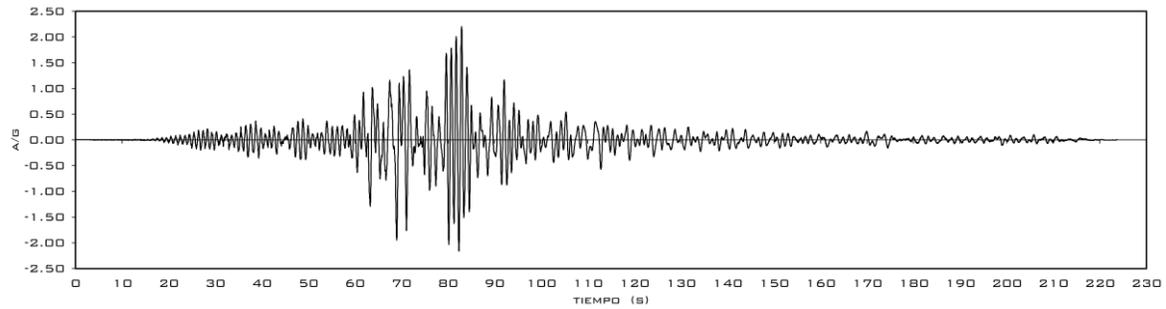


Fig. 4.2. Acelerograma 1, componente 2 (Y)

#### 4.1.2 Resultados del análisis paso a paso de la estructura

Con ayuda del programa Degtra (Ordaz & Montoya, 2017) se obtuvieron los espectros de Fourier de los acelerogramas mencionados en la tabla 4.1. A continuación, se muestran en las figuras 4.3 y 4.4 los espectros de Fourier de las dos componentes del acelerograma 1, respectivamente.

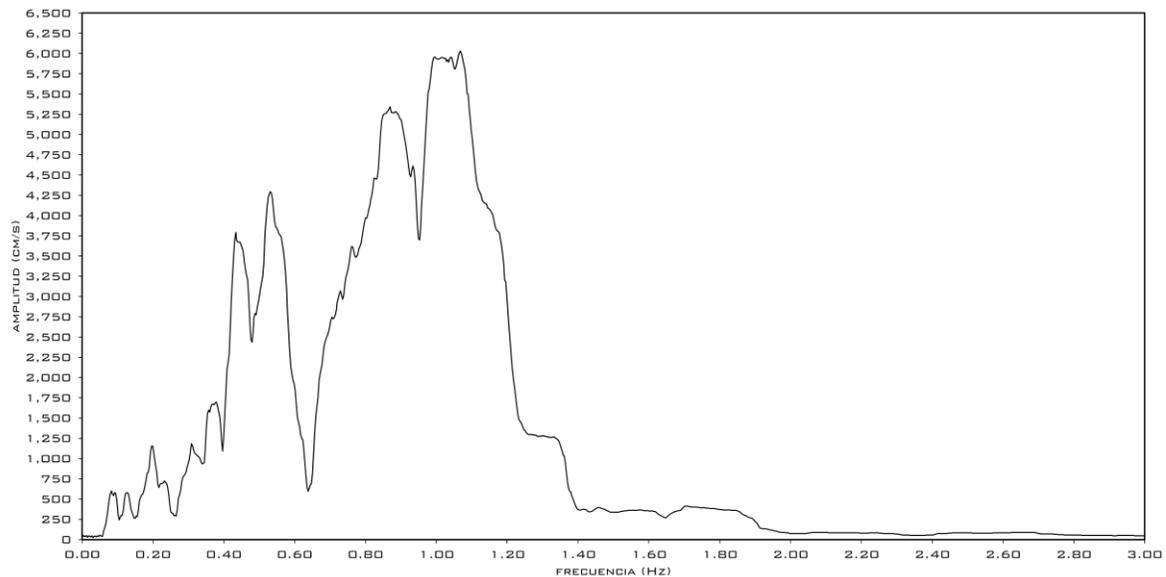


Fig. 4.3. Espectro de Fourier del acelerograma 1 componente 1 (X)



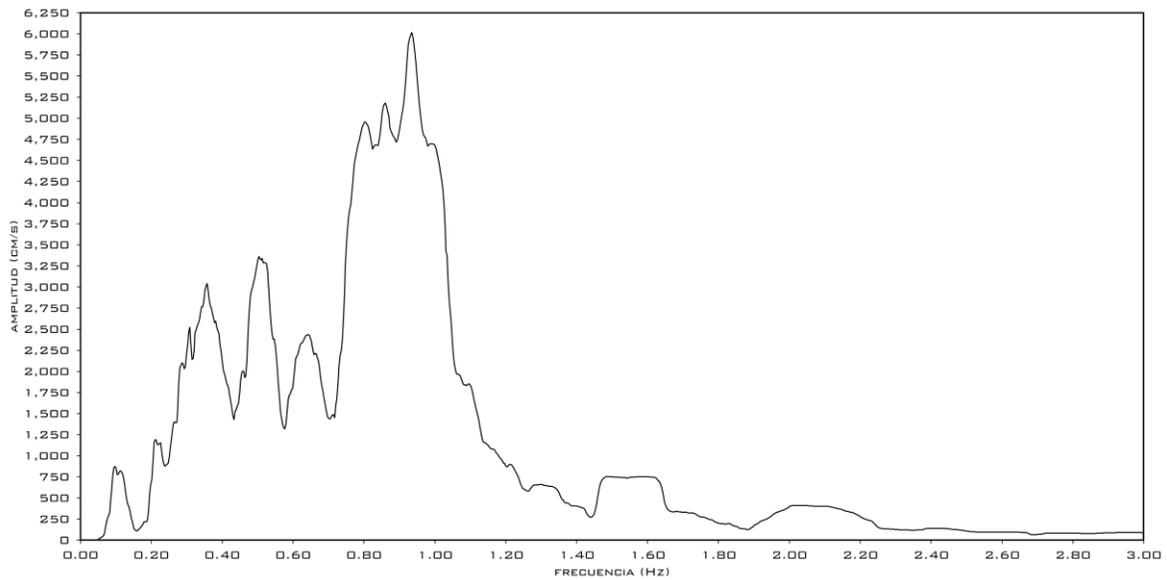


Fig. 4.4. Espectro de Fourier del acelerograma 1 componente 2 (Y)

Como se explicó en anteriores capítulos, el proceso para calcular un amortiguamiento por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento involucra un cociente espectral. En las figuras 4.3 y 4.4 se presenta un ejemplo del que sería el denominador de la relación (respuesta del suelo), mientras que en las figuras 4.5 y 4.6 se muestra la historia de aceleraciones de un punto en la azotea de la torre ante el acelerograma 1 para ambas componentes, las cuales se obtuvieron con ayuda del programa de análisis utilizado.

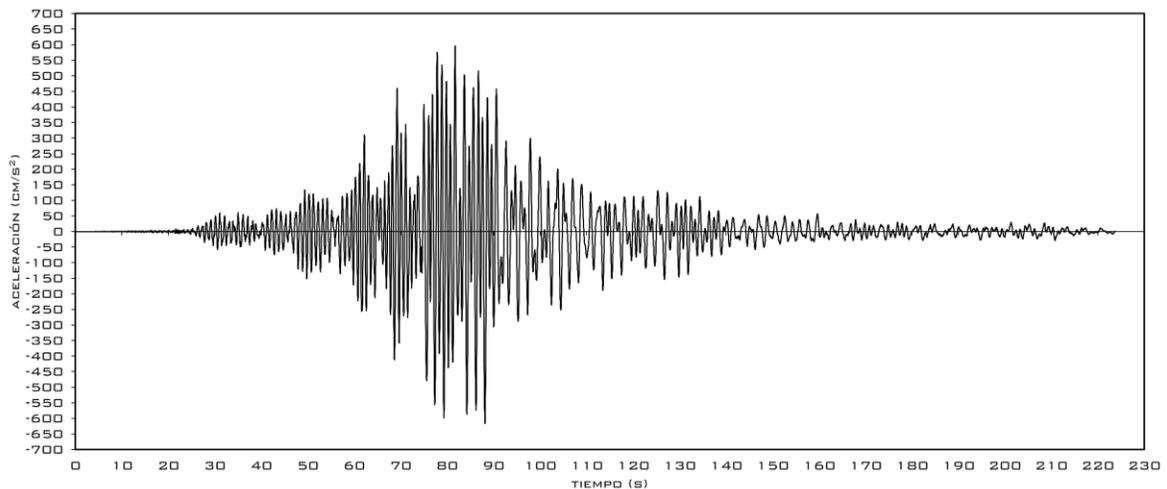


Fig. 4.5. Historia de aceleraciones de un punto en la azotea de la torre, producto del acelerograma 1 componente 1(X)



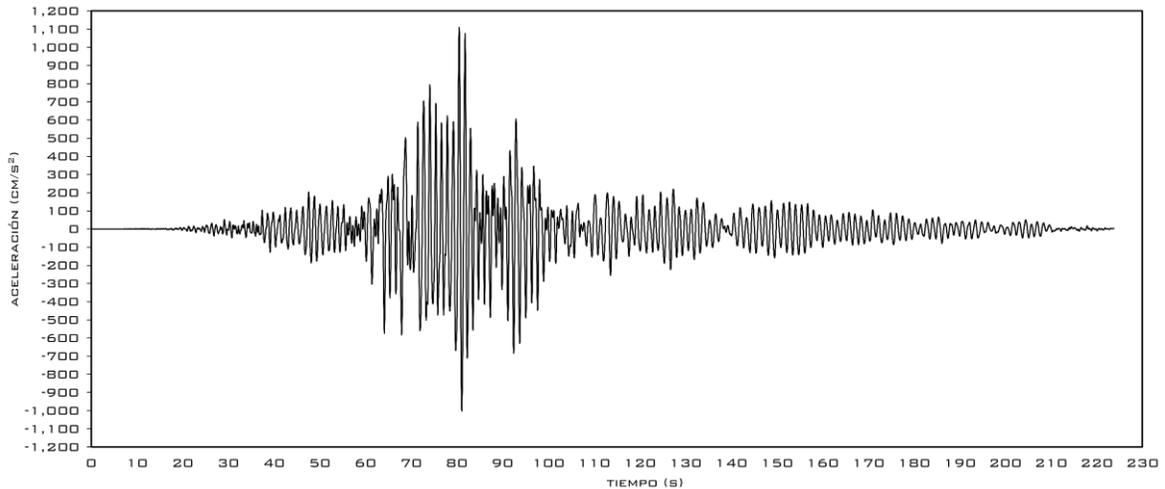


Fig. 4.6. Historia de aceleraciones de un punto en la azotea de la torre, producto del acelerograma 1 componente 2(Y)

Para la respuesta de la estructura, y con ayuda del programa Degtra (Ordaz & Montoya, 2017), se obtienen los espectros de Fourier de la historia de aceleraciones del punto en la azotea de la torre para cada acelerograma y sus respectivos componentes. En las figuras 4.7 y 4.8 se plasman, como ejemplo, los espectros del acelerograma 1 y sus componentes 1(X) y 2(Y) respectivamente.

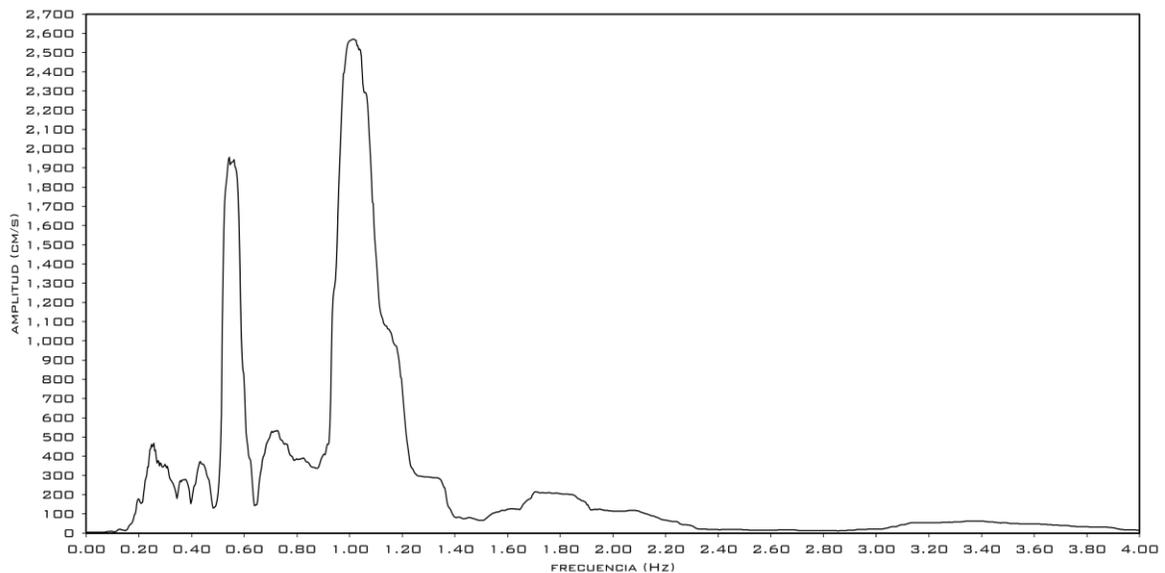


Fig. 4.7. Espectro de Fourier de la historia de aceleraciones del punto de la azotea de la torre ante el acelerograma 1 componente 1 (X)



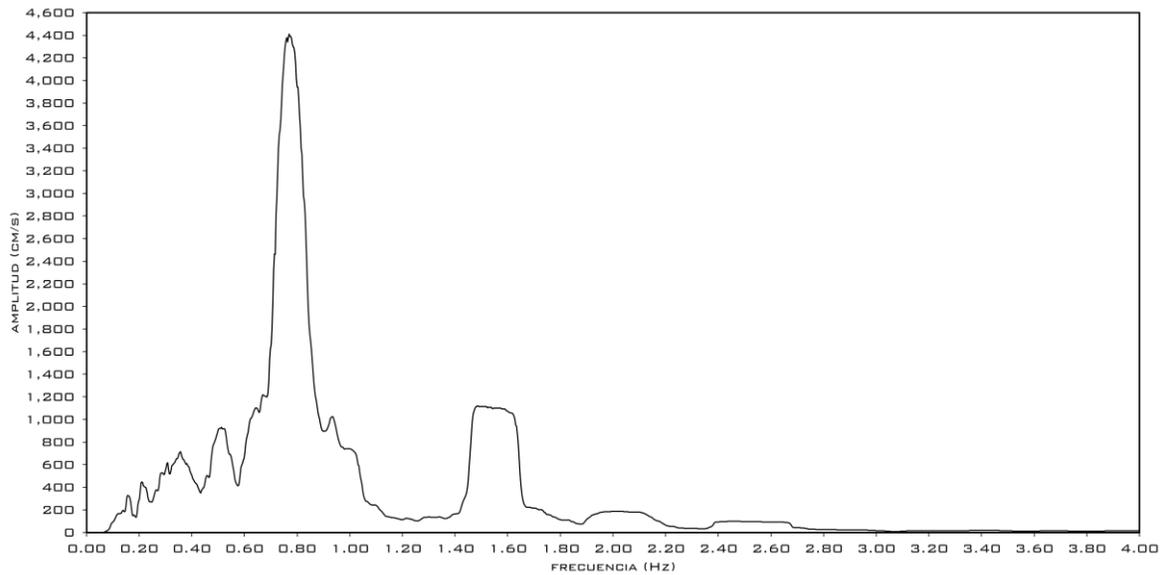


Fig. 4.8. Espectro de Fourier de la historia de aceleraciones del punto de la azotea de la torre ante el acelerograma 1 componente 2 (Y)

## 4.2 Función de transferencia para el cálculo del amortiguamiento

De nueva cuenta, por medio del programa Degtra (Ordaz & Montoya, 2017) se realiza un cociente espectral de la respuesta del sistema entre la respuesta del suelo, obteniendo las funciones de transferencia para cada componente de los distintos acelerogramas. En las figuras 4.9 y 4.10 se muestran las funciones de transferencia de la respuesta de la estructura y el acelerograma 1 con sus respectivas componentes.

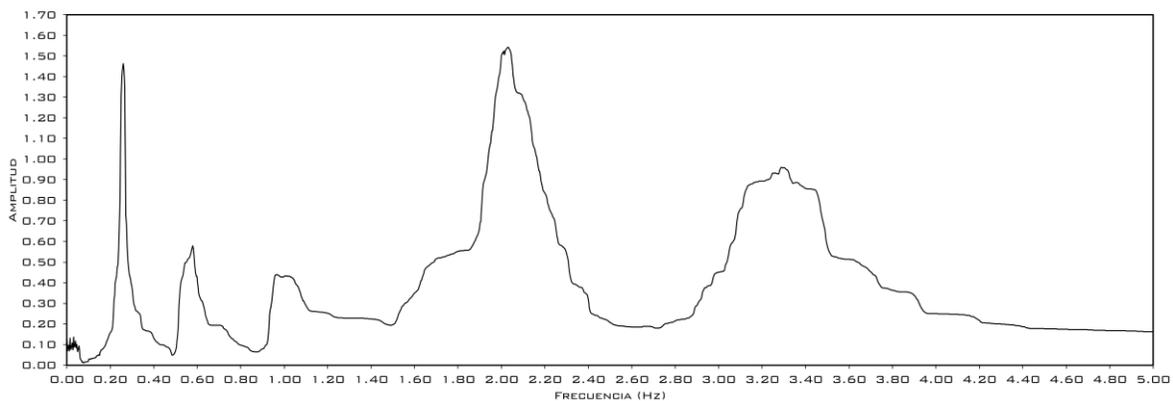


Fig. 4.9. Función de transferencia de la respuesta de la estructura y el acelerograma 1 componente 1 (X)



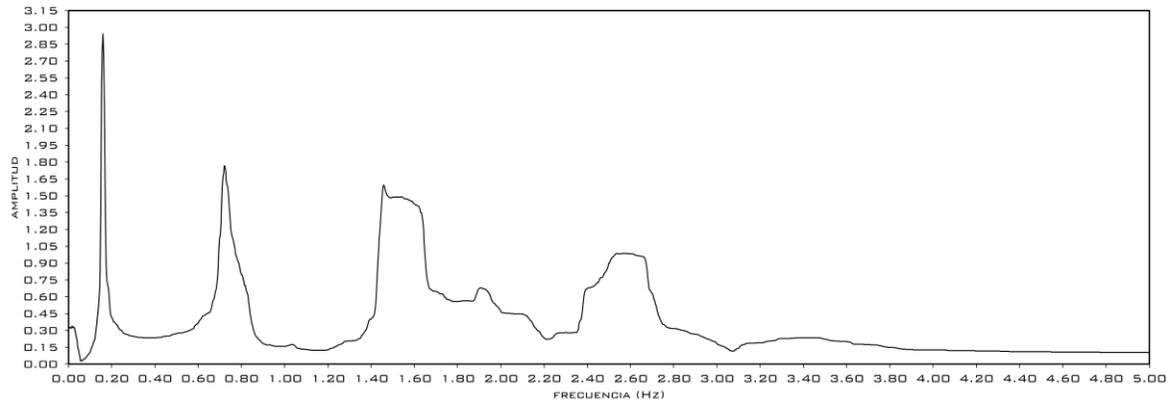


Fig. 4.10. Función de transferencia de la respuesta de la estructura y el acelerograma 1 componente 2 (Y)

Como se ha venido explicando, las figuras anteriores son referentes al caso del acelerograma 1 con sus componentes 1 (X) y 2 (Y). Para los demás acelerogramas se siguió la misma metodología y los resultados se muestran en el Anexo A “Gráficas y resultados”.

En la tabla 4.2 se presentan las participaciones de masa modal obtenidas del programa de análisis con el fin de identificar la frecuencia, cantidad de masa modal y dirección de los modos usados de la estructura y calcular un amortiguamiento por comportamiento no lineal en cada dirección principal de la torre.

Tabla 4.2. Frecuencias y participación de masa modal de los modos contemplados en los cálculos

Frecuencia (Hz)	Dirección y cantidad de la masa modal				Dirección tomada para cálculo del amortiguamiento
	UX	UY	UZ	RZ	
0.1578	0.0002	0.5682	0.0011	0.0063	Modo Y
0.2566	0.5823	0.0000	0.0000	0.0735	Modo X
0.5529	0.0097	0.0178	0.0004	0.5657	No se toma
0.7486	0.0010	0.1495	0.0022	0.0259	Modo Y
0.9771	0.1626	0.0026	0.0006	0.0046	Modo X

En la figura 4.11, se identifican los modos de la estructura que se tomaron en cuenta para el cálculo del amortiguamiento en la dirección X, de acuerdo con las direcciones principales de la torre. Mientras que en la figura 4.12 se muestra lo mismo pero en la dirección Y.

Es importante mencionar que los modos seleccionados se identificaron con buena precisión como se aprecia en las imágenes 4.11 y 4.12. Los demás modos no se identificaron con la misma precisión. Sin embargo, los dos modos identificados suman una participación de masa modal de 0.7449 para la dirección X y de 0.7177 para la dirección Y. Por lo anterior, se decidió sólo tomar esos modos para los cálculos siguientes.

El modo con frecuencia de 0.5529 Hz, de la tabla 4.2, no se tomó en cuenta debido a que la participación de masa modal mayor es de rotación.



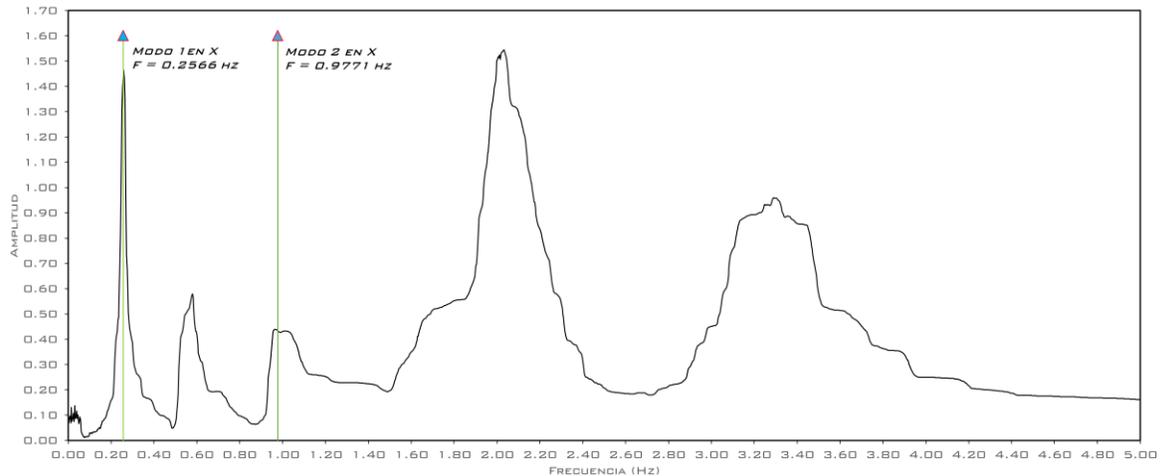


Fig. 4.11. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

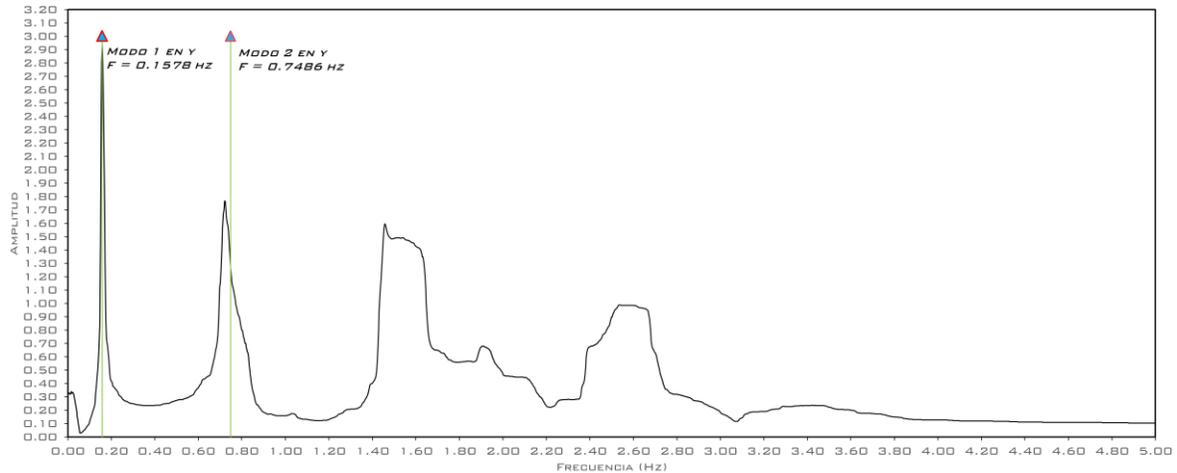


Fig. 4.12. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia

### 4.3 Resultados del comportamiento no lineal de las vigas de acople

Como se observa en la figura 3.3, se requiere calcular el momento de fluencia de la viga de acoplamiento de concreto reforzado, para después utilizar los parámetros indicados en la tabla 3.2.

En la tabla 4.3 se menciona el momento de fluencia de cada sección de viga de acoplamiento, el cual se obtuvo con ayuda del programa de análisis y se comparó con el calculado mediante los métodos usuales del bloque equivalente de esfuerzos y las hipótesis usuales para el comportamiento a flexión. Ambos resultados fueron muy parecidos.

En la figura 4.13 se muestran dos ejemplos del comportamiento no lineal de dos secciones de vigas de acoplamiento, obtenidos del modelo matemático de la torre cuando se sometió al acelerograma 1, mencionado anteriormente en la tabla 4.1.



Tabla 4.3. Sección, armado y momento de fluencia de las vigas de acoplamiento

Nivel	Ancho de la viga (cm)	Refuerzo longitudinal diagonal					Momento de fluencia (My en t-m)
		Tamaño de varillas	Columnas		Filas		
			# de varillas	Espaciamiento	# de varillas	Espaciamiento	
0 a 4	-	-	-	-	-	-	-
4 a 10	-	-	-	-	-	-	-
10 a 25	60	#10	3	125	9	100	2,909.55
10 a 25	55	#10	3	125	9	100	2,858.22
25 a 41	45	#10	3	100	7	100	2,344.77
41 a 49	40	#10	2	150	7	100	1,849.31
49 a 57	30	#10	2	100	5	100	1,463.65

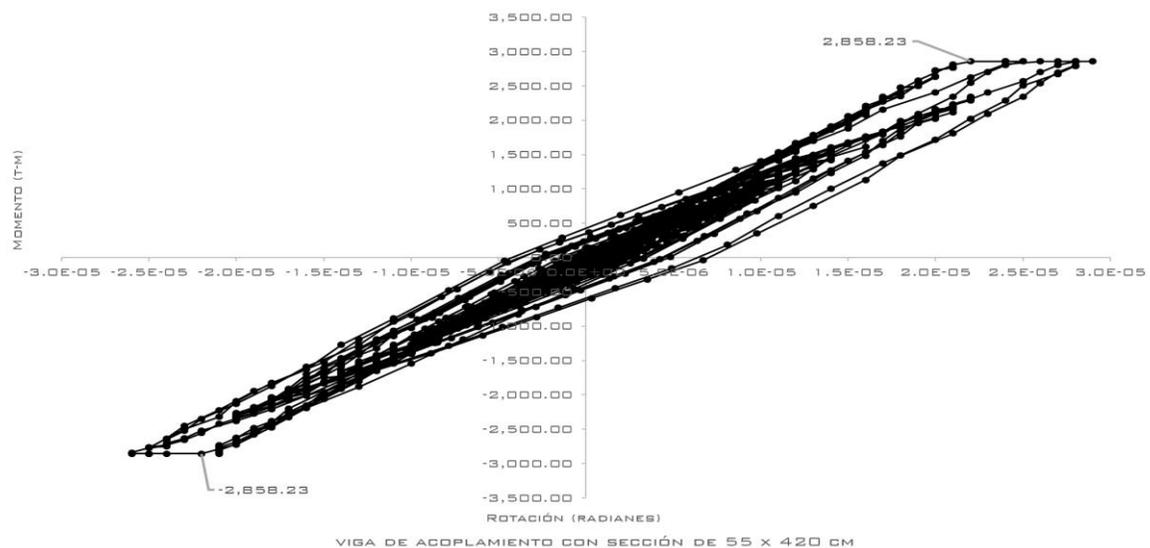
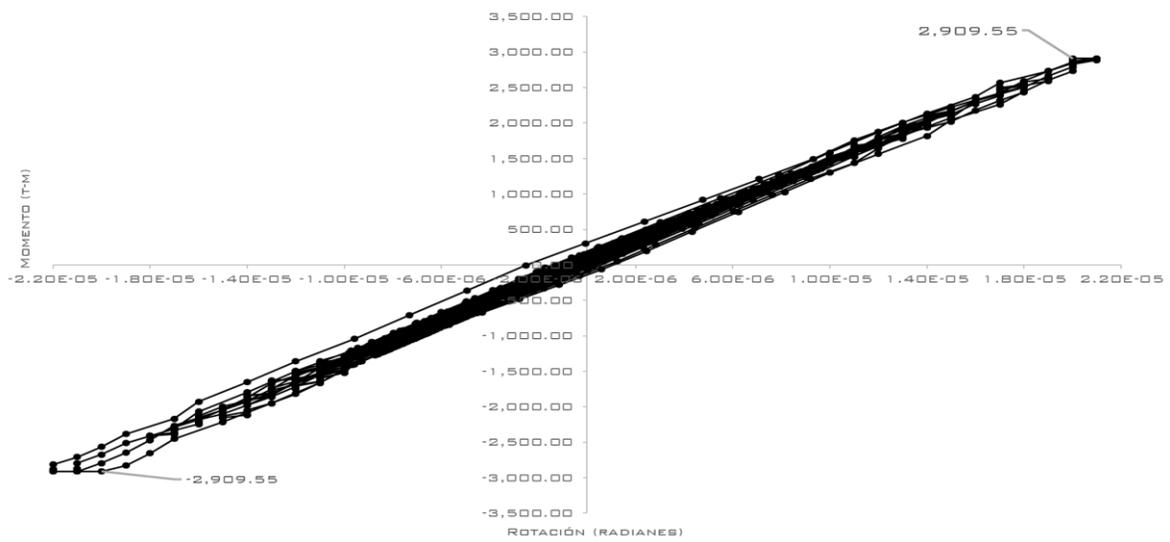


Fig.4.13. Gráfica de Momento – Rotación en dos vigas de acoplamiento



#### 4.4 Cálculo del amortiguamiento por comportamiento no lineal

Con la identificación de los modos principales de la estructura, como se señaló en las figuras 4.11 y 4.12, y con el método de banda ancha para el cálculo del amortiguamiento, que se explicó en la sección 2.6, se tienen los datos necesarios para el cálculo del porcentaje de amortiguamiento.

Para los demás acelerogramas se siguió el mismo camino que para el caso del acelerograma 1 (con sus respectivas componentes 1 (X) y 2 (Y)). En las figuras 4.14 a 4.17 se representa un acercamiento a las gráficas de las figuras 4.11 y 4.12 para cada modo identificado, con el objetivo de aplicar la ecuación 2.11 para calcular el amortiguamiento por comportamiento no lineal.

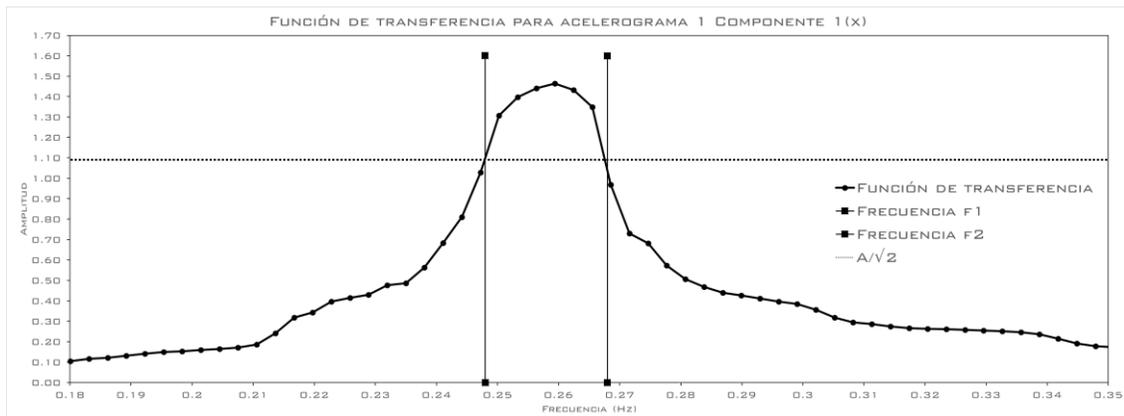


Fig. 4.14. Función de transferencia del acelerograma 1 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

Los valores de las frecuencias denominadas  $f_1$  y  $f_2$  de la figura 4.14 son:

$$f_1 = 0.2480 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.2680 \text{ Hz}$$

Aplicando la ecuación 2.11 se calcula el valor de amortiguamiento para el modo 1 en dirección X, como sigue:

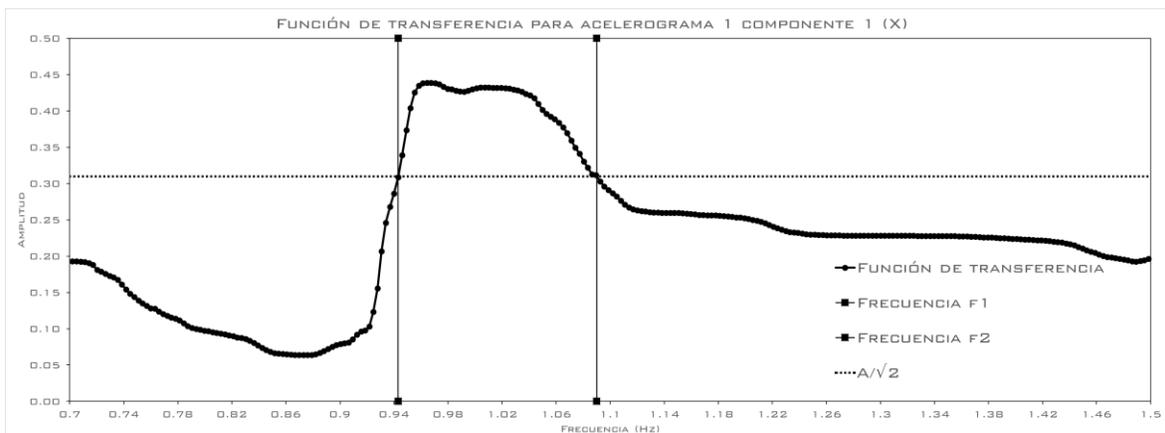


Fig. 4.15. Función de transferencia del acelerograma 1 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)



$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = \frac{0.268 - 0.248}{0.268 + 0.248} * 100 = 3.88\% \quad (Ec. 4.1)$$

Las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  de la figura 4.15 son:

$$f_1 = 0.9430 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.090 \text{ Hz}$$

Aplicando la ecuación 2.11 nuevamente, se calcula el valor de amortiguamiento para el modo 2 en dirección X, como sigue:

$$\xi_{X2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = \frac{1.090 - 0.943}{1.090 + 0.943} * 100 = 7.23\% \quad (Ec. 4.2)$$

Posteriormente se obtiene un amortiguamiento final en la dirección X para el caso del análisis de la torre con el acelerograma 1, mediante un promedio ponderado considerando la participación de masa modal de 0.7449 para la dirección X, como se calculará más adelante.

Este mismo procedimiento se realizó para el acelerograma 1 pero en la dirección Y con una participación de masa modal de 0.7177. A continuación, en las figuras 4.16 y 4.17, se presenta la función de transferencia para el acelerograma 1 componente 2 (Y) y para los respectivos modos en dirección Y identificados en la figura 4.12.

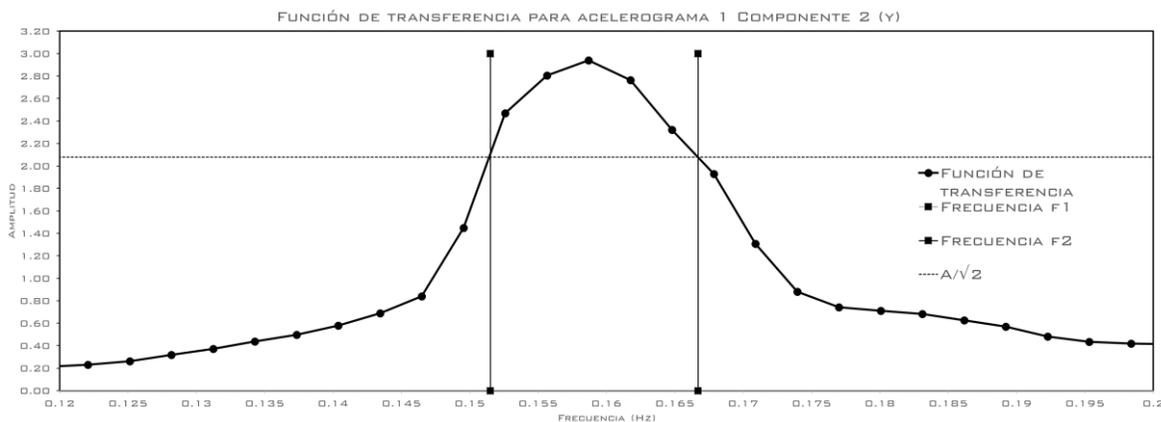


Fig. 4.16. Función de transferencia del acelerograma 1 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

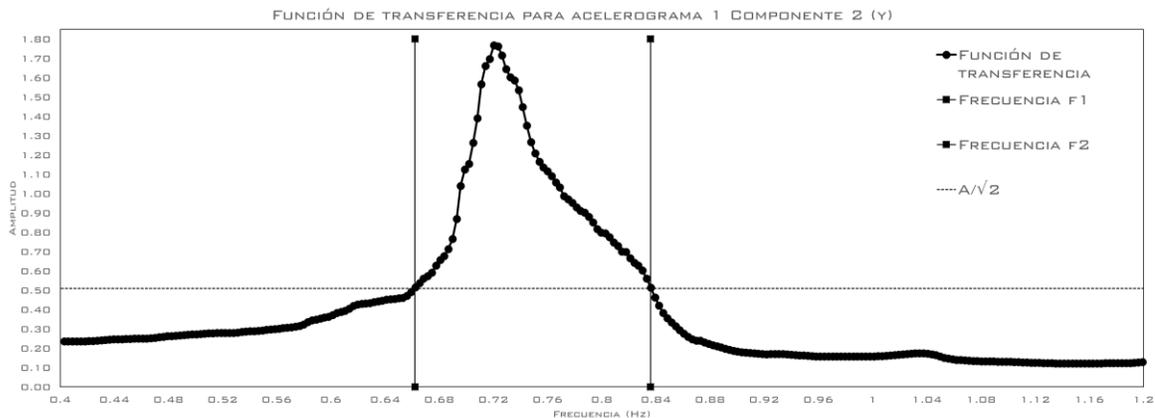


Fig. 4.17. Función de transferencia del acelerograma 1 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)



Las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  de la figura 4.16 son:

$$f_1 = 0.1515 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.1667 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = \frac{0.1667 - 0.1515}{0.1515 + 0.1667} * 100 = 4.78\% \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Las frecuencias  $f_1$  y  $f_2$  de la figura 4.17 son:

$$f_1 = 0.6620 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.8360 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = \frac{0.8360 - 0.6620}{0.8360 + 0.6620} * 100 = 11.62\% \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Como se mencionó anteriormente, se obtiene el amortiguamiento final mediante el promedio ponderado considerando la participación de masa modal que se mencionó en la tabla 4.2, de la siguiente manera:

$$\xi_X = \frac{(3.88\%)(0.5823) + (7.23\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 4.61\% \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$\xi_Y = \frac{(4.78\%)(0.5682) + (11.62\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 6.20\% \quad (\text{Ec. 4.6})$$

En la tabla 4.4, se muestra el resumen de los resultados obtenidos con esta misma metodología para los otros acelerogramas.

Tabla 4.4. Resumen de amortiguamientos para cada acelerograma

Acelerograma	Amortiguamiento final	
	Dirección X	Dirección Y
Acelerograma 1	4.61%	6.20%
Acelerograma 2	6.35%	5.42%
Acelerograma 3	No hubo fluencia de las vigas	
Acelerograma 4	5.04%	5.79%
Acelerograma 5	5.99%	4.69%
Acelerograma 6	5.18%	5.34%
Acelerograma 7	7.04%	6.14%

Para fines de este trabajo, se obtiene un promedio de los amortiguamientos obtenidos, siendo el amortiguamiento final el siguiente para cada dirección:

$$\xi_x = 5.70\%$$

$$\xi_y = 5.60\%$$

Es importante recalcar que estos valores fueron obtenidos con base en el comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento. Como se mencionó anteriormente en la sección 2.5 y observando la figura 2.5, las mediciones del amortiguamiento en edificios altos reflejan que éste puede ser menor al 1% del crítico si sólo se considera el edificio trabajando en el rango elástico; valor muy inferior al aquí obtenido.



## Capítulo 5: Conclusiones

En el este trabajo de tesis se analizó el sistema sismorresistente del edificio de 57 niveles, que consiste en muros de concreto reforzado conectados mediante vigas denominadas de acoplamiento. Dicho análisis consistió en obtener un amortiguamiento adicional, calculado mediante el método de banda ancha, por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento ante el Sismo Máximo Creíble (MCE), cuyo periodo de retorno es de 2475 años. El diseño estructural se tomó a partir de la información emitida en reportes y planos por parte de la empresa encargada de esta ingeniería dentro del proyecto; asimismo se tomó la información proporcionada por los encargados del estudio de riesgo sísmico para el desarrollo de este trabajo.

De acuerdo con la literatura y con el reporte emitido por los diseñadores estructurales de esta torre, el amortiguamiento inicial tomado para este tipo de estructuras es aproximadamente 2%, como se explicó en la sección 2.5. Los análisis dinámicos paso a paso de la torre se realizaron con un programa comercial y de gran uso en la práctica.

Debido a que no se tuvieron registros de dispositivos del edificio de 57 niveles, para la aplicación de la metodología de banda ancha, se siguieron criterios y recomendaciones de modelado de la torre y de los elementos disipadores de energía (vigas de acoplamiento), tratando de representar, lo mejor posible, el comportamiento no lineal de dicha estructura.

Con la aplicación de los distintos acelerogramas al modelo del edificio, el cálculo del espectro Fourier, tanto de los registros sísmicos como de la respuesta de la torre, y el posterior cálculo de las funciones de transferencia, se llegó al cálculo del amortiguamiento.

Al final de todo el proceso de trabajo y cálculo, se llegó a las siguientes conclusiones:

- ❖ El sistema sismorresistente de muros de concreto unidos mediante vigas de acoplamiento es un sistema muy efectivo ante fuerzas laterales, lo cual ha sido comprobado en varios edificios ubicados en zonas sísmicas, cuyo comportamiento ha sido exitoso ante sismos de gran magnitud, como se menciona en la literatura correspondiente a este amplio tema.
- ❖ Es importante incluir en estas conclusiones que este sistema brinda una gran ventaja estructural si es que llegan a dañarse las vigas de acoplamiento, que son los elementos principales en cuanto a disipación de energía se refiere. Dicha ventaja consiste en que durante la reparación de este tipo de vigas, el sistema de muros acoplados se vuelve un sistema de muros aislados, los cuales siguen cumpliendo una función estructural sismorresistente para la estructura.
- ❖ Derivado de todo el proceso de modelado de la torre, con especial atención en el sistema de muros acoplados, y el cálculo del amortiguamiento por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento bajo el Sismo Máximo Creíble se obtuvo, de acuerdo con las direcciones principales de la torre, un amortiguamiento promedio en la dirección X ( $\xi_x$ ) de 5.70% y para la dirección Y ( $\xi_y$ ) de 5.60%. Este resultado sólo contempla a las vigas de acoplamiento, por lo cual se le considera un amortiguamiento parcial. En términos de un amortiguamiento total por comportamiento no lineal, que puede ser proporcionado tanto por los muros de concreto reforzado, como por las diagonales de acero en la fachada y el apoyo



articulado en la planta baja del edificio (que tiene como función principal brindar amortiguamiento y ductilidad a la torre), todos éstos, trabajando en conjunto, proporcionarían un amortiguamiento total mayor al antes mencionado.

- ❖ Como se aprecia en la figura 4.13 y en el Anexo A “gráficas y resultados” sí existe el comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento. Dichos elementos tienen una demanda de ductilidad variable, cuyo valor máximo llega a ser de  $\mu = 2.5$ . Lo anterior contempla todos los acelerogramas con sus respectivas componentes.
- ❖ En el reporte proporcionado por los encargados del estudio de riesgo sísmico, se plasma un espectro de diseño en campo libre con periodo de retorno de 2475 años, donde se considera un amortiguamiento de 5%. Por lo cual, de manera conservadora, se puede usar este espectro para el análisis de la torre ante el Sismo Máximo Creíble, ya que con el amortiguamiento que se calculó en este trabajo se estaría del lado de la seguridad dado que sólo se considera el amortiguamiento obtenido de las vigas de acoplamiento. Se podría usar un amortiguamiento mayor para reducir dicho espectro con los resultados aquí obtenidos y realizando además un análisis que incluyera los demás elementos que disipen energía de manera adicional y que aumenten el porcentaje de amortiguamiento.



## Anexo A: "Gráficas y resultados"

Como se mencionó en el capítulo 4 (análisis y resultados), en este anexo se incluyen las gráficas correspondientes a las demás funciones de transferencia de los acelerogramas mencionados en la tabla 4.1 y el respectivo cálculo del amortiguamiento por comportamiento no lineal de las vigas de acoplamiento, que se resumió en la tabla 4.4.

### Acelerograma 2

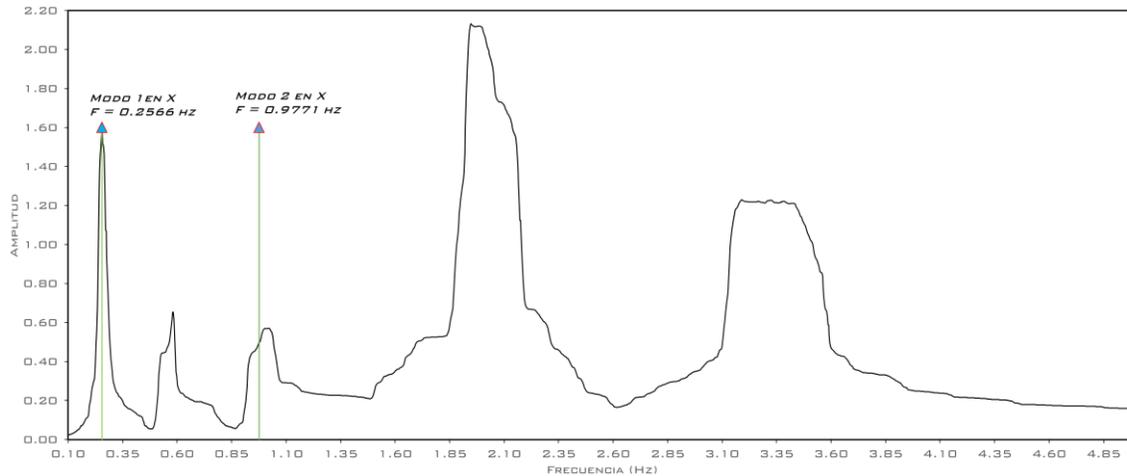


Fig. A.1. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

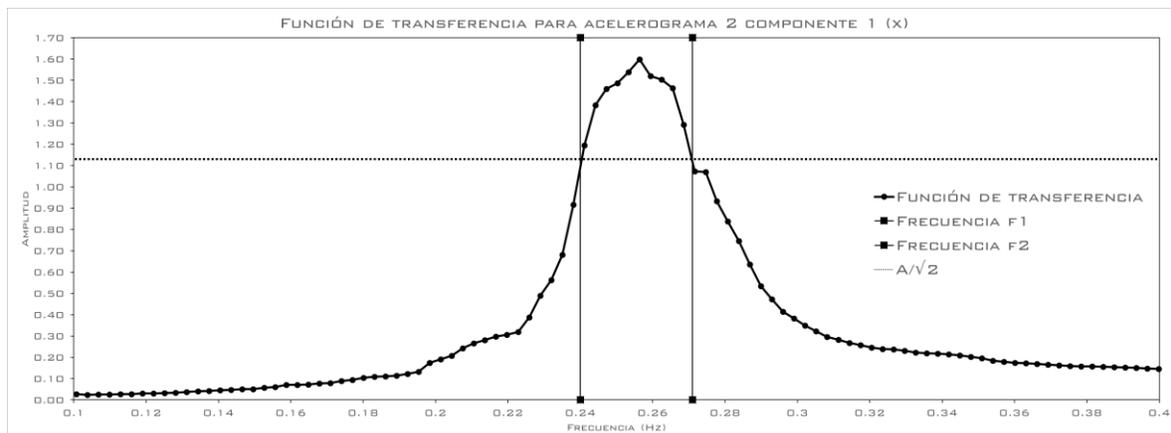


Fig. A.2. Función de transferencia del acelerograma 2 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

$$f_1 = 0.240 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.271 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 6.07\%$$

(Ec. A. 1)



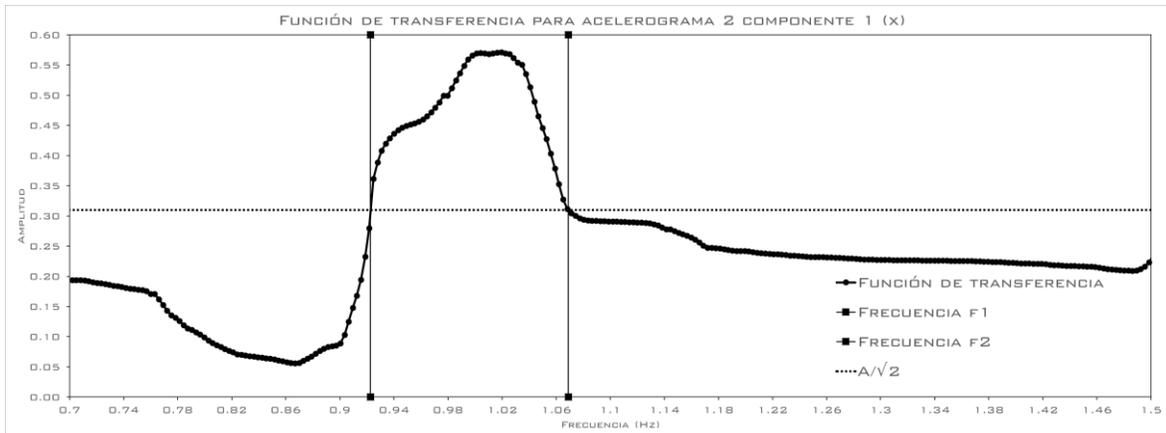


Fig. A.3. Función de transferencia del acelerograma 2 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)

$$f_1 = 0.9225 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.0690 \text{ Hz}$$

$$\xi_{x2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 7.36\% \quad (\text{Ec. A. 2})$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección X con el acelerograma 2:

$$\xi_{x\text{acel}2} = \frac{(6.07\%)(0.5823) + (7.36\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 6.35\% \quad (\text{Ec. A. 3})$$

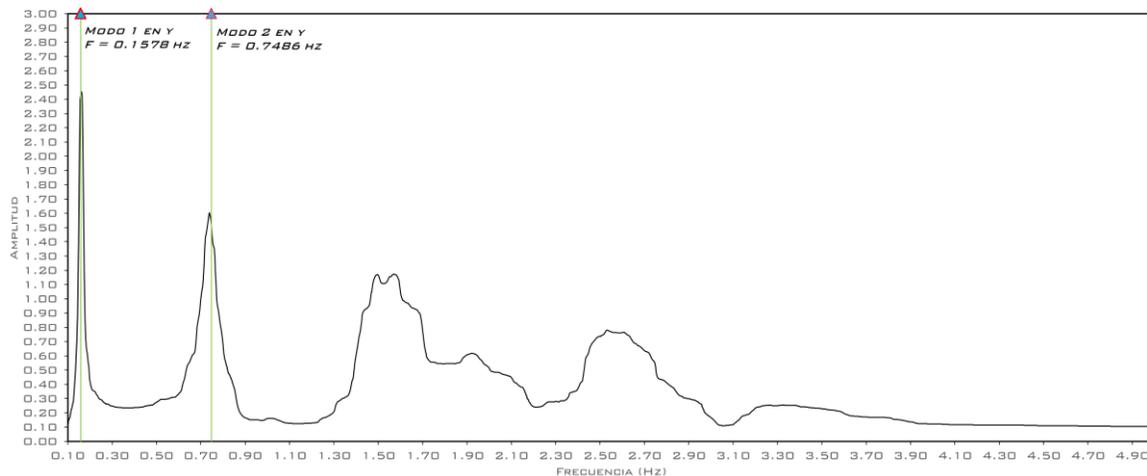


Fig. A.4. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia



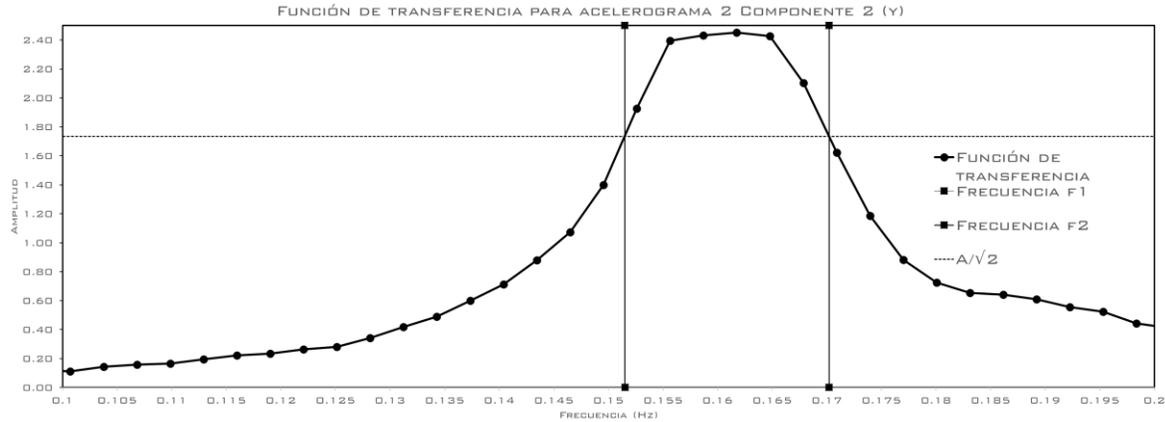


Fig. A.5. Función de transferencia del acelerograma 2 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

$$f_1 = 0.1515 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.1702 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.81\%$$

(Ec. A. 4)

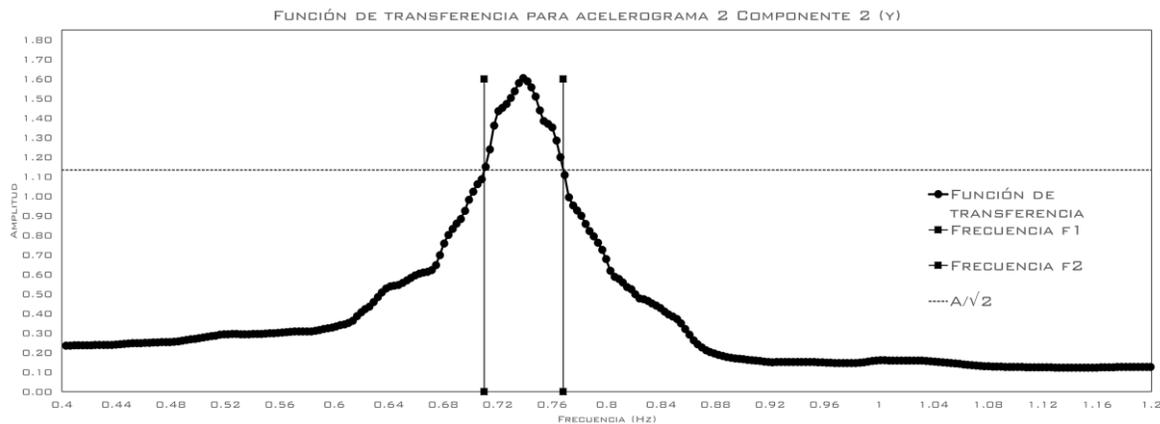


Fig. A.6. Función de transferencia del acelerograma 2 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)

$$f_1 = 0.710 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.768 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 3.92\%$$

(Ec. A. 5)

Cálculo de amortiguamiento final en dirección Y con el acelerograma 2:

$$\xi_{Yacel2} = \frac{(5.81\%)(0.5682) + (3.92\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 5.42\%$$

(Ec. A. 6)



### Acelerograma 3

Las vigas de acoplamiento no tuvieron comportamiento no lineal bajo este acelerograma.

### Acelerograma 4

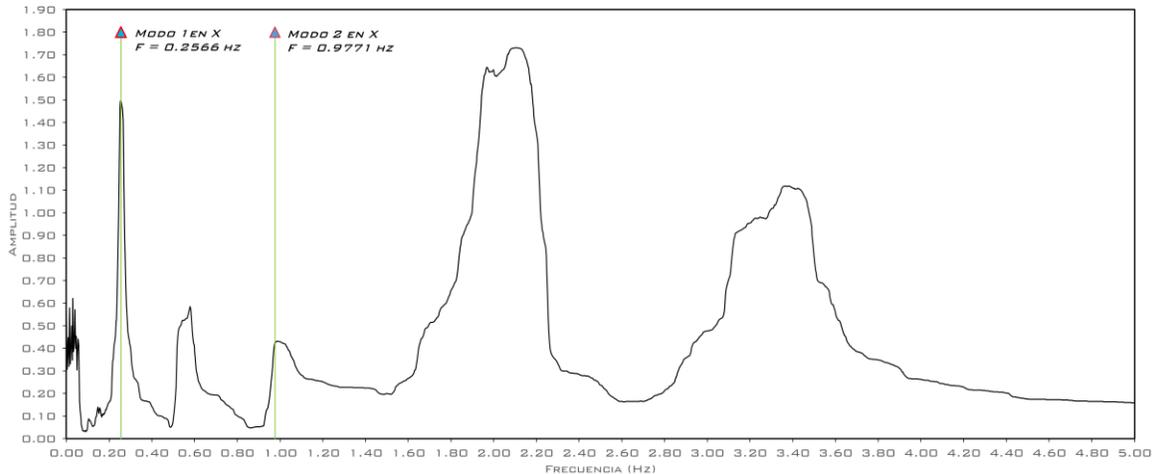


Fig. A.7. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

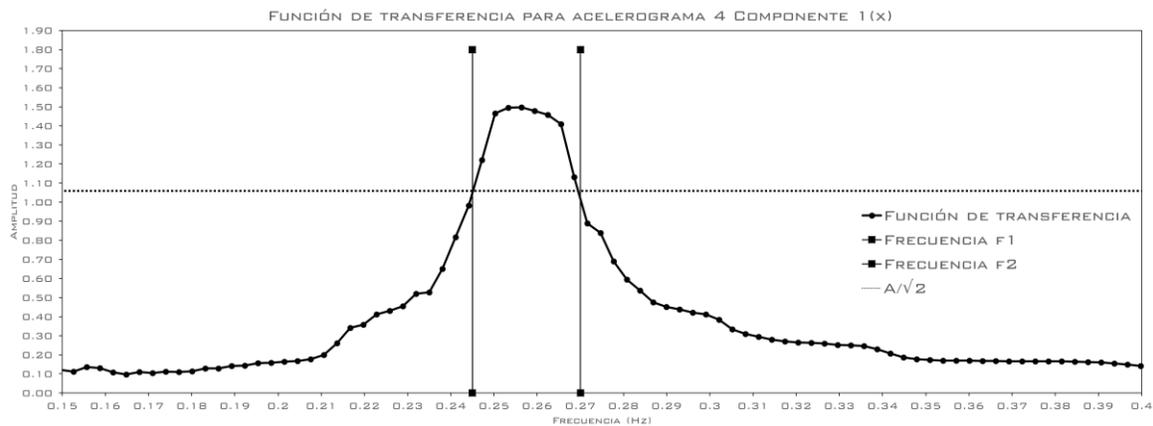


Fig. A.8. Función de transferencia del acelerograma 4 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

$$f_1 = 0.245 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.270 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 4.85\%$$

(Ec. A.7)



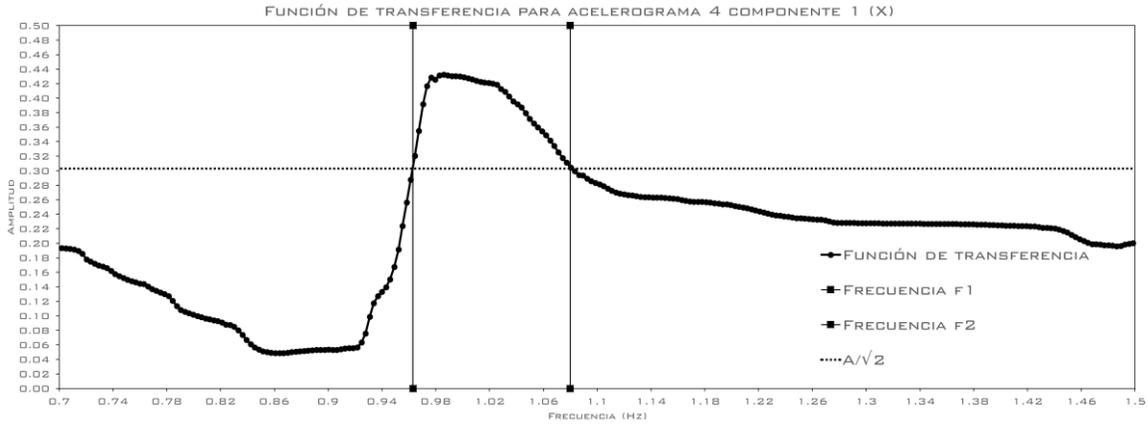


Fig. A.9. Función de transferencia del acelerograma 4 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.963 \text{ Hz} \\
 f_2 &= 1.080 \text{ Hz} \\
 \xi_{X2} &= \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.73\% \qquad \qquad \qquad (Ec. A. 8)
 \end{aligned}$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección X con el acelerograma 4:

$$\xi_{Xacel4} = \frac{(4.85\%)(0.5823) + (5.73\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 5.04\% \qquad \qquad \qquad (Ec. A. 9)$$

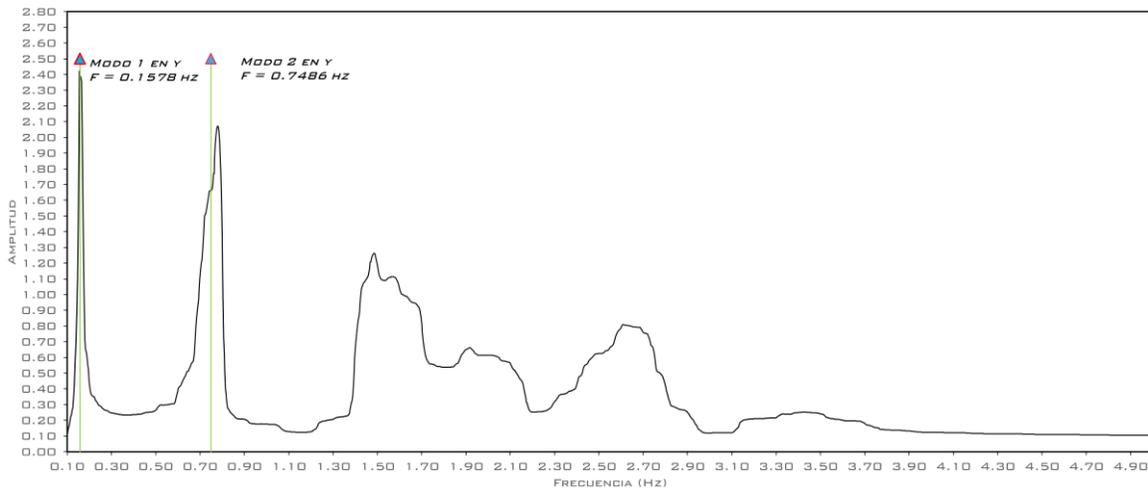


Fig. A.10. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia



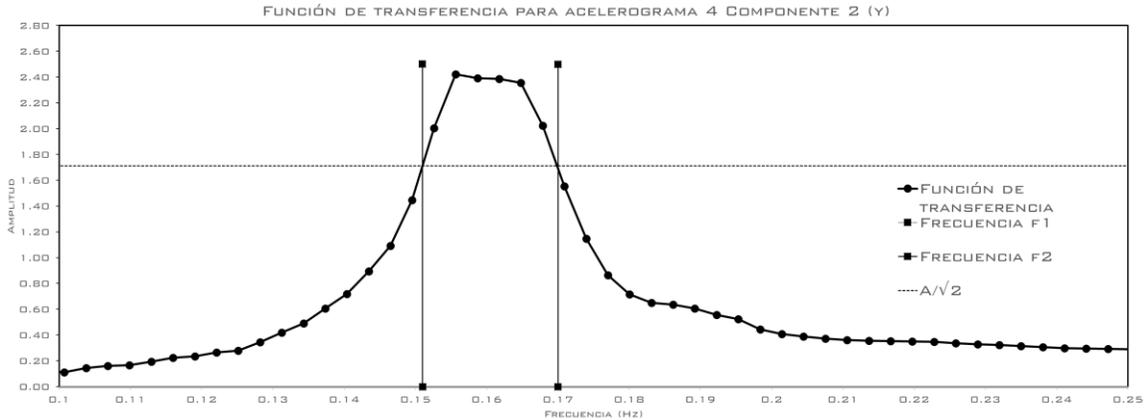


Fig. A.11. Función de transferencia del acelerograma 4 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.151 \text{ Hz} \\
 f_2 &= 0.170 \text{ Hz} \\
 \xi_{Y1} &= \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.92\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 10})
 \end{aligned}$$

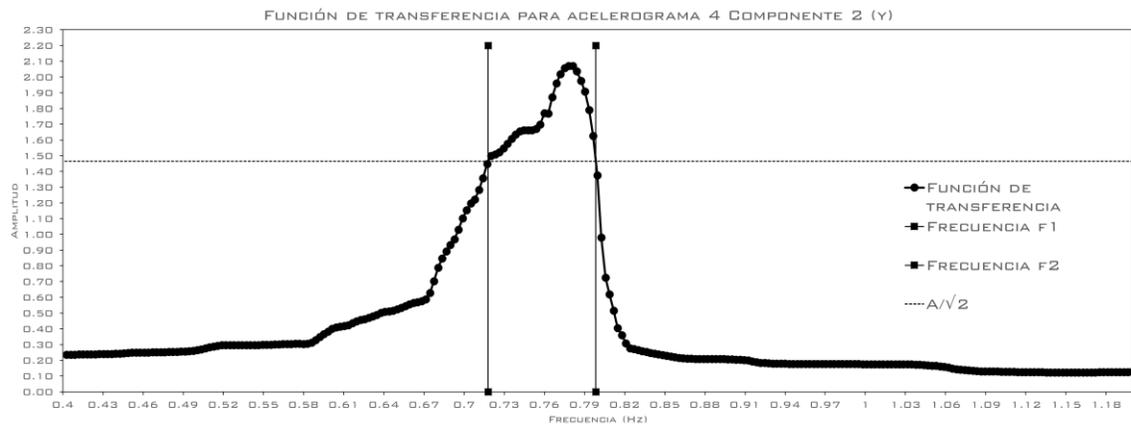


Fig. A.12. Función de transferencia del acelerograma 4 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.7180 \text{ Hz} \\
 f_2 &= 0.7985 \text{ Hz} \\
 \xi_{Y2} &= \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.31\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 11})
 \end{aligned}$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección Y con el acelerograma 4:

$$\xi_{Yacel4} = \frac{(5.92\%)(0.5682) + (5.31\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 5.79\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 12})$$



### Acelerograma 5

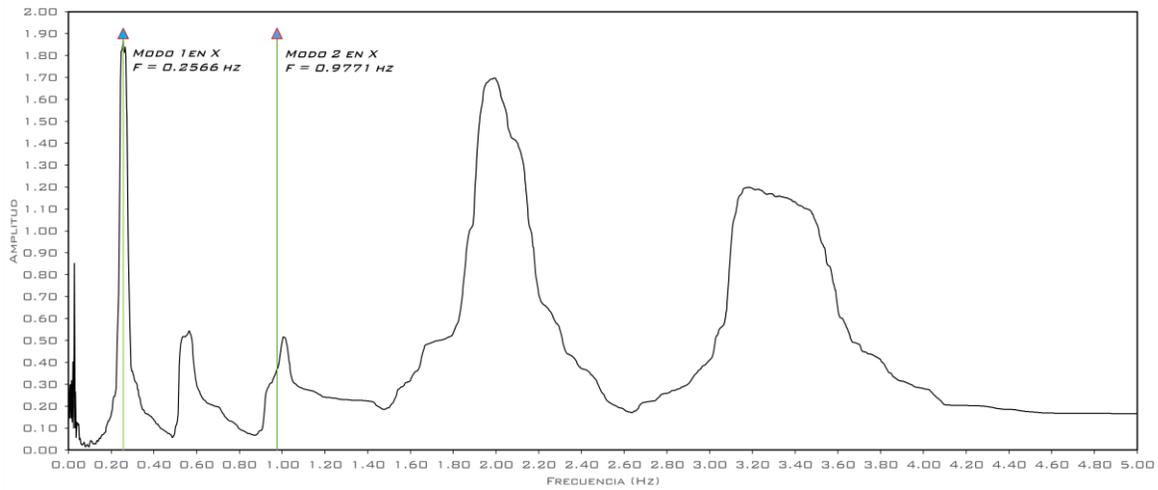


Fig. A.13. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

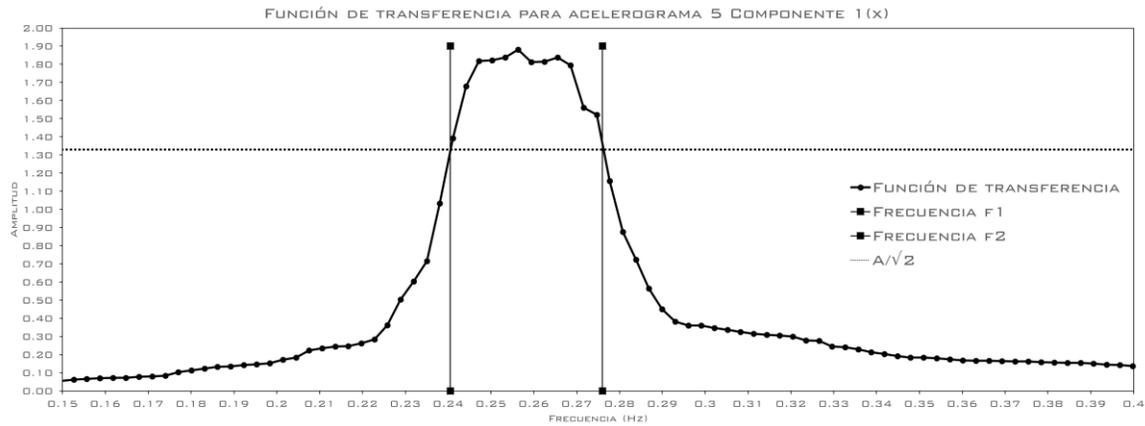


Fig. A.14. Función de transferencia del acelerograma 5 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

$$f_1 = 0.2405 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.2760 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 6.87\%$$

(Ec. A. 13)



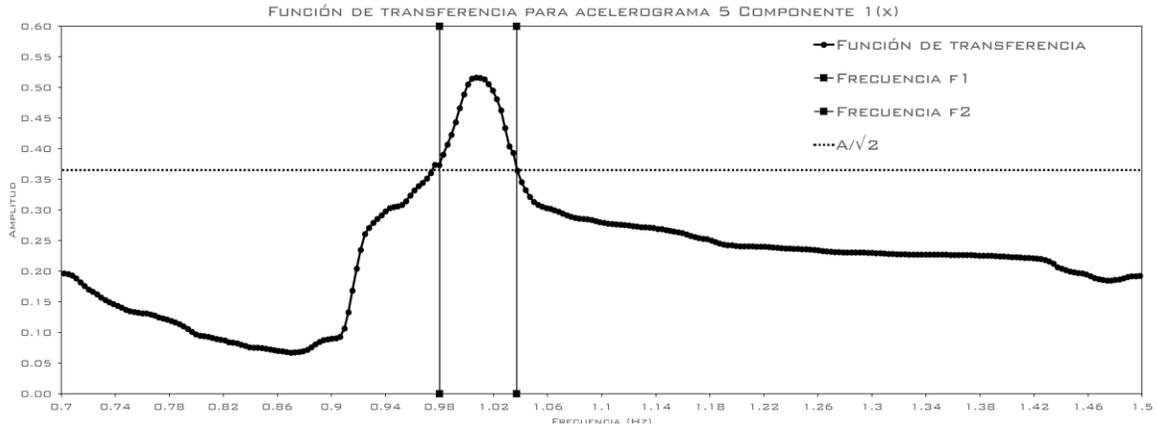


Fig. A.15. Función de transferencia del acelerograma 5 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)

$$f_1 = 0.980 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.037 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 2.83\% \quad (\text{Ec. A. 14})$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección X con el acelerograma 5:

$$\xi_{Xacel5} = \frac{(6.87\%)(0.5823) + (2.83\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 5.99\% \quad (\text{Ec. A. 15})$$

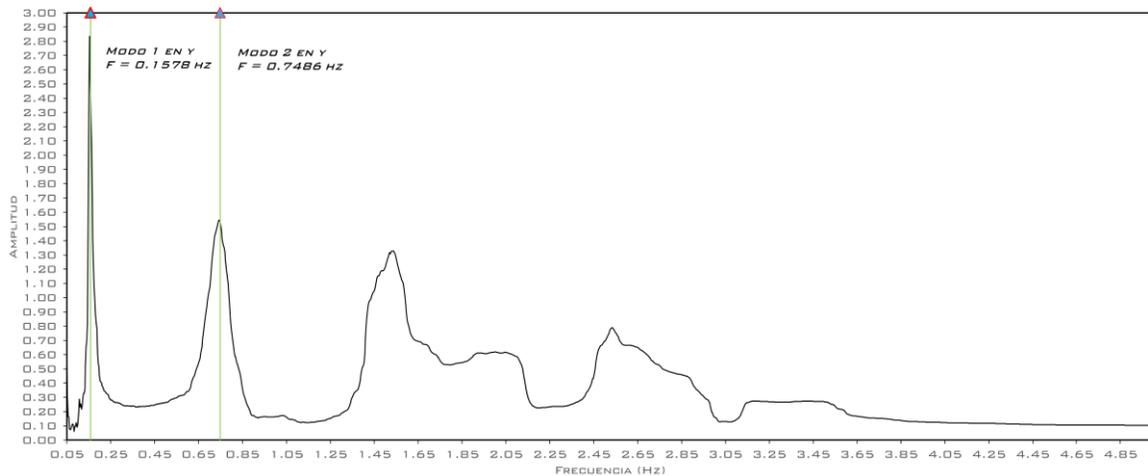


Fig. A.16. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia



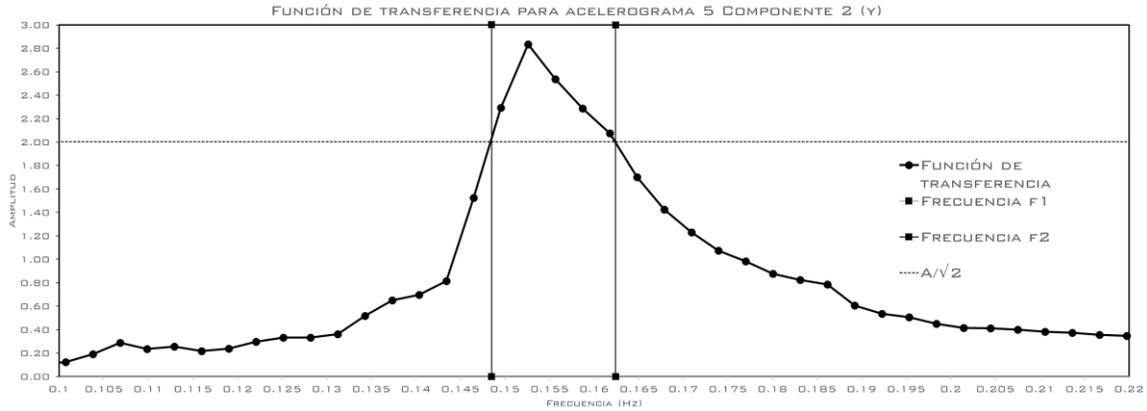


Fig. A.17. Función de transferencia del acelerograma 5 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.1485 \text{ Hz} \\
 f_2 &= 0.1624 \text{ Hz} \\
 \xi_{Y1} &= \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 4.47\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 16})
 \end{aligned}$$

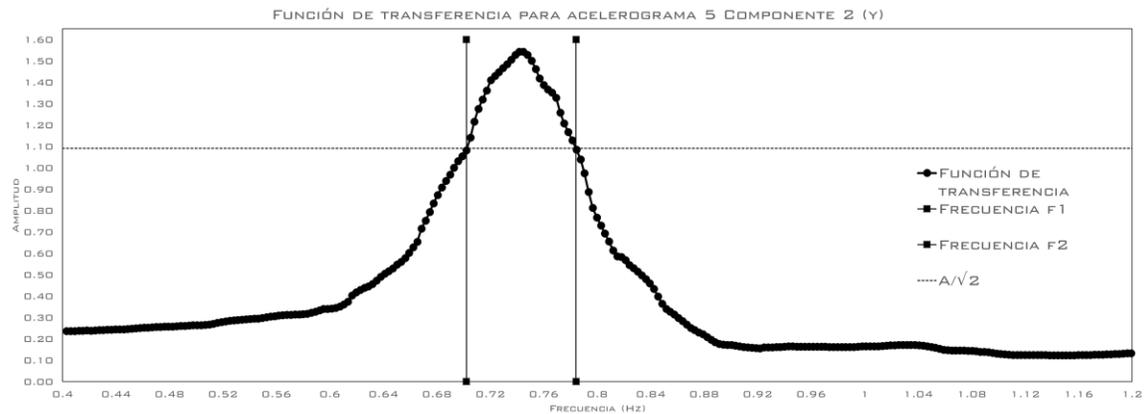


Fig. A.18. Función de transferencia del acelerograma 5 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 0.702 \text{ Hz} \\
 f_2 &= 0.784 \text{ Hz} \\
 \xi_{Y2} &= \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.52\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 17})
 \end{aligned}$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección Y con el acelerograma 5:

$$\xi_{Yacel5} = \frac{(4.47\%)(0.5682) + (5.52\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 4.69\% \qquad \qquad \qquad (\text{Ec. A. 18})$$



## Acelerograma 6

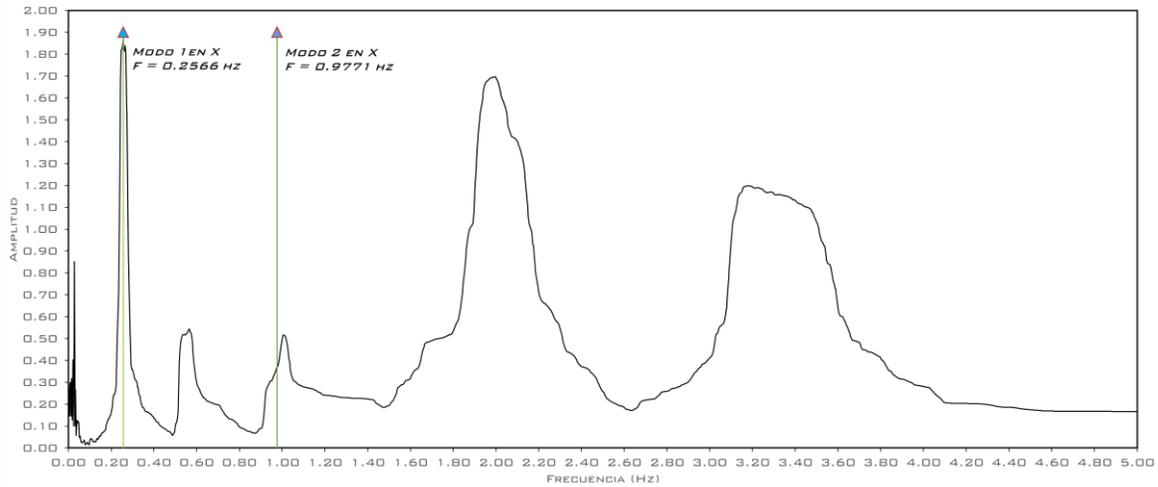


Fig. A.19. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

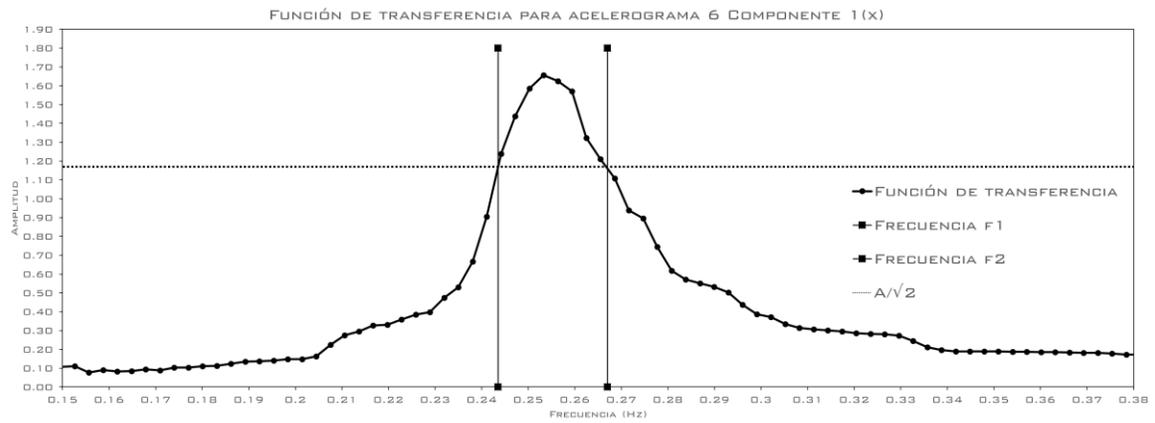


Fig. A.20. Función de transferencia del acelerograma 6 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

$$f_1 = 0.2435 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.2670 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 4.60\%$$

(Ec. A.19)



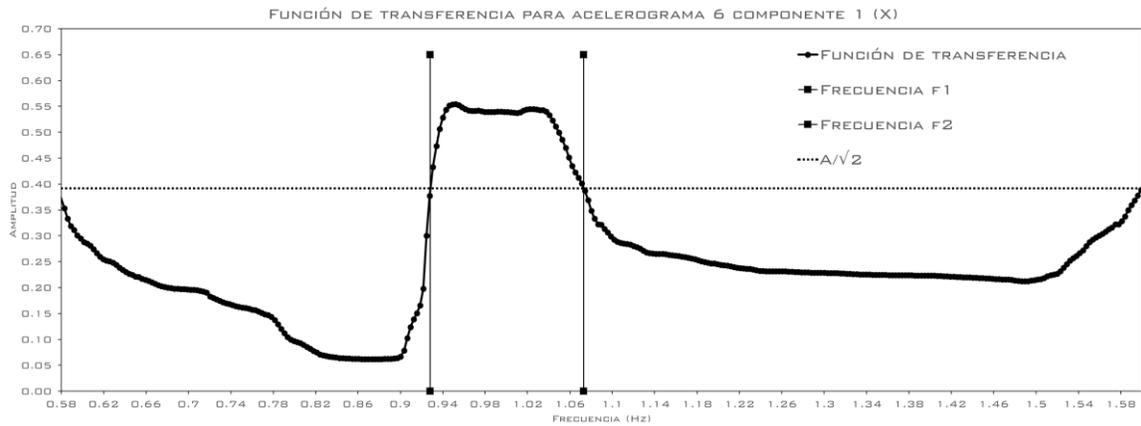


Fig. A.21. Función de transferencia del acelerograma 6 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)

$$f_1 = 0.928 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.073 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 7.25\% \quad (\text{Ec. A. 20})$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección X con el acelerograma 6:

$$\xi_{Xacel6} = \frac{(4.60\%)(0.5823) + (7.25\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 5.18\% \quad (\text{Ec. A. 21})$$

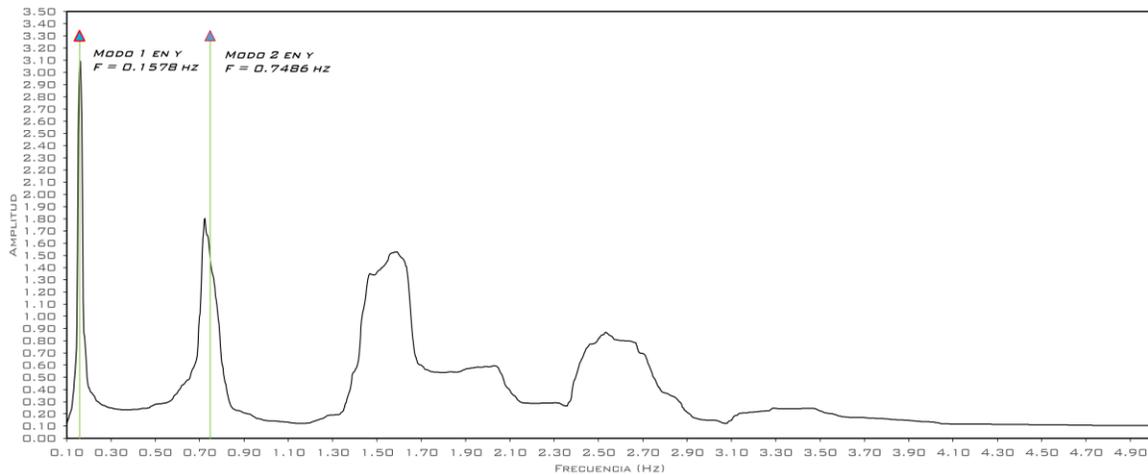


Fig. A.22. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia



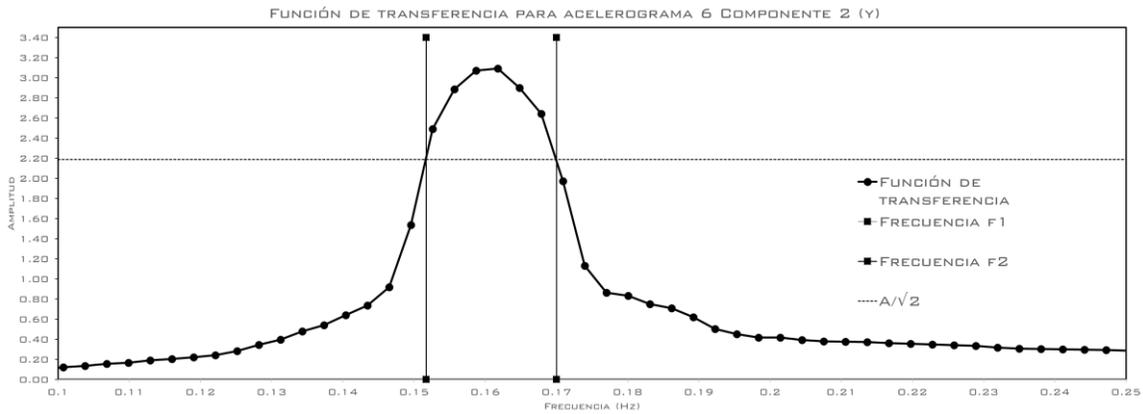


Fig. A.23. Función de transferencia del acelerograma 6 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

$$f_1 = 0.1517 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.1700 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 5.69\%$$

(Ec. A. 22)

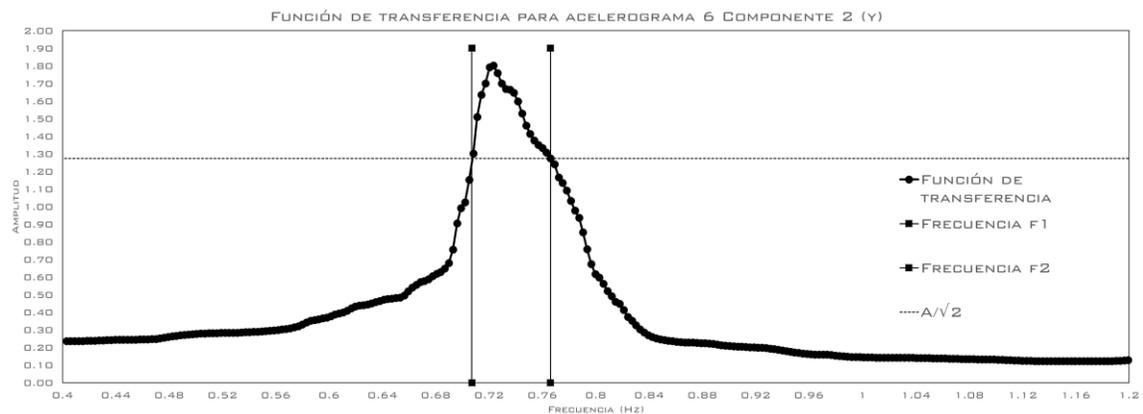


Fig. A.24. Función de transferencia del acelerograma 6 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)

$$f_1 = 0.707 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.766 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 4.01\%$$

(Ec. A. 23)

Cálculo de amortiguamiento final en dirección Y con el acelerograma 6:

$$\xi_{Yacel6} = \frac{(5.69\%)(0.5682) + (4.01\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 5.34\%$$

(Ec. A. 24)



## Acelerograma 7

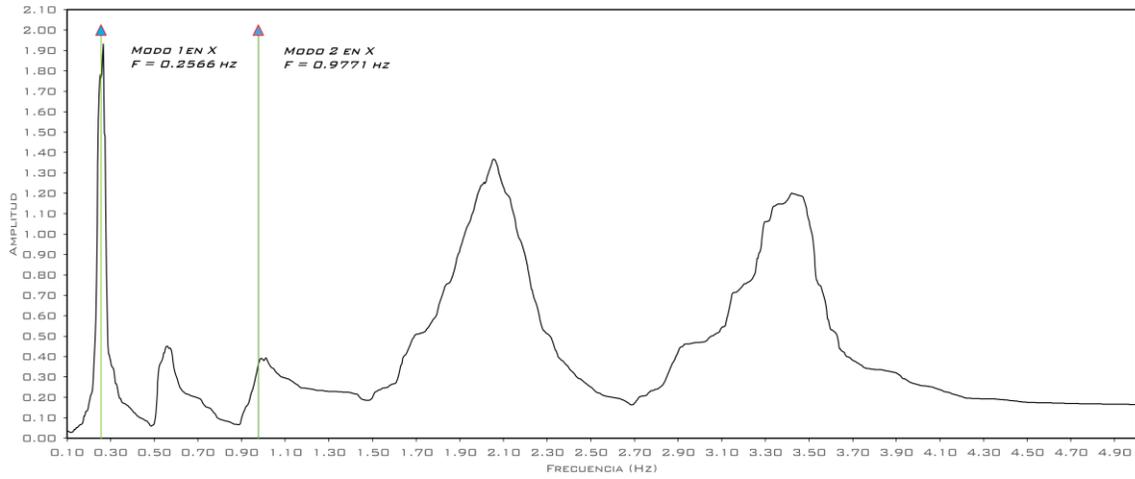


Fig. A.25. Identificación de los modos de la estructura en la dirección X, dentro de la función de transferencia

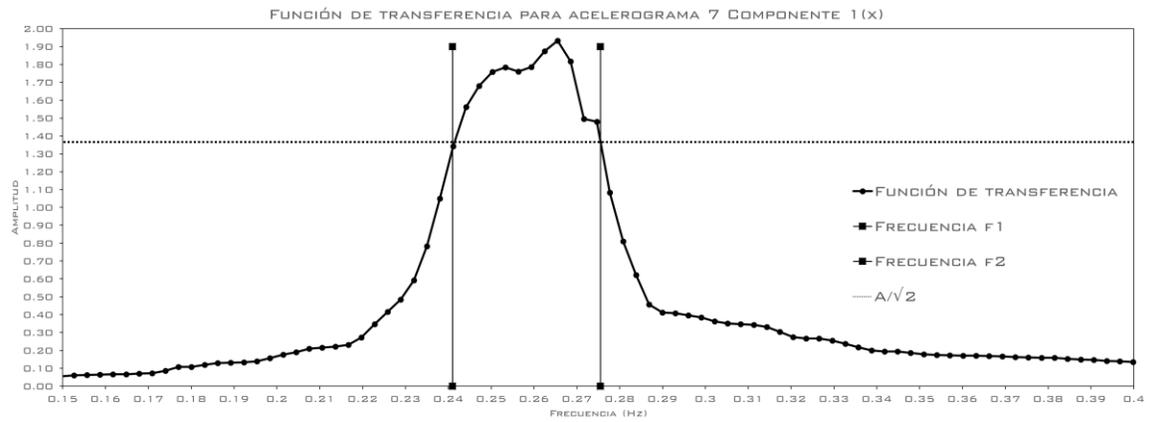


Fig. A.26. Función de transferencia del acelerograma 7 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en X)

$$f_1 = 0.2410 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.2755 \text{ Hz}$$

$$\xi_{X1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 6.68\%$$

(Ec. A. 25)



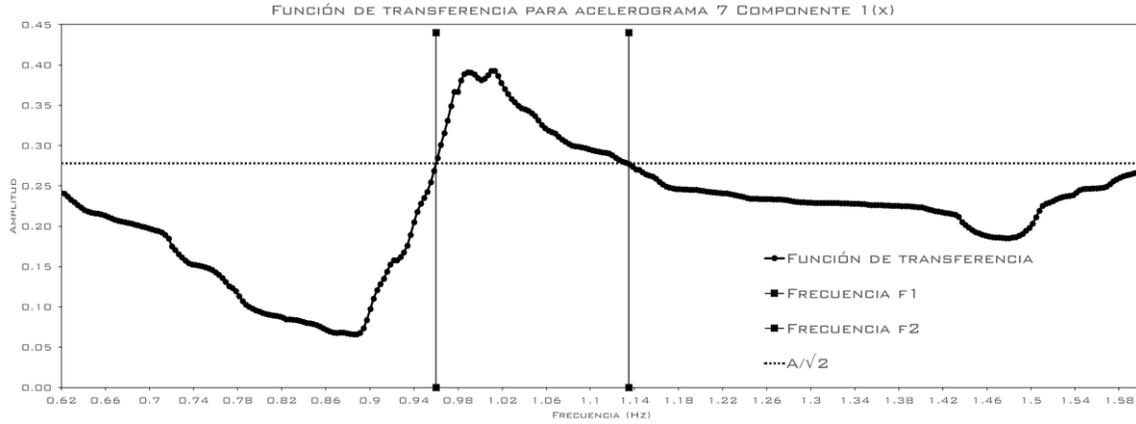


Fig. A.27. Función de transferencia del acelerograma 7 componente 1 (X) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en X)

$$f_1 = 0.960 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 1.135 \text{ Hz}$$

$$\xi_{x2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 8.35\% \quad (\text{Ec. A. 26})$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección X con el acelerograma 7:

$$\xi_{x\text{acel}7} = \frac{(6.68\%)(0.5823) + (8.35\%)(0.1626)}{0.5823 + 0.1626} = 7.04\% \quad (\text{Ec. A. 27})$$

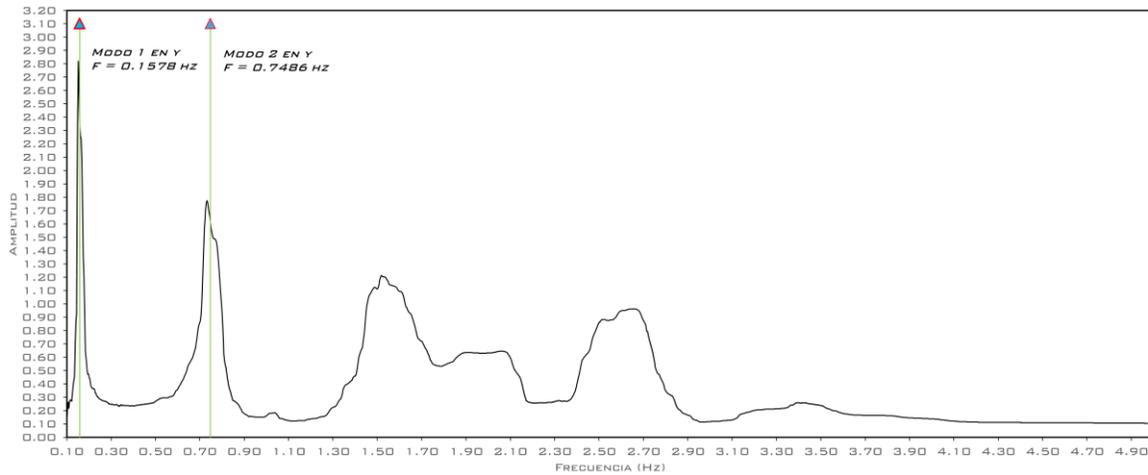


Fig. A.28. Identificación de los modos de la estructura en la dirección Y, dentro de la función de transferencia



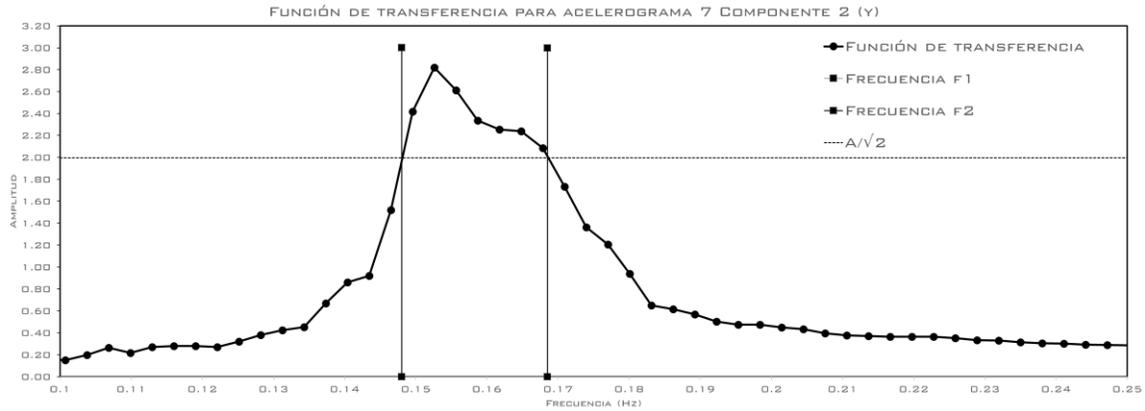


Fig. A.29. Función de transferencia del acelerograma 7 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 1 en Y)

$$f_1 = 0.1480 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.1685 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 6.48\% \quad (\text{Ec. A. 28})$$

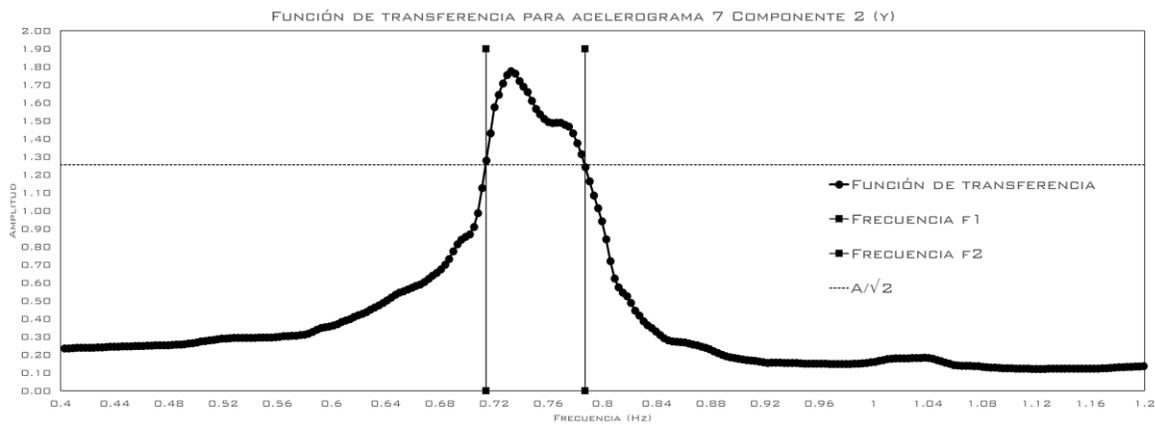


Fig. A.30. Función de transferencia del acelerograma 7 componente 2 (Y) y frecuencias para cálculo del amortiguamiento (modo 2 en Y)

$$f_1 = 0.714 \text{ Hz}$$

$$f_2 = 0.787 \text{ Hz}$$

$$\xi_{Y2} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} = 4.86\% \quad (\text{Ec. A. 29})$$

Cálculo de amortiguamiento final en dirección Y con el acelerograma 7:

$$\xi_{Yacel7} = \frac{(6.48\%)(0.5682) + (4.86\%)(0.1495)}{0.5682 + 0.1495} = 6.14\% \quad (\text{Ec. A. 30})$$



## Referencias

- ACI 318. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08)*. American Concrete Institute.
- Aguilar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). Diagrama de momento-curvatura y momento-rotación para elementos de hormigón armado y acero con ASCE/SEI 41 y sistema de computación CEINCI-LAB. *CIENCIA*, 17(2), 191-228.
- ARUP. (2008). *Torre Reforma Structures, Concept Design Report*. ARUP, New Yor, NY, EUA.
- ASCE 41-05. (2005). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE 7-05. (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Botas y Espinosa, G. (s.f.). *Diseño por desempeño*. Academia de Ingeniería , México.
- Breña, S., Fernández Ruiz, M., Kostic, N., & Muttoni, A. (2009). Modelling techniques to capture the backbone envelope behaviour of coupling beams subjected to seismic loading. *Studies and Researches*, 29, 53-78.
- CBC 06. (2007). *California Building Code*. International Code Council, Inc.
- Chopra, A. K. (2014). *Dynamics of Structures* (Cuarta ed.). Pearson Educación.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (2003). *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill.
- CTBUH-08. (2008). *Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings*. Council on Tall Buildings and Urban Habitat.
- Damiao Bezelga, J. M. (2015). *Coupling Beams of Shear Walls, Modelling Procedure for the Seismic Analysis of RC Structures*. Instituto Superior Técnico – Universidad de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*. National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.
- Ding, R., Tao, M.-X., Nie, X., & Mo, Y. L. (2017). Fiber Beam-Column Model for Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams Incorporating Shear and Reinforcement Slip Effects. *Engineering Structures*, 153, 191-204.
- ERN. (2008). *Final Report. Site-Specific Response Spectra and Time History Accelerations for the Reforma Tower*. Ciudad de México.
- Espejel Acosta, O. Á. (2013). *Estudio analítico del comportamiento de una estructura reforzada con disipadores pasivos de energía*. Tesis de maestría, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- FEMA 306. (1998). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Federal Emergency Agency, Washington, D.C., EUA.



- FEMA 356. (2000). *FEMA 356, Prestandart and Commnetary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Agency, Washington, D.C., EUA.
- FEMA P-440A. (s.f.). *Effect of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. Federal Emergency Agency , Washington, D.C., EUA.
- Galano , L., & Vignoli, A. (200). Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts. *ACI Structural Journal*, 97(6), 876-885.
- Galano, L., & Vignoli, A. (2000). Seismic Behavior of Short Coupling Beams with Different Reinforcement Layouts. *ACI Structural Journal*, 97(6), 876-885.
- Gwon, S., Shin, M., Pimentel, B., & Lee, D. (2014). Nonlinear Modeling Parameters of RC Coupling Beams in a Coupled Wall System. *Earthquakes and Structures*, 7(5), 817-842.
- Harries, K. A. (2001). Ductility and Deformability of Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Walls. *Earthquake Spectra*, 17(3), 457-478.
- IBC 2006. (2006). *International Building Code*. International Code Council, Inc.
- Lim, E., Hwang, S. J., Cheng, C. H., & Lin, P. Y. (2016). Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beam with Intermediate Span-Depth Ratio. *ACI Structural Journal*, 113(3), 515-524.
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2016). Three-dimensional beam–truss model for reinforced concrete walls and slabs – part 2: modeling approach and validation for slabs and coupled walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Moehle, J. P., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C., & Gedhada, R. (2012). *Sesimic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams*. National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce.
- Naish, D. A. (2010). *Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil & Environmental Engineering, Universidad de California, Los Ángeles, California.
- NTCDCEC-04. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estrcuturas de Concreto*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- NTCDCEC-17. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estrcuturas de Concreto*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Ordaz, M., & Montoya, C. (2017). *Programa DEGTRA versión 10.3.0*. Instituto de Ingeniería , UNAM, México.
- Paulay, T. (1971). Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls. *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, 843-862.
- Paulay, T. (1980). Earthquake Resisting Shear Walls-New Zeland Design Trends. *Journal of the American Concrete Institute*, 77(3), 144-152.
- Paulay, T., & Binney, J. R. (1974). Diagonally Reinforced Coupling Beam of Shear Walls. *Shear in Reinforced Concrete, ACI Special Publication*, 1(SP42), 579-598.



- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*. New York, NY, USA: John Wiley & Sons.
- PEER/ATC 72-1. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. Applied Technology Council, Pacific Earthquake Engineering Research Center .
- Saatcioglu, M., Derecho, A. T., & Corley, W. G. (1983). Modelling Hysteretic Behaviour of Coupled Walls for Dynamic Analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 711-726.
- Shiu, K. N., Takayanagi, T., & Corley, W. G. (1984). Seismic Behavior of Coupled Wall Systems. *Journal of Structural Engineering*, 110(5), 1051-1066.
- Takayanagi, T., & Schnobrich, W. C. (1979). Non-Linear Analysis of Coupled Walls Systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 1-22.
- Tamura, Y., Satake, N., Suda, K.-i., Arakawa, T., & Sasaki, A. (2003). Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan. *Journal of Structural Engineering*, 129, 470-477.
- Vu, N. S., Li, B., & Beyer, K. (2014). Effective stiffness of reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, 76, 371-382.
- Wallace, J. W. (2012). Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams, Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3-18.
- Xuan, G. (2005). *Performance-Based Design of a 15-story Reinforced Concrete Coupled Core Wall Structure*. Tesis de maestría, Universidad de Cincinnati, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental.

