

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**Calibración del modelo analítico del edificio
"Torre Uno Paseo Colón" con base en resultados
experimentales de análisis modal operacional**

Trabajo Final de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Alejandro Carranza Neurohr B71652

Director de Proyecto de Graduación:

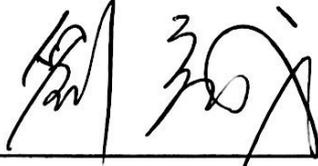
Ing. Yi Cheng Liu Kuan, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

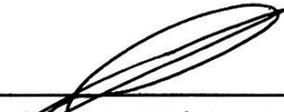
San José, Costa Rica

Noviembre, 2021

"Este Trabajo Final de Graduación fue aceptado por los miembros del Tribuna de graduación de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, como requisito parcial para optar por el grado de licenciatura en Ingeniería Civil"



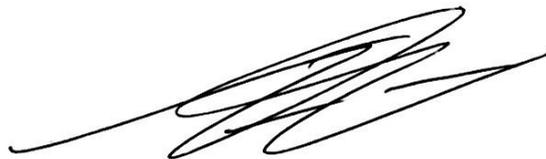
Ing. Yi Cheng Liu Kuan, M.Sc.
Director del TFG



Ing. Diego Antonio Hidalgo Leiva, Ph.D.
Asesor del TFG



Ing. Allan Leal Calderón
Asesor del TFG



Alejandro Carranza Neurohr
Candidato

Derechos de propiedad intelectual

Fecha: 2021, noviembre, 24.

El suscrito, Alejandro Carranza Neurohr, cédula 1-1677-0189, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B71652, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación "Calibración del modelo analítico del edificio 'Torre Uno Paseo Colón' con base en resultados experimentales de análisis modal operacional", bajo la dirección del Ing. Yi Cheng Liu Kuan, M.Sc., quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Los derechos de propiedad intelectual de este trabajo quedan regidos por el artículo 59, el artículo 60, el artículo 61 y el artículo 62 del Reglamento General del Trabajo Final de Graduación en la Universidad de Costa Rica (aprobada en la sesión N.º 5736, artículo 2, del jueves 27 de junio de 2013), garantizando su utilización para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Alejandro Carranza Neurohr

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos No 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); "*no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales*". Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A mis padres por haberme formado como la persona que soy, por ser los promotores de mis sueños y futuro, por todo el sacrificio y esfuerzo que han realizado para darme la oportunidad de recibir una excelente educación, y por enseñarme a valorar el privilegio de esta oportunidad que me han brindado.

Agradecimientos

A la familia por la constancia y el apoyo a lo largo de estos años.

A Yi Cheng Liu Kuan, Diego Hidalgo Leiva, y Allan Leal Calderón por el conocimiento y trabajo aportado para guiarme en todo el proceso de Graduación.

A mis amigos de carrera con los que compartí todos estos años de estudio, a quienes les deseo muchos éxitos en sus futuras carreras profesionales y en sus vidas.

A la UCR y la Escuela de ingeniería Civil, por la educación y la oportunidad de ser parte de esta gran institución por 5 años de carrera.

Carranza Neurohr, Alejandro

Calibración del modelo analítico del edificio "Torre Uno Paseo Colón" con base en resultados experimentales de análisis modal operacional

Proyecto Final de Graduación – Ingeniería Civil – Departamento de Ingeniería Estructural
San José, Costa Rica

Resumen

Esta investigación consiste en la calibración del modelo analítico de "Torre Uno Paseo Colón" con base en los resultados experimentales de análisis modal operacional medidos por Vásquez (2020).

Para esto, se ajustaron los parámetros de masa y rigidez del modelo de diseño con el fin de obtener un modelo calibrado que asemeje el comportamiento modal operacional en términos de la magnitud de los periodos y las formas modales de los distintos modos.

Con respecto a los parámetros de masa, se ajustaron las cargas permanentes y temporales a valores más representativos de la realidad de la estructura en condición operacional. En términos de la rigidez este parámetro se calibró mediante la consideración del aporte de rigidez de los elementos no estructurales como la fachada y las divisiones livianas internas, se ajustó el factor de reducción del momento de inercia de las vigas de la estructura, se despreció el efecto P-delta, y se calibró el módulo de elasticidad del concreto con base en las pruebas de laboratorio de cilindros de concreto realizadas durante la etapa constructiva y la consideración teórica de que el módulo de elasticidad más representativo es el tangente inicial y no el secante para una condición operacional.

Asimismo, se estudió las implicaciones de la calibración realizada con respecto al cálculo de la demanda sísmica según el CSCR 10/14.

Conceptos clave:

Calibración de modelo analítico; Parametrización de masa y rigidez; Análisis modal estructural; Análisis MAC; Edificios altos; Demanda sísmica

Índice General

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación	1
1.1.1. Problema Especifico	1
1.1.2. Importancia	2
1.1.3. Antecedentes Teóricos y Prácticos del Problema.....	3
1.2. Objetivos.....	5
1.2.1. Objetivo General.....	5
1.2.2. Objetivos Especifico	5
1.3. Delimitación del problema.....	6
1.3.1. Alcance.....	6
1.3.2. Limitaciones	7
1.4. Metodología.....	7
1.4.1. Fase I: Recopilación de antecedentes	7
1.4.2. Fase II: Aplicación de los parámetros de diseño del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) en el modelo analítico.....	8
1.4.3. Fase III: Calibración del modelo analítico según el comportamiento dinámico modal operacional.....	8
1.4.4. Fase IV: Preparación del informe técnico	9
2. MARCO TEÓRICO	11
2.1. Conceptos base de dinámica de estructuras.....	11
2.1.1. Modelo dinámico lineal	11
2.1.2. Modos de vibración de una estructura	13
2.1.3. Módulo de elasticidad del concreto	15
2.1.4. Centro de masa sísmica y centro de rigidez.....	17
2.1.5. Método directo de la rigidez.....	17
2.1.6. Efecto P-Delta	18
2.2. Criterio de garantía modal (MAC).....	20
2.3. Cargas	20
2.3.1. Carga Permanente o Muerta (CP).....	20
2.3.2. Carga Temporal o Viva (CT)	21
2.3.3. Carga Sísmica.....	21
2.4. Flujo de cargas laterales	22

2.4.1.	Método Estático.....	22
2.4.2.	Método Dinámico.....	24
3.	RESULTADOS MODALES OPERACIONALES.....	26
4.	MODELACIÓN DEL EDIFICIO "TORRE UNO PASEO COLÓN".....	32
4.1.	Descripción del edificio	32
4.2.	Consideraciones de modelación	33
4.3.	Asignación de cargas.....	36
4.3.1.	Asignación de las cargas permanentes.....	36
4.3.2.	Asignación de las cargas temporales	37
4.4.	Modelo de diseño y resultados dinámicos	38
4.4.1.	Modelo de diseño	38
4.4.2.	Resultados modales	38
5.	CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO CON BASE EN LOS RESULTADOS OPERACIONALES.....	42
5.1.	Calibración de las cargas asignadas	42
5.1.1.	Calibración de las cargas permanentes	42
5.1.2.	Calibración de las cargas temporales.....	43
5.1.1.	Calibración de la masa sísmica.....	44
5.2.	Calibración de la rigidez.....	46
5.2.1.	Aporte de rigidez de los elementos no estructurales.....	46
5.2.2.	Reducciones del momento de inercia.....	49
5.2.3.	Efecto P-delta.....	49
5.2.4.	Módulo de elasticidad del concreto.....	49
5.3.	Otros parámetros estudiados.....	52
5.3.1.	Modelación de las escaleras.....	52
5.3.2.	Modelación de las vigas de acople como elementos tipo "cascaón"	53
5.3.3.	Aumento de las secciones debido a la sección transformada.....	55
5.4.	Resultados modales de la calibración del modelo	56
5.5.	Análisis comparativo entre los resultados dinámicos del modelo calibrado y los obtenidos experimentalmente	59
5.5.1.	Análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente	59
5.5.2.	Análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente	66
5.6.	Discusión de los resultados de la calibración.....	71

5.6.1. Masa	71
5.6.2. Rigidez	72
6. IMPLICACIONES DE LA CALIBRACIÓN EN EL CALCULO DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	74
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
7.1. Conclusiones.....	82
7.1.1. Calibración del modelo analítico	82
7.1.2. Implicaciones de la calibración en la determinación de la demanda sísmica ...	83
7.2. Recomendaciones	84
8. FUENTES DE INFORMACIÓN.....	86
9. APÉNDICE A.....	A1

Índice de Figuras

Figura 1.1. Edificios con el título de más altos en los últimos 50 años.	3
Figura 1.2. Diagrama de flujo de la metodología del trabajo a realizar.	10
Figura 2.1. Marco de cortante de dos niveles y las fuerzas que actúan sobre las dos masas.	11
Figura 2.2. Periodos y formas modales del edificio SAC (Edificio de 9 niveles en Los Ángeles).	15
Figura 2.3. Relación esquemática de esfuerzo-deformación para el concreto.	16
Figura 2.4 Edificio con excentricidad.	17
Figura 2.5. Efecto P-Delta	19
Figura 2.6. Respuesta idealizada de una estructura de un nivel con y sin el efecto P-Delta.	19
Figura 2.7. Cargas temporales unitarias mínimas.....	21
Figura 2.8. Objetivos de desempeño según importancia.....	23
Figura 2.9. FED para sitio de cimentación S_3 , zona sísmica III, y ductilidad global asignada de 2.0.....	23
Figura 3.1. Nomenclatura utilizada para la descripción de los modos de vibración.	26
Figura 3.2. Vista en planta de la distribución de los acelerógrafos.....	27
Figura 3.3. Vista en altura de la distribución de los acelerógrafos.	27
Figura 3.4. Formas modales de los resultados obtenidos de la instrumentación móvil.....	30
Figura 3.5. Formas modales de los resultados obtenidos de la instrumentación permanente.	31
Figura 4.1. Complejo Torres Paseo Colón	32
Figura 4.2. Distribución de la planta típica.	33
Figura 4.3. Planta típica del edificio modelada.....	38
Figura 4.4. Modelo de diseño.....	38
Figura 4.5. Formas modales del modelo de diseño.	40
Figura 5.1. Fachada del complejo de edificio Torres Paseo Colón.....	46
Figura 5.2. Distribución de la fachada y las paredes internas en la planta típica.	48
Figura 5.3. Sección de sistema de gypsum para pared liviana.....	49
Figura 5.4. Relación entre el f'_c real obtenidos de las pruebas de laboratorio y el f'_c de diseño.	50
Figura 5.5. Modelación de las escaleras para estudiar el efecto del k-bracing.....	52
Figura 5.6. Posición de escaleras dentro del segmento más rígido de la estructura.....	53
Figura 5.7. Modelación tipo "casarón" o tipo "barra" de las vigas de acople.....	54

Figura 5.8. Modelación tipo "cascarón" o tipo "barra" de las vigas de acople.....	55
Figura 5.9. Método de la sección transformada.	55
Figura 5.10. Formas modales del modelo calibrado.	58
Figura 5.11. Comparación del modo 1-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	61
Figura 5.12. Comparación del modo 1-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	61
Figura 5.13. Comparación del modo 1-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	62
Figura 5.14. Comparación del modo 2-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	62
Figura 5.15. Comparación del modo 2-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	63
Figura 5.16. Comparación del 2-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.....	63
Figura 5.17. Comparación del modo 3-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	64
Figura 5.18. Comparación del modo 4-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.	64
Figura 5.19. Comparación del modo 1-(Y) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.	67
Figura 5.20. Comparación del modo 1-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.....	68
Figura 5.21. Comparación del 1-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.....	68
Figura 5.22. Comparación del modo 2-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.....	69
Figura 6.1. Desplazamientos inelásticos debido al método dinámico.....	79
Figura 6.2. Desplazamientos inelásticos debido al método dinámico.....	80

Índice de Cuadros

Cuadro 2.1. Aceleración pico efectiva de diseño para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.	22
Cuadro 3.1. Comparación entre los resultados modales de Vásquez (2020).	26
Cuadro 3.2. Estimación del periodo según diferentes autores.	29
Cuadro 4.1. Factores de reducción de momento de inercia según ACI 318-19 (ACI, 2019)..	34
Cuadro 4.2. Factores de reducción de momento de inercia según Paulay y Priestley, 1992 .	34
Cuadro 4.3. Propiedades de los tipos de concretos modelados.	36
Cuadro 4.4. Carga permanente asignada para el modelo de diseño.	37
Cuadro 4.5. Resultados modales del modelo de diseño.	39
Cuadro 5.1. Cargas permanentes de entrepiso calibradas.	42
Cuadro 5.2. Calibración de la carga temporal.	44
Cuadro 5.3. Cambio de masa debido a la calibración.	45
Cuadro 5.4. Propiedades de la fachada de tablero de cemento.	47
Cuadro 5.5. Calibración del E_c con base en los ensayos de laboratorio.	51
Cuadro 5.6. Calibración del módulo de elasticidad contemplando el módulo de elasticidad tangencial inicial.	51
Cuadro 5.7. Periodos [s] de los modelos de las diferentes calibraciones realizadas.	57
Cuadro 5.8. Resultados del análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente.	60
Cuadro 5.9. Resultados del análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación móvil.	67
Cuadro 6.1. Calibración realizada para los diferentes modelos.	75
Cuadro 6.2. Implicaciones de la calibración al coeficiente sísmico y cortante basal del Método Estático.	76
Cuadro 6.3. Comparación del cortante basal sísmico debidas al Método Dinámico.	78
Cuadro 9.1. Información adicional de la estructura del modelo calibrado en condición operacional.	A1
Cuadro 9.2. Resultados modales de la calibración de la masa permanente de la estructura.	A2
Cuadro 9.3. Resultados modales de la calibración de la masa permanente y temporal de la estructura con una fracción sísmica de 1.0 de la carga temporal.	A2
Cuadro 9.4. Resultados modales de la calibración de las inercias de las vigas.	A3
Cuadro 9.5. Resultados modales de la calibración de la fachada y las divisiones internas. ...	A3
Cuadro 9.6. Resultados modales de la calibración sin tomar en cuenta P-delta.	A4

Cuadro 9.7. Resultados modales de la calibración del E_c con un aumento del 15%.....	A4
Cuadro 9.8. Resultados modales de la calibración del E_c con un aumento del 30%.....	A5
Cuadro 9.9. Resultados modales del modelo calibrado en condición operacional.	A5
Cuadro 9.10. Resultados modales de la calibración de la rigidez en condición sísmica.....	A6
Cuadro 9.11. Resultados modales de la calibración de la masa en condición sísmica.	A6
Cuadro 9.12. Resultados modales de la calibración bajo condición sísmica.	A7
Cuadro 9.13. Formas modales fundamentales y secundarias del modelo calibrado alineadas a la instrumentación permanente.	A8
Cuadro 9.14. Formas modales del tercer y cuarto grado del modelo calibrado alineadas a la instrumentación permanente.....	A9

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

1.1.1. Problema Especifico

La ingeniería estructural consiste en la conceptualización de estructuras y elementos capaces de resistir fuerzas con la finalidad de proteger la vida humana durante un periodo de utilidad establecido. La complejidad de las estructuras y las fuerzas a las que se le somete, conlleva a la necesidad de elaborar modelos durante la etapa de diseño que representen su comportamiento. Además, a nivel nacional, se han desarrollado una serie de parámetros de diseño que delimitan los modelos para así estandarizar los procesos y alcanzar los objetivos de desempeño de las estructuras. Estos parámetros están definidos en el Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014 (CSCR 10/14) (CEFIA, 2016).

Las labores de la ingeniería estructural no concluyen posterior a la construcción de las edificaciones ya que aspectos como el monitoreo y mantenimiento deben persistir para asegurar el comportamiento correcto de las estructuras y evaluar su condición posterior a eventos sísmicos significativos. De hecho, esto es una de las suposiciones generales de la sección 1.4 del CSCR 10/14 (CEFIA, 2016). La herramienta principal utilizada por los ingenieros a cargos de estas labores es la inspección y evaluación cualitativa de la salud de las estructuras que usualmente es realizada mediante inspecciones visuales. Por lo tanto, existe una deficiencia en el estudio cuantitativo del bienestar de las estructuras.

Sin embargo, instituciones como el Laboratorio de Ingeniería Sísmica (LIS) de la Universidad de Costa Rica (UCR), han instrumentado acelerógrafos permanentes en una serie de edificaciones con el fin de generar los insumos necesarios para realizar un monitoreo cuantitativo y continuo de estas estructuras una vez erigidas. Esto les ha permitido a autores como Esquivel y Schmidt (2016) y Vásquez (2020), publicar resultados con respecto a los parámetros modales operacionales de distintas estructuras. Además, se ha desarrollado la metodología de calibración de modelos analíticos con base en los parámetros modales operacionales, la cual permite auxiliar el estudio de las estructuras y verificar su funcionamiento de manera cuantitativa durante la etapa operativa. Estos modelos funcionan como parámetro importante en el estudio de las estructuras posterior a eventos sísmicos o cargas anormales para evaluar posibles daños. Asimismo, los modelos calibrados permiten

mejor la comprensión del comportamiento dinámico de las estructuras y validar los supuestos de diseño.

El presente trabajo de investigación pretende calibrar el modelo analítico del edificio "Torre Uno Paseo Colón" con base en los resultados experimentales operacionales obtenidos por Vásquez (2020). Además, mediante una comparación entre el modelo calibrado y el modelo de diseño sujeto a lo establecido en el CSCR 10/14 (CFIA, 2016), se pretende evaluar los diferentes parámetros de diseño y dar a conocer sus efectos en la estimación de la demanda y desempeño sísmico.

1.1.2. Importancia

La densificación poblacional en las últimas décadas de San José, la capital de Costa Rica, ha generado problemáticas en el ordenamiento territorial. Una de las soluciones que ha surgido como tendencia en el siglo XX es la construcción vertical con el fin de maximizar el aprovechamiento territorial. Evidencia de esto es que, desde la inauguración del Edificio del Banco Nacional de Costa Rica en 1982 con una altura de 80 m, no fue sino hasta el 2013, tres décadas después, que se elevó una edificación de mayor altura. Este edificio es "Torre Uno Paseo Colón" con una altura de 97 m. Desde entonces, una serie de edificios residenciales, de hoteles, y de oficinas han modificado el paisaje de la capital. Entre ellos, se puede destacar "Torre Dos Paseo Colón", inaugurado en el 2015 con una altura de 101m. Además, en el año 2019 se presentó una aceleración importante en la cantidad de edificios altos inaugurados con los casos de "URBN Escalante", con 94 m de altura, "Edificio Nest Freses", con 80 m de altura, "Torres Uno Los Yoses", con 79m de altura, y el edificio "iFreses Aparta-Studios" con 73m de altura, y que a la fecha son parte de los 10 edificios más altos del país. Adicionalmente, en el 2021 se inauguró "Leumi Business Center" que con sus 140m de altura se destaca como la edificación más alta en el país. La Figura 1.1 presenta los edificios que tuvieron el título de más altos en los últimos 50 años.

Con esta nueva alza en la construcción vertical, nace la importancia del estudio de los parámetros de rigidez y masa sísmica de diseño presentes en el CSCR 10/14 (CEFIA, 2016) con el fin de verificar la compatibilidad con el comportamiento y a realidad constructiva de estas estructuras. Además, gracias a la instrumentación implementada por instituciones como la LIS, el monitoreo a tiempo real de las edificaciones es una realidad que debe ser

aprovechada para desarrollar los estudios cuantitativos del funcionamiento de las estructuras posterior a su construcción.

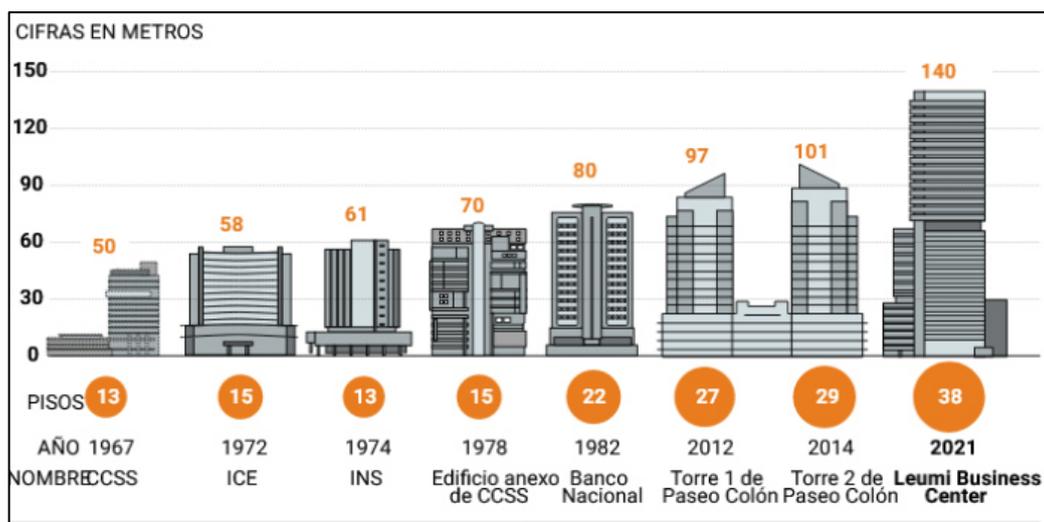


Figura 1.1. Edificios con el título de más altos en los últimos 50 años.

Fuente: República Inmobiliaria, 2020.

1.1.3. Antecedentes Teóricos y Prácticos del Problema

El monitoreo de salud estructural (MSE) (Structural Health Monitoring en inglés) es un sistema de la ingeniería cuyo propósito es identificar y evaluar cuantitativamente el estado de las estructuras y sus posibles daños. Esto ya que los materiales utilizados en la construcción se degradan con el paso tiempo y con la exposición a distintas amenazas naturales (Cheng, 2018). Por lo tanto, el MSE permite complementar el estudio cualitativo de las inspecciones con métodos cuantitativos y continuos de las estructuras.

Farren y Warren (2007), mencionan que el MSE cada vez se ha hecho más predominante en la ingeniería debido a las mejoras tecnológicas de los instrumentos de recolección de datos y los métodos de procesamiento de datos. Además, la aplicación de MSE en países como Japón, Estados Unidos, China y Nueva Zelanda, ha sido significativa en estructuras de puentes, edificios y represas (Abdel-Basset, 2014). Esto bajo la premisa de que el monitoreo provee la información necesaria para la realización de un mantenimiento adecuado para maximizar la vida útil de las estructuras, resultando en la protección de la vida humana y beneficios económicos importantes.

A nivel nacional, el LIS ha instrumentado 15 edificios y un número importante de puentes. Específicamente, se utilizan acelerógrafos cuyas lecturas se pueden acceder en tiempo real y describen las aceleraciones de las estructuras. Como herramienta para el MSE, la metodología de calibración de modelos analíticos se ha presentado en estructuras de puentes. Específicamente se pueden destacar trabajos de investigación por Montalto (2016) con el puente sobre el río Tenorio en la Ruta Nacional 1, Garita (2016) con el puente sobre el río Grande en la ruta Nacional No. 27, y Duran (2018) quien trabajo con el puente sobre la quebrada Salitral en la Ruta Nacional No. 27, el puente sobre el río Ciruelas en la Ruta Nacional No. 27, y los puentes Norte y Sur sobre el río Virilla en la Ruta Nacional No. 3. Asimismo, la Unidad de Puentes de LANAME ha realizado trabajos similares y en el 2019 publicó el informe LM-PIE-UP-I01-2019 donde, mediante la calibración de los modelos analíticos, analizaron el comportamiento dinámico de distintos puentes (Lui-Kuan et. al., 2019).

Con respecto a estructuras de edificios, Esquivel y Schmidt (2016), publicaron un artículo donde se presentaron los resultados de la identificación modal de 3 edificios de concreto reforzado. Esta investigación utilizó como insumo principal los datos provenientes de los acelerógrafos permanente de la LIS. Uno de estos edificios es "Torre Uno Paseo Colón" que será la estructura en estudio del presente trabajo. Asimismo, Vásquez (2020) realizó un análisis modal de esta misma estructura mediante métodos de identificación en dominio del tiempo y la técnica de sensores ambulantes que permiten recopilar más información espacial en cuanto a las formas modales, para así definir su comportamiento dinámico operacional. Este estudio complementó muchos los datos provenientes de la instrumentación permanente del edificio con la técnica de acelerógrafos móvil o ambulantes, y comparó los resultados presentados por Esquivel y Schmidt (2016).

Cabe resaltar que actualmente a nivel nacional solamente se presenta tres antecedentes en donde se calibró un modelo analítico para una estructura. El primer caso es el de Vásquez (2020), quien aplicó esta metodología en el edificio de Ciencias Sociales de la UCR. Asimismo, Cordero (2017) calibró el modelo estructural del Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad. Finalmente, Vásquez (2018) realizó la calibración de un modelo analito con base en mediciones ambientales en una vivienda unifamiliar de dos niveles de mampostería. Sin embargo, este proceso sí se ha realizado a nivel internacional en con más frecuencia. Se puede destacar el caso de Torre Cantón, ubicada en Guangzhou, China, como

el punto de referencia clásico tanto para SHM como para la calibración de modelos de edificios con base en condiciones operacionales (Lei et. al., 2012). Lei et. al. (2012), identificaron que las condiciones operacionales diferían en un 11.05% con las del modelo analítico de la estructura, por lo que realizaron la tarea de calibrar el modelo mediante una actualización de la matriz de rigidez, tomando como referencia los datos recolectados de la condición operacional. De igual manera, Kim y Yu (2009) y Kim y Kim (2014), realizaron la calibración del modelo analítico de 3 y 6 edificios altos respectivamente, con la finalidad de interpretar la respuesta operacional de las estructuras ante la abatida del viento. En ambos estudios se realizó una calibración de la rigidez de la estructura del modelo analítico ya que tenía periodos mayores en un 24% y 47% respectivamente, que las condiciones medias in situ. Kim y Kim (2014), especifica que el aumento de la rigidez es debido a un aumento del módulo de elasticidad del concreto, el aporte de rigidez de elementos no estructurales, el aporte de rigidez flexional de las losas rígidas, y la rigidez de los nudos. Asimismo, Bronkrost (2018) en su estudio de vibraciones inducidas por el viento y el amortiguamiento asociado en edificios altos, determino que, para los 5 edificios en estudio, el modelo analítico tenía periodos mayores que los operacionales por un factor de 1.4 a 2.3. Esta discrepancia fue atribuida a la predicción incorrecta de la rigidez y/o de la masa de la estructura en la etapa de diseño. Adicionalmente, se determinó que, para la calibración de estos modelos, se tenía que incrementar significativamente la rigidez flexional por un factor de 4 a 5, reducir la masa por un factor de 2 a 4, o bien modificar ambos parámetros al mismo tiempo lo cual aún requiere una modificación por un factor de 2 o más de ambos parámetros.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Calibrar el modelo analítico del edificio "Torre Uno Paseo Colón" con base en resultados experimentales de análisis modal operacional, para el estudio de su comportamiento dinámico y evaluación de los parámetros de diseño.

1.2.2. Objetivos Especifico

- Parametrizar el modelo analítico con las estipulaciones de diseño establecidos en el CSCR 10/14.
- Calibrar el modelo analítico del edificio "Torre Uno Paseo Colón" con base en los resultados experimentales operacionales.

- Comparar los parámetros de diseño de masa y rigidez del CSCR 10/14 con los del modelo calibrado con base en los resultados experimentales operacionales.
- Evaluar las posibles implicaciones del uso de los parámetros de diseño del CSCR 10/14 con base en el modelo calibrado.

1.3. Delimitación del problema

1.3.1. Alcance

En este trabajo de investigación se realizó una parametrización del modelo analítico básico de "Torre Uno Paseo Colón" con base en los parámetros de diseño del CSCR 10/14 (CFIA, 2016). El modelo básico fue proveído por la firma IECA Internacional S.A., quienes fueron los responsables del diseño e inspección estructural de esta edificación. Posteriormente, se realizó una calibración del modelo con base en los resultados modales operacionales (entendiéndose como los periodos naturales y formas modales) obtenidos de manera experimental por Vásquez (2020). En este trabajo, no se realizaron mediciones o procesamiento de datos provenientes de la LIS u otra instrumentación. Específicamente se calibró los periodos y formas modales de los principales modos de oscilación operacionales mediante un ajuste de los parámetros de masa y rigidez de la estructura.

Con respecto a la masa, se verificó que las cargas temporales y permanentes modeladas asemejen las condiciones reales de la estructura. Por su parte, para la calibración de la rigidez, se verificó que distintos aspectos del modelaje también concuerden con las condiciones operacionales. Por ejemplo, se estudió las reducciones de inercia descritas en la sección 8.1.3 del CSCR 10/14 (CFIA, 2016), el aporte de rigidez de elementos no estructurales, y la calibración del módulo de elasticidad del concreto. Posteriormente, se analizó las diferencias entre los modelos y se obtuvo conclusiones con respecto a los parámetros de diseño presentes en el CSCR 10/14 (CFIA, 2016).

Finalmente, se ofrecieron recomendaciones para futuros trabajos a raíz de lo discutido. Estas recomendaciones van orientadas a la implementación del método de calibración y las conclusiones con respecto a los parámetros de diseño estudiados.

1.3.2. Limitaciones

La calibración del modelo se realizó únicamente para una estructura. Esto significa que no es posible obtener una justificación estadística de los resultados en referencia a los parámetros de diseño del CSCR 10/14 (CFIA, 2016).

La validez del modelaje está sujeto a la concordancia con lo construido y lo visto en planos. Hay que considerar que las propiedades y geometría de los materiales no son necesariamente iguales que como se describen en los planos. Para controlar esta limitación se realizó un estudio de los informes de inspección registrados y las pruebas de laboratorio realizadas a los materiales. Se destaca que las pruebas de laboratorio son representativas de las condiciones durante la construcción y no durante la toma de datos experimental realizada por Vásquez (2020).

Asimismo, como fue demostrado por Vásquez (2020), los periodos y modos de oscilación pueden variar con el tiempo o ante diferentes condiciones ambientales sin necesidad de que la estructura sea sometida a una sacudida sísmica significativa. Esto quiere decir que la calibración realizada está específicamente asociada a las condiciones modales obtenidas por Vásquez en el día de la medición.

Finalmente, no se pudo realizar verificaciones de las masas permanentes añadidas de la edificación ya que estas se encuentran en propiedad privada y no se tiene acceso a ellas. Por lo tanto, se tuvo que inferir esta información según lo establecido en los planos arquitectónicos y criterios ingenieriles.

1.4. Metodología

El trabajo de investigación consta de cuatro fases principales que se describen en esta sección. Además, la Figura 1.2 ilustra el diagrama de flujo que resume las cuatro fases.

1.4.1. Fase I: Recopilación de antecedentes

La primera fase de este trabajo de investigación consta de una recopilación de antecedentes.

Primeramente, se investiga acerca de los fundamentos de modelaje de estructuras y del método de rigidez directa. Esto ya que permite entender el razonamiento detrás del modelo

que fue suministrado por IECA Internacional y también el método de cálculo que utiliza ETABS para solucionar el problema dinámico y el análisis modal de la estructura.

Se realiza una recopilación de antecedentes con respecto a los fundamentos de los parámetros modales. Esto con el fin de entender a fondo los parámetros dinámicos como son los periodos fundamentales y modos de oscilación que describen el movimiento de las estructuras.

Posteriormente, se analiza los modelos, planos estructurales, informes de inspección y las pruebas de laboratorio, suministradas por IECA Internacional, con el fin de corroborar la geometría y materiales de la edificación.

Finalmente, se realiza un análisis bibliográfico de las condiciones dinámicas operacionales del edificio. Esto específicamente del trabajo final de graduación del Ing. Steven Vásquez (2020).

1.4.2. Fase II: Aplicación de los parámetros de diseño del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) en el modelo analítico.

La segunda fase consiste en aplicar los parámetros de diseño del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) en el modelo analítico suministrado por IECA Internacional. Esto resulta en un modelo base con condiciones de diseño. De este modelo se obtienen los periodos fundamentales del edificio y sus formas modales que fungirán como punto de inicio en la calibración y comparación posterior.

1.4.3. Fase III: Calibración del modelo analítico según el comportamiento dinámico modal operacional.

La tercera fase consiste en calibrar el modelo analítico según el comportamiento dinámico operacional. Esto se realiza mediante ajustes fundamentados bajo criterios teóricos y prácticos de aspectos del modelado como el uso de diferentes elementos o la incorporación o exclusión de elementos estructurales que por consideraciones de diseño se incluyeron o excluyeron, con el fin de asemejar las condiciones operacionales obtenidas por Vásquez (2020). Además, para cada alteración del modelo base, se realiza un registro del cambio en el comportamiento dinámico de la estructura para su posterior análisis.

1.4.4. Fase IV: Preparación del informe técnico

Habiendo concluido las Fases II y III, se procederá al análisis de los resultados. Específicamente, se realizará un análisis comparativo mediante la metodología del criterio de garantía modal o MAC (Modal Assurance Criterion en inglés), que es una correlación de las formas modales para corroborar la calibración realizada. Asimismo, se cuantificará las implicaciones de la calibración con respecto al cálculo de la demanda sísmica según el CSCR 10/14 (CFIA, 2016). Posteriormente, se realizarán conclusiones de los hallazgos encontrados y se procederá a generar recomendaciones para futuros trabajos.

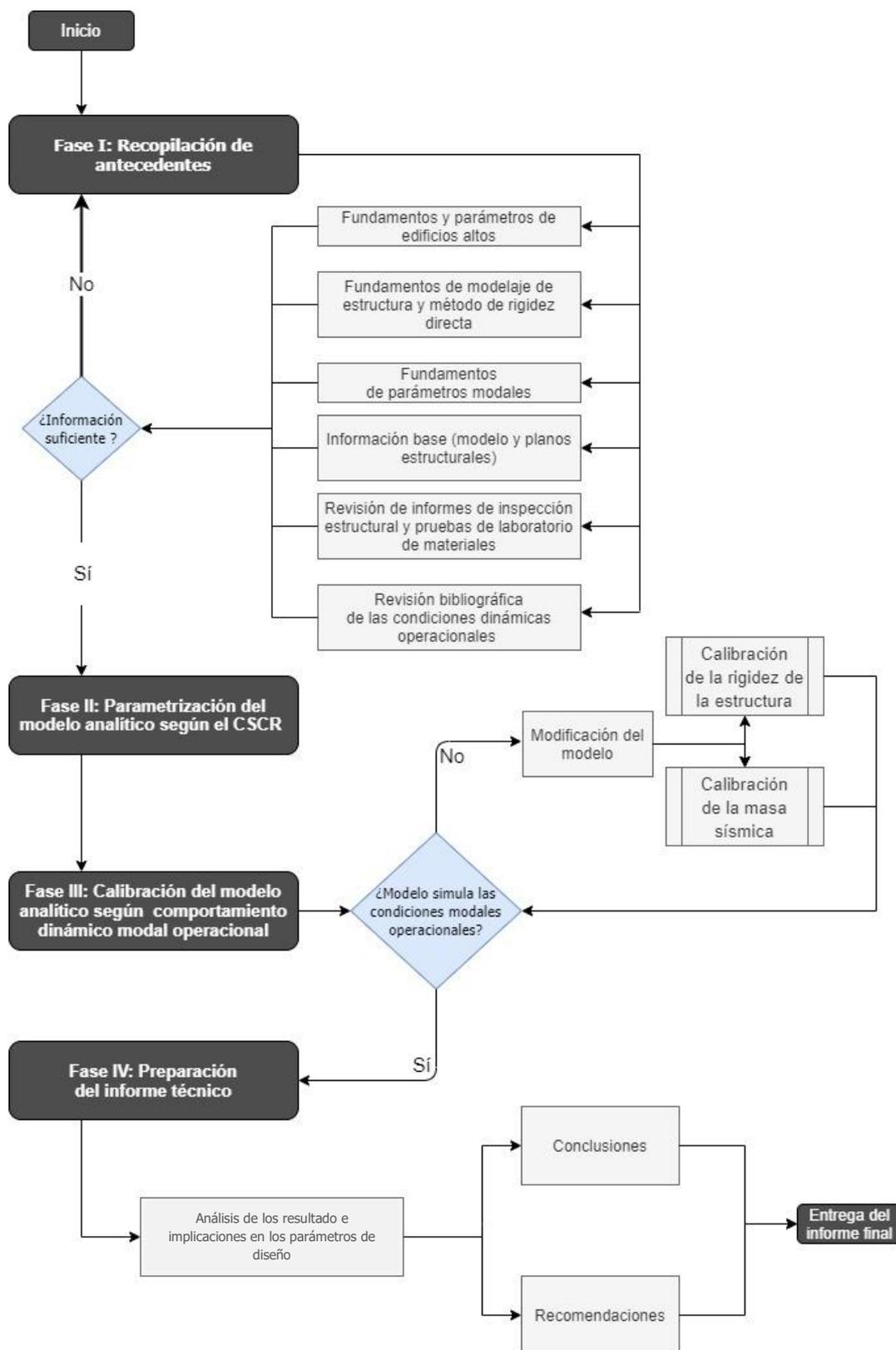


Figura 1.2. Diagrama de flujo de la metodología del trabajo a realizar.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Conceptos base de dinámica de estructuras

2.1.1. Modelo dinámico lineal

Según Chopra (2012), el comportamiento dinámico de una estructura puede ser representado mediante la ecuación de movimiento utilizando los conceptos básicos de la segunda ley de Newton. Esta ecuación involucra las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento de la estructura y como estas se relacionan con fuerzas internas que se generan cuando la estructura se ve expuesta a una fuerza externa, $P(t)$. Específicamente, las fuerzas internas son la fuerza inercial $m \ddot{u}$, asociadas a la aceleración de la masa, la fuerza restauradora elástica f_s , que relaciona la rigidez de la estructura con el desplazamiento, y la fuerza de amortiguamiento f_D , la cual relaciona el amortiguamiento de la estructura debido a la velocidad de la deformación.

Por ejemplo, una ecuación de movimiento se puede desarrollar para la estructura de marco de dos niveles que se puede observar en la Figura 2.1. Este modelo toma en cuenta la siguiente serie de suposiciones:

- Los sistemas de vigas y pisos son rígidos a la flexión.
- Se desprecian las deformaciones de las vigas y las columnas y el efecto de la fuerza axial sobre la rigidez de las columnas.
- Se asume una idealización de masa como concentrada en el centro de cada nivel.
- Se supone que la disipación de energía de la estructura es representada por un mecanismo de amortiguamiento viscoso lineal.
- El sistema tiene únicamente dos grados de libertad asociados a la masa m_1 y m_2 y sus respectivos desplazamientos laterales u_1 y u_2 .

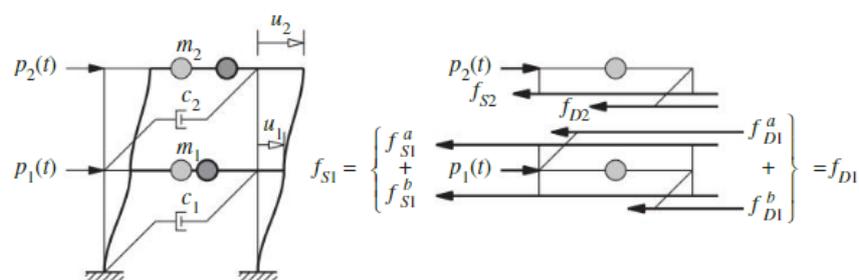


Figura 2.1. Marco de corte de dos niveles y las fuerzas que actúan sobre las dos masas.

Fuente: Chopra, 2012.

Como se puede observar en la Figura 2.1, la aplicación de la carga externa $p_1(t)$ sobre la masa m_1 genera las fuerzas en dirección opuesta f_{s1}^a y f_{s1}^b que corresponden a las fuerzas restauradoras elásticas de las columnas del primer y segundo nivel respectivamente. Asimismo, se generan las fuerzas f_{D1}^a y f_{D1}^b en dirección opuesta a $p_1(t)$ que corresponden a las fuerzas de amortiguamiento del primer y segundo nivel respectivamente. Por lo tanto, de la segunda ley de Newton se puede desarrollar la ecuación [1] par cada nivel j o de manera matricial en la ecuación [2].

$$p_j(t) - f_{sj} - f_{Dj} = m_j \ddot{u}_j \quad [1]$$

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_1 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \quad [2]$$

Adicionalmente, según Chopra (2012), la rigidez lateral de un sistema define la deformación que este tendrá ante fuerzas externas. Este parámetro tiene unidades de fuerza entre distancia y depende de la geometría y propiedades de los materiales que compone la estructura. Para un sistema lineal, la ecuación [3] representa este concepto para el ejemplo anterior.

$$f_s = k u \quad \text{ó} \quad \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad [3]$$

Donde:

- f_s = el vector de fueras restrauratoras elásticas
- k = la matriz de rigidez lateral del sistema
- u = el vector de desplazamientos lineales

Similarmente, para el caso de la fuerza interna debida al amortiguamiento se puede definir una ecuación lineal. Esta toma el amortiguamiento que actúa sobre la masa y lo relaciona con la velocidad a la cual se desplaza dicha masa. Este comportamiento se representa en la [4].

$$f_D = c \dot{u} \quad \text{ó} \quad \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \quad [4]$$

Donde:

- f_d = el vector de fueras restrauratora del amortigamiento
- c = la matriz de amortiguamiento lateral del sistema

- \dot{u} = el vector de velocidades de la deformación resultante lineal.

De las ecuaciones [2], [3] y [4] se puede formular la ecuación matricial [5] que representa dos ecuaciones diferenciales ordinarias que gobiernan los desplazamientos $u(t)_1$ y $u(t)_2$ debido a las fuerzas externas $p(t)_1$ y $p(t)_2$. Además, cada ecuación contiene las incógnitas u_1 y u_2 por lo que están acopladas y se pueden resolver de manera simultánea para obtener la solución del sistema.

$$p(t) = m\ddot{u} + c\dot{u} + ku \quad [5]$$

Es importante destacar que la solución de la ecuación [5] es un problema de valores y vectores propios (Eigen-vector and eigen-values en inglés) descrita por la ecuación [6] donde la matriz de identidad I corresponde a la matriz de masa m , y los valores propios λ son equivalentes a la frecuencia natural circular ω_n^2 . Además, la matriz A corresponde a la matriz de rigidez k del sistema, y los vectores propios x son los vectores a de la solución que representan las formas modales (Liu Kuan, 2021).

$$Ax = \lambda Ix \rightarrow (A - \lambda I)x = 0 \quad [6]$$

Esto quiere decir que de la ecuación de movimiento se puede obtener características dinámicas de la estructura como la frecuencia natural circular y las formas modales asociadas a la cantidad de grados de libertad del problema inicial (Liu Kuan, 2021).

2.1.2. Modos de vibración de una estructura

El periodo fundamental (T_n) de una estructura se puede describir como el tiempo que dura dicha estructura en completar un ciclo de movimiento cuando está vibrando libremente. Además, este parámetro se puede definir en términos de la frecuencia natural circular (ω_n) y la frecuencia fundamental (f_n) cómo se observa en la ecuación [7] (Chopara, 2012).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n} \quad [7]$$

Como la cantidad de frecuencias naturales dependen de la cantidad de grados de libertad del sistema, los periodos también dependerán de dicha cantidad considerados en el modelo. Esto quiere decir que un sistema con más de un grado de libertad en cada dirección tendrá asociado un periodo fundamental y periodos secundarios o superiores.

Las formas modales de los distintos periodos representan la forma característica de movimiento o deformación de las estructuras asociadas a ese periodo específico. Según Rytter (1993), estas formas modales pueden ser de mucha utilidad para la calibración de modelos. Esto ya que permiten verificar que el perfil de desplazamiento de la estructura y el de los grados de libertad correspondientes del modelo sea compatible. Además, cualquier variación en las formas modales puede ser un indicador de daños en la estructura lo cual permite ser una herramienta importante en el MSE. La desventaja presente en la implementación de formas modales para la calibración de modelos, es la necesidad de instrumentar en más de un punto las edificaciones. Esto ya que se requiere conocer el movimiento en distintas elevaciones y posiciones en planta para poder desarrollar las formas modales generadas.

Por ejemplo, la Figura 2.2 presenta el modo fundamental y el segundo y tercer modo superior del edificio SAC en Los Ángeles, Estados Unidos representado por sus respectivos periodos y formas modales.

De la Figura 2.2 se puede apreciar que el periodo fundamental T_1 de la estructura presenta una curvatura simple o con un único punto de inflexión en la base de la estructura. Además, este periodo es el más largo. Posteriormente, el periodo T_2 es más corto que el T_1 y presenta una forma modal con curvatura doble o con un punto de inflexión en la base y otro en algún punto de la estructura. Finalmente, la tercera forma modal tiene el periodo T_3 que es el más corto de los mostrados, con una curvatura triple o con tres puntos de inflexión, uno en la base y otros 2 distribuidos en la altura de la edificación. Este comportamiento se puede extender de manera análoga a un mayor número de modos siempre y cuando estén asociados a un grado de libertad en el modelo analítico o modelo simplificado de la estructura.

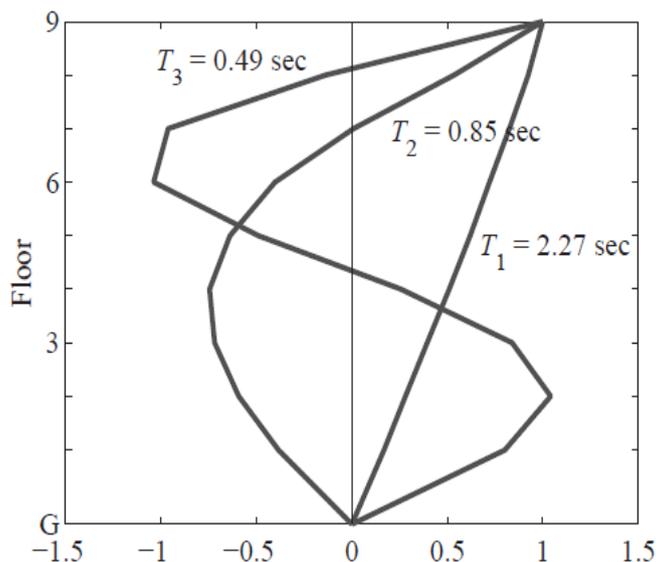


Figura 2.2. Periodos y formas modales del edificio SAC (Edificio de 9 niveles en Los Ángeles).

Fuente: Chopra, 2012.

En la realidad las estructuras son mucho más complejas al tratarse de sistemas de masa continua con infinitos grados de libertad. Por lo tanto, mediante simplificaciones como el modelo de masa concentrada, se logra reducir la cantidad de grados de libertad a un número finito que sea suficiente para representar el comportamiento dinámico del sistema. Además, se debe determinar cuáles y con cuántos modos de vibración, asociados a esos grados de libertad, son indispensables para reflejar el comportamiento dinámico real de los sistemas estructurales. El CSCR define que, para la implementación del método de análisis dinámico, se deberán considerar una cantidad de modos de tal manera que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos el 90% de la masa total para las sollicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal

2.1.3. Módulo de elasticidad del concreto

Según el ACI318-19 (ACI, 2019) el módulo de elasticidad secante de concreto E_c se define como la pendiente de la línea secante trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión del 45% de la resistencia a la compresión utilizando la curva de esfuerzo-deformación del concreto. Esta característica del concreto depende de variables como el tipo de agregado utilizado, los constituyentes del concreto, la dosificación de la mezcla, la adherencia entre la pasta y el agregado, y la edad del concreto. Para el cálculo de E_c el ACI318-19 (ACI, 2019) propone la ecuación [8] para valores del peso volumétrico entre 1440 kg/m³ y 2560 kg/m³:

$$E_c = w_c^{1.5} 0.43 \sqrt{f'_c} \quad [8]$$

Donde:

- w_c = el peso volumétrico del concreto [kg/m^3]
- f'_c = la resistencia específica a la compresión del concreto [MPa]

Además, para concretos de peso normal o pesos volumétricos de entre 2240 a 2400 kg/m^3 , se propone la ecuación [9] (ACI, 2019):

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad [9]$$

En la Figura 2.3 se puede observar el comportamiento del concreto y los diferentes módulos de elasticidad asociados a su comportamiento. Bamsforth et. al (2006), destacan que, como el concreto no es un material realmente elástico, la relación entre el esfuerzo y la deformación de los elementos no es completamente lineal. Por ende, es de importancia diferenciar entre el módulo de elasticidad secante el módulo de elasticidad tangente que realmente describe el comportamiento del concreto durante todo el proceso de carga. Adicionalmente, se muestra en la Figura 2.3 el módulo de elasticidad tangente inicial que describe la pendiente de la curva bajo esfuerzos iniciales o bajos (Mander et. al., 1988).

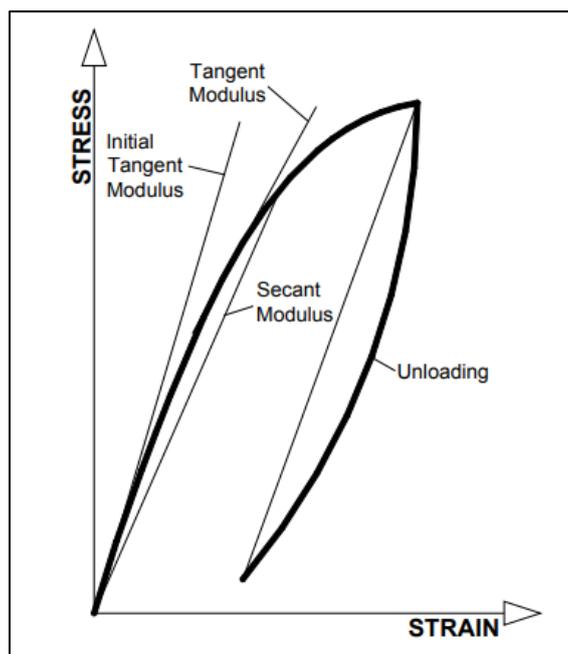


Figura 2.3. Relación esquemática de esfuerzo-deformación para el concreto.

Fuente: ERMCO, 2006.

2.1.4. Centro de masa sísmica y centro de rigidez

El centro de masa sísmica es el centro de gravedad de las cargas verticales de la planta de un edificio que se encuentran parcial o completamente adheridas a la estructura del edificio. El centro de rigidez es punto donde las fuerzas lateras resistentes actúan sin generar ningún tipo de rotación en la planta. Estos dos puntos en la planta de una estructura son de importancia ya que permite determinar la regularidad debido a la excentricidad o distancia entre los puntos. Esta excentricidad influenciará directamente en el movimiento rotacional de la estructura debido al efecto torsional generado por la aplicación de fuerzas en el centro de masa y la resistencia de la estructura centralizada en el centro de rigidez.

Como se puede apreciar en la Figura 2.4 una concentración de los elementos resistentes hacia una dirección puede generar desfases o excentricidades entre el centro de masa y centro de rigidez de la estructura.

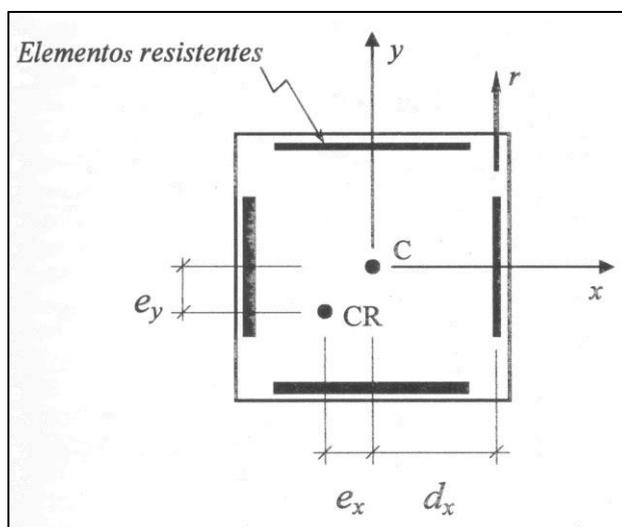


Figura 2.4 Edificio con excentricidad.

Fuente: López y Hernández, 2021.

2.1.5. Método directo de la rigidez

El método directo de la rigidez (DSM por sus siglas en inglés *Direct Stiffness Method*) es un método de análisis matricial que emplean la mayoría de los programas de estructuras como ETABS para resolver el sistema de ecuaciones que describen matemáticamente el modelo. Este método utiliza el concepto de la Ley de Hook ampliado a términos matriciales como se ve en la ecuación [10].

$$\bar{D} = \bar{K}^{-1} \bar{F} \quad [10]$$

Donde:

- \bar{D} = Matriz de desplazamientos que ocurren como resultado de aplicar el vector de carga a la estructura e incógnita del problema.
- \bar{K} = Matriz global de rigidez constituida por la suma de las contribuciones de los diversos elementos que conectan a un nudo.
- \bar{F} = Vector de carga aplicada

Además, el método se basa en los tres principios fundamentales de la Mecánica de Estructuras: la compatibilidad, el equilibrio y la linealidad y superposición. La compatibilidad se refiere a que las deformaciones se toman como continuas y tienen un único valor en cada punto. Por lo tanto, las deformaciones en los extremos de los elementos que concurren en un mismo nudo son idénticos para todos los elementos. El equilibrio se refiere a que tanto la estructura de manera global como todos elementos por aparte, están en equilibrio estático. El principio de linealidad y superposición se refiere a que los elementos se comportan proporcionalmente a la carga aplicada de manera que se valida la ley de Hooke y, por lo tanto, el desplazamiento o esfuerzo total en un punto puede determinarse sumando los desplazamientos o esfuerzos que ocasionan cada una de las cargas que actúan por separado (Camacho, 2012).

Específicamente con respecto a la rigidez, el método relaciona el movimiento o desplazamiento locales de los diferentes grados de libertad asociados a las fuerzas que actúan sobre los elementos finitos que pueden ser tipo "barra" ("frame" en inglés) o tipo "casca" ("Shell" en inglés). Posteriormente, se realiza una conversión de las coordenadas locales a las globales para así ensamblar la solución global del sistema. Estos elementos se les conoce como elementos finitos ya que el programa concentra las masas en los grados de libertad de forma puntual a manera de simplificar los elementos de masa continua que pretenden representar (CSI, 2017).

2.1.6. Efecto P-Delta

Los efectos P-Delta son efectos de segundo orden que satisfacen las ecuaciones de equilibrio de un sistema tomando en cuenta la geometría de la estructura deformada lateralmente. Por lo tanto, el efecto P-Delta causa no linealidad en el análisis de las estructuras. Como se puede observar en la Figura 2.5, el efecto P-Delta ocurre cuando se tiene un sistema sometido a compresión que se ve expuesto a cargas laterales que producen una deformación lateral. Esta deformación lateral hace que las cargas de compresión sean excéntricas por lo

que producen momentos adicionales que generan mayor desplazamiento. Esto por lo tanto se torna un proceso cíclico que puede representar la falla de pandeo en el elemento (Cordero, 2017).

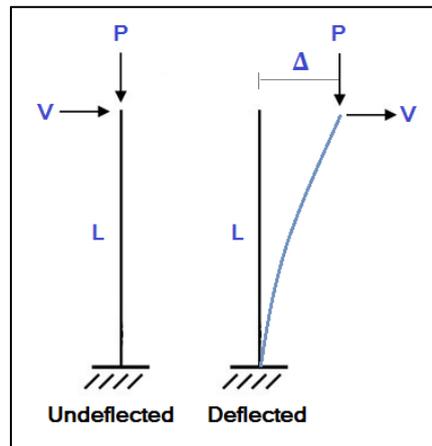


Figura 2.5. Efecto P-Delta

Fuente: Ingeniería SkyCiv, 2017.

Además, el efecto P-Delta genera reducciones de la capacidad a cortante y la rigidez lateral inicial del sistema como se ilustra en la Figura 2.6. Esto quiere decir, que el efecto tiende a incrementar la magnitud de los periodos naturales de la estructura, y a su vez, los desplazamientos de diseño (Heydarpour y Silva, 2018).

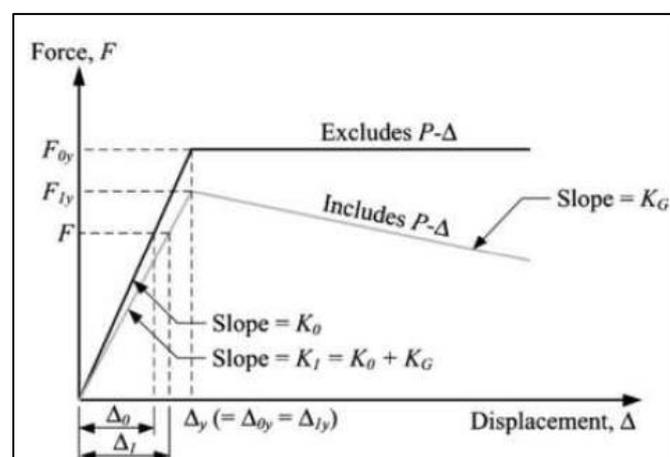


Figura 2.6. Respuesta idealizada de una estructura de un nivel con y sin el efecto P-Delta.

Fuente: ASCE/SEI 7-16 (ASCE/SEI, 2016).

2.2. Criterio de garantía modal (MAC)

El criterio de garantía modal MAC es un indicador estadístico que es sensible a diferencias grandes e insensible a diferencias pequeñas de las formas modales. Por lo tanto, es un buen indicador de la correlación entre las formas modales comparadas. El MAC se calcula mediante el producto escalar normalizado de dos vectores como se observa en la ecuación [11].

$$MAC(r, q) = \frac{|\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_x\}_q|^2}{(\{\varphi_A\}_r^T \{\varphi_A\}_r)(\{\varphi_x\}_q^T \{\varphi_x\}_q)} \quad [11]$$

Donde:

- $\{\varphi_x\}_q$ = la forma modal experimental en forma de vector del modo q.
- $\{\varphi_A\}_r$ = la forma modal del modelo analítico en forma de vector del modo r.
- $\{\varphi_x\}_q^T$ = el vector transpuesto de $\{\varphi_x\}_q$
- $\{\varphi_A\}_r^T$ = el vector transpuesto de $\{\varphi_A\}_r$

Adicionalmente, el MAC toma valores entre 0 y 1, donde 0 representa que no hay correlación y 1 que si hay una correlación consistente. Según Pastor (2012), valores de MAC mayores a 0.9 indican una correlación muy buena entre las dos formas modales.

2.3. Cargas

La asignación de cargas, a nivel nacional, está descrito en el capítulo 6 del CSCR 10/14 (CFIA, 2016). Este pretende describir las cargas y asignar estipulaciones mínimas para restringir los diseños. Internacionalmente, se puede destacar el ASCE 7-16 quien genera una descripción más a fondo de las diferentes cargas y por lo tanto puede ser un parámetro importante siempre que el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) no aplique.

2.3.1. Carga Permanente o Muerta (CP)

La carga permanente o carga muerta se puede desglosar en dos áreas principales; los pesos propios y las cargas muertas añadidas. Los pesos propios representan propiamente los elementos constructivos estructurales y no estructurales. Las cargas muertas añadidas consisten en los pesos de sistemas y componentes arquitectónicos, eléctricos y mecánicos que están unidos a la estructura.

2.3.2. Carga Temporal o Viva (CT)

La carga temporal o carga viva consiste en todas las fuerzas que no están unidas a la estructura y que no necesariamente estarán presentes permanentemente. El CSCR 10/14 (CFIA, 2016) presenta en la tabla 6.1 las cargas temporales unitarias mínimas según el destino del piso. En la Figura 2.7 se puede observar dicha tabla.

Destino del piso	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el *piso* para efectos de incrementar las cargas.

Figura 2.7. Cargas temporales unitarias mínimas.

Fuente: CSCR 10/14 (CFIA, 2016), Tabla 6.1.

Además, el ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI, 2016) "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures", define en la tabla 4.3-1 aspectos similares a los descritos en la Figura 2.7 pero con mucho más detalle y desglose.

2.3.3. Carga Sísmica

La carga sísmica consiste en la identificación de los porcentajes de participación de las cargas permanentes y temporales que se aceleran debido a la actividad sísmica. El CSCR 10/14 (CFIA, 2016) menciona que siempre debe ser considerada toda la carga permanente, pero, la carga temporal, no en todos los casos debe ser considerada en su totalidad. Específicamente, se definen fracciones mínimas de la carga temporal según el tipo de estructura. Para equipo o instalaciones fijas a la estructura se debe considerar la totalidad de la carga temporal. Para

las cargas temporales en bodegas se debe considerar como mínimo 25% de la total. Para cargas en edificios se debe considerar como mínimo 15% de la carga total. Finalmente, para cargas en azoteas, marquesinas y techos se puede desprestigiar en su totalidad la carga temporal para el cálculo de la carga sísmica.

2.4. Flujo de cargas laterales

Los sismos se traducen en fuerzas inerciales en las estructuras. Por lo tanto, las estructuras deben ser capaces de resistir y transmitir esa fuerza inercial de tal manera que se logren cumplir los objetivos de desempeño. Sin embargo, primeramente, se debe determinar la magnitud de estas fuerzas inerciales. El CSCR 10/14 (CFIA, 2016) introduce distintos métodos de análisis sísmico de los cuales se puede destacar el Método Estático y el Método Dinámico.

2.4.1. Método Estático

El método estático traduce los efectos sísmicos en un coeficiente sísmico (C) descrito en la ecuación [12].

$$C = \frac{a_{ef} I FED}{SR} \quad [12]$$

Donde:

- a_{ef} = la aceleración pico efectiva
- I = el factor de importancia de la estructura
- FED = el factor espectral dinámico
- SR = Factor de sobre resistencia.

La a_{ef} se define para un periodo de retorno de 475 años y depende de la zona sísmica y el tipo de sitio en el cual se encuentra la obra. Los valores según el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) para este parámetro se presentan en el Cuadro 2.1.

Cuadro 2.1. Aceleración pico efectiva de diseño para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.2	0.3	0.4
S_2	0.24	0.33	0.4
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Fuente: CSCR 10/14 (CFIA, 2016), Tabla 2.3.

El factor I depende de la ocupación o función de la estructura y tiene valores de 0.75, 1.00, y 1.25 por lo que reducirá, mantendrá o aumentará el coeficiente sísmico dependiendo de los objetivos de desempeño de la estructura.

		Nivel de desempeño sísmico	
		Operativo	Seguridad de vidas
Nivel de demanda sísmica	Extremo I = 1.25	A	B
	Fuerte I = 1.0	C	D
	Moderado I = 0.75		E

Figura 2.8. Objetivos de desempeño según importancia.

Fuente: (CFIA, 2013)

El FED, define la forma del espectro para los diferentes sitios de cimentación, zonas sísmicas y ductilidades globales asignadas. Por ejemplo, para el sitio de cimentación S_3 , zona sísmica III, y ductilidad global asignada de 2.0, se tiene el espectro de respuesta presentado en la Figura 2.9. Se resalta que estas condiciones corresponden a las de la edificación en estudio, "Torre Uno Paseo Colón". Además, se destaca que el FED depende del periodo fundamental de la estructura por lo que la definición correcta de este parámetro es esencial.

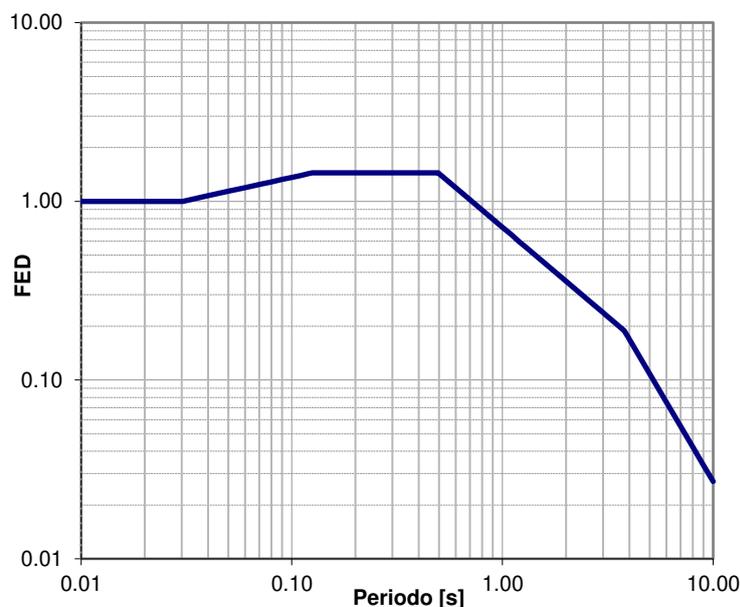


Figura 2.9. FED para sitio de cimentación S_3 , zona sísmica III, y ductilidad global asignada de 2.0.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

La SR, está definida en el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) como la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente. Este factor, siempre que se estén utilizando los métodos de análisis estático o dinámico, toma valores de 2.0 para estructuras tipo marco, dual y muro, e iguales a 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. Se destaca que hay varias razones por la cual el SR debe considerarse. Por ejemplo, la diferencia entre la resistencia real de los materiales utilizados y los especificados, diferencia entre lo especificado por el diseñador y la demanda considerada, y la redundancia presente en las estructuras (CFIA, 2013).

Finalmente, este coeficiente sísmico, se multiplica por la masa sísmica para definir el cortante basal de diseño producto de los efectos sísmicos.

2.4.2. Método Dinámico

El Método Dinámico o método pseudo dinámico de respuesta espectral con superposición modal descrito en la sección 7.5 del CSCR 10-14 (CFIA, 2016), supone un comportamiento elástico y lineal de la estructura y calcula los desplazamientos máximos de la estructura y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas para cada modo de oscilación considerado. Estas deformaciones son producidas por la fuerza sísmica calculada con la ecuación [10]. Se aclara que la variación del coeficiente sísmico proviene del cálculo del FED ya que para cada modo de oscilación considerado se tendrá un periodo distinto.

Finalmente, se combinan los valores máximos obtenidos para cada modo de oscilación considerado y se obtiene una estimación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura. Dicha combinación no es equitativa, cada modo tiene un porcentaje de contribución basado en el coeficiente de participación modal.

Este procedimiento se puede realizar con la ayuda de programas de diseño como ETABS. Existen diferentes metodologías para la determinación de la carga sísmica, pero las más comunes y presentes en el CSCR10/14 (CFIA, 2016) son el método combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés) representado en la ecuación [13] y el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en inglés) representado en la ecuación [14].

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2} \quad [13]$$

Donde:

- S =valor combinado para diseño, correspondiente a una acción interna, reacción en la fundación, desplazamiento absoluto o desplazamiento relativo.
- S_j =valores correspondientes obtenidos para el modo de oscilación j .
- M = numero de modos que representen al menos el 90% de la masa efectiva oscilantes acumulada en cada dirección.

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^M S_j^2 + \sum_{j=1}^M \sum_{\substack{k=1 \\ j \neq k}}^M \rho_{jk} S_j S_k} \quad [14]$$

Donde:

- ρ_{jk} =el coeficiente de correlación entre los modos j y k .

$$\rho_{jk} = \frac{\xi^2 (1 + T_k/T_j)^2}{(1 - T_k/T_j)^2 + 4\xi^2 (T_k/T_j)} \quad [15]$$

Donde:

- ξ =el coeficiente de amortiguamiento crítico.
- T_j, T_k = periodos correspondientes a los modos j y k .

Zhou et. al. (2004), mencionan que la SRSS genera buenos resultados cuando los modos en consideración presentan frecuencias o periodos separados mientras que la metodología CQC es más precisa para aquellas estructuras que tienen modos con frecuencias o periodos muy cercanas. Además, mencionan que como en estructuras tridimensionales usualmente los modos tienen periodos cercanos por lo que es ideal usar CQC. También, CSI (2017) recomienda la utilización del método CQC ya que toma en cuenta el acoplamiento de los modos con periodos cercanos siempre que la diferencia en los periodos no sea más que el 10%. El CSCR10/14 (CFIA, 2016) indica que la utilización del método SRSS sea cuando la planta del edificio sea regular y que utiliza el método CQC cuando el edificio sea irregular en planta.

3. RESULTADOS MODALES OPERACIONALES

Vásquez (2020) utilizó la metodología de SSI-COV para procesar los datos obtenidos de la instrumentación permanente y una serie de acelerógrafos móviles distribuidos en diferentes niveles (ver Figura 3.2 y Figura 3.3). De este estudio in situ, Vásquez (2020) logró presentar resultados modales del comportamiento operacional del edificio "Torre Uno Paseo Colón". El Cuadro 3.1 presenta los diferentes periodos y su descripción modal asociada. Además, la Figura 3.1 explica la nomenclatura utilizada para la descripción del modo.

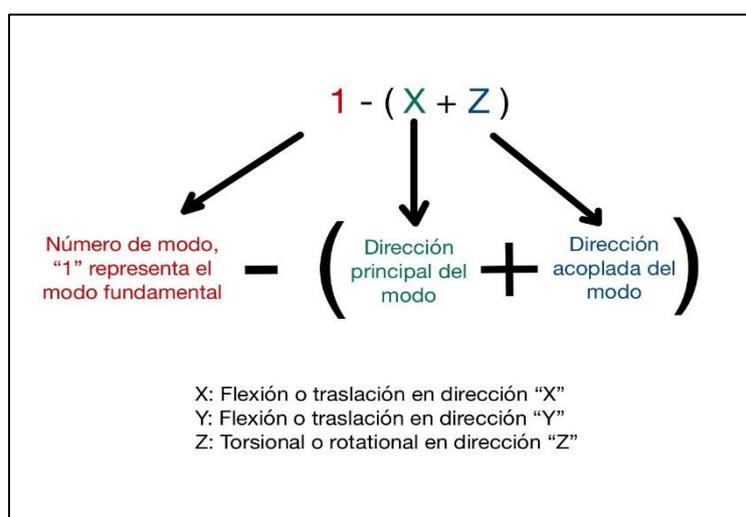


Figura 3.1. Nomenclatura utilizada para la descripción de los modos de vibración.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 3.1. Comparación entre los resultados modales de Vásquez (2020).

Instrumentación móvil		Instrumentación permanente	
Periodo (s)	Tipo de Modo	Periodo (s)	Tipo de Modo
1.72	1-(Y)	1.67	1-(Y)
1.65	1-(X+Z)	1.66	1-(X+Z)
1.00	1-(Z+X)	0.99	1-(Z+X)
0.56	2-(X+Z)	0.56	2-(X+Z)
-	-	0.51	2-(Y)
-	-	0.41	2-(Z+X)
-	-	0.30	3-(X+Z)
-	-	0.13	4-(Y)

Fuente: Adaptado de Vásquez, 2020.

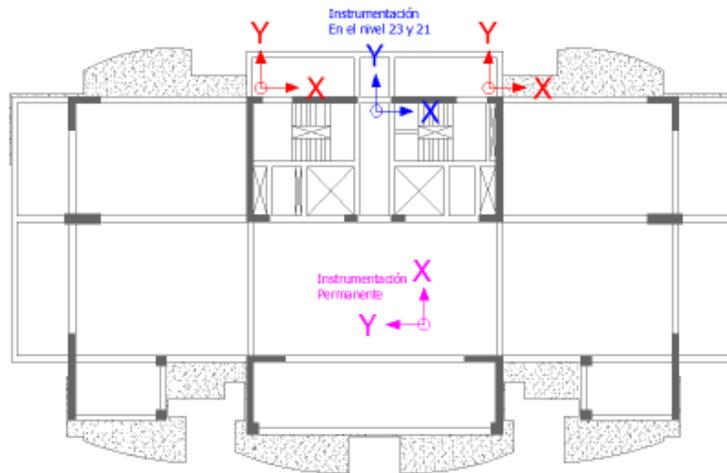


Figura 3.2. Vista en planta de la distribución de los acelerógrafos.

Fuente: Vásquez, 2020.

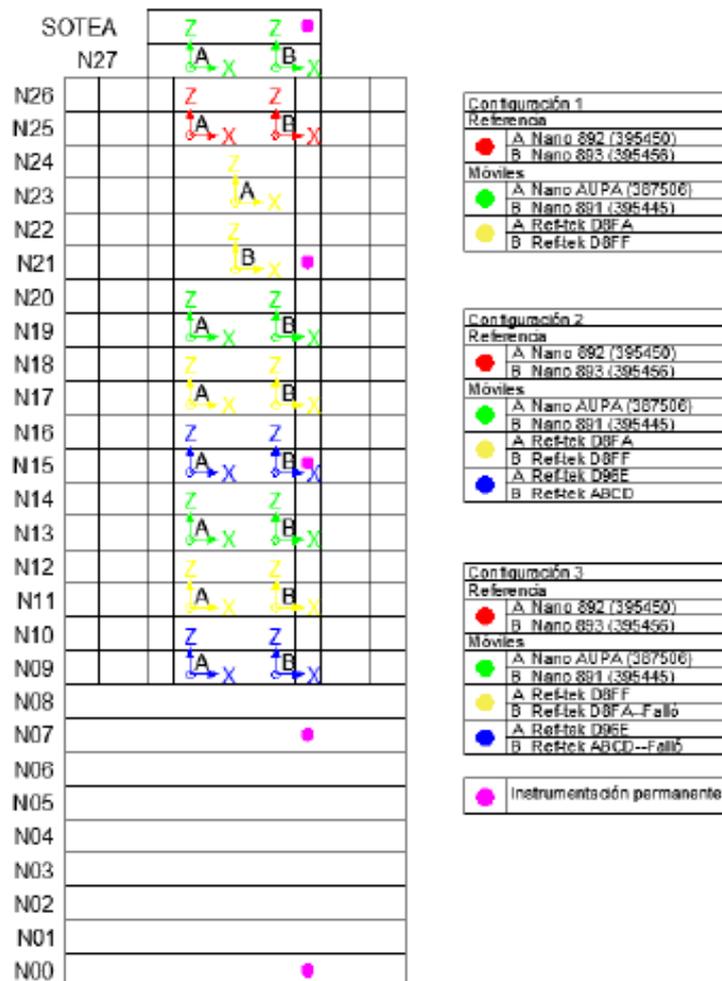


Figura 3.3. Vista en altura de la distribución de los acelerógrafos.

Fuente: Vásquez, 2020.

Se debe aclarar que las coordenadas mostradas en la Figura 3.2 y Figura 3.3 representan coordenadas locales de los instrumentos de medición y no las coordenadas globales de la estructura. Las coordenadas de la estructura se pueden ver en la Figura 4.2 donde la dirección "X" representa la dirección corta y "Y" representa la dirección larga. Además, la nomenclatura expuesta en la Figura 3.1 está asociada a las coordenadas globales ya mencionadas.

Para la detección de los modos torsionales, se requiere al menos 2 estaciones por nivel. Como se observa en las Figura 3.2, la instrumentación permanente está colocada de manera lineal en altura. Esto quiere decir que no logra captar los movimientos torsionales. Asimismo, a pesar de que la instrumentación móvil si tiene al menos 2 estaciones en la mayoría de los niveles, su colocación no es la óptima ya que estas se encuentran en el núcleo central de la edificación. Esto quiere decir que las mediciones rotacionales serán menos certeras que las traslacionales.

Adicionalmente, hay un amplio número de referencias para la estimación de los periodos naturales de una estructura en condición de diseño. Dym y Williams (2007), resaltan la importancia de una rápida estimación del periodo o frecuencia natural de estructuras como edificios altos tanto para etapas de diseño como para propósitos pedagógicos. A continuación, se presentan distintos métodos de estimación que permitirán corroborar lo resultados obtenidos por Vásquez (2020).

El CSCR 10/14 (CFIA, 2016) propone ecuaciones con base en la cantidad de niveles y el tipo de la estructura. Para estructuras tipo dual se propone la ecuación [16].

$$T = 0.08 N \quad [16]$$

Sin embargo, dicha ecuación tiene limitantes significativas ya que proviene de la sección del método estático cuyo alcance establece que es para edificaciones regulares y con un número de pisos no superior a cinco. Como el edificio en estudio es irregular moderado con 29 niveles se deben utilizar referencias adicionales.

Xu et. al.(2014), en un estudio realizado en China de 414 edificios determinó que para aquellas estructuras cuya altura esté entre el rango de 50 m a 100 m, el primer periodo será el representado por la ecuación [17]. Posteriormente, para determinar el segundo y tercer

periodo, para edificios con alturas entre 50 m y 250 m se puede aplicar la ecuación [18] y [19].

$$T_1 = 0.15 \sqrt{H} \sim 0.3 \sqrt{H} \quad [17]$$

$$T_2 = 0.23 T_1 \sim 0.34 T_1 \quad [18]$$

$$T_3 = 0.12 T_1 \sim 0.19 T_1 \quad [19]$$

Stafford Smith y Coull (1991), propone las ecuaciones [20], [21] y [22] para el primer periodo, el primer periodo ortogonal y el primer periodo torsional respectivamente. Las cuales requieren la altura en metros como insumo.

$$T_1 = \frac{H}{46} \quad [20]$$

$$T_2 = \frac{H}{58} \quad [21]$$

$$T_3 = \frac{H}{72} \quad [22]$$

Los resultados de las ecuaciones presentadas anteriormente para el caso de "Torre Uno Paseo Colón" se muestran en el Cuadro 3.2.

Cuadro 3.2. Estimación del periodo según diferentes autores.

Tipo de periodo	CSCR 10/14 [s]	Xu et. al. (2014) [s]	Stafford Smith y Coull (1991) [s]
1 (traslacional)	2.32	2.919	2.059
2 (traslacional ortogonal)	2.32	0.993	1.633
3 (torsional)	-	0.555	1.315

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Al comparar los valores obtenidos en el Cuadro 3.1 y el Cuadro 3.2 se puede concluir que los periodos naturales obtenidos de las mediciones en campo están por debajo de los estimados con las ecuaciones presentes. Esto es comprensible ya que dichas ecuaciones asumen condiciones de diseño que difieren de las condiciones operacionales medidas por Vásquez (2020).

Adicionalmente, Vásquez (2020), en su estudio modal del edificio logró definir las formas modales asociadas a los distintos periodos. Estas formas modales son de suma importancia ya que ayudaran a verificar la calibración y la compatibilidad con las formas modales generadas por el modelo. Esta verificación, también conocida como análisis MAC, que se realizará en la sección 5.5 de este trabajo. Las formas modales obtenidas de la instrumentación móvil y de la instrumentación permanente se pueden observar en la Figura 3.4 y Figura 3.5 respectivamente.

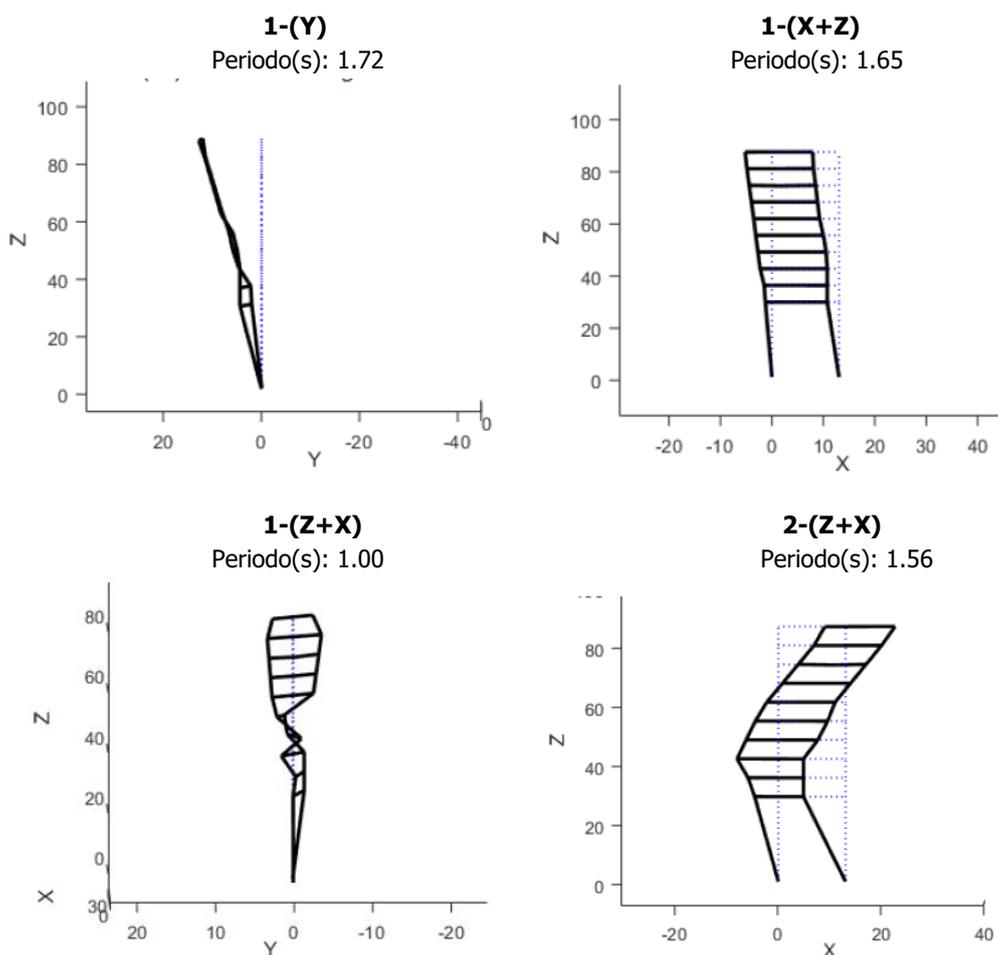


Figura 3.4. Formas modales de los resultados obtenidos de la instrumentación móvil.

Fuente: Adaptado de Vásquez, 2020.

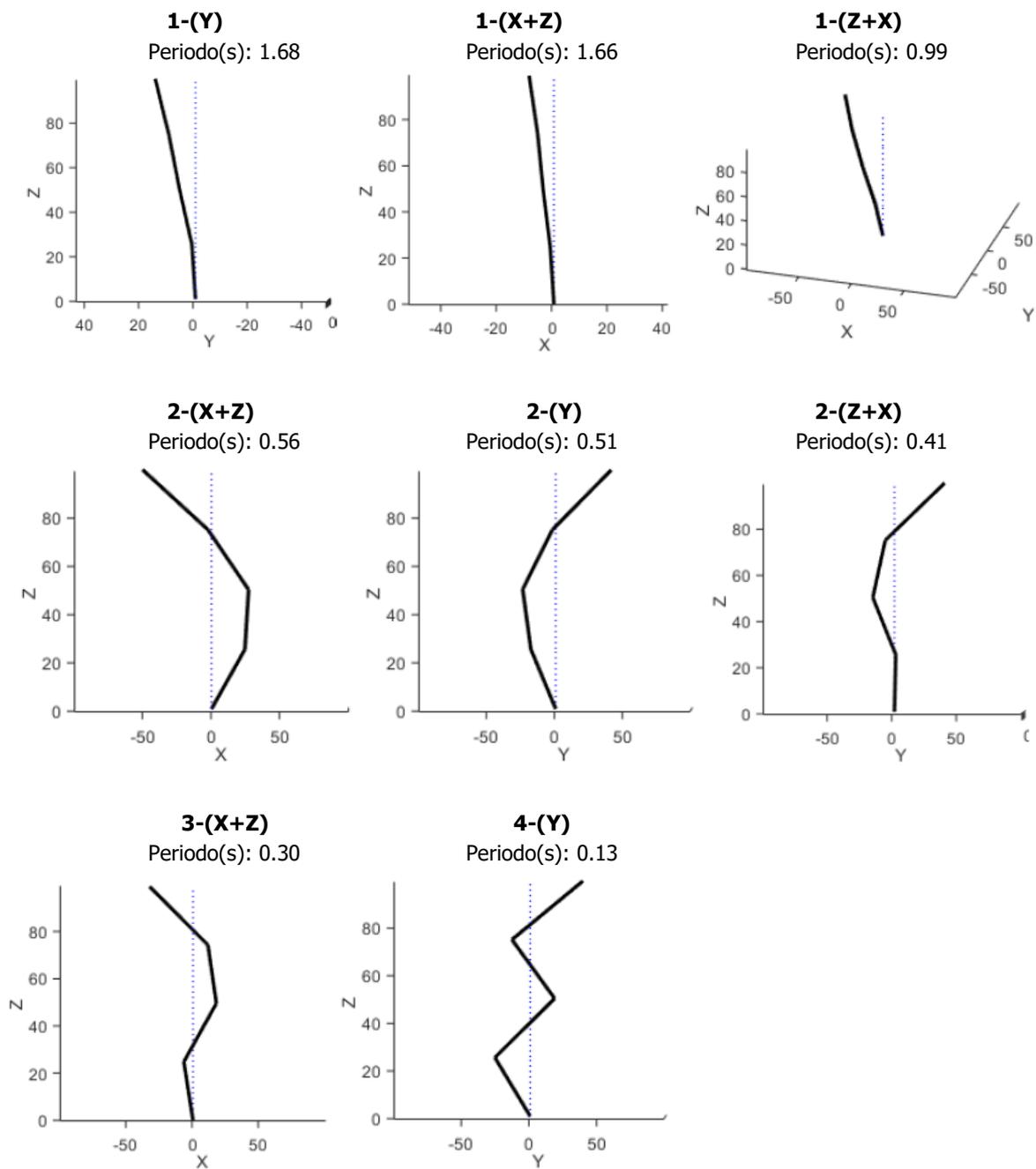


Figura 3.5. Formas modales de los resultados obtenidos de la instrumentación permanente.

Fuente: Adaptado de Vásquez, 2020.

4. MODELACIÓN DEL EDIFICIO "TORRE UNO PASEO COLÓN"

4.1. Descripción del edificio

El edificio "Torre Uno Paseo Colón" forma parte del "Complejo Torres Paseo Colón" (Figura 4.1) situado sobre avenida Paseo Colón entre las calles 28 y 24. El "Complejo Torres Paseo Colón" está compuesto por 2 torres principales de 28 y 29 niveles y una estructura de parqueos de 9 nivel que las une a nivel visual pero que están desligadas a nivel estructural.



Figura 4.1. Complejo Torres Paseo Colón

Fuente: Adaptado de Grupo Inmobiliario del Parque.

"Torre Uno Paseo Colón" es un edificio de concreto reforzado de ocupación normal (grupo D), tipo dual, con irregularidad moderada, ductilidad local optima y ductilidad global asignada de 2.0. Adicionalmente el suelo se clasifica como S3 y el sitio de cimentación como

III. El edificio está cimentado sobre pilotes profundos apoyados en una capa de ignimbrita. La distribución estructural de la planta típica del edificio se muestra en la Figura 4.2.

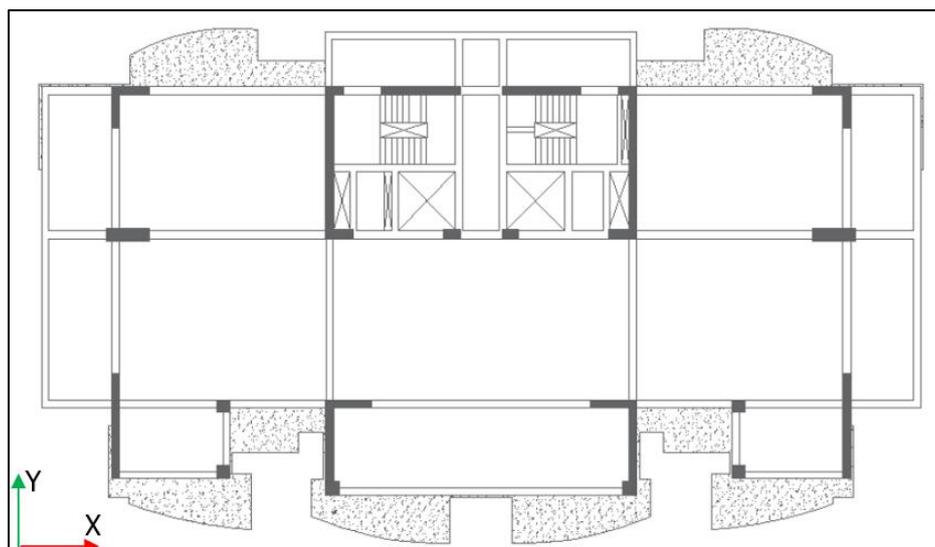


Figura 4.2. Distribución de la planta típica.

Fuente: IECA Internacional, 2020.

4.2. Consideraciones de modelación

Para la realización de la modelación con el programa ETABS, se tomaron en cuenta una serie de supuestos que se describirán en esta sección.

Primeramente, solo se modelarán elementos estructurales. Esto ya que, para las condiciones de diseño, los elementos estructurales son los únicos capaces de resistir las fuerzas de diseño. Por lo tanto, los elementos de fachada y otros acabados se introducirán como una carga adicional que aportará únicamente masa a la estructura.

La geometría de los elementos modelados se obtiene de los planos estructurales utilizados para la construcción del edificio. Específicamente, las plantas estructurales y el detallado de las secciones de entrepisos, columnas, muros y vigas.

Como menciona el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) en la sección 8.1.3 para el análisis de edificios de concreto reforzado se debe utilizar modificadores o reductores del momento de

inercia de la sección bruta de los elementos. Se propone que para elementos en flexo compresión y muros no agrietados, el momento de inercia no deberá reducirse mientras que los elementos en flexión y los muros agrietados deberán reducirse en un 50%. Asimismo, a nivel internacional el ACI 318-19 (ACI, 2019) y Pauley y Priestley (1992) propone distintos factores de reducción como se muestra en el Cuadro 4.1 y Cuadro 4.2.

Cuadro 4.1. Factores de reducción de momento de inercia según ACI 318-19 (ACI, 2019).

Miembro y condición		Momento de inercia
Columnas		$0.7 I_g$
Muros	No fisurados	$0.7 I_g$
	Fisurados	$0.35 I_g$
Vigas		$0.35 I_g$
Placas y losas planas		$0.25 I_g$

Fuente: ACI 318-19.

Cuadro 4.2. Factores de reducción de momento de inercia según Paulay y Priestley, 1992

Element	Range of I_e	I_e recommended
Rectangular Beams	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
T and L Beams	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columns	$P > 0.5 f'c A_g$	$0.70-0.90 I_g$
	$P = 0.2 f'c A_g$	$0.50-0.70 I_g$
	$P = -0.05 f'c A_g$	$0.30-0.50 I_g$

Fuente: Paulay y Priestley, 1992.

Para la modelación del edificio en estudio se tomó en cuenta los valores propuestos por el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) por lo que se redujo en un 50% los momentos de inercia de las vigas. Los elementos de columna no se verán afectados por tratarse de elementos a flexo compresión y los muros tampoco ya que se considerarán como no agrietados. De igual manera, como el diseño del edificio se realizó en el 2009, el código sísmico vigente a la fecha era el del 2002 el cual no diferenciaba entre los muros y columnas y sugería que no hubiera reducción del momento de inercia para estos elementos. Por lo tanto, asumir una condición no agrietada en los muros generará congruencia con el diseño del edificio. Es importante destacar que, en comparación con las normativas internacionales, el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) es poco conservador con sus valores propuestos de reducción.

La masa sísmica, como lo define la sección 6.1.3 del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) toma en cuenta la totalidad de la carga permanente más una fracción igual al 15% de la carga temporal.

Las cimentaciones profundas no se modelarán y se supondrá una condición empotrada de los elementos verticales que conectan con la base. De igual manera, con el objetivo de simplificar el modelo, no se dibujarán las losas de los balcones, estos elementos se introducirán como cargas distribuidas sobre las vigas que las sostienen.

Para la modelación de los nudos, el CSCR 10/14 (CFIA, 2016) menciona que las uniones viga-columna o viga-muro se pueden considerar como elementos infinitamente rígidos de dimensiones iguales a las reales. Por lo tanto, se definirá una rigidez total con un valor de "end length offset" de 1.0.

Los entresijos, al ser de tipo prefabricado trabajan bajo el supuesto de losas en una dirección. Por lo tanto, se modelarán como losas tipo "membrana" apoyadas en una dirección.

Los diafragmas se modelarán como rígidos según los requisitos del CSCR 10/14 (CFIA, 2016). Esto significa que transmitirán las fuerzas sísmicas a los sistemas sismorresistentes de acuerdo con su respectivas rigideces y capacidades. Esto en contraste con los diafragmas flexibles que transmiten las fuerzas sísmicas a los sistemas sismorresistentes de manera tributaria.

En términos de los materiales, el concreto se modelará como un material isotrópico con un peso específico de 2400 kg/m³. Adicionalmente, según planos estructurales se utilizarán concretos de $f'c$ de 21, 28, 35, 42, 56 y 70 MPa. Las propiedades en detalle de los diferentes tipos de concreto se desglosan en el Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3. Propiedades de los tipos de concretos modelados.

Tipo de concreto	E_c [N/mm ²]	ν	α [1/C]	G [N/mm ²]	Peso unitario [kg/m ³]	f'_c [N/mm ²]
CONC210	21538	0.2	9.90E-06	8974	2400	21
CONC280	24870	0.2	9.90E-06	10363	2400	28
CONC350	27806	0.2	9.90E-06	11586	2400	35
CONC420	30459	0.2	9.90E-06	12691	2400	42
CONC560	35172	0.2	9.90E-06	14655	2400	56
CONC700	39323	0.2	9.90E-06	16385	2400	70

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Se utiliza el análisis de valores y vectores propios para el cálculo de los modos de oscilación de la estructura. Adicionalmente se tomará en cuenta el efecto P-Delta, no-iterativo y basado en las masas. Según el CSI (2017), la implementación de análisis modal con Eigen vectores determina las formas modales y frecuencias de un sistema sin amortiguamiento con vibración libres. De igual manera, según el CSCR 10/14 (CFIA, 2016), el mínimo número de modos a considerar debe ser tal que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos 90% de la masa total para las sollicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal. Para el cumplimiento del punto anterior, se analizarán 12 modos.

4.3. Asignación de cargas

4.3.1. Asignación de las cargas permanentes

Las cargas permanentes asignadas al modelo corresponden al sistema de entepiso, los acabados del piso y el sistema electromecánico. Se destaca que, según los planos estructurales, se utilizaron 2 tipos de entepisos prefabricados. El primero es el sistema de entepisos de viguetas prefabricadas de 20 cm de espesor con sobrelosa de 6 cm y relleno con bloques de concreto. El segundo sistema utilizado es el tipo "Losa Lex" de 20 cm de espesor con sobre losa de 6 cm. En el Cuadro 4.4 se desglosan los diferentes pesos considerados para el cálculo total de la carga permanente. Se destaca que los valores de "Peso sistema", "Concreto" y "Bloques" provienen del Manual Técnico de Productos de Concreto.

Cuadro 4.4. Carga permanente asignada para el modelo de diseño.

Tipo de entrepiso	Viguetas 20A	Losa Lex
Peso sistema [kg/m ²]	58	245
Concreto [kg/m ²]	135	155
Sobre losa 1cm [kg/m ²]	24	0
Bloques [kg/m ²]	137	0
Piso [kg/m ²]	100	100
Divisiones [kg/m ²]	120	120
Cielo [kg/m ²]	20	20
Electro-Mecánico [kg/m ²]	20	20
Nivelación [kg/m ²]	75	75
Total [kg/m²]	689	735

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Adicionalmente, la estructura presenta cargas permanentes asociadas al sistema de elevador que hace que la carga en estas losas puntuales sea de 5000 kg/m² y un tanque de agua en el entrepiso 14 cuya carga permanente es de 3450 kg/m². A las escaleras se les asigno un peso de 700 kg/m². Finalmente, en términos de las cargas asociadas a la fachada, se modelarán como una carga lineal de 300 kg/m.

4.3.2. Asignación de las cargas temporales

La asignación de cargas fue seleccionada según la Tabla 6.1 del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) (Figura 2.7), en donde se definen un valor mínimo de carga temporal por metro cuadrado dependiendo del destino del piso.

El primer entrepiso es de uso comercial por lo que se le debe asignar una carga de 500 kg/m². Del segundo al noveno entrepiso el destino es para oficinas por lo que tiene una carga temporal de 250 kg/m². Finalmente, del décimo al vigésimo noveno entrepiso, la destinación es de habitación por lo que se le asigna una carga temporal de 200 kg/m². Se destaca también que, para las áreas de pasillos y escaleras, la carga temporal asignada fue de 400 kg/m².

4.4. Modelo de diseño y resultados dinámicos

4.4.1. Modelo de diseño

En esta sección se presenta de manera gráfica en las Figura 4.3 y Figura 4.4 la modelación del edificio.

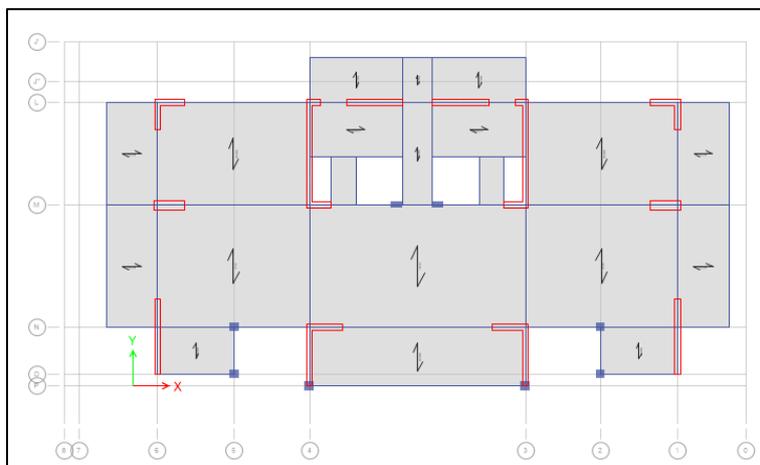


Figura 4.3. Planta típica del edificio modelada.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

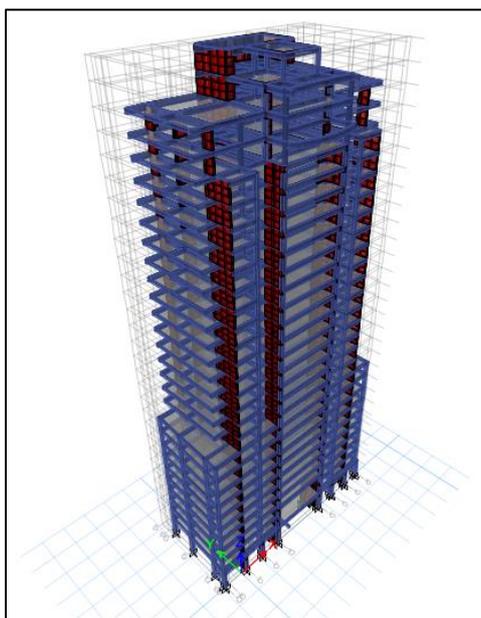


Figura 4.4. Modelo de diseño.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

4.4.2. Resultados modales

Los resultados modales del modelo de diseño se presentan en el Cuadro 4.5 donde se desglosan los periodos con su participación de masa (U) en cada dirección ortogonal, "X" y

"Y", y su participación rotacional (RZ). Se resalta que, para los 12 modos presentados, hay más de un 90% (0.900) de participación de masa en ambas direcciones ortogonales.

Cuadro 4.5. Resultados modales del modelo de diseño.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.894	0.459	0.001	0.459	0.001	0.219	0.219	1-(X+Z)
2	3.794	0.001	0.649	0.459	0.650	0.000	0.220	1-(Y)
3	2.252	0.245	0.000	0.704	0.650	0.451	0.671	1-(Z+X)
4	1.201	0.101	0.000	0.805	0.650	0.056	0.727	2-(X+Z)
5	0.918	0.000	0.180	0.806	0.830	0.000	0.727	2-(Y)
6	0.671	0.058	0.000	0.863	0.830	0.103	0.830	2-(Z+X)
7	0.616	0.036	0.000	0.899	0.830	0.021	0.850	3-(X+Z)
8	0.390	0.000	0.059	0.900	0.889	0.001	0.851	3-(Y)
9	0.378	0.019	0.003	0.919	0.891	0.011	0.862	3-(Z+X)
10	0.340	0.016	0.000	0.934	0.892	0.032	0.894	4-(Z+X)
11	0.266	0.012	0.000	0.946	0.892	0.008	0.902	4-(X+Z)
12	0.225	0.002	0.026	0.949	0.918	0.004	0.906	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Como se puede observar en el Cuadro 4.5, los modos traslacionales en dirección "X" están acoplados con rotación o torsión en dirección "Z". Esto se sabe ya que los modos con valores de UX, o participación en dirección "X", significativos también presentan valores de RZ, o participación rotacional. Según Stafford Smith y Coull (1991), los modos traslacionales y torsionales se acoplan cuando hay excentricidades significativas entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura o si las frecuencias naturales traslacionales y torsionales están muy cercanas.

Esto concuerda con las características del edificio ya que la excentricidad en "Y" generada por la concentración de muros entre los ejes L y M del edificio produce excentricidades de entre 4.78 m y 8.94 m en los diferentes niveles. De hecho, esta es la razón por la cual, a nivel de diseño, el edificio se clasifica como una estructura irregular moderada en planta según la sección 4.3.3 del CSCR10/14 (CFIA, 2016). Se destaca que el edificio en dirección "Y" tiene modos flexionales que no están acoplados debido a que la simetría de la estructura provoca excentricidades despreciables sobre el eje "X". Adicionalmente, se presentan la Figura 4.5, donde se puede ver de manera ilustrativa las formas modales y el comportamiento explicado anteriormente.

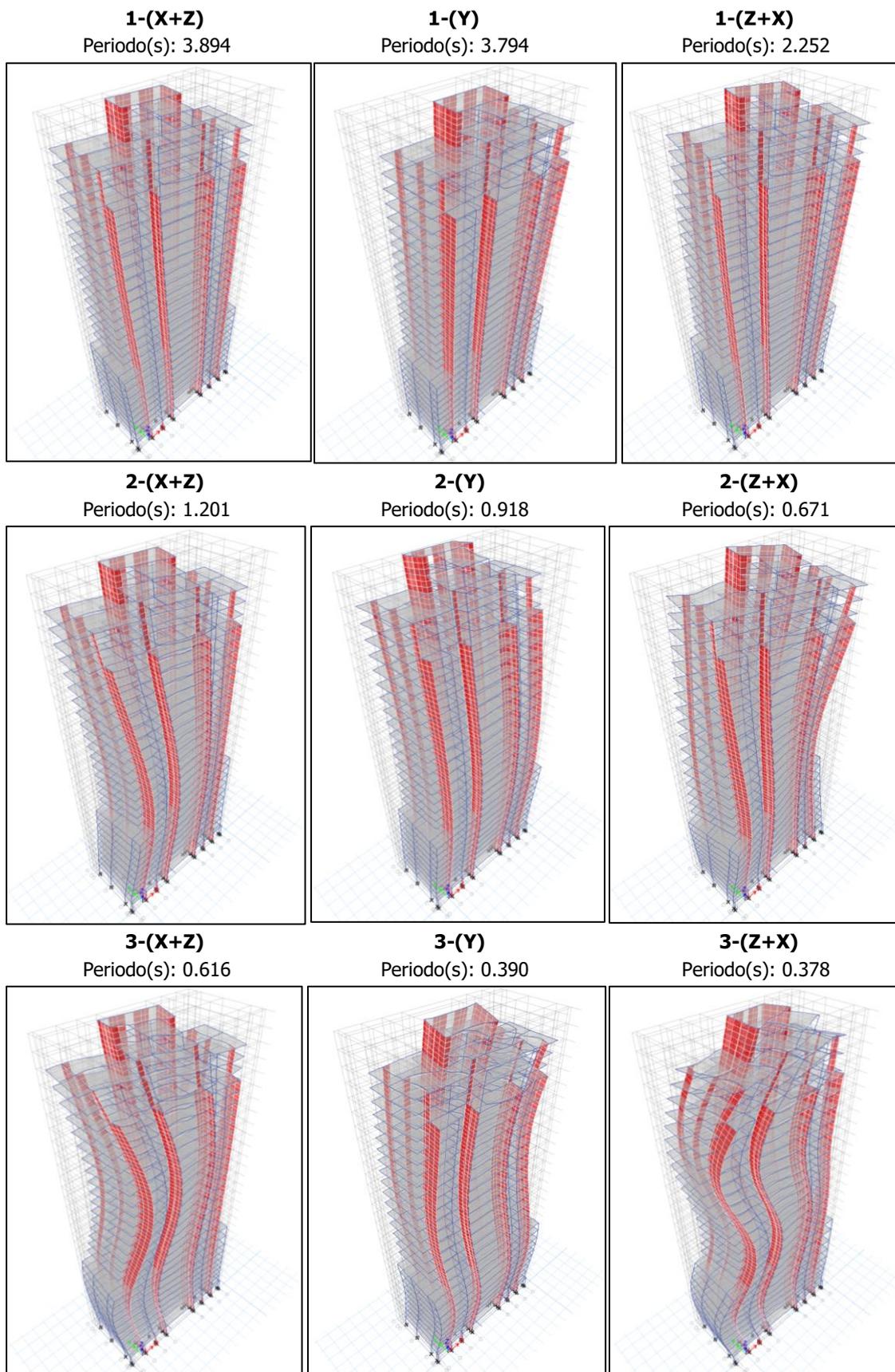


Figura 4.5. Formas modales del modelo de diseño.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

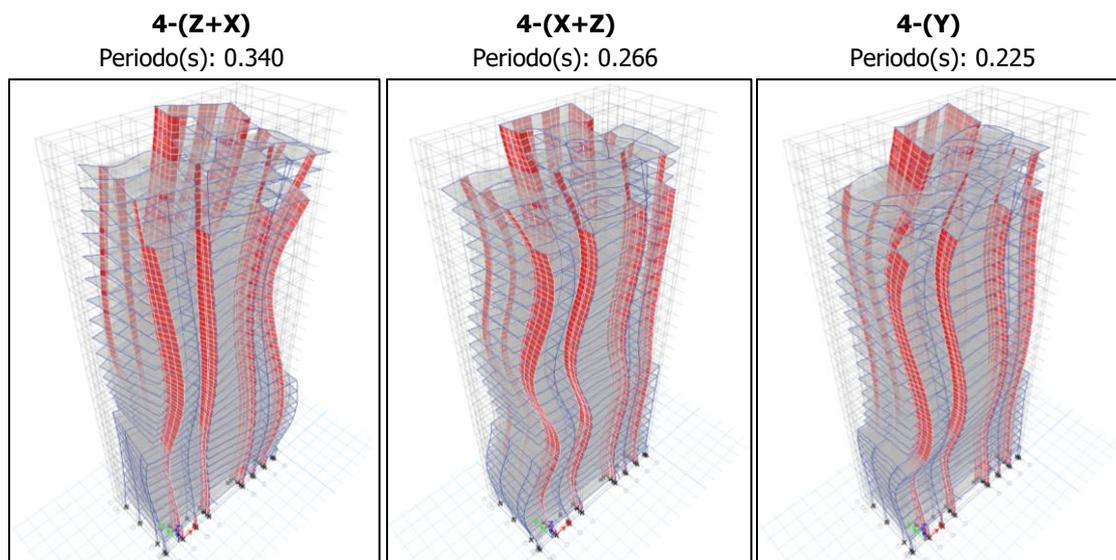


Figura 4.7. (Cont.) Formas modales del modelo de diseño.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5. CALIBRACIÓN DEL MODELO ANALÍTICO CON BASE EN LOS RESULTADOS OPERACIONALES

5.1. Calibración de las cargas asignadas

5.1.1. Calibración de las cargas permanentes

Se debe destacar que los valores presentes en el Cuadro 4.4 pueden tener sobrestimaciones ya que a nivel de diseño se busca estar del lado seguro en la estimación de cargas para prevenir fallas desde el punto de vista probabilístico. Por lo tanto, para la calibración de las cargas permanentes se buscó reducir los diferentes parámetros para obtener valores de carga permanente que modelen las condiciones medidas en campo por Vásquez (2020).

El Cuadro 5.1 presenta un desglose de los diferentes componentes que forman la carga permanente y sus aportes de masa.

Cuadro 5.1. Cargas permanentes de entrepiso calibradas.

Tipo de entrepiso	Vigueta 20A	Losa Lex
Peso sistema [kg/m ²]	58	245
Concreto [kg/m ²]	135	155
Sobre losa 1cm [kg/m ²]	24	0
Bloques [kg/m ²]	0	0
Piso [kg/m ²]	100	100
Divisiones [kg/m ²]	120	120
Cielo [kg/m ²]	20	20
Electro-Mecánico [kg/m ²]	10	10
Nivelación [kg/m ²]	30	30
Total [kg/m²]	497	680

Fuente: Elaboración propia, 2021.

El componente de mayor relevancia fue la ausencia de los bloques tipo A de los entresijos de Viguetas. Estos bloques funcionan como relleno y soporte a la hora de la instalación y colada de la losa. Sin embargo, durante el proceso constructivo, se decidió implementar bloques de estereofón que cumplen la función del bloque de concreto, pero con un peso despreciable. Asimismo, se redujo en 10 kg/m² el peso del sistema electro-mecánico. Esta reducción se debe a que es un aspecto que se sobrestima a nivel de diseño estructural

porque la colocación final del mismo tiende a definirse hasta etapas posteriores. De igual manera, se redujo el peso por nivelación de 75 kg/m^2 a 30 kg/m^2 . Esto debido a que la nivelación depende de la precisión en el proceso constructivo y puede variar entre losas, pero es preferible sobrestimarlo de manera generalizada durante el proceso de diseño.

5.1.2. Calibración de las cargas temporales

Dado que las cargas temporales mínimas según la Tabla 6.1 del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) (Figura 2.7), fueron determinadas teniendo en cuenta su naturaleza probabilística se puede asumir una sobrestimación importante con respecto a la condición operacional del edificio. Rivas (2019), argumenta que para destinos de uso habitacional y de oficina, la carga temporal esperable es de 100 kg/m^2 y $90,75 \text{ kg/m}^2$ respectivamente. Estos valores son reducciones del 50 y 63.7% de la carga asumida por el CSCR 10/14 (CFIA, 2016).

Con respecto a las cargas temporales del primer entrepiso cuyo destino es para comercio se asumirá una carga de 200 kg/m^2 . Esto bajo el supuesto que durante la toma de datos los comercios no presentaban acumulaciones de clientes importantes. Además, esta reducción es del 60% lo cual sería muy similar al rango de reducción encontrado por Rivas (2019).

Adicionalmente, como el edificio en estudio tiene 29 pisos, presenta un muy bajo tráfico peatonal por las escaleras ya que los usuarios prefieren el uso de ascensores; por lo tanto, la carga temporal en escaleras se puede despreciar a nivel operacional. Se destaca que el CSCR 10/14 (CFIA, 2016), propone valores para escaleras de 400 kg/m^2 ya que en caso de emergencia y al momento de evacuación sí se podría generar una acumulación importante de personas en estas áreas.

El Cuadro 5.2 presenta un resumen de las cargas temporales utilizadas para la calibración del modelo analítico.

Cuadro 5.2. Calibración de la carga temporal

Destino del piso	Modelo de diseño según CSCR 10/14 [kg/m ²]	CT calibrada [kg/m ²]	Criterio
Comercio	500	200	Asumido
Oficina	250	90.75	Rivas (2019)
Habitacional / Apartamento	200	100	Rivas (2019)
Escaleras	400	0	Asumido

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.1.1. Calibración de la masa sísmica

La calibración del modelo sugiere que se debe realizar una reducción de la masa sísmica ya que esta es proporcional al periodo de la estructura. Sin embargo, un factor que si debe ser aumentado es la fracción sísmica de la carga temporal. En el modelo de diseño, se tomó el factor de 0.15 para reducir la participación de la carga temporal ya que, durante la acción sísmica, esta carga no está sujeta a la estructura por lo que tiende a deslizarse y a ofrecer poca inercia al movimiento (CFIA, 2013). Sin embargo, en condiciones operacionales, la aceleración lateral de estas cargas es despreciable por lo que se debe tomar la totalidad de su participación, o una fracción sísmica de 1.0, para el cálculo de la masa sísmica. Se destaca que la carga permanente mantiene su fracción sísmica de 1.0.

En el Cuadro 5.3 se muestra la masa sísmica del modelo de diseño, la reducción generada por la calibración de la carga permanente y la carga temporal y el aumento generado por la calibración de la fracción sísmica de la carga temporal. Se resalta que la reducción más significativa con respecto a la masa sísmica del modelo de diseño proviene de la carga permanente, ya que reduce la masa sísmica en un 12.9% mientras que la carga temporal reduce la masa sísmica en un 1.9%. Adicionalmente, se destaca que, al modificar la fracción sísmica, el aporte de la carga temporal termina aumentando la masa sísmica en un 3.1%.

Se aclara que el aumento del 3.1% debido a la calibración de la fracción sísmica, ya considera la reducción realizada en la sección 5.1.2. Esto quiere decir que el modelo calibrado para la condición operacional tiene una reducción del 9.8% de la masa sísmica con respecto a la del modelo de diseño.

Cuadro 5.3. Cambio de masa debido a la calibración.

Nivel	Masa del modelo de diseño	Reducción de la masa debido a la calibración de la CP		Reducción de la masa debido a la calibración de la CT		Aumento de la masa debido a la calibración de la fracción sísmica		Masa del modelo calibrado	
	[Ton]	[Ton]	%	[Ton]	%	[Ton]	%	[Ton]	%
29	184.1	26.5	14.4	2.0	1.1	9.2	5.0	166.8	90.6
28	435.4	45.2	10.4	6.3	1.5	8.9	2.0	399.1	91.7
27	922.8	109.4	12.0	15.8	1.7	17.9	1.9	845.3	91.0
26	764.5	92.6	12.1	12.9	1.7	24.4	3.2	696.3	91.1
25	935.3	109.4	11.7	16.8	1.8	31.0	3.3	856.9	91.6
24	922.6	109.4	11.9	15.8	1.7	32.1	3.5	845.3	91.6
23	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
22	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
21	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
20	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
19	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
18	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
17	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
16	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
15	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
14	970.8	111.2	11.5	16.6	1.7	32.8	3.4	892.4	91.9
13	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
12	910.6	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.3	91.5
11	911.1	109.4	12.0	15.8	1.7	32.1	3.5	833.8	91.5
10	1163.0	182.6	15.7	18.4	1.6	37.9	3.3	1018.3	87.6
9	975.3	126.6	13.0	20.3	2.1	26.9	2.8	875.6	89.8
8	975.3	126.6	13.0	20.3	2.1	26.9	2.8	875.6	89.8
7	961.3	126.6	13.2	20.3	2.1	26.9	2.8	861.6	89.6
6	963.8	126.6	13.1	20.3	2.1	26.9	2.8	864.1	89.7
5	963.8	126.6	13.1	20.3	2.1	26.9	2.8	864.1	89.7
4	963.8	126.6	13.1	20.3	2.1	26.9	2.8	864.1	89.7
3	963.8	126.6	13.1	20.3	2.1	26.9	2.8	864.1	89.7
2	858.4	110.6	12.9	17.2	2.0	23.3	2.7	771.1	89.8
1	1075.0	124.1	11.5	40.8	3.8	8.0	0.7	958.9	89.2
TOTAL	25927.1	3332.2	12.9	503.6	1.9	799.0	3.1	23393.9	90.2

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.2. Calibración de la rigidez

5.2.1. Aporte de rigidez de los elementos no estructurales

A nivel de diseño según el CSCR 10/14 (CFIA, 2016), los elementos no estructurales, como fachadas y divisiones livianas, no forman parte del sistema sismorresistente de una estructura. Esto ya que en instancias de la abatida sísmica de diseño, estos elementos pueden fallar debido a que no son esenciales para la protección de vidas. Sin embargo, siempre y cuando estos elementos estén sujetos a la estructura y no hayan sufrido daños por eventos sísmicos previos que aflojen sus conexiones, existe un aporte de rigidez asociado a las dimensiones y características de los materiales (Vásquez, 2020; Claudio et. al., 2019). Por lo tanto, para el modelo de diseño, se asumió que estos elementos aportaban carga permanente pero no aportaban rigidez a la estructura. Sin embargo, para calibrar las condiciones operacionales el aporte de rigidez sí debe ser incluido y cuantificado.

Como se puede ver en la Figura 5.1, la arquitectura del complejo de edificios de "Torres Paseo Colón" tiene una fachada lateral que cubre la totalidad de los costados mientras que en los frentes predominan el uso de balcones con puertas de vidrio corredizas y ventanas completas.



Figura 5.1. Fachada del complejo de edificio Torres Paseo Colón.

Fuente: Adaptado de Arquitectura y Diseño S.A.

La modelación de la fachada constará únicamente de las paredes laterales ya que estas están completamente sujetas a la estructura a diferencia las puertas de vidrio corredizas y las ventanas completas. La fachada utilizada son tableros de cemento USG DUROCK a doble cara, cuyas propiedades se desglosan en el Cuadro 5.4.

Cuadro 5.4. Propiedades de la fachada de tablero de cemento

Propiedades / Tablero de 12.7 mm (1/2")	Información	Método de prueba
Resistencia a la flexión	52.7 kg/cm ²	ASTM C-947
Absorción de agua en 24 horas	15% de su peso	ASTM C-473
Resistencia a la extracción de clavos	79 kg	ASTM C-473
Incombustibilidad	Aprobado	ASTM E-136
Propagación de flama	0	ASTM E-84
Generación de humo	0	ASTM E-84
Radio mínimo de flexión	1.83	
Congelamiento (procedimiento B, numero de ciclos sin deterioro)	100	ASTM C-666
Resistencia a la indentación	>87.88 kg/cm ²	D-2394
Resistencia al corte por adhesión	3.52 kg/cm ²	ASNSI A118.4
Resistencia a la extracción de clavos	6.33 kg/cm ²	C-473
Resistencia al moho	Calificado 0, sin crecimiento 10/10	G-21 y D-3273

Fuente: USG Durock, 2016.

Adicionalmente, se han realizado una serie de estudios de este tipo de material y su respuesta elástica lo cual es un insumo indispensable para modelar el aporte de rigidez de la fachada en el proyecto. Baldassino et. al. (2014), realizó una prueba para distintos materiales utilizados en fachadas y paredes livianas y obtuvo que para tableros de cemento con espesores de 12.5 mm, de la marca Aquaroc de Gyproc-Saint Gobain, el módulo de cortante es de 2.93 GPa y asumiendo que es un material isotrópico con un coeficiente de Poisson de 0.2, el módulo de elasticidad sería de 5.98 GPa. Adicionalmente, Mohebbi et. al. (2016) encontraron que, para sistemas de doble cara de tableros de fibrocemento, el módulo de cortante es de 1.33 GPa por lo que el módulo de elasticidad sería de 2.71 GPa. Asimismo, Parichatprecha et. al. (2013), realizó pruebas para de cemento con diferentes proporciones de cartón aséptico y determino que el módulo de elasticidad para el caso con menor densidad de cartón aséptico (30%) era de 2.02 GPa. Finalmente, Suhasman et. al.(2008), determinaron que el módulo de elasticidad para tableros de cemento hechos con bambú de diferentes edades, joven (1-2 años), maduros (3-4 años) y viejos (más de 4 años), era de 3.28 GPa, 2.69 GPa, y 1.66 GPa, respectivamente.

El producto que se más aproxima al utilizado en este proyecto fue el estudiado por Baldassino et. al. (2014), por lo tanto, será el valor utilizado para la calibración de la fachada de tablero cemento DUROCK. Se destaca el orden de magnitud concuerda con los diferentes estudios presentados.

Para la modelación de las paredes internas, no se cuenta con la distribución arquitectónica exacta. Por lo tanto, se asumirá que bajo toda viga interna y en los espacios con luces mayores a 5 metros se colocará una pared divisoria interna de tipo Gypsum como se muestra en la Figura 5.2.

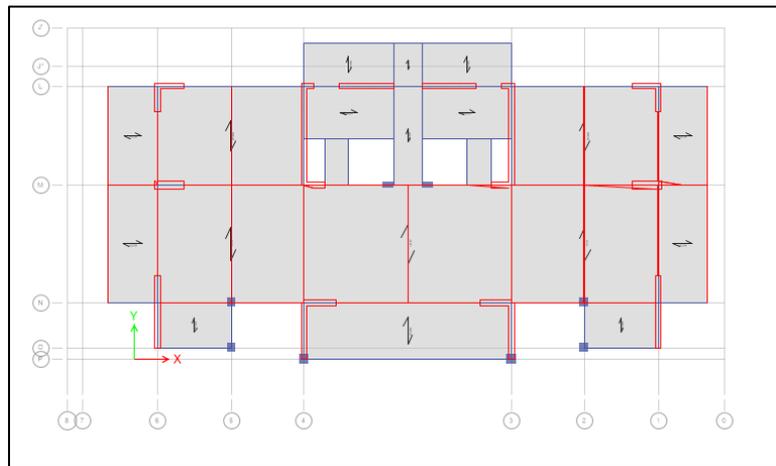


Figura 5.2. Distribución de la fachada y las paredes internas en la planta típica.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Baldassino et. al. (2014), determinó que para tableros de gypsum de la marca Fermacell de 12.5 mm de espesor, el módulo de cortante es de 1.32 GPa y asumiendo un coeficiente de Poisson de 0.2, el módulo de elasticidad sería de 3.12 GPa. Adicionalmente, Mohebbi et. al. (2016), determino que para un sistema de pared liviana de gypsum con sección como la presentada en la Figura 5.3, el módulo de cortante es de 1.07 GPa y el módulo de elasticidad es de 2.18 GPa. En este caso, dado que el sistema tiene una lámina metálica adicional que no se utilizó el proyecto, se tomará en consideración los valores obtenidos por Baldassino et. al. (2014), para la calibración del modelo.

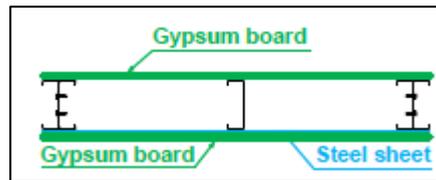


Figura 5.3. Sección de sistema de gypsum para pared liviana.

Fuente: Mohebbi et. al., 2016.

5.2.2. Reducciones del momento de inercia

Las reducciones de inercia se generan por el agrietamiento de los diferentes elementos. Sin embargo, considerando que las cargas a las que se ha visto la estructura son menores a aquellas de diseño, se puede asumir que los elementos cuentan con agrietamientos menores a los propuestos por los distintos autores. Por lo tanto, para la calibración del momento de inercia, no se utilizarán factores de reducción y se asumirá que todos los elementos cuentan con su inercia bruta.

5.2.3. Efecto P-delta

Como el efecto P-delta, busca representar los esfuerzos de segundo orden generados por deformaciones laterales, se puede asumir que no tendrá efecto en condiciones operacionales donde las fuerzas laterales son reducidas y las deformaciones laterales despreciables (Heydarpur, 2018) . Por lo tanto, para la calibración de este modelo no se considerará el efecto P-Delta.

5.2.4. Módulo de elasticidad del concreto

Uno de los aspectos fundamentales en la definición de la rigidez de un elemento de concreto es el módulo de elasticidad. A nivel de modelaje en el programa de ETABS, se requiere definir el módulo de elasticidad para los diferentes tipos de concreto utilizados en la obra. La definición de estos módulos de elasticidad se realiza mediante la implementación de las ecuaciones [8] y [9] que requieren como insumo el f'_c del concreto. Este es un valor que se define en la etapa de diseño pero que se verifica en obra mediante la implementación de pruebas de resistencia el concreto.

Para el caso del edificio en estudio, las pruebas realizadas para la verificación del $f'c$ fue el "Ensayo de Compresión a Cilindros de Concreto de 150 mm" con un muestreo ASTM C-172 (ASTM Internacional, 2021), un moldeo ASTM C-31 (ASTM Internacional, 2021), una determinación de la resistencia a la compresión según ASTM C-39 (ASTM Internacional, 2021), y con la utilización del equipo de Prensa Hidráulica CT-MC-500M.

Se identificó que los esfuerzos de compresión a los 28 días obtenidos en los ensayos tendían a ser mayores a los diseñados en planos y modelados en el modelo de diseño. Por lo tanto, para la calibración de los módulos de elasticidad se revisaron los resultados de 544 cilindros que representan el concreto de los elementos de losa, vigas, columnas, y muros en el actual edificio. Adicionalmente, se realizó una razón entre el esfuerzo de compresión real y el solicitado en planos. Los resultados se graficaron y se presentan en la Figura 5.4.

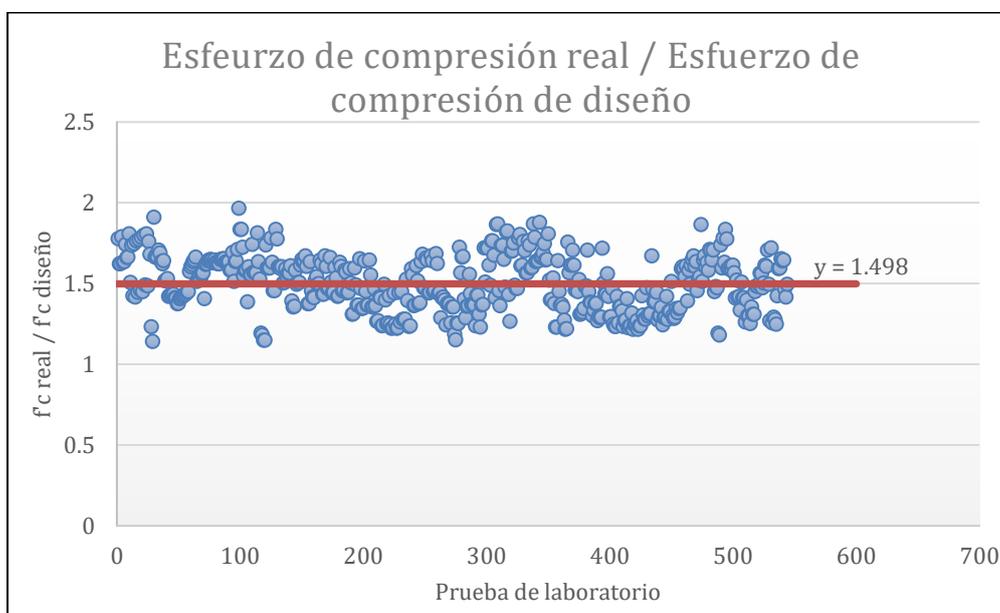


Figura 5.4. Relación entre el $f'c$ real obtenidos de las pruebas de laboratorio y el $f'c$ de diseño.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Como se puede observar de los 544 ensayos de laboratorio, en promedio el $f'c$ real fue de 1.498 veces el $f'c$ de diseño. Por lo tanto, para la calibración de los módulos de elasticidad se implementa la ecuación [23] que es una modificación de la ecuación [9].

$$E_c = 4700 \sqrt{1.498 f'_c} \quad [23]$$

En el Cuadro 5.5 se muestran los E_c y sus respectivos $f'c$ según los planos estructurales y los valores calibrados según los ensayos de laboratorio.

Cuadro 5.5. Calibración del E_c con base en los ensayos de laboratorio.

Valores según planos estructurales		Calibración con pruebas de laboratorio
$f'c$ [MPa]	E_c [MPa]	E_c [MPa]
21	21538	26361
28	24870	30439
35	27806	34032
42	30459	37280
56	35172	43047
70	39323	48129

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Sin embargo, en condiciones operacionales y bajo deformaciones bajas debido a la falta de cargas laterales por sismo, se puede decir que el módulo tangente inicial, mejor aproxima la relación entre esfuerzo-deformación, que el módulo secante. Adicionalmente, autores como Bamforth (2006) y ERMCO (2006), aseguran que el módulo dinámico, aproxima de buena forma el módulo tangente inicial ya que estudia el espécimen bajo esfuerzos muy bajos y sin generar mayores deformaciones. Según Trifone (2017) el módulo de elasticidad dinámico es de aproximadamente 16% mayor que el módulo de elasticidad estático secante. Salman et. al.(2006), propone que esta relación para concreto de densidad normal se encuentra entre un 36% a 55%. Asimismo, Lydon y Balendran (1986), proponen que la relación es de aproximadamente 20%. Por lo tanto, se puede interpretar que el módulo de elasticidad dinámico y el módulo tangente inicial tienden a ser mayores en comparación con el módulo secante estático. Al no existir consenso claro en la bibliografía presentada, se decidió realizar aumentos del 15% y 30% del módulo de elasticidad con la finalidad de determinar cuál calibra mejor el comportamiento dinámico operacional. Los valores considerados para el modelaje son los desglosados en el Cuadro 5.6.

Cuadro 5.6. Calibración del módulo de elasticidad contemplando el módulo de elasticidad tangencial inicial.

$f'c$ [MPa]	$1.15 E_c$ [MPa]	$1.30 E_c$ [MPa]
21	30315	34266
28	35005	39567
35	39137	44238
42	42872	48459
56	49505	55957
70	55348	62561

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.3. Otros parámetros estudiados

La presente sección pretende desglosar los distintos parámetros que se estudiaron pero que no generaron modificaciones en el comportamiento dinámico del modelo y por ende no forman parte de modelo calibrado final.

5.3.1. Modelación de las escaleras

Como en el modelo base de diseño, las escaleras se modelaron como losas planas, se generó la hipótesis de que, si se modelaban estos elementos como elementos tipo "shell" que conectaran un piso con el otro, se podría generar un aumento en la rigidez de la estructura. Autores Noorifard y Tabeshpour, (2018) mencionan que a pesar de que es una práctica común no modelar las escaleras en edificios, esto puede generar errores en el modelado de la rigidez ya que este tipo de elementos pueden generar arriostramientos tipo k (o k-bracing en inglés). Por lo tanto, se decidió realizar la modelación de estos elementos para así determinar si se genera un cambio en la rigidez y a su vez en el comportamiento de la estructura. La Figura 5.5, es un acercamiento del modelo donde se puede apreciar la forma en la cual se modelaron las escaleras para esta comprobación.

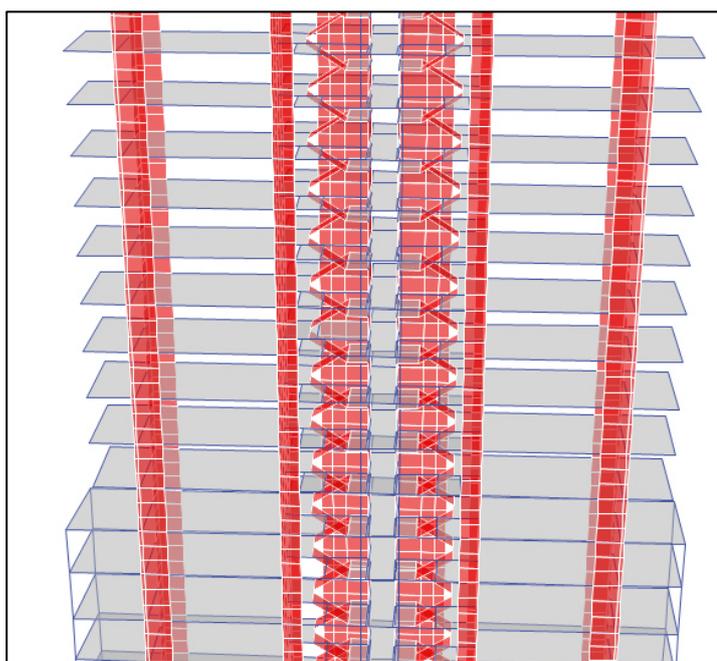


Figura 5.5. Modelación de las escaleras para estudiar el efecto del k-bracing.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Sin embargo, este cambio no generó ninguna variación con respecto al comportamiento dinámico del modelo base de diseño. Por lo tanto, se tomó la decisión de no incluirlo en el modelo calibrado final. Cabe resaltar que una de las razones por la cual esta modificación pudo no haber generado cambios en la rigidez de la estructura es porque las escaleras se encuentran en un núcleo muy rígido que está rodeado de muros estructurales y vigas de acople importantes. Por lo tanto, se podría asumir que el aporte de rigidez de la modelación de las escaleras fue insignificante en comparación con las condiciones modeladas de este núcleo (ver Figura 5.6)

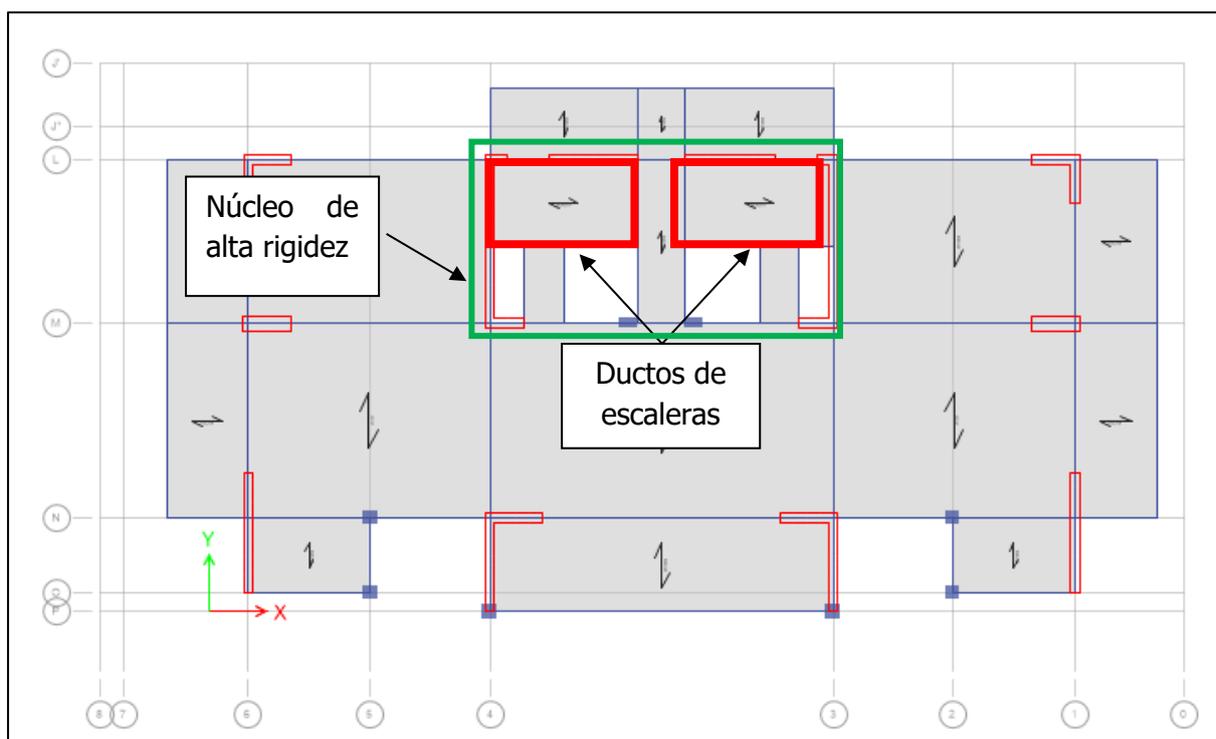


Figura 5.6. Posición de escaleras dentro del segmento más rígido de la estructura.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.3.2. Modelación de las vigas de acople como elementos tipo "cascarón"

En el eje L entre los ejes 3 y 4 hay una serie de muros que están unidos por vigas de acople 105 cm de peralte. Estos elementos rigidizan de manera importante la estructura ya que ligan los muros adyacentes. Powell (2013) y Chairunnisa et. al. (2016), menciona que la modelación de las vigas de acople se puede realizar como elementos tipo "barra" ("frame" en inglés) o tipo "cascarón" ("shell" en inglés) y que ambas metodologías generan resultados similares. Sin embargo, se resaltan que, para vigas de peraltes mayores, la modelación tipo

“barra” tiende a generar una distribución más realista de los esfuerzos. La Figura 5.7 muestra la diferencia entre el modelado de estos elementos dependiendo de su metodología.

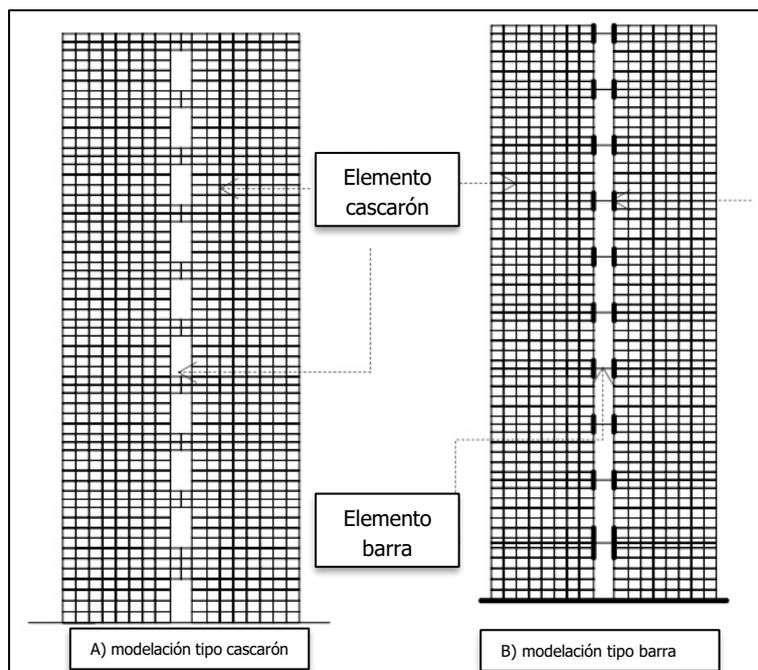


Figura 5.7. Modelación tipo “cascarón” o tipo “barra” de las vigas de acople.

Fuente: Chairunnisa et. al., 2016.

En el modelo de diseño, las vigas de acople fueron modeladas como elementos tipo “barra” con continuación sobre los muros en condición no-peso, no-masa, para asegurar las uniones rigidez con estos elementos. Por lo tanto, se tomó la decisión de realizar una modificación de estos elementos y analizar su impacto en términos del comportamiento dinámico de la estructura. En la Figura 5.8 Se puede observar el eje de muros con sus respectivas vigas de acople modeladas con las dos metodologías.

Sin embargo, al analizar los resultados modales, se descubrió que no hay diferencia en los periodos ni formas modales entre las dos metodologías propuestas. Por lo tanto, se decidió mantener el modelo inicial donde se modelaron las vigas de acople como elementos tipo “barra”.

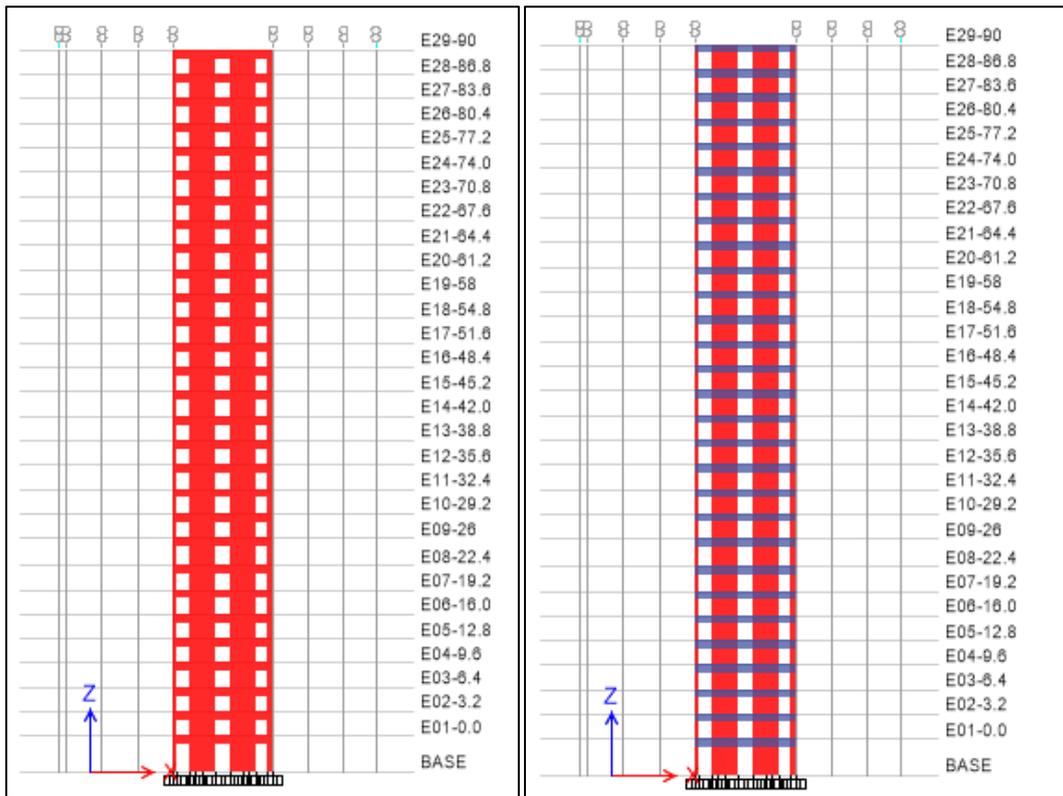


Figura 5.8. Modelación tipo "casca" o tipo "barra" de las vigas de acople.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.3.3. Aumento de las secciones debido a la sección transformada

Anwar y Najam (2017) menciona que, para materiales de sección compuestas, se puede homogenizar mediante una transformación con base en los módulos de elasticidad de ambos materiales. Para ello se requiere calcular la relación modular (n) que es equivalente al módulo de elasticidad del material base entre el módulo de elasticidad del material a transformar. Posteriormente, esta relación modular se multiplica por el área transversal del material que se quiere transformar y se genera una sección equivalente del material base. Esta metodología se expone en la Figura 5.9.

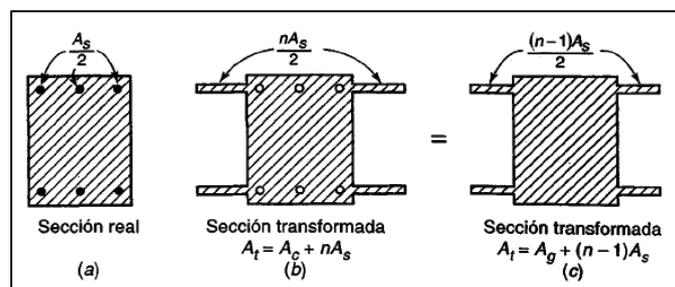


Figura 5.9. Método de la sección transformada.

Fuente: Rivera, 2014.

Mediante esta metodología, se propuso justificar un aumento de sección de los muros estructurales debidos a el acero longitudinal. Para ello, se seleccionó el muro con mayor densidad de acero y se calculó el equivalente de área añadida producto de esta transformación. Además, se supuso que el aumento del área se representaría como un aumento continuo en el espesor del muro.

Específicamente, se consideró el muro MC6, cuyo espesor es de 35 cm y de 7.9 metros de largo. Hay un total de 89 varillas numero 5 por lo que el área total de acero es de 177 cm² y el módulo de elasticidad del acero (E_s) es igual a 2100000 kg/cm². Tomando en cuenta que el muro en los pisos inferiores tiene un $f'c$ de 56 MPa, se considera un E_c igual a 357331 kg/cm². Por lo tanto, se tiene una relación modular equivalente a 5.88. Esto generaría un aumento del espesor de la sección del 3.12% a 36 cm. Tomando este caso como base, se incrementaron todos los espesores de muros en un 3.12% y se corrió el modelo para obtener el comportamiento dinámico. Se identificó que la reducción del periodo era de aproximadamente 0.02s para los primeros periodos fundamentales traslacionales por lo que se consideró que este parámetro era insignificante por lo tanto no se tomó en cuenta en el modelo calibrado. Además, se destaca que este incremento sería menor si se tomara el E_c ajustado según la sección 5.2.4.

5.4. Resultados modales de la calibración del modelo

Para la presentación de los resultados, se decidió generar un modelo base calibrado que corresponde al modelo de diseño con la masa permanente calibrada. Adicionalmente, se realizaron modificaciones individuales de los 6 parámetros estudiados y tomados en cuenta en esta calibración. En el Cuadro 5.7 se muestran los periodos de los 12 modos principales para los diferentes modelos. Se destaca que la columna titulada "Modelo calibrado en condición operacional" toma en cuenta el efecto de todos los parámetros al mismo tiempo y representa la mejor aproximación a las condiciones reales de la estructura. Se destaca que se tomó el aumento del 30% del módulo de elasticidad ya que este aproxima mejor los resultados operacionales que el del aumento del 15%. Además, en la sección de Anexos se desglosan en forma de cuadros los resultados modales de cada modelo generado con más detalle. En estos cuadros se puede referenciar la participación de masa en cada dirección al igual que su participación rotacional lo cual describe su forma modal.

Cuadro 5.7. Periodos [s] de los modelos de las diferentes calibraciones realizadas.

Modo	Diseño	CP	CT y fracción sísmica	Fachada y paredes livianas	Momentos de inercia	Sin considerar P-delta	Ec 15%	Ec 30%	Modelo calibrado en condición operacional
1-(X+Z)	3.894 100%	3.624 93%	3.702 95%	3.055 78%	3.148 81%	3.535 91%	2.890 74%	2.713 70%	1.688 43%
1-(Y)	3.794 100%	3.548 94%	3.525 93%	2.999 79%	2.987 79%	3.469 91%	2.831 75%	2.658 70%	1.727 46%
1-(Z+X)	2.252 100%	2.085 93%	2.07 92%	1.83 81%	1.873 83%	2.068 92%	1.684 75%	1.585 70%	1.036 46%
2-(X+Z)	1.201 100%	1.117 93%	1.136 95%	0.976 81%	0.954 79%	1.113 93%	0.898 75%	0.845 70%	0.545 45%
2-(Y)	0.918 100%	0.862 94%	0.856 93%	0.782 85%	0.804 88%	0.86 94%	0.694 76%	0.652 71%	0.464 51%
2-(Z+X)	0.671 100%	0.621 93%	0.616 92%	0.567 85%	0.571 85%	0.62 92%	0.504 75%	0.475 71%	0.327 49%
3-(X+Z)	0.616 100%	0.574 93%	0.581 94%	0.518 84%	0.507 82%	0.574 93%	0.462 75%	0.435 71%	0.291 47%
3-(Y)	0.39 100%	0.367 94%	0.365 94%	0.347 89%	0.352 90%	0.367 94%	0.295 76%	0.278 71%	0.207 53%
3-(Z+X)	0.378 100%	0.354 94%	0.356 94%	0.325 86%	0.32 85%	0.354 94%	0.285 75%	0.269 71%	0.187 49%
4-(Z+X)	0.340 100%	0.315 93%	0.312 92%	0.292 86%	0.294 86%	0.315 93%	0.256 75%	0.241 71%	0.170 50%
4-(X+Z)	0.266 100%	0.249 94%	0.251 94%	0.235 88%	0.230 86%	0.249 94%	0.201 76%	0.189 71%	0.136 51%
4-(Y)	0.225 100%	0.212 94%	0.210 93%	0.202 90%	0.205 91%	0.211 94%	0.171 76%	0.161 72%	0.121 54%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Adicionalmente, se presentan la Figura 5.10 donde se muestra de manera gráfica las formas modales del modelo calibrado con todos los parámetros estudiados. Se destaca que se puede apreciar claramente que el modo flexional en "Y" no está acoplado con torsión mientras que el modo flexional en "X" sí lo está.

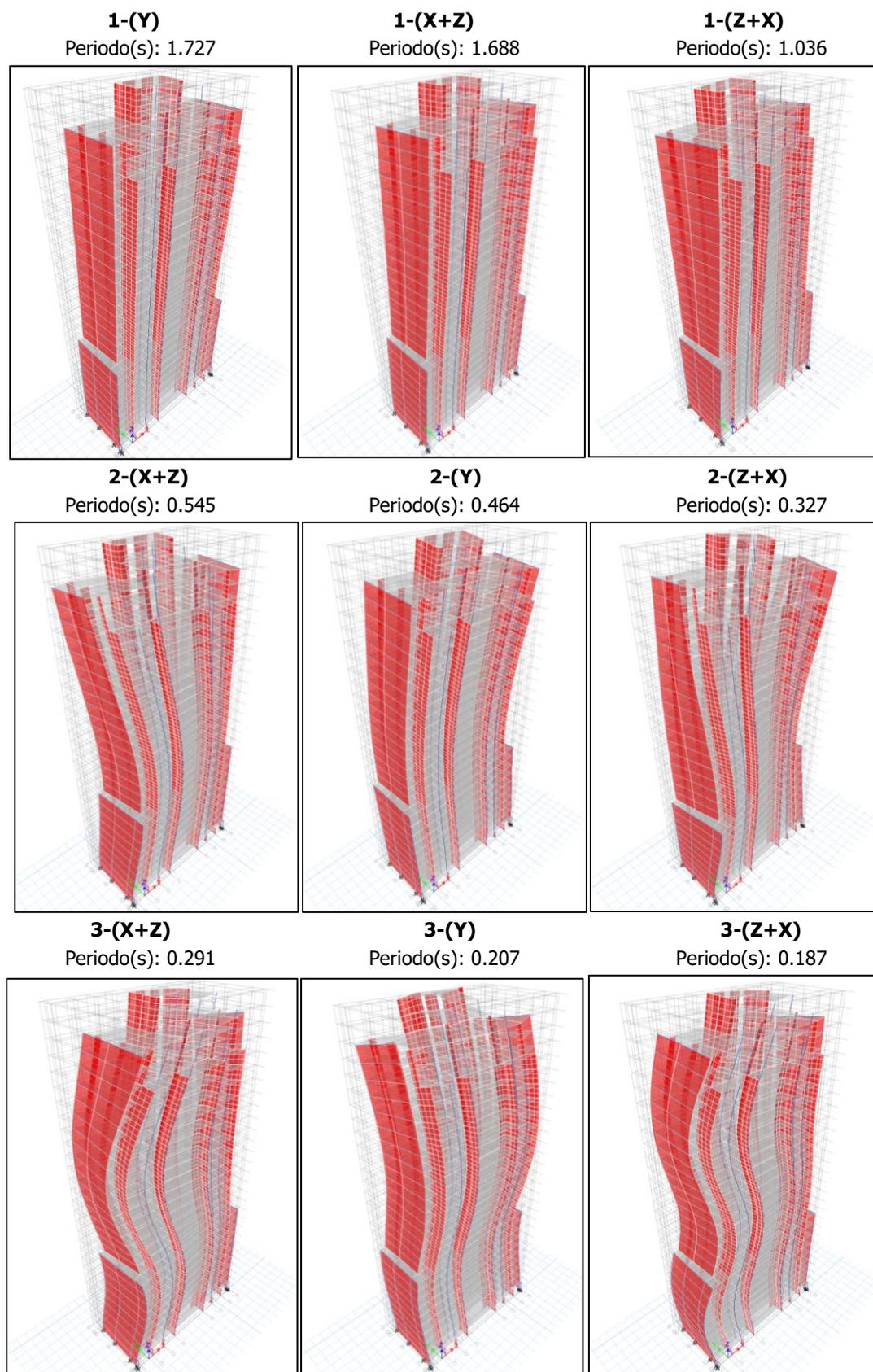


Figura 5.10. Formas modales del modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

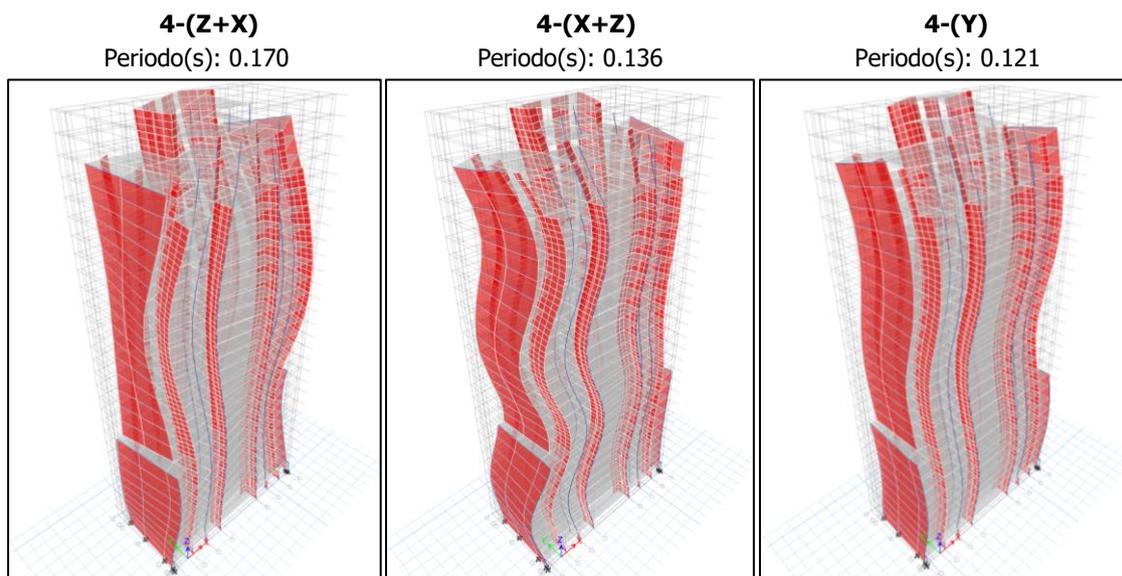


Figura 5.10. (Cont.) Formas modales del modelo calibrado modales del modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

5.5. Análisis comparativo entre los resultados dinámicos del modelo calibrado y los obtenidos experimentalmente

Tendiendo los resultados modales del modelo analítico calibrado se procede a validarlos mediante un análisis comparativo de las formas con respecto a los obtenidos a nivel experimental. Vásquez (2020) destaca que como se utilizó dos tipos de instrumentación, la permanente y la móvil, se logró obtener dos series de periodos y formas modales. Esto quiere decir que se tendrán 2 análisis MAC, uno por cada tipo de instrumentación utilizada.

5.5.1. Análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente

Primeramente, se muestra en el Cuadro 5.8 un resumen de los resultados del análisis MAC para los diferentes modos obtenidos por la instrumentación permanente y el modelo analítico.

Cuadro 5.8. Resultados del análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente.

Modo		1-(Y)	1-(X+Z)	1-(Z+X)	2-(X+Z)	2-(Y)	2-(Z+X)	3-(X+Z)	4-(Y)
Periodos [s]	Instrumentación permanente	1.674	1.658	0.993	0.560	0.507	0.410	0.301	0.131
	Modelo analítico calibrado	1.727	1.688	1.036	0.545	0.464	0.327	0.291	0.121
Diferencia (%)		3.07%	1.79%	4.33%	2.61%	8.45%	20.28%	3.45%	7.37%
MAC		0.999	0.980	0.872	0.990	0.991	0.900	0.900	0.967

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Se puede apreciar que en general, los valores de MAC son muy cercanos a 1. De hecho, el único valor por debajo de 0.9 es el del modo 1-(Z-X) con 0.872. Se destaca que este modo es principalmente torsional y este tipo de movimientos tienden a generar mayores incertidumbres a nivel del análisis MAC ya que la magnitud de los desplazamientos se reduce sustancialmente cuando los instrumentos de medición están muy próximos al centro de rigidez de la estructura como ocurre en este caso. Por su parte, los modos 1-(Y), 1-(X+Z), 2-(X+Z), y 2-(Y), que representa los modos traslacionales fundamentales y los segundos modos traslacionales en cada dirección, presenta una correlación excelente con valores iguales o mayores a 0.99. Finalmente, los modos 2-(Z+X), 3-(X+Z), y 4-(Y) también presentan correlaciones muy buenas según el criterio de Pastor (2012) al tener valores de MAC mayores que 0.9.

A continuación, se muestra de manera gráfica las formas modales en dirección "X" y "Y" normalizadas de la instrumentación permanente y los del modelo analítico calibrado.

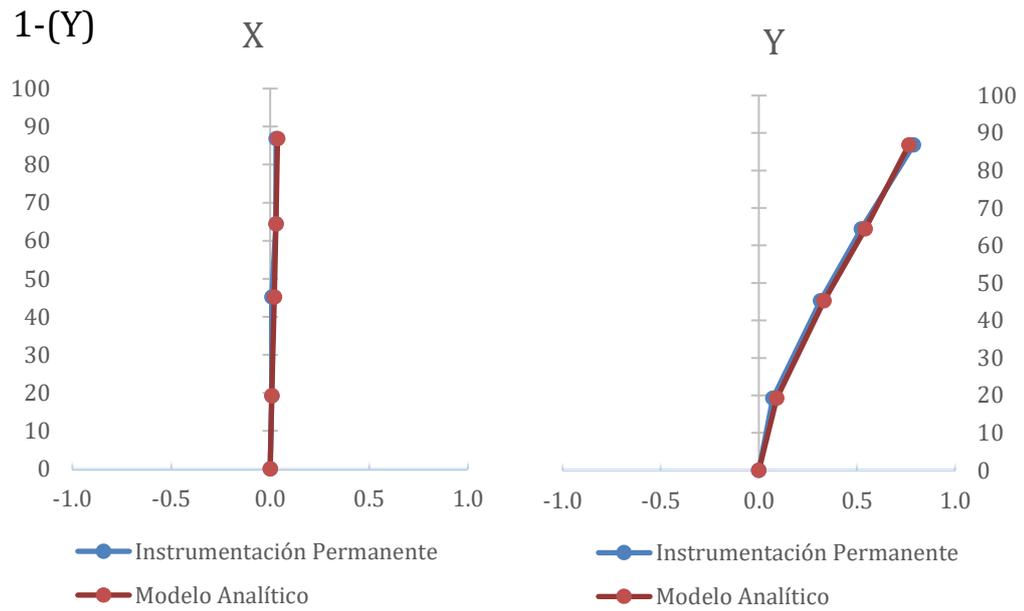


Figura 5.11. Comparación del modo 1-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

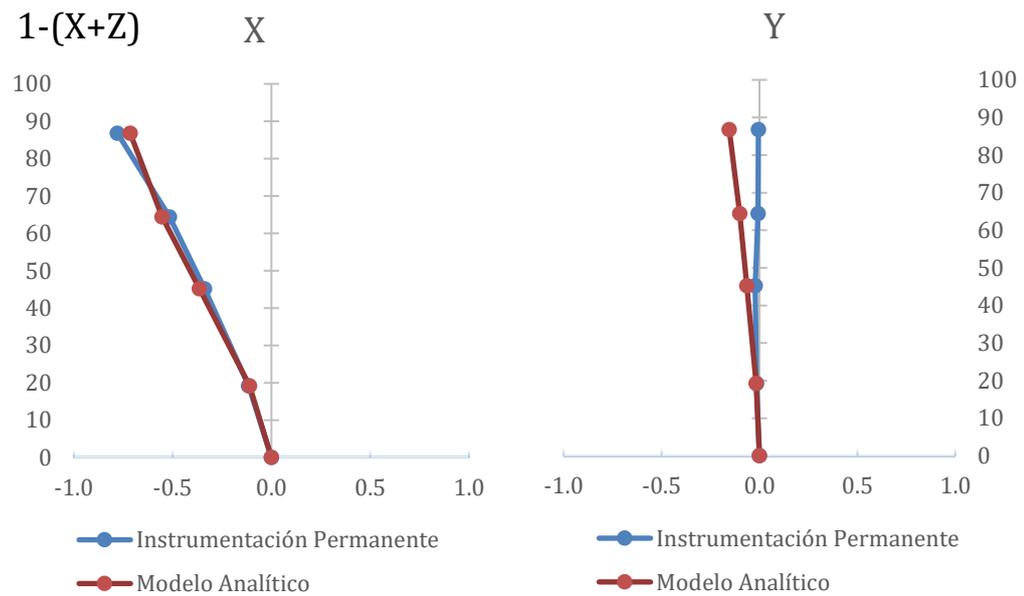


Figura 5.12. Comparación del modo 1-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

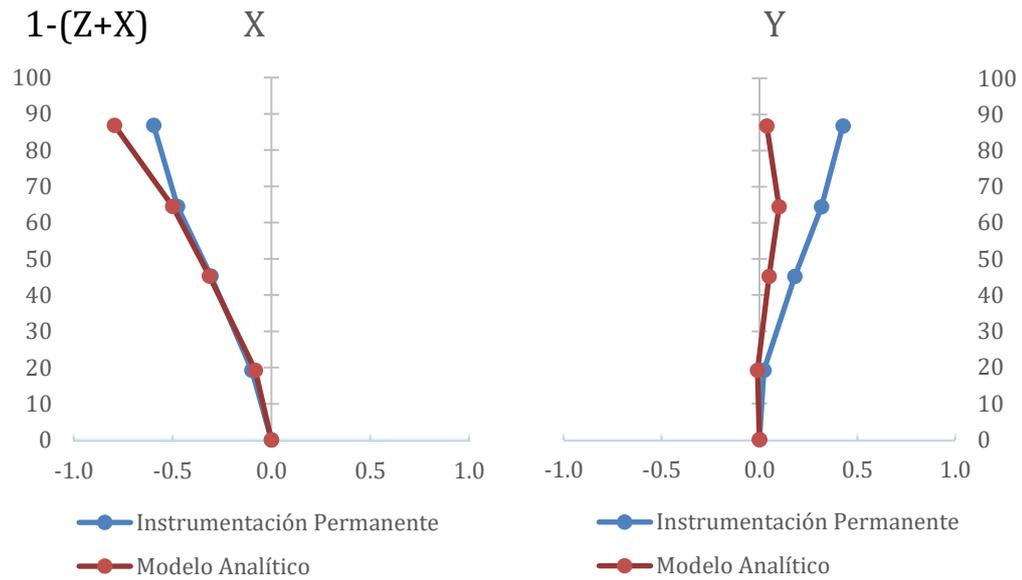


Figura 5.13. Comparación del modo 1-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

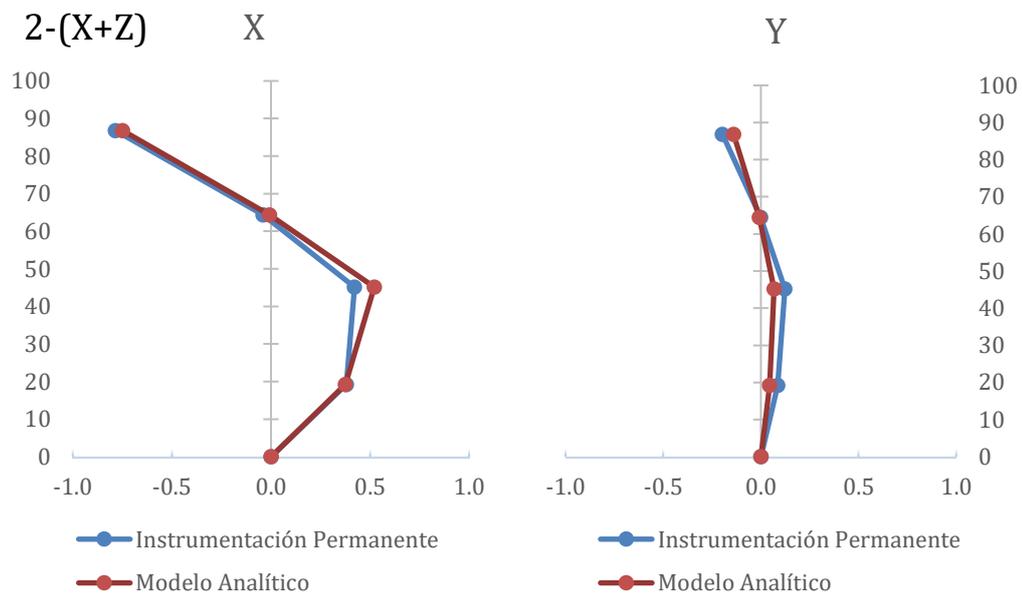


Figura 5.14. Comparación del modo 2-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

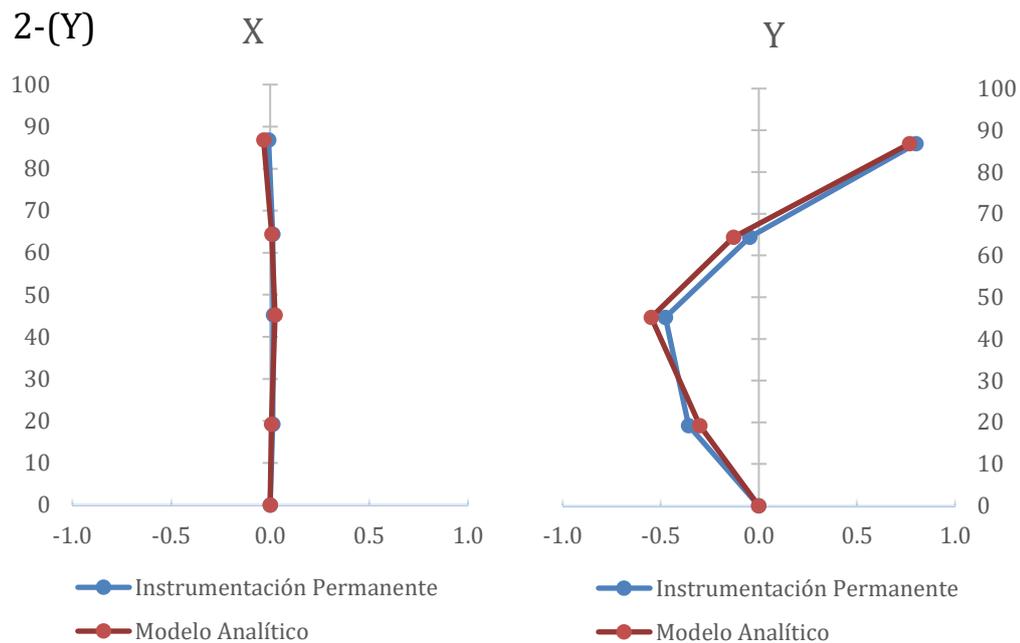


Figura 5.15. Comparación del modo 2-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

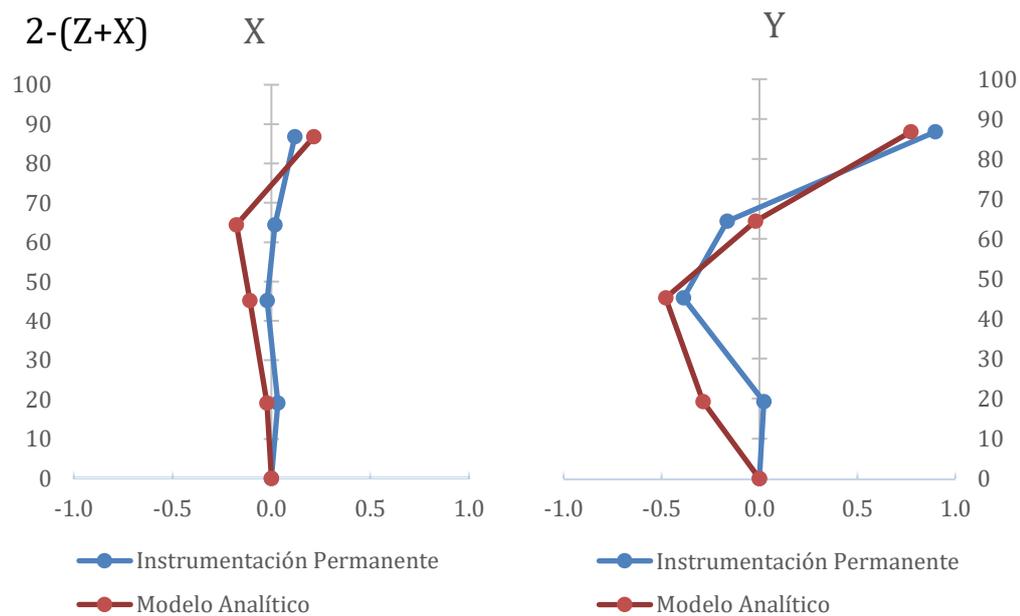


Figura 5.16. Comparación del 2-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

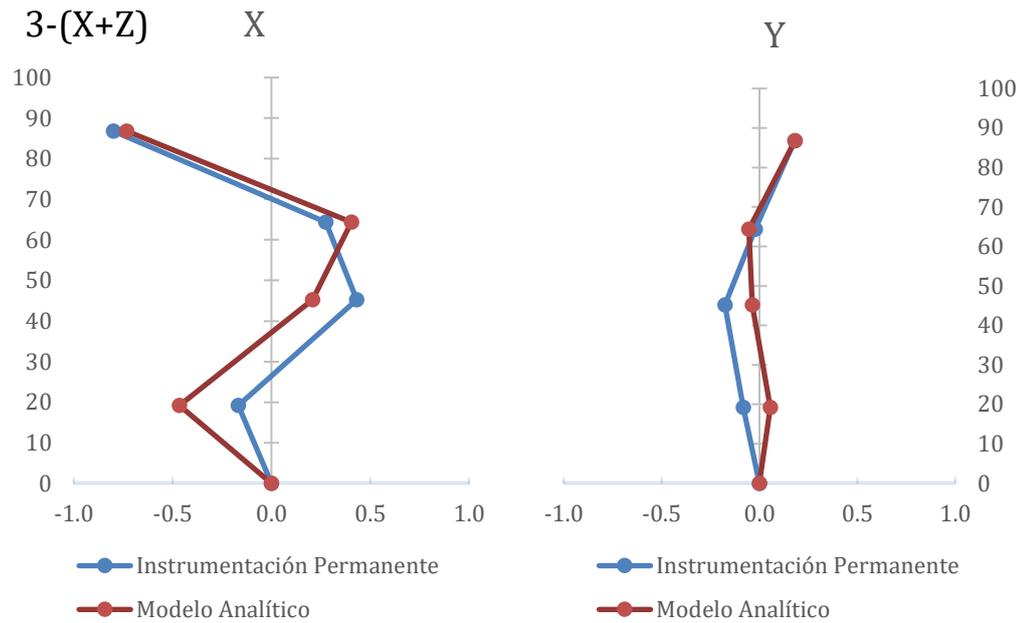


Figura 5.17. Comparación del modo 3-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

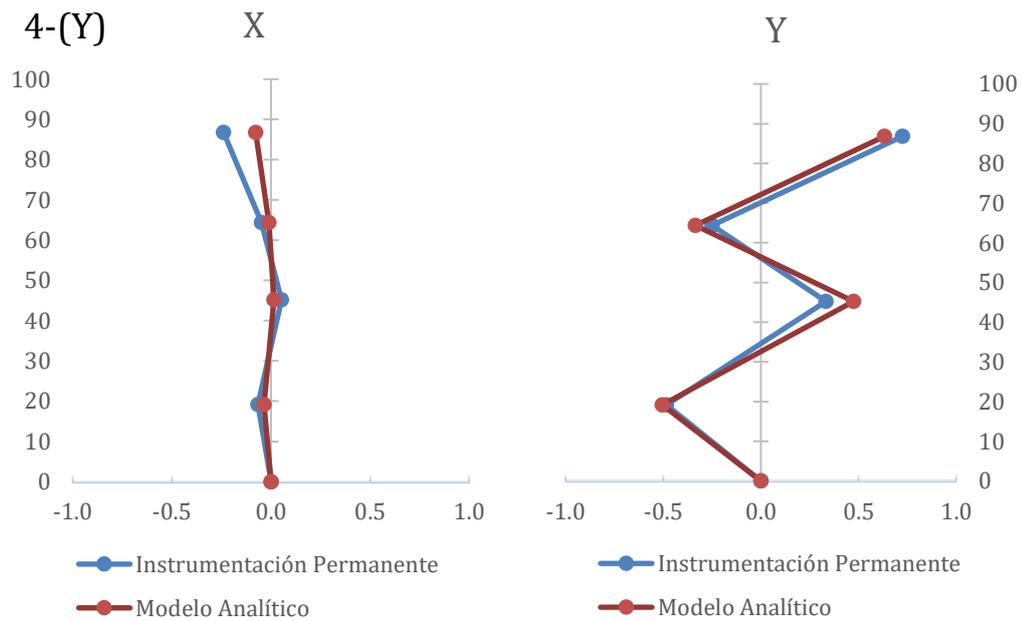


Figura 5.18. Comparación del modo 4-(Y) entre los resultados de la instrumentación permanente y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

El 1-(Y) es el modo fundamental traslacional en dirección corta o "Y". La forma modal indica que este modo representa desplazamientos primordialmente en dirección "Y" con curvatura simple. Además, la Figura 5.11 permite realizar una verificación visual que concuerda con la correlación del análisis MAC entre las formas modales de la instrumentación permanente y el modelo analítico. Adicionalmente, como se observa en el Cuadro 5.8 hay una diferencia del 3.07% entre la magnitud del periodo medido por la instrumentación permanente y el modelo analítico. Por lo tanto, se puede concluir que hay una buena calibración del modo.

El 1-(X+Z) representa el modo fundamental traslacional en dirección larga o "X". Este modo, como se había identificado anteriormente, está acoplado con el comportamiento de torsión debido a la excentricidad de la estructura. Como el movimiento no es unidireccional, en la Figura 5.12 se pueden apreciar desplazamientos normalizados en ambas direcciones. Se aclara que los desplazamientos debido a la rotación tenderán a tener magnitudes menores por la cercanía de la instrumentación con el centro de rigidez de la estructura. Esto hace que la magnitud normalizada de los desplazamientos es principalmente en dirección "X". Adicionalmente, se corrobora el análisis MAC de manera visual con la Figura 5.12 ya que hay una concordancia notable entre las formas modales. Finalmente, como se observa en el Cuadro 5.8 hay diferencia de 1.79% entre la magnitud del periodo medido por la instrumentación permanente y el modelo analítico, por lo que se puede concluir que hay una buena calibración del modo.

El modo 1-(Z+X) es el modo fundamental torsional. Como se mencionó anteriormente, este es el que presenta un valor de MAC más bajo. Esto se puede identificar de manera visual ya que la Figura 5.13 presenta las diferencias más grandes en ambas direcciones entre la forma modal de la instrumentación permanente y el modelo analítico. Sin embargo, el periodo difiere en tan solo un 4.33%. Dadas las dificultades que se generan por la proximidad de la posición de la instrumentación con el centro de rigidez, se puede decir que hay un mayor grado de incertidumbre con las formas modales registradas por la instrumentación permanente y por ende se puede concluir que no hay evidencia de que la calibración fue insuficiente.

Los modos 2-(Y) y 4-(Y) son análogos del modo 1-(Y) ya que como se muestran en sus formas modales tienen movimiento primordialmente en dirección corta o "Y". El modo 2(Y) presenta una curvatura doble y el modo 4-(Y) una curvatura cuádruple a diferencia de la curvatura simple del modo 1-(Y). Para ambos modos se puede corroborar a nivel visual con

las figuras Figura 5.15 y Figura 5.18 que la correlación del análisis MAC es notoria. Adicionalmente, las magnitudes de los periodos difieren en un 8.45% y 7.37% respectivamente. Por lo tanto, se puede concluir que hay una calibración adecuada de estos dos modos.

Similarmente, los modos 2-(X-Z) y 3-(X-Z) son análogos del modo 1-(X+Z) ya que presentan traslación principalmente en dirección larga o "X". Para estos modos también se puede identificar presencia de desplazamientos normalizados en dirección "Y" en magnitudes menores debido a que están acoplados con el comportamiento a torsión. Una verificación visual de la correlación del análisis MAC se puede realizar con las Figura 5.14 y Figura 5.17 ya que se identifica claramente una similitud entre las formas modales de la instrumentación permanente y el modelo analítico. Además, como las magnitudes de los periodos difieren en tan solo un 2.61% y 3.45% respectivamente, se puede concluir que hay una buena calibración de ambos modos.

Finalmente, el 2-(Z+X) se puede considerar como el análogo del modo 1-(Z+X) que representa la participación torsional de la estructura. Este modo presenta el segundo valor de MAC más bajo de todos por lo que hay consistencia con lo interpretado anteriormente. Adicionalmente, al ver la Figura 5.18 se aprecian movimientos en ambas direcciones con algunas diferencias en las formas modales de la instrumentación permanente y el modelo analítico. Además, este modo representa la mayor diferencia entre la magnitud de los periodos con un 20.28% de error. Por lo tanto, se concluye que hay una baja correlación, pero la alta incertidumbre no desacredita la calibración.

5.5.2. Análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación permanente

Asimismo, se realizó un análisis comparativo para los valores obtenidos por el estudio de Vásquez (2020), para la instrumentación móvil. Primeramente, se presenta en el Cuadro 5.9, el resumen de los resultados del análisis MAC para los 4 modos estudiados.

Cuadro 5.9. Resultados del análisis MAC entre el modelo analítico calibrado y los medidos por la instrumentación móvil.

Modo		1-(Y)	1-(X+Z)	1-(Z+X)	2-(X+Z)
Periodos [s]	Instrumentación móvil	1.721	1.653	1.00	0.556
	Modelo analítico calibrado	1.727	1.688	1.036	0.545
Diferencia (%)		0.34%	2.08%	3.47%	2.11%
MAC		0.998	0.938	0.831	0.977

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Del análisis MAC se puede observar que los periodos 1-(Y), 1-(X-Z), y 2-(X+Z) tienen valores mayores que 0.9 por lo que según Pastor (2012), hay una correlación muy buena entre las formas modales. Sin embargo, para el caso del modo 3, este presenta un MAC de 0.831 que indica una correlación no tan buena. Esto concuerda con los resultados obtenidos en la comparación entre el modelo analítico y la instrumentación permanente para el mismo modo. A continuación, se presentan las diferentes formas modales para un análisis más a fondo. Se aclara que como se puede ver en la Figura 3.3, la instrumentación móvil presenta más de un instrumento por nivel en la mayoría de los niveles. Por lo tanto, se separaron los instrumentos de la derecha y la izquierda en diferentes líneas y se obtuvo del modelo los puntos equivalentes para generar formas a comparar de manera gráfica.

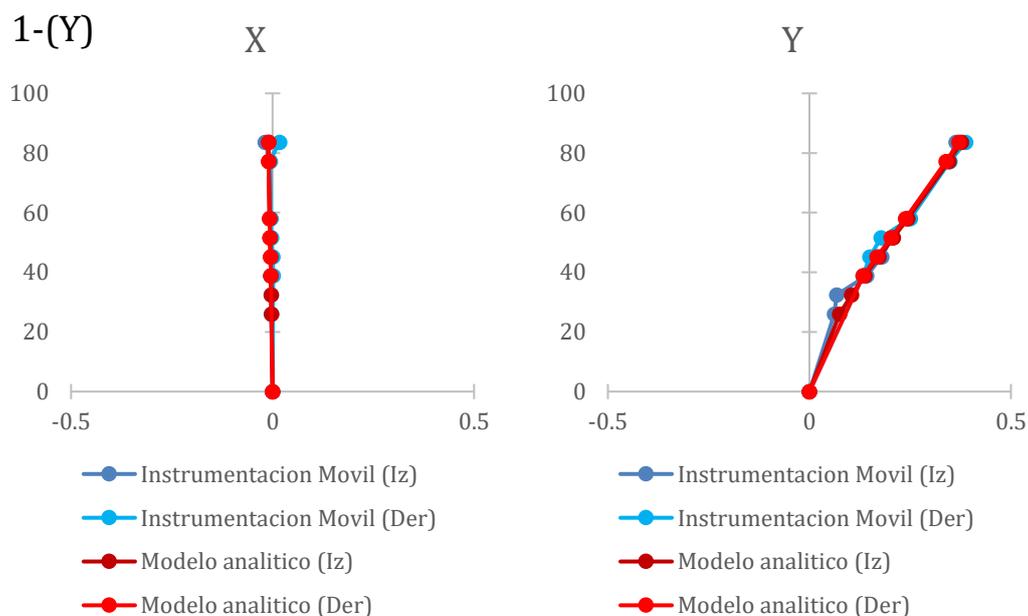


Figura 5.19. Comparación del modo 1-(Y) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

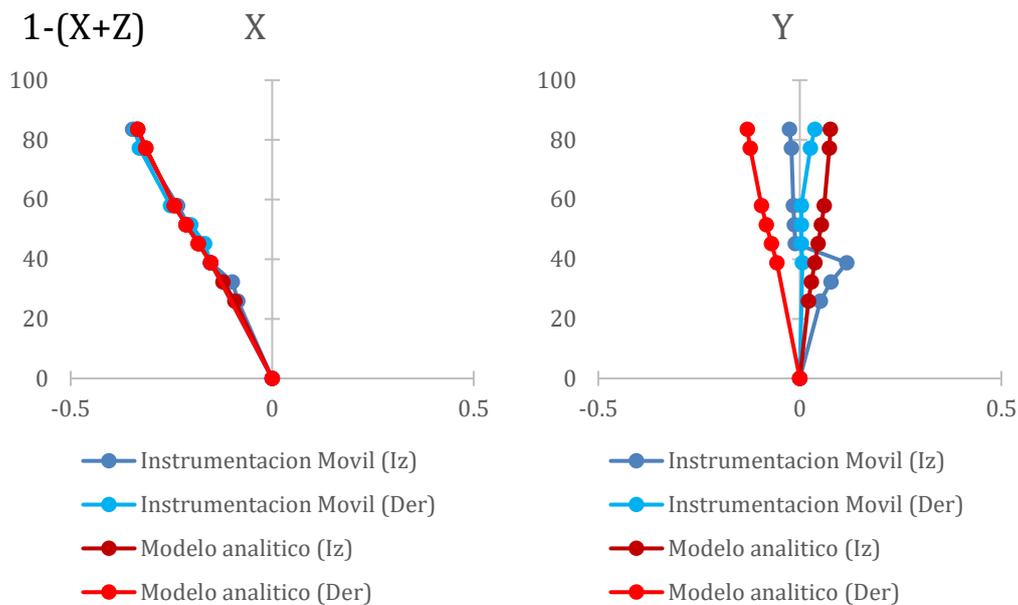


Figura 5.20. Comparación del modo 1-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

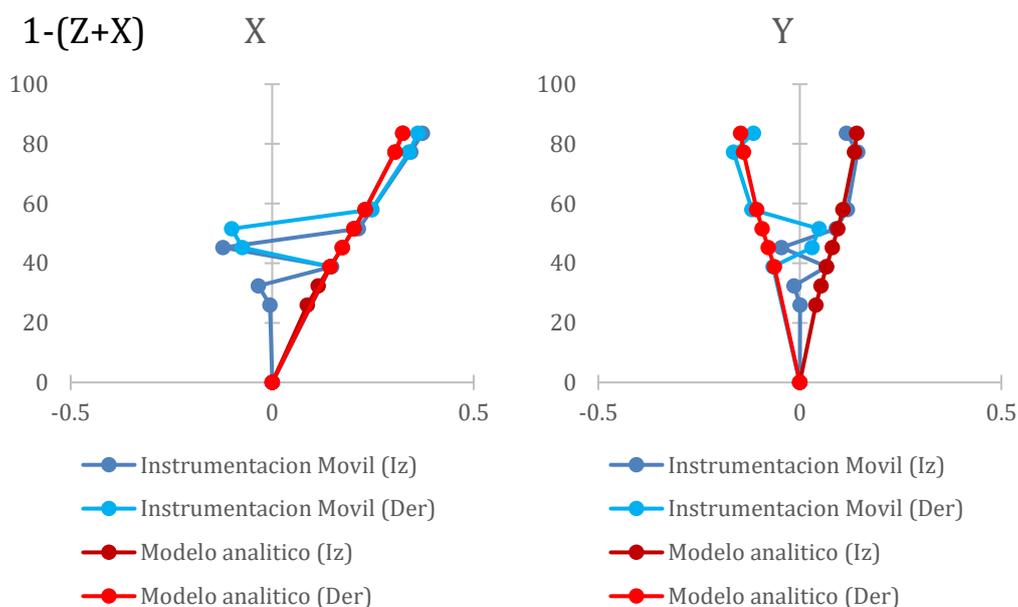


Figura 5.21. Comparación del 1-(Z+X) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

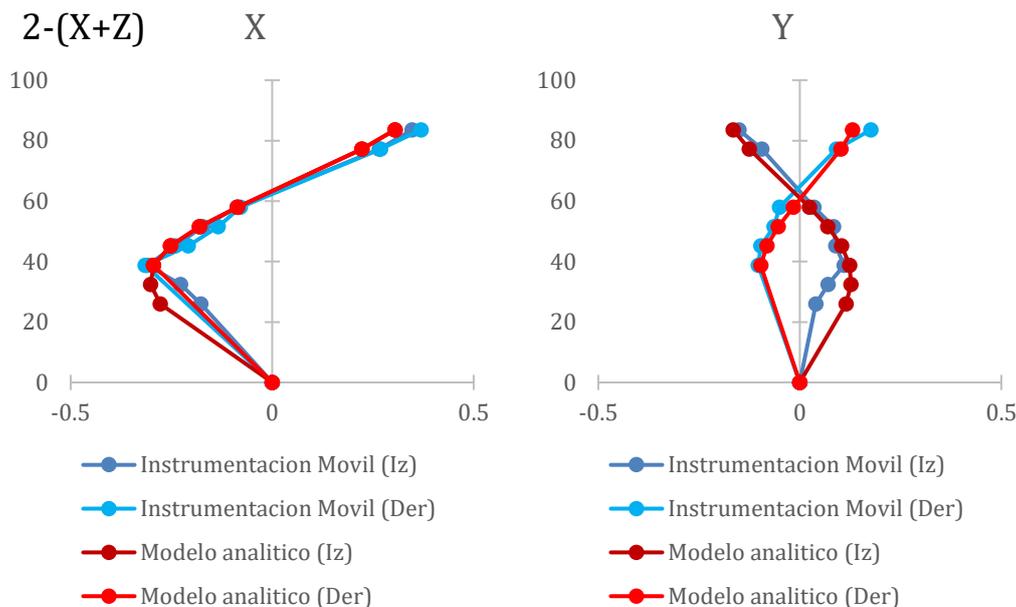


Figura 5.22. Comparación del modo 2-(X+Z) entre los resultados de la instrumentación móvil y el modelo calibrado.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Como se observa en Figura 5.19Figura 5.21, el modo 1-(Y) representa el modo fundamental traslacional en sentido corto o "Y". Se identifica que la estructura se desplaza principalmente en dirección "Y" con curvatura simple. Además, se aprecia una relación muy directa entre las formas modales que corrobora los resultados del análisis MAC. Adicionalmente, como se muestra en el Cuadro 5.9 se tiene una diferencia entre la magnitud de los periodos medidos de 0.34% se puede decir que el modelo calibrado representa de manera acertada las condiciones medidas por la instrumentación móvil para este modo.

El modo 1-(X+Z), representado en la Figura 5.20, se puede identificar como una forma modal fundamental traslacional en sentido largo o "X" acoplada con torsión. Esto se puede apreciar claramente en los desplazamientos en dirección "X". Cabe destacar que los desplazamientos en dirección "Y" tienen diferencias notables y las magnitudes de los medidos por la instrumentación móvil son menores. De hecho, la mayor discrepancia se presenta en las primeras 3 mediciones de la instrumentación móvil de la derecha ya que van en sentido contrario a las mediciones obtenidas del modelo calibrado. Se entiende que, como el modo está acoplado con torsión, los desplazamientos tienden a ser de menor magnitud por lo que

al normalizar los valores el error se aumenta. Además, se sabe que como la instrumentación está localizada cerca del centro de rigidez se podrán generar errores en la medición. Sin embargo, sí se obtienen valores de MAC aceptables ya que los desplazamientos mayores en dirección "X" terminan rigiendo el análisis. Además, como se tiene una diferencia de la magnitud de los periodos medidos del 2.08% se puede decir que la calibración del modelo fue buena y genera resultados modales que tienen una correlación con los obtenidos por la instrumentación móvil.

El modo 1-(Z+X), representado en la Figura 5.21, se identifica como la forma modal fundamental torsional acoplada con traslación en "X". Esto se identifica ya que hay desplazamientos claros en ambas direcciones. Específicamente, la torsión se identifica ya que en dirección "Y" se puede ver como los instrumentos alineados a la derecha tienen valores negativos mientras que los que están alineados a la izquierda tienen valores positivos. Asimismo, se puede ver claramente como en dirección "X", se aprecia que la mayoría de las mediciones representan una curvatura simple lo cual sugiere que el modo está acoplado en dicha dirección. Se destaca que como el movimiento de este modo surge principalmente de la rotación de la estructura, la magnitud de los desplazamientos es muy baja y puede tender a mayores errores. Esto concuerda con los resultados del MAC ya que presenta el valor menor de los 4 analizados. De igual manera, se tiene una diferencia de la magnitud de los periodos medidos del 3.47%. Por lo tanto, se concluye que este es el modo que genera menor certeza en el análisis comparativo.

Finalmente, el modo 2-(X+Z), representa el segundo modo traslacional en sentido largo o "X" acoplado con torsión. Este modo tiene una curvatura doble a diferencia del modo 2. Se observa en la Figura 5.22 una similitud muy evidente en los datos obtenidos con la instrumentación móvil y los del modelo analítico calibrado lo cual confirma los resultados del análisis MAC. Además, como se tiene una diferencia en la magnitud del periodo del 2.11% se puede concluir que el modo calibrado es una buena representación del modo medido.

Del análisis MAC para los resultados de la instrumentación permanente y la instrumentación móvil, se puede concluir que el modelo calibrado asemeja de manera correcta las condiciones medidas en campo.

5.6. Discusión de los resultados de la calibración

5.6.1. Masa

La calibración de masas es uno de los dos aspectos fundamentales para la calibración del modelo analítico. Sin embargo, como se observa en el Cuadro 5.3, la capacidad de reducir la masa sísmica es muy limitada. Esto ya que contemplando la carga temporal y la carga permanente se tiene tan solo una reducción del 9.8% de la masa inicial. Esto se da porque la mayor parte de la masa proviene el peso propio del concreto reforzado que se conoce con certeza bajo la premisa de que este material tiene un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 .

Específicamente, para el caso de las cargas temporales, estas se lograron reducir de manera significativa ya que como menciona Rivas (2019) hay una sobrestimación en los valores de carga temporal mínimos del CSCR 10/14 (CFIA, 2016) que no representa adecuadamente las condiciones operacionales y por lo tanto se pueden reducir para la calibración del modelo analítico. Sin embargo, debido a que, en condiciones operacionales, la aceleración lateral es despreciable, no se puede aplicar la fracción sísmica de 0.15 establecida en el CSCR 10/14 (CFIA 2016). Esto quiere decir, que se debe considerar la totalidad de la carga temporal para el cálculo de la masa sísmica. En total, la reducción de la carga temporal y el aumento de la fracción sísmica produjeron un aumento de la masa sísmica del 3.1%.

Por su parte, la calibración de la carga permanente logro reducir la masa sísmica en un 12.9%. Esta reducción se debe a la eliminación de las sobrestimaciones de carga que se dieron a nivel de diseño por falta de información o incertidumbre del proceso constructivo. Esto es una práctica común durante el proceso de diseño ya que supone estar del lado seguro en el diseño de elementos.

Bronkhorst (2018), quien descubrió discrepancias similares en la respuesta dinámica de las estructuras a nivel operacional, menciona que para calibrar un modelo analítico con modificaciones de masa únicamente, se requiere reducir la masa por un factor de 2 a 4 (50% a 75%). Esto no es viable para este caso ya que la calibración realizada permitió una reducción del 9.8%. Esto da a entender que a pesar de que la masa sísmica si es un factor relevante, no es más importante en la calibración. Evidencia de esto también se refleja en la reducción de los periodos del modelo con masas calibradas que tienen valores de 3.702 s, 3.616 s, y 2.125 s, para los dos modos fundamentales traslacional y el modo fundamental torsional

respectivamente, los cuales, si ven una mejoría con respecto al modelo de diseño, pero siguen estando significativamente diferentes a los medidos operacionalmente.

5.6.2. Rigidez

La calibración de la rigidez es el otro aspecto fundamental para obtener un modelo cuya calibración asemeje las condiciones operacionales. Se determinó, que los 4 aspectos primordiales en orden ascendente de influencia para la calibración de la rigidez es el efecto P-delta, la consideración de elementos sin agrietar, el aporte de los elementos no estructurales, y la determinación real del módulo de elasticidad del concreto.

El efecto P-Delta se eliminó para la calibración del modelo operacional. Esto ya que el efecto P-Delta es un tipo de no linealidad geométrica que entra en función cuando un sistema se encuentra en su configuración cargada y deformada. Sin embargo, en condiciones operacionales, donde no hay fuerzas sísmicas presentes y las deformaciones son despreciables, se puede asumir que no entra en efecto.

Con respecto a la consideración de las vigas como elementos no agrietados, se destaca que la reducción del 50% estipulada en el CSCR 10/14 (CFIA 2016) no asemeja las condiciones reales ya que no se ha presentado un sismo que genere ese tipo de daños. Como se observa del Cuadro 5.7, esta modificación genera cambios importantes en el modelo de diseño y los periodos de los primeros dos modos traslacionales y el primer modo torsional se reducen a 3.148 s, 2.987 s, y 1.873 s, respectivamente.

Posteriormente, se debe destacar el aporte a la rigidez de los elementos no estructurales como las divisiones internas y la fachada. El aporte individual de este factor redujo los periodos de los primeros dos modos traslacionales y el primer modo torsional a 3.055 s, 2.99s, y 1.830s, respectivamente. Se puede ver que el efecto que tiene este componente calibrado es similar pero mayor al obtenido al considerar las vigas sin agrietar. Se aclara que este comportamiento únicamente ocurre siempre y cuando estos elementos estén sujetos a la estructura y no hayan sufrido daños en sus conexiones. Esto es importante ya que cuando la estructura se vea expuesta a fuerzas sísmicas significativas, estas uniones tenderán a aflojarse o a fallar antes que los componentes estructurales por lo que solo se deben de tomar en cuenta en condiciones operacionales.

Finalmente, se debe destacar la calibración del E_c como el factor que generó el mayor efecto en términos de la calibración. Tomando en cuenta un aumento del 30% del E_c , se obtuvieron valores de 2.713 s, 2.658 s, y 1.585 s para los periodos de los primeros dos modos traslacionales y el primer modo torsional respectivamente. Se reitera que la calibración de este parámetro se debió a la detección de valores reales de $f'c$ mayores a los de diseño y a la consideración de que el módulo tangente inicial es mejor que el módulo secante en representar el comportamiento del concreto en condiciones de baja demanda.

Bronkhorst (2018), menciona que para la calibración de los modelos analíticos cuando únicamente se consideran aspectos de rigidez, se deberá realizar un aumento de la rigidez a la flexión mediante modificadores por un factor de 4 a 5. Sin embargo, dado que este análisis se enfoca en identificar parámetros específicos y no únicamente aplicarle modificadores de rigidez a la estructura, se decidió realizar un estudio de los distintos parámetros por separado para razonar si su implementación concuerda con las condiciones operaciones.

6. IMPLICACIONES DE LA CALIBRACIÓN EN EL CALCULO DE LA DEMANDA SÍSMICA

Se identificó, que el CSCR 10/14 (CFIA 2016) al igual que las diferentes referencias internacionales como Stafford Smith y Coull (1991), le dan poca importancia al estudio del comportamiento de las estructuras en su condición operacional. Esto hace que la modelación de las edificaciones se dé únicamente a nivel de diseño crítico, lo cual no es suficiente para una comprensión global de los estados de desempeño de las estructuras. Esta conclusión esta comprobada en este trabajo al igual que en muchos otros como los de Lei, Wang, y Shen (2012), Kim y Yu (2009), Kim y Kim (2014), y Bronkhorst (2018), donde se identificó que las condiciones operacionales difieren significativamente de las condiciones de diseño. Por lo tanto, los modelos de diseño se tornan poco útiles para la interpretación de los resultados modales operacionales obtenidos al instrumentar las edificaciones.

Adicionalmente, la falta de un parámetro operacional con que comparar los resultados medidos, impide una verificación de los resultados o la posible detección de daños si es que la estructura se estuviera comportando de manera diferente a como se le destinó a nivel operacional. Por lo tanto, esto dificulta el MSE cuyo propósito es aportar una herramienta cuantitativa a la inspección y monitoreo posterior a la construcción para identificar y evaluar el estado de las estructuras y sus posibles daños.

Específicamente, en referencia a aspectos a considerar del CSCR 10/14(CFIA 2016), se destaca que mediante la calibración se determinó que el edificio tiene una masa sísmica menor que la de diseño. Este parámetro por sí solo supone estar del lado seguro a nivel de diseño por demanda sísmica ya que el coeficiente sísmico se multiplica por la masa sísmica, para así determinar el cortante basal y las distintas fuerzas sísmicas de diseño. Sin embargo, como se ejemplificó en este trabajo, una reducción de masa también refleja una reducción en el periodo. Esto es de importancia ya que el periodo es utilizado para la determinación del FED que a su vez es proporcional al coeficiente sísmico. Sin embargo, el periodo es inversamente proporcional al FED, siempre que se esté trabajando con valores mayores que la meseta constante, por lo que no estaría del lado seguro en ese sentido. Esto quiere decir que las reducciones de masa para el caso de edificios altos no necesariamente están del lado seguro en el cálculo de la demanda sísmica.

Similarmente, cualquier aumento en la rigidez genera una reducción en el periodo por lo que todas las modificaciones de rigidez realizadas para obtener el modelo calibrado se asocian a un aumento en el cortante basal de la estructura, específicamente para edificios de gran altura.

La problemática de comparar el modelo calibrado en condición operacional con el modelo de diseño en términos del cálculo de la demanda sísmica es que muchas de las calibraciones se realizaron asumiendo que el edificio se encuentra en condición operacional bajo aceleraciones laterales despreciables. Por lo tanto, no es procedente el cálculo de fuerzas sísmicas que asumen una condición completamente distinta.

Para solventar esta problemática se creó el modelo calibrado en condición sísmica que parte del modelo calibrado en condición operacional, pero toma en cuenta aspectos bajo condiciones sísmicas e incorpora consideraciones del CSCR10/14 (CFIA 2016). En términos de la masa sísmica, el nuevo modelo si considera la calibración realizada de la carga permanente y la carga temporal, pero difiere del modelo calibrado en condición operacional ya que la fracción sísmica de la carga temporal es de 0.15 y no de 1.00. Asimismo, en términos de la calibración realizada del módulo de elasticidad, el modelo calibrado en condición sísmica únicamente considera el aumento debido al $f'c$ de las pruebas de laboratorio desglosado en el Cuadro 5.5. Esto quiere decir que el módulo de elasticidad será el secante y no el tangente inicial. También, a diferencia del modelo en condición operacional, se modelarán las vigas con la reducción de inercia del 50%, se toma en cuenta el efecto P-delta, y la fachada y los elementos de las divisiones internas únicamente aportarán masa y no rigidez. El Cuadro 6.1 resume las similitudes y diferencias entre los modelos de diseño, el calibrado en condición operacional y el calibrado en condición sísmica.

Cuadro 6.1. Calibración realizada para los diferentes modelos.

Calibración realizada	Modelo de diseño	Modelo calibrado en condición operacional	Modelo calibrado en condición sísmica
CP	✗	✓	✓
CT	✗	✓	✓
Fracción sísmica de CT	✗	✓	✗
Fachada y paredes livianas	✗	✓	✗
Momento de inercia de vigas	✗	✓	✗
P- delta	✗	✓	✗
E_c debido a pruebas de laboratorio	✗	✓	✓
E_c considerado como modulo tangente inicial	✗	✓	✗

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Como se puede apreciar en el Cuadro 6.1 el modelo calibrado en condición sísmica difiere del modelo de diseño ya que, en términos de la masa, si se considera la calibración de la carga permanente y la carga temporal, y en términos de la rigidez, se realiza el aumento del módulo de elasticidad debido a los $f'c$ de las pruebas de laboratorio. Por ende, dos modelos intermedios adicionales se crearon para poder ver el efecto de los parámetros de masa y rigidez no solo de manera simultánea pero también por separado. Este efecto se cuantificará en términos del cálculo de la demanda sísmica y se comparará con respecto al modelo de diseño inicial. Se debe añadir que la información modal del modelo con la masa calibrada en condición sísmica, el modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica, y el modelo calibrado en condición sísmica se pueden referenciar en el Cuadro 9.10, el Cuadro 9.11 y el Cuadro 9.12 respectivamente, en la sección de APÉNDICE A.

Teniendo en cuenta que el edificio está ubicado en una Zona III, con un suelo de clasificación S_3 y ductilidad asignada de 2.0, se tendrían los resultados del Cuadro 6.2 para el cálculo del cortante basal calculado mediante el Método Estático del CSCR 10/14 (CFIA, 2016).

Cuadro 6.2. Implicaciones de la calibración al coeficiente sísmico y cortante basal del Método Estático.

Modelo	Periodo X [s]	Periodo Y [s]	Masa Sísmica [ton]	FEDx	FEDy	Cx	Cy	Vx [ton]	Vy [ton]	ΔVx	ΔVy
Modelo de diseño	3.894	3.794	25927.1	0.179	0.188	0.032	0.034	833.1	877.5	-	-
Modelo con la masa calibrada en condición sísmica	3.587	3.509	22091.3	0.200	0.204	0.036	0.037	794.7	811.9	-4.61%	-7.48%
Modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica	3.475	3.393	25927.1	0.206	0.211	0.037	0.038	961.6	984.0	15.43%	12.14%
Modelo calibrado en condición sísmica	3.222	3.154	22091.3	0.222	0.227	0.040	0.041	884.2	902.4	6.14%	2.84%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Como se puede ver en el Cuadro 6.2 que la calibración de la masa genera una reducción del cortante basal de 4.61% y 7.48% en dirección "X" y "Y" respectivamente. Esta reducción ocurre principalmente ya que a pesar de que los periodos fundamentales se reducen y hay un

aumento del coeficiente sísmico, la reducción de masa sísmica es proporcionalmente mayor. De hecho, el coeficiente sísmico se aumenta en un 12.5% y 8.8% pero la masa sísmica se reduce en un 14.8%.

En términos del modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica, se puede apreciar que hay un aumento significativo del 15.43% y 12.14% del cortante basal en dirección "X" y "Y" respectivamente. Este aumento se genera ya que el cambio del E_c debido al f'_c de las pruebas de laboratorio aumentan la rigidez, reducen el periodo y aumentan el FED. Esto quiere decir que cualquier parámetro que afecte únicamente la rigidez de la estructura, producirá un efecto directo en la demanda sísmica. Se debe aclarar que esta conclusión es válida para edificios altos o aquellos en donde los valores del FED estén a la derecha de la meseta o sección constante.

Finalmente, como se puede ver en los resultados del Cuadro 6.2 el modelo calibrado en condición sísmica presenta un aumento del cortante basal del 6.14% y 2.84% en dirección "X" y "Y" respectivamente. Se destaca que el aumento es relativamente bajo a pesar de la reducción de los periodos ya que el modelo calibrado en condición sísmica tiene también una reducción del 14.8% de la masa sísmica.

Complementando los resultados del Método Estático, en el Cuadro 6.3 se presenta una comparación de los resultados del cortante basales calculados con el Método Dinámico entre el modelo de diseño, el modelo con la masa calibrada en condición sísmica, el modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica, y el modelo calibrado en condición sísmica. Se destaca que las fuerzas se obtuvieron con el programa ETABS utilizando el método de combinación modal CQC y un amortiguamiento del 0.05% según lo estipula el CSCR10/14 (CFIA 2016) y el International Building Code (2006), por tratarse de un edificio irregular en planta. Se destaca que realizó un análisis por separado en cada dirección donde D1 representa el análisis en dirección "X" con un 30% en dirección "Y" y D2 el análisis en dirección "X" con un 30% en dirección "Y". Además, este análisis toma en cuenta 12 modos los cuales representan más del 90% de la masa participativa en cada dirección.

Cuadro 6.3. Comparación del cortante basal sísmico debidas al Método Dinámico

Modelo	Caso de carga	Vx [Ton]	Vy [Ton]	ΔV_x	ΔV_y
Modelo de diseño	D1	808.1	304.8	-	-
	D2	246.2	1005.6	-	-
Modelo con la masa calibrada en condición sísmica	D1	735.6	272.9	-8.96%	-10.44%
	D2	223.7	901.5	-9.14%	-10.35%
Modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica	D1	888.2	331.0	9.91%	8.61%
	D2	270.4	1092.6	9.81%	8.65%
Modelo calibrado en condición sísmica	D1	810.5	298.4	0.30%	-2.08%
	D2	246.4	985.9	0.05%	-1.96%

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Primeramente, se puede observar claramente que la magnitud de los cortantes basales del Cuadro 6.3 son menores a los calculados con el método estático en el Cuadro 6.2. Esto ocurre ya que el método dinámico toma en consideración el aporte de modos de oscilación secundarios que tienen periodos más cortos y por consiguiente cortantes basales mayores.

Adicionalmente, se puede ver que el modelo calibrado en condición sísmica tiene cortantes basales relativamente similar a las del modelo de diseño. De hecho, en dirección "X" el cortante basal principal es tan solo 0.30% mayor y en dirección "Y" el cortante basal principal es 1.96% menor. Además, se puede observar que el mismo comportamiento analizado del método estático ocurre en el método dinámico ya que el modelo con masa calibradas tiene cortantes basales menores que el modelo de diseño a pesar de que tiene periodos más cortos debido a la reducción de la masa sísmica. También, ambos métodos son similares ya que el modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica presenta mayores cortantes basales que el modelo de diseño. Sin embargo, difieren en que la magnitud del porcentaje de diferencia en comparación con el modelo de diseño. La reducción del cortante basal en el caso del modelo con masa calibradas en condición sísmica es mayor mientras que el aumento en el cortante basal en el caso del modelo con rigidez calibrada en condición sísmica es menor. Esto quiere decir que el efecto generado por la calibración de la masa es más significativo mientras que el efecto generado por la calibración de la rigidez es menos significativo entre el método estático y el método dinámico. Además, se destaca que el Método Dinámico es el análisis de mayor validez para este proyecto por sus características ya que la participación de los modos superiores o secundarios es mayor para edificios de mayor altura. De hecho, el CSCR 10/14

(CFIA, 2016) limita el Método Estático a estructuras con un número de pisos no superior a cinco.

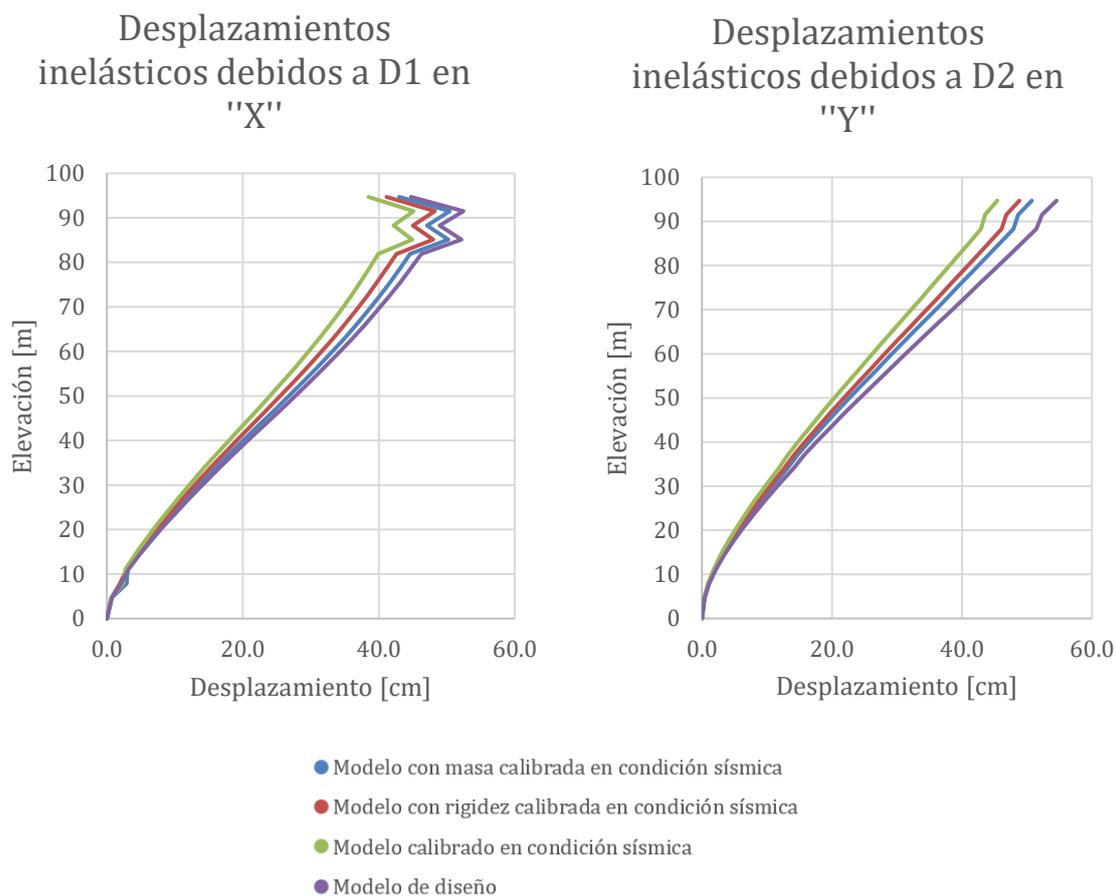


Figura 6.1. Desplazamientos inelásticos debido al método dinámico.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Seguidamente, en la Figura 6.1 se presentan los desplazamientos inelásticos de la estructura debido a la carga sísmica calculada mediante el método dinámico para los cuatro modelos estudiados en esta sección. Se puede ver claramente como el modelo de diseño produce los mayores desplazamientos en ambas direcciones. Asimismo, se puede destacar que el modelo calibrado en condición sísmica presenta los menores desplazamientos en todos los niveles. De hecho, se identifica que los desplazamientos se relacionan directamente con los periodos de los modelos. Esto hace que el modelo de diseño, que es el que tiene los modos con periodos más largos, presente los mayores desplazamientos, el modelo de masa calibrada en condición sísmica, que tiene los segundos modos con periodos más largos, presente los segundos desplazamientos más grandes, el modelo con rigidez calibrada en condición sísmica, que tiene los modos con periodos más cortos que los primeros dos, tenga desplazamientos menores a estos, y que el modelo de diseño, que tiene los periodos más cortos de todos, tenga

los menores desplazamientos registrados. Esto quiere decir que, en términos de los desplazamientos de la estructura, el modelo de diseño se encuentra del lado seguro en relación a cualquier calibración por separado o simultánea. Dicho comportamiento también se puede corroborar en las Figura 6.2 donde se muestran las derivas inelásticas de la estructura.

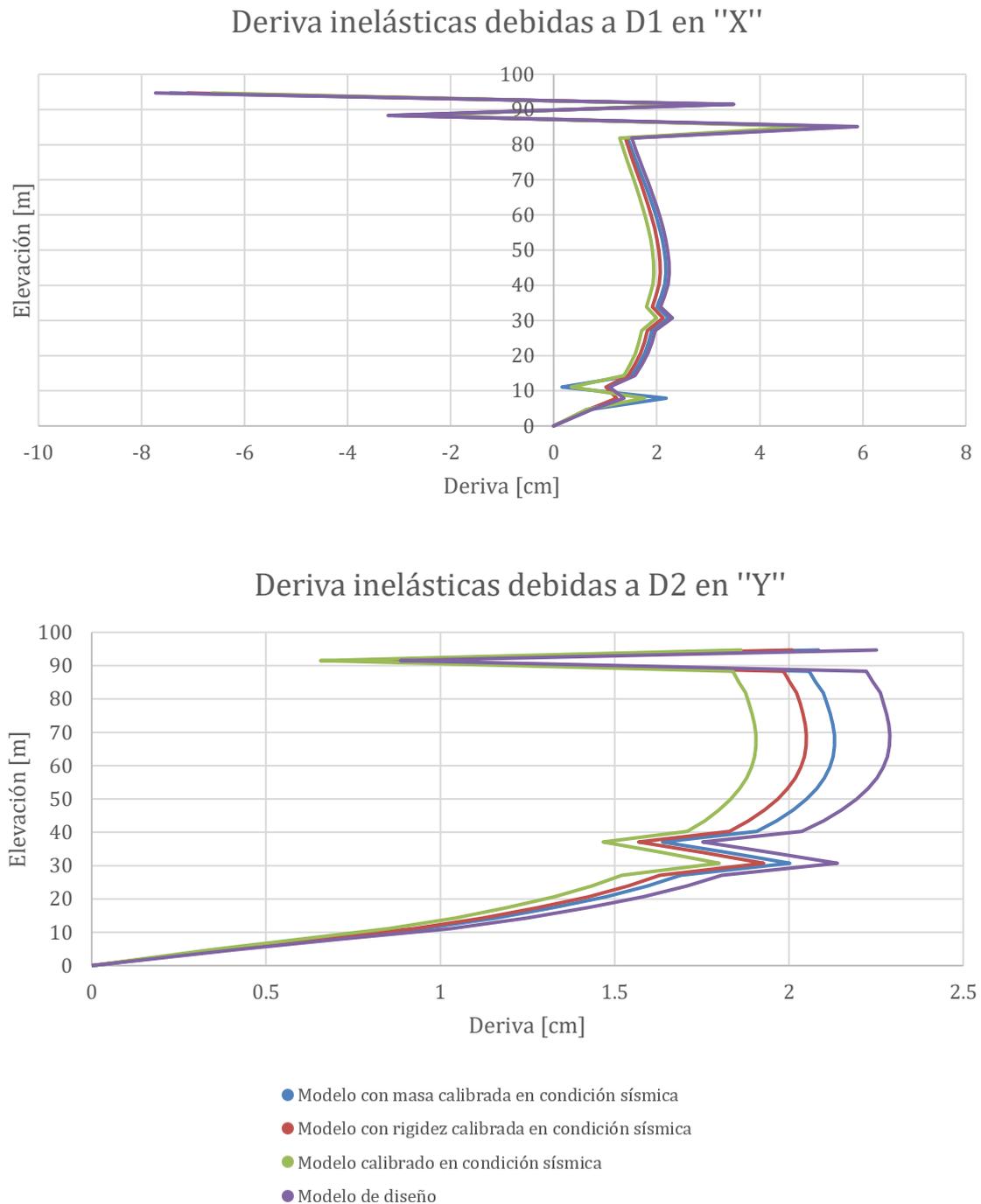


Figura 6.2. Desplazamientos inelásticos debido al método dinámico.

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Adicionalmente, se identifica que la discrepancia generalizada del $f'c$ es algo común en las estructuras nacionales ya que en la construcción siempre se buscan valores iguales o mayores que los establecidos en el diseño. Esto es problema ya que como se vio en este trabajo, un aumento generalizado del $f'c$ provoca incrementos en la rigidez de la estructura que alteran su comportamiento dinámico y generan aumentos en la demanda sísmica. Además, a pesar de que se pueda interpretar que este aumento del $f'c$ también aumenta la capacidad de la estructura, esto no siempre es real ya que, por ejemplo, podría hacer que elementos que se diseñaron para tener una falla dúctil, se tornen elementos con falla frágil. Como recomendación, esta propiedad mecánica debería ser restringida a nivel constructivo, imponiendo una cota superior en su valor, para minimizar las diferencias entre lo modelado y los parámetros de diseño y la realidad.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

7.1.1. Calibración del modelo analítico

- Se realizó la parametrización del modelo analítico de Torre Uno Paseo Colón con base en lo establecido en el CSCR 10-14 y se determinó el comportamiento dinámico del modelo analítico de diseño. Se destaca que el modo fundamental traslacional en dirección "X" está acoplado con torsión y tiene un periodo de 3.894 s, el modo fundamental traslacional en dirección "Y" tiene un periodo de 3.794 s, y el modo fundamental torsional está acoplado con traslación en "X" y tiene un periodo de 2.252 s.
- Se comparó los resultados modales operacionales con los del modelo analítico de diseño y se determinó una discrepancia importante y la necesidad de una calibración del modelo analítico para que este sea representativo de las condiciones operacionales.
- Se calibró la masa sísmica del modelo analítico, reduciéndola en un 9.8% con respecto al modelo de diseño. Esta calibración se debe al aporte de la reducción del 12.9% de la carga permanente producto de la sobreestimación realizada en etapas de diseño y un aumento del aporte de la carga temporal del 3.1% asociado a una reducción debida a sobreestimaciones de la Tabla 6.1 del CSCR10/14 (CFIA, 2016) y un aumento de la fracción sísmica de 0.15 a 1.0.
- Se calibró la rigidez de la estructura. Se tomaron en cuenta parámetros como la consideración total de la rigidez del nudo, el efecto P-delta, la consideración de las vigas como elementos no agrietados, el aporte de rigidez de los elementos no estructurales, y el aumento del E_c . Se dedujo que los elementos no estructurales como la fachada liviana de Durock y las divisiones internas livianas de gypsum, aportan rigidez siempre y cuando estén conectadas a la estructura y sus conexiones no hayan sufrido daños. Se analizó 544 pruebas de cilindros de concreto realizadas durante la etapa constructiva del edificio y se determinó que en promedio el f'_c real era 1.498 veces mayor al establecido en los planos de diseño. Esto representa aumentos 22.4% del E_c . Se determinó que, bajo esfuerzos operacionales, el E_c es representado de

manera más adecuada por el módulo tangente inicial o el módulo dinámico que para la calibración de este modelo se consideró un aumento del 30% al E_c real.

- Se determinó el comportamiento dinámico del modelo analítico calibrado. El modo fundamental traslacional en dirección "X" está acoplado con torsión y tiene un periodo de 1.727 s, el modo fundamental traslacional en dirección "Y" tiene un periodo de 1.688 s, y el modo fundamental torsional que está acoplado con traslación en "Y" tiene un periodo de 1.036 s.
- Se corroboró, mediante una comparación de los periodos y el análisis MAC, la correlación entre el modelo analítico calibrado y los resultados obtenidos por Vásquez (2020) de la instrumentación permanente y la instrumentación móvil. Se determinó que el modo que tiene incertidumbre en la calibración de su forma modal es el torsional pero que este tiende a generar mayores errores de medición ya que las deformaciones son muy bajas cuando la instrumentación esta cercana al centro de rigidez de la estructura.

7.1.2. Implicaciones de la calibración en la determinación de la demanda sísmica

- Se creo un modelo con la masa calibrada en condición sísmica, un modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica y un modelo calibrado en condición sísmica para evaluar las implicaciones del cálculo de la demanda sísmica según el CSCR 10/14 (CFIA 2016).
- Del modelo con la masa calibrada en condición sísmica se identificó que la reducción de masa sísmica aumenta el FED y a su vez el coeficiente sísmico. Sin embargo, como este coeficiente debe ser multiplicado por la masa sísmica reducida para determinar la fuerza sísmica, el cortante basal calculado por el método dinámico es 8.96% a 10.44% menor que el del modelo de diseño. Esto quiere decir que el modelo de diseño está del lado seguro en comparación.
- Del modelo con la rigidez calibrada en condición sísmica se determinó que el incremento del E_c debido al $f'c$ real, produce cortantes basales mayores en un 8.61% a 9.91% que los calculados en el modelo de diseño por el método dinámico. Esto quiere decir que el modelo de diseño no está del lado seguro en comparación.

- Del modelo calibrado en condición sísmica se determinó que en términos del cortante basal, no hay una diferencia significativa con respecto al modelo de diseño ya que presento diferencias de entre -2.08% y 0.305%. Por lo tanto, no se puede concluir si el modelo de diseño está o no del lado seguro en términos de diseño.
- Se identifico que, en términos de los desplazamientos y derivas inelásticas, el modelo de diseño presenta las magnitudes mayores por lo que se encuentra del lado seguro en términos diseño.

7.2. Recomendaciones

- Se recomienda que exista algún tipo de restricción a nivel constructivo que prevenga que los $f'c$ del concreto difieran tanto del $f'c$ de diseño. Por ejemplo, mediante la imposición de una cota superior del $f'c$ de diseño permitido en la etapa constructiva. Esto para que el comportamiento dinámico determinado con la modelación y utilizado en el diseño asemeje las condiciones reales de la mejor manera posible.
- Se recomienda que los FED tengan un valor mínimo asociado a un periodo máximo que prevenga coeficientes sísmicos muy bajos. Esto con el fin de imponer la protección sísmica a las estructuras de mayor altura que tienden a ser más flexibles con periodos largos. Este tipo de restricciones ya está presente en códigos internacionales como el ASCE/SEI 7-10 que propone coeficientes mínimos de diseño que restringe el efecto de periodos muy largos.
- Se recomienda realizar estudios similares en otras estructuras para generar información estadística que corrobore las conclusiones realizadas.
- En referencia al comportamiento del concreto bajo niveles bajos de esfuerzos, se recomienda estudios más a fondo que relacione el módulo de elasticidad secante con su comportamiento con el módulo de elasticidad tangencial inicial y modulo dinámico.

- Se recomienda expandir el entendimiento del comportamiento de la estructura de "Torre Uno Paseo Colón", con un análisis modal en el tiempo y realizar evaluaciones antes y después de eventos sísmicos.
- Se recomienda que se estudien las implicaciones de la discrepancia entre el comportamiento dinámico del modelo de diseño y el modelo operacional en términos del diseño por demanda del viento.

8. FUENTES DE INFORMACIÓN

- Abdel-Basset, M. (2014). *Structural Health Monitoring: History, Applications and Future*. New York, NY, USA: Open Science.
- ACI. (2019). *ACI 318-19*. Farmington Hill, Michigan, USA: American Concrete Institute.
- Anward, N., & Najam, F. A. (2017). *Structural Cross-section*. Oxford, United Kingdom: Joe Hayton.
- Arquitectura y Diseño S.A. (s.f.). *Arquitecturaydiseno*. Obtenido de <https://www.arquitecturaydiseno.com/#proyectos>
- ASCE/SEI. (2016). *Minimum Design Loads and*. Reston, Virginia, USA: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
- ASTM Internacional. (2021). C172 Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete. West Conshohocken, PA. Obtenido de www.astm.org
- ASTM Internacional. (2021). C-174 Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete. West Conshohocken, PA. Obtenido de www.astm.org
- ASTM Internacional. (2021). C-31 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field. West Conshohocken, PA. Obtenido de www.astm.org
- ASTM Internacional. (2021). C-39 Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. West Conshohocken, PA. Obtenido de www.astm.org
- Baldassino, N., Accorti, M., Zandonini, R., Scavazza, F., & Rogers, C. (2014). Lateral Loading Response of CFS Framed Shear Wall with Cement Board Panels. *22nd International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*. Missouri University of Science and Technology.
- Bamforth, P., Chisholm, D., Gibbs, J., & Harrison, T. (2006). *Properties of Concrete for use in Eurocode 2*. Camberley: The Concrete Center.
- Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis*. West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd.
- Bronkhorst, J., van Bentum, C., & Gomez, S. (2018). *Wind-induced vibrations and damping in highrise. Report R10644*. TNO.
- Camacho, J. C., & Romero, M. d. (2012). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS*. Trabajo de Graduación, Universidad Tecnológica de Bolívar, Facultad de Ingenierías, Cartagena de Indias.
- Chairunnisa, N., Satyarno, I., Muslikh, & Aminullah, A. (2017). Analysis and design of shear wall coupling beam using hybrid steel truss encased in reinforced mortar. *Procedia Engineering*, 940-947.
- Cheng, H.-P. (2018). *Structural Health Monitoring of large Civil Engineering Structures*. Oxford, UK: John Wiley & Sons Ltd.
- Chopra, A. (2012). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice-Hall.
- Claudio, A., Estrada, R., Pereira, G., Martinez, J., & Clazdilla, H. (2019). Estudio del comportamiento resistivo de planchas de material compuesto y de asbesto cemento. *Revista Ingeniería Mecánica*, 161-168.

- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010*. (1ra ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2016). *Código Sísmico de Costa Rica 2010. Revisión 2014*. (5ta ed.). Cartago, Costa Rica: Tecnológico de Costa Rica.
- Computer & Structures Inc. (2017). *ETAB 2016 Software Verification Examples*.
- Cordero, M. E. (2017). *Modelo estructural calibrado y análisis dinámico del Edificio Central del Instituto Costarricense de Electricidad*. Cartago: TEC.
- CSI. (2017). *Software Verification Examples For ETABS 2016*. Computers & Structures, Inc.
- Durán, M. F. (2018). *Calibración de modelos estructurales y estudio del comportamiento dinámico para puentes de vigas de acero compuestas y continuas de 3 tramos*. San Jose, Costa Rica: UCR.
- Dym, C. L., & Williams, H. E. (2007). Estimating Fundamental Frequencies of Tall Buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1479-1483.
- ERMCO. (2006). *Guidance to the engineering properties of concrete*. Brussels.
- Esquivel, L. C., & Schmidt, V. (2016). Mediciones de vibraciones ambientales en tres edificios de concreto reforzado de 28, 11 y 6 pisos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 81-103.
- Farran, C., & Worden, K. (2007). An introduction to structural health monitoring. *The Royal Society*, 303-315.
- Garita, H. (2016). *Análisis modal operacional y calibración del modelo estructural del puente sobre el río Grande en la Ruta Nacional No. 27*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Grupo Inmobiliario del Parque. (s.f.). Obtenido de <http://gip.cr/paseo-colon.php>
- Heydarpour, P., & Silva, P. F. (2018). An Investigation on Ignoring P-Delta Effects. *International Journal of Structural and Civil Engineering Research*, 7(2), 151-156.
- IECA Internacional. (2020). *Distribución de la planta típica de el edificio "Torre Uno Paseo Colón"*. IECA Internacional, San José, Costa Rica.
- International Code Council. (2006). *International Building code*.
- Irías, M. (2016). *Determinación de los parámetros dinámicos de la sección atirantada del puente La Amistad de Taiwán sobre el río Tempisque mediante método de identificación de sistemas multivariables*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Kim, D. H., & Kim, J. Y. (2014). Assessment on Natural Frequencies of Structures using Field Measurement and FE Analysis. *International Journal of High-Rise Buildings*, 305-310.
- Kim, J. Y., Yu, E., Kim, D. Y., & Kim, S. (2009). Calibration of analytical models to assess wind-induced acceleration responses of tall buildings in serviceability level. *Engineering Structures*, 2086-2096.
- Lei, Y., Wang, H. F., & Shen, W. A. (2012). Update the finite element model of Canton Tower. *Smart Structures and Systems*, 10(4-5), 421-483.
- Liu Kuan, Y. C. (2021). *Apendice Vibraciones: Material Curso Dinamica de Estructuras UCR*. San Jose, Costa Rica.
- López, O. A., & Hernandez, J. J. (2021). ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANTE DOS COMPONENTES SÍSMICAS HORIZONTALES CON ESPECTROS ARBITRARIOS. *Boletín Técnico*, 40(1), 15-28.
- Lydon, F., & Baledran, R. (1986). Some observations on elastic properties of plain concrete. *Cement and Concrete Research*, 16(3), 314-324.

- Mander, J. B., Priestley, M. J., Park, R., Fellow, & ASCE. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1804-1826.
- Mohebbi, S., Mirghaderi, S., Farahbod, f., Sabbagh, A., & Torabiam, S. (2016). Experiments on seismic behaviour of steel sheathed cold-formed steel shear walls clad by gypsum and fiber cement boards. *Thin-Walled Structures*, 238-247.
- Montalto, J. (2016). *Calibración del modelo de elemento finito del puente sobre el río Tenorio*. San José: Universidad de Costa Rica.
- Noorifard, A., & Tabeshpour, M. R. (2018). Effects of Staircase on the Seismic Behavior of RC Moment Frame Buildings. *Architecture Civil Engineering Environment*, 105-122.
- Parichatprecha, R., Paoleng, P., Phenrat, T., & Jitsangiam, P. (2013). Mechanical Properties of Cement-Bonded Composite Board Produced from Aseptic Carton Waste. *Third International Conferencia on Sustainable Construction materials and Technologies*.
- Pastor, M., Binda, M., & Harparik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering*, 543-548.
- Paulay, T., & Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley Interscience.
- Peeters, B. (2000). *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. Lovania: Katholieke Universiteit Leuven.
- Productos de Concreto. (2018). *Manual Técnico PC - Entrepisos*.
- Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2014). *Operational Modal Analysis of Civil Engineering Structures*. New York: Springer Science.
- Republica Inmobiliaria. (12 de Enero de 2020). *El nuevo gigante de Costa Rica: un edificio de 140 metros*. Obtenido de www.republicainmobiliaria.com/.
- Rivas, V. J. (2019). *Analisis de cargas vivas en edificaciones en Costa rica para efectos de diseno estructural*. San Jose, Costa Rica: UCR.
- Rivera, J. G. (2014). *HORMIGÓN ARMADO - MÉTODO DE LA SECCIÓN TRANSFORMADA*. Obtenido de Proyectos Descartes.
- Rytter, A. (1993). *Vibrational Based Inspection of Civil Engineering Structures*. Aalborg: Dept. of Building Technology and Structural engineering, Aalborg University.
- Salman, M. M., & Al-Amawee, A. H. (2006). The Ratio between Static and Dynamic Modulus of Elasticity in Normal and High Strength Concrete. *Journal of Engineering and Development*, 10(2).
- Sonneveld, M. (2020). *Sensitive and Prerequisites of the Application of the Energy Flux Analysis to High-Rise Structures Excited by Wind Using In Situ Measurements. Case: New Orleans tower, Rotterdam*. Tesis to obtain the degree of Master of Science, Delft University of Technology, Rotterdam.
- Stafford Smith, B., & Coull, A. (1991). *Tall Building Structures: Analysis and Design*. New York: John Wiley & Sons.
- Suhasman, Bakri, & Yusaram Massijaya, M. (2008). Fundamental Properties of Cement Board made from Bamboo. *Research Gate*.
- Trifone, L. (2017). *A Study of the Correlation Between Static and Dynamic Modulus*. Graduate Theses, Dissertations, and Problem Reports. 6833, West Virginia University, Department of Civil and Environmental Engineering, West Virginia.

- Unidad de Puentes. (2019). *Comportamiento dinámico de puentes con superestructura tipo viga continua con vigas de acero ubicados en la Red Vial Nacional de Costa Rica*. LANAME, Unidad de Puentes. San Jose: Universidad de Costa Rica.
- USG DUROCK. (2016). *Tablero de Cemento: Ficha Técnica*.
- Vásquez, A. J. (2018). *Determinación de la rigidez efectiva en una vivienda unifamiliar de mampostería de concreto integral a partir de mediciones de vibraciones ambientales*. San José: UCR.
- Vásquez, S. (2020). *Implementación de métodos de identificación de sistemas multivariantes en el dominio del tiempo con base en vibraciones ambientales para edificaciones*. EIC. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Xu, P., Xiao, C., & Li, J. (2014). Research on Relationship between Natural vibrations Periods and Structural Heights for High-rise Buildings and Its Reference Range in China. *International Journal of High-Rise Buildings, III*, 49-64.
- Zhou, X.-Y., Yu, R.-F., & Dong, L. (1 de Agosto de 2004). The Complex-Complete-Cuadratic-Combination (CCQC) Method for Sesimic Responses of Non-Classically Damped Linear MDOF Systems. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, pág. Paper No.848.

9. APÉNDICE A

Cuadro 9.1. Información adicional de la estructura del modelo calibrado en condición operacional.

Nivel - Altura [m]	Masa [ton]	Centro de masa [m]		Centro de rigidez [m]		Momento de inercia de masa [ton m s ²]	Rigidez [ton/mm]	
		X	Y	X	Y		X	Y
E29-90	155.6	17.22	12.69	17.22	15.60	794.1	16.5	13.3
E28-86.8	375.3	17.26	10.49	17.23	15.52	1898.1	51.0	41.0
E27-83.6	636.3	17.24	9.59	17.23	15.48	9261.0	101.6	79.5
E26-80.4	633.2	17.36	11.48	17.23	15.48	8678.0	124.6	109.1
E25-77.2	806.4	17.23	9.54	17.23	15.49	11962.3	158.1	135.8
E24-74.0	793.7	17.20	9.46	17.24	15.51	12588.9	180.2	155.1
E23-70.8	781.7	17.20	9.44	17.24	15.55	12283.3	195.9	168.9
E22-67.6	781.7	17.20	9.44	17.24	15.58	12283.3	208.0	178.9
E21-64.4	781.7	17.20	9.44	17.25	15.62	12283.3	217.2	186.4
E20-61.2	781.7	17.20	9.44	17.25	15.65	12283.3	224.6	192.6
E19-58	781.7	17.20	9.44	17.26	15.68	12283.3	231.0	198.2
E18-54.8	781.7	17.20	9.44	17.27	15.70	12283.3	237.2	204.0
E17-51.6	781.7	17.20	9.44	17.28	15.72	12283.3	243.6	210.8
E16-48.4	781.7	17.20	9.44	17.30	15.73	12283.3	250.5	219.5
E15-45.2	781.7	17.20	9.44	17.32	15.73	12283.3	258.6	232.3
E14-42.0	839.2	16.97	10.05	17.34	15.72	12828.3	268.3	248.3
E13-38.8	781.7	17.20	9.44	17.38	15.70	12283.3	280.2	269.8
E12-35.6	781.7	17.20	9.44	17.44	15.68	12283.3	286.5	296.5
E11-32.4	782.2	17.19	9.44	17.51	15.64	12286.5	320.2	329.2
E10-29.2	937.6	16.58	8.90	17.61	15.61	15450.9	339.5	362.2
E09-26	779.6	16.97	7.68	17.67	15.58	13920.5	319.7	355.6
E08-22.4	779.6	16.97	7.68	17.74	15.54	13920.5	395.8	459.8
E07-19.2	766.4	16.95	7.65	17.80	15.49	13697.2	424.8	518.4
E06-16.0	768.9	16.96	7.67	17.86	15.42	13715.2	460.5	595.8
E05-12.8	768.9	16.96	7.67	17.91	15.31	13715.2	507.4	699.9
E04-9.6	768.9	16.96	7.67	17.93	15.14	13715.2	570.5	853.1
E03-6.4	768.9	16.96	7.67	17.89	14.85	13715.2	684.5	1137.2
E02-3.2	688.0	16.94	8.88	17.67	14.35	12907.6	864.2	1543.5
E01-0.0	806.1	16.82	7.84	17.18	13.03	16243.4	1952.4	4226.4

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.2. Resultados modales de la calibración de la masa permanente de la estructura.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.624	0.470	0.003	0.470	0.003	0.208	0.208	1-(X+Z)
2	3.548	0.002	0.648	0.472	0.651	0.001	0.209	1-(Y)
3	2.085	0.234	0.000	0.706	0.651	0.462	0.671	1-(Z+X)
4	1.117	0.103	0.000	0.809	0.651	0.052	0.723	2-(X+Z)
5	0.862	0.000	0.178	0.809	0.830	0.000	0.723	2-(Y)
6	0.621	0.053	0.000	0.862	0.830	0.106	0.829	2-(Z+X)
7	0.574	0.038	0.000	0.900	0.830	0.019	0.848	3-(X+Z)
8	0.367	0.000	0.060	0.900	0.889	0.001	0.848	3-(Y)
9	0.354	0.018	0.002	0.918	0.891	0.011	0.859	3-(Z+X)
10	0.315	0.016	0.000	0.935	0.892	0.032	0.892	4-(Z+X)
11	0.249	0.011	0.000	0.946	0.892	0.008	0.900	4-(X+Z)
12	0.212	0.001	0.030	0.947	0.922	0.002	0.901	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.3. Resultados modales de la calibración de la masa permanente y temporal de la estructura con una fracción sísmica de 1.0 de la carga temporal.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.702	0.470	0.002	0.470	0.002	0.211	0.211	1-(X+Z)
2	3.616	0.002	0.650	0.471	0.653	0.001	0.211	1-(Y)
3	2.125	0.236	0.000	0.707	0.653	0.462	0.673	1-(Z+X)
4	1.139	0.102	0.000	0.810	0.653	0.052	0.725	2-(X+Z)
5	0.877	0.000	0.178	0.810	0.831	0.000	0.725	2-(Y)
6	0.632	0.053	0.000	0.863	0.831	0.106	0.831	2-(Z+X)
7	0.585	0.038	0.000	0.901	0.831	0.018	0.849	3-(X+Z)
8	0.373	0.000	0.059	0.901	0.890	0.001	0.850	3-(Y)
9	0.361	0.018	0.002	0.919	0.892	0.011	0.861	3-(Z+X)
10	0.321	0.017	0.000	0.936	0.893	0.032	0.893	4-(Z+X)
11	0.254	0.011	0.000	0.947	0.893	0.008	0.901	4-(X+Z)
12	0.215	0.001	0.030	0.948	0.923	0.002	0.903	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.4. Resultados modales de la calibración de las inercias de las vigas.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.148	0.000	0.658	0.000	0.658	0.000	0.000	1-(X+Z)
2	2.987	0.497	0.000	0.498	0.658	0.194	0.194	1-(Y)
3	1.873	0.216	0.000	0.713	0.658	0.485	0.678	1-(Z+X)
4	0.954	0.103	0.000	0.816	0.659	0.050	0.728	2-(X+Z)
5	0.804	0.000	0.173	0.817	0.832	0.000	0.728	2-(Y)
6	0.571	0.050	0.000	0.867	0.832	0.106	0.834	2-(Z+X)
7	0.507	0.037	0.000	0.903	0.832	0.017	0.851	3-(X+Z)
8	0.352	0.000	0.061	0.903	0.893	0.000	0.851	3-(Y)
9	0.320	0.017	0.000	0.920	0.893	0.012	0.863	3-(Z+X)
10	0.294	0.018	0.000	0.937	0.893	0.031	0.894	4-(Z+X)
11	0.230	0.010	0.000	0.948	0.893	0.008	0.903	4-(X+Z)
12	0.205	0.001	0.032	0.948	0.925	0.000	0.903	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.5. Resultados modales de la calibración de la fachada y las divisiones internas.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.055	0.539	0.001	0.539	0.001	0.123	0.123	1-(X+Z)
2	2.999	0.001	0.642	0.540	0.643	0.000	0.124	1-(Y)
3	1.830	0.152	0.000	0.692	0.643	0.536	0.659	1-(Z+X)
4	0.976	0.133	0.000	0.824	0.643	0.049	0.708	2-(X+Z)
5	0.782	0.000	0.189	0.824	0.832	0.000	0.708	2-(Y)
6	0.567	0.036	0.000	0.861	0.832	0.128	0.836	2-(Z+X)
7	0.518	0.042	0.000	0.903	0.832	0.012	0.849	3-(X+Z)
8	0.347	0.000	0.060	0.903	0.892	0.000	0.849	3-(Y)
9	0.325	0.019	0.000	0.922	0.892	0.009	0.858	3-(Z+X)
10	0.292	0.013	0.000	0.935	0.893	0.035	0.893	4-(Z+X)
11	0.235	0.013	0.000	0.948	0.893	0.007	0.900	4-(X+Z)
12	0.202	0.000	0.032	0.949	0.925	0.000	0.900	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.6. Resultados modales de la calibración sin tomar en cuenta P-delta.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.535	0.469	0.003	0.469	0.003	0.208	0.208	1-(X+Z)
2	3.469	0.002	0.648	0.471	0.650	0.001	0.208	1-(Y)
3	2.068	0.234	0.000	0.705	0.650	0.462	0.670	1-(Z+X)
4	1.113	0.104	0.000	0.808	0.651	0.052	0.723	2-(X+Z)
5	0.860	0.000	0.179	0.809	0.829	0.000	0.723	2-(Y)
6	0.620	0.053	0.000	0.862	0.830	0.106	0.829	2-(Z+X)
7	0.574	0.038	0.000	0.900	0.830	0.019	0.847	3-(X+Z)
8	0.367	0.000	0.060	0.900	0.889	0.001	0.848	3-(Y)
9	0.354	0.018	0.002	0.918	0.891	0.012	0.859	3-(Z+X)
10	0.315	0.016	0.000	0.935	0.892	0.032	0.892	4-(Z+X)
11	0.249	0.011	0.000	0.946	0.892	0.008	0.900	4-(X+Z)
12	0.211	0.001	0.030	0.947	0.922	0.002	0.901	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.7. Resultados modales de la calibración del E_c con un aumento del 15%.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	2.890	0.472	0.003	0.472	0.003	0.206	0.206	1-(X+Z)
2	2.831	0.002	0.648	0.474	0.651	0.001	0.207	1-(Y)
3	1.684	0.232	0.000	0.706	0.651	0.464	0.671	1-(Z+X)
4	0.898	0.103	0.000	0.810	0.651	0.052	0.723	2-(X+Z)
5	0.694	0.000	0.178	0.810	0.830	0.000	0.723	2-(Y)
6	0.504	0.053	0.000	0.863	0.830	0.105	0.828	2-(Z+X)
7	0.462	0.038	0.000	0.900	0.830	0.019	0.847	3-(X+Z)
8	0.295	0.000	0.059	0.900	0.889	0.001	0.848	3-(Y)
9	0.285	0.019	0.002	0.919	0.891	0.011	0.859	3-(Z+X)
10	0.256	0.016	0.000	0.935	0.892	0.033	0.891	4-(Z+X)
11	0.201	0.012	0.000	0.946	0.892	0.008	0.899	4-(X+Z)
12	0.171	0.002	0.028	0.948	0.920	0.003	0.902	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.8. Resultados modales de la calibración del E_c con un aumento del 30%.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	2.713	0.472	0.003	0.472	0.003	0.205	0.205	1-(X+Z)
2	2.658	0.002	0.648	0.474	0.651	0.001	0.206	1-(Y)
3	1.585	0.232	0.000	0.706	0.651	0.465	0.671	1-(Z+X)
4	0.845	0.103	0.000	0.810	0.651	0.052	0.723	2-(X+Z)
5	0.652	0.000	0.178	0.810	0.830	0.000	0.723	2-(Y)
6	0.475	0.053	0.000	0.863	0.830	0.105	0.828	2-(Z+X)
7	0.435	0.037	0.000	0.900	0.830	0.019	0.847	3-(X+Z)
8	0.278	0.000	0.059	0.900	0.889	0.001	0.848	3-(Y)
9	0.269	0.019	0.002	0.919	0.891	0.011	0.858	3-(Z+X)
10	0.241	0.016	0.000	0.935	0.892	0.033	0.891	4-(Z+X)
11	0.189	0.012	0.000	0.946	0.892	0.008	0.899	4-(X+Z)
12	0.161	0.002	0.028	0.948	0.920	0.003	0.902	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.9. Resultados modales del modelo calibrado en condición operacional.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	1.727	0.001	0.650	0.001	0.650	0.000	0.000	1-(Y)
2	1.688	0.592	0.001	0.594	0.651	0.098	0.098	1-(X+Z)
3	1.036	0.116	0.000	0.710	0.651	0.574	0.672	1-(Z+X)
4	0.545	0.118	0.000	0.828	0.651	0.035	0.707	2-(X+Z)
5	0.464	0.000	0.175	0.828	0.826	0.000	0.707	2-(Y)
6	0.327	0.027	0.000	0.855	0.826	0.123	0.830	2-(Z+X)
7	0.291	0.040	0.000	0.895	0.826	0.010	0.841	3-(X+Z)
8	0.207	0.000	0.058	0.895	0.884	0.000	0.841	3-(Y)
9	0.187	0.019	0.000	0.915	0.885	0.008	0.849	3-(Z+X)
10	0.170	0.011	0.000	0.926	0.885	0.036	0.884	4-(Z+X)
11	0.136	0.012	0.000	0.938	0.885	0.005	0.890	4-(X+Z)
12	0.121	0.000	0.032	0.938	0.917	0.000	0.890	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.10. Resultados modales de la calibración de la rigidez en condición sísmica.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.475	0.461	0.001	0.461	0.001	0.218	0.218	1-(X+Z)
2	3.393	0.001	0.649	0.461	0.650	0.000	0.218	1-(Y)
3	2.028	0.244	0.000	0.705	0.650	0.453	0.671	1-(Z+X)
4	1.078	0.101	0.000	0.806	0.650	0.056	0.727	2-(X+Z)
5	0.825	0.000	0.180	0.807	0.830	0.000	0.727	2-(Y)
6	0.606	0.058	0.000	0.864	0.830	0.102	0.829	2-(Z+X)
7	0.553	0.035	0.000	0.900	0.830	0.021	0.851	3-(X+Z)
8	0.351	0.000	0.059	0.900	0.889	0.001	0.851	3-(Y)
9	0.339	0.019	0.003	0.919	0.892	0.010	0.862	3-(Z+X)
10	0.307	0.016	0.000	0.935	0.892	0.033	0.894	4-(Z+X)
11	0.239	0.012	0.000	0.946	0.892	0.008	0.902	4-(X+Z)
12	0.202	0.003	0.024	0.949	0.916	0.005	0.907	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.11. Resultados modales de la calibración de la masa en condición sísmica.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.587	0.470	0.002	0.470	0.002	0.209	0.209	1-(X+Z)
2	3.509	0.002	0.650	0.472	0.652	0.001	0.210	1-(Y)
3	2.062	0.234	0.000	0.707	0.652	0.463	0.672	1-(Z+X)
4	1.106	0.103	0.000	0.809	0.652	0.052	0.724	2-(X+Z)
5	0.852	0.000	0.178	0.810	0.831	0.000	0.724	2-(Y)
6	0.614	0.053	0.000	0.862	0.831	0.106	0.830	2-(Z+X)
7	0.568	0.038	0.000	0.901	0.831	0.018	0.848	3-(X+Z)
8	0.363	0.000	0.059	0.901	0.890	0.001	0.849	3-(Y)
9	0.350	0.018	0.002	0.919	0.892	0.012	0.861	3-(Z+X)
10	0.311	0.017	0.000	0.936	0.892	0.032	0.892	4-(Z+X)
11	0.247	0.011	0.000	0.947	0.893	0.008	0.901	4-(X+Z)
12	0.209	0.001	0.030	0.948	0.923	0.002	0.902	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.12. Resultados modales de la calibración bajo condición sísmica.

Modo	Periodo [s]	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ	Descripción
1	3.205	0.472	0.003	0.472	0.003	0.207	0.207	1-(X+Z)
2	3.140	0.002	0.650	0.474	0.653	0.001	0.208	1-(Y)
3	1.857	0.233	0.000	0.708	0.653	0.465	0.673	1-(Z+X)
4	0.992	0.103	0.000	0.811	0.653	0.052	0.724	2-(X+Z)
5	0.766	0.000	0.178	0.811	0.831	0.000	0.724	2-(Y)
6	0.554	0.053	0.000	0.863	0.831	0.106	0.830	2-(Z+X)
7	0.510	0.038	0.000	0.901	0.831	0.019	0.849	3-(X+Z)
8	0.326	0.000	0.059	0.901	0.890	0.001	0.849	3-(Y)
9	0.315	0.018	0.002	0.919	0.892	0.011	0.860	3-(Z+X)
10	0.281	0.016	0.000	0.936	0.893	0.032	0.893	4-(Z+X)
11	0.222	0.011	0.000	0.947	0.893	0.008	0.901	4-(X+Z)
12	0.188	0.001	0.029	0.948	0.922	0.002	0.903	4-(Y)

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.13. Formas modales fundamentales y secundarias del modelo calibrado alineadas a la instrumentación permanente.

Nivel - Altura [m]	1-(Y)		1-(X+Z)		1-(Z+X)		2-(X+Z)		2-(Y)		2-(Z+X)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E28-86.8	-0.061	1.254	1.273	0.238	0.023	0.402	-1.323	-0.197	-0.055	-1.275	0.144	-0.440
E27-83.6	-0.060	1.203	1.244	0.229	0.034	0.386	-1.192	-0.175	-0.047	-1.078	0.101	-0.390
E26-80.4	-0.058	1.153	1.213	0.223	0.042	0.376	-1.050	-0.157	-0.039	-0.882	0.060	-0.342
E25-77.2	-0.057	1.102	1.180	0.218	0.048	0.370	-0.893	-0.138	-0.031	-0.683	0.019	-0.291
E24-74.0	-0.055	1.050	1.143	0.211	0.053	0.358	-0.720	-0.114	-0.022	-0.485	-0.019	-0.231
E23-70.8	-0.053	0.996	1.104	0.203	0.057	0.345	-0.537	-0.089	-0.012	-0.287	-0.054	-0.167
E22-67.6	-0.051	0.942	1.062	0.195	0.060	0.331	-0.344	-0.062	-0.003	-0.093	-0.084	-0.100
E21-64.4	-0.049	0.887	1.017	0.186	0.061	0.316	-0.146	-0.034	0.006	0.094	-0.107	-0.031
E20-61.2	-0.047	0.831	0.969	0.177	0.061	0.300	0.051	-0.006	0.015	0.270	-0.122	0.037
E19-58	-0.045	0.774	0.918	0.167	0.059	0.283	0.244	0.022	0.023	0.433	-0.129	0.102
E18-54.8	-0.042	0.717	0.864	0.157	0.055	0.264	0.426	0.048	0.029	0.577	-0.127	0.163
E17-51.6	-0.039	0.659	0.808	0.146	0.050	0.245	0.591	0.071	0.035	0.701	-0.118	0.218
E16-48.4	-0.037	0.602	0.750	0.134	0.043	0.226	0.737	0.092	0.038	0.801	-0.104	0.264
E15-45.2	-0.034	0.545	0.690	0.123	0.036	0.206	0.857	0.109	0.040	0.875	-0.086	0.301
E14-42.0	-0.031	0.488	0.629	0.111	0.027	0.185	0.948	0.122	0.040	0.923	-0.067	0.327
E13-38.8	-0.028	0.433	0.568	0.099	0.019	0.164	1.009	0.131	0.039	0.944	-0.047	0.341
E12-35.6	-0.025	0.380	0.507	0.088	0.011	0.144	1.038	0.134	0.035	0.937	-0.029	0.344
E11-32.4	-0.023	0.329	0.447	0.076	0.005	0.125	1.035	0.133	0.030	0.906	-0.015	0.335
E10-29.2	-0.020	0.281	0.390	0.066	0.000	0.106	1.002	0.127	0.024	0.852	-0.006	0.315
E09-26	-0.018	0.235	0.337	0.056	-0.002	0.090	0.942	0.118	0.020	0.777	-0.003	0.289
E08-22.4	-0.015	0.188	0.278	0.046	-0.004	0.073	0.845	0.104	0.016	0.674	-0.004	0.253
E07-19.2	-0.012	0.149	0.230	0.037	-0.006	0.059	0.741	0.090	0.013	0.571	-0.010	0.217
E06-16.0	-0.010	0.114	0.183	0.029	-0.007	0.046	0.624	0.074	0.011	0.463	-0.017	0.179
E05-12.8	-0.008	0.083	0.140	0.021	-0.007	0.034	0.497	0.058	0.008	0.355	-0.024	0.139
E04-9.6	-0.005	0.056	0.100	0.015	-0.008	0.024	0.368	0.041	0.006	0.251	-0.030	0.101
E03-6.4	-0.003	0.033	0.063	0.009	-0.008	0.015	0.242	0.026	0.004	0.157	-0.031	0.065
E02-3.2	-0.002	0.015	0.032	0.004	-0.006	0.007	0.128	0.013	0.003	0.078	-0.026	0.034
E01-0.0	0.000	0.004	0.010	0.001	-0.003	0.002	0.039	0.004	0.001	0.023	-0.013	0.011
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia, 2021.

Cuadro 9.14. Formas modales del tercer y cuarto grado del modelo calibrado alineadas a la instrumentación permanente.

Nivel - Altura [m]	3-(X+Z)		3-(Y)		3-(Z+X)		4-(Z+X)		4-(X+Z)		4-(Y)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
E28-86.8	-1.473	-0.296	-0.104	-1.304	-1.572	-0.222	-0.063	-0.523	-1.598	-0.406	-0.142	1.181
E27-83.6	-1.196	-0.237	-0.073	-0.941	-1.083	-0.145	-0.059	-0.419	-0.882	-0.229	-0.078	0.667
E26-80.4	-0.893	-0.184	-0.040	-0.581	-0.563	-0.081	-0.061	-0.308	-0.164	-0.077	-0.016	0.168
E25-77.2	-0.562	-0.129	-0.006	-0.228	-0.040	-0.020	-0.066	-0.188	0.468	0.055	0.034	-0.274
E24-74.0	-0.226	-0.072	0.024	0.082	0.398	0.026	-0.075	-0.064	0.837	0.127	0.056	-0.565
E23-70.8	0.106	-0.016	0.049	0.361	0.747	0.061	-0.080	0.058	0.973	0.165	0.057	-0.751
E22-67.6	0.415	0.037	0.067	0.592	0.958	0.079	-0.079	0.168	0.849	0.161	0.040	-0.810
E21-64.4	0.677	0.083	0.075	0.760	1.002	0.079	-0.071	0.259	0.498	0.120	0.008	-0.734
E20-61.2	0.874	0.119	0.072	0.855	0.875	0.059	-0.058	0.323	0.013	0.053	-0.028	-0.540
E19-58	0.991	0.142	0.059	0.872	0.601	0.023	-0.043	0.355	-0.479	-0.022	-0.056	-0.257
E18-54.8	1.019	0.152	0.039	0.812	0.226	-0.021	-0.031	0.352	-0.852	-0.087	-0.069	0.070
E17-51.6	0.957	0.147	0.013	0.682	-0.188	-0.067	-0.022	0.315	-1.010	-0.127	-0.062	0.391
E16-48.4	0.811	0.129	-0.014	0.492	-0.574	-0.104	-0.017	0.248	-0.911	-0.134	-0.037	0.657
E15-45.2	0.594	0.099	-0.038	0.260	-0.869	-0.127	-0.017	0.157	-0.582	-0.109	-0.001	0.826
E14-42.0	0.325	0.062	-0.057	0.005	-1.026	-0.129	-0.016	0.052	-0.105	-0.060	0.036	0.871
E13-38.8	0.029	0.020	-0.066	-0.253	-1.019	-0.109	-0.012	-0.058	0.396	-0.002	0.062	0.783
E12-35.6	-0.268	-0.022	-0.067	-0.492	-0.851	-0.070	-0.002	-0.161	0.795	0.050	0.070	0.577
E11-32.4	-0.538	-0.060	-0.058	-0.692	-0.555	-0.016	0.017	-0.247	0.986	0.082	0.057	0.285
E10-29.2	-0.754	-0.089	-0.041	-0.839	-0.189	0.041	0.042	-0.307	0.928	0.087	0.030	-0.042
E09-26	-0.899	-0.107	-0.022	-0.925	0.189	0.091	0.079	-0.337	0.635	0.072	0.004	-0.372
E08-22.4	-0.981	-0.116	0.000	-0.946	0.579	0.134	0.123	-0.342	0.119	0.038	-0.026	-0.686
E07-19.2	-0.978	-0.115	0.016	-0.901	0.827	0.156	0.158	-0.323	-0.355	0.002	-0.048	-0.867
E06-16.0	-0.910	-0.105	0.026	-0.804	0.957	0.161	0.182	-0.286	-0.742	-0.030	-0.065	-0.936
E05-12.8	-0.784	-0.089	0.029	-0.664	0.953	0.148	0.190	-0.236	-0.957	-0.051	-0.074	-0.887
E04-9.6	-0.617	-0.068	0.026	-0.502	0.829	0.122	0.180	-0.179	-0.965	-0.057	-0.074	-0.742
E03-6.4	-0.426	-0.046	0.019	-0.332	0.616	0.087	0.150	-0.120	-0.789	-0.049	-0.064	-0.533
E02-3.2	-0.233	-0.024	0.009	-0.174	0.355	0.048	0.101	-0.065	-0.485	-0.032	-0.044	-0.300
E01-0.0	-0.074	-0.007	0.002	-0.054	0.117	0.016	0.041	-0.022	-0.168	-0.012	-0.019	-0.099
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: Elaboración propia, 2021.