



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

**SIMULACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA DEL EDIFICIO  
CCUT CALIBRANDO UN MODELO ELÁSTICO**

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

PRESENTA:  
GUILLERMO GREGORIO AGUILAR SILVA

TUTORES PRINCIPALES  
ORIO L ARNAU DELGADO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
DAVID MURIÀ VILA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

NOVIEMBRE 2016



A mis padres por apoyarme siempre  
A mi esposa que siempre está a mi lado  
A mis tutores por su paciencia y enseñanza  
Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología  
y al Instituto de Ingeniería por su patrocinio



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Meli Piralla, Roberto

Secretario: Dr. Chávez Cano, Marcos Mauricio

Vocal: Dr. Murià Vila, David

1<sup>er.</sup> Suplente: Dr. Arnau Delgado, Oriol

2<sup>do.</sup> Suplente: Dr. Alcocer Martínez De Castro, Sergio M.

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

**TUTORES DE TESIS:**

Dr. Oriol Arnau Delgado

Dr. David Murià Vila

-----  
**FIRMA**

-----  
**FIRMA**



## Resumen

En esta tesis se desarrolla la calibración de un modelo elástico lineal de la torre del Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) capaz de reproducir las propiedades dinámicas y la respuesta ante un sismo de intensidad moderada. Es un edificio de 21 niveles que se localiza en la zona del lago de la ciudad de México. Se desplanta sobre una cimentación que comparte junto con otros tres edificios bajos del CCUT. Desde un inicio la torre presentó hundimientos diferenciales y desplomos. Para controlar estos problemas se realizaron cuatro recimentaciones en diferentes años, así como una restructuración del edificio concluida en 2009.

Para lograr que el modelo responda de manera similar al edificio ante efectos de sismos de moderada intensidad fue necesario considerar diversos aspectos. Se destacan las características de rigideces efectivas de los elementos columnas, vigas, losas y muros. Para ello, se prestó especial atención en la modelación de las columnas, las cuales tienen una geometría peculiar, y en las vigas de acoplamiento.

Otro aspecto relevante a considerar fue la interacción suelo-estructura (ISE), por tratarse de una estructura desplantada en suelo blando y con una cimentación muy particular. Para incluir en el modelo los efectos de la ISE se propuso un método para determinar el centro de rotación de la cimentación y los valores de rigidez asociados a dichos efectos.

Con base en la calibración y validación del modelo representativo del comportamiento de la torre, se estudia la influencia que presenta en sus propiedades dinámicas la variación de criterios como la ISE, módulo de elasticidad del concreto, cargas, y muros de mampostería, y también se estudia la respuesta de la torre como fue estructurada originalmente.

Finalmente, se realiza un análisis paso a paso en el tiempo con el modelo calibrado del sismo del 20 de marzo de 2012. Las respuestas de aceleración y distorsiones de entrepiso calculadas de la torre del CCUT concuerdan con las aceleraciones y distorsiones experimentales medidas en los niveles instrumentados durante la fase intensa del sismo.



# Contenido

<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos y alcances	2
<b>2. Descripción del edificio CCUT</b>	<b>3</b>
2.1. Proyecto original	3
2.2. Rehabilitaciones	11
2.3. Sistema de monitoreo	18
2.4. Respuesta de la torre durante el sismo del 20 de marzo del 2012	19
2.4.1. Fase intensa de estudio del sismo 12-1	24
<b>3. Modelación del CCUT</b>	<b>27</b>
3.1. Consideraciones generales	27
3.1.1. Materiales	27
3.1.2. Estados de carga	30
3.1.3. Rigideces efectivas	32
3.1.4. Amortiguamiento	36
3.2. Consideraciones particulares	38
3.2.1. Columnas	38
3.2.2. Losas	46
3.2.3. Desplomo	51
3.3. Modelos generados	52
<b>4. Interacción suelo-estructura</b>	<b>53</b>
4.1. Centro de rotación de un plano cualquiera	53
4.2. Centro de rotación de la torre del CCUT	55
4.3. Valores de rigideces y amortiguamiento	56
4.3.1. Procedimiento teórico (ISE-T)	58
4.3.2. Método numérico (ISE-N)	59
4.3.3. Obtención de valores a partir de acelerogramas (ISE-S)	60
4.3.4. Modelado de la ISE	64
<b>5. Influencia de los criterios de modelación en las propiedades dinámicas</b>	<b>65</b>
5.1. Modelo calibrado	66
5.2. Interacción suelo-estructura	67
5.3. Módulo de elasticidad del concreto	69
5.4. Rigideces efectivas	70
5.5. Nivel de carga	73
5.6. Muros de mampostería	75
5.7. CCUT original	76
<b>6. Análisis paso a paso</b>	<b>79</b>
6.1. Paso de tiempo para análisis	79
6.2. Modelo calibrado	80
6.2.1. Distorsiones	89

6.3. Amortiguamiento de la ISE	97
6.4. ISE-S con variación de porcentaje de amortiguamiento crítico	102
6.5. Influencia ISE	105
6.5.1. Torre del CCUT con ISE-T	106
6.5.2. Torre del CCUT con ISE-N	108
6.5.3. Base empotrada	111
<b>7. Comentarios y conclusiones</b>	<b>115</b>
<b>8. Referencias</b>	<b>117</b>

# 1. Introducción

## 1.1. Antecedentes

Desde el momento de la construcción para la Secretaría de Relaciones Exteriores, la torre del ahora Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) ha presentado una serie de problemas de desplomos debidos a hundimientos diferenciales. Además, varios eventos sísmicos han provocado daños al edificio, en especial el sismo que afectó la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985 (Ávila *et al.* 2009; Torres, 2013; Camargo *et al.*, 2015; Murià Vila *et al.* (2016).

Las mediciones realizadas por acelerómetros colocados en la torre del CCUT permiten determinar las propiedades dinámicas del edificio en condiciones de vibración ambiental y durante sismos. Desde su construcción hasta la fecha, estas mediciones han mostrado cambios en las propiedades dinámicas de la estructura. Los principales motivos son debidos a cambios en las características del suelo, cambios que los sismos han causado sobre la estructura, así como las rehabilitaciones que ha sufrido la estructura y la cimentación.

Existen diferentes técnicas para desarrollar un modelo matemático representativo de una estructura. Es muy importante tener en cuenta cual es el objetivo para el que se quiere desarrollar un modelo matemático, la capacidad de cómputo de la que se dispone o el tiempo que se quiere invertir en realizar el modelo. Se pueden desarrollar modelos muy refinados en el número y tipo de elementos que forman el modelo, o especificar propiedades del comportamiento de los materiales más representativos de la realidad. De un modelo con estas características se pueden obtener resultados detallados, pero requerirá de un gran poder de cómputo de análisis y de tiempo para generar el modelo. Por otro lado, si el objetivo del modelo diseñar, entonces no será conveniente tanto refinamiento. Simplificaciones en la modelación resultarán en menor tiempo para generar el modelo, menor requerimiento de poder de cómputo, facilidad de interpretación de los resultados y de edición del modelo.

El presente trabajo se enmarca dentro de un amplio proyecto de investigación centrado en el estudio de la respuesta estructural de la torre del CCUT, abarcando desde el registro de su respuesta hasta su modelación altamente detallada. Los modelos de respuesta simplificados tratados en este trabajo pretenden definir una opción de bajo requerimiento computacional, a fin de probar distintas consideraciones y configuraciones factibles, antes de estudiar modelos más complejos.

## 1.2. Objetivos y alcances

- 1) Simular la respuesta que la torre del CCUT tuvo durante el sismo del 20 de marzo del 2012, con un modelo elástico simplificado.
- 2) Obtener un modelo en que se puedan modificar las consideraciones de análisis.

Para simular la respuesta que la torre tuvo durante el sismo, se desarrolló un modelo matemático representativo del estado en que se encontraba la torre el 20 de marzo del 2012. Basado en hipótesis que reducen la complejidad del modelo, se calibraron las propiedades de rigideces efectivas, interacción suelo-estructura (ISE), amortiguamiento, muros de mampostería, módulos de elasticidad y cargas.

Como verificación de la calibración del modelo matemático, se compararon las propiedades dinámicas contra los datos experimentales de la torre durante el sismo a analizar. También se realizaron análisis paso a paso, para el registro sísmico del 20 de marzo del 2012 (evento 12-1) en la base de la estructura. Se compararon los registros experimentales de los acelerómetros de los niveles 10 y azotea contra los obtenidos a partir del modelo matemático. De este modo se consiguió obtener un modelo elástico lineal que respondió de forma aproximada al comportamiento que la torre del CCUT tuvo durante el sismo 12-1.

El modelo matemático calibrado representativo de la torre del CCUT debe permitir variar criterios, consideraciones y parámetros, para poder estudiar cómo estos cambios influyen la respuesta de la torre.

El nivel de detalle del modelo de la torre del CCUT de esta tesis, tiene la intención de desarrollarse en un programa comercial de uso común en la práctica profesional, limitándose a un comportamiento elástico lineal y al uso de las herramientas con que el programa dispone.

## 2. Descripción del edificio CCUT

El Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT) es un complejo de cuatro edificios con una cimentación común (fig. 2.1). Uno de éstos es una torre de 86.1 m de altura, la cual, desde su construcción, ha presentado desplomos que han llevado a proponer diferentes recimentaciones y rehabilitaciones que han ayudado a detener el avance de dicho desplomo.

El CCUT es actualmente propiedad de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), hecho que facilita la instalación de un sistema de monitoreo formado por acelerómetros y sistemas GPS por parte del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Esta instrumentación fue diseñada para estudiar y comprender el comportamiento del CCUT. La presente tesis se centra en el estudio de la respuesta de la torre.

### 2.1. Proyecto original

El CCUT, consta de una torre y tres edificios agrupados como cuerpos bajos (fig. 2.1). El conjunto de cuerpos bajos involucra tres módulos; edificio II, edificio III y edificio IV. Estos constan de un sótano y dos niveles superiores, el sótano a -3.50 m, la planta baja a +0.70 m y el nivel 1, que en los edificios II y III está a +6.90 m y en el edificio IV a +4.37 m; la azotea en los tres edificios está al nivel +11.90 m.

Los cuerpos bajos están estructurados a base de marcos de concreto sobre una cimentación de contratrabes que en algunos casos continúan más allá de los límites de la planta del edificio para conectar con las contratrabes de la cimentación de la torre.

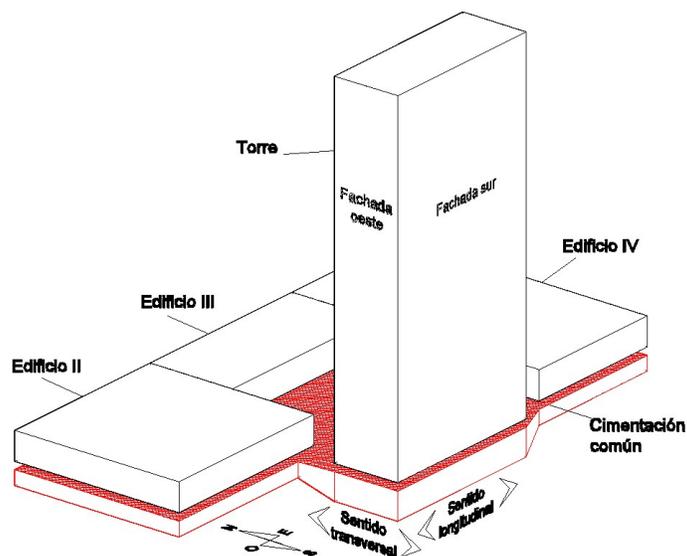
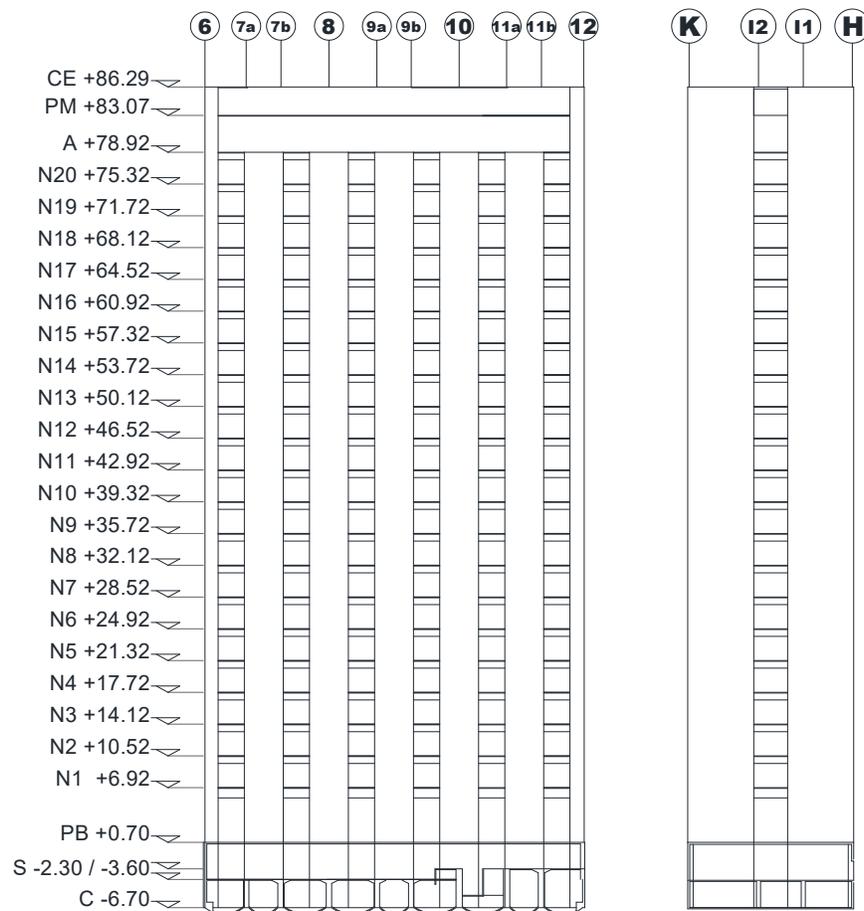


Fig. 2.1 Distribución de edificios del CCUT

La torre, de 86.1 m de altura desde el nivel de banqueta (fig. 2.2), queda dividida en planta baja (PB) de 7.62 m de altura de entrepiso, 20 niveles, del nivel N1 al N20, con altura de entrepiso de 3.60 m, nivel de azotea (A), nivel piso de máquinas (PM) y nivel cubierta de elevadores (CE), el cual en el núcleo oriente de servicios, está habilitado como helipuerto. El sótano (S) se encuentra a diferentes niveles; del eje 6 al eje 10 a una profundidad de -3.60, y del eje 10 al 12 a una profundidad de -2.30. Por último el nivel de cimentación (C) a -6.6 m. En planta (fig.2.3), el edificio mide 41.87 m en el sentido longitudinal (L), y 18.35 m transversalmente (T). Está estructurado longitudinalmente a base de marcos de concreto ubicados en las fachadas norte y sur del edificio, y transversalmente por muros de concreto en las fachadas este y oeste. Los cubos de elevadores y escaleras están contruidos con muros de mampostería y columnas de concreto rectangulares de diferentes tamaños.



a) Fachada sur

b) Fachada este

Fig. 2.2 Elevación del proyecto original

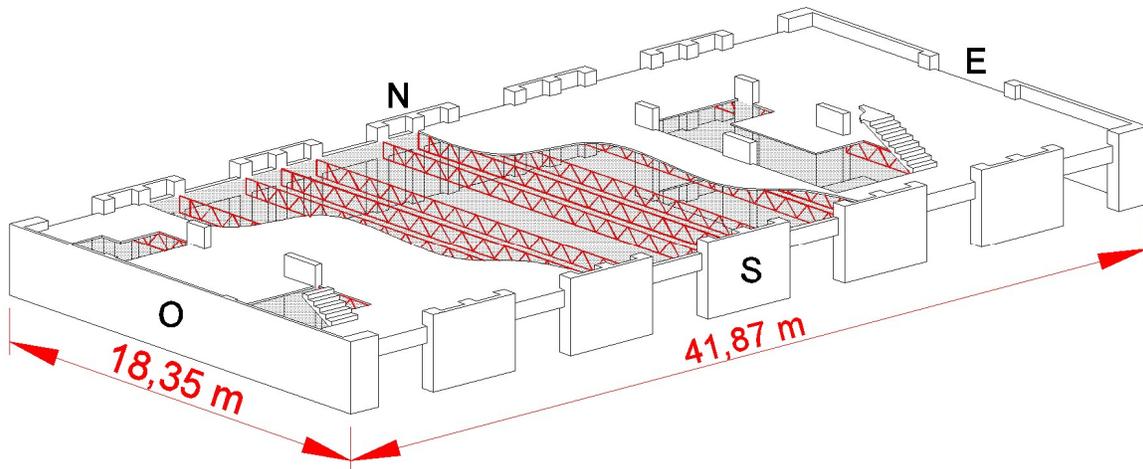


Fig. 2.3 Estructuración original del CCUT, en los niveles N1 a N19.

Los marcos de concreto de las fachadas norte y sur están formados por columnas de concreto con sección en forma de “E” (tabla 2.1). Tienen una longitud de 430 cm medidos de paño a paño. Está formada en sus extremos y en el centro por patines de sección rectangular de 60 cm de base y un peralte que varía de 50 a 80 cm unidos por el alma, que varía en su espesor de 30 cm en sótano a 15 cm en los niveles superiores. Tanto el alma como los patines se encuentran a paño con la línea externa de la planta del edificio. En cada nivel, las columnas están unidas por una viga de acoplamiento de 25 cm de ancho por 86 cm de peralte, con excepción del primer nivel donde la viga tiene un peralte de 116 cm.

La fachada poniente, está formada por un muro de concreto de espesor variable, de 30 cm en PB a 15 cm en los niveles superiores. En ambos extremos el muro tiene elementos rectangulares de concreto de 145.5 x 60 cm perpendiculares al muro (tabla 2.2). La fachada oriente, está formada por dos muros unidos en cada nivel por una viga de concreto de sección de 35 cm de ancho por 86 cm de peralte, con excepción del primer nivel donde la viga tiene un peralte de 116 cm. En los muros al cruce con los ejes H y K hay un elemento de 151.5 x 60 cm y en ambos muros en el extremo interno en el cruce con los ejes  $I_1$  e  $I_2$ , tienen un elemento de 50 x 60 cm (tabla 2.3).

Tabla 2.1 Secciones transversales de las columnas de fachada norte y sur

Entrepiso	Columna
N17 a A $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ N15 al N17 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$	
N10 al N15 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ N8 al N10 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$	
N1 al N8 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$	
PB al N1 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$	
C a PB Ejes H-10, H-11, K-7, K-8, K-9, K-10 y K-11 $f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2$	

\*Dimensiones en cm y diámetros de las barras de refuerzo en octavos de pulgada.

Tabla 2.2 Secciones transversales de muro de fachada oeste

Entrepiso	Columna
<p>N17 a A  <math>f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>N11 al N17  <math>f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>N10 al N11  <math>f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2</math>  N6 al N10  <math>f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>PB al N6  <math>f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>C a PB  <math>f_c' = 350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	

\*Dimensiones en cm y diámetros de las barras de refuerzo en octavos de pulgada.

Tabla 2.3 Secciones transversales de muro de fachada este

Entrepiso	Columna
<p>N15 a A  <math>f'c=210 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>N10 al N15  <math>f'c=280 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>N5 al N10  <math>f'c=350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>PB al N5  <math>f'c=350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	
<p>C a PB  <math>f'c=350 \text{ kg/cm}^2</math></p>	

\*Dimensiones en cm y diámetros de las barras de refuerzo en octavos de pulgada.

La losa en el nivel de planta baja está estructurada con losa reticular, donde las nervaduras tienen 40 cm de peralte y bases que varían entre los 18 y los 25 cm (fig. 2.4).

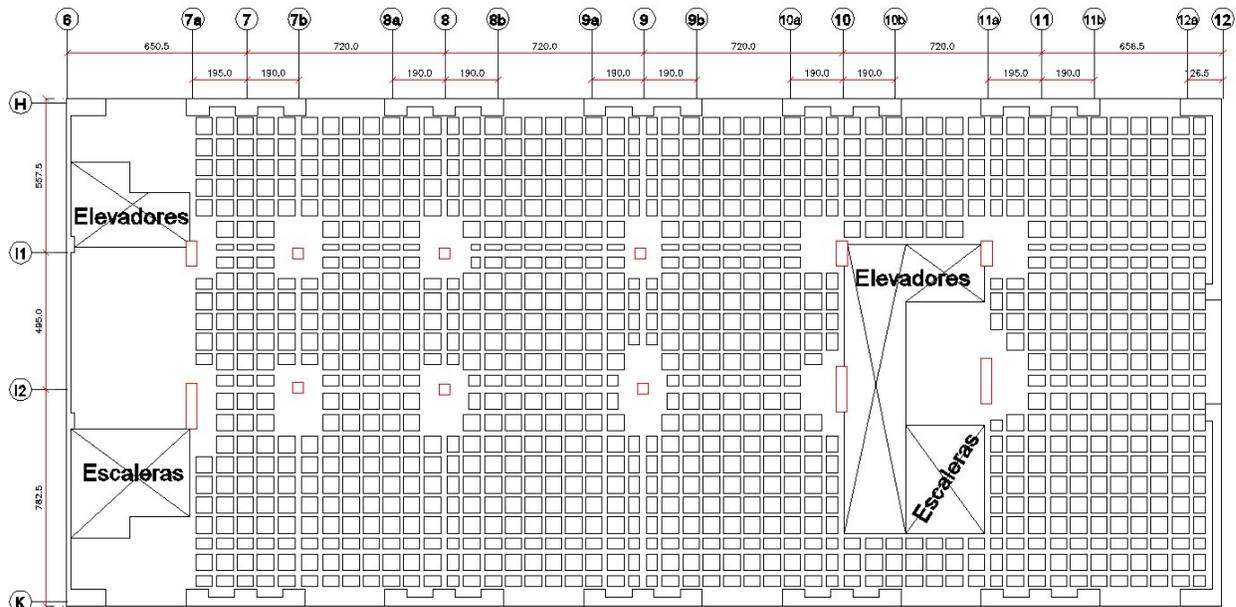


Fig. 2.4 Planta baja, estructuración de losa por medio de nervaduras

Las losas en los niveles N1 al A están estructuradas a base de vigas metálicas de alma abierta dispuestas en el sentido transversal (fig. 2.5), las cuales dan soporte a una losa de concreto armado de 8 cm de espesor (fig. 2.6).

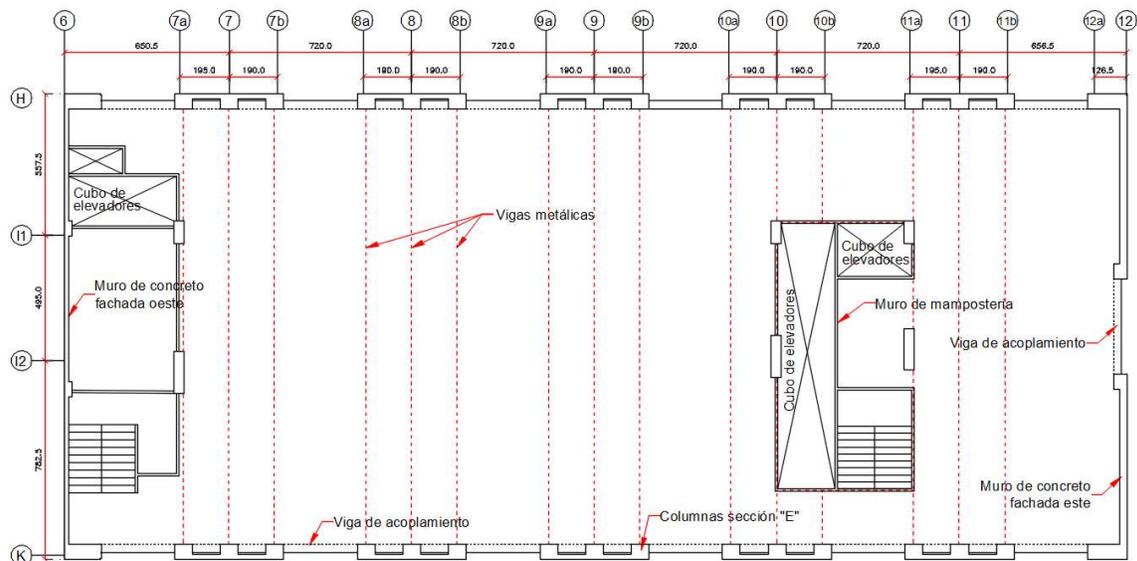


Fig. 2.5 Planta tipo, ubicación de las vigas metálicas de alma abierta, muros de concreto, muros de mampostería, columnas y vigas de acoplamiento

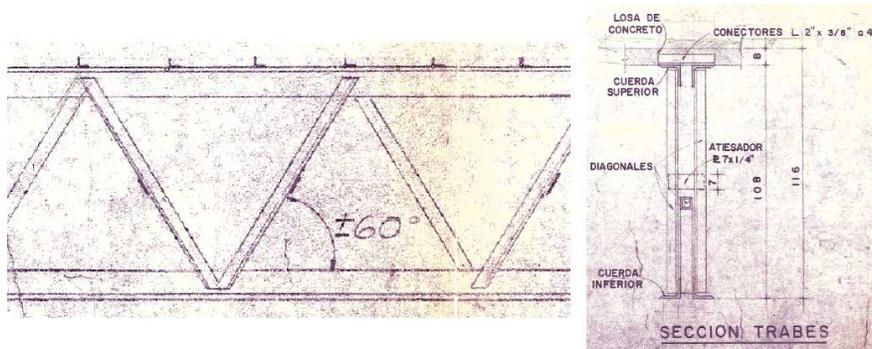


Fig. 2.6 Vigas metálicas y losa de concreto características de los niveles N1 a Azotea (SRE, 1963)

El cajón de cimentación de la torre se desplanta a una profundidad de -6.70 m por debajo del nivel de banqueta (fig. 2.7). En el perímetro de la cimentación de la torre existen muros de 7.30 m de altura y espesor de 30 cm. Un parrillado de contratraves conectado a los muros del cajón dan soporte a losas cóncavas de 18 cm de espesor. Las profundidades de estas losas van de 62 a 88 cm por debajo de la elevación -6.70 m, donde se conectan con las contratraves (fig. 2.8). En la dirección transversal, las contratraves miden 300 y 430 cm de peralte con anchuras que varían de 60 a 70 cm. La longitud de la contratrabe debajo de la torre se prolonga más allá de los límites de la torre hacia el norte para continuar con la cimentación del edificio III. En la dirección L, las contratraves son de 130 y 300 cm de peralte con un ancho de 30 cm, y continúan al oriente más allá de la planta de la torre para conectarse con la cimentación del edificio IV.

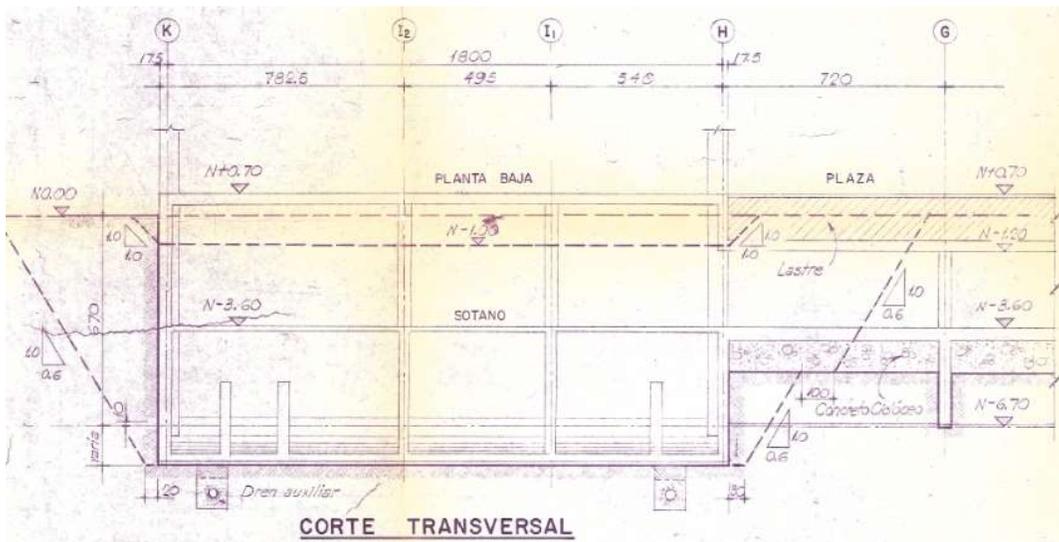


Fig. 2.7 Corte transversal del cajón de cimentación. Muros perimetrales y contratraves (SRE, 1963)

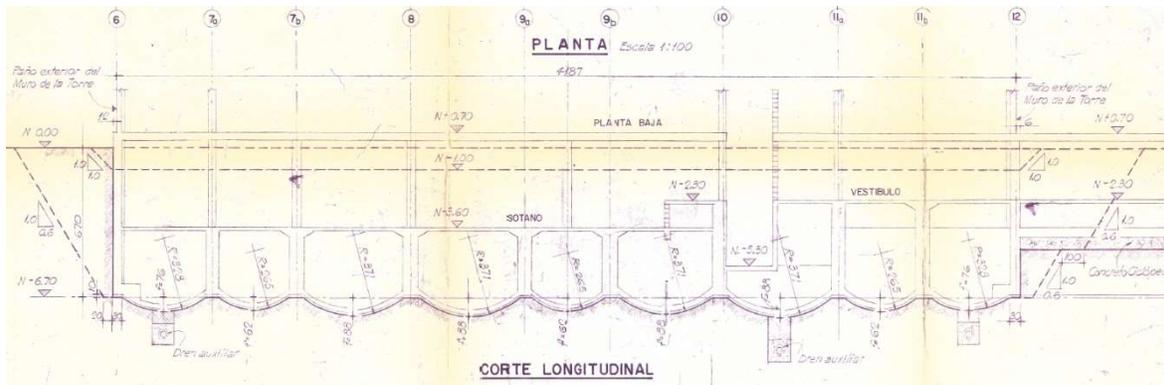


Fig. 2.8 Corte longitudinal del cajón de cimentación. Muros perimetrales y contratraves (SRE, 1963)

En el proyecto original, por debajo del cajón, la cimentación la torre constaba de 156 pilotes de fricción de 50 cm de diámetro (fig. 2.9) y una profundidad de 25 m por debajo del nivel de banqueteta.

## 2.2. Rehabilitaciones

Desde su construcción, el edificio ha presentado hundimientos diferenciales que han llevado a proponer diferentes soluciones (fig. 2.9) para detener los desplomos que sufre la torre (Ávila *et al.*, 2009).

En 1964 se instalaron 25 pilotes electromecánicos en el lado sur y poniente, así como lastres de 2 t/m<sup>2</sup> en la zona noreste.

En 1965, se instalaron 48 pilotes electromecánicos. Aunque se retiró el 12.4% lastre de la zona suroeste.

En 1983, se instalaron 15 pilotes de control de 40 cm de diámetro y 37 pilotes de control de 60 cm de diámetro. Se reparó el muro del eje 6 de G a H y se encamisaron con concreto los elementos extremos de los muros de la fachada oriente en los niveles de sótano (fig. 2.10-a) y en los niveles de superestructura el encamisado se realizó con una armadura metálica (fig. 2.10-b).

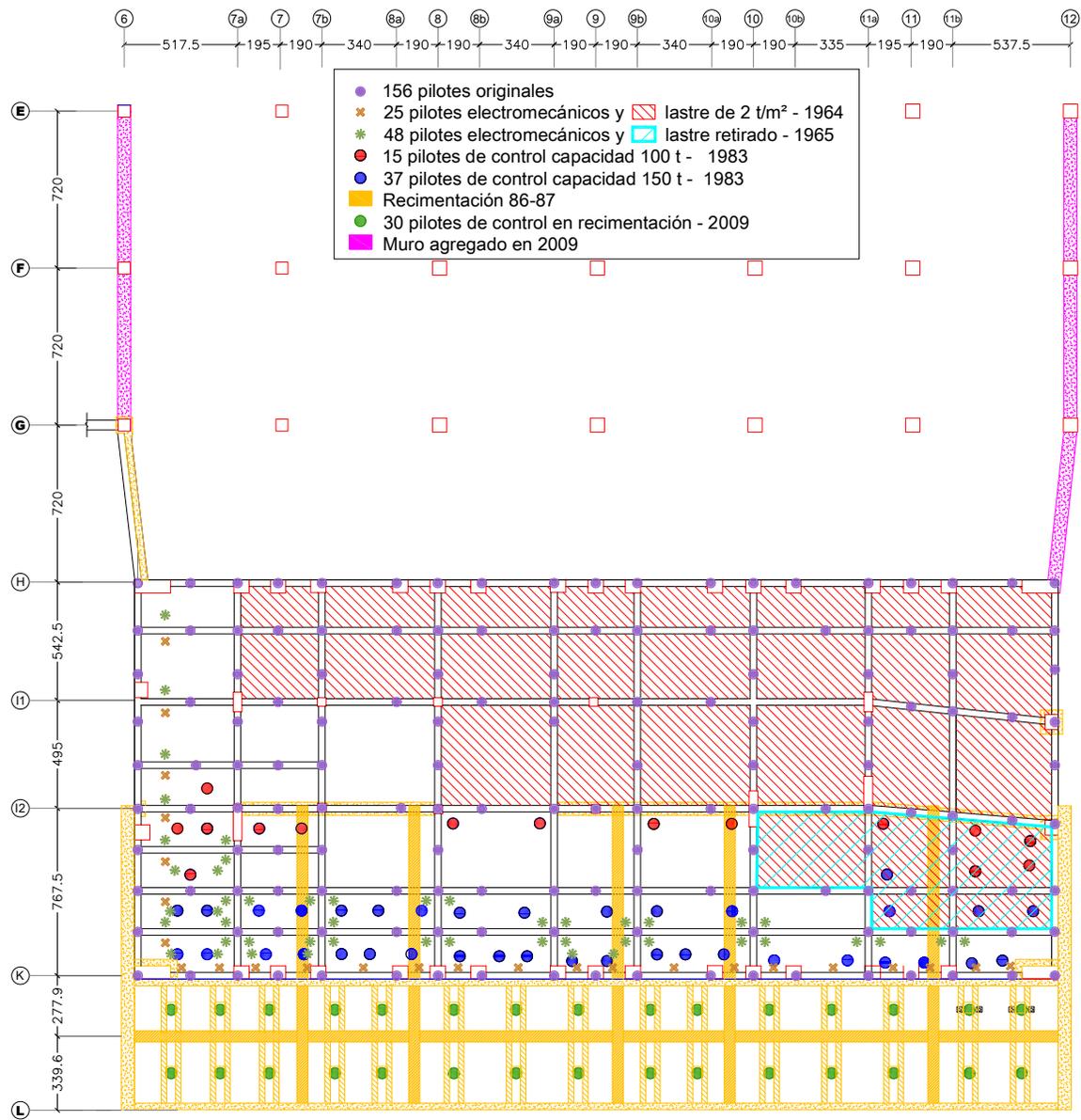
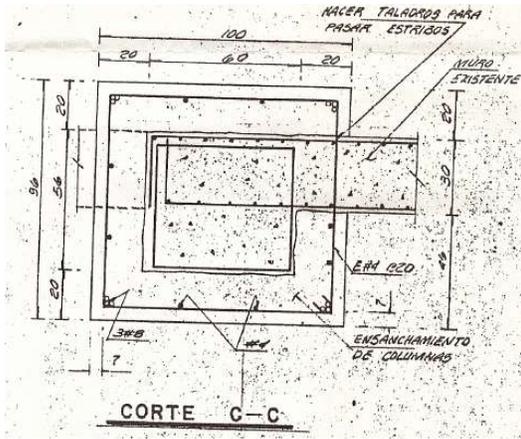
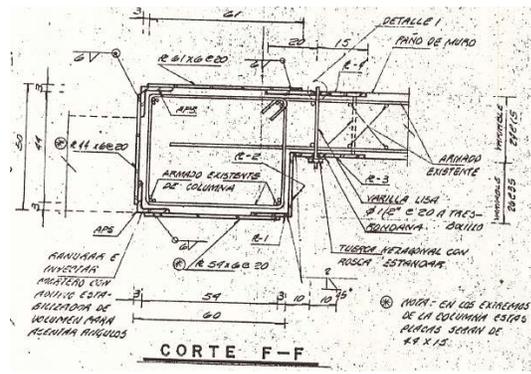


Fig. 2.9 Planta de modificaciones en la cimentación



a) Encamisado de concreto en niveles de sótano



b) encamisado con armadura de acero en niveles PB a A

Fig. 2.10 Encamisado de cabezas de los muros de fachada oriente (SRE, 1986)

En 1987 se amplió el cajón de cimentación hacia el sur. Para esto se instalaron 5 armaduras principales de 5 m de peralte (fig. 2.11) próximas a los ejes 7b, 8, 9b, 10 y 11b, que comienzan en el eje I<sub>2</sub> y se proyectan hacia el sur hasta el eje L. Los muros de los ejes 6 y 12, se reforzaron y se alargaron también hasta el eje L. Se colocaron muros en los ejes K y L de 30 cm y una armadura secundaria entre los ejes K y L que vinculan a las armaduras principales. En la zona de la cimentación ampliada se coló una losa tapa de 15 cm de espesor, así como losa piso de 45 cm de espesor.

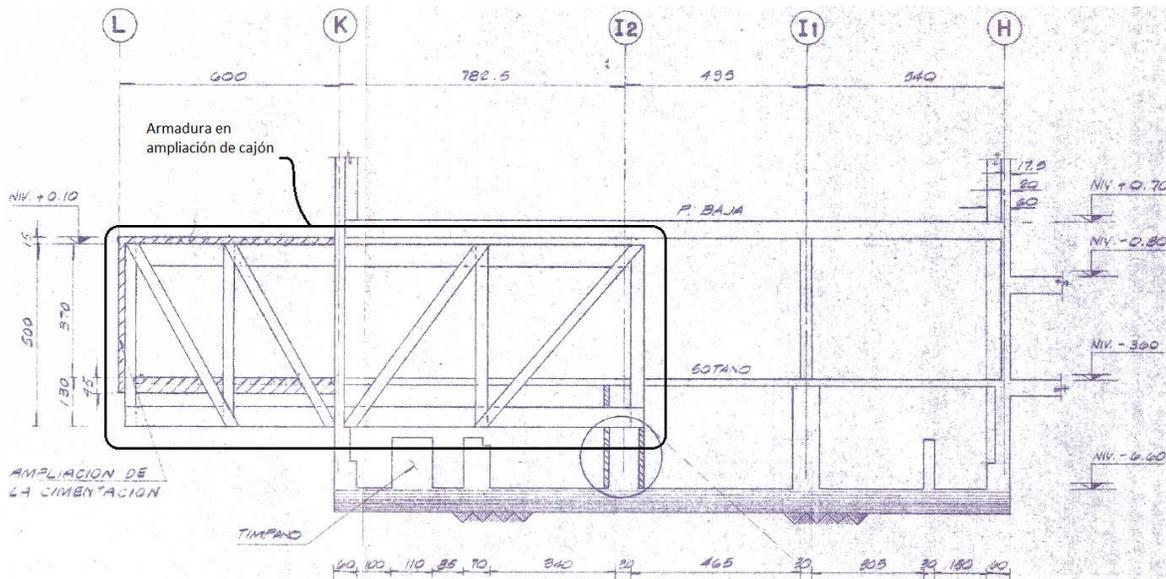


Fig. 2.11 Armadura en el sentido transversal de la torre. Ampliación de cimentación (SRE, 1987)

También se reforzaron las columnas de los ejes 6 y 12 en el cruce con los ejes  $I_2$  e  $I_2'$ . Estas columnas fueron encamisadas con concreto armado como se ve en la fig. 2.12.

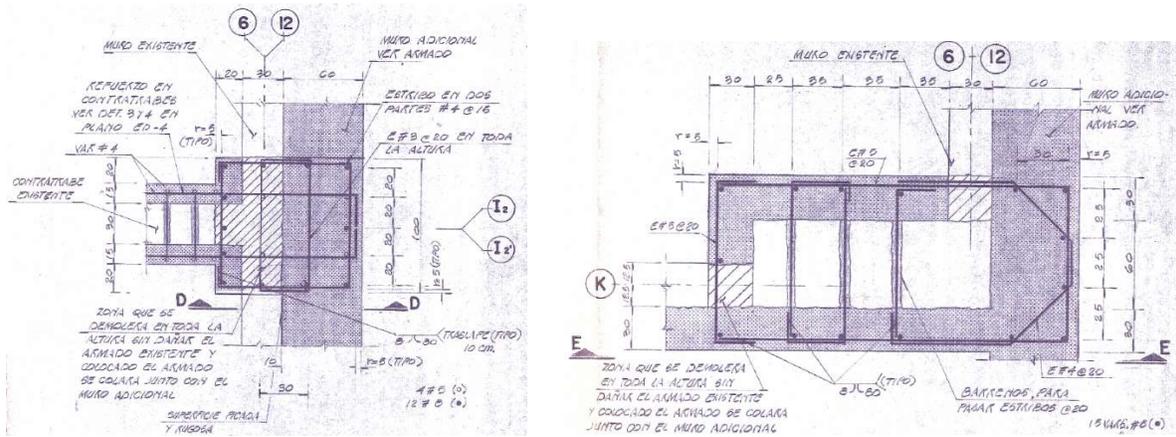


Fig. 2.12 Detalle de refuerzo de columnas ejes 6 y 12. (SRE, 1987)

En 2009, se agregaron 30 pilotes de control de 50 cm de diámetro, ubicados en la zona de recimentación del año 87 (fig. 2.9, pilotes verdes) y se incluyeron muros de concreto en los ejes 6 de G a E y el eje 12 de H a E de 60 cm de espesor.

En la superestructura se instalaron contravientos en el sentido transversal en los ejes 7, 8, 9 y 11, como se muestra en las figs. 2.13 y 2.14. Estos contravientos son diagonales formadas por dos elementos canal frente a frente que van de la columna de fachada norte a la columna de fachada sur, a cada tres niveles.

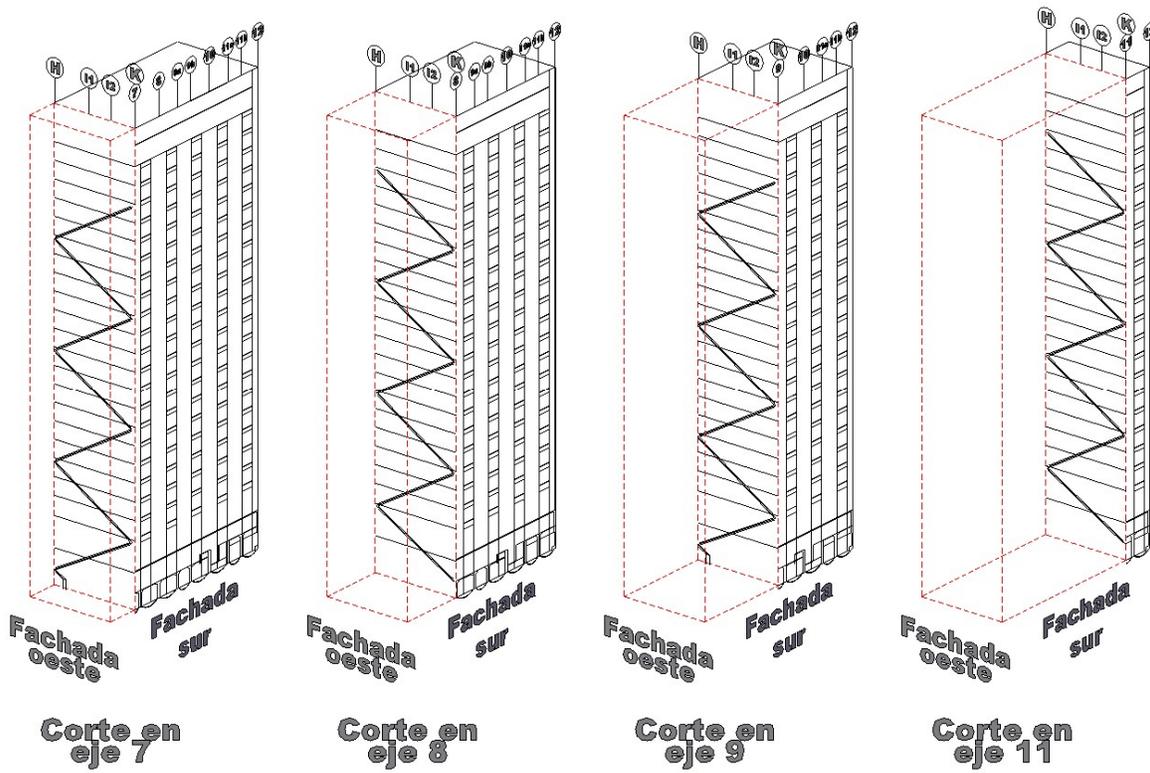


Fig. 2.13 Rehabilitaciones en superestructura. Contravientos en ejes 7, 8, 9 y 11.



Fig. 2.14 Contravientos de rehabilitación en superestructura

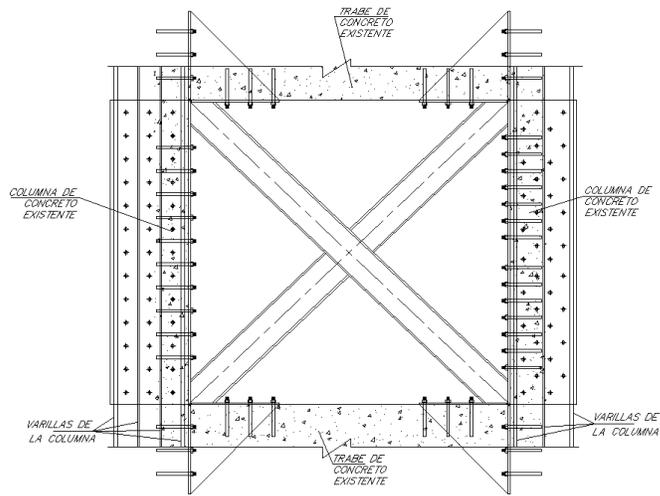
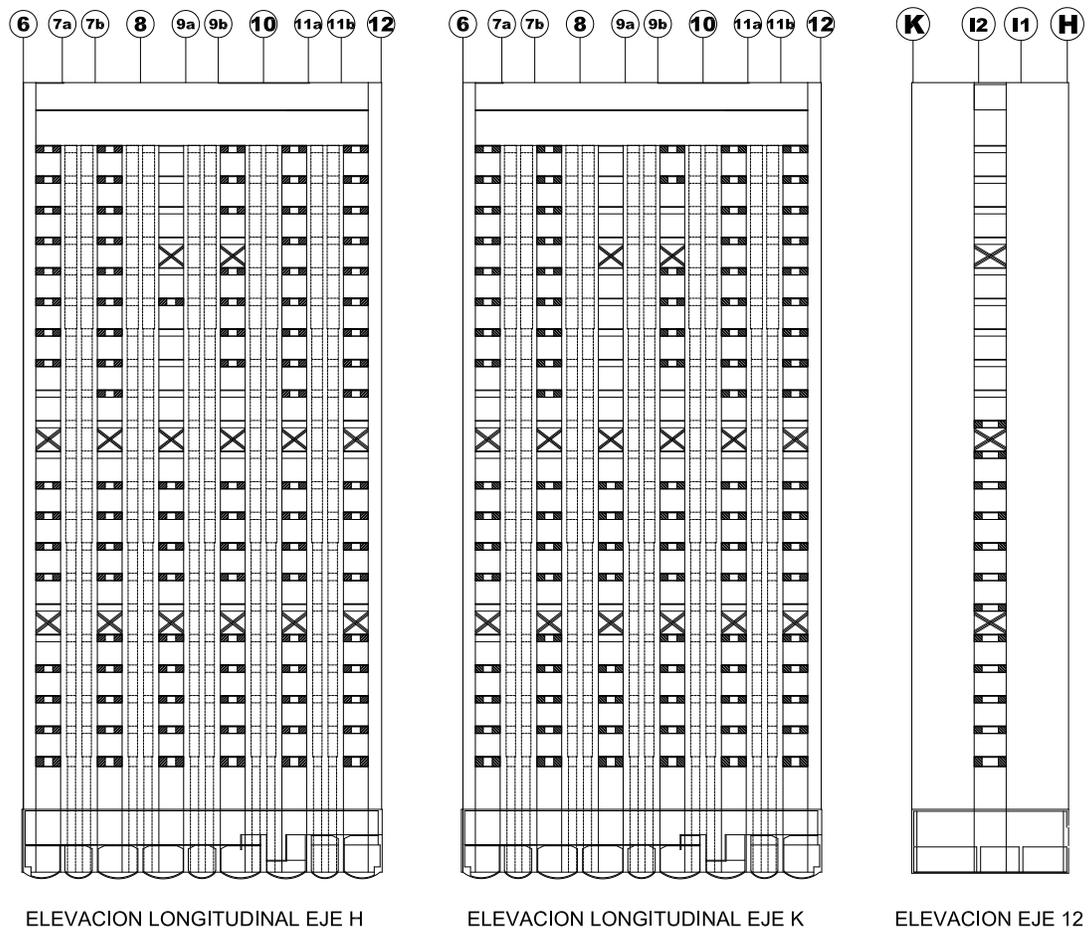


Fig. 2.15 Cruces metálicas en claros de ventanas (SRE, 2009) (Modificado)



Fig. 2.16 Foto del CCUT durante los trabajos de restructuración

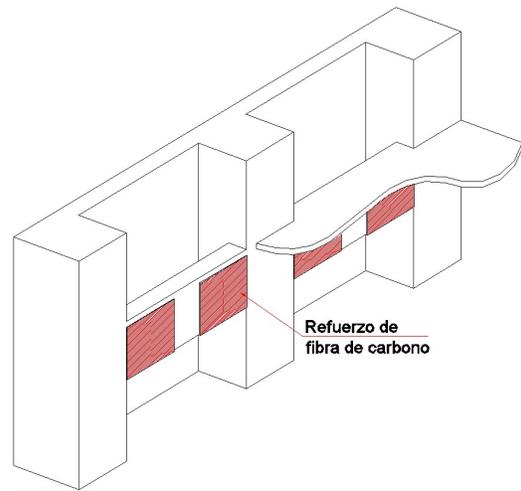
En los niveles 5 y 11 se instalaron cruces metálicas (figs. 2.15, 2.16 y 2.17) en claros de ventanas de fachada norte, fachada sur y fachada oriente, mientras que en el nivel 17 sólo se colocó en ventanas de entre ejes 8-9a y 9b-10 de fachadas norte y sur y en fachada este. También algunas vigas de acoplamiento fueron encamisadas con bandas de fibras de carbono (fig. 2.18).



*Fig. 2.17 Ubicación de las cruces metálicas en fachadas.  
Las vigas con sombreado son las reforzadas con bandas de fibras de carbono*



*a) Encamisado en sitio*



*b) Encamisado de acuerdo con planos de restructuración (2009)*

*Fig. 2.18 Refuerzo de fibra de carbono en vigas*

## 2.3. Sistema de monitoreo

Desde diciembre del 2008, el complejo del CCUT, es monitoreado constantemente con 28 acelerómetros uniaxiales de alta resolución y 2 GPS (fig. 2.19). Desde agosto del 2011, el sistema de GPS opera paralelamente con el sistema de recopilación de datos de los acelerómetros. Con éste sistema de medición es posible registrar vibración ambiental y aceleraciones provocadas por eventos sísmicos (Murià Vila *et al.*, 2013).

Son 12 los acelerómetros que monitorean la torre del CCUT. Por la manera en que están dispuestos es posible determinar las propiedades dinámicas. Los acelerómetros están ubicados en el sótano (estaciones SSO, SSE y SNE), nivel 10 (estaciones N10E y N10O) y A (estaciones N20E y N20O). Con los acelerómetros dispuestos en el sentido T se puede determinar las formas modales transversales y de torsión. Con los acelerómetros colocados en el sentido L se conocen las formas longitudinales. Los seis acelerómetros del sótano permiten estudiar los movimientos horizontales, verticales y de rotación de la cimentación.

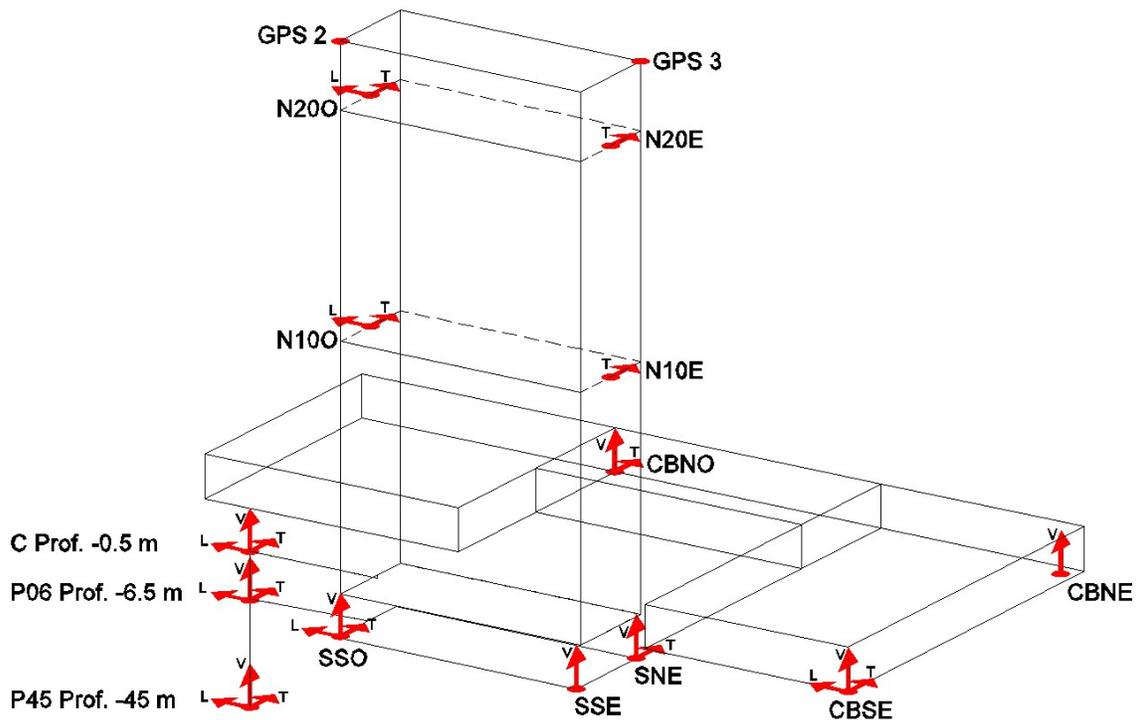


Fig. 2.19 Ubicación de acelerómetros y GPS en el complejo del CCUT

De febrero del 2011 a junio del 2013, el sistema de monitoreo registró 8 eventos sísmicos importantes. De éstos, el sismo del 20 de marzo del 2012 (evento 12-1) es el sismo más intenso registrado. Este provocó agrietamiento y desprendimiento de aplanados en muros de concreto y mampostería. Por lo que se estudia la respuesta de la torre durante este evento.

## 2.4. Respuesta de la torre durante el sismo del 20 de marzo del 2012

Para verificar de la respuesta del modelo matemático, se toma como referencia el sismo 12-1. Este sismo ocurrió a las 12:02 h, a 29 km al sur de Ometepec, Guerrero, (latitud 16.251, longitud -98.521), (fig. 2.20). El epicentro estuvo a 358 km de la ciudad de México, de magnitud 7.4  $M_w$  y a una profundidad de 16 km (Servicio Sismológico Nacional, 2015).



Fig. 2.20 Epicentro del sismo del 12-1

Los acelerómetros ubicados en la torre del CCUT y de la estación ubicada a 6 m de profundidad (P06), registraron las historias de aceleraciones que se presentan en las figs. 2.21 a 2.24.

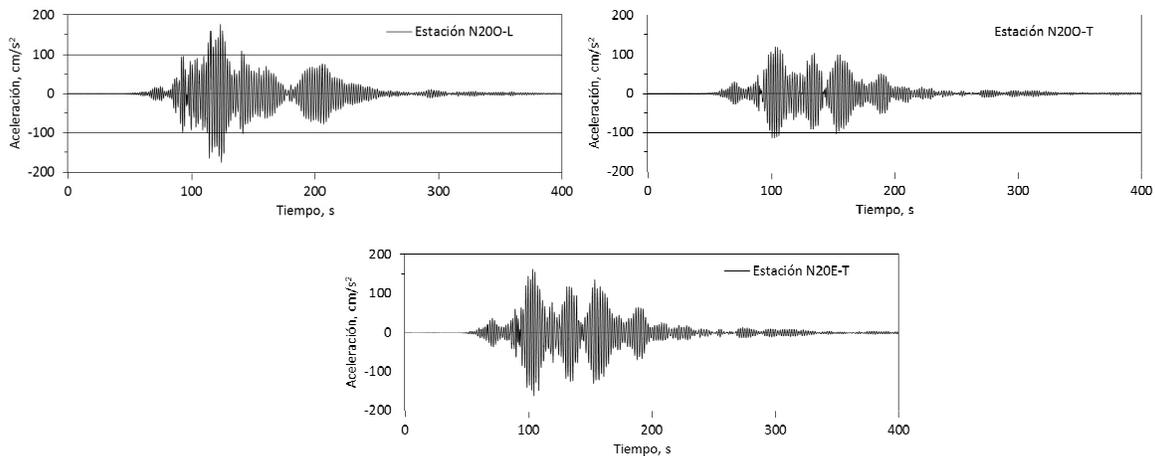


Fig. 2.21 Historia de aceleraciones de estaciones en el nivel 20, durante el sismo 12-1

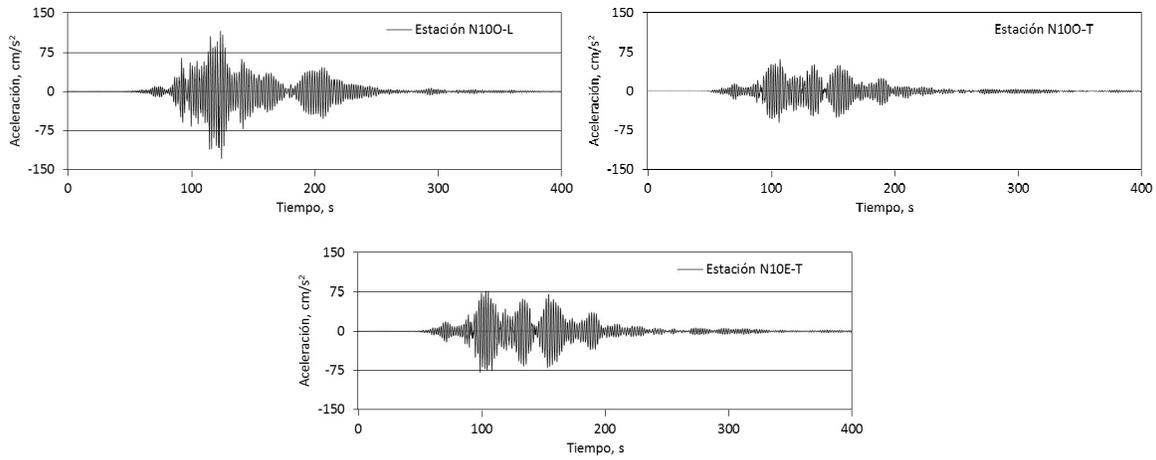


Fig. 2.22 Historia de aceleraciones de las estaciones en el nivel 10, durante el sismo 12-1

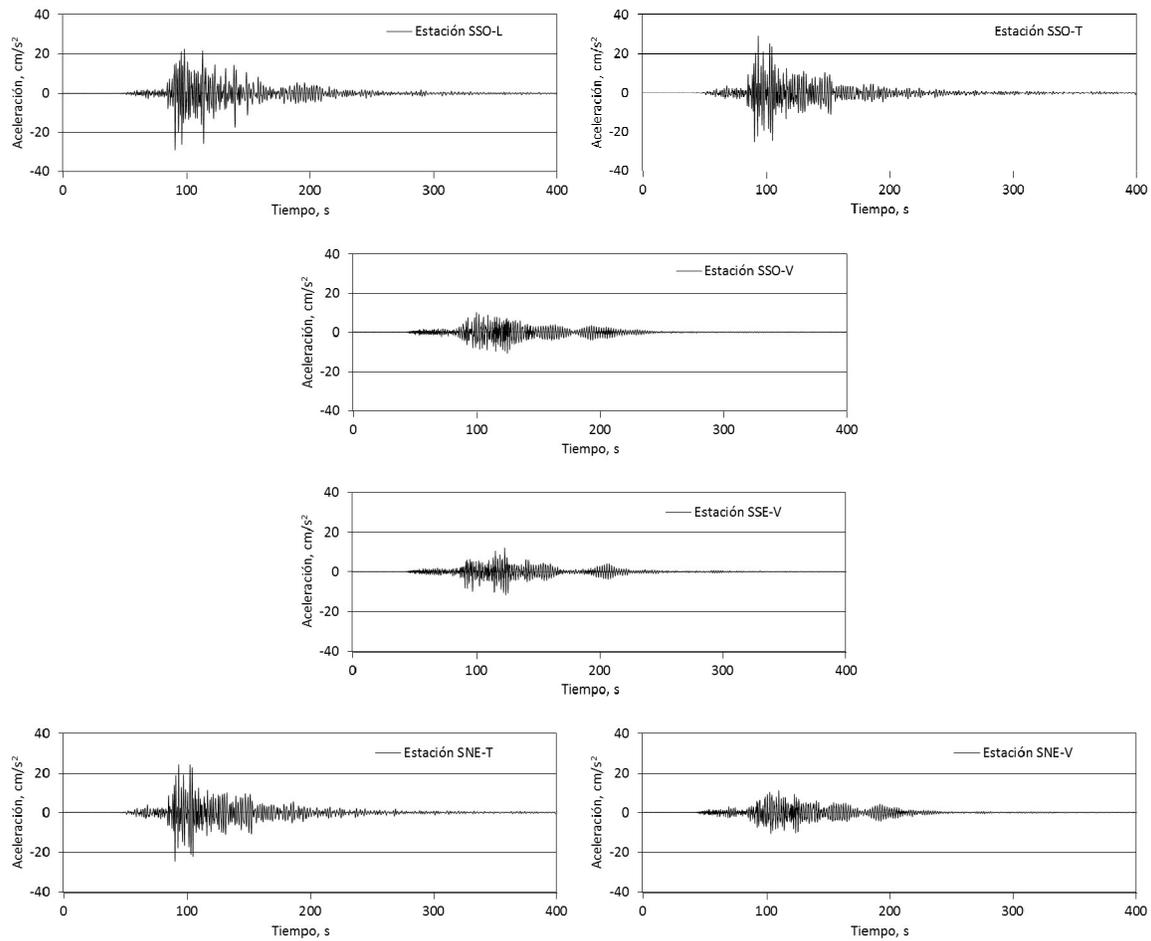


Fig. 2.23 Historia de aceleraciones de las estaciones del sótano, durante el sismo 12-1

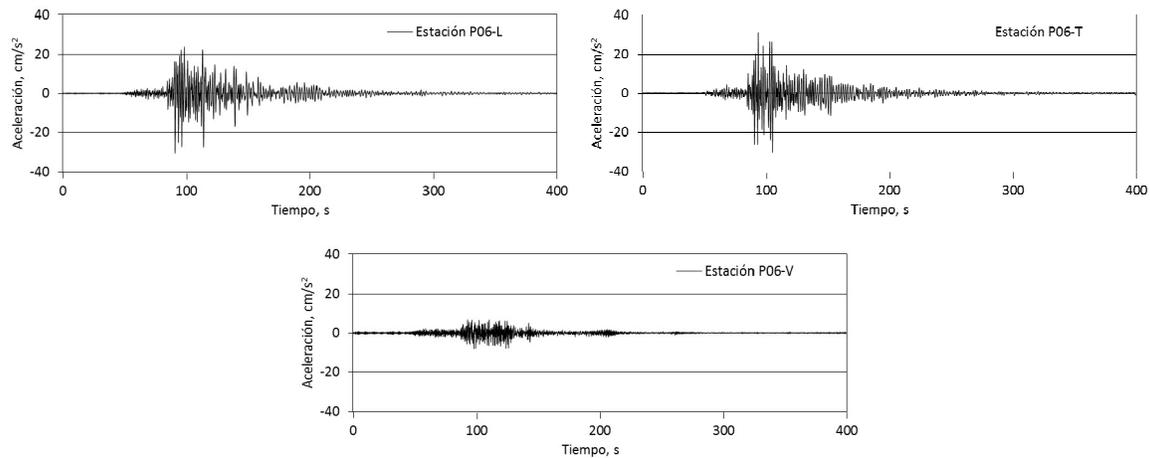


Fig. 2.24 Historia de aceleraciones de la estación P06, durante el sismo 12-1

Las aceleraciones máximas se presentan en las estaciones N200-L y N20E-T (tabla 2.4). Las aceleración máxima longitudinal es 6.1 veces mayor en la estación N200 con respecto a la aceleración de la estación SSO. Transversalmente la aceleración de la estación N20E es 5.6 veces con respecto a la estación SSO. Es de notar una amplificación ligeramente mayor en las aceleraciones longitudinales.

El desplazamiento máximo calculado en la dirección L fue de 16.4 cm en la estación 200, mientras que en la dirección T fue de 14.0 cm en la estación 20E.

Tabla 2.4 Aceleraciones máximas de los registros del evento 12-1

Estación	Sismo 12-1									
	P06		SSO		N10O		N10T	N20O		N20E
Sentido	L	T	L	T	L	T	T	L	T	T
Aceleración máxima, $\text{cm/s}^2$	30.3	31.3	29.0	29.1	128.8	62.1	79.1	176.3	121.4	163.0

Camargo *et al.* (2015) y Murià Vila *et al.* (2016) han estudiado la variación de las frecuencias de los componentes longitudinal, transversal y de torsión durante el evento 12-1. En las figs. 2.25 a 2.27, se muestran los valores de las frecuencias, los cuales se toman como referencia para comparar las respuestas que se obtienen de los modelos matemáticos.

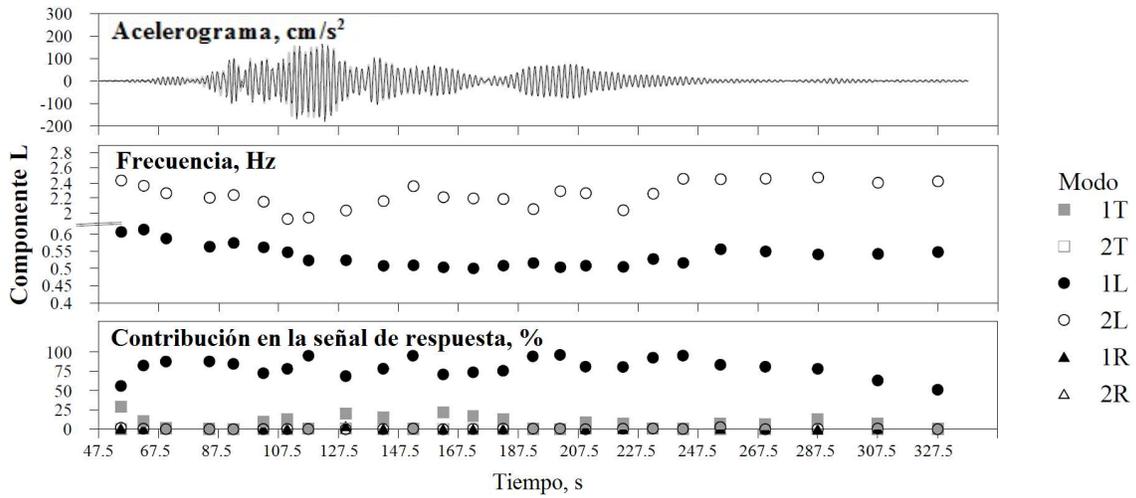


Fig. 2.25 Historia de la respuesta dinámica en el sentido L durante el sismo 12-1  
(Modificado de Camargo et al., 2015)

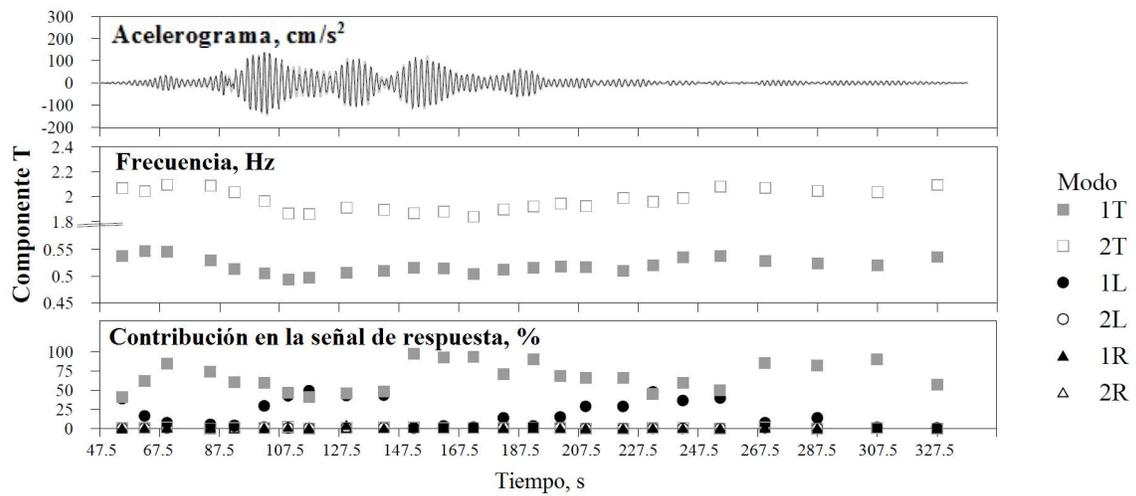


Fig. 2.26 Historia de la respuesta dinámica en el sentido T durante el sismo 12-1  
(Modificado de Camargo et al., 2015)

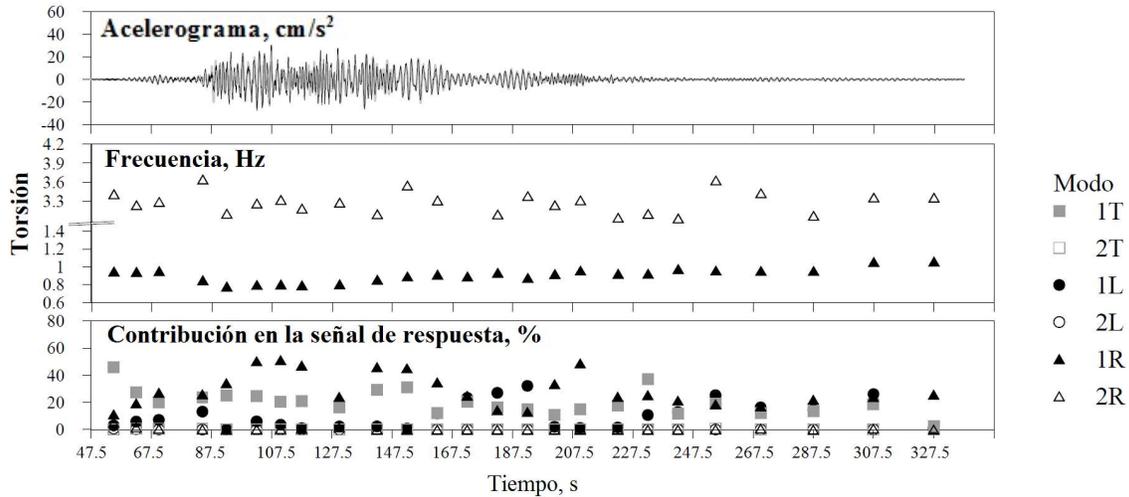


Fig. 2.27 Historia de la repuesta dinámica R durante el sismo 12-1.  
(Modificado de Camargo et al., 2015)

En la tabla 2.5 se incluyen los valores de frecuencia que se obtienen durante las distintas fases del sismo. Para fines de este trabajo, se consideran los valores de frecuencia de la fase intensa, ya que son éstos los que se busca reproducir con el modelo calibrado. Analizando esta tabla se observa como conforme transcurre el sismo, las frecuencias disminuyen. En los primeros modos, longitudinalmente disminuye un 18%, transversalmente disminuye 9% y en rotación la disminución es del 17%. Para la fase final del sismo, las frecuencias de los componentes longitudinal y transversal no alcanzan a recuperar su valor inicial.

Tabla 2.5 Propiedades dinámicas de la torre del CCUT durante el sismo 12-1

Evento 12-1	1° L	1° T	1° R	2° L	2° T	2° R
Fase inicial	0.610	0.542	0.946	2.055	2.400	3.323
Fase intensa	0.501	0.494	0.781	1.840	1.925	2.935
Fase final	0.547	0.528	1.040	2.044	2.411	3.267

De acuerdo con el trabajo realizado por Camargo *et al.*, (2015), se estima que la fracción de amortiguamiento crítico de los primeros modos longitudinal y transversal abarca un intervalo que va de 2 al 5.1%, mientras que para el resto de los modos se estima entre 1.5 y 10%.

### 2.4.1. Fase intensa de estudio del sismo 12-1

La longitud de los registros originales del sismo 12-1 es de 635 s, sin embargo, las aceleraciones importantes se presentan durante la fase intensa del sismo con una duración de 90 s. A continuación se analiza el registro sísmico de la estación SSO en el sentido longitudinal para determinar la fase intensa del sismo (fig. 2.28).

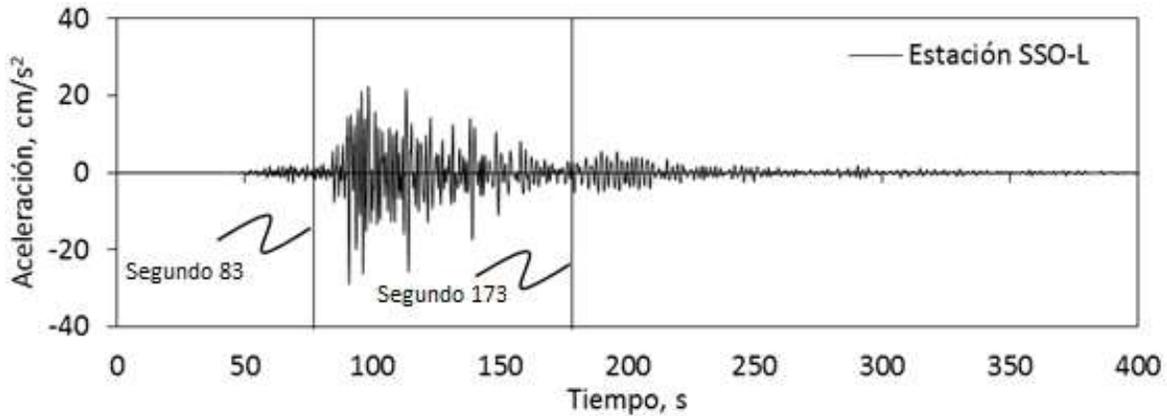


Fig. 2.28 Registro sísmico de la estación SSO - L, del sismo de marzo del 2012

Al analizar este registro sísmico, la fase donde se encuentra la mayor cantidad de energía, ocurre en un lapso de tiempo mucho menor que los 635 segundos de duración del registro. A partir del criterio de intensidad de Arias (1970), se retira aproximadamente el 5% al inicio y 5% al final de la intensidad total del registro sísmico longitudinal de la estación SSO - L. En la gráfica de intensidad de Arias (fig. 2.29), se observa que en el segundo 83 es donde la pendiente es de importancia y hasta el segundo 173 en donde la pendiente deja de ser tan pronunciada.

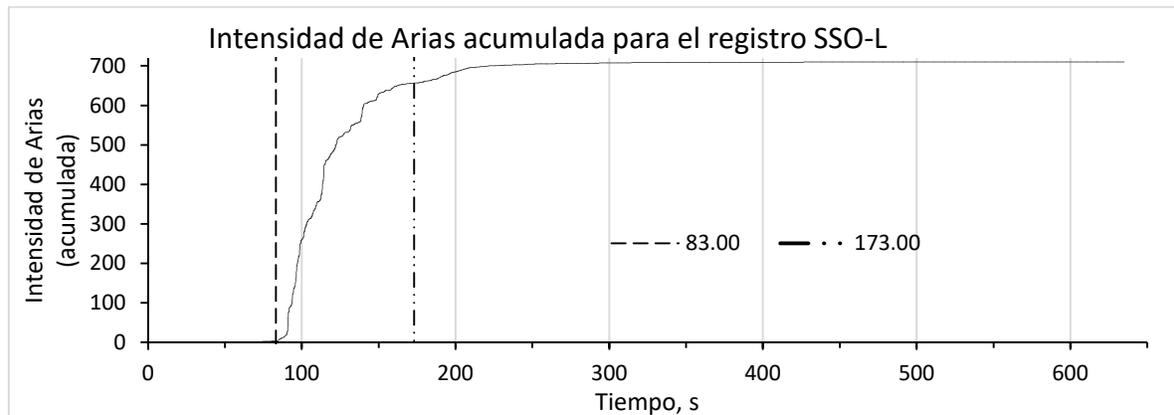


Fig. 2.29 Intensidad de Arias acumulada para el registro sísmico longitudinal de la estación SSO - L

De éste modo se ingresa al modelo matemático los registros sísmicos longitudinal, transversal y vertical, que van del segundo 0 hasta el segundo 173 de la estación P06 (fig. 2.30), y se compara la respuesta contra los registros de las estaciones N10 y N20 que van del segundo 83 al 173 (figs. 2.21 y 2.22).

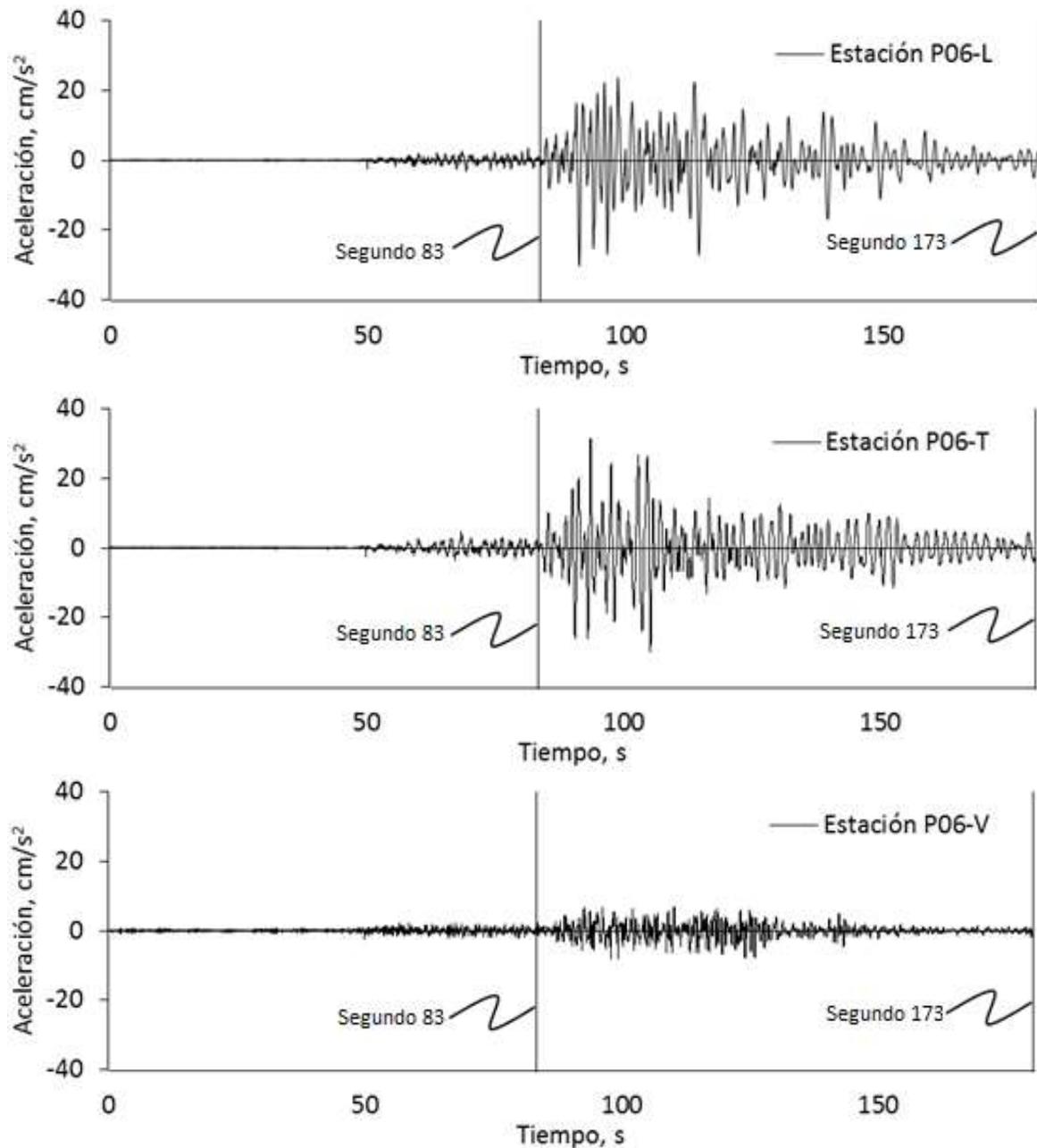


Fig. 2.30 Registros sísmicos longitudinal, transversal y vertical a ser introducidos en la base del modelo matemático de la torre CCUT.



### 3. Modelación del CCUT

En el desarrollo de este capítulo se plantean los criterios utilizados para generar el modelo matemático de forma que sea representativo de la respuesta real. Se definen consideraciones como: peso volumétrico y módulo de elasticidad de los materiales, estados de carga, rigideces efectivas, amortiguamiento, desplomo y etapas de restructuración.

#### 3.1. Consideraciones generales

##### 3.1.1. Materiales

###### Concreto reforzado

Los materiales como el acero y el concreto comúnmente no exhiben un comportamiento elástico lineal perfecto. De manera práctica se definen valores que idealizan este comportamiento y facilitan el análisis de las estructuras.

La curva esfuerzo-deformación característica del acero se muestra en la fig. 3.1. Para esfuerzos por debajo del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) se observa un comportamiento elástico lineal. Según las NTC-Concreto (2004) el módulo de elasticidad ( $E_s$ ) de  $2.039 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>, valor que se adopta para fines de este trabajo.

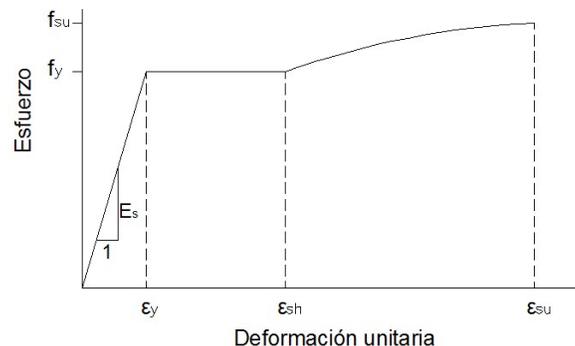


Fig. 3.1 Curva esfuerzo-deformación típico del acero.

El concreto presenta una curva esfuerzo-deformación similar a la que se muestra en la fig. 3.2. La norma NMX-C-128-1997-ONNCCE (1997) determina que se utilizará un valor de módulo de elasticidad estático secante. Este módulo de elasticidad está definido por la pendiente de la recta que une los puntos en la curva esfuerzo-deformación, de una deformación unitaria igual a  $\epsilon_1 = 0.00005$ , a la deformación cuando el concreto tiene un

esfuerzo  $S_2$  igual a 40% del esfuerzo máximo. De manera simplificada, las NTC-Concreto (2004) definen la formula  $E_c = k\sqrt{f'_c}$ , donde  $k$  toma diferentes valores según la clase del concreto y el material con que está hecho. Las normas distinguen dos clases de concretos: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a  $2.2 \text{ t/m}^3$  y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre  $1.9$  y  $2.2 \text{ t/m}^3$ . Los concretos clase 1 con agregado grueso calizo adoptan un valor  $k= 14\ 000$ , para concretos con agregado grueso basáltico  $k= 11\ 000$ . Para concretos clase 2 indica un valor  $k= 8\ 000$ , sin especificar las características de los materiales con que están hechos. Mendoza (1985) distingue los concretos con grava y arena andesítica, para los cuales propone  $k= 8\ 500$ , con un error estándar en el valor de módulo de elasticidad de  $19\ 600 \text{ kg/cm}^2$ , esto se ajusta al valor de los concretos clase 2 de las NTC-Concreto (2004). En la fecha de la construcción del CCUT, aproximadamente el 70% de la producción total de concreto empleaba gravas andesíticas (Mendoza, 1985), y como ya ha sido comprobado por Murià Vila *et al.* (2016-2), se adopta el valor de las NTC-Concreto (2004) para concretos clase 2 con  $k= 8\ 000$ . En la tabla 3.1 se muestran los valores de  $E_c$  que corresponden al tipo de concreto clase 2. También se muestran los valores de módulo de elasticidad utilizados por el calculista en el proyecto de restructuración.

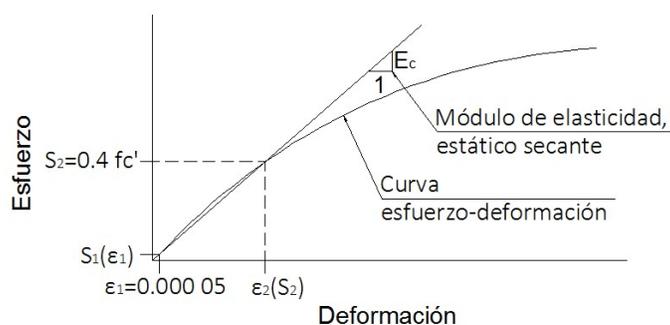


Fig. 3.2 Curva esfuerzo-deformación típico del concreto

Tabla 3.1 Característica de los concretos

f'c concreto (kg/cm <sup>2</sup> )	Concreto clase 2 (NTC-Concreto. 2004).	Proyecto de restructuración
	Ec (kg/cm <sup>2</sup> )	
210	115 931	120 506
250	126 491	230 100
280	133 865	243 508
350	149 666	271 270

## Muros de mampostería

Durante la visita a la torre del CCUT se observó que los cubos de elevadores y cubo de escaleras están estructurados con muros de mampostería. Estos muros van de piso a techo en cada nivel de la torre. Se observa que toda la mampostería tiene las mismas características y están construidos con bloque de concreto de 9.3 x 20 x 40 cm, en muro capuchino. Las juntas tienen un espesor de 2 cm hechas de mortero del cual se desconocen sus propiedades. Algunos de los muros tienen aplanado, otros están cubiertos con placas de mármol como se ve en la fig. 3.3, y otros muros están aparentes. También durante la visita se prestó especial atención en verificar si existe un contacto firme entre el muro y la losa superior, lo cual no fue posible determinar. Esto hace difícil establecer con certeza la participación que la mampostería tiene en las propiedades dinámicas de la torre.

Ya que la evidencia visual no fue suficiente para determinar la participación de la mampostería en las propiedades dinámicas, en el capítulo 5 se estudia un modelo que considera la participación de los muros de mampostería y así se compara como ésta afecta la respuesta dinámica de la torre.



*Fig. 3.3 Mampostería de cubo de elevadores y escaleras*

A falta de información precisa de las características de los materiales que componen la mampostería, se tomaron los valores definidos por las NTC-Mampostería (2004), de las cuales se obtuvieron los valores de la tabla 3.2.

*Tabla 3.2 Propiedades de la mampostería. (NTC-Mampostería, 2004)*

Módulo de elasticidad, $E_m$	60 000 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de cortante, $G_m$	24 000 kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico, $\gamma_m$	1 700 kg/m <sup>3</sup>

### 3.1.2. Estados de carga

La respuesta dinámica de una estructura depende de la rigidez, la masa y el amortiguamiento. Por consiguiente, la definición de las cargas con las cuales será analizado el modelo requiere de especial atención. Aquí se proponen tres diferentes estados de carga para el estudio de sus propiedades dinámicas. El primer estado, “vacío”, considera el edificio totalmente vacío y únicamente sobrecarga en los niveles N19, N20 y A, ya que en estos niveles nunca se retiró el mobiliario. El edificio vacío representa la condición de carga de la torre durante el tiempo que tomó hacer las rehabilitaciones de 2009. El segundo estado de carga, “carga real estimada”, considera sobrecarga en los niveles PB, N1 al N7, N9, N10, N19 y N20, que son los únicos niveles que están siendo utilizados como oficinas en la actualidad, por lo que en estos niveles se puede observar mobiliario, subdivisiones de oficinas y cubículos de trabajo. Las cargas reales estimadas, representan el estado de cargas del edificio durante el sismo 12-1 y la actualidad. El tercer estado de carga, “carga de diseño”, considera cargas vivas de diseño como lo establecen las NTC-Criterios y acciones (2004) más carga muerta como si todos los pisos estuviesen ocupados. Este estado de carga no trata de representar una situación real, pero sí establece condiciones extremas que el reglamento define para obtener los elementos mecánicos de diseño. Estas cargas son aplicadas sin ser afectadas por factores de carga. En la tabla 3.3 se muestran los valores que se asignan a la sobrecarga, carga muerta y carga viva instantánea para cada estado de carga del edificio.

Los estados de carga vacío y carga real estimada representan condiciones que se han presentado en ciertas etapas de la vida del edificio; durante su restructuración y la carga estimada durante el evento 12-1, respectivamente. Para estos escenarios se asignan sobrecargas que simula el peso de la torre en cada uno de los casos. La condición de diseño, como lo establece el reglamento, incluye cargas muertas y vivas.

Cuando se considera el piso vacío, el valor de sobrecarga es de  $163 \text{ kg/m}^2$  correspondiente una capa de mortero de 8 cm. Cuando el piso se considera ocupado, el valor de carga es  $540 \text{ kg/m}^2$ , que corresponde a  $163 \text{ kg/m}^2$  de la capa de mortero, más  $377 \text{ kg/m}^2$  del peso de los acabados y elementos que ocupan una posición permanente como lo son tuberías, luminarias e instalaciones.

Tabla 3.3 Cargas adicionales a la losa y cargas vivas instantáneas aplicadas al CCUT, para cada condición de carga.

	Estado de carga			
	Vacío	Real estimada	Diseño	
	Sobrecarga	Sobrecarga	Carga muerta	Carga viva
Nivel	kg/m <sup>2</sup>			
CE	148	148	148	71
PM				
A				
N20	540	540	540	183
N19				
N18	163	163		
N17				
N16				
N15				
N14				
N13				
N12				
N11				
N10				
N9				
N8	163			
N7	540			
N6				
N5				
N4				
N3				
N2				
N1				
PB	224	224	224	
S	255	225	225	153
C				

### 3.1.3. Rigideces efectivas

Las rigideces de los componentes vigas, columnas y muros, deben calcularse de acuerdo con principios de mecánica. Las rigideces deben ser seleccionadas para que representen los niveles de esfuerzos y deformación a los que el elemento va a estar sujeto.

Por norma general en análisis lineales, las rigideces de los componentes deben corresponder al valor secante al punto de fluencia, aunque pueden utilizarse rigideces mayores si se demuestran con análisis que son apropiadas para el nivel de carga (Paulay y Priestley, 1992).

Cuando el concreto se agrieta, disminuye la rigidez, por lo que para el estudio de la respuesta dinámica debe considerarse esta disminución. Para ello, en la literatura se proponen diferentes rigideces aproximadas llamadas “rigidez efectiva”. Las rigideces efectivas se consideran como una fracción de la sección bruta del área de concreto.

#### Muros y columnas

En este apartado se presentan los valores sugeridos por FEMA-273 (1997), ACI-318 (2005), NTC-Concreto (2004), EN-1998-1 (2004), JSCE-15 (2010) y NZS-3101-2 (2006) para considerar las rigideces efectivas de muros y columnas.

Es de notar que son diferentes los criterios que cada una de las normas adopta. El ACI-318 (2005) no propone reducción a cortante; afecta únicamente las propiedades a flexión (tabla 3.4). Por el otro lado, FEMA-273 (1997) sí propone reducción en las rigideces a cortante de los elementos (tabla 3.5).

*Tabla 3.4 American Concrete Institute (2005)*

Componente	Rigidez
Columna	$0.70 I_g$
Muro agrietado	$0.35 I_g$
Muro no agrietado	$0.70 I_g$

*Tabla 3.5 Federal Emergency Management Agency (1997)*

Componente	Rigidez a flexión	Rigidez a cortante	Rigidez axial
Columna en compresión	$0.7 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columna en tensión	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros no agrietados	$0.8 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.5 E_c I_g$	$0.4 E_c A_w$	$E_c A_g$

Las NTC-Concreto (2004) mencionan lo siguiente: “Cuando se apliquen métodos de análisis elástico, en el cálculo de rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con el requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ( $0.5 I_g$ ), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto”. En este texto, únicamente se propone reducción de rigidez a flexión en vigas y muros, no teniendo en cuenta reducción sobre la rigideces a cortante de los elementos. Además queda ambigua la manera de definir el agrietamiento de vigas y muros para los cuales habrá de considerar reducción de rigideces. El Eurocódigo 8 (EN-1998-1, 2004), únicamente menciona que de no realizarse un análisis detallado de los elementos agrietados, las rigideces de flexión y cortante de los elementos de concreto deberá de tomarse igual a la mitad de la rigideces correspondiente a los elementos no agrietados. Por otra parte el reglamento JSCE-15 (2010) indica que las rigideces de los elementos deberán ser reducidas para considerar las características no lineales al momento de fluencia de los elementos, indicando que para marcos rígidos de concreto el valor de reducción es de 0.5.

Estos tres reglamentos, las NTC-Concreto (2004), EN-1998-1 (2004) y la norma JSCE-15 (2010), son muy ambiguos en su definición, y únicamente se limitan a indicar una reducción del 50% de las propiedades de los elementos.

Por último, el reglamento NZS-3101-2 (2006) sí es específico al momento de considerar el nivel de rigidez según el estado límite en estudio, el tipo de acero que se utiliza y el nivel de ductilidad de la estructura ( $\mu$ ) (tabla 3.6).

Tabla 3.6 Reducciones de rigidez. Reglamento NZS 3010-2 (2006)

Tipo de elemento	Estado último de servicio $f_y=3\ 000\ \text{kg/cm}^2$	Estado último de servicio $f_y=5\ 000\ \text{kg/cm}^2$	Estado límite de servicio $\mu = 1.25$	Estado límite de servicio $\mu = 3$	Estado límite de servicio $\mu = 6$
Columna N*/Ag $f'_c > 0.5$	$0.8 I_g$	$0.8 I_g$	$I_g$	$1.0 I_g$	$1.0 I_g$
Columna N*/Ag $f'_c = 0.2$	$0.55 I_g$	$0.5 I_g$	$I_g$	$0.8 I_g$	$0.66 I_g$
Columna N*/Ag $f'_c = 0.0$	$0.4 I_g$	$0.3 I_g$	$I_g$	$0.7 I_g$	$(0.45, 0.35) I_g$ según el $f_y$
Muros N*/Ag $f'_c = 0.2$	$0.48 I_g$	$0.42 I_g$	$I_g$	$0.7 I_g$	Igual al estado último de servicio
Muros N*/Ag $f'_c = 0.1$	$0.4 I_g$	$0.33 I_g$	$I_g$	$0.6 I_g$	Igual al estado último de servicio
Muros N*/Ag $f'_c = 0.0$	$0.32 I_g$	$0.25 I_g$	$I_g$	$0.5 I_g$	Igual al estado último de servicio

$\mu$  = factor de ductilidad. Este factor es una medida de la capacidad de la estructura como un todo, para soportar desplazamientos más allá del límite de fluencia.

## Vigas

Las vigas de concreto que hay en el edificio son vigas de acoplamiento que se ubican en las fachadas norte, sur y este. Debajo de losas hay vigas metálicas de alma abierta, y en algunos sitios, principalmente bajo muros de mampostería hay vigas metálicas. Por lo que en este trabajo las vigas de concreto que se investigan son vigas de acoplamiento.

El reglamento neozelandés explica que cuando el momento excede 1.6 veces el momento de agrietamiento, el valor de  $EI$  se vuelve independiente del  $f'_c$  del concreto. Esto debido a que la rigidez en la sección agrietada proviene en su mayoría del acero a tensión. Por lo que la inercia efectiva ( $I_e$ ) se deberá calcular de la siguiente manera:

$$I_e = E_{40}(0.32 + 40(\rho - 0.0075))I_g \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde para concretos de  $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ , el valor mínimo de  $I_e$  será de  $0.32 I_g$  para vigas con acero de refuerzo  $f_y = 5\,000 \text{ kg/cm}^2$ , y de  $0.4 I_g$  para vigas con acero  $f_y = 3\,000 \text{ kg/cm}^2$ , resultando en  $0.36$  de  $I_g$  para aceros  $f_y$  de  $4\,200 \text{ kg/cm}^2$ .

Para tomar en consideración la deformación que ocurren en las zonas de unión viga-columna propone un valor " $R$ " que toma en cuenta el desarrollo del esfuerzo en las barras de refuerzo dentro del elemento que da soporte. En este caso, las columnas.

$$R = \frac{L_n}{L_n + \alpha_{d1} + \alpha_{d2}} \quad (\text{ec. 3.2})$$

Donde el índice 1 y 2 refieren a cada extremo de la viga.  $\alpha_d$  es el valor mínimo de  $0.4 L_d$  y  $h_c/3$ ,

en donde:

$L_n$  = longitud del claro libre

$L_d$  = longitud de desarrollo del acero de refuerzo anclado dentro de la columna

$h_c$  = peralte de la columna que da soporte.

También las deformaciones debidas al agrietamiento diagonal resultan en una reducción de rigideces a cortante en vigas cortas. Para tomar esto en consideración, el valor de  $I_e$  debe también multiplicarse por un valor de  $\alpha_c$ , que depende de la relación  $M/Vd$ , que para los elementos mecánicos presentes en las vigas en estudio,  $\alpha_c = 0.75$ . Es de notar que aunque este factor contempla una reducción de las rigideces a cortante, las propiedades afectadas son la  $I_e$ . Esto es, propiedades que influyen el comportamiento en flexión.

Desarrollando la propuesta por las normas NZS-3101-2 (2006), debido a la variación del porcentaje de acero de las vigas en cada nivel, resultan valores próximos a  $0.15$ .

Las particularidades de la geometría de las columnas de la torre del CCUT, hacen complicado implementar estas sugerencias hechas por el reglamento neozelandés. Por ejemplo, en el caso de considerar la profundidad de la columna, puede ser interpretado como el ancho del patín o la longitud del alma de la columna. Por otro lado, el anclaje de la viga, al no tratarse de una única viga que une dos muros, sino de una viga continua que une a cinco columnas, el acero es continuo en toda la longitud de la viga, por lo que no hay una longitud de anclaje clara de la viga dentro de la columna.

La tesis de Braithwaite (2010), sugiere en la evaluación de vigas de acoplamiento un valor de rigidez equivalente entre 0.15 y 0.20  $E_c I_g$ , considerando ya los efectos de curvatura de la viga y deformación en la zona de unión viga-muro.

Por otro lado para determinar el valor de reducción de rigideces de las vigas de acoplamiento, Paulay y Priestley (1992) proponen:

$$I_e = \frac{0.2}{\left[1+3\left(\frac{h}{l_n}\right)^2\right]} I_g \quad (\text{ec. 3.3})$$

Resolviendo esta ecuación para las propiedades geométricas de las vigas de acoplamiento de la torre del CCUT resulta en valores de  $I_e = 0.135 I_g$  para las vigas del primer nivel y  $0.158 I_g$  para las vigas de los niveles 2 a A.

Esta ecuación está propuesta para determinar las rigideces a flexión de vigas de acoplamiento armadas convencionalmente, esto es, sin refuerzo diagonal.

La publicación PEER/ATC-72-1 (2010), realiza un estudio para acordar criterios de modelación para el análisis de edificios altos. La recomendación que hace para modelar vigas de acoplamiento con  $l_n / h > 2.0$  en donde la deformación está dominada por los efectos a flexión es,  $E_c I_{eff} \approx 0.15 E_c I_g$  y  $G_c = 0.4 E_c$ . Estos valores de reducción son muy similares a los que se obtienen con el procedimiento establecido por Paulay y Priestley (1992).

La tabla 3.7 muestra los valores de reducciones de rigideces adoptadas en el modelo matemático de la torre del CCUT.

*Tabla 3.7 Reducción de rigidez adoptada para el modelo matemático*

Elemento	Reducción a cortante	Reducción a momento
Patines de columna	0.4 $A_w$	0.7 $I_g$
Vigas de acoplamiento	0.4 $A_w$	0.15 $I_g$
Alma de columnas	0.4 $A_w$	0.5 $I_g$
Muros fachada este y oeste	0.4 $A_w$	0.8 $I_g$

### 3.1.4. Amortiguamiento

En el análisis dinámico elástico, el porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\zeta$ ), está definido en términos de amortiguamiento viscoso equivalente  $[C]$ , dependiente de la velocidad, en la ecuación de movimiento (ec. 3.4).

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -[M]\{\ddot{x}_g\} + [P] \quad (\text{ec. 3.4})$$

Esto se hace por conveniencia matemática, ya que la velocidad está fuera de fase con respecto al desplazamiento y la aceleración, lo que provee una manera fácil de incorporar el amortiguamiento en un análisis lineal (PEER/ATC-72-1, 2010).

Muchos reglamentos no reconocen diferencia en amortiguamiento para diferentes materiales, y comúnmente un 5% de amortiguamiento crítico está implícito en los espectros de diseño. En la literatura se presentan amortiguamientos muy variados (tabla 3.8).

*Tabla 3.8 Valores de porcentaje de amortiguamiento crítico que se indican en la literatura*

Fuente	$\zeta$	Nota
PEER/ATC-72-1 (2010)	0.5-5%	Niveles bajos de deformación
	20% o más	Mayores niveles de deformación
Chopra (1995)	3-5%	Niveles de trabajo a $\frac{1}{2}$ del esfuerzo de fluencia
	7-10%	Esfuerzos a nivel de fluencia
Paulay & Priestley (1992)	2-7%	Respuesta elástica
LATBSDC (2015)	< 5%	Niveles de esfuerzo por debajo del punto de fluencia

El porcentaje de amortiguamiento crítico considera la suma de todas las fuentes de amortiguamiento: componentes no estructurales, amortiguamiento histerético, agrietamiento de los elementos de la cimentación, entre otros.

Para considerar el amortiguamiento en el análisis paso a paso es necesario definir la matriz de amortiguamiento, para lo cual se adopta el criterio de amortiguamiento clásico de Rayleigh. La matriz de amortiguamiento se calcula de la siguiente manera (PEER/ATC-72-1, 2010):

$$\zeta_n = \frac{a_M T_n}{4\pi} + \frac{a_K \pi}{T_n} \quad (\text{ec. 3.5})$$

donde  $a_M$  y  $a_K$  son constantes de proporcionalidad de masa y rigidez respectivamente, y  $\zeta_n$  es el porcentaje de amortiguamiento crítico, donde “n” es el modo de vibración del  $T_n$  periodo. Las constantes  $a_M$  y  $a_K$  se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$a_M = \frac{4\pi\zeta}{T_i+T_j} \quad a_K = \frac{\zeta T_i T_j}{\pi(T_i+T_j)} \quad (\text{ec 3.6})$$

El amortiguamiento proporcional a la rigidez es alto en periodos por debajo del periodo fundamental de la estructura y disminuye para periodos mayores; el amortiguamiento proporcional a la masa incrementa linealmente para periodos mayores. Con esto se logra un amortiguamiento objetivo en un intervalo dentro de los periodos  $T_i$  y  $T_j$ . Para valores por debajo de  $T_j$ , el amortiguamiento crecerá abruptamente, mientras que para periodos mayores a  $T_i$  el amortiguamiento crece ligeramente (fig. 3.4).

Para calcular el porcentaje de amortiguamiento crítico en el análisis del CCUT se consideran los valores de  $T_i = 1.95$  s y  $T_j = 0.55$  s, que son el modo 1 transversal y 2 transversal de un modelo preliminar que se estima tenga las mismas propiedades que el modelo calibrado.

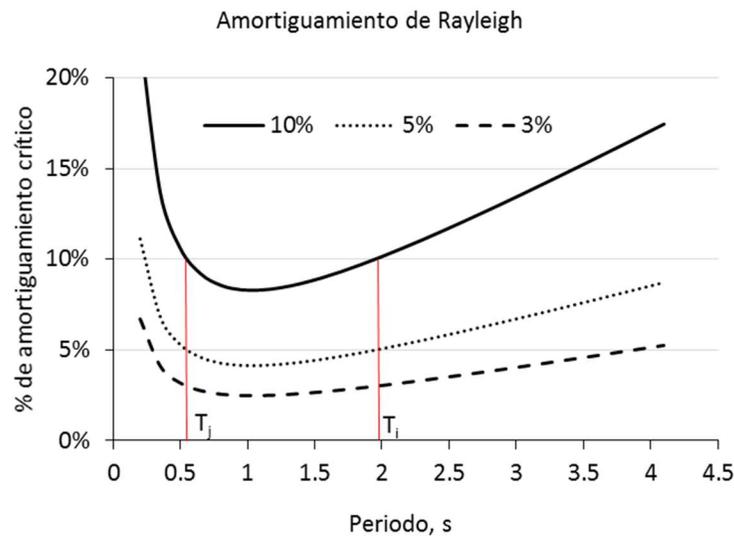


Fig. 3.4 Variación del amortiguamiento con respecto al periodo

## 3.2. Consideraciones particulares

### 3.2.1. Columnas

Las columnas de sección E (fig. 3.5) por la particularidad de su geometría, requieren especial atención sobre cómo modelarlas.

En el sitio se observaron patrones de agrietamiento en diferentes zonas de la columna derivados de los efectos que los elementos mecánicos tienen sobre ésta. Por esto, el modelo matemático deberá permitir afectar los valores de rigideces de vigas de acoplamiento, muros y columnas de manera independiente.

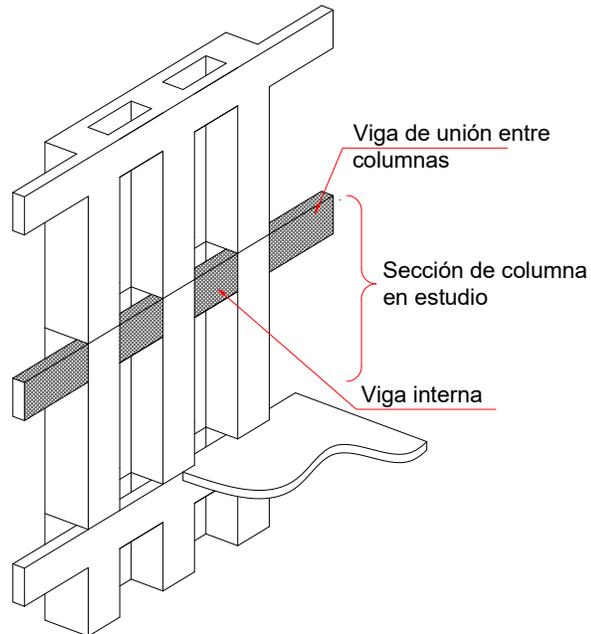


Fig. 3.5 Tramo de columna en estudio.

### Representación numérica de columnas

Para seleccionar la mejor forma de representar geometría de las columnas, se estudiaron cinco diferentes opciones. Su precisión se estableció con base en los resultados obtenidos en un modelo numérico tridimensional de elementos sólidos.

Estas cinco opciones de modelar la columna, varían en la complejidad y nivel de detalle. El primer modelo fue el más básico, donde toda la geometría en corte de la columna está representada con elemento barra. En las columnas 2 y 3, los elementos barra representan por separado los patines y las almas de la columna. Para el caso de las columnas 4 y 5 el alma de las columnas está representado con elementos placa y los patines con elementos barra. A continuación de describen los detalles de las cinco opciones para modelar la columna.

**Columna C1.-** Esta opción propone definir la columna con dos barras (fig. 3.6). El tramo "A" representa la columna con sección E, mientras que el tramo "B" representa la sección de la columna E más las dos vigas internas.

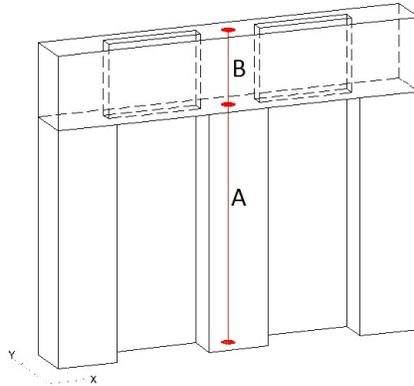


Fig. 3.6 Columna C-1, un elemento barra representa toda la geometría en corte de la columna.

**Columna C-2.-** Propone definir cada patín de la columna como un elemento barra y cada alma también con elemento barra. Para hacer compatible las deformaciones entre las secciones patines y las de las almas, se asignan en cada tramo de su altura una restricción de los seis grados de libertad de los nodos, para que los nodos asignados con esta propiedad se comporten de forma rígida, de modo que la sección se mantenga plana.

La viga interna está descrita por un elemento barra ubicado en la parte superior de la viga (fig. 3.7). Se realiza una asignación de “desfase” en la que se indica que el centroide del elemento se encuentra desplazado la mitad del peralte de la viga hacia abajo. Esto se lleva a cabo tomando en cuenta la opción del programa SAP2000 de transformar la rigidez del elemento para el desfase desde el centroide.

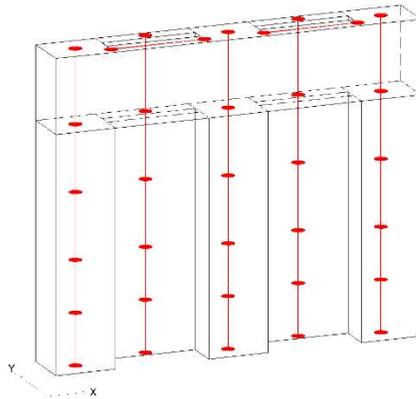
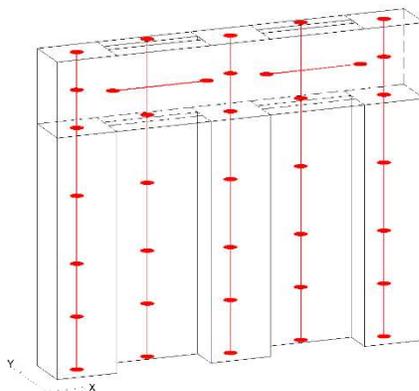


Fig. 3.7 Columna C-2, modelada con elementos barra. Las vigas están modeladas en el lecho superior de la sección

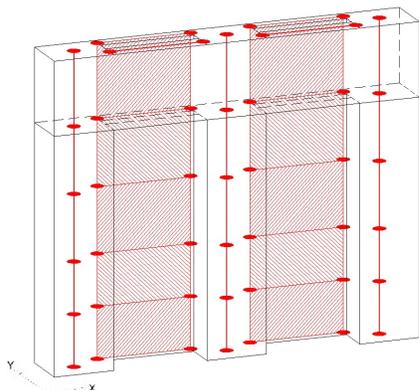
**Columna C-3.-** Es igual al modelo de columna C-2, con la salvedad que el elemento barra de la viga interna se coloca de manera que coincide con el centro de masas de la viga, quedando las propiedades de la sección centradas en dicho nivel (fig. 3.8).



*Fig. 3.8 Columna C-3, modelada con elementos barra. Las vigas están modeladas en el centro de masas de la sección*

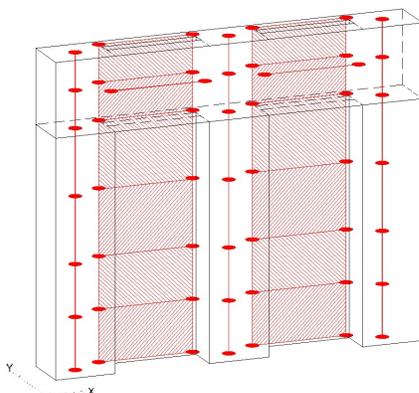
**Columna C-4.-** En esta opción los patines se modelan con elementos barras, y las almas como elementos placas. Para hacer compatible las deformaciones entre los patines y las almas, se asignan en cada tramo de su altura una propiedad que restringe los seis grados de libertad de los nodos para que se comporten de forma rígida, de modo que las secciones de los patines se mantienen planas.

De igual manera que en la columna C-2, la viga interna está representada por una barra en la parte superior (fig. 3.9), realizando una asignación de desfase, para indicar que el centroide del elemento se encuentra desplazado la mitad del peralte de la viga hacia abajo.



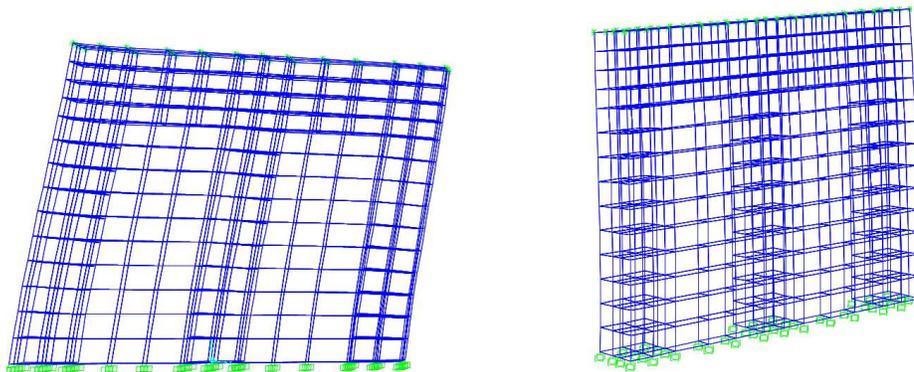
*Fig. 3.9 Columna C-4, modelada con elementos barra y placa. Las vigas están modeladas en el lecho superior de la sección*

**Columna C-5.-** Es igual al modelo de columna C-4, con la salvedad que el elemento barra de la viga interna se coloca de manera que coincide con el centro de masas de la viga, quedando las propiedades de la sección centradas en dicho nivel (fig. 3.10).



*Fig. 3.10 Columna C-5, modelada con elementos barra y placa. Las vigas están modeladas en el centro de masa de la sección*

**Columna de referencia.**- A fin de determinar la aproximación que supone cada hipótesis de modelado, se tomará como referencia los resultados obtenidos en un modelo 3D de elementos sólidos, el cual se define como “modelo de referencia calibrado” (fig. 3.11). Este modelo fue elaborado en el programa DIANA, con las dimensiones de una sección de la columna tomada del nivel N10 a N15 (figs. 3.12 y 3.15) y con propiedades de los materiales determinadas por el calculista para el proyecto de restructuración.



*Fig. 3.11 Modelo columna de referencia*

### Revisión de columna con vigas internas y en voladizo

En esta primera revisión, la sección está formada por un tramo de columna de 3.6 m de altura, considerando la participación de las vigas internas (fig. 3.12). Se impone un desplazamiento horizontal de 1 mm en la parte superior de la columna (fig. 3.13), mientras que se fija la columna en la parte inferior (voladizo). Para verificar las diferentes propuestas de modelar la columna, se compara la fuerza requerida para forzar el desplazamiento impuesto, contra la fuerza que se obtiene del modelo de referencia.

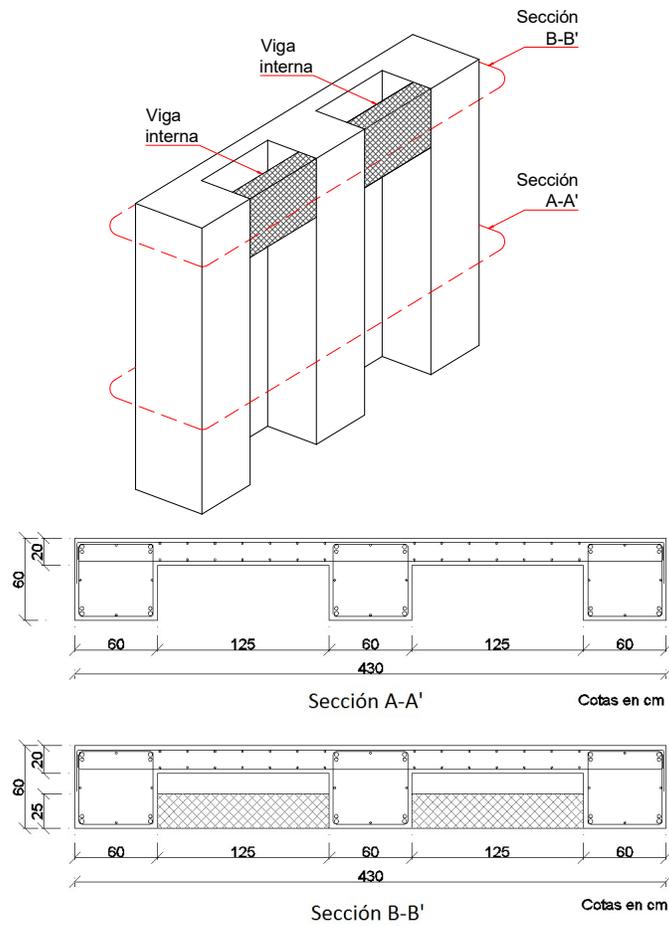


Fig. 3.12 Características de la columna

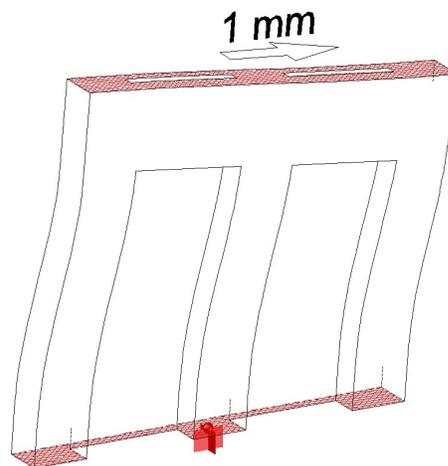


Fig. 3.13 Columna con vigas internas y en voladizo. Desplazamiento de 1 mm horizontal

Tabla 3.9 Resultados de comparación de columnas voladizo

Columna	X		Y		Promedio de diferencia
	kN	% dif.	kN	% dif.	
Modelo de referencia	1 724.50		71.94		
C-1	1 784.27	3.47	70.69	1.73	2.60
C-2	1 687.53	2.14	74.12	3.04	2.59
C-3	1 745.45	1.21	74.24	3.20	2.71
C-4	1 709.16	0.89	73.98	2.84	1.87
C-5	1 735.39	0.63	74.08	2.98	1.81

Fuerza en kN necesaria para desplazar 1mm

Porcentajes de error respecto al modelo de elementos sólidos.

Observando los valores de la tabla 3.9, los porcentajes de error son mayores en la dirección Y (corta) que en X (larga). Se distingue que el modelo de columna C-5 presenta la menor diferencia para su comportamiento en el sentido X. En el sentido Y, la columna formada por un elemento barra es la que tiene menor diferencia.

En la sexta columna de la tabla 3.9, se toma el promedio de diferencia en X más el promedio de diferencia en Y. Con esto se puede ver que la C-5 tiene el menor porcentaje de diferencia combinado de los dos sentidos.

### Revisión de columna con vigas internas, empotrada en la base y restricción de giro en la parte superior

Esta segunda revisión, utiliza la misma sección de columna que en la primera revisión, pero con condiciones de frontera diferentes, empotramiento en la base y restricción de giro en la parte superior (fig. 3.14). Se impone un desplazamiento de 1 mm en la parte superior, en dirección horizontal.

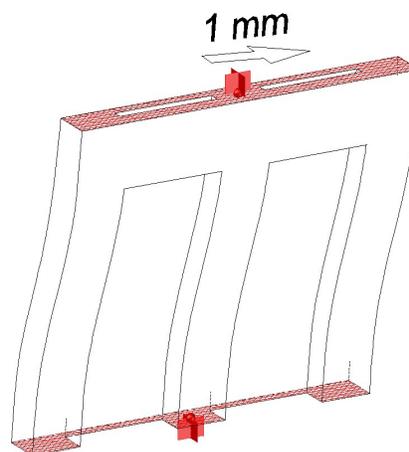


Fig. 3.14 Columna con vigas internas. Desplazamiento en la parte superior con restricción de giro

Tabla 3.10 Resultados de comparación de columnas empotradas

Columna	X		Y		Promedio de dif.
	kN	% dif.	kN	% dif.	
Modelo de referencia	2 427.69		281.27		
C-1	2 569.95	5.86	320.70	14.02	9.94
C-2	2 393.36	1.41	272.98	2.95	2.18
C-3	2 511.51	3.45	274.43	2.43	2.94
C-4	2 358.22	2.86	271.15	3.60	3.23
C-5	2 431.21	0.15	272.70	3.05	1.60

Fuerza en kN necesaria para desplazar 1mm

Porcentajes de error respecto al modelo de elementos sólidos

En la tabla 3.10, en general los porcentajes de variación son mayores en el sentido X que en el Y. Se observa que la columna C-5 en el sentido X tiene el menor porcentaje de diferencia. En el sentido Y es la columna C-2 la que representa de mejor manera la rigidez. En la columna seis de la tabla 3.10, de los resultados que promedian la diferencia en las dos direcciones, la C-5 tiene el menor promedio de diferencia.

### Revisión de columna con vigas internas y vigas externas

En esta revisión se considera las vigas internas y también las vigas de acoplamiento existentes entre dos columnas adyacentes (fig. 3.15).

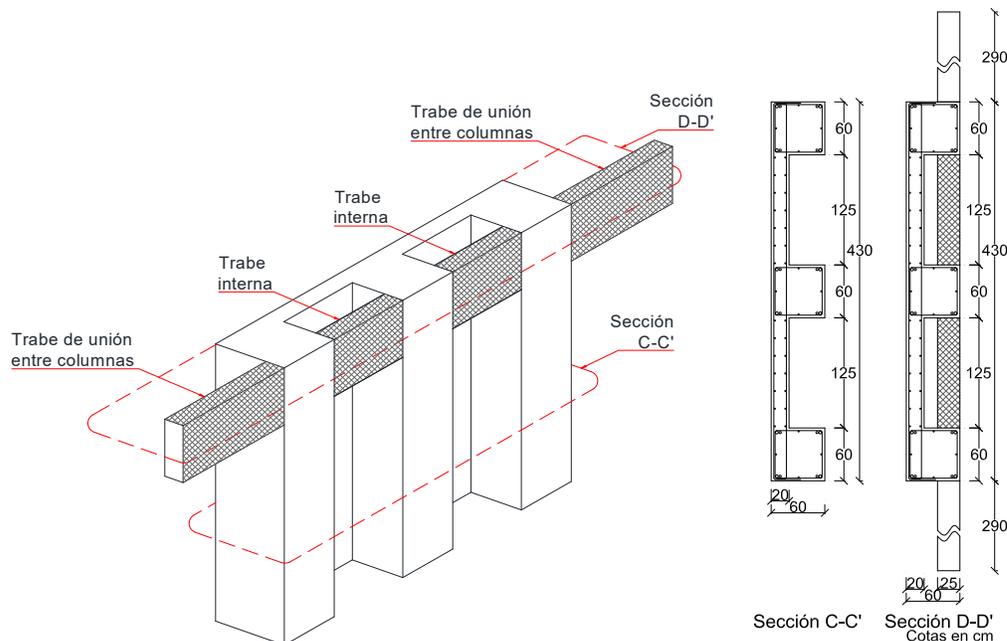


Fig. 3.15 Características de la columna considerando las vigas de unión entre columnas

Para el caso de esta revisión, se impone un desplazamiento horizontal de 1 mm, asignando condiciones de frontera a las vigas externas de restricción de los desplazamientos en Y, Z y rotación de los nodos. La base de la columna se determinó como empotrada (fig. 3.16). Se replican las mismas estrategias de modelación de la columna, definidas previamente. Los resultados se resumen en la tabla 3.11.

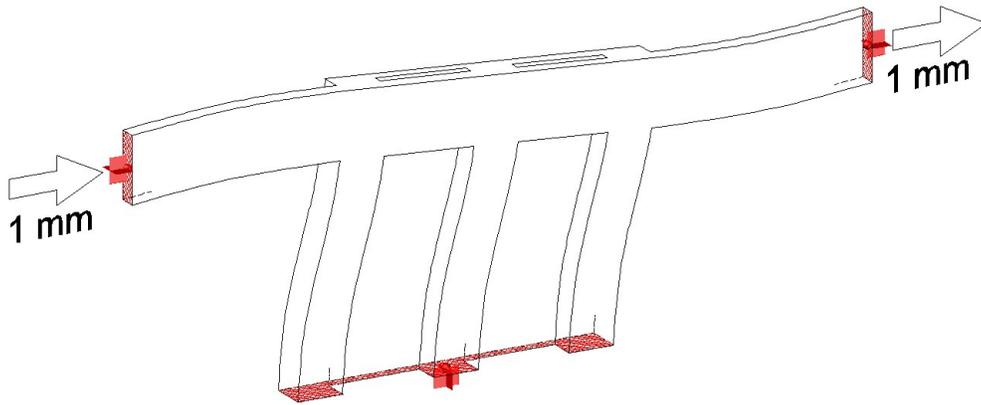


Fig. 3.16 Columnas con vigas de unión con desplazamiento impuesto de 1 mm

Tabla 3.11 Comparación de resultados de la columna con vigas de unión

	Voladizo X	
	kN	% diferencia
Modelo de referencia	1 732.20	
C-1	1 808.94	4.90
C-2	1 670.17	3.15
C-3	1 731.56	0.41
C-4	1 687.69	2.13
C-5	1 717.23	0.42

Fuerza en kN necesaria para desplazar 1mm  
Porcentajes de error respecto al modelo de referencia.

La tercera columna de la tabla 3.11, muestra la relación porcentual de la fuerza aplicada respecto al modelo de referencia.

De los resultados se observa como el modelo de la columna C-1, que es el más sencillo tiene diferencias de hasta 4.9% que pueden deberse a una excesiva simplificación. En la tabla 3.11 se observa como las opciones de columna C-3 y C-5, tienen porcentajes pequeños de variación, mostrando que es mejor representar la viga en su centro de masas. El hecho de representar la viga con un elemento barra ubicada en la parte superior y asignar la propiedad de desfase como es el caso de las columnas C-2 y C-4, en general no brinda tan

buenos resultados. Es mejor mantener el eje de la viga coincidente con el centro de masas del elemento como es el caso de las columnas C-3 y C-5.

Una característica especial de la geometría de la columna son los nodos donde convergen las vigas de unión, las vigas internas y las columnas "E". Esto impide que se pueda generar fácilmente una correcta simplificación de la rigidez del conjunto. Al modelar cada uno de los elementos por separado, y la columna separarla en patines y almas, permite que cada elemento aporte su rigidez correspondiente.

El sistema sismo-resistente de la torre del CCUT en el sentido longitudinal, es a base de marcos que se forman entre las columnas (trabajando en X) y las vigas de acoplamiento. En el sentido transversal el sistema sismorresistente lo conforman los muros ubicados en fachadas este y oeste. La rigidez que poseen estos muros es mucho mayor que la de las columnas en el sentido Y, por lo que en el sentido transversal de la torre, la influencia que las columnas tienen al momento de trabajar junto a los muros de las fachadas este y oeste es mínima. Es por esto que se brinda mayor importancia al comportamiento en X de la columna.

Debido a la mayor precisión y a la practicidad que representa, ya que permite modificar independientemente las propiedades de los patines y las almas, se opta por modelar la geometría de las columnas de acuerdo con la estrategia utilizada en la columna C-5.

### 3.2.2. Losas

El sistema de losa del nivel N1 al nivel A, está compuesto por dos elementos principalmente; losa maciza de concreto armado de 8 cm de espesor y un sistema de vigas de alma abierta que llevan las cargas hacia las columnas (figs. 3.17 y 3.18). La losa de concreto se modela con elementos placa con un mallado que resulta en placas de 2 m. Las vigas de alma abierta se modelan con un elemento barra el cual tiene las propiedades de la armadura. La combinación de la losa y el elemento barra que representa a las vigas, resulta en un detalle como el de la fig. 3.18.

En sitio se aprecia sobre la losa de concreto armado la existencia de un firme de concreto, el cual se observa agrietado y no presenta elementos de conexión con la losa de piso. Al momento de realizar éste trabajo se desconocen las características del concreto con que está hecho. Por consiguiente, se ha determinado ignorar la participación de este firme en las propiedades inerciales y de rigideces de los elementos, considerando únicamente su peso. Para el caso de la viga metálica de alma abierta, se considera únicamente las propiedades geométricas de la sección formada por la cuerda superior e inferior, ignorando las diagonales que forman la armadura de la viga, ya que estos aportan poca rigidez a flexión al elemento (fig. 3.18).

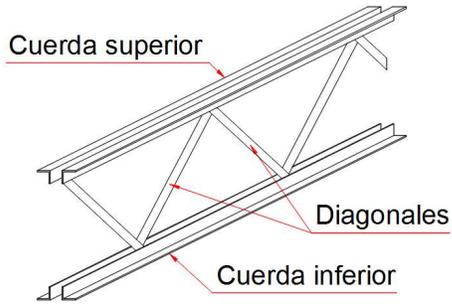


Fig. 3.17 Corte en la sección de la viga de alma abierta, como está en sitio

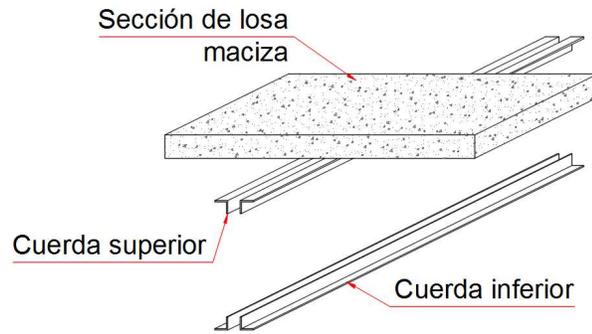


Fig. 3.18 Viga de alma abierta con losa de concreto, como ha sido considerada en el modelo

Factores importantes en la distribución de fuerzas a través de la losa son: la rigidez de la losa, la distribución de muros en planta y la forma en planta que tiene la estructura. La rigidez de la losa juega un papel determinante cuando existen diferencias considerables en las rigideces de los elementos verticales (muros y columnas). La distribución de muros en planta es más sensible cuando su distribución se ubica en los extremos, o al centro de manera simétrica, o cargados de un lado de la estructura, ya que esto puede generar torsión. Por último, la forma en planta de la estructura es determinante para la consideración de un diafragma rígido, ya que plantas con formas de L, H, entre otras, son muy sensibles al momento de considerar la distribución de fuerzas a las columnas y muros.

La torre del CCUT en planta tiene una forma rectangular cuya relación de aspecto es 1:2.3 (18.35 m en la dirección N-S y 41.87 m en la dirección E-O). El sistema sismorresistente en dirección N-S está dado en la fachada del eje 6 por un solo muro de concreto de 18.5 m, mientras que en la fachada del eje 12 son dos muros de concreto de 7.3 m, unidos por vigas de acoplamiento en cada nivel (fig. 3.19). Estos muros poseen una rigidez mucho mayor que el resto de los elementos. También es importante considerar las aberturas que tiene la losa debidas al paso de los cubos de elevadores y escaleras, que representan un 10.9% del área total. Por la distribución de estas aberturas, si se hace un corte entre los ejes 10 y 10b, tenemos que de los 18.35 m del ancho del edificio la abertura del cubo de elevadores es de 11.5 m, representando una disminución del 63% del área de la losa.

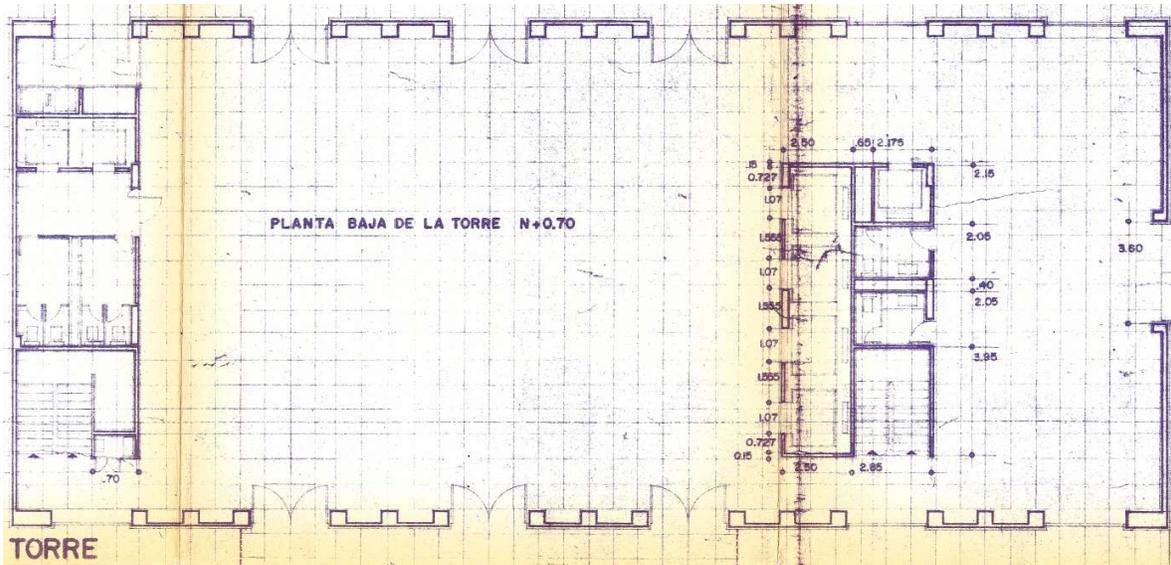


Fig. 3.19 Planta baja donde se observan las zonas de cubo de elevadores y escaleras.  
(SRE, 1963)

De acuerdo con FEMA-273 (1997), los diafragmas deben de ser clasificados como rígidos, semi-rígidos o flexibles. Los diafragmas deben ser considerados flexibles cuando la deformación lateral máxima en el plano del diafragma es mayor que el doble de la deriva del entrepiso inmediato inferior. Se consideran rígidos cuando la máxima deformación lateral del diafragma es menos de la mitad de la deriva del entrepiso inmediato inferior. Los diafragmas que no clasifican como rígidos o flexibles se clasifican como semi-rígidos. Las derivas del diafragma se estiman usando las fuerzas sísmicas que el mismo FEMA-273 (1997) establece. Las deformaciones en el plano del sistema de piso deben calcularse con las fuerzas laterales distribuidas conforme a la distribución de masas, así como también las fuerzas asociadas a la excentricidad de los elementos sismo-resistentes del entrepiso en cuestión.

Por medio del procedimiento establecido en FEMA-273 (1997) es necesario aplicar las fuerzas calculadas con la ecuación que la misma norma define (ec. 3.7), con lo que se obtiene un valor de fuerzas de  $0.439 \times W$ . Las NTC-Sismo (2004), establecen un coeficiente sísmico "c" igual a 0.45, muy similar al obtenido a través del procedimiento indicado por FEMA-273 (1997), por simplicidad se realiza el análisis con el valor indicado en las NTC-Sismo (2004).

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad (\text{ec. 3.7})$$

Donde:

V = Pseudo carga lateral; fuerza distribuida en la altura, bajo un análisis elástico-lineal de la estructura.

$C_1 = 1$ , Factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico calculado a partir de una repuesta elástica-lineal.

$C_2 = 1$ , Factor que representa los efectos de pérdida de rigidez y de resistencia en el máximo desplazamiento.

$C_3 = 1$ , Factor que representa el incremento del desplazamiento debidos al efecto P- $\Delta$

$S_a = 0.44$ , Aceleración del espectro de respuesta para el periodo fundamental y amortiguamiento del edificio en la dirección a consideración.

W = Peso total con carga viva y muerta.

Para el caso del nivel 6.92 m, la deformación lateral máxima en la longitud del diafragma en la dirección N-S bajo una aceleración de 0.45 g, es de 9.09 mm, mientras que la deriva de este nivel es de 28.75 mm, por lo que conforme a lo indicado por FEMA-273 (1997), este nivel se deberá considerar como diafragma rígido, ya que la máxima deformación lateral de la losa es menor que la mitad de la deriva del mismo nivel.

Haciendo la misma revisión en el nivel 64.52 m, en el que la deformación lateral máxima en la longitud del diafragma en la dirección N-S es de 10.48 mm y la deriva de 27.84 mm, por lo que, bajo el mismo criterio que en el caso anterior, de acuerdo con el FEMA-273 (1997), este nivel también deberá considerarse como diafragma rígido.

Además de la revisión que establece el FEMA-273 (1997) para la clasificación de un diafragma, se verifica la influencia que diferentes reducciones de rigidez a cortante en losa tienen en la respuesta dinámica de la torre del CCUT.

En el proceso se proponen cuatro rigideces diferentes para la losa. La primera considera la losa con su rigidez bruta. La segunda considera un diafragma rígido por nivel, el cual restringe el desplazamiento en el plano de la losa, forzando que el desplazamiento relativo entre dos nodos de un mismo diafragma sea constante, esto es, que todos los nodos de un diafragma se muevan en conjunto, pero el desplazamiento vertical es libre y cada nodo puede desplazarse de manera independiente. En la tercera propuesta de rigidez de la losa, considera la misma losa que la primera opción pero con las propiedades de inercia y área reducidas a un 25%, conforme a lo propuesto por el ACI-318 (2005). Para realizar esta reducción a las propiedades de la losa, se modifican los factores de rigidez de las losas, con lo cual permite asignar un porcentaje de la rigidez total. Para la cuarta opción se considera únicamente el 40% de la rigidez efectiva del elemento placa que conforma la losa, de acuerdo con el propuesto por el FEMA-273 (1997).

En todos los casos se evalúa la estructura bajo los siguientes criterios: vigas de acoplamiento, columnas y muros con rigideces de la seccion bruta, cargas de diseño y el modelo empotrado en la base. Estos criterios, son muy similares a las consideraciones de

diseño. Esto para mantener bajo las mismas consideraciones éste análisis, y el análisis que se realizó previamente conforme lo establecido por FEMA-273 (1997).

*Tabla 3.12 Frecuencias de la estructura con variación en la rigidez de la losa y con cargas de diseño.*

	Losa		Diafragma rígido		Rigidez Reducida 25%		Rigidez reducida 40%	
	Hz	Hz	Δ%	Hz	Δ%	Hz	Δ%	
1° T	0.590	0.669	13.38	0.588	-0.25	0.587	-0.43	
1° L	0.680	0.688	1.19	0.679	-0.18	0.678	-0.30	
1° R	1.059	0.930	-12.19	1.051	-0.77	1.046	-1.24	
2° T	1.930	2.182	13.02	1.897	-1.73	1.871	-3.07	
2° L	1.925	1.966	2.13	1.912	-0.67	1.900	-1.29	
2° R	3.708	2.847	-23.20	3.101	-16.37	3.052	-17.68	

De la tabla 3.12 se observa como la consideración de diafragma infinitamente rígido genera una influencia sustancial en los modos transversales, y en menor medida en los modelos con rigideces reducida al 25% y 40%. El hecho de que en la dirección transversal sea la más susceptible al cambio de rigidez de la losa se entiende, debido a que es el sentido largo del edificio.

Para el primer modo de cada componente, tomar un 25, 40 o 100% de la rigidez no genera gran diferencia en la respuesta dinámica de la torre del CCUT. En cambio la consideración de diafragma rígido sí genera diferencias considerables, siendo los componentes en el sentido transversal los más susceptibles a esta consideración. Esto parece contradecir lo dispuesto por FEMA-273 (1997), ya que en el caso de la torre del CCUT sí representa una diferencia considerable en las propiedades dinámicas.

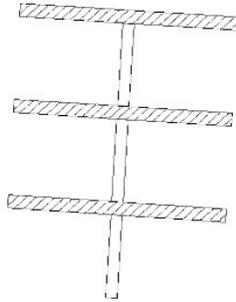
Para el caso de estudio se opta por considerar la rigidez a cortante de la losa a un 40% conforme a los recomendados por FEMA-273 (1997) y sin consideración de diafragma rígido.

Puede resultar interesante el estudio específico de la losa ubicando un acelerómetro en el centro de la losa del nivel 10 en dirección transversal, y junto a los acelerómetros que en este nivel existen, estudiar el comportamiento de la losa, así como determinar la participación que el firme de concreto tiene en la rigidez de la losa.

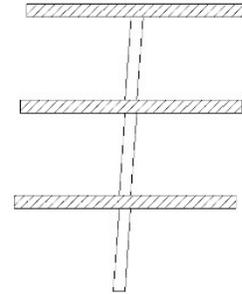
### 3.2.3. Desplomo

Los hundimientos y desplomos que la torre ha presentado desde el momento de su construcción son de consideración. Al año 2009, los desplomos que se presentaban en la torre en el sentido T eran de 95 cm hacia el sur (Torres, 2013). Este desplomo en la azotea representa un ángulo respecto a la vertical de  $0.616^\circ$ . En el sentido L el desplomo era de 27 cm al oeste que representa un ángulo con respecto a la vertical de  $0.18^\circ$ .

Al momento de representar el desplomo como un giro (fig. 3.20), se advirtieron errores en la distribución de las cargas asignadas en los elementos losas por parte del programa de cómputo utilizado. Para evitar este error se modeló el desplomo de la torre como un desfase entre los niveles (fig. 3.21). De este modo las losas se mantienen paralelas a la horizontal y se evitan estos errores.



*Fig. 3.20 Representación del desplomo como un giro*



*Fig. 3.21 Representación del desplomo como un desfase entre niveles*

### 3.3. Modelos generados

Una vez definidas las características de representación numérica de materiales, estados de carga, rigideces efectivas, amortiguamientos, losas, columnas y el desplomo que la torre tiene, se procedió a realizar dos modelos matemáticos de la torre del CCUT tomando en consideración todos estos factores.

Haciendo uso de un programa de análisis estructural, de uso comercial como lo es el SAP2000 versión 17.1.1, se desarrollaron dos modelos matemáticos en 3D. Uno de estos dos modelos toma en cuenta la torre del CCUT en las condiciones de la torre rehabilitada (CCUT-R), modelo que incluye las diferentes etapas de rehabilitación hechas hasta el año 2009 (fig. 3.22-a), con 8 722 elementos barra, 8 516 elementos placa y 33 903 nudos. El segundo modelo considera su estado de construcción original (CCUT-O). Este modelo cuenta con las características de acuerdo con los planos originales utilizados en su construcción en el año 1964 (fig. 3.22-b). Está formado por 7 842 elementos barra, 7 419 elementos placa y 29 559 nudos.

En términos del modelo matemático, para realizar el modelo CCUT-O, se tomó como base el modelo del edificio rehabilitado y únicamente se retiraron los elementos de reestructuración, quedando el resto de los parámetros de ISE, módulo de elasticidad, rigidez efectiva, niveles de carga, rigidez de mampostería, inalterados.

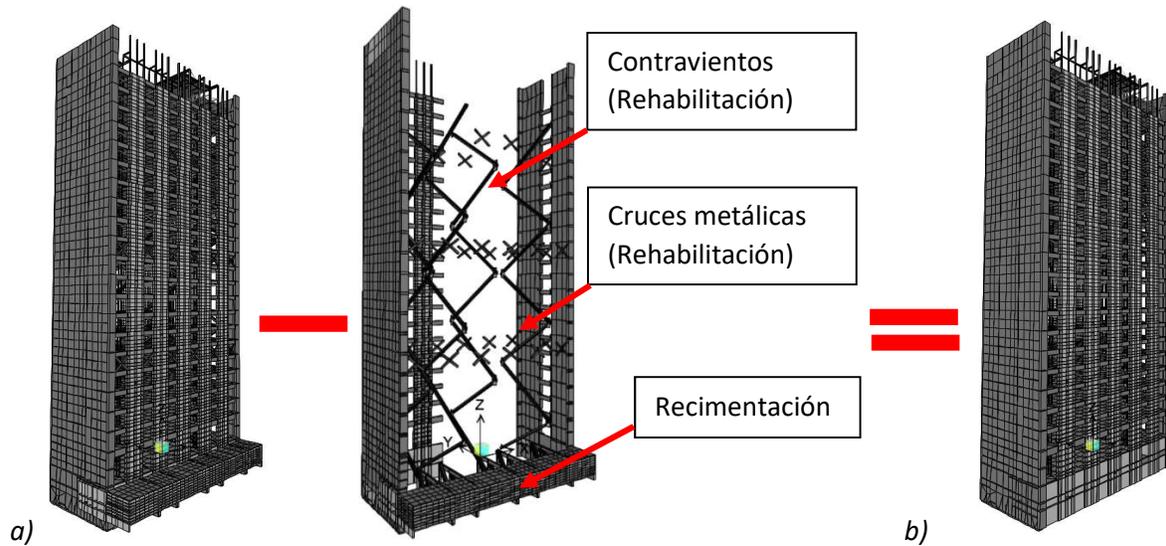


Fig. 3.22 Modelo matemático de la torre del CCUT rehabilitado (a), y original (b)

## 4. Interacción suelo-estructura

En este capítulo se presentan diferentes maneras de calcular la interacción suelo-estructura (ISE). Una de ellas es por medio de métodos numéricos en los que se representan las propiedades del semi-espacio en donde se encuentra el cajón de cimentación y pilotes. Otro procedimiento que se estudia es el que está establecido en la NTC-Sismo (2004), en el cual se plantea un procedimiento teórico para conocer los valores de ISE. Por último, con los registros de aceleraciones del complejo del CCUT se estudian las fuerzas que se generan en la base y así se determinan los valores de ISE.

El estudio de las señales también permitió conocer la ubicación del centro de rotación de la torre durante el sismo de marzo del 2012, así como definir la historia de aceleraciones del plano de cimentación determinada a partir de un punto definido en este mismo plano.

### 4.1. Centro de rotación de un plano cualquiera

Conocidos 6 registros de aceleraciones (fig. 4.1) de un plano cualquiera es posible determinar las historias de aceleraciones horizontales, vertical y angulares de cualquier punto en el plano.

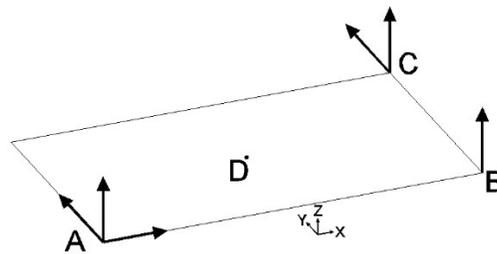


Fig. 4.1 Registros de aceleraciones conocidos de un plano cualquiera

Primero se determinan las aceleraciones angulares  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  (rotación alrededor del eje X, Y y Z, respectivamente), del plano.

$$\alpha = (\ddot{C}_z - \ddot{B}_z) / (C_y - B_y) \quad (\text{ec. 4.1})$$

$$\beta = (\ddot{B}_z - \ddot{A}_z) / (B_x - A_x) \quad (\text{ec. 4.2})$$

$$\gamma = (\ddot{C}_y - \ddot{A}_y) / (C_x - A_x) \quad (\text{ec. 4.3})$$

Con estas aceleraciones angulares, se pueden determinar las aceleraciones lineales de cualquier punto en el plano. Con el componente tangencial de la aceleración angular.

$$a_{ti} = R \alpha_{angj} \quad (\text{ec. 4.4})$$

donde:

$\alpha_t$  = aceleración tangencial,

$R$  = radio,

$\alpha_{ang}$  = aceleración angular.

Se consideró la aceleración tangencial como paralela a los ejes, debido que al tratarse de ángulos pequeños, menores a 0.001 rad, la proyección de la aceleración tangencial a los ejes coordenados es casi igual (ec. 4.5).

$$a_{ti} \cos \theta \approx a_i \quad (\text{ec. 4.5})$$

Por lo tanto las aceleraciones en X, Y y Z del punto  $D$  (siendo  $D$  cualquier punto en el plano) se pueden calcular como:

$$\ddot{D}_i = \ddot{D}_{lini} + \ddot{D}_{roti} \quad (\text{ec. 4.6})$$

Esto es para cada eje:

$$\ddot{D}_x = \ddot{A}_x + \gamma(D_y - A_y) \quad (\text{ec. 4.7})$$

$$\ddot{D}_y = \ddot{A}_y + \gamma(D_x - A_x) \quad (\text{ec. 4.8})$$

$$\ddot{D}_z = \ddot{A}_z + \alpha(D_y - A_y) + \beta(D_x - A_x) \quad (\text{ec. 4.9})$$

Una vez formulado el procedimiento para determinar la aceleración de cualquier punto en el plano, a continuación se propone determinar el centro de rotación del plano, con base en la energía cinética acumulada.

La variación de energía de cualquier punto en el plano está determinada por la aceleración de traslación de cuerpo sólido más la aceleración vertical debida a rotación. La aceleración de traslación de cuerpo sólido es la misma para cualquier punto del plano. La aceleración de rotación está en función de la distancia al centro de rotación, por lo tanto los puntos con menor variación de energía serán los que estén más cerca del centro de rotación, así:

$$E = \frac{1}{2}mv^2 \quad (\text{ec. 4.10})$$

$$\text{Donde } a = \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (\text{ec. 4.11})$$

Despejando para  $\Delta v$

$$\Delta v = a * \Delta t \quad (\text{ec. 4.12})$$

Entonces sustituyendo la ec. 12 en ec. 11

$$\Delta E = \frac{1}{2} m * (a * \Delta t)^2 \quad (\text{ec. 4.13})$$

Para determinar las coordenadas en el plano XY del centro de rotación, se consideran las aceleraciones verticales y la rotación  $\alpha$  y  $\beta$  del plano.

La energía de cualquier punto D va a ser:

$$E_D = \frac{1}{2} m \sum_{i=0}^t \left( \left( \ddot{A}_{zi} + \alpha_i (D_y - A_y) + \beta_i (D_x - A_x) \right) * \Delta t \right)^2 \quad (\text{ec. 4.14})$$

Variando las coordenadas del punto D se van obteniendo las variaciones de energía en diferentes puntos del plano, ya sea por función “solver” de Excel o algún otro método programable, se varían las coordenadas hasta obtener el punto con la mínima variación de energía.

## 4.2. Centro de rotación de la torre del CCUT

A partir de los 6 registros de aceleraciones que se conocen del nivel de cimentación de la torre del CCUT aplicando el método previamente descrito, se determinó cual es el punto que tiene menor energía cinética vertical acumulada en el lapso de tiempo del segundo 83 al 173 del sismo 12-1.

*Tabla 4.1 Coordenadas del centro de rotación de la torre del CCUT. Tomando como referencia la esquina suroeste de la cimentación.*

X=	2 189 cm
Y=	756 cm

Realizando el ejercicio de calcular los centros de rotación para diferentes ventanas de tiempo, es posible ver como varía la posición del centro de rotación de la torre del CCUT. En la fig. 4.2 se muestran las ubicaciones de estos centros de rotación en las diferentes ventanas de tiempo.

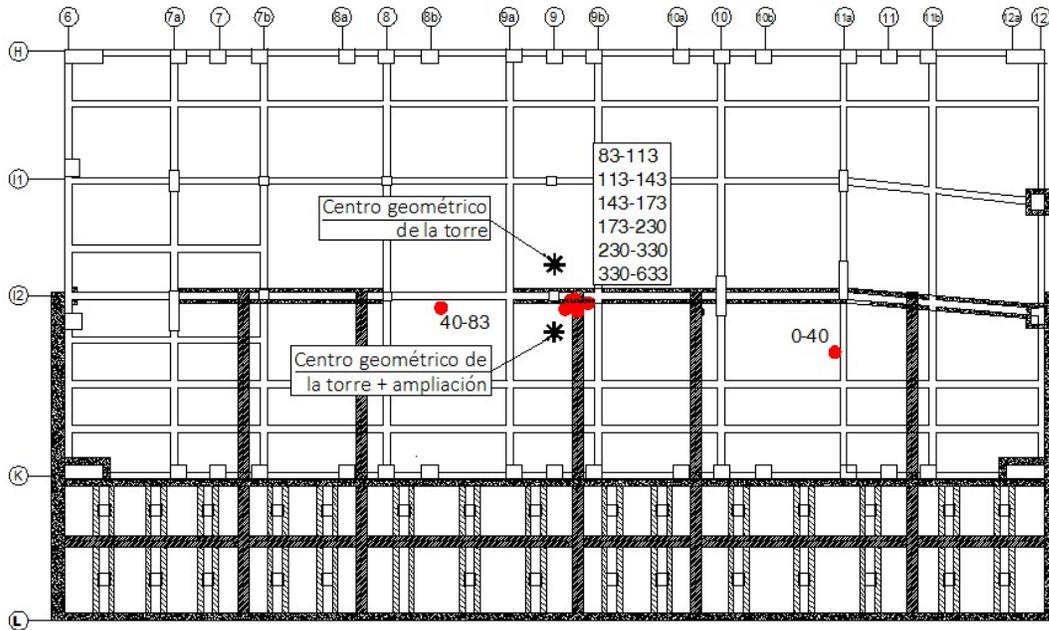


Fig. 4.2 Variación de la posición del centro de rotación de la torre del CCUT.

En la fig. 4.2, se observa como en el periodo de tiempo que va del segundo 83 al 633 el centro de rotación se estabiliza a 95 cm al este y 186 cm al sur del centro geométrico de la cimentación original de la torre.

La ubicación del centro de rotación del segundo 0 al 40 donde la intensidad de los registros aún es pequeña, puede interpretarse como la influencia que tienen ante vibraciones pequeñas, las contratraves que continúan desde la cimentación de la torre hacia la cimentación del edificio IV. Resultaría interesante investigar la ubicación del centro de rotación durante pruebas de vibración ambiental para confirmar o desestimar esta última idea.

### 4.3. Valores de rigideces y amortiguamiento

Desde el momento de la concepción del proyecto estructural del CCUT, las características de la cimentación, generan incertidumbre al momento de evaluar la ISE.

La cimentación original de la torre estaba formada por un cajón con una retícula de contratraves que le aportan rigidez y 156 pilotes. Las contratraves se prolongan más allá de los límites del cajón de cimentación y se conectan con las contratraves que forman la cimentación de los cuerpos bajos; edificios II, III y IV, que por cierto se encuentra desplantado a una profundidad diferente. Esta unión de la cimentación de los cuerpos bajos, con la cimentación de la torre, genera la duda de la participación que existe entre

ambas, si la conexión entre éstas es lo suficientemente rígida para evaluar la cimentación de los cuatro cuerpos como un todo, o evaluar por separado a la torre de los cuerpos bajos.

Los pilotes se encuentran distribuidos únicamente debajo de la cimentación de la torre, rigidizándola. Las estructuras de los cuerpos bajos son muy diferentes con respecto a la estructura de la torre; diferencias en altura, peso, estructuración, rigidez, además de las mencionadas previamente en cimentación. Esto genera mayor incertidumbre al momento de evaluar la ISE.

Debido al desplomo de la torre del CCUT, se han hecho reestructuraciones que suman complejidad a la cimentación. Dentro de estas rehabilitaciones se agregaron 52 pilotes en la zona norte de la cimentación en 1983, la extensión 6 m de cimentación hacia el sur en 1987, 30 pilotes de control debajo de la recimentación en el 2009 y los muros agregados también en el 2009.

Existen diferentes opciones para evaluar los valores de ISE. Seleccionar algún método en específico depende del tamaño, importancia y recursos que se tienen para su estudio. Cualquiera que sea el método que se utiliza para estudiar la ISE, debe reflejar de manera correcta las características de la cimentación y el suelo. Éstas son la forma de la cimentación: circular, rectangular, corrida, si va a ser superficial, profunda o con pilotes, así como también determinar la profundidad de los depósitos, espesor de las diferentes capas, profundidad del nivel rocoso entre otras.

Se investigaron los valores de la ISE mediante tres métodos diferentes. El primero evalúa los valores de ISE por medio de la propuesta hecha por las NTC-Sismo (2004). El segundo método es un método dinámico de elemento finito. Los resultados de este estudio provienen del trabajo de investigación que se hizo paralelamente a esta tesis (Castro *et al.*, 2016). El tercer método, propone obtener los valores de ISE a partir de la historia de desplazamientos de la base y aceleraciones en la altura de la torre. Este método no considera las características del suelo o la forma de la cimentación donde esta desplantada la estructura. Se basa en la relación que existe entre las fuerzas que actúan en el edificio y los desplazamientos. Estos tres métodos consideran un contacto perfecto entre la estructura y el suelo.

Los valores de rigideces de la ISE, se definieron con un grupo de seis resortes (dos de desplazamiento horizontal, un de desplazamiento vertical, dos de cabeceo y uno de torsión) con comportamiento elástico lineal.

### 4.3.1. Procedimiento teórico (ISE-T)

Se determinaron los valores de los resortes que representan la rigidez del cajón de cimentación conforme a las ecuaciones propuestas en las NTC-Sismo (2004). Para esto se evaluaron las ecuaciones de una cimentación circular, considerando círculos equivalentes a la superficie de desplante, los cuales quedan determinados por las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para evaluar las rigideces de translación: } R_x = \sqrt[2]{\frac{A}{\pi}} \quad (\text{ec. 4.15})$$

$$\text{Para evaluar la rigidez de rotación: } R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} \quad (\text{ec. 4.16})$$

La NTC-Sismo (2004) no especifica ecuaciones para calcular la rigidez de torsión, por lo que se considera rígida.

Los pilotes de 2009 están desplantadas hasta la capa dura, por lo que se consideró su rigidez vertical como infinitamente rígida. La rigideces en los componentes longitudinal y trasversal se calcula de acuerdo con las NTC-Sismo (2004).

*Tabla 4.2 Valores de ISE-Teórico (ISE-T)*

Rigidez		Cajón	Pilotes recimentación 2009 Diámetro = 50
Long. (x)		0.871x10 <sup>9</sup>	5.707x10 <sup>8</sup>
Trans. (y)	N/m	1.091x10 <sup>9</sup>	5.707x10 <sup>8</sup>
Vert. (z)		3.316x10 <sup>9</sup>	Rígido
Rot. long. (ry)		10.79x10 <sup>11</sup>	
Rot. trans. (rx)	N m/rad	5.259x10 <sup>11</sup>	
Torsión (rz)		Infinitamente rígido	

### 4.3.2. Método numérico (ISE-N)

Paralelamente a este trabajo un estudio de la ISE realizado por Castro *et al.* (2016), utilizando el programa Dyna5, evaluó diferentes modelos del cajón de cimentación y distintos sistemas de participación de los pilotes.

La evaluación la ISE del cajón tomó las siguientes consideraciones. Para los desplazamientos en la dirección X, Y, y Z (longitudinal, transversal y vertical respectivamente) y la rotación alrededor del ejes X y Z (rotación transversal y torsión respectivamente), se consideró a la cimentación de la torre más la de los cuerpos bajos. Para la rotación alrededor de Y (longitudinal), únicamente se consideró la cimentación de la torre. En la participación de los pilotes, se consideró el efecto de grupo según las agrupaciones que se muestran en la fig. 4.3. De los 156 pilotes originales que se observan en la fig. 4.3 de color morado, sólo 94 pilotes morados entre los ejes H e I<sub>2</sub> han sido considerados dentro de los efectos de grupo. Los pilotes especificados con círculo morado pequeño entre los ejes I<sub>2</sub> y K, no ha sido incluidos por considerar que no presentan efecto significativo estando junto a pilotes que se apoyan en capa dura (52 pilotes rojos).

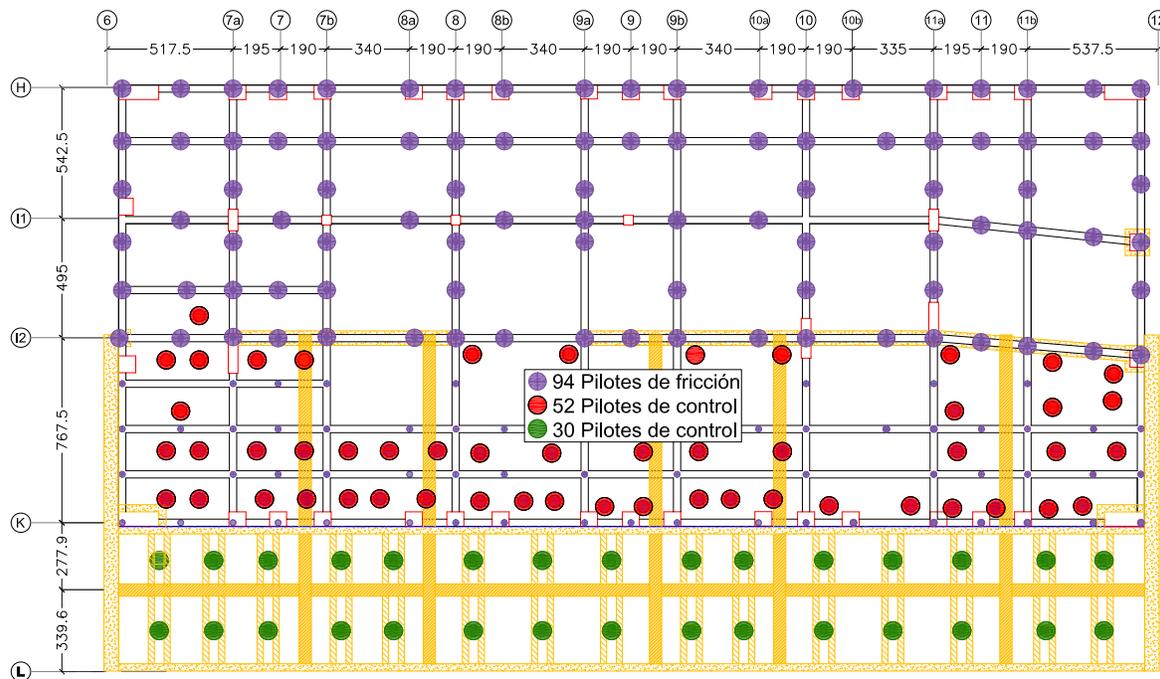


Fig. 4.3 Agrupación de los pilotes para las consideraciones de efecto de grupo

El método numérico además de calcular los valores de las rigideces, tiene el alcance de calcular los valores de amortiguamiento del cajón de cimentación. En la tabla 4.3 se presentan los valores de rigidez del cajón, los pilotes y amortiguamiento del cajón.

Tabla 4.3 Valores de ISE-N

Rigidez		Cajón + 94 pilotes +52 pilotes	30 pilotes (rigidez de cada pilote)
Long. (x)		$2.86 \times 10^9$	$0.98 \times 10^7$
Trans. (y)	N/m	$4.73 \times 10^9$	$0.77 \times 10^7$
Vert. (z)		$6.44 \times 10^9$	$3.63 \times 10^7$
Rot. long. (ry)		$12.02 \times 10^{11}$	
Rot. trans. (rx)	N m/rad	$42.50 \times 10^{11}$	
Rot. tor. (rz)		$61.60 \times 10^{11}$	
<b>Amortiguamiento</b>			
Long. (x)		$8.97 \times 10^8$	
Trans. (y)	N s/m	$17.311 \times 10^8$	
Vert. (z)		$24.97 \times 10^8$	
Rot. trans. (rx)		$6.0192 \times 10^{11}$	
Rot. long. (ry)	N s m/rad	$0.5077 \times 10^{11}$	
Rot. tor. (rz)		$16.073 \times 10^{11}$	

Los valores de ISE-N del cajón están determinados para representar su efecto en el centro geométrico de la torre del CCUT, mientras que los pilotes añadidos en la última rehabilitación (en color verde en la fig. 4.3) están representados individualmente con resortes asignados en su ubicación.

### 4.3.3. Obtención de valores a partir de acelerogramas (ISE-S)

Además de la ISE-T y la ISE-N, se planteó un procedimiento para calcular los valores de ISE-S del CCUT, mediante los registros de aceleraciones de la instrumentación instalada en el CCUT

De los registros de aceleraciones en la estación N200 durante el evento 12-1, se determinaron tres ventanas de tiempo. La fase inicial, en donde se espera una vibración forzada del edificio y que va del segundo 47.5 al segundo 90; fase intensa, que es donde el registro tiene las máximas aceleraciones y va del segundo 110 al segundo 176; y una fase de vibración libre del segundo 200 al segundo 260 (figs. 4.4 y 4.5)

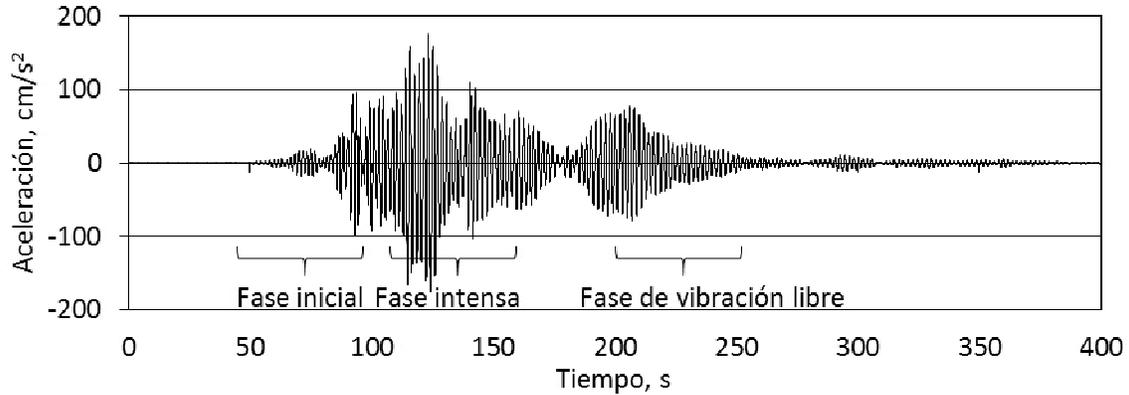


Fig. 4.4 Señal de aceleraciones de la estación N200 (L) y los picos de aceleraciones máximas positivas y negativas

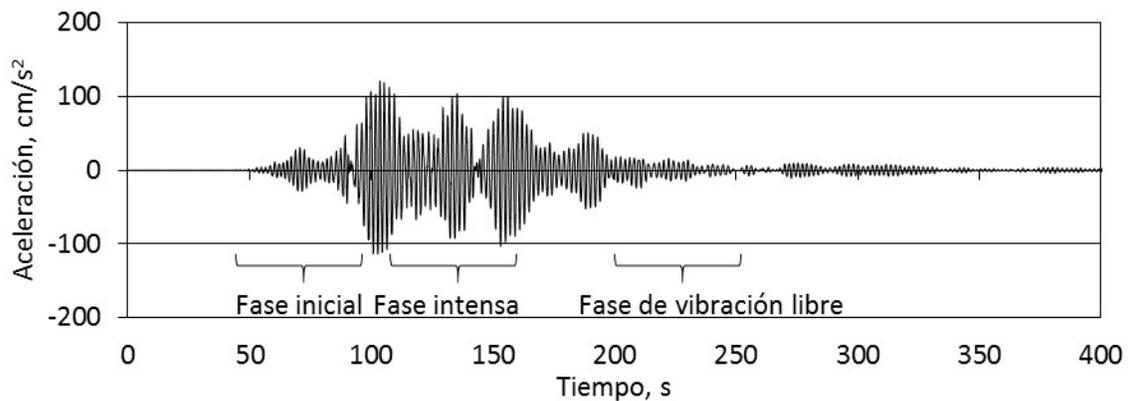


Fig. 4.5 Señal de aceleraciones de la estación N200 (T) y los picos de aceleraciones máximas positivas y negativas

Se buscaron los instantes en donde se dan los valores pico en los registros de aceleración de la estación N200, con las aceleraciones en las estaciones N100 y SSO. Se determina el perfil de aceleraciones en el edificio correspondiente a cada uno de estos máximos.

La fuerza total en cada instante es el resultado de la sumatoria de la multiplicación de la aceleración de cada nivel por su masa. Para calcular el momento, la fuerza de cada nivel es multiplicada por su altura respecto al nivel de sótano.

Para la determinación de los valores de rigideces ( $K$ ) de desplazamiento horizontal, a los desplazamientos de la estación SSO se le restan los desplazamientos de la estación P06, para obtener los desplazamientos propios de la torre. Las fuerzas calculadas para cada instante de aceleración pico, se divide entre el desplazamiento en el instante y dirección correspondiente. Así, para cada instante se obtiene un valor de  $K$ , (figs. 4.6 y 4.7) de los cuales se toma un promedio para cada ventana de tiempo (tabla 4.4).

De la fig. 4.6 se puede observar como los valores de rigidez longitudinal varían conforme ocurre el sismo. Comienza con valores de rigidez altos, durante la fase intensa disminuye la rigidez y para el final del sismo, se alcanza a recuperar. En esta muestra que va del segundo 58 al 259 se presenta una media de  $7.671 \times 10^9$  N/m, con un coeficiente de variación igual a 55.9%. En la rigidez transversal (fig. 4.7), los valores de media y de coeficiente de variación son  $4.990 \times 10^9$  N/m y 45.3% respectivamente.

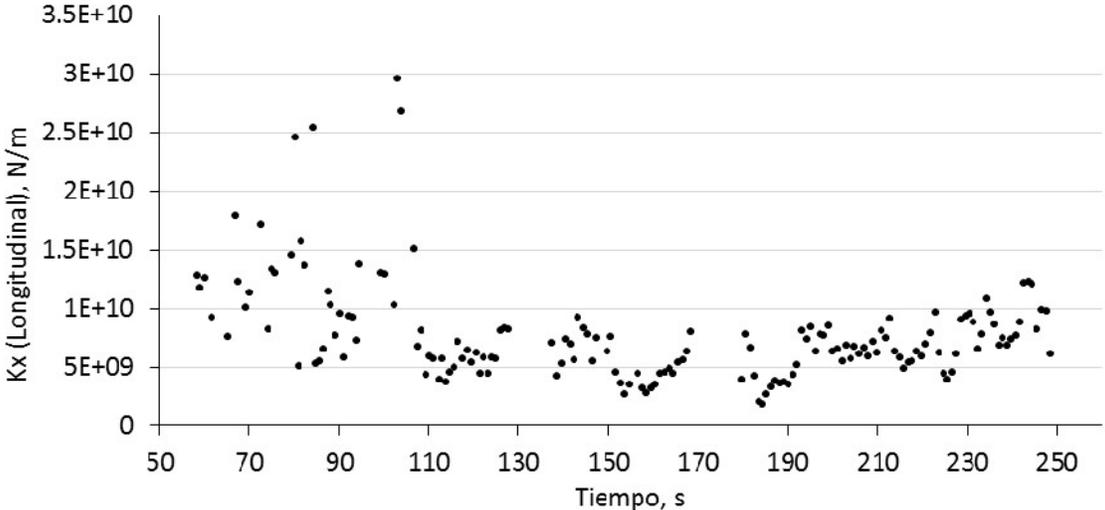


Fig. 4.6 Valores de rigideces longitudinal en cada instante de aceleración pico.

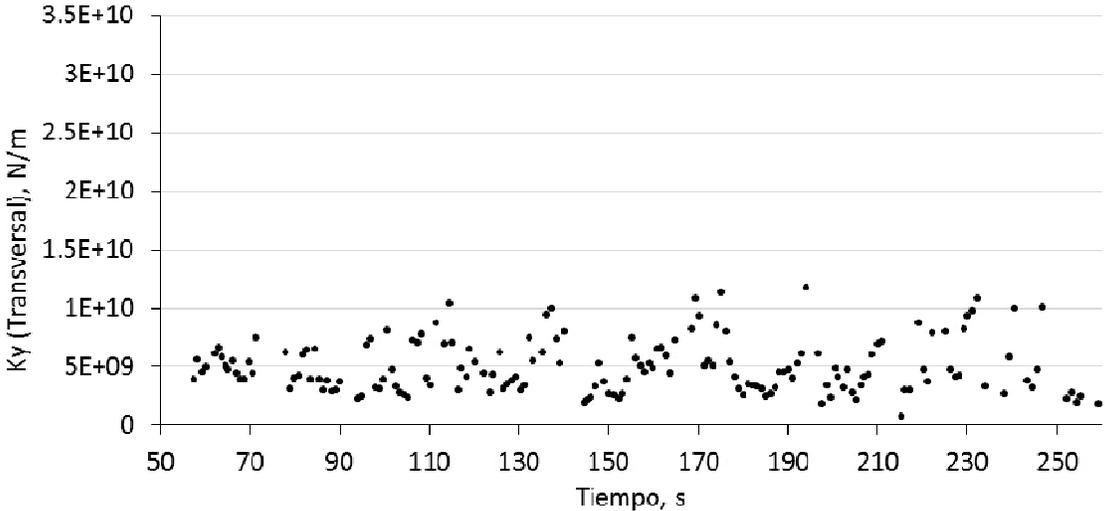


Fig. 4.7 Valores de rigideces transversal en cada instante de aceleración pico

Las fuerzas obtenidas para cada instante se multiplican por su altura respecto al nivel de sótano, obteniendo así un momento, el cual dividido entre el giro de la base en el correspondiente instante da los valores de rigideces angulares ( $K_{rot}$ ) de la ISE-S (figs. 4.8 y 4.9).

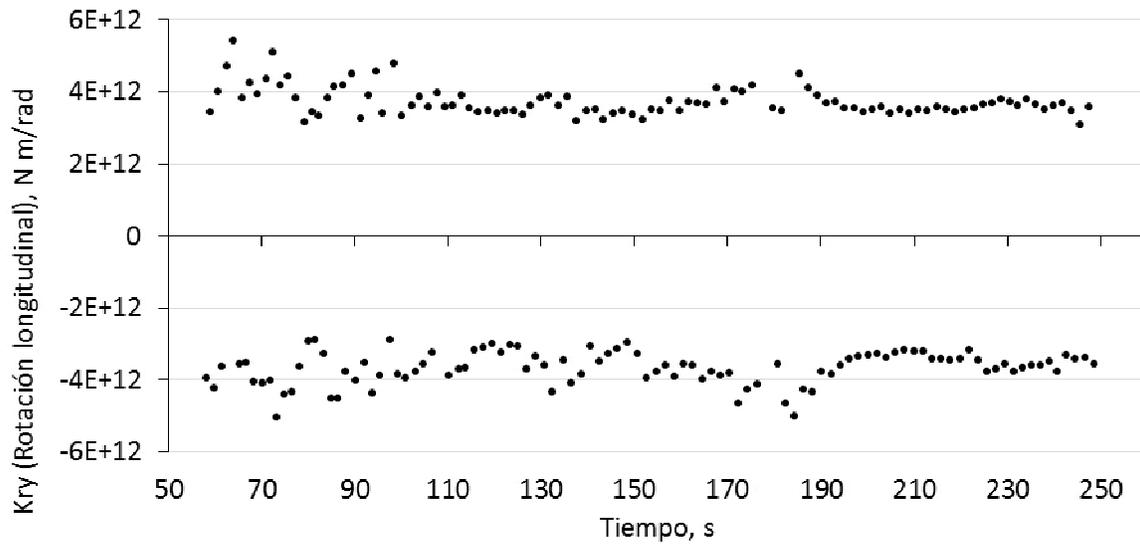


Fig. 4.8 Valores de rigideces angulares longitudinal, en cada instante de aceleración longitudinal pico

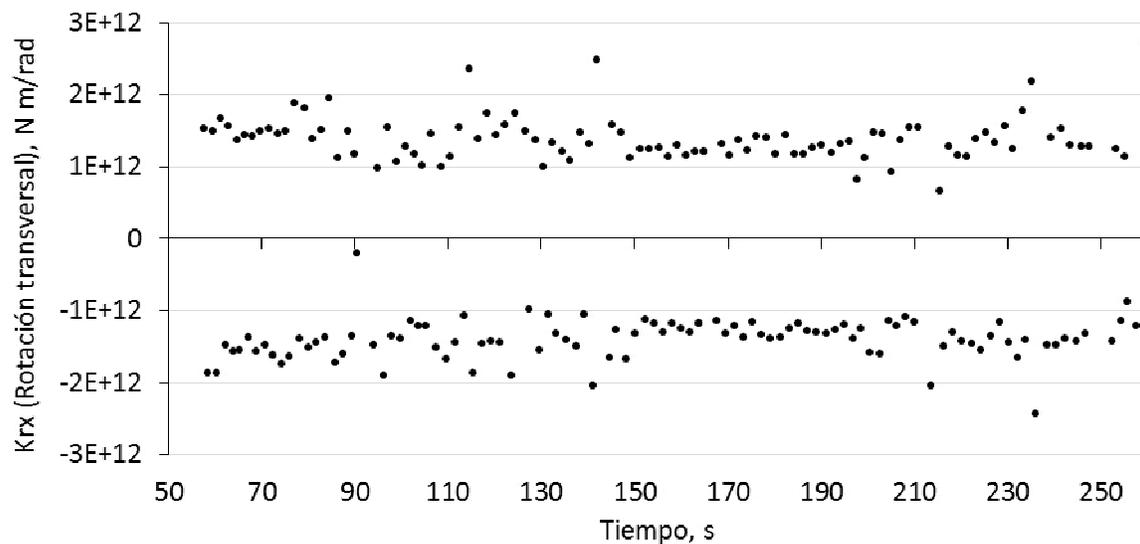


Fig. 4.9 Valores de rigideces angulares transversal, en cada instante de aceleración transversal pico

Los valores promedio de rigideces de ISE-S para las diferentes ventanas son los siguientes:

*Tabla 4.4 Valores de ISE-S por ventanas*

Resorte	Ventana inicial	Ventana fase intensa	Ventana final
Long. (x)	$11.7 \times 10^9$ N/m	$5.585 \times 10^9$ N/m	$7.309 \times 10^9$ N/m
Trans. (y)	$4.762 \times 10^9$ N/m	$5.483 \times 10^9$ N/m	$4.969 \times 10^9$ N/m
Rot. long. (ry)	$39.97 \times 10^{11}$ N m/rad	$36 \times 10^{11}$ N m/rad	$34.9 \times 10^{11}$ N m/rad
Rot. trans. (rx)	$15.02 \times 10^{11}$ N m/rad	$14.17 \times 10^{11}$ N m/rad	$15.9 \times 10^{11}$ N m/rad

Por este procedimiento únicamente se determinan las rigideces de desplazamiento horizontal y de rotación longitudinal y transversal. Los valores de rigideces vertical y torsión se toman igual a los utilizados en ISE-N.

#### 4.3.4. Modelado de la ISE

La aplicación de los valores de ISE en el modelo matemático, se llevó a cabo asignando a todos los nudos del nivel de cimentación (NCIM) la propiedad de cuerpo rígido. Esto provoca que todos los nudos mantengan la distancia relativa entre ellos siempre igual.

Para el caso de la ISE-T y la ISE-N se asignó un nodo en el centro geométrico de la cimentación de la torre, mientras que para el caso de la ISE-S, este nodo se ubicó en el centro de rotación de la torre, determinado en el apartado 4.2. A este nodo se le aplicó una propiedad “liga”, en el cual se introducen los valores de seis resortes; tres para desplazamiento lineal y tres de desplazamiento angular. Estos resortes tienen un comportamiento elástico lineal con las propiedades de rigidez de las secciones 4.3.1 a 4.3.3.

## 5. Influencia de los criterios de modelación en las propiedades dinámicas

En este apartado se comparan las propiedades dinámicas de los modelos matemáticos bajo distintas consideraciones. En un principio se muestran los valores del modelo calibrado y se comparan con respecto a los datos experimentales de los trabajos de Camargo *et al.* (2015) y Murià Vila *et al.* (2016). Posteriormente se realizan diferentes comparaciones en las que se varían características en el modelo para poder apreciar cómo influyen en la respuesta dinámica de la torre.

Tabla 5.1 Características de los modelos en estudio

Clave	Parámetro	Criterio
TT01 Modelo calibrado	-Interacción suelo-estructura (ISE) -Módulo de elasticidad ( $E_c$ ) -Rigidez efectiva -Nivel de carga -Mampostería	-ISE-S (inciso 4.3.3) -Concreto clase 2 (inciso 3.1.1) -FEMA-273 (vigas $I_e=0.15I_g$ ) (inciso 3.1.3) -Cargas reales estimadas (inciso 3.1.2) -Sin considerar rigidez de mampostería (inciso 3.1.1)
	- Modelo rehabilitado CCUT-R	
Variación respecto al modelo calibrado, TT01		
Clave	Parámetro	Criterio
TT02	ISE (inciso 4)	Empotrado
TT03		ISE-T
TT04		ISE-N
TT05	Módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ ) (inciso 3.1.1)	Concreto clase 2 con ( $E_c \times 1.3$ )
TT06		$E_c$ del proyecto de restructuración
TT07	Rigidez efectiva(inciso 3.1.3)	Sección bruta
TT08		ACI 318 (2005)
TT09		NZS 3101-2 (2006)
TT10		EN 1998-1 (2004) y JSCE-15 (2010)
TT11		NTC-DF (2004)
TT12	Nivel de carga (inciso 3.1.2)	Vacío
TT13		Diseño
TT14	Mamposterías (inciso 3.1.1)	Considerando la rigidez de mampostería
TT15	Modelo original CCUT-O (inciso 3.3)	-

Los criterios que se evalúan para analizar cómo influyen en la respuesta dinámica son: la interacción suelo-estructura (ISE), condiciones de carga, módulo de elasticidad del concreto, participación de la mampostería, rigideces efectivas y el modelo original CCUT-O. En la tabla 5.1 se presentan las características de cada modelo que se evalúa, y las variaciones respecto al modelo de calibrado (TT01), expuesto en el apartado 5.1.

## 5.1. Modelo calibrado

El modelo calibrado está definido por la interacción suelo-estructura ISE-S (inciso 4.3). Esta fue determinada a partir del estudio de las señales de aceleraciones de las estaciones ubicadas en el la torre del CCUT. Módulo de elasticidad del concreto clase 2 conforme las NTC-Concreto, (2004) (inciso 3.1.1), para lo cual han sido confirmadas las características del concreto. Rigidez efectiva de acuerdo con FEMA-273, (1997) con las consideraciones especiales para las vigas de acoplamiento (inciso 3.1.4). Cargas reales estimadas (inciso 3.1.2), que representan el estado de cargas del edificio durante el sismo 12-1 y las cargas en la actualidad, y por último, no se considera la participación de la rigidez de la mampostería, únicamente su peso. Con estos parámetros, las propiedades dinámicas obtenidas mediante el modelo calibrado se aproximan satisfactoriamente a los datos experimentales obtenidos por Camargo *et al.* (2015) y Murià Vila *et al.* (2016).

Tabla 5.2 Respuesta dinámica del modelo calibrado (TT01) y sus porcentajes de variación de frecuencia respecto a los datos experimentales

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de variación en frecuencia respecto a los datos experimentales			% de participación de masa		
			Fase inicial	Fase intensa	Fase final	X (long)	Y (trans)	RZ (tor)
TT01 Calibrado	1° T	0.514	-5.5%	3.8%	-2.8%	0.02	60.00	0.41
	1° L	0.550	-10.8%	9.0%	0.6%	63.00	0.02	0.02
	1° R	0.981	3.6%	20.4%	-6.0%	0.00	0.37	59.00
	2° T	1.869	-28.4%	-3.0%	-29.0%	0.00	18.00	0.46
	2° L	1.543	-33.2%	-19.3%	-32.5%	12.00	0.00	0.02
	2° R	2.876	-15.5%	-2.0%	-13.6%	0.00	2.32	14.00
	3° T	3.331				0.08	2.59	1.04
	3° L	2.302				1.50	0.00	0.05
	3° R	2.913				0.00	0.14	0.94

La torre del CCUT tiene una respuesta no lineal durante el evento 12-1, por lo que varía su respuesta dinámica durante el temblor. La torre como cualquier estructura, no responde a valores de frecuencia puntual, sino a un ancho de banda, por lo que, aunque

exista un porcentaje de error, esto no quiere decir la respuesta no se esté reproduciendo correctamente.

En la tabla 5.2 se observa que el primer modo de cada componente del modelo matemático, se encuentra dentro del intervalo de los valores máximos y mínimos de las frecuencias experimentales. Para los segundos modos de cada componente la respuesta dinámica del modelo tiene en general frecuencias menores a las experimentales.

En los resultados de la tabla 5.2, se observa que el modelo de referencia brinda una aproximación satisfactoria a las propiedades dinámicas reales de la torre.

A continuación se evalúa la influencia que tienen los diferentes criterios de modelación en la respuesta dinámica de la estructura.

## 5.2. Interacción suelo-estructura

En suelos compresibles, como es el caso de la zona del lago en la ciudad de México, la consideración de la interacción suelo-estructura (ISE) produce un alargamiento del periodo debido a la falta de empotramiento en la cimentación.

La ISE tiene una influencia significativa en la respuesta del CCUT, por esto se estudiaron las propiedades dinámicas de la torre ante tres diferentes consideraciones de ISE. En el modelo TT03, se estudió la influencia que los valores de ISE-T (inciso 4.3.1) presentan en la respuesta del CCUT, en el modelo TT04 se utilizaron los valores de ISE-N (inciso 4.3.2), y por último se evaluó el modelo TT02 con consideración de base empotrada.

Modelo con base empotrada (TT02).- Del análisis modal (tabla 5.3), se observa un porcentaje de incremento en la frecuencia de 23.6 y 10.2% en los primeros modos longitudinal y transversal respectivamente, mientras el resto de los modos el incremento es menor que 6% (con excepción del modo 3° L). Esto da cuenta que la ISE participa principalmente en los primeros modos longitudinal y transversal.

Modelo con ISE-T (TT03).- La respuesta que se obtiene de considerar la ISE-T brinda resultados con porcentajes de decremento del 8.9 y 3.5% para los primeros modos longitudinal y transversal respectivamente. La frecuencia del primer modo transversal es menor que el rango mínimo de la respuesta experimental. El primer modo de rotación presenta porcentaje de incremento del 1%, y los segundos modos longitudinal y transversal presentan porcentajes de decremento menores al 4%. Es de notar que el valor de rigidez para torsión de la ISE-T está considerado como fijo, sin embargo en rotación el porcentaje de incremento es sólo del 1% respecto al modelo calibrado, y quedando dentro del intervalo de frecuencias de los datos experimentales.

Tabla 5.3 Variación de las propiedades dinámicas de la torre del CCUT, con diferentes ISE

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT02 Empotrado	1° T	0.635	0.10	59.00	1.54	23.63
	1° L	0.606	65.00	0.09	0.03	10.19
	1° R	0.997	0.00	1.21	58.00	1.68
	2° T	1.980	0.00	18.00	0.60	5.93
	2° L	1.572	9.78	0.00	0.02	1.91
	2° R	2.990	0.00	2.16	14.00	3.96
	3° T	3.405	0.09	2.19	0.19	2.21
	3° L	3.160	2.59	0.06	0.03	37.29
	3° R	3.794	0.02	0.96	0.45	30.24
TT03 ISE-T	1° T	0.468	0.00	62.00	0.24	-8.87
	1° L	0.531	65.00	0.00	0.00	-3.53
	1° R	0.988	0.04	0.21	60.00	0.73
	2° T	1.794	0.00	22.00	0.35	-4.03
	2° L	1.500	15.00	0.01	0.01	-2.75
	2° R	2.886	0.00	3.75	9.28	0.33
	3° T	3.705	0.02	1.02	0.63	11.23
	3° L	2.281	2.34	0.00	0.03	-0.88
	3° R	2.914	0.01	0.53	1.34	0.04
TT04 ISE-N	1° T	0.596	0.00	56.00	1.02	16.10
	1° L	0.488	64.00	0.00	0.02	-11.32
	1° R	0.993	0.00	0.73	58.00	1.18
	2° T	1.969	0.00	16.00	0.62	5.34
	2° L	1.519	13.00	0.00	0.01	-1.55
	2° R	2.972	0.09	1.83	14.00	3.31
	3° T	3.397	0.20	2.04	0.17	1.99
	3° L	2.291	1.89	0.00	0.04	-0.45
	3° R	3.859	0.05	0.23	0.10	32.48

Modelo con ISE-N (TT04).- La ISE-N, provoca un incremento en la frecuencia del primer modo transversal y una disminución de la frecuencia del primer modo longitudinal respecto a las obtenidas en el modelo calibrado (TT01). El primer modo transversal se aproxima al valor máximo del intervalo experimental, mientras que el primer modo longitudinal es menor que el intervalo mínimo experimental. Además la ISE-N provoca que la frecuencia transversal sea mayor que la longitudinal. Esto contrasta con los datos experimentales, pues se sabe que la frecuencia transversal es menor que la longitudinal, aunque de magnitudes cercanas (tabla. 2.5).

Otras consideraciones de ISE se evaluaron, como es el caso de considerar únicamente el cajón de cimentación de la torre ignorando la cimentación de los cuerpos bajos, esto resultaba en un modelo muy flexible, por lo que se desechó esta opción. Esto hace pensar que la influencia de la cimentación de los cuerpos bajos y la de la torre no se comporta como un elemento infinitamente rígido, y la participación de la cimentación de los cuerpos bajos si tiene un nivel de influencia entre estas dos consideraciones extremas.

### 5.3. Módulo de elasticidad del concreto

Modelo con  $E_c \times 1.3$  (TT05).- En este modelo se utiliza un módulo de elasticidad 1.3 veces mayor que el establecido en la NTC-Concreto, (2004) para concretos clase 2. Con esto se buscó considerar de forma más adecuada la respuesta del concreto cuando se encuentra sujeto a acciones de baja intensidad, como las correspondientes a una prueba de vibración ambiental. Esto podría aproximarse a la respuesta de la fase inicial o fase final de los valores experimentales.

En la tabla 5.4, los valores del modelo con  $E_c \times 1.3$  (TT05), presentan porcentajes de incremento de la frecuencia que va de 6 al 11% en los dos primeros modos de cada componente, lo cual es acorde con el incremento de la rigidez del concreto. En consecuencia, el primer modo de cada componente se aproxima más a los valores máximos de la respuesta experimental (tabla 2.5), ya que estos se encuentran en las fases iniciales y finales cuando el edificio está sometido a aceleraciones de baja intensidad.

Modelo con  $E_c$  del proyecto de rehabilitación (TT06).- Este modelo toma en cuenta las consideraciones para el concreto que se adoptó en el diseño de las rehabilitaciones, donde los concretos con  $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$  eran considerados como clase 1 de acuerdo con las NTC-Concreto, (2004). En consecuencia, los módulos de elasticidad de algunos concretos están calculados con  $K = 14\ 000$ , resultando 1.75 veces mayores a los concretos clase 2. Estos valores de  $E_c$ , provocan un incremento de la frecuencia del primer modo de cada componente de 12.9, 16.9 y 20.5% (transversal, longitudinal y rotación, respectivamente). Los segundos modos tienen un porcentaje de incremento alrededor del 16%.

Tabla 5.4 Propiedades dinámicas de los modelos con variación del módulo de elasticidad del concreto.

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT05 $E_c \times 1.3$	1° T	0.546	0.01	61.00	0.40	6.27
	1° L	0.599	64.00	0.01	0.02	8.81
	1° R	1.085	0.00	0.40	59.00	10.60
	2° T	2.032	0.01	18.00	0.47	8.69
	2° L	1.713	13.00	0.01	0.02	11.05
	2° R	3.183	0.00	3.09	14.00	10.66
	3° T	3.607	0.32	2.07	1.55	8.29
	3° L	2.539	1.64	0.01	0.05	10.32
	3° R	4.016	0.14	1.30	1.01	37.87
TT06 Proyecto de restructuración	1° T	0.580	0.01	62.00	0.42	12.86
	1° L	0.643	62.00	0.01	0.02	16.81
	1° R	1.182	0.00	0.55	59.00	20.51
	2° T	2.163	0.01	18.00	0.68	15.73
	2° L	1.772	13.00	0.01	0.01	14.90
	2° R	3.374	0.03	4.48	11.00	17.31
	3° T	3.604	3.22	0.37	1.36	8.20
	3° L	2.406	2.00	0.02	0.05	4.51
	3° R	4.060	0.19	1.80	2.95	39.38

## 5.4. Rigideces efectivas

Se evalúan los valores de reducción de rigidez propuestos por los reglamentos ACI-318 (2005), EN-1998-1 (2004), FEMA-273 (1997), NZS-3101-2 (2006), JSCE-15 (2010) y NTC-Concreto (2004). Debido a la falta de indicaciones específicas para las vigas de acoplamientos expuestas en el inciso 3.1.3, en todos los casos de propuestas de reglamentos se asumen las vigas con un valor equivalente de  $I_e = 0.15 I_g$ .

Los resultados que mejor se aproxima a los valores registrados durante el evento 12-1, son los que vienen de aplicar la normativa del FEMA-273 (1997).

Tabla 5.5 Criterios de rigideces efectivas

Clave	Parámetro	Criterio	
TT07	Rigidez efectiva	Sección bruta	
TT08		Vigas $I_e=0.15 I_g$	ACI 318 (2005)
TT09			NZS 3101-2 (2006)
TT10			EN 1998-1 (2004) y JSCE-15 (2010)
TT11			NTC-DF (2004)

En general, todos los modelos excepto el modelo que considera los criterios establecidos por los reglamentos EN 1998-1 (2004) y JSCE-15 (2010) (modelo TT10) tienen porcentajes de reducción o incremento de frecuencia, por debajo de 1.9% (tabla 5.6) para los primeros y segundos modos de cada componente. El modelo TT10 que considera las reducciones propuestas por las normas europea y japonesa, es el modelo que presenta mayores diferencias respecto al modelo calibrado, con porcentaje de reducción de hasta 7.4% para los primeros y segundos modos, no siendo una diferencia importante, si resulta mayor que la del resto de los modelos estudiados.

No existe una única razón clara para que ciertos reglamentos brinden una mejor respuesta, ya que cada uno tiene consideraciones que pueden ser muy diferentes. En el caso de las columnas, el ACI y FEMA proponen reducir el momento de inercia a 0.7 veces el de la inercia bruta, mientras que el reglamento neozelandés propone valor de solo 0.3. Por otro lado, solo los reglamentos FEMA, europeo y japonés proponen reducción del área de cortante. Al tratar los muros, la reducción de la inercia bruta propuesta por los reglamentos FEMA, europeo y japonés es de 0.5, mientras que el reglamento neozelandés propone utilizar únicamente el 0.25 de la inercia bruta. Sin embargo este reglamento no reduce el área a cortante mientras que FEMA indica un 0.4 del área a cortante y los reglamentos europeo y japonés el 0.5. Aún con esas significativas diferencias en las consideraciones, los modos fundamentales de vibración no son muy diferentes, en especial para los casos de FEMA, ACI y reglamento de Nueva Zelanda donde los resultados son prácticamente iguales (tabla 5.6). El hecho de que en el caso de estudio del CCUT, las consideraciones del FEMA-273 (1997) den la mejor respuesta, no es garante que en el estudio de otros edificios sea esta normativa la que brinde mejores resultados.

Tabla 5.6 Resultados de modelos con variación de rigideces efectivas

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT08 ACI 318 (2005)	1° T	0.514	0.01	60.00	0.40	0.11
	1° L	0.561	63.00	0.01	0.02	1.88
	1° R	0.992	0.00	0.36	60.00	1.13
	2° T	1.873	0.00	18.00	0.43	0.17
	2° L	1.571	11.00	0.00	0.02	1.83
	2° R	2.897	0.02	0.32	1.82	0.74
	3° T	2.888	0.01	1.78	10.00	-13.29
	3° L	2.310	1.50	0.00	0.05	0.37
	3° R	2.915	0.00	0.34	2.14	0.07
TT09 NZS 3101-2 (2006)	1° T	0.511	0.02	60.00	0.41	-0.45
	1° L	0.554	63.00	0.02	0.02	0.74
	1° R	0.984	0.00	0.37	59.00	0.32
	2° T	1.853	0.01	18.00	0.43	-0.88
	2° L	1.549	12.00	0.01	0.02	0.44
	2° R	2.871	0.00	2.39	14.00	-0.20
	3° T	3.308	0.26	1.95	1.00	-0.69
	3° L	2.242	1.28	0.00	0.05	-2.61
	3° R	2.911	0.00	0.11	0.73	-0.07
TT10 EN 1998-1 (2004) y JSCE-15 (2010)	1° T	0.504	0.03	61.00	0.36	-1.85
	1° L	0.532	63.00	0.03	0.02	-3.24
	1° R	0.924	0.00	0.36	60.00	-5.85
	2° T	1.795	0.00	18.00	0.42	-3.97
	2° L	1.490	12.00	0.00	0.02	-3.43
	2° R	2.664	0.00	1.57	14.00	-7.37
	3° T	3.218	0.02	3.20	0.57	-3.38
	3° L	2.250	1.51	0.00	0.07	-2.24
	3° R	3.656	0.05	0.64	0.25	25.49
TT11 NTC-DF (2004)	1° T	0.513	0.02	60.00	0.40	-0.10
	1° L	0.558	63.00	0.01	0.02	1.48
	1° R	0.989	0.00	0.36	60.00	0.84
	2° T	1.866	0.00	18.00	0.43	-0.19
	2° L	1.564	12.00	0.00	0.02	1.39
	2° R	2.883	0.01	2.14	12.00	0.25
	3° T	3.320	0.10	2.56	1.07	-0.33
	3° L	2.292	1.45	0.00	0.05	-0.41
	3° R	2.914	0.00	0.24	1.53	0.01

En la tabla 5.7 se presentan los valores de las propiedades dinámicas del modelo TT07, el cual considera las secciones brutas de los elementos, esto es, sin reducción de rigideces. Los primeros dos modos longitudinales tienen porcentajes de incremento de hasta 26.2%, denotando que esta dirección es mucho más sensible a la pérdida de rigidez ocasionada por el daño en la estructura de concreto. El componente de rotación también es sensible pero en menor medida, el incremento fue de 17.9%, en el primer modo de rotación.

*Tabla 5.7 Propiedades dinámicas del modelo TT07, donde se consideran los elementos con sección bruta*

Clave de modelo	Modo	Frecuencia % de participación de masa				% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
		Hz	X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT07 Sección bruta	1° T	0.525	0.00	60.00	0.19	2.07
	1° L	0.663	65.00	0.00	0.03	20.55
	1° R	1.156	0.00	0.12	63.00	17.84
	2° T	1.957	4.17	13.00	0.03	4.71
	2° L	1.946	8.81	6.04	0.08	26.12
	2° R	3.233	0.00	2.15	13.00	12.41
	3° T	3.500	0.21	2.07	1.15	5.07
	3° L	2.714	0.76	0.00	0.00	17.90
	3° R	3.952	0.67	1.56	0.66	35.67

Considerar la sección bruta de los elementos en el modelo matemático, sobreestima la rigidez de los elementos y por consecuencia la del conjunto, lo que puede llevar a asumir acciones de diseño erróneas. En el caso de estudio de la torre del CCUT, la consideración de reducción de rigidez o la sección bruta, resulta en un periodo fundamental que se mantienen en la meseta del espectro de diseño.

## 5.5. Nivel de carga

Este inciso evalúa las propiedades dinámicas obtenidas en el modelo matemático ante diferentes estados de carga: cargas de diseño y cargas del edificio vacío.

Modelo con edificio vacío (TT12).- La consideración de edificio vacío, provoca un incremento de las frecuencias. Los segundos modos aumentan en un 11.7%, mientras que los primeros modos incrementan un 4.4%.

Modelo cargas de diseño (TT13).- Las diferencias que muestra este modelo bajo cargas de diseño son de consideración, alcanzando reducciones de frecuencia de 10% para

el primer modo de los componentes L y T, 8% para el modo 1R, y 5% para los segundos modos. El uso de la carga de diseño para el análisis sísmico provoca un incremento del periodo estructural, pudiendo resultar en un coeficiente sísmico diferente.

En el caso de estudio de la torre del CCUT, la meseta del espectro sísmico según lo establecen las NTC-Sismo (2004) en el Apéndice A, va de 1.1 s a 2.3 s, por lo que en este caso, el coeficiente sísmico se mantiene dentro de la meseta para cualquiera de los estados de carga.

Estos resultados hacen ver la importancia de definir el objetivo para el cual se utilizará el modelo, y seleccionar las cargas conforme a estos. Como se puede observar en este caso, existen diferencias considerables en las propiedades dinámicas al considerar cargas reales o cargas para el diseño.

*Tabla 5.8 Variación de las propiedades dinámicas de la torre del CCUT, con diferentes consideraciones de carga*

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT12 Edificio vacío	1° T	0.534	0.02	60.00	0.40	4.02
	1° L	0.574	61.00	0.02	0.03	4.37
	1° R	1.011	0.00	0.38	59.00	3.07
	2° T	2.087	0.01	16.00	0.56	11.65
	2° L	1.687	10.00	0.00	0.02	9.34
	2° R	3.141	0.01	2.67	13.00	9.20
	3° T	3.495	0.82	1.91	0.18	4.93
	3° L	2.351	1.42	0.01	0.05	2.16
	3° R	3.835	0.00	0.19	0.10	31.65
TT13 Cargas de diseño	1° T	0.462	0.03	65.00	0.51	-10.07
	1° L	0.493	67.00	0.03	0.02	-10.41
	1° R	0.903	0.00	0.48	63.00	-7.95
	2° T	1.768	0.00	16.00	0.39	-5.40
	2° L	1.461	10.00	0.00	0.01	-5.32
	2° R	2.730	0.00	2.60	12.00	-5.10
	3° T	3.064	0.06	1.98	1.87	-8.02
	3° L	2.163	1.80	0.00	0.04	-6.01
	3° R	3.462	0.02	0.36	0.21	18.84

## 5.6. Muros de mampostería

El modelo TT14 considera la participación de los muros de mampostería (fig. 5.1). Para esto se modelaron los muros mediante elementos placa con las propiedades especificadas en la tabla 3.3.

En el modelo matemático que considera la mampostería, se observa que ésta aporta rigidez a la estructura, incrementando un 3.3% la frecuencia en el modo 1T, 4.2% en el primer modo L y 3.5% en el modo 1R. En la tabla 5.9 se observan las propiedades dinámicas del modelo con la influencia que la mampostería tiene en la respuesta dinámica.

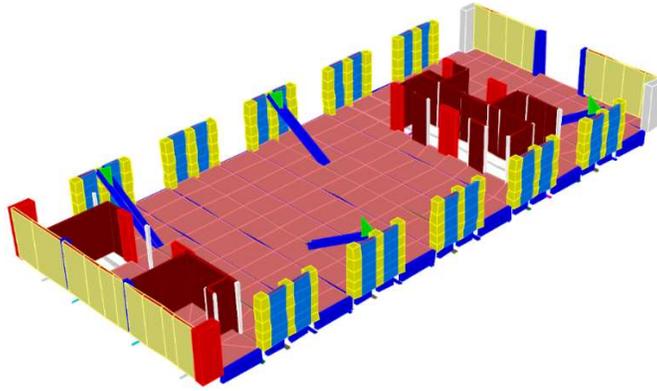
Se observa que tanto en los primeros modos como en los segundos modos, el componente longitudinal es más sensible a la participación de la mampostería.

Los valores de frecuencia que resultan del modelo TT01 donde no se considera la mampostería, se aproximan más a la información de los datos experimentales que los valores de frecuencia del modelo TT14 donde sí se considera la mampostería.

En la visita que se realizó a la torre, se presentó especial atención en verificar el estado de los muros de mampostería y la existencia de un contacto firme entre el muro y la losa superior (inciso 3.1.1). Se observó, en zonas donde la mampostería está descubierta, la existencia de grietas que han sido reparadas (fig. 3.3). En la junta entre el muro y la losa superior a simple vista no se observa un contacto continuo y franco, sin embargo no se pudo cuantificar el nivel de contacto. Estas observaciones junto con los resultados del modelo matemático llevan a pensar que los muros de mampostería presentes en el edificio tienen poca participación durante la fase intensa del sismo, motivo por el cual no se considera la mampostería en el modelo calibrado.

*Tabla 5.9 Influencia de la mampostería en la respuesta dinámica de la torre CCUT*

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT14 Con rigidez de mampostería	1° T	0.531	0.00	61.00	0.31	3.31
	1° L	0.574	63.00	0.00	0.03	4.22
	1° R	1.015	0.00	0.28	60.00	3.45
	2° T	1.996	0.00	19.00	0.38	6.79
	2° L	1.655	13.00	0.00	0.04	7.29
	2° R	2.993	0.01	1.76	15.00	4.04
	3° T	3.542	0.31	1.82	0.19	6.33
	3° L	2.353	1.43	0.01	0.05	2.25
	3° R	3.942	0.03	2.70	0.87	35.32



*Fig. 5.1 Modelo con muros de mampostería*

## 5.7. CCUT original

El modelo CCUT original (TT15) está considerando la estructura como fue construida la torre del CCUT de acuerdo con los planos originales. En términos del modelo matemático, para realizar el modelo CCUT original, se tomó como base el modelo calibrado (TT01) y únicamente se retiraron los elementos de rehabilitaciones en la superestructura y la cimentación, quedando el resto de los parámetros de ISE, módulo de elasticidad, rigidez efectiva, niveles de carga, rigidez de mampostería, inalterados (inciso 3.3). Como es de esperar, no considerar los contravientos y las cruces metálicas en claros de ventanas resta rigidez a la torre, disminuyendo los valores de frecuencia obtenidas para las propiedades dinámicas.

Los porcentajes de diferencia de las frecuencias con respecto al modelo calibrado son grandes. Para los primeros, la influencia es mayor en el sentido longitudinal donde el porcentaje de reducción de frecuencia es del 30%. La torsión es afectada en menor medida presentando una reducción entrono al 23%, mientras que transversalmente disminuye cercana de 17%.

Tabla 5.10 Propiedades dinámicas de la torre CCUT como fue construida de acuerdo con planos originales

Clave de modelo	Modo	Frecuencia Hz	% de participación de masa			% de diferencia de frecuencia respecto al modelo de referencia (TT01)
			X (long)	Y (trans)	RZ (tor)	
TT15 CCUT-O	1° T	0.424	0.07	60.00	2.73	-17.37
	1° L	0.384	61.00	0.07	0.01	-30.29
	1° R	0.757	0.00	3.06	59.00	-22.79
	2° T	1.529	0.00	16.00	1.48	-18.21
	2° L	1.236	14.00	0.00	0.01	-19.90
	2° R	2.495	1.02	1.82	4.17	-13.25
	3° T	2.915	0.16	0.92	2.67	-12.49
	3° L	2.188	3.09	0.00	0.04	-4.95
	3° R	2.526	0.41	3.43	7.17	-13.29



## 6. Análisis paso a paso en el tiempo

El análisis paso a paso en el tiempo, se utiliza para obtener la respuesta de una estructura ante un registro de aceleraciones impuestas. Para el caso que nos ocupa, en el capítulo 2 se ha descrito el edificio CCUT así como la respuesta experimental que presentó durante el sismo de marzo del 2012 (evento 12-1). En los capítulos 3 y 4 se han presentado los criterios que influyen en la respuesta del modelo matemático, y como se han adoptado para obtener una correcta representación de la realidad. En este capítulo primero se analiza la respuesta del modelo calibrado ante el sismo 12-1 y se contrasta con las historias de aceleraciones y desplazamientos experimentales. Una vez validado el modelo calibrado se modifican distintos criterios de análisis a fin de estudiar la influencia que estos tienen en la respuesta dinámica de la torre.

### 6.1. Paso de tiempo para análisis

Uno de los objetivos del modelo, es no requerir mucho tiempo de cómputo. Esto se logra principalmente con las simplificaciones que se proponen en la manera de representar las características de los elementos y los materiales. Otro flanco que ayuda a ese objetivo es la selección de un paso de tiempo adecuado, que permita reproducir con fidelidad el registro sísmico de entrada mediante el menor número posible de pasos a calcular.

Chang (2006) estudia cómo se ve afectada la solución de un análisis paso a paso en el tiempo para un sistema de un grado de libertad, ante la carga de una función sinusoidal y cosenoidal. Un ciclo de la función la divide en  $p$  pasos, donde  $p$  es igual a 4, 6, 8, 10 y 12, y estudia la variación de la respuesta con relación a la solución considerada "exacta" donde  $p = 100$ . Establece que para una carga armónica una  $p$  mayor o igual a 8, es necesario cuando se resuelve por el método de Newmark. Por otro lado el manual del programa de análisis estructural que se utiliza en este trabajo recomienda utilizar  $\Delta t$  igual a 1 / 10 del tiempo del periodo de interés.

Si se considera el segundo modo de rotación de la estructura cuando es analizada con ISE-N (inciso 5.2) como el periodo más pequeño de interés, entonces  $T = 0.336$  s, aplicando la recomendación del manual del SAP2000 el  $\Delta t = 0.034$  s; de acuerdo con Chang (2006), donde sugiere valores de  $p$  mayores o iguales a 8 entonces evaluando para  $p$  igual a 8, 10 y 12, resultan en 0.042, 0.034 y 0.028 s respectivamente.

Los registros que se tienen del evento de marzo del 2012, están grabados con un  $\Delta t$  de 0.01 s. Tomando las consideraciones propuestas anteriormente y por coincidencia de los  $\Delta t$  como múltiplos del  $\Delta t$  del registro del sismo, se optó por realizar los análisis de paso a paso en el tiempo con una  $\Delta t$  de 0.02 s.

## 6.2. Modelo calibrado

Se evaluó el modelo matemático ante las diferentes propuestas de módulos de elasticidad del concreto, rigideces efectivas, amortiguamientos e ISE, con lo cual se logró determinar que el modelo que responde de mejor manera al registro impuesto en la base es el modelo TT01 (inciso 5.1), el cual tiene las siguientes consideraciones.

- Módulo de elasticidad del concreto considerado como clase 2, de acuerdo con las NTC-Concreto (2004) (inciso 3.1.1), por ser la tipología de los concretos empleados en la torre (Murià Vila *et al.* 2016-2)
- Estado de carga real estimada (inciso 3.1.2)
- Rigideces efectivas de columnas, muros y losa según lo establece FEMA-273 (1997). Para las vigas de acoplamiento se toma el 0.15 de  $I_e$  (inciso 3.1.3)
- Porcentaje de amortiguamiento crítico de 3% (inciso 3.1.4)
- Valores de interacción suelo–estructura obtenido con las señales (ISE-S) (inciso 4.3.3)

Como puede observarse en las figs. 6.1 a 6.9, las aceleraciones absolutas proporcionadas por el modelo de referencia, se ajustan satisfactoriamente a las medidas en las estaciones de la azotea (N20E y N20O), del nivel diez (N10O y N10E) y del sótano (SSO) (fig. 2.19), tanto en amplitud como en fase.

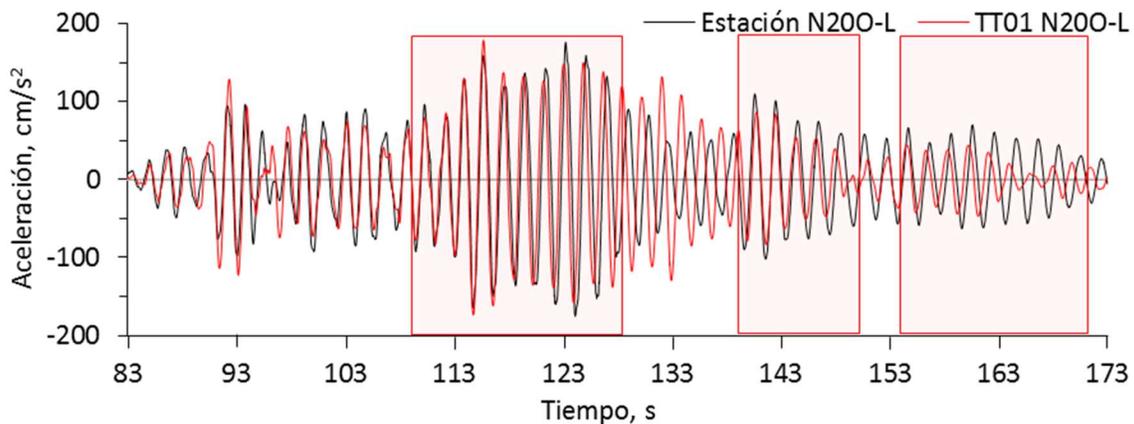


Fig. 6.1 Aceleraciones de la estación N200-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

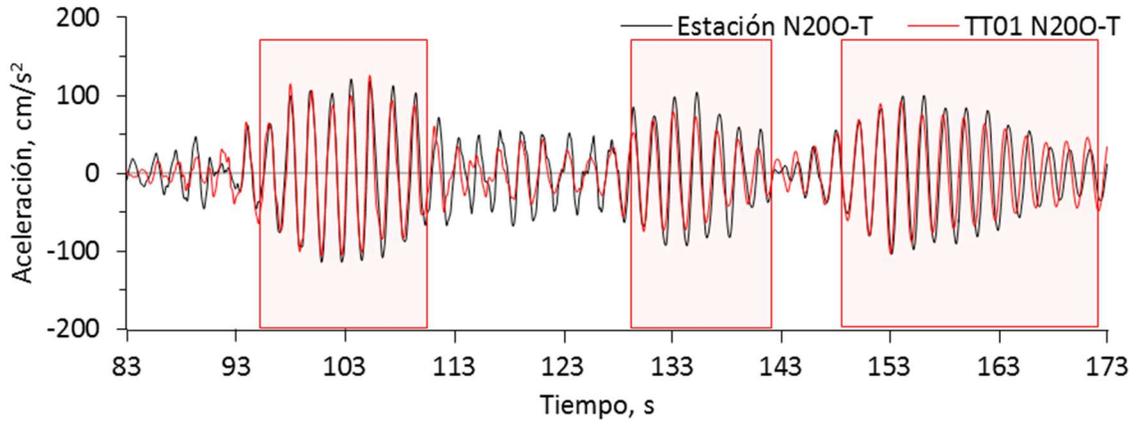


Fig. 6.2 Aceleraciones de la estación N200-T. Experimentales y modelo calibra (TT01)

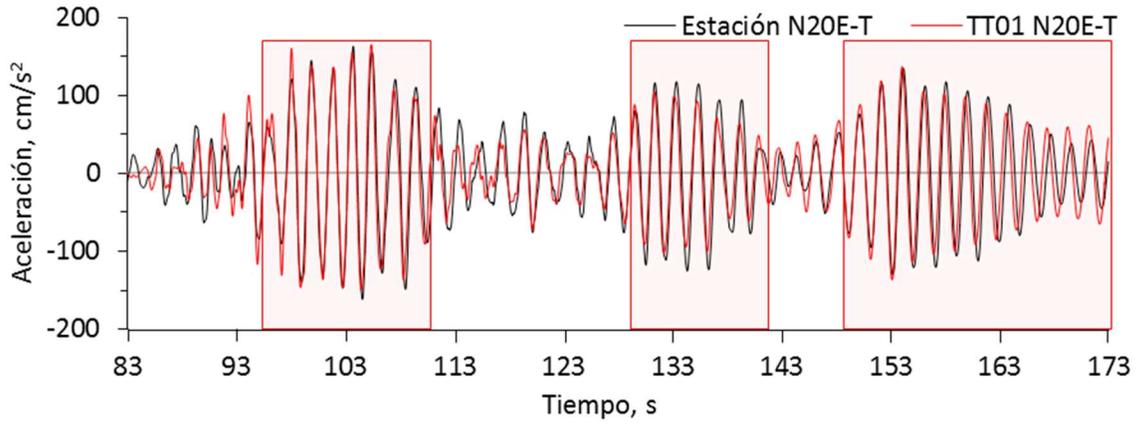


Fig. 6.3 Aceleraciones de la estación N20E-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

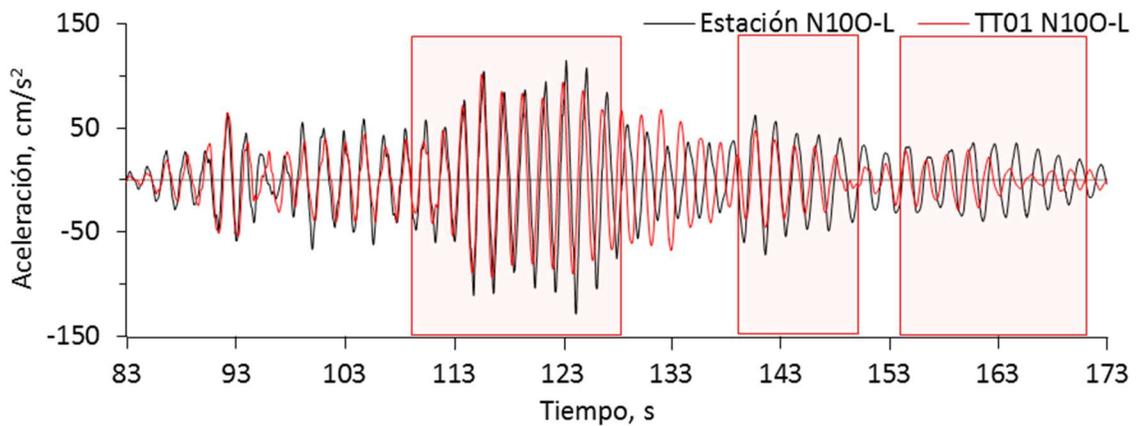


Fig. 6.4 Aceleraciones de la estación N100-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

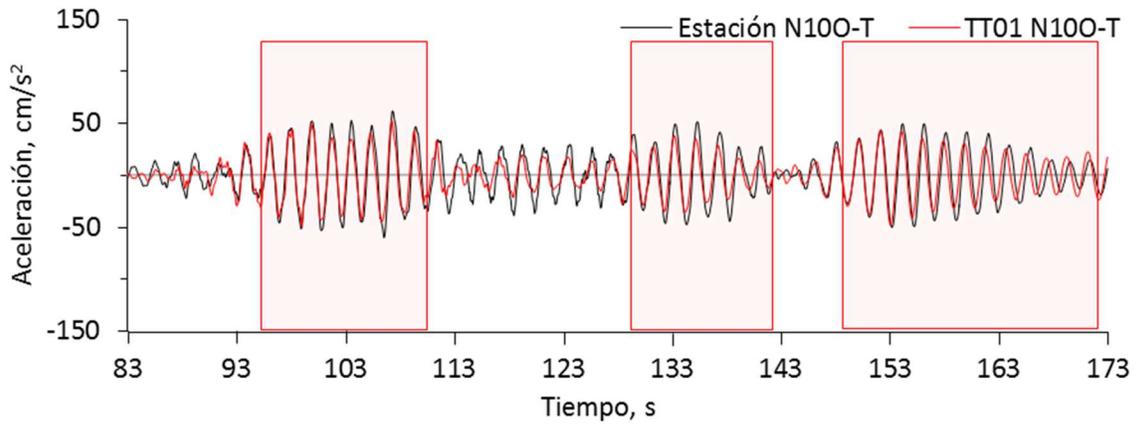


Fig. 6.5 Aceleraciones de la estación N100-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

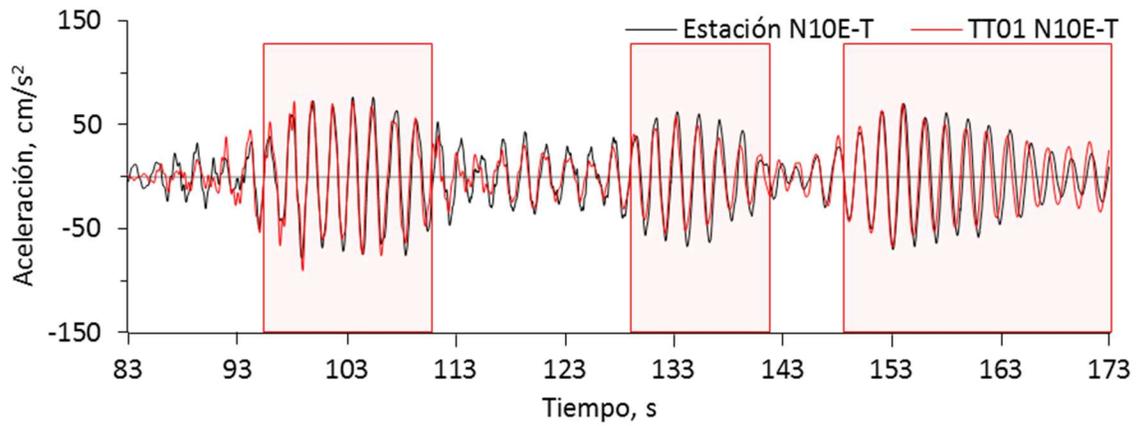


Fig. 6.6 Aceleraciones de la estación N10E-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

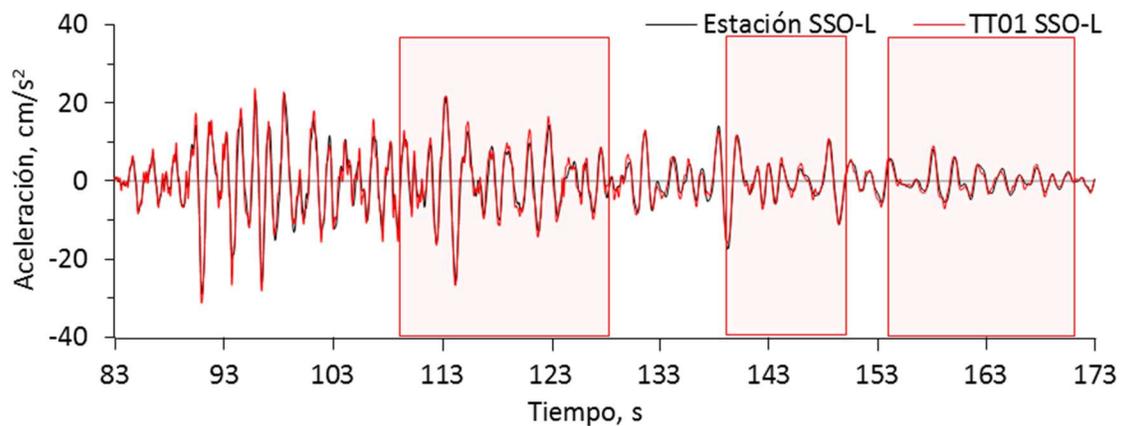


Fig. 6.7 Aceleraciones de la estación SSO-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

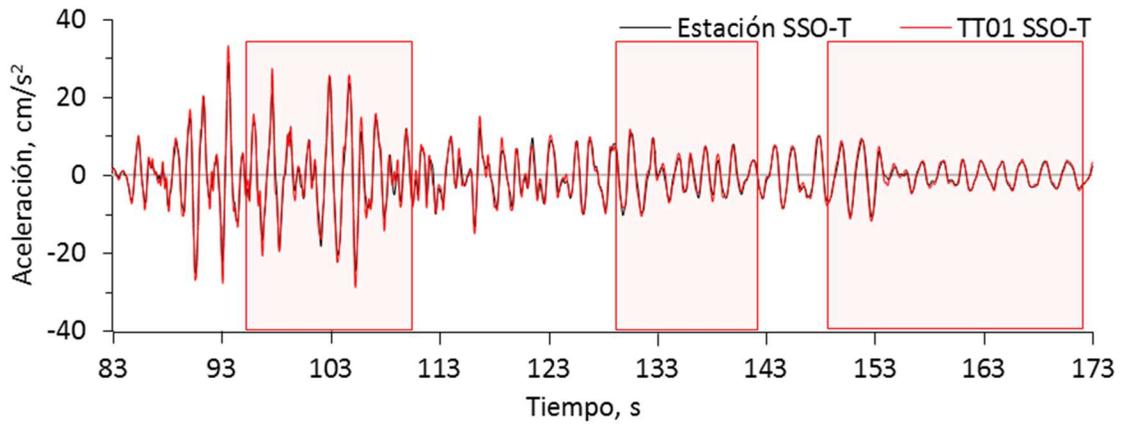


Fig. 6.8 Aceleraciones de la estación SSO-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

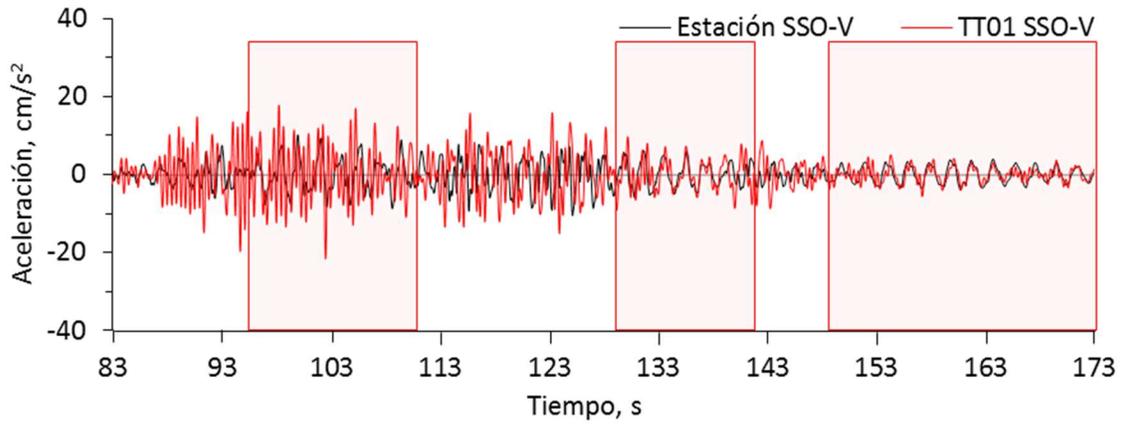


Fig. 6.9 Aceleraciones de la estación SSO-V. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

De igual manera los desplazamientos obtenidos del análisis paso a paso, presentan congruencia con respecto a los datos experimentales (figs. 6.10 a 6.18)

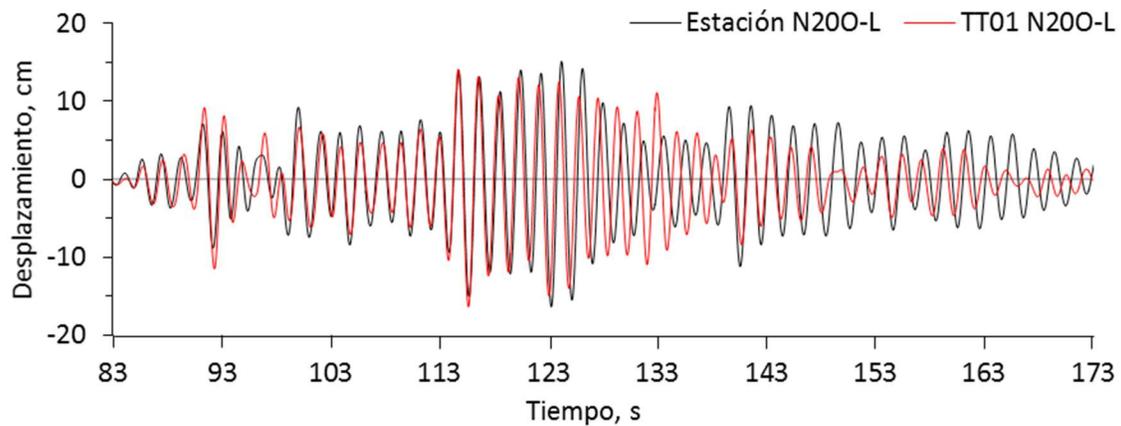


Fig. 6.10 Desplazamientos de la estación N200-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

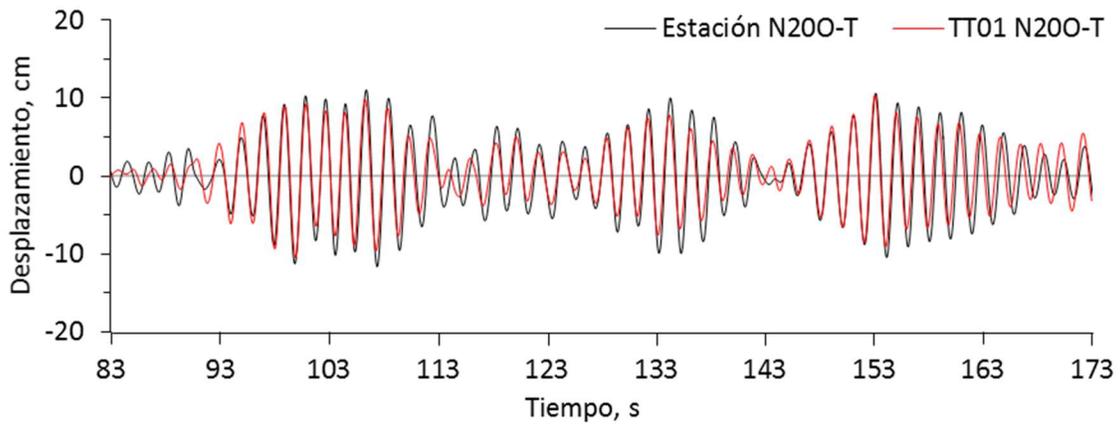


Fig. 6.11 Desplazamientos de la estación N200-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

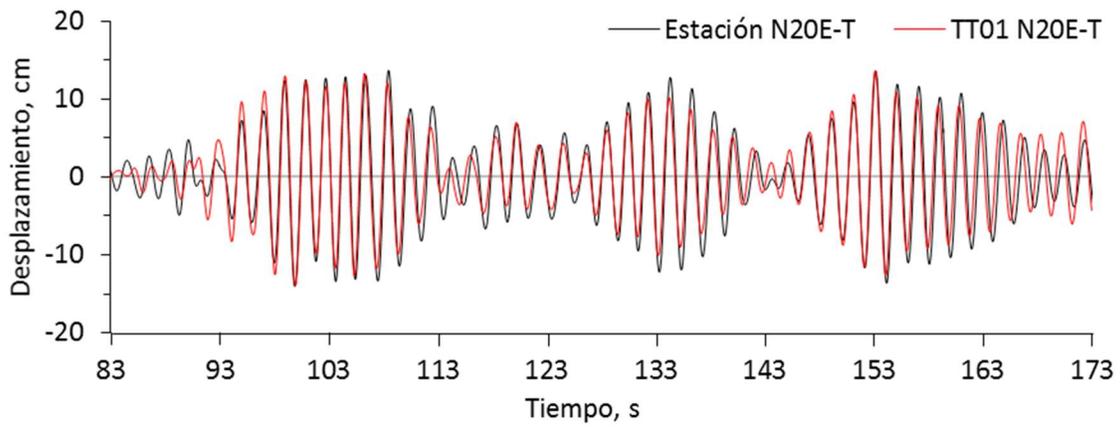


Fig. 6.12 Desplazamientos de la estación N20E-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

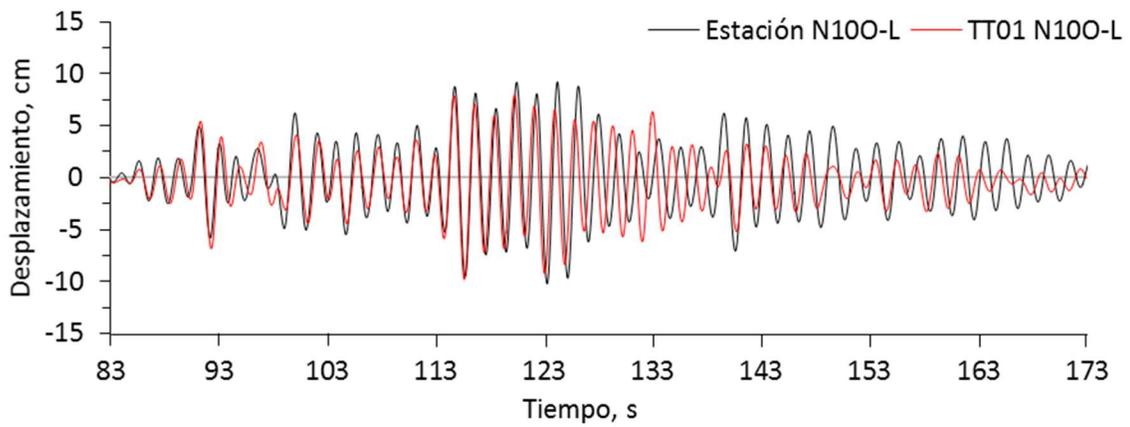


Fig. 6.13 Desplazamientos de la estación N100-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

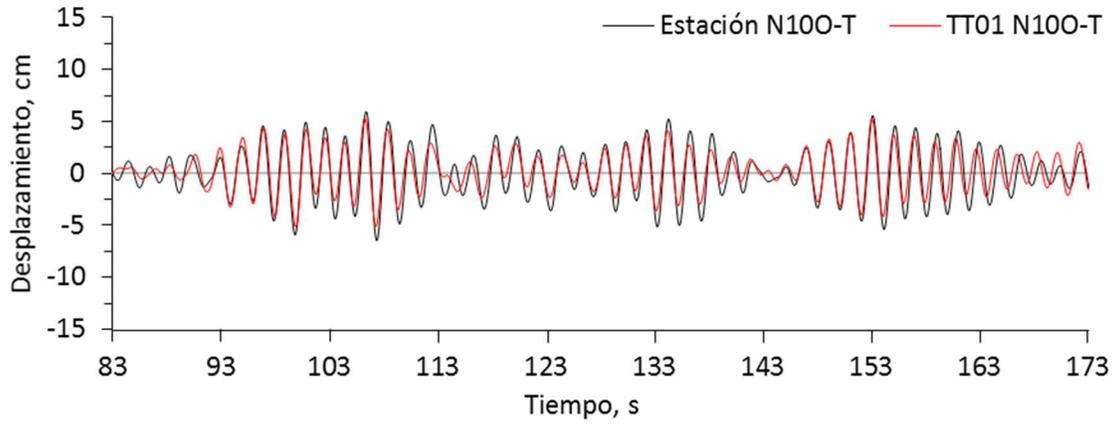


Fig. 6.14 Desplazamientos de la estación N100-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

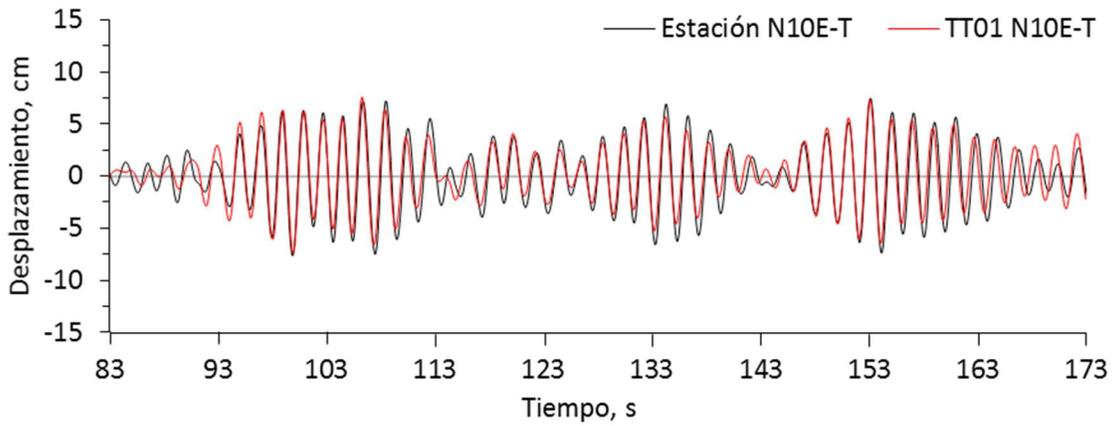


Fig. 6.15 Desplazamientos de la estación N10E-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

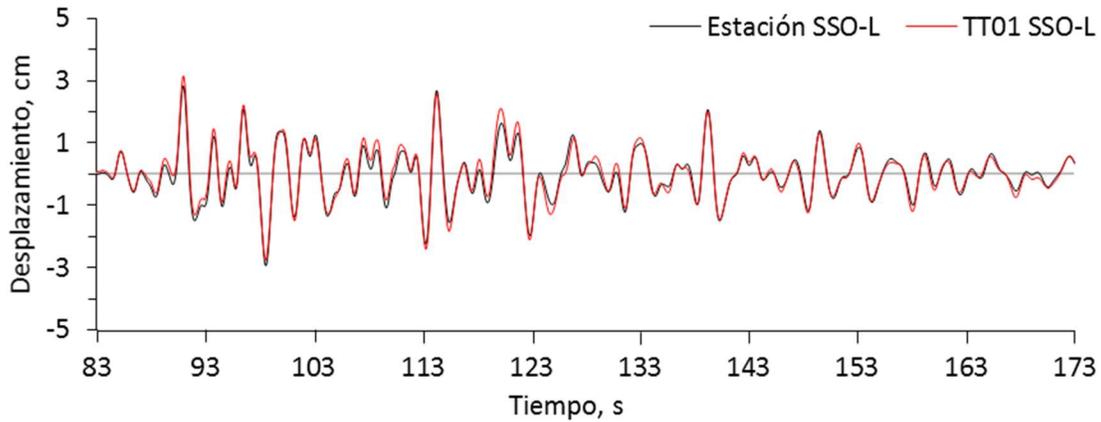


Fig. 6.16 Desplazamientos de la estación SSO-L. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

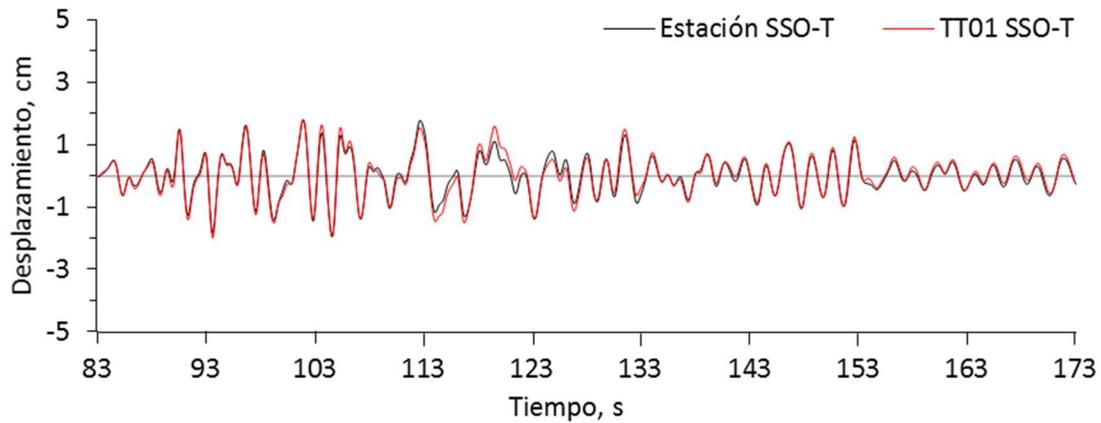


Fig. 6.17 Desplazamientos de la estación SSO-T. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

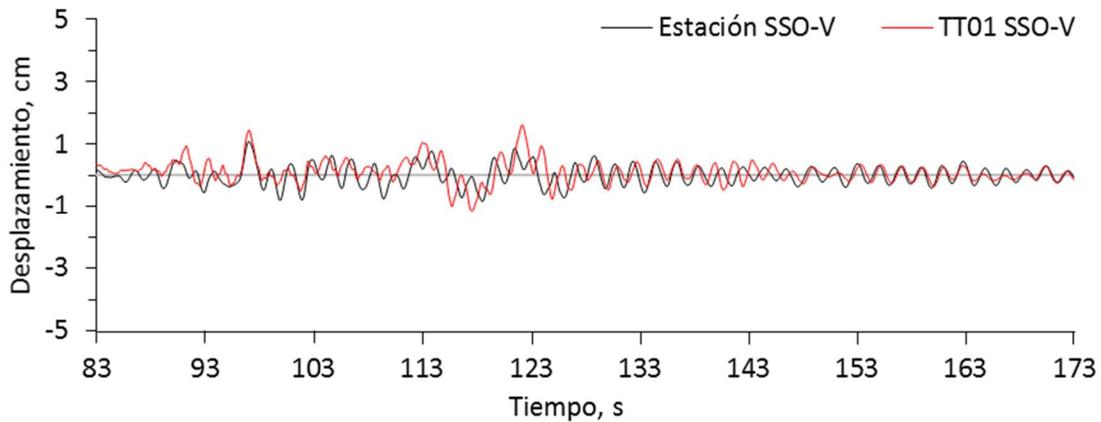


Fig. 6.18 Desplazamientos de la estación SSO-V. Experimentales y modelo calibrado (TT01)

En los registros experimentales de historias de aceleraciones de la estación N200 (figs. 6.1 y 6.2), se distinguen ventanas de tiempo en las que la señal se mantiene harmónicamente estable. Estas ventanas de tiempo se utilizan como parámetros donde se estudia detalladamente las características de fase y amortiguamiento que los modelos presentan respecto a los datos experimentales. Estas ventanas de tiempo son diferentes en los datos longitudinales y transversales. Longitudinalmente van del segundo 110 al 129 del 140 al 151, y del segundo 155 al 173. Transversalmente las ventanas son del segundo 95 al 110, del 130 al 142 y del 149 al 172.

Como parte del estudio de las señales en las tres ventanas de los componentes L y T, se determinaron las frecuencias de las señales de respuesta. Las frecuencias se obtuvieron de manera burda, midiendo el tiempo entre dos puntos donde la aceleración tiene un cambio de signo de positivo a negativo; esto es, cuando la señal atraviesa la abscisa cero en pendiente negativa. Esto se mide en los ciclos dentro de la ventana de tiempo y se toma un

promedio. En la tabla 6.1 se muestran las frecuencias obtenidas para las ventanas de estudio y se comparan con los datos experimentales.

*Tabla 6.1 Variación de las frecuencias en el tiempo. Estación N200, experimental y modelo calibrado (TT01)*

Dirección	Ventana de tiempo s	Experimental Hz	TT01	
			Hz	%
Longitudinal	110.88-129.46	0.54	0.55	1.9
	141.16-155.2	0.501	0.55*	9.8
	155.2-172.94	0.506	0.535	5.7
Transversal	94.5-109.94	0.518	0.523	1.0
	129.96-141.58	0.523	0.53	1.3
	154.7-171.8	0.521	0.526	1.0

*\* Este valor de frecuencia no toma en cuenta los valores de inconsistencia del segundo 148.5 al 151.4*

*Tabla 6.2 Aceleraciones máximas de la estación N200, experimental y modelo calibrado (TT01)*

Dirección	Ventana de tiempo s	Máximas aceleraciones absolutas		
		Experimental cm/s <sup>2</sup>	TT01 cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110.88-129.46	176.3	178.5	1.3
	141.16-151	110.0	84.0	-23.6
	155.2-172.94	70.2	47.1	-32.9
Transversal	94.5-109.94	121.4	125.8	3.6
	129.96-141.58	104.3	79.0	-24.3
	154.7-171.8	100.0	88.0	-12.0

*Tabla 6.3 Desplazamientos máximos de la estación N200, experimental y modelo calibrado (TT01)*

Dirección	Ventana de tiempo s	Desplazamiento máximo		
		Experimental cm	TT01 cm	%
Longitudinal	110 - 129	16.4	16.3	-0.61
	140 - 151	11.2	8.4	-25.0
	155 - 173	6.3	4.7	-25.40
Transversal	95 - 110	11.7	10.4	11.1
	130 - 142	10.0	7.8	-22
	149 - 173	10.6	10.4	-1.9

En la estación N20, en la primera ventana longitudinal, los valores de frecuencia, aceleraciones y desplazamientos máximos (tablas 6.1, 6.2 y 6.3) fueron muy similares a los datos experimentales, tal y como se observa en la fig. 6.1, donde las gráficas de aceleraciones del modelo reprodujeron muy bien los datos experimentales. El valor de máxima aceleración, aunque es muy similar, se dio en diferentes tiempos, pero para fines de diseño donde es determinante el valor máximo, representó un excelente resultado. Después del segundo 129 se observó que el modelo no reprodujo adecuadamente los registros reales. Esto se puede explicar viendo la fig. 2.25, donde entre el segundo 127.5 y 147.5 hay una disminución en la frecuencia experimental.

En la segunda ventana de la estación N20-L (fig. 6.1), se vuelven a empatar las aceleraciones. Los datos experimentales indican para esta ventana una frecuencia de 0.501 Hz, mientras que el modelo es de 0.55 Hz, lo cual da cuenta de porque la gráfica del modelo se empieza a adelantar en fase. En amplitud el modelo reproduce la tendencia de iniciar con un incremento y una paulatina disminución, pero no logra alcanzar los niveles de aceleración experimental. Las máximas aceleraciones calculadas son 24% menores a las experimentales, mientras que el desplazamiento máximo es 25% menor.

En la tercera ventana de esta misma estación (tabla 6.1), las frecuencias del modelo son mayores a las experimentales, con un error del 6%, esto explica porque en fase la señal calculada se adelanta a los datos experimentales (fig. 6.1). Se observa una reducción prematura de las amplitudes de la señal calculada respecto a la experimental. La amplitud máxima de la aceleración calculada es 33% inferior a los datos experimentales. Igual, en términos de desplazamientos muestra un error significativo siendo un 25% menor.

Transversalmente en la fig. 2.26 se observa que aproximadamente a partir del segundo 97 las frecuencias experimentales se establecen en valores cercanos a 0.52 Hz, esto también se observa en la tabla 6.1. En la fig. 6.2, el modelo TT01 sigue muy bien las amplitudes de los datos experimentales (fig. 6.2), la relación que guardan las aceleraciones máximas de la primera ventana de tiempo es 4% mayor.

En la segunda ventana, del segundo 130 al 142, las aceleraciones del modelo siguen muy bien las tendencias de incremento y decrecimiento del pulso, aunque siempre en valores menores respecto a los experimentales. La relación que guardan las aceleraciones máximas de esta ventana es de -24%, y en desplazamiento la reducción es del 22%.

En la tercera ventana, la tendencia de incremento y posterior reducción de las amplitudes de las aceleraciones es bien reproducida por el modelo. En las aceleraciones máximas de esta ventana tienen una relación de 12% mayores las aceleraciones calculadas a las experimentales (tabla 6.2), y para los desplazamientos máximos la diferencia es de solo un 2% por debajo.

En el tiempo que va del segundo 128 al 138, se observa que no hay similitud entre los datos experimentales y los calculados, tanto en el registro de aceleraciones como de

desplazamientos en la dirección longitudinal. Esto puede deberse al acoplamiento que existe entre los componentes longitudinal y transversal durante ese intervalo de tiempo.

En general, se puede concluir que tanto las aceleraciones como los desplazamientos obtenidos en el modelo numérico simplificado TT01, muestran una satisfactoria congruencia en amplitud y fase con los datos experimentales.

### 6.2.1. Distorsiones

Dadas las características del sistema de monitoreo instalado en la torre del CCUT, las distorsiones que se calculan corresponden a dos grupos de niveles, el grupo inferior que va del nivel S al nivel N10, y el segundo grupo va del nivel N10 a A. Estos datos son a partir de los cuales se comparan los resultados calculados con el modelo calibrado (TT01).

Además de la comparación por grupos de niveles, los resultados obtenidos del modelo permiten determinar la distorsión de cada entrepiso. Estas distorsiones se contrastan con la distorsión del grupo al que pertenece.

Las distorsiones de la estructura de la torre se calculan como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles, restando los asociados al giro de la base por los efectos ISE, y dividiendo entre la diferencia de altura.

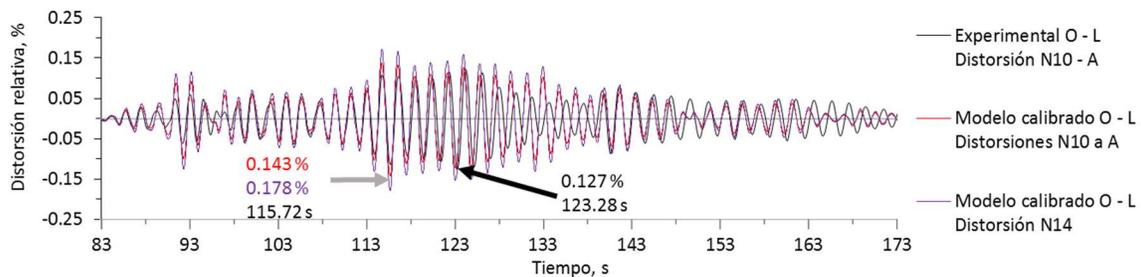


Fig. 6.19 Historia de distorsiones longitudinales entre la estación N100 y N200, y distorsión calculada del nivel N14

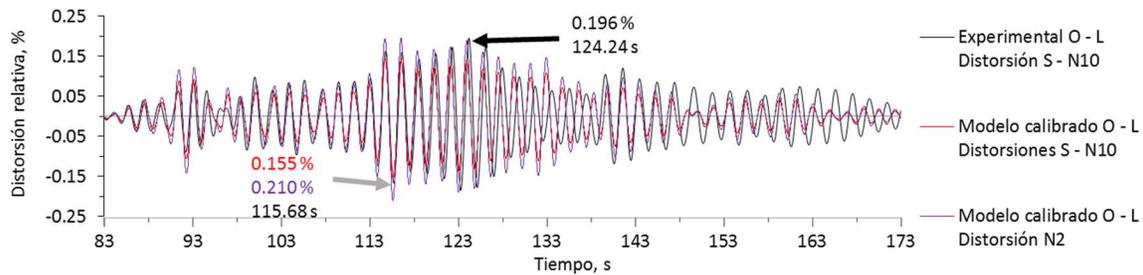


Fig. 6.20 Historia de distorsiones longitudinales entre la estación SSO y N100, y distorsión calculada del nivel N2

En la fig. 6.19 se presentan las distorsiones longitudinales por grupo de niveles superiores (de N10 a A), experimentales y calculadas. La distorsión máxima experimental es 0.127%, que respecto a ésta, la del modelo tiene un error del 12.6%. Estas dos máximas distorsiones se presentan hacia el mismo sentido pero en diferentes tiempos.

En la fig. 6.20 se muestran las distorsiones longitudinales por grupo de niveles inferiores (de SSO a N10), experimentales y calculadas. La distorsión máxima experimental es 0.196%, que respecto a ésta, la del modelo es menor en 20.9%. Estas dos máximas distorsiones se presentan en diferente sentido y diferentes tiempos.

La máxima distorsión longitudinal experimental, se presenta en el grupo de niveles inferior, siendo 8.4% mayor que la distorsión experimental del grupo superior.

La distorsión máxima calculada del N10 a A es de 0.143%, mientras que en la distorsión determinada por nivel, el N14 es donde se presenta la máxima con un valor de 0.178%. Por consiguiente, la distorsión del N14 es un 24.5% mayor que la media calculada en su grupo. Tratándose de los niveles S al N10, la distorsión máxima calculada del grupo es de 0.155%, mientras que el nivel N2 es el que presenta la máxima distorsión por nivel de 0.210%, esto es 35.5% mayor que la media del grupo al que pertenece.

Contrastar las curvas de distorsiones del nivel N2 con el grupo de niveles inferiores, y el nivel N14 con el grupo de niveles superiores, da cuenta de las diferencias particulares que pueden existir entre niveles, y que las distorsiones de grupo son una media que se da en cada grupo.

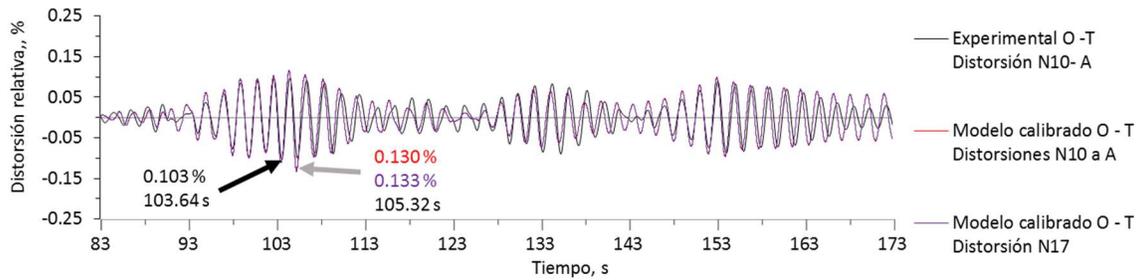


Fig. 6.21 Historia de distorsiones transversales entre la estación N100 y N200, y distorsión calculada del nivel N17

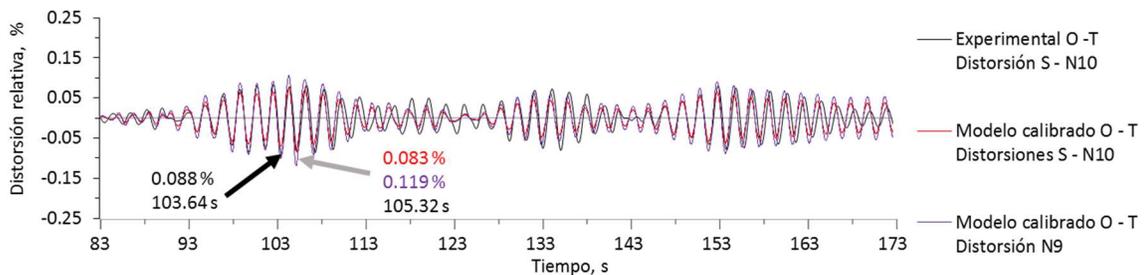


Fig. 6.22 Historia de distorsiones transversales entre la estación SSO y N100, y distorsión calculada del nivel N9

En sentido transversal, la relación que guardan los datos calculados respecto a los experimentales para el grupo de niveles superior es del 26.2% (fig. 6.21), mientras que en el grupo de niveles inferior la aproximación es buena, con un error de 5.7% menor (fig. 6.22).

La máxima distorsión experimental se da en el grupo superior, siendo 17.0% mayor que las distorsiones del grupo de niveles inferior. Esto contrasta con las distorsiones longitudinales, donde la máxima distorsión se da en el grupo de niveles inferior.

Tanto en el grupo superior e inferior, las distorsiones máximas experimentales y calculadas se presentan en el mismo sentido.

La distorsión máxima del grupo superior se da en el nivel N17, siendo solo un 2.3% mayor que la media del grupo, tal y como se observa en la figura 6.21.

En el estudio de las distorsiones del grupo de niveles inferior, el nivel N9 es el que presenta la máxima distorsión, siendo 43.4% mayor que la media.

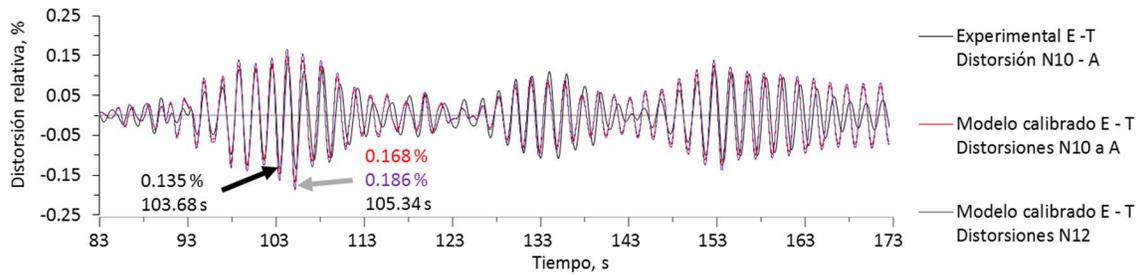


Fig. 6.23 Distorsiones transversales entre la estación N10E y N20E, y distorsión calculada del nivel N12

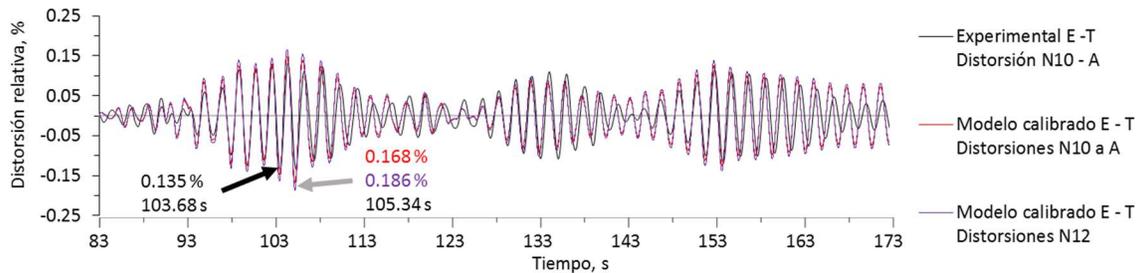


Fig. 6.24 Distorsiones transversales entre la estación SNE y N10E, y distorsión calculada del nivel N8

Al analizar la respuesta transversal de la fachada este, se observa que la máxima distorsión calculada en el grupo de niveles superior es 24.4% mayor que las distorsiones experimentales para el mismo intervalo, y que se da en el mismo sentido (fig. 6.23). Esta misma comparación para el grupo de niveles inferior (fig. 6.24), muestra que la distorsión máxima calculada es 1.5% menor que el experimental, dándose en este caso ambas distorsiones hacia el mismo sentido.

La distorsión máxima del grupo de niveles superior se da en el nivel N12, y es 10.7% mayor que la media. En el grupo de niveles inferior la máxima distorsión se da en el nivel N8 y es 33.8% mayor que la media del grupo.

La máxima distorsión experimental por grupo de niveles en la dirección transversal se da tanto en el grupo superior como en el grupo inferior en la fachada este, con una distorsión de 0.135%. La distorsión del grupo superior se da en el mismo momento en que se da la distorsión máxima en el grupo inferior y en el mismo sentido. En el caso de los datos calculados, la máxima distorsión por grupo de niveles se da en el grupo superior del lado este, con una distorsión de 0.168%, y también en este grupo se da la máxima distorsión por nivel, que es el nivel N12 con distorsión de 0.186%.

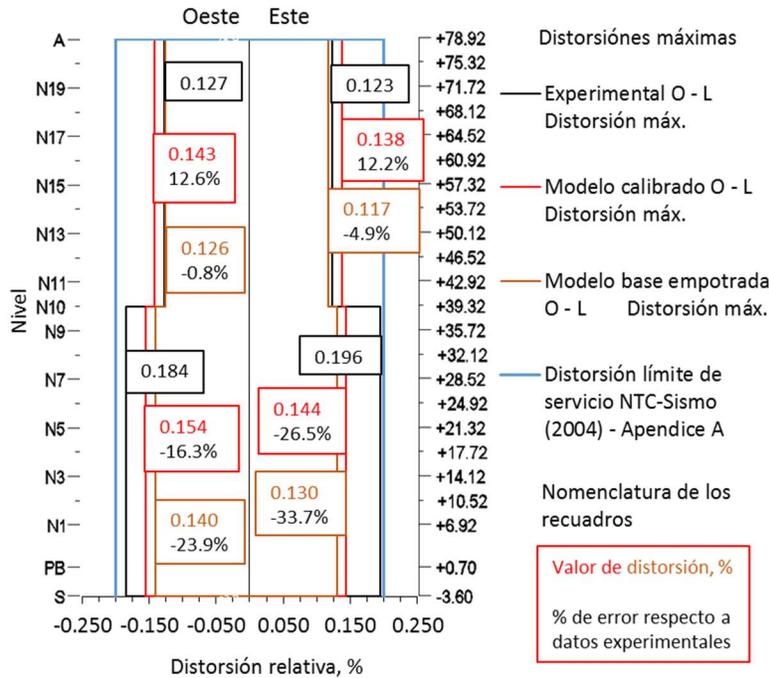


Fig. 6.25 Distorsiones máximas longitudinales, medidas en la fachada oeste. Experimentales, modelo calibrado y modelo base empotrada.

En la fig. 6.25 se muestra que el modelo tiene una respuesta longitudinal donde las distorsiones del grupo de niveles inferior de la torre resultan subvaloradas; mientras que en el grupo superior, el modelo calibrado indica valores superiores de distorsión respecto a las experimentales. En el modelo con base empotrada, las distorsiones calculadas son ligeramente inferiores a las obtenidas experimentalmente.

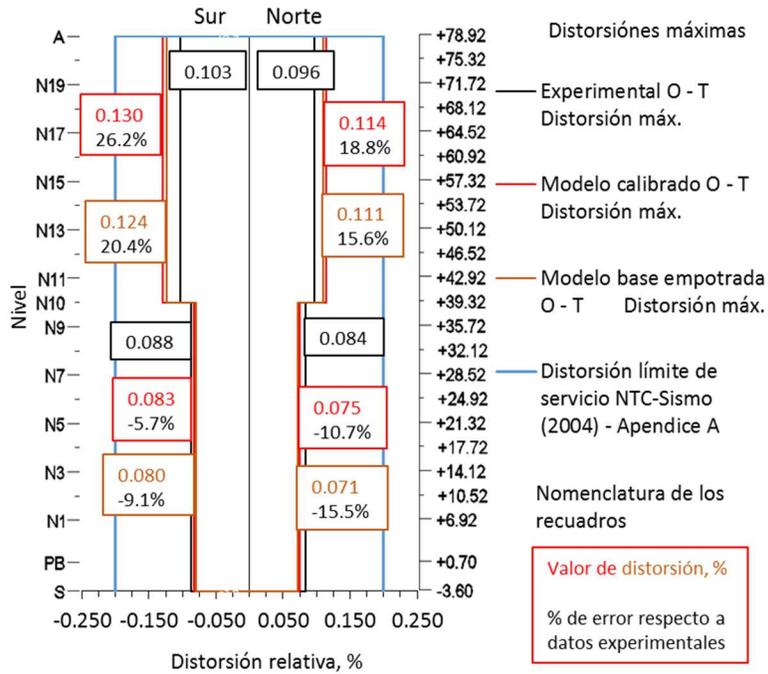


Fig. 6.26 Distorsiones máximas transversales, medidas en la fachada oeste. Experimentales, modelo calibrado y modelo base empotrada.

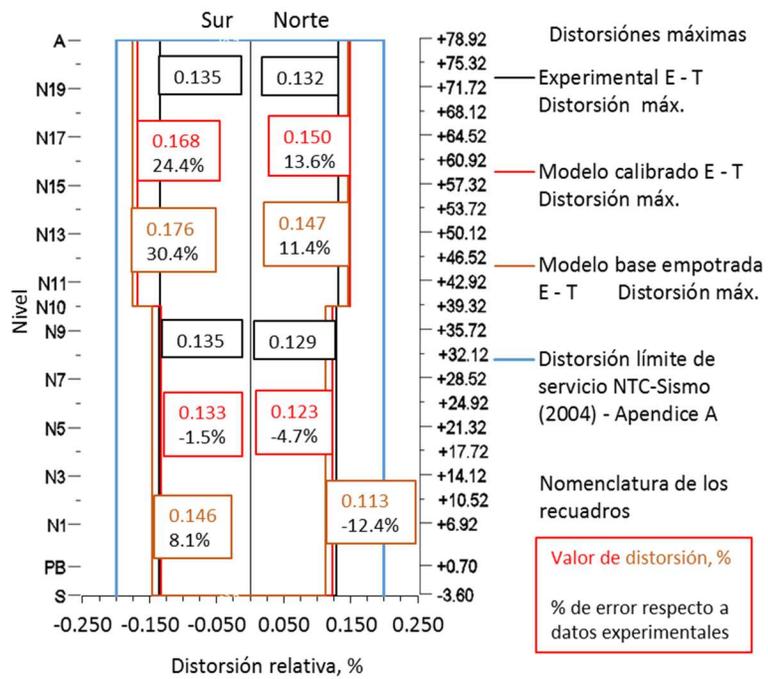


Fig. 6.27 Distorsiones máximas transversales, medidas en la fachada este. Experimentales, modelo calibrado y modelo base empotrada.

En las gráficas de distorsiones transversales (figs. 6.26 y 6.27), la máxima distorsión se da en el grupo superior, mientras que longitudinalmente se da en el grupo de niveles inferiores (fig. 6.25). Transversalmente son muy similares las distorsiones calculadas con el modelo calibrado y con el modelo con base empotrada.

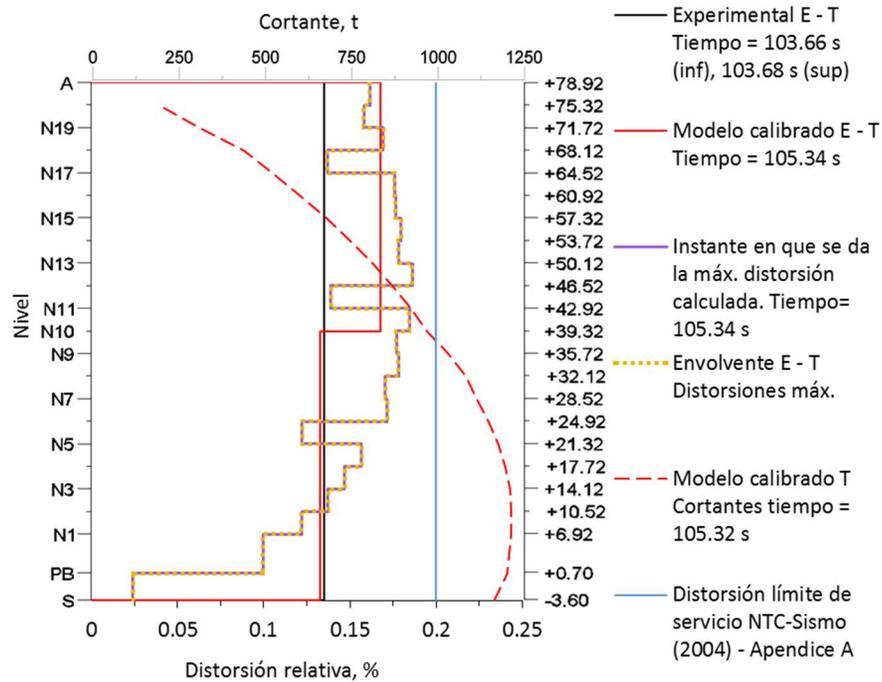


Fig. 6.28 Distorsiones transversales medidas en la fachada este. Experimentales y calculadas por grupo de niveles, distorsiones por piso máximas y cortante acumulado

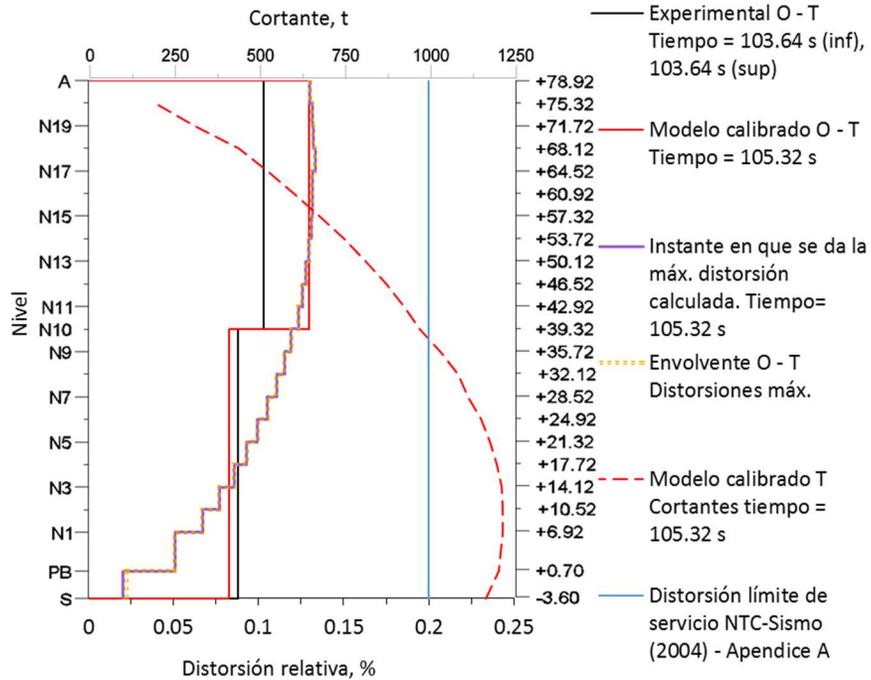


Fig. 6.29 Distorsiones transversales medidas en la fachada oeste. Experimentales y calculadas por grupo de niveles, distorsiones por piso máximas y cortante acumulado

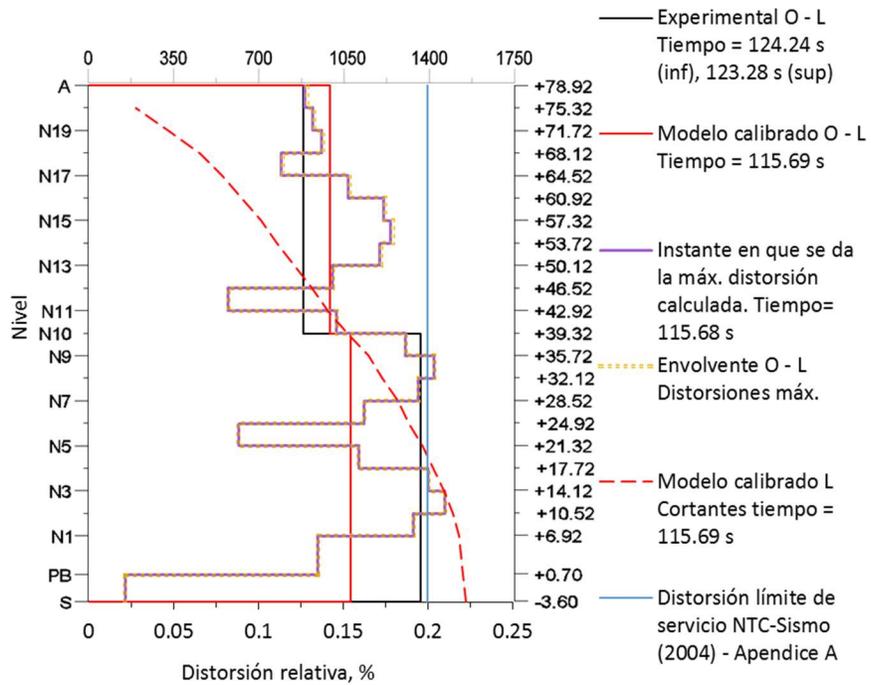


Fig. 6.30 Distorsiones longitudinales medidas en la fachada oeste. Experimentales y calculadas por grupo de niveles, distorsiones por piso máximas y cortante acumulado

Todos los niveles se aproximan mucho o llegan a su distorsión máxima en el mismo instante que se da la máxima distorsión de entrepiso promedio.

El peso del edificio es de 19 579 t. Longitudinalmente el cortante máximo es de 1 554 t lo que resulta en un coeficiente de 0.079. En el caso transversal el cortante máximo es de 1 218.5 t, resultando en un coeficiente de 0.062.

Se considera que el sismo de marzo del 2012 es representativo de un sismo de nivel de servicio. En consecuencia se comparan los resultados con la distorsión relativa para limitar daños a elementos no estructurales prevista por las NTC-Sismo – Apéndice A (2004), que es de 0.2% cuando no hay elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables. Estas distorsiones se calculan para las ordenadas espectrales multiplicadas por el factor de  $Q' R / 7$ , que resulta en un valor  $c = 0.214$  g.

Revisando los datos experimentales, las distorsiones por grupo de niveles nunca sobrepasan el límite del apéndice A del reglamento. La distorsión máxima se da en el grupo de niveles inferiores en la dirección longitudinal y es de 0.196%. Recordando que este valor es la media, experimentalmente puede haber ocurrido que algún nivel sí haya excedido el límite de servicio del apéndice A del reglamento.

Al revisar los resultados calculados, las distorsiones máximas por entrepiso en dirección longitudinal se dan en los niveles N2 y N8, de 0.210% y 0.204% respectivamente, ambos por encima del valor establecido por el apéndice A del reglamento. De acuerdo con los resultados que se obtienen con el modelo calibrado, durante el sismo del 20 de marzo de 2012 longitudinalmente se alcanzó un coeficiente sísmico de 0.079 mientras que las aceleraciones en la meseta del espectro normativo de servicio de 0.214 g, con esto las distorsiones son prácticamente iguales al límite de servicio del apéndice A del reglamento. En esta comparación hay que tomar en cuenta los diferentes criterios bajo los cuales está analizado el modelo calibrado, con respecto a lo que establecen las normas, como lo es el peso del edificio, ya que el modelo no está cargado en todos los niveles y las cargas no están factorizadas.

### 6.3. Amortiguamiento en la ISE

El nivel de participación del amortiguamiento de la ISE dentro el porcentaje de amortiguamiento crítico no se conoce, y tampoco es fácil determinar en qué medida contribuyen las diferentes fuentes de amortiguamiento. Si a esta incertidumbre se agrega que el amortiguamiento varía conforme transcurre el sismo, se complica más el estudio de la participación del amortiguamiento de la ISE.

En el análisis numérico de la interacción suelo-estructura (ISE) llevada a cabo mediante el programa DINA5, además de valores de rigideces de los resortes, también se

obtuvieron valores de amortiguamiento (inciso 4.3.2, ISE-N). Por el contrario, el método propuesto para obtener los valores a partir de las señales (inciso 4.3.3, ISE-S), no establece manera alguna de calcular los valores de amortiguamiento de la ISE, de ahí que el porcentaje de amortiguamiento crítico utilizado en el modelo calibrado represente al conjunto de estructura e ISE.

Para determinar en qué medida participa el amortiguamiento de la ISE y el amortiguamiento de la estructura dentro del porcentaje de amortiguamiento crítico global, se analizó la respuesta de la estructura utilizando los valores de amortiguamiento obtenidos en la ISE-N (tabla 6.5), los cuales fueron asignados a los resortes que simulan la ISE en el modelo numérico. Las rigideces de dichos resortes se mantuvieron con base en las obtenidas en la ISE-S, ya que son las que brindaron mejor respuesta y con los que se ha elaborado el modelo calibrado.

Tabla 6.5 Valores de amortiguamiento calculados numéricamente que se incluyen a la ISE-S

	L	T	V	Rot. L	Rot. T	Torsión
	N/m			N m/rad		
$\zeta$	$8.97 \times 10^8$	$1.73 \times 10^9$	$2.497 \times 10^9$	$5.077 \times 10^{10}$	$6.0192 \times 10^{11}$	$1.6073 \times 10^{12}$

Se estudió la respuesta del modelo frente al registro del sismo 12-1 utilizando el amortiguamiento de la ISE-N más los siguientes valores de porcentaje de amortiguamiento crítico para la estructura:

Modelo TT16 con 0% de amortiguamiento crítico (figs. 6.31 y 6.32)

Modelo TT17 con 1% de amortiguamiento crítico (figs. 6.33 y 6.34)

Modelo TT18 con 2% de amortiguamiento crítico (figs. 6.35 y 6.36)

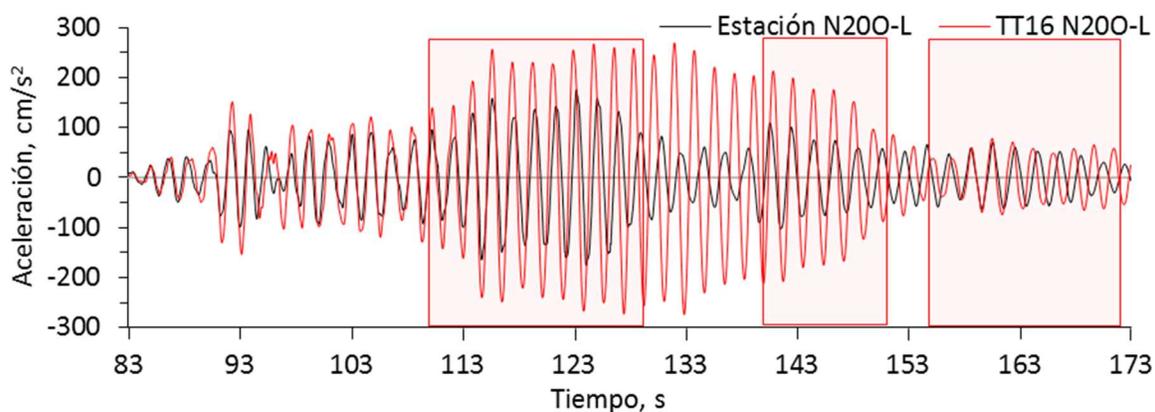


Fig. 6.31 Aceleraciones experimentales de la estación N200-L, y modelo con 0% de amortiguamiento crítico (TT16)

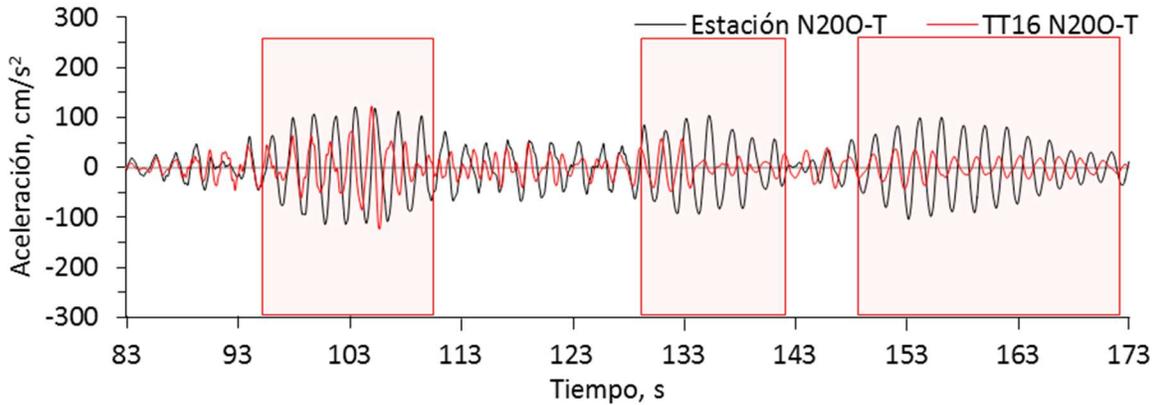


Fig. 6.32 Aceleraciones experimentales de la estación N200-T, y modelo con 0% de amortiguamiento crítico (TT16)

Las aceleraciones en sentido longitudinal obtenidas en el modelo TT16 con 0% de amortiguamiento crítico en la estructura (fig.31), resultaron significativamente mayores en las primeras dos ventanas de tiempo. De hecho, los datos experimentales mostraron tendencias de incremento y decremento en cada una de las ventanas, mientras que las amplitudes del modelo se mantuvieron constantes en valores altos de aceleración.

Los comentarios de las aceleraciones transversales se presentan al final de este inciso, ya que por similitud se comentan una vez presentados los resultados de los modelos TT16, TT17 y TT18.

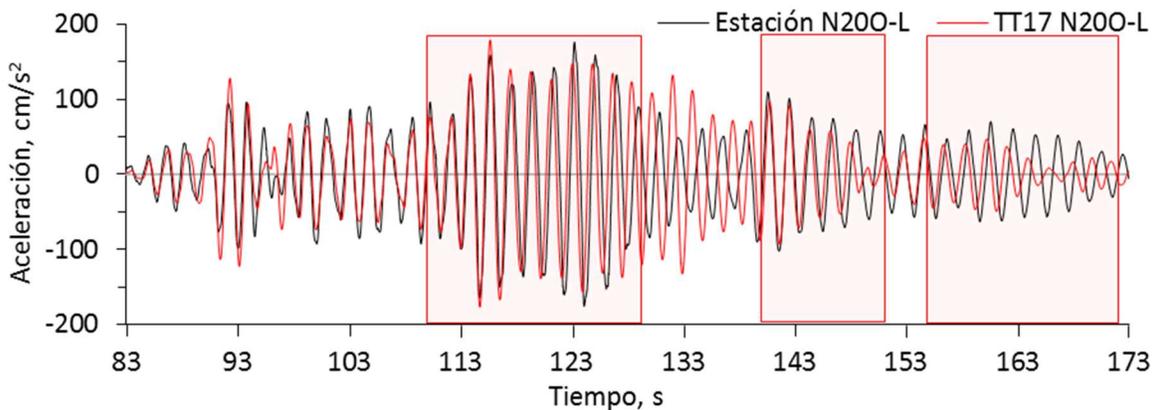


Fig. 6.33 Aceleraciones experimentales de la estación N200-L, y modelo con 1% de amortiguamiento crítico (TT17)

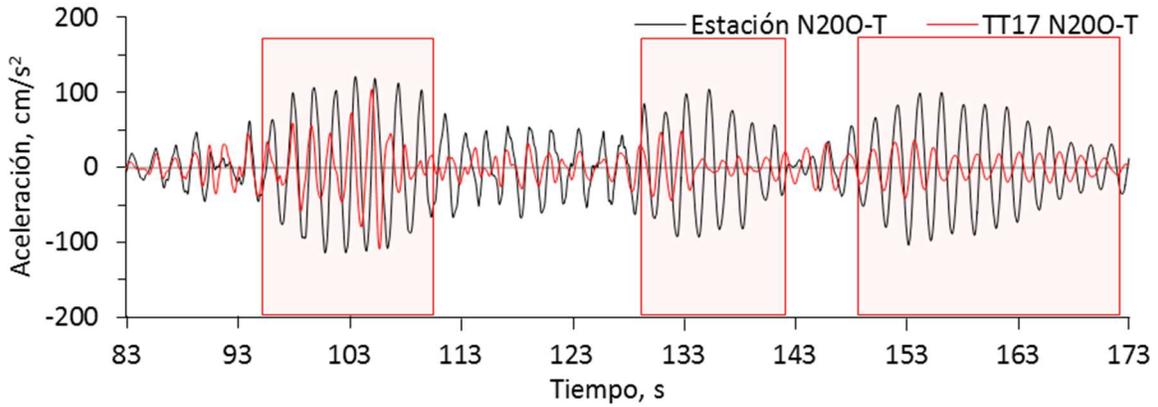


Fig. 6.34 Aceleraciones experimentales de la estación N200-T, y modelo con 1% de amortiguamiento crítico (TT17)

En el modelo con 1% de amortiguamiento crítico en la estructura (TT17), el registro de aceleraciones longitudinales (fig. 6.33) siguió correctamente la tendencia de pulso que se ve en el registro experimental. En la primera ventana, las aceleraciones del modelo presentaron un ajuste satisfactorio con respecto a los datos experimentales. Para la segunda ventana, la congruencia entre aceleraciones es buena ya que siguieron la tendencia de los datos experimentales. Para la tercera ventana del registro longitudinal, sólo en el primer tercio de la ventana se alcanzó a distinguir congruencia en fase y en menor medida en amplitud, después se pierde similitud alguna contra los datos experimentales.

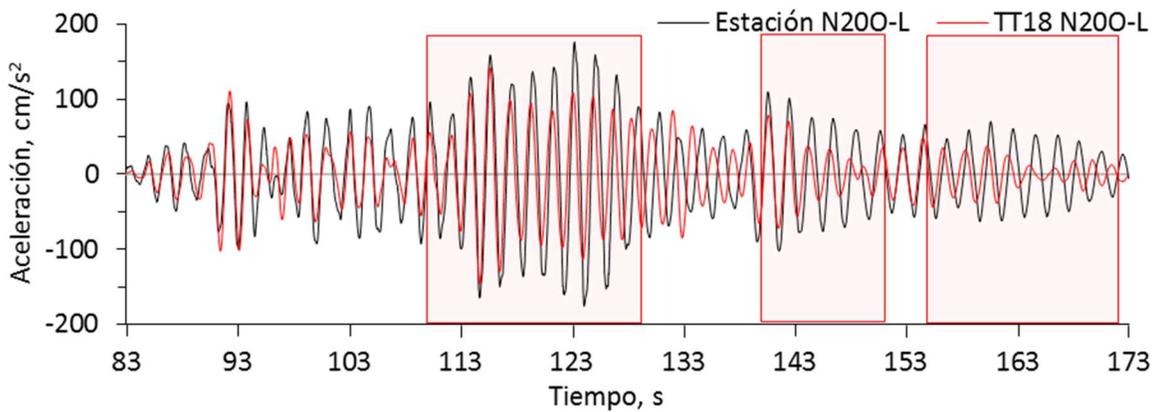


Fig. 6.35 Aceleraciones experimentales de la estación N200-L, y modelo con 2% de amortiguamiento crítico (TT18)

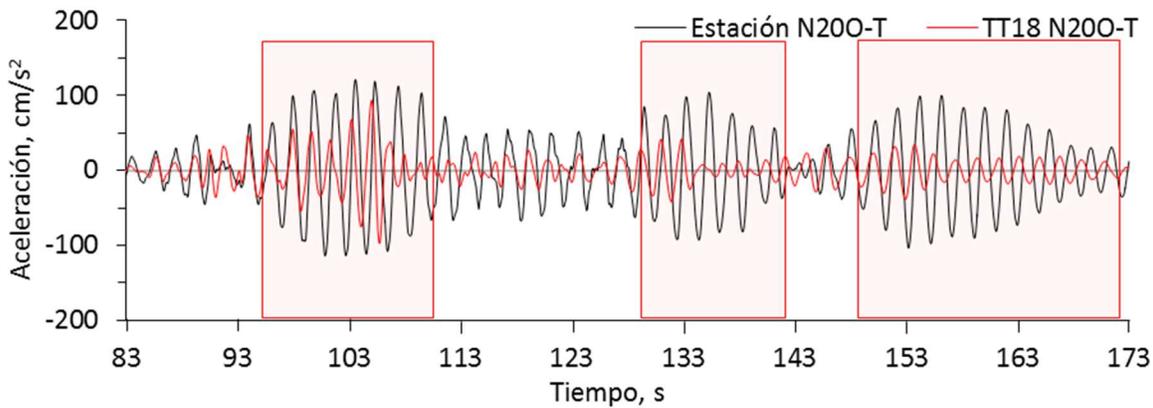


Fig. 6.36 Aceleraciones experimentales de la estación N200-T, y modelo con 2% de amortiguamiento crítico (TT18)

En el modelo con 2% de amortiguamiento crítico en la estructura (TT18), longitudinalmente (fig. 6.35), se presentan aceleraciones por debajo de los valores experimentales en la primera ventana. En términos de fase, los valores calculados tienden a adelantarse. Las aceleraciones máximas coinciden con un porcentaje de diferencia de 17.1% (tabla 6.6), y se presentan en diferente tiempo. En la segunda y tercera ventana los porcentajes de error son de 29 y 38% respectivamente, por debajo de los datos experimentales.

Por consiguiente, se considera que para el sentido longitudinal el porcentaje de amortiguamiento crítico que mejor se ajusta es el de 1% (TT17). Por lo que se puede inferir que éste sería aproximadamente el porcentaje de amortiguamiento crítico de la estructura en el sentido longitudinal, siendo el 2% restante el correspondiente al amortiguamiento proveniente de la ISE.

En el sentido transversal no se refleja casi ningún cambio al variar el porcentaje de amortiguamiento crítico (figs. 6.32, 6.34 y 6.36), siendo dominante en todo caso el amortiguamiento que se asignó de la ISE.

El amortiguamiento de translación transversal determinado en el modelo ISE-N es un orden de magnitud mayor que el amortiguamiento longitudinal, igual sucede con el amortiguamiento de rotación transversal que es de un orden de magnitud superior al amortiguamiento de rotación longitudinal, pudiendo ser este el motivo del comportamiento visto. Los valores de amortiguamiento transversal (translación y rotación) de la ISE-N pueden estar sobrestimados, lo cual diluye la participación del porcentaje de amortiguamiento crítico que se asigne a la estructura. Además, dados los buenos resultados vistos en las respuestas L y T del modelo calibrado (TT01) se puede concluir que el amortiguamiento para ambos sentidos es similar en escala, por lo cual resalta la diferencia en magnitud entre los amortiguamientos longitudinales y transversales de la ISE-N.

Tabla 6.6 Aceleraciones máximas y porcentaje de diferencia respecto a los datos experimentales

Ventana de tiempo	s	Máxima aceleración experimental cm/s <sup>2</sup>	$\zeta = 0\%$ (TT16)		$\zeta = 1\%$ (TT17)		$\zeta = 2\%$ (TT18)	
			cm/s <sup>2</sup>	%	cm/s <sup>2</sup>	%	cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110 - 129	176.3	273.1	54.9	178.9	1.5	146.2	-17.1
	140 - 151	110.0	213.3	93.9	96.7	-12.1	78.4	-28.7
	155 - 173	70.2	78.5	11.8	49.4	-29.6	43.7	-37.7
Transversal	95 - 110	119.1	123.2	3.4	108.6	-8.8	97.3	-18.3
	130 - 142	104.3	57.7	-44.7	49.0	-53.0	42.1	-59.6
	155 - 173	103.6	33.1	-68.1	26.8	-74.1	22.3	-78.5

#### 6.4. ISE-S con variación de porcentaje de amortiguamiento crítico

En estudios realizados sobre los registros que se tienen de la respuesta de la torre CCUT durante el sismo 12-1, se observa que los valores de porcentaje de amortiguamiento crítico del conjunto varían entre 3 y 5% (Camargo *et al.*, 2015).

A fin de determinar cuál es el valor de porcentaje de amortiguamiento crítico del conjunto que proporciona una respuesta más adecuada, así como determinar la influencia que este parámetro presenta, se realiza un estudio evaluando las siguientes condiciones:

TT20 con 1% de amortiguamiento crítico (figs. 6.37 y 6.38)

TT01 con 3% de amortiguamiento crítico (inciso 6.2)

TT27 con 5% de amortiguamiento crítico (figs. 6.39 y 6.40)

Como se puede observar en las figuras 6.37 a 6.40 y en la tabla 6.7, la variación del porcentaje de amortiguamiento influye principalmente la amplitud de la señal. A mayor amortiguamiento menor la amplitud de la vibración y viceversa.

Tabla 6.7 Aceleraciones máximas de los modelos TT20, TT01 y TT27, y su porcentaje de diferencia respecto a los datos experimentales

Ventana de tiempo	s	Máxima aceleración experimental cm/s <sup>2</sup>	$\zeta = 1\%$ (TT20)		$\zeta = 5\%$ (TT27)	
			cm/s <sup>2</sup>	%	cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110 - 129	176.3	276.6	56.9	144.8	-17.9
	140 - 151	110.0	193.7	76.1	74.4	-32.4
	155 - 173	70.2	56.9	-18.9	42.1	-40.0
Transversal	95 - 110	119.1	200.5	68.3	138.6	16.4
	130 - 142	104.3	99.5	-4.6	71.5	-31.5
	155 - 173	103.6	166.1	60.3	70.0	-32.4

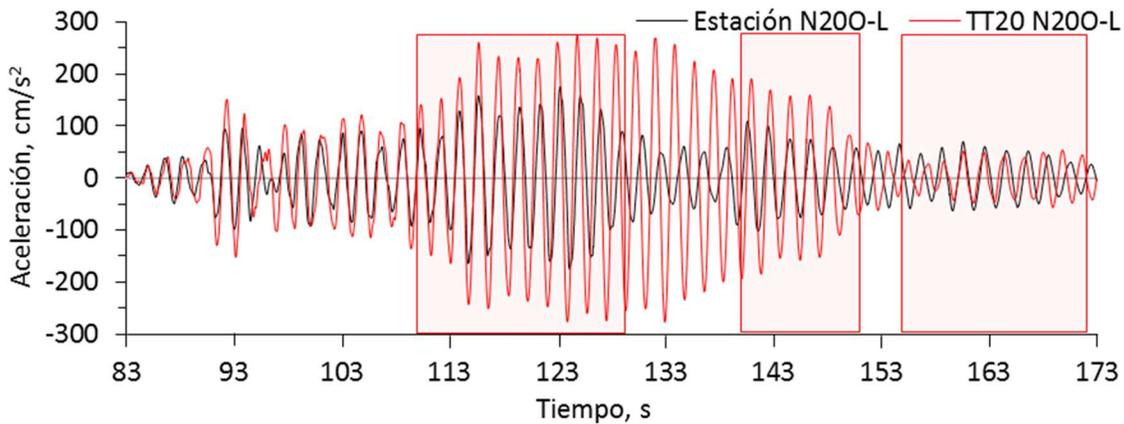


Fig. 6.37 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo TT20 con 1% de amortiguamiento crítico

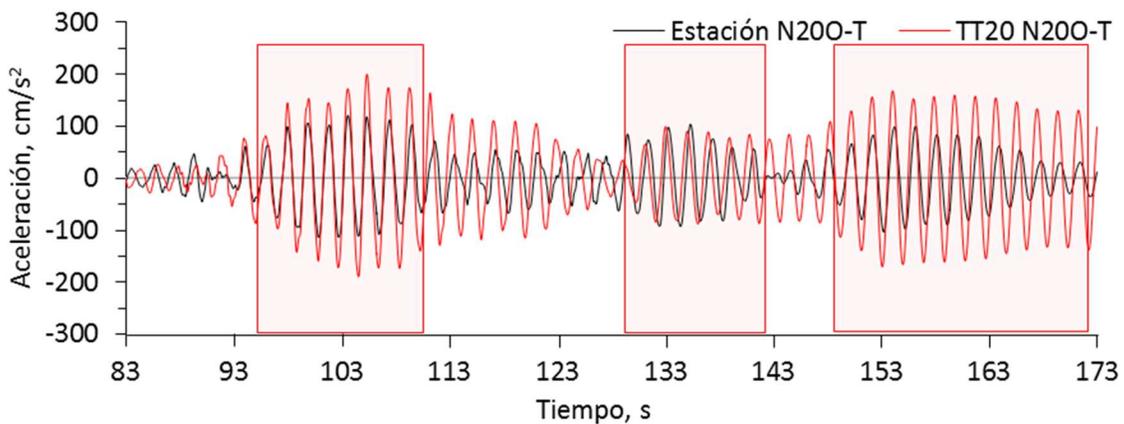


Fig. 6.38 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo TT20 con 1% de amortiguamiento crítico

En la fig. 6.37 se muestran las aceleraciones longitudinales del modelo con 1% de amortiguamiento crítico (TT20). En la primera ventana, presenta congruencia en fase pero en amplitudes las aceleraciones del modelo se mantienen muy por encima de las experimentales. En la segunda ventana, las amplitudes del modelo presentan la tendencia a disminuir como lo hace la señal experimental pero mantiene valores muy por encima de los experimentales. En fase se aprecia congruencia. En la tercera ventana, el valor de porcentaje de diferencia resulta el menor de este modelo (19%, tabla 6.7).

Transversalmente (fig. 6.38) el modelo con 1% de amortiguamiento crítico (TT20) mantiene aceleraciones superiores a las experimentales para las ventanas uno y tres con porcentajes de variación de 68 y 60%, aunque representan bien la fase de los datos experimentales. En la segunda ventana las amplitudes tienen una variación pequeña del 5%, aunque en fase tiende a adelantarse la señal del modelo.

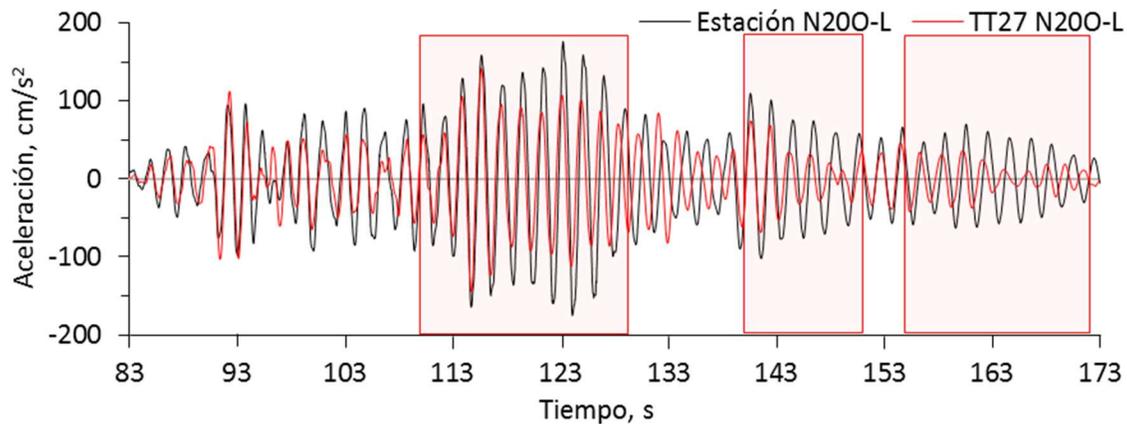


Fig. 6.39 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo TT27 con 5% de amortiguamiento crítico

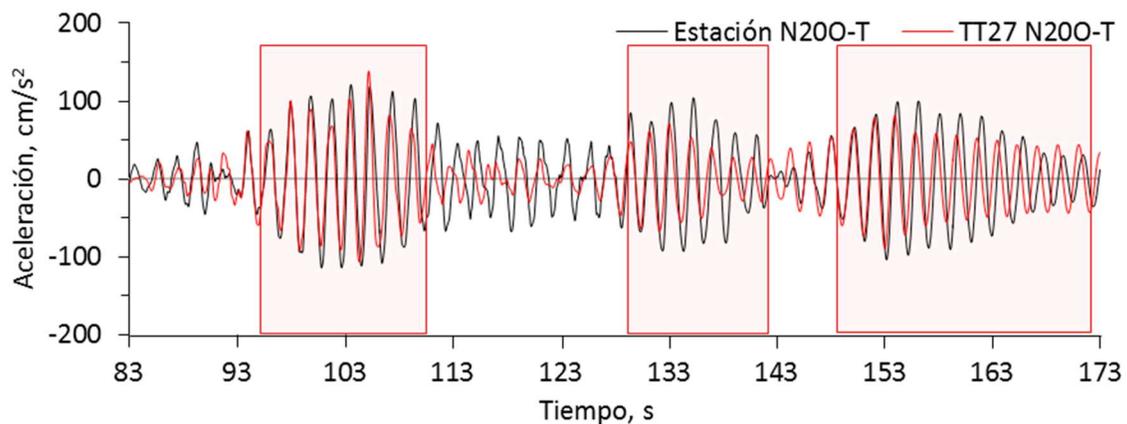


Fig. 6.40 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo TT27 con 5% de amortiguamiento crítico

En la fig. 6.39, se observa la respuesta ante un amortiguamiento de 5% del crítico (modelo TT27). En la gráfica de aceleraciones longitudinales se aprecia que las aceleraciones del modelo siguen la forma de la señal experimental, esto es, sigue las tendencias de incremento o decremento que la señal experimental presenta. En general, los valores de aceleración del modelo son menores que los registrados experimentalmente. De igual manera que los registros longitudinales, transversalmente (fig. 6.40) la señal del modelo sigue las tendencias de los datos experimentales, aunque con valores de aceleración menores.

La complejidad de determinar el porcentaje de participación de las diferentes fuentes de amortiguamiento, se puede resolver de manera satisfactoria considerando un solo valor que da cuenta de todas ellas. De acuerdo con los tres opciones que se estudiaron, el porcentaje de amortiguamiento crítico global (estructura + ISE) que proporciona un mejor ajuste numérico a la respuesta de la torre del CCUT durante el evento 12-1 corresponde a un 3%.

## 6.5. Influencia ISE

La respuesta dinámica de las estructuras es sensible a sus condiciones de borde, y por consiguiente, deben considerarse de forma adecuada. A pesar de ello, es relativamente común encontrar simulaciones numéricas que no tiene en cuenta los efectos de ISE, o bien se realiza de forma poco precisa. En este apartado se evalúa el impacto en la respuesta dinámica de la estructura adoptando distintos valores de ISE como de la consideración de base rígida.

Al momento de evaluar las características de la ISE, se mostraron tres opciones diferentes para determinar estas propiedades: teórica (ISE-T, inciso 4.3.1), numérica (ISE-N, inciso 4.3.2) e ISE calculada a partir de las señales de aceleración en la base (ISE-S, inciso 4.3.3). En este inciso se analizan los registros del análisis paso a paso en el tiempo con las dos configuraciones de ISE que restan por analizar, puesto que el modelo con ISE-S ha sido presentado previamente en el modelo de calibrado (inciso 6.2, TT01). Las respuestas numéricas se comparan contra los registros experimentales de la estación N200.

Los modelos que se evalúan son; el modelo TT03 (figs. 6.41 y 6.42) el cual considera ISE-T, y el modelo TT04 que considera la ISE-N (figs. 6.43 y 6.44). En éste último, los valores de ISE-N únicamente se consideran los valores de los resortes, los valores de amortiguamiento de la ISE-N en este caso no se consideran para tener una misma base de comparación con los modelos TT01 y TT03.

### 6.5.1. Torre del CCUT con ISE-T

Se presenta el análisis paso a paso del modelo TT03, el cual tiene la consideración de ISE-T (figs. 6.41 y 6.42). Estos valores de ISE fueron obtenidos como lo estipulan las NTC-Sismo (2004), a partir de las cuales se calcularon los valores de los resortes de desplazamientos horizontales y vertical, así como también los resortes de rigidez angular para la rotación longitudinal y transversal. El resorte de torsión se considera como rígido, debido a que las normas no hacen mención de la rigidez de torsión.

Las rigideces de las pilas de la rehabilitación se consideran también como lo estipulan las NTC-Sismo (2004), considerando los resortes de desplazamiento horizontal. Debido a que son pilotes de punta, las rigideces vertical se consideran infinitamente rígidas. Las NTC-Sismo (2004), no hacen mención respecto a los efectos de grupo, por lo que este efecto no ha sido tomado en cuenta.

Las figs. 6.41 y 6.42, presenta los datos experimentales de la estación N200, junto con la historia de aceleraciones obtenida del análisis del modelo TT03.

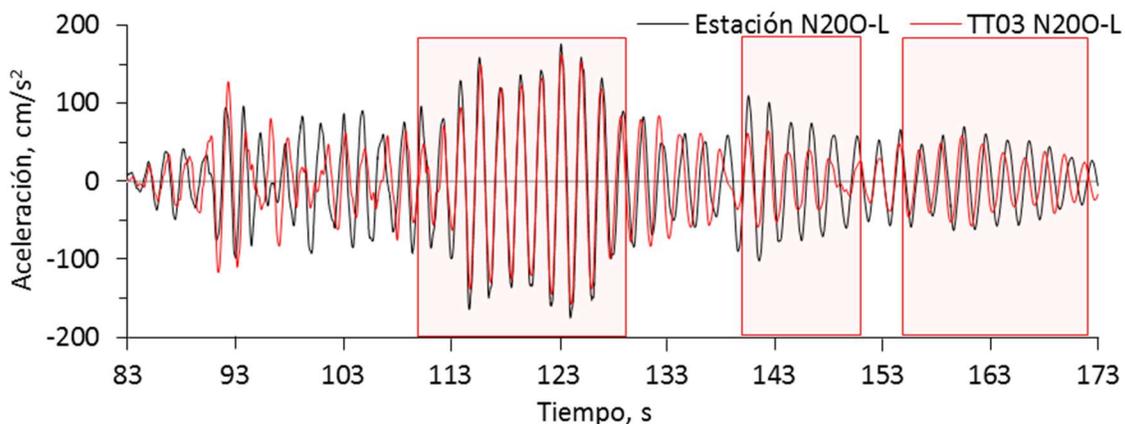


Fig. 6.41 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo con ISE-T (TT03)

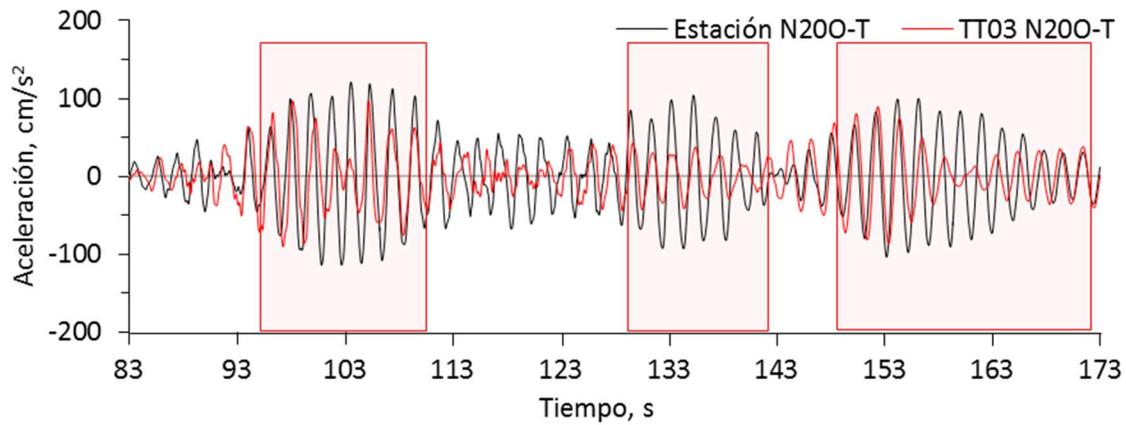


Fig. 6.42 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo con ISE-T (TT03)

Tabla 6.8 Variación de las frecuencias en el tiempo. Experimental y modelo con ISE-T (TT03)

Dirección	Ventana de tiempo s	Experimental	ISE-T (TT03)	
		Hz	Hz	%
Longitudinal	110.88-129.46	0.540	0.540	0.0
	141.16-155.2	0.501	0.503	0.4
	155.2-172.94	0.506	0.510	0.8
Transversal	94.5-109.94	0.518	0.538	3.9
	129.96-141.58	0.523	0.490	-6.3
	154.7-171.8	0.522	0.477	-8.6

Tabla 6.9 Aceleraciones máximas del modelo con ISE-T (TT03) y el porcentaje de variación respecto a aceleraciones máximas experimentales

Dirección	Ventana de tiempo s	Máxima aceleración experimental cm/s <sup>2</sup>	ISE-T (TT03)	
			cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110 - 129	176.3	162.4	-7.9
	140 - 151	110	64.6	-41.3
	155 - 173	70.2	58.3	-17.0
Transversal	95 - 110	119.1	97.3	-18.3
	130 - 142	104.3	42.8	-59.0
	155 - 173	103.6	58.8	-43.2

\* Comparación de aceleraciones en valores absolutos

El uso de los valores de ISE-T, como es el caso del modelo TT03, genera una respuesta congruente para el sentido longitudinal (fig. 6.41). Los porcentajes de error en la frecuencia (tabla 6.8) son pequeños para las tres ventanas de tiempo. Analizando los registros de aceleraciones longitudinales (fig. 6.41), se puede ver que en la primera ventana si siguen la forma y amplitud de la señal de las aceleraciones experimentales, aunque las aceleraciones calculadas son 8% menores (tabla. 6.9). En la segunda ventana de tiempo, también se observa que las aceleraciones del modelo siguen la tendencia de las aceleraciones experimentales, aunque las amplitudes son menores respecto a las experimentales. En los primeros picos de esta venta es en donde se dan las diferencias máximas, siendo las aceleraciones calculadas un 42% menores (tabla 6.9). En la ventana tres, la relación entre las aceleraciones experimentales y el modelo es del 17%, y se mantiene una relación similar para toda la ventana.

En el sentido transversal, en la tabla 6.8 se aprecian frecuencias con porcentajes de error por encima del 9%. En la fig. 6.42, en la primera y tercer ventana se observa que las amplitudes calculadas no muestran las mismas características de amplitud que tienen los datos experimentales. En la segunda ventana las amplitudes se mantienen muy por debajo de las amplitudes experimentales, llegando únicamente a un 59% de la amplitud experimental (tabla 6.9).

Las características particulares de la cimentación del CCUT, tornan complicada la estimación de las propiedades de la ISE por medio de las propuestas presentes en las NTC-Sismo (2004). Además, al igual que en la ISE-N resulta complicado estimar el nivel de participación real de cada una de las partes que componen la cimentación.

## 6.5.2. Torre del CCUT con ISE-N

En el análisis de la ISE-N, se considera la cimentación de la torre más la de los cuerpos bajos para los desplazamientos en el sentido longitudinal, transversal y vertical, así como para la rotación transversal y de torsión. Para la rotación longitudinal únicamente se consideró la cimentación de la torre.

Se estudia la respuesta del modelo TT04, el cual considera la ISE-N. La historia de aceleraciones del análisis se sobrepone en la gráfica de los datos experimentales de la estación N200 (figs. 6.43 y 6.46), para su adecuada comparación.

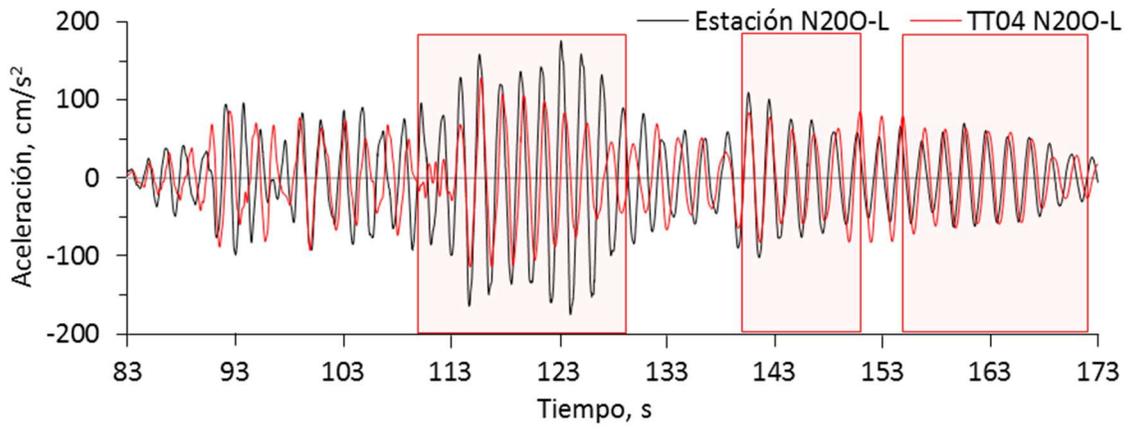


Fig. 6.43 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo con ISE-N (TT04)

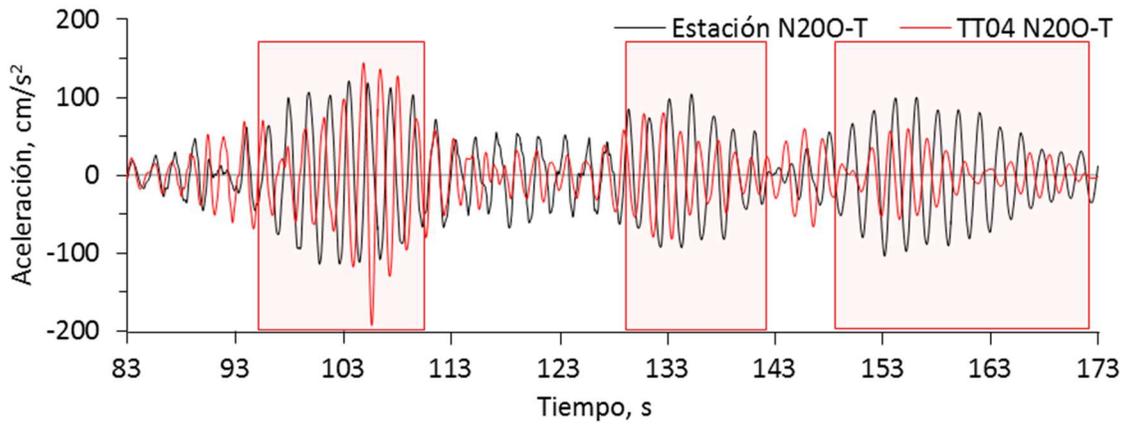


Fig. 6.44 Aceleraciones absolutas de la estación N200, Experimentales y modelo con ISE-N (TT04)

Tabla 6.10 Variación de las frecuencias en el tiempo. Experimental y modelo con ISE-N (TT04)

Dirección	Ventana de tiempo s	Experimental Hz	ISE-N (TT04)	
			Hz	%
Longitudinal	110.88-129.46	0.540	0.5*	-7.4
	141.16-155.2	0.501	0.489	-2.4
	155.2-172.94	0.506	0.496	-2.0
Transversal	94.5-109.94	0.518	0.559	7.9
	129.96-141.58	0.523	0.591	13.0
	154.7-171.8	0.522	0.572	9.6

\* frecuencia promedio en el lapso de tiempo del segundo 112 al 129

Tabla 6.11 Aceleraciones máximas del modelo con ISE-N (TT04)

Dirección	Ventana de tiempo s	Máxima aceleración experimental cm/s <sup>2</sup>	ISE-T (TT03)	
			cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110 - 129	176.3	128.5	-27.1
	140 - 151	110	85.6	-22.2
	155 - 173	70.2	77.9	11.0
Transversal	95 - 110	119.1	192.5	61.6
	130 - 142	104.3	81.7	-21.7
	155 - 173	103.6	60	-42.1

La aplicación de los valores de ISE-N, como es el caso del modelo con ISE-N (TT04), brinda en general resultados poco congruentes. Longitudinalmente (tabla 6.10), las frecuencias tienen una disminución de hasta 7.4%. En la figura 6.43 en la primera ventana, las amplitudes no alcanzan las correspondientes a los datos experimentales. En la ventana dos y tres se observa buena congruencia tanto en amplitud como en fase.

Transversalmente (fig. 6.44), las amplitudes en la primera ventana muestran como la señal del modelo sigue la forma de pulso obtenida en la señal experimental. La tabla 6.11 muestra que la aceleración máxima es 62% mayor que la experimental, hecho que corresponde a un único pico de aceleraciones del modelo que sobresale de las demás, siendo por consiguiente este valor poco representativo para definir el ajuste de toda la ventana de tiempo. Para la segunda ventana, la respuesta presenta porcentajes de variación de hasta 22% menores en amplitudes, y en términos de fase no existe congruencia. Finalmente para la tercera ventana transversal, el porcentaje de error en frecuencia se mantiene 9.6% superior (tabla 6.11), aunque en la fig. 6.44 se puede observar como la señal no presenta congruencia con respecto a los datos experimentales.

Las frecuencias naturales de vibración del componente longitudinal del modelo muestran valores menores que los experimentales en las tres ventanas, subestimando la rigidez global en este sentido. Caso contrario en el sentido transversal, donde las frecuencias del modelo son mayores a las experimentales. Los errores en la aproximación de las frecuencias se ven proyectadas al momento de realizar el análisis paso a paso.

### 6.5.3. Base empotrada

Para conocer la diferencia que representa considerar o no la ISE en el modelo, se muestran las figuras. 6.45 y 6.46, donde se sobreponen los registros de aceleración del modelo TT02, el cual considera a la torre empotrada su base, y los obtenidos experimentalmente en la estación N200.

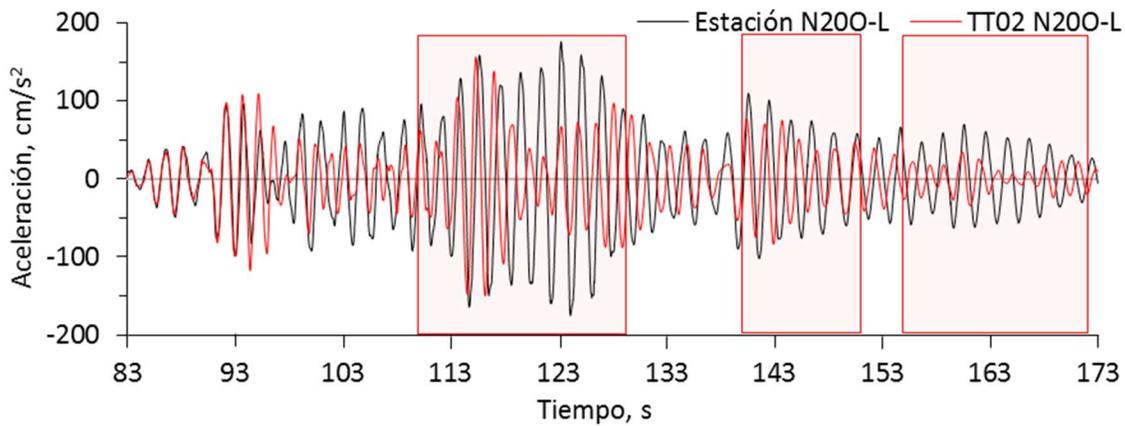


Fig. 6.45 Registro de aceleraciones longitudinales experimentales y del modelo con base empotrada (TT02)

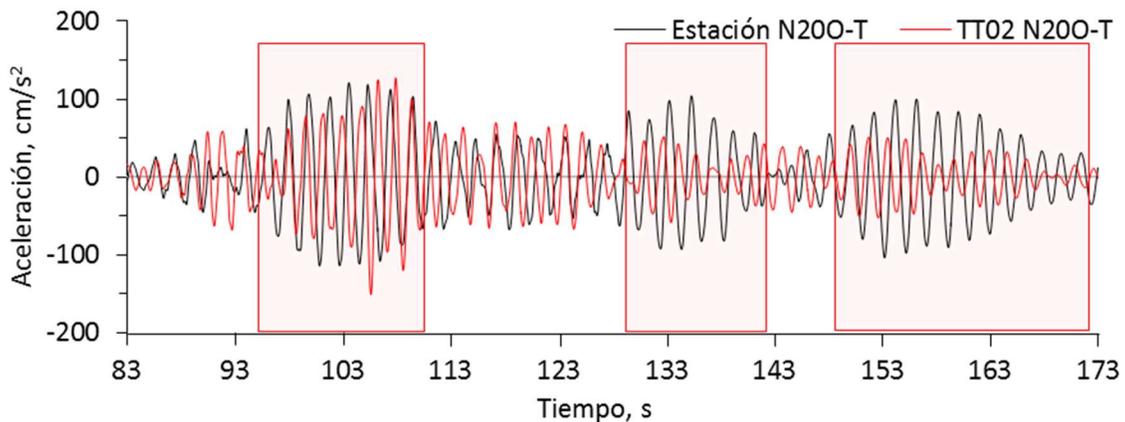


Fig. 6.46 Registro de aceleraciones transversales experimentales y del modelo con base empotrada (TT02)

Tabla 6.12 Variación de las frecuencias en el tiempo. Experimental y modelo con base empotrada (TT02)

Dirección	Ventana de tiempo s	Experimental Hz	Base empotrada (TT02)	
			Hz	%
Longitudinal	110.88-129.46	0.540	0.622	15.2
	141.16-155.2	0.501	0.591	18.0
	155.2-172.94	0.506	0.614	21.3
	94.5-109.94	0.518	0.649	25.3
Transversal	129.96-141.58	0.523	0.607	16.1
	154.7-171.8	0.522	0.650	24.5

Tabla 6.13 Aceleraciones máximas del modelo TT02, con base empotrada

Dirección	Ventana de tiempo s	Máxima aceleración experimental cm/s <sup>2</sup>	Base empotrada (TT02)	
			cm/s <sup>2</sup>	%
Longitudinal	110 - 129	176.3	156.3	-11.3
	140 - 151	110	83.8	-23.8
	155 - 173	70.2	34.4	-51.0
Transversal	95 - 110	119.1	150.7	26.5
	130 - 142	104.3	58.3	-44.1
	155 - 173	103.6	49.1	-52.6

Debido a que las frecuencias longitudinal y transversal son mayores hasta en un 25%, cuando se considera la base del edificio empotrada (tabla 6.12), hay muy poca congruencia en fase. En amplitud longitudinal, las aceleraciones máximas son 11% menores a las experimentales, sin embargo esta relación se presenta únicamente en un pico de aceleración, mientras que para el resto del registro se mantiene una diferencia aún mayor. Transversalmente también se presentan un pequeño grupo de picos en donde la aceleración es un 27% mayor que la experimental, pero este caso no es la constante a lo largo del registro, donde en general las aceleraciones del modelo son menores a las experimentales.

Las diferencias de resultados que se dan en el modelo de la torre del CCUT con la consideración de base empotrada (TT02), no se pueden extrapolar directamente a otros casos, puesto que puede variar significativamente en función de la situación analizada. De hecho, el pico que se acerca a la aceleración máxima se da solo momentáneamente, pero

en el caso de estudio presente el modelo en base empotrada tiende en general a subestimar las amplitudes de las aceleraciones (figs. 6.45 y 6.46).



## 7. Comentarios y conclusiones

Se elaboró un modelo matemático simplificado representativo del comportamiento estructural de la torre del CCUT, con el cual se pudieron estudiar las propiedades y la respuesta dinámica bajo diferentes consideraciones de análisis. Este modelo considera las características de rigideces efectivas de los elementos, interacción suelo-estructura, amortiguamiento del conjunto y módulo de elasticidad del concreto, con lo que se reprodujo adecuadamente la respuesta inelástica de la torre del CCUT durante la fase intensa del sismo del 20 de marzo del 2012.

Se definió una estrategia de modelación adecuada para las columnas de fachadas norte y sur, que debido a su complejidad requieren de especial atención. Se logró el objetivo de reproducir correctamente su respuesta atendiendo a los criterios de sencillez y discretización suficientemente detallada sin involucrar una gran demanda de recursos computacionales.

El modelo permite realizar pruebas y comparar diferentes criterios de análisis de forma rápida y sencilla. El tiempo de ejecución del modelo calibrado para un análisis paso a paso con el registro sísmico de 173 s y un  $\Delta t = 0.02$  s, es de 5 h y 20 min, aproximadamente.

Para la determinación de las rigideces efectivas de los elementos estructurales, se estudiaron las propuestas de los reglamentos, ACI, FEMA, Nueva Zelandia, Japón, Europa y PEER-ATC. Es de notar que existe discrepancia en las consideraciones que estos reglamentos hacen respecto a las rigideces efectivas a considerar. Algunos son muy detallados, como el reglamento neozelandés, y otros muy ambiguos como las normativas de Japón y Europa. Poca o nula es la atención que prestan a las vigas de acoplamiento, donde solo la norma neozelandesa y el PEER-ATC proponen valores similares de reducción de rigidez.

El estudio de las diferentes hipótesis de reducción de rigidez reveló que, para el caso de estudio, la mejor aproximación se obtenía al considerar la propuesta del FEMA, con la particularidad de asumir las indicaciones del PEER-ATC para las vigas de acoplamiento.

Se propuso un método para determinar el centro de rotación de la torre, el cual se utilizó como centro de aplicación de la interacción suelo-estructura y de las aceleraciones provenientes del registro sísmico. De acuerdo con este método, durante el sismo de marzo del 2012 el centro de rotación de la torre se ubicó dentro del área de la cimentación de la torre, 95 cm al este y 186 cm al sur del centro geométrico de la cimentación original de la torre.

Se propuso un método para calcular los valores de rigideces horizontales y de rotación a partir de los registros de aceleraciones y desplazamientos. Este método permitió observar la variación de la rigidez de la interacción suelo-estructura conforme transcurre el sismo. Los resultados obtenidos mediante su aplicación en el modelo numérico fueron los

que proporcionaron la mejor respuesta al reproducir la fase intensa del registro sísmico de marzo del 2012. El análisis detallado de los registros que se llevará a cabo en futuros trabajos permitirá determinar los efectos de la ISE en la respuesta real del CCUT, pudiendo así evaluar con base en éstos la adecuación de los valores obtenidos.

En el análisis de la respuesta dinámica usando un amortiguamiento crítico global del sistema de 1, 3 y 5%, se pudo observar que el modelo matemático que más se asemeja a los datos experimentales durante la fase intensa de estudio es cuando se utilizó un amortiguamiento crítico global del 3%. Este resultado queda dentro del intervalo entre 2 y 5.1% que se identificó experimentalmente (Camargo, *et al.*, 2015).

La utilización del modelo propuesto en el análisis paso a paso presentó resultados de distorsiones similares a la respuesta registrada entre las estaciones de los niveles S, N10 y A de la torre. El modelo permitió estudiar la distorsión de cada entrepiso, mostrando que en la torre del CCUT la distorsión máxima de un nivel particular puede llegar a ser hasta un 43% mayor que las obtenidas de analizar la respuesta en los grupos establecidos de diez niveles.

Los datos experimentales de la torre CCUT durante el sismo del 20 de marzo del 2012 permitieron conocer la respuesta de la torre y la variación de las propiedades dinámicas durante el evento. Muchos factores intervienen en esta variación como lo son el módulo de elasticidad, la interacción suelo-estructura, la mampostería, rigideces efectivas o amortiguamiento crítico. La respuesta de la torre se ha simulado mediante un modelo matemático elástico lineal, por lo que no es posible considerar variación de rigideces durante un análisis paso a paso. Es por esto que el modelo matemático se calibró para ajustarse a las condiciones que guardó la torre durante la fase intensa del sismo. Para reproducir el comportamiento durante otro intervalo del acelerograma o ante otras cargas, como puede ser vibración ambiental, viento u otro sismo, deberán reconsiderarse los criterios aquí adoptados.

## 8. Referencias

- ACI-318. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, Michigan, EUA.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*.
- Ávila, J. A., Torres, J. C., Loera, S., Alcocer, S. M., & Meli, R. (2009). Revisión de los aspectos generales estructurales del proyecto de rehabilitación del Centro Cultural Universitario Tlatelolco. *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, (pág. 21). Pue. México.
- Braithwaite Naish, D. A. (2010). *Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams. Ph. D. Thesis*. Los Angeles, EUA: University of California.
- Camargo, J., Murià-Vila, D., & Aldama, B. (2015). Analysis of the dynamic properties of two instrumented buildings in Mexico. *7th International Conference of Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*. Torino, Italia.
- Castro, C., Murià Vila, D., Arnau, O., & Camargo, J. (2016). *Estimación de cálculos de la ISE. Informe técnico*. DF: Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Chang, S.-Y. (2006). Accurate Representation of External Force in Time History Analysis. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 34-45.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures, theory and applications to earthquake engineering* (4° ed.). Berkeley, Cal., EUA: Prentice Hall.
- EN-1998-1. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardization.
- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C. EUA: Federal Emergency Management Agency.
- JSCE-15. (2010). *Standard Specifications for Concrete Structures - 2007 "Design"*. Tokio, Japón: Japan Society of Civil Engineers.
- LATBSDC. (2015). *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. Los Angeles, Cal., EUA.
- Mendoza, C. J. (1985). *Propiedades Mecánicas de los Concretos Fabricados en el Distrito Federal. (Serie azul del Instituto de Ingeniería. Vol. 495)*. DF, México: UNAM.
- Murià Vila, D., Camargo, J., Aldama, B. D., Rodríguez, G., Aguilar, L. A., & Ayala, M. (2013). Structural health monitoring of an instrumented building in Mexico with

accelerometers and GPS sensor. *The 6th International Convergence on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure. Hong Kong.*

Murià Vila, D., Camargo, J., Rodríguez, G., & Galván, P. (2016). Desplomos y respuesta sísmica de un edificio alto. *XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Mérida, Yucatán.

Murià Vila, D., Zárate, G., Pérez, K., Arnau, O., & Zalvalza, Y. (2016-2). *Determinación de las propiedades mecánicas de los concretos de la torre del Centro Cultural Universitario Tlatelolco*. Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

NMX-C-128-1997-ONNCCE. (1997). *Industria de la Construcción - Concreto Sometido a Compresión - Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson*. DF: Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.

NTC-Concreto. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. México DF: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

NTC-Criterios y acciones. (2004). *Normas Técnicas Complementarias - Criterios y acciones para el criterio estructural de las edificaciones*. México, DF: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

NTC-Mampostería. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Mexico DF: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

NTC-Sismo. (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo del reglamento de construcciones para el Distrito Federal*. México DF: Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal.

NZS-3101-2. (2006). *Concrete Structures Standard - Commentary*. New Zealand: Standards Council.

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. EUA: John Wiley & Sons, Inc.

PEER/ATC-72-1. (2010). *Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings*. California, USA.

Servicio Sismológico Nacional. (2015). (Instituto de Geofísica, UNAM) Recuperado el 2016, de <http://www.ssn.unam.mx/>

SRE. (1963). Planos originales del edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores. DF, México.

SRE. (1986). Planos de reparaciones de la Secretaría de Relaciones Exteriores. DF, México.

SRE. (1987). Planos de recimentación de la Secretaría de Relaciones Exteriores. DF, México.

SRE. (2009). Planos de restructuración de la torre CCUT. DF, México.

Torres, J. C. (2013). *Respuesta sísmica elástica e inelástica del edificio de la torre mayor del Centro Cultural Universitario Tlatelolco. Tesis de Maestría.* Instituto de Ingeniería. México, DF: UNAM.