



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO DE ACERO DE
6 NIVELES CON PLANTA IRREGULAR, EMPLEANDO ELEMENTOS
ESTRUCTURALES PARA MITIGAR LA TORSIÓN, UBICADO EN
ZONA III DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

SAÚL JAVIER RESÉNDIZ AMBROCIO

ALFREDO CARLOS ARROYO VEGA
DIRECTOR DE TESINA
Vo.Bo. A TESINA

DIRECTOR DE TESINA: **ING. ALFREDO CARLOS ARROYO VEGA**

MÉXICO, D.F.

AGOSTO 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

CONTENIDO

Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1 Objetivo y alcances.....	1
1.2 Descripción del contenido.....	1
Capítulo 2. Comportamiento sísmico de estructuras irregulares en planta.....	3
2.1 Concepto de torsión en edificaciones.....	4
2.2 Antecedentes de problemas de torsión en edificios.....	5
Capítulo 3. Consideraciones para el análisis y diseño estructural.....	7
3.1 Normativa en México y sus consideraciones para estructuras irregulares en planta	7
3.1.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México	7
3.1.2 Condiciones de regularidad.....	9
3.1.3 Tipos de análisis y efectos a considerar	9
3.2 Consideraciones adicionales del estado del arte	11
3.3 Sistemas estructurales que mitigan la torsión sísmica	13
3.4 Planteamiento del problema	14
Capítulo 4. Caso de estudio	15
4.1 Descripción del edificio en estudio	15
4.1.1 Ubicación	15
4.1.2 Descripción del proyecto arquitectónico.....	16
4.2 Materiales	18
4.3 Determinación de las acciones de diseño	19
4.3.1 Acciones permanentes	19
4.3.2 Acciones variables	20
4.3.3 Acciones accidentales.....	20
4.4 Combinaciones de diseño	22
4.5 Propuesta de estructuración 1.....	22
4.6 Modelo numérico.....	23

4.7 Análisis estructural	25
4.7.1 Modos de vibrar de la estructura	26
4.7.2 Revisión del cortante basal mínimo	27
4.7.3 Masa modal participativa	28
4.8 Revisión de los estados límite	29
4.9 Propuesta de estructuración 2	22
4.10 Modelo numérico	34
4.11 Análisis estructural	35
4.11.1 Modos de vibrar de la estructura	36
4.11.2 Revisión del cortante basal mínimo	37
4.11.3 Masa modal participativa	38
4.12 Diseño de elementos estructurales de la propuesta de refuerzo	40
4.13 Revisión de los estados límite	44
Capítulo 5. Discusión de resultados	48
Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones	51
Apéndices	52
Referencias	54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Ejemplo de edificio con irregularidad en planta (CONAGUA, 2016)	3
Figura 2.2. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión (Bazán y Meli, 1999)	4
Figura 2.3. Espesor de los sedimentos donde se encuentra asentada la Ciudad de México. La región entre los contornos azul y rojo representa la zona de transición entre suelo firme y el suelo blando (Torres, 2017)	5
Figura 2.4. a) Edificio ubicado en esquina en CDMX, b) Daño causado por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (ERN, 2018)	6
Figura 2.5. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México (NTC-DS,2017)	8
Figura 4.1. Ubicación del proyecto de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica (NTC-DS, 2017)	15
Figura 4.2. Planta baja (centro comercial)	16
Figura 4.3. Planta tipo niveles 2 al 6 (Oficinas)	17
Figura 4.4. Corte arquitectónico	17
Figura 4.5. Espectros de diseño.....	21
Figura 4.6. Esquema de la planta estructural tipo - propuesta 1.....	23
Figura 4.7. Modelo de 3D de la estructura en el programa Etabs	24
Figura 4.8. Planta estructural en el modelo	25
Figura 4.9. Primer modo de vibración.....	26
Figura 4.10. Segundo modo de vibración.....	26
Figura 4.11. Tercer modo de vibración	27
Figura 4.12. Esquema de la planta estructural tipo - propuesta 2.....	34
Figura 4.13. Modelo de 3D de la estructura en el programa Etabs	35
Figura 4.14. Planta estructural en el modelo	35
Figura 4.15. Primer modo de vibración.....	37
Figura 4.16. Segundo modo de vibración.....	37
Figura 4.17. Tercer modo de vibración	37

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1. Acciones permanentes	19
Tabla 4.2. Acciones variables	20
Tabla 4.3. Parámetros sísmicos.....	21
Tabla 4.4. Secciones de elementos estructurales propuesta 1.....	22
Tabla 4.5. Excentricidades para evaluar efectos de torsión.....	25
Tabla 4.6. Masa modal participativa	28
Tabla 4.7. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X	29
Tabla 4.8. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y.....	29
Tabla 4.9. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X	31
Tabla 4.10. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y.....	31
Tabla 4.11. Evaluación de los efectos de segundo orden	33
Tabla 4.12. Secciones de elementos estructurales propuesta 2.....	34
Tabla 4.13. Excentricidades para evaluar efectos de torsión.....	36
Tabla 4.14. Masa modal participativa	39
Tabla 4.15. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X	40
Tabla 4.16. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y.....	40
Tabla 4.17. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X	42
Tabla 4.18. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y.....	42
Tabla 5.1. Modos de vibrar de las propuestas estructurales	48
Tabla 5.2. Comparativa de las excentricidades torsionales	50
Tabla 5.3. Peso de la estructura principal de la propuesta 1	50
Tabla 5.4. Peso de la estructura principal de la propuesta 2	50

Capítulo 1. Introducción

1.1 Objetivo y alcances

Analizar el comportamiento sísmico de un edificio de acero con irregularidad en planta y presentar una propuesta de reforzamiento que mitigue los efectos de torsión.

La revisión del comportamiento sísmico de la estructura y los elementos que incluya la propuesta de reforzamiento se revisarán de acuerdo con los estados límite de servicio y de falla, que indica el Reglamento de Construcción de la Ciudad de México y sus NTC vigentes.

El presente trabajo determina una propuesta de reforzamiento que mitigue los efectos de torsión que se generan producto de la asimetría en planta de un edificio de 6 niveles con estructura de acero; el inmueble se localiza en la zona III, conocida como zona de lago.

Para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura se empleará el uso de un software comercial de análisis pero cabe aclarar que se harán algunas simplificaciones tales como no considerar una interacción suelo estructura, o incluir los efectos P-delta en el análisis de la estructura ya que, esto podría generar que no se concluya a tiempo el trabajo, razón por la que se ha decidido no considerarlos.

1.2 Descripción del contenido

Al momento de idealizar un sistema estructural sismo resistente, deben tomarse en cuenta diversos aspectos propios de la ingeniería estructural. Uno de los más importantes es la ubicación de los elementos que aportarán la rigidez lateral suficiente para cumplir con los requisitos mínimos que establecen las normas de diseño. Esto quizás pueda ser sencillo en estructuras que han sido concebidas desde su arquitectura con formas en planta sencillas y carezcan en la medida de lo posible de asimetría. Muchas de las veces, debido de los requerimientos que pueda presentar el proyecto arquitectónico o ya sea por la función del inmueble es necesario crear edificios con formas arquitectónicas complejas o irregulares, ocasionando que la concepción de un sistema estructural se complique y sea todo un reto para el proyectista estructural.

Una de las principales razones a las que se debe el colapso o el daño en edificios después de un evento sísmico ha sido directa o indirectamente originado por la regularidad estructural. En este sentido, los edificios con irregularidad estructural deben evitarse de ser construidos en zonas con actividad sísmica importante.

Los reglamentos de construcción no prohíben este tipo de edificios, sin embargo, establece consideraciones adicionales o requisitos más restrictivos, que deben ser evaluados para el cumplimiento de los estados límite de falla y de servicio.

En el capítulo 2 se habla de los efectos que originan la irregularidad estructural, así como lo que se ha observado durante los eventos sísmicos recientes en este tipo de estructuras, particularmente en la Ciudad de México. En el capítulo 3 se habla de las consideraciones que el Reglamento de

Construcciones establece para la evaluación y diseño de las estructuras con irregularidad estructural en planta, cuáles son los elementos que pueden ser utilizados en este tipo de estructuras para mitigar los efectos de torsión así como una breve investigación del estado del arte que existe en torno a este tema.

En el capítulo 4 se presenta un caso de estudio donde, a partir de un edificio de 6 niveles con irregularidad en planta ubicado en zona III, se presenta la propuesta de estructuración que cumpla con los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes (NTC-DS, 2017) y se presenta el diseño de los miembros principales del sistema estructural propuesto.

Capítulo 2. Comportamiento sísmico de estructuras irregulares en planta

La mayoría de los edificios que se construyen actualmente se basan en una tendencia arquitectónica contemporánea que busca formas libres, con un exterior llamativo y además que proporcionen espacios interiores amplios y atractivos para los ocupantes del inmueble siendo frecuente que el edificio carezca de una forma prismática bien definida ocasionando que la regularidad perfecta sea solamente una idealización que rara vez ocurre.

Este tipo de edificios complican de manera natural la concepción de un sistema estructural con elementos que no interfieran con la forma ni con el funcionamiento del inmueble así como la manera de interconectarlos lo que origina irregularidad estructural (De Buen, 1996).

Los reglamentos distinguen dos tipos de irregularidades en las estructuras, irregularidad en planta e irregularidad en elevación, frecuentemente la irregularidad estructural es una combinación de ambos tipos.



Figura 2.1. Ejemplo de edificio con irregularidad en planta (CONAGUA, 2016)

Evaluaciones del desempeño estructural durante sismos pasados demuestran que la irregularidad estructural es una de las causas más frecuentes de daños severos, ya que ocasiona rotación del sistema (torsión sísmica) originada por la distribución asimétrica de masas, rigidez y resistencia por lo que los edificios con irregularidad estructural deben evitarse debido a su comportamiento sísmico desfavorable (De Stefano, 2007).

Una de las recomendaciones que hacen las vigentes Normas Técnicas complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017) es evitar este tipo de irregularidades por completo, si es posible. Sin embargo, las normas también definen las consideraciones a tomarse en cuenta en el cálculo estructural y las precauciones que deben tomarse en caso de que existan tales irregularidades en el edificio.

2.1 Concepto de torsión en edificaciones

Estructuras sujetas a excitaciones sísmicas experimentan deformaciones laterales que pueden estar acompañadas de rotaciones torsionales.

La torsión sísmica se origina por la excentricidad que producen los puntos de aplicación de las fuerzas de sismo y la fuerza resistente del entrepiso. En las estructuras de edificios, se supone que las fuerzas sísmicas actúan en el centro de masas del entrepiso mientras que, la resistencia a la fuerza lateral actúa en el centro de rigidez, según la disposición de los elementos rígidos diseñados para resistir fuerzas laterales. Al no tener una disposición simétrica de los elementos resistentes o una distribución simétrica de masas naturalmente se origina una excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez teniendo como consecuencia que se presente una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño (Bazán y Meli, 1999).

Diseñar un edificio para acciones sísmicas donde existen efectos de torsión considerables son sustancialmente más complicados que el diseño de edificios simétricos cuya respuesta es puramente traslacional.

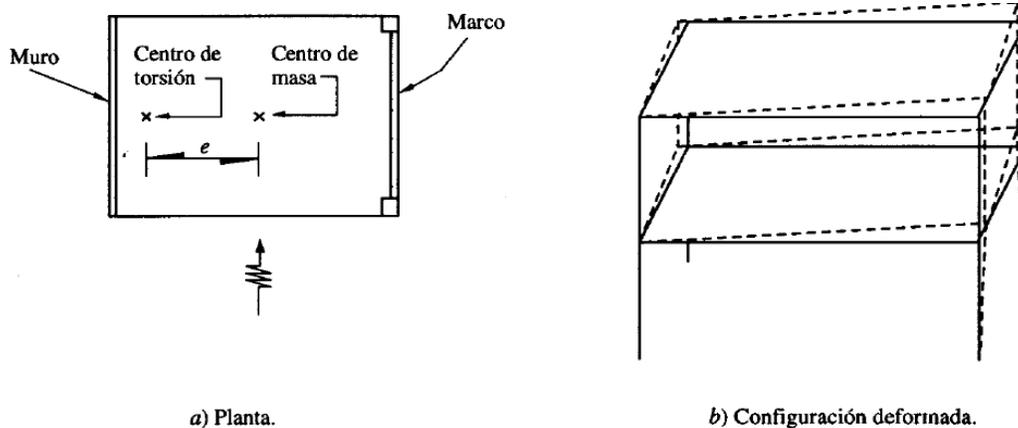


Figura 2.2. Vibración de un edificio incluyendo efectos de torsión (Bazán y Meli, 1999).

De acuerdo con Anagnostopoulos, et. al (2013), la torsión sísmica también puede producirse por el movimiento de torsión en el suelo producto del paso de ondas sísmicas o por otras razones que no se tienen en cuenta explícitamente en el diseño de la estructura como la aportación de rigidez de elementos no estructurales al no separarlos adecuadamente de la estructura principal.

En cualquier tipo de estructura que se quiera tener un comportamiento óptimo durante un evento sísmico, es muy importante, durante la etapa de su diseño, ubicar convenientemente los elementos estructurales que aportarán la resistencia y rigidez necesaria para resistir las fuerzas laterales y cargas gravitacionales tratando, en la manera de lo posible, hacer coincidir el centro de rigidez con el centro de masa para disminuir los efectos de torsión.

2.2 Antecedentes de problemas de torsión

La Ciudad de México tiene gran parte de las construcciones sobre grandes espesores de sedimentos blandos de los lagos que existieron en el valle. Las ondas sísmicas son amplificadas por estos depósitos lacustres. La duración de los movimientos en el área lacustre así como su intensidad son evidentemente más fuertes comparados con los registrados en terreno firme o roca (Torres, 2017).

En la siguiente figura se muestra la zona lacustre de la Ciudad de México.

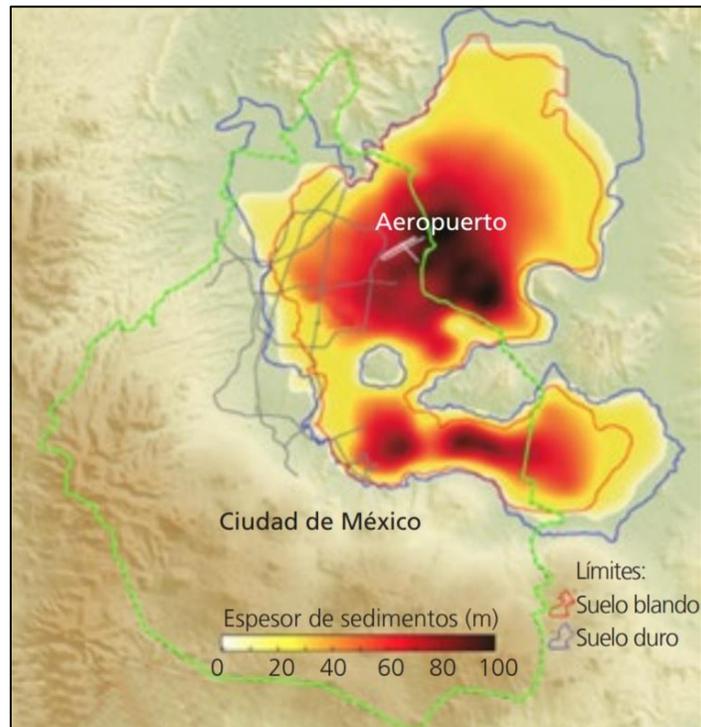


Figura 2.3. Espesor de los sedimentos donde se encuentra asentada la Ciudad de México. La región entre los contornos azul y rojo representa la zona de transición entre suelo firme y el suelo blando (Torres, 2017)

Estudiar el comportamiento de estructuras irregulares, durante los eventos sísmicos ha originado tendencia de estudio en los últimos años. Las referencias (Moehle y Alarcón (1986); Bazán y Meli (1999); De Stefano y Pintucchi (2002)) son un ejemplo de la importancia que ha tenido este tema en los últimos años como consecuencia de los daños que se han presentado en las estructuras ocasionados por los sismos recientes.

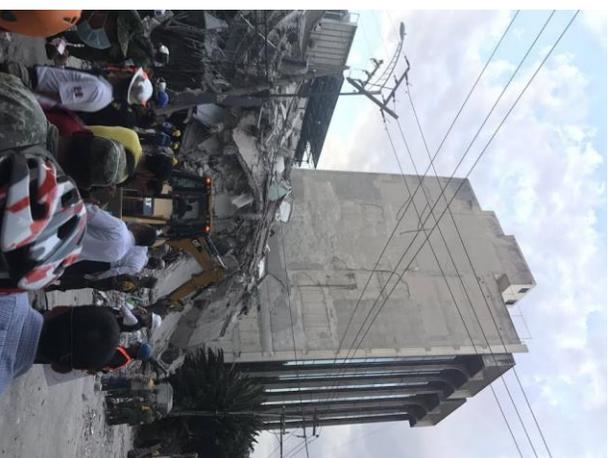
En septiembre de 2017, dos sismos de gran intensidad afectaron los estados de México, Puebla, Morelos y Ciudad de México. debido a la magnitud y cercanía de estos sismos, entre otros factores, provocaron daños severos en diversas construcciones de la Ciudad de México y poblaciones cercanas al epicentro (Pérez-Gavilán, J., 2018)

De acuerdo con el artículo que presenta Buendía y Reinoso. (2019), se observó en la estadística de estructuras dañadas por el sismo del 19 de septiembre de 2017 que la mayoría presentaba irregularidad en planta, efecto de esquina, o planta baja débil.

El sismo de 2017 afectó principalmente a las edificaciones de baja a mediana altura. En la CDMX se pudo observar que los edificios más afectados fueron los que tenían entre 1 y 10 niveles; y que las estructuras en esquinas, con efectos torsionales, pisos suaves o con irregularidades geométricas fueron las más afectadas (Galvis et al., 2017; Buendía y Reinoso, 2019).



a) Antes del sismo



b) Lo que pasó en el sismo

Figura 2.4. a) Edificio ubicado en esquina en CDMX, b) Daño causado por el sismo del 19 de septiembre de 2017 (ERN, 2018).

En el artículo que presentan Buendía y Reinoso (2019) se analizaron las principales estructuras colapsadas en la Ciudad de México determinando que uno de los factores que causó, considerables daños en algunos edificios o incluso el colapso fueron los efectos de torsión causados por efectos de esquina con irregularidades geométricas.

En este sentido, el propósito de la ingeniería sísmica moderna es mitigar los daños en edificios e infraestructuras para reducir el impacto de los terremotos en la sociedad, esto abarca la comprensión de la exposición y vulnerabilidad de nuestro entorno construido. Esta rama de la ingeniería involucra los conocimientos de diversas disciplinas como lo son sismología, ingeniería estructural y geotécnica coma así como psicología y economía. En el campo de la ingeniería estructural es importante analizar los datos de desempeño de edificios que han tenido un óptimo comportamiento luego de haber ocurrido un terremoto así como de los edificios dañados para poder identificar las causas de fallas y los patrones que las originan (Roeslin et al. 2018).

Capítulo 3. Consideraciones para el análisis y diseño estructural

3.1 Normativa en México y sus consideraciones para estructuras irregulares en planta

Como consecuencia de los recientes sismos que han causado daños severos en las estructuras en la Ciudad de México las autoridades han actualizado recientemente sus normas de construcción con el fin de garantizar un comportamiento adecuado de las estructuras cuando estas se vean sometidas a acciones sísmicas o cualquier otro tipo de acción que comprometa la seguridad estructural. La más reciente reforma que ha tenido el reglamento de construcciones del Distrito Federal ha sido publicada en abril de este año aunque también, en los últimos meses han sido actualizadas con comentarios las Normas Técnicas Complementarias (NTC) que se publicaron en 2017.

Es importante señalar que el reglamento de construcciones del Distrito Federal así como sus NTC han sido elaborados para el diseño y construcción de estructuras en la Ciudad de México sin embargo, son un referente a nivel nacional por ser un amplio documento normativo que cuenta con el respaldo de investigación aplicada en el territorio considerando, desde hace ya muchos años, las experiencias y prácticas comunes que se emplean en el ámbito de la construcción, particularmente en la zona metropolitana de la Ciudad de México. Otra razón por la cual se emplea este reglamento en diversos municipios del país es porque estos, no cuentan con su propia normativa.

Cómo se mencionó en el capítulo anterior, la Ciudad de México es reconocida por estar situada en una región con intensa actividad sísmica. Tomando en cuenta esto, es un requisito indispensable que las estructuras en esta zona del país sean resistentes a estos fenómenos naturales.

A continuación se presentan las principales consideraciones para el diseño sismorresistente de edificios que establece el RCDF y sus NTC y propiamente las consideraciones que deben tomarse en cuenta para estructuras con irregularidad estructural.

3.1.1 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

El área urbana Del Valle de México es tradicionalmente dividida en tres principales zonas geotécnicas. En el artículo 170 del RCDF se describe la división de la Ciudad de México en tres zonas con las siguientes características:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos firmes que fueron depositados fuera de la zona lacustre, pero donde también se puede encontrar depósitos arenosos en estado suelto o arcillas blandas.

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a una profundidad de 20 m o menos, y que consiste en capas de arena y limo intercaladas con arcilla lacustre.

Zona III. Lacustre, compuesta de potentes depósitos de arcilla compresible, separados por capas de arena con contenido variable de limo o arcilla. Suelen estar cubiertos por suelos aluviales y rellenos artificiales, el espesor puede superar los 50 m.

3.1.2 Condiciones de regularidad

Para determinar la regularidad estructural de determinada estructura, en el capítulo 5 de las NTC-DS se establecen 13 requisitos que deben evaluarse para poder clasificarla en alguna de las tres categorías diferentes; regular, irregular y muy irregular.

En resumen las 13 condiciones que establece el reglamento son:

- 1) La planta deberá ser esencialmente simétrica con componentes resistentes ortogonales.
- 2) Contar con una relación de esbeltez menor a cuatro
- 3) Contar con una relación largo a ancho menor a cuatro
- 4) No contar con entrantes o salientes de consideración
- 5) Contar con un sistema de piso que se comporte como un diafragma rígido
- 6) No contar con aberturas excesivas en el sistema de piso y que estas difieran de un piso a otro
- 7) Tener pesos semejantes entre los entrepisos
- 8) Contar con una dimensión uniforme en elevación
- 9) Todas las columnas restringidas en ambas direcciones de análisis en cada piso
- 10) Todas las columnas de entrepiso deberán ser idénticas en altura
- 11) La rigidez lateral es similar con la del piso inmediatamente inferior
- 12) El desplazamiento lateral es prácticamente igual con el promedio de los extremos
- 13) Contar con una capacidad resistente a carga lateral sin cambios bruscos de un nivel a otro

3.1.3 Tipos de análisis y efectos a considerar

Las NTC-DS establecen las limitaciones así como efectos específicos a considerar para el análisis estructural y el dimensionamiento de los elementos estructurales. Para fines de diseño, las normas consideran dos tipos de análisis; estático y dinámico, cuya aplicación dependerá principalmente de la altura de la estructura, la zona geotécnica del proyecto y su clasificación por regularidad.

Los requisitos para la aplicación del método de análisis estático son para estructuras regulares una altura menor a 30 m y para estructuras irregulares menor a 20 m. Para edificios ubicados en la zona I, estos límites se amplían a 40 m y 30 m respectivamente. Cabe señalar que explícitamente las normas indican que este tipo de análisis no puede usarse para estructuras que pertenezcan al grupo A o que sean muy irregulares así como sistemas de piso que no cumplan las condiciones de diafragma rígido aunque no cuente con una planta sensiblemente simétrica.

En el caso del método de análisis dinámico las normas consideran al análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso.

El análisis dinámico modal deberá ser aplicado a un modelo tridimensional elástico incluir los modos naturales que, ordenados según los valores decrecientes de sus períodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. Para calcular la participación de cada modo natural, el espectro que deberá utilizarse será el de diseño reducido en función de Q y R.

El análisis dinámico no lineal paso a paso debe realizarse con un método tridimensional que considere la respuesta a 2 componentes horizontales ortogonales simultáneas.

En este tipo de análisis se debe considerar también un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere, la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener una influencia significativa en su respuesta sísmica. Este tipo de análisis requiere de mayores conocimientos por parte del ingeniero estructurista y está principalmente enfocado a edificios altos ubicados en las zonas de transición y de lago de Ciudad de México.

Efectos de torsión

Para tomar en cuenta la amplificación potencial en la respuesta sísmica debido a la torsión, en las NTC-DS se definen 2 tipos de excentricidades de diseño las cuales consideran para su cálculo la excentricidad estática, e_s , y la excentricidad accidental, e_a . Estas excentricidades de diseño se calculan con las siguientes expresiones:

$$e_{d1} = 1.5 e_s + e_a \quad (2.2.1)$$

$$e_{d2} = e_s - e_a \quad (2.2.2)$$

Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sísmo-resistente resulte más desfavorable de dichas excentricidades de diseño.

La excentricidad accidental, e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso debe calcularse como:

$$\left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{n-1} \right] b_i \quad (2.2.3)$$

Donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y n , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

En este apartado de las normas se menciona explícitamente que la resistencia de los elementos verticales que toman la fuerza cortante entrepiso debe ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se colorean a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo.

Efectos de segundo orden

Deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos geométricos de segundo orden; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente.

Estos efectos pueden despreciarse en los entresijos en que la distorsión establecida para la revisión del estado límite de prevención de colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 de las normas no exceda la cantidad siguiente

$$0.08 \frac{V_i}{W_p} \quad (2.3.1)$$

Donde V_i es la fuerza cortante de diseño calculada en el i -ésimo entresijo para la revisión del estado límite de prevención de colapso y W_p el peso de la parte de la construcción situada encima de ese entresijo, sin factor de carga.

Efectos bidireccionales

De acuerdo con el capítulo 2.4 de las NTC DS para el método dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos de las componentes que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con la combinación de signos correspondientes.

Comportamiento asimétrico

Este efecto a considerar aplica principalmente a estructuras con irregularidad en elevación ya que hace referencia a sistemas estructurales con resistencias laterales significativamente diferentes en los dos sentidos de una dirección de análisis, considerando factores de resistencia más conservadores.

3.2 Consideraciones adicionales del estado del arte

Conceptos importantes del diseño sismorresistente

A pesar de que los sismos sean eventos con baja probabilidad de ocurrencia, sus consecuencias pueden ocasionar daños severos. Es por esta razón que los reglamentos de diseño estructural toman en cuenta consideraciones adicionales para el diseño de estructuras que puedan estar potencialmente expuestas a este tipo de fenómenos naturales.

La mayoría de los códigos de diseño establecen los requisitos mínimos para asegurar la protección de la vida humana durante un evento sísmico, es decir, evitar el colapso parcial o total de la estructura aceptando daño parcial o severo ante un sismo de gran magnitud. Para lograr esto es necesario contar con una aceptable disipación de energía y garantizar un comportamiento dúctil de la estructura ante la acción sísmica, siendo importante evitar que se generen fallas de tipo frágil.

Las características principales que debe tener un edificio que se va a construir en una zona sísmica son rigidez, resistencia y una ductilidad adecuada (De buen, 1996). La rigidez estructural, la cual se expresa en términos de la relación que existe entre una fuerza (o momento) y un desplazamiento (o rotación), representa la capacidad para deformarse de un miembro, conexión o estructura. En

estructuras sismorresistentes resulta de particular interés la rigidez lateral de la estructura ya que se encuentra directamente relacionada con los desplazamientos de piso. Es importante considerar que en sistemas con comportamiento no lineal, la definición de rigidez puede variar según el criterio que se use para su determinación (Crisafulli, 2018).

La resistencia es una propiedad que se relaciona con la capacidad de la estructura y se vincula directamente con la seguridad de la construcción. La ductilidad es una propiedad de un material, sección, elemento o sistema capaz de desarrollar una deformación inelástica sin pérdida de resistencia. Esta propiedad se define como la relación entre la deformación o desplazamiento máximo y el correspondiente al de fluencia (Crisafulli, 2018).

De acuerdo con lo anterior, la capacidad de las estructuras para resistir fuertes terremotos depende de su ductilidad y capacidad de disipación de energía.

Métodos de análisis

Es importante para el diseño de estructuras seguras, la selección de un método de análisis sísmico apropiado. Un requisito común en el diseño sísmico de edificios irregulares es que las fuerzas de diseño se determinen considerando las características dinámicas del edificio, ya que en un análisis dinámico se considera el acoplamiento entre vibraciones torsionales y traslacionales lo que puede resultar en una amplificación dinámica de los momentos de torsión (Escobar et al. 2004).

Como ya se mencionó, las NTC-DS permiten llevar a cabo un análisis estático para edificios con irregularidad estructural de baja altura y para los de mediana altura establece que es necesario aplicar un análisis dinámico modal, pero ambos análisis en el rango elástico lineal.

En particular, los métodos de análisis elásticos pueden no ser apropiados para el diseño de muchos edificios irregulares, porque la presencia de una irregularidad puede resultar en zonas localizadas de respuesta inelástica que no pueden ser representadas adecuadamente por el análisis elástico convencional. Para tales edificios, los análisis inelásticos estáticos o dinámicos pueden ser más apropiados (Moehle y Alarcón, 1986).

Diafragma de piso de sistemas estructurales irregulares

Un criterio importante a tomar en cuenta durante el diseño sismorresistente de edificios es la determinación del comportamiento del diafragma de piso. Investigaciones como las que presenta en un artículo Tena et al. (2013), han demostrado que las losas perimetralmente apoyadas, losas planas de concreto reforzado y la vigueta y bovedilla constituyen diafragmas razonablemente rígidos y resistentes a carga lateral para relaciones de aspecto de planta menores a o iguales a 2, diseñados con espesores que satisfacen las solicitaciones de cargas gravitacionales. Sin embargo, no se puede afirmar la condición de diafragma rígido para distintas relaciones de aspecto o espesores relativamente reducidos como por ejemplo el sistema de piso losacero.

Las NTC-DS en el capítulo 2.7 establecen los criterios de diseño del diafragma de piso, el cual, puede considerarse como diafragma rígido a aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso sea a

base de losas de concreto o de concreto colado sobre tableros de acero que en planta exhiban una relación de largo a ancho menor o igual a cuatro, y que cumplan con los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1 (condiciones de regularidad).

Direcciones principales de análisis

Las NTC en el apartado referente a la consideración de los efectos bidireccionales, para el diseño de la estructura ante acciones sísmicas, se indica que se deberá aplicar la acción sísmica en la dirección que genere los efectos más desfavorables sobre la estructura.

En investigaciones como la que presenta Castañeda (2015) se menciona que esto podría ser sencillo de identificar en estructuras sensiblemente regulares, sin embargo no así en estructuras que presentan una forma irregular o asimétrica en planta. Es común que durante el análisis sísmico de un edificio no se reflexione sobre las direcciones principales de análisis y dar por hecho que estarán dadas por la orientación de la estructura.

El no considerar las direcciones principales de análisis puede traer como consecuencia errores al momento de evaluar los desplazamientos de la estructura además de dimensionar los elementos estructurales con acciones de diseño, inferiores a las que realmente podrían presentarse en un sismo similar al de diseño.

3.3 Sistemas estructurales que mitigan la torsión sísmica

Como ya se ha mencionado, los efectos de torsión pueden ocasionar la amplificación de los desplazamientos laterales lo cual se traduce en incremento de daños a la estructura. Para controlar las derivas laterales se pueden emplear elementos que aporten rigidez lateral para aumentar la rigidez y la estabilidad de la estructura.

Estructuras con contraventeos o muros de cortante combinados con marcos rígidos pueden generar una distribución de las cargas laterales compleja y variable con el número de pisos, pero que da lugar a incrementos sustanciales de rigidez y resistencia con respecto a la estructura a base de marcos (Bazán y Meli, 2001).

Existen diversas variantes de marcos rigidizados con contravientos o con muros de cortante, y la experiencia ante los pasados eventos sísmicos, nos han demostrado, que este tipo de sistema estructural dual es uno de los más eficientes para resistir fuerzas sísmicas (NTC-DS, 2017). Uno de sus principales problemas al tratar de utilizarlos en estructuras con irregularidad en planta o elevación es poder crear un sistema sismo-resistente con una distribución simétrica además de no interferir con la funcionalidad del edificio por la interferencia que crean en el espacio que ocupan.

3.4 Planteamiento del problema

Las irregularidades en un sistema estructural pueden amplificar la respuesta estructural y provocar daños significativamente mayores en comparación con las estructuras regulares. La irregularidad, además de generar efectos de torsión, puede amplificar las respuestas y causar daños graves en los miembros del sistema estructural además de presentar mayores derivas junto con torsiones excesivas.

Como se menciona en los comentarios de las NTC-DS (2020), ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, a comparación de sistemas estructurales conformados por marcos únicamente.

Se presenta un caso de estudio de un edificio de acero con irregularidad en planta que pretende construirse en zona III de la Ciudad de la México donde se revisarán dos propuestas estructurales que cumplan con los requisitos de diseño por sismo para estructuras irregulares. Adicionalmente se incluye el diseño de los elementos que incrementaron la rigidez lateral de la estructura y que sirvieron para mitigar los efectos de torsión en el sistema.

Capítulo 4. Caso de estudio

Es un edificio de acero con irregularidad en planta, en el que se analiza una propuesta de diseño estructural de los elementos que aportan rigidez lateral a la estructura para que cumpla con los estados límite de falla y de servicio que se establecen en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y de sus Normas Técnicas Complementarias vigentes.

4.1 Descripción del edificio en estudio

El edificio tiene seis niveles, una altura total de 25 m desde el nivel de calle, destinados para arrendamiento de oficinas, a excepción de los dos primeros niveles, destinados para zona comercial. De acuerdo con el artículo 139 del RCDF, 2019, la construcción pertenece al grupo B, subgrupo B1.

4.1.1 Ubicación

El edificio se ubicará en calle Isabel la Católica, No. 446 en la alcaldía Cuauhtémoc. En la reciente versión de las NTC-DS (2019) ya no se incluye el mapa de zonificación geotécnica que se incluía en la versión de 2017, el cual servía para ubicar, por medio de las coordenadas geográficas del proyecto, la zona geotécnica a la que pertenece el sitio, siendo para este caso zona tipo III también conocida como zona de lago (Figura 4.1).

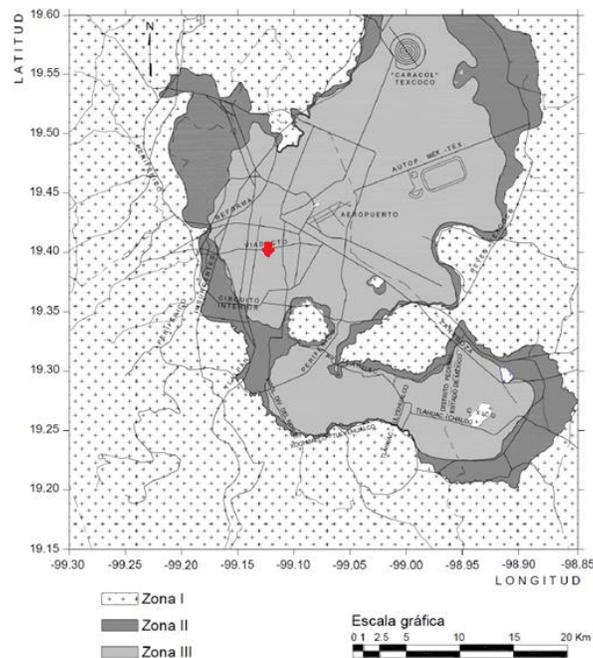


Figura 4.1. Ubicación del proyecto de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica (NTC-DS, 2017)

4.1.2 Descripción del proyecto arquitectónico

Las dimensiones en planta del inmueble son 22.50 m de ancho por 25 m de largo. Cuenta con cinco niveles destinados para oficinas a excepción de la planta baja y el primer nivel que será en su mayoría destinado como centro comercial. Las oficinas se pretenden arrendar sin mobiliario, por lo que no existe una predisposición de muros divisorios, pero en caso de requerir divisiones en el entrespiso se pretenden realizar con muros de tablaroca así mismo los muros de fachada estarán formados por placas de fibrocemento. Los dos primeros entrespisos tienen una altura de 3.70 m y el resto de 3.30 m.

El área de construcción en planta es de 346 m², teniendo un total de 2076 m² de construcción. En las siguientes figuras se aprecia el proyecto arquitectónico.

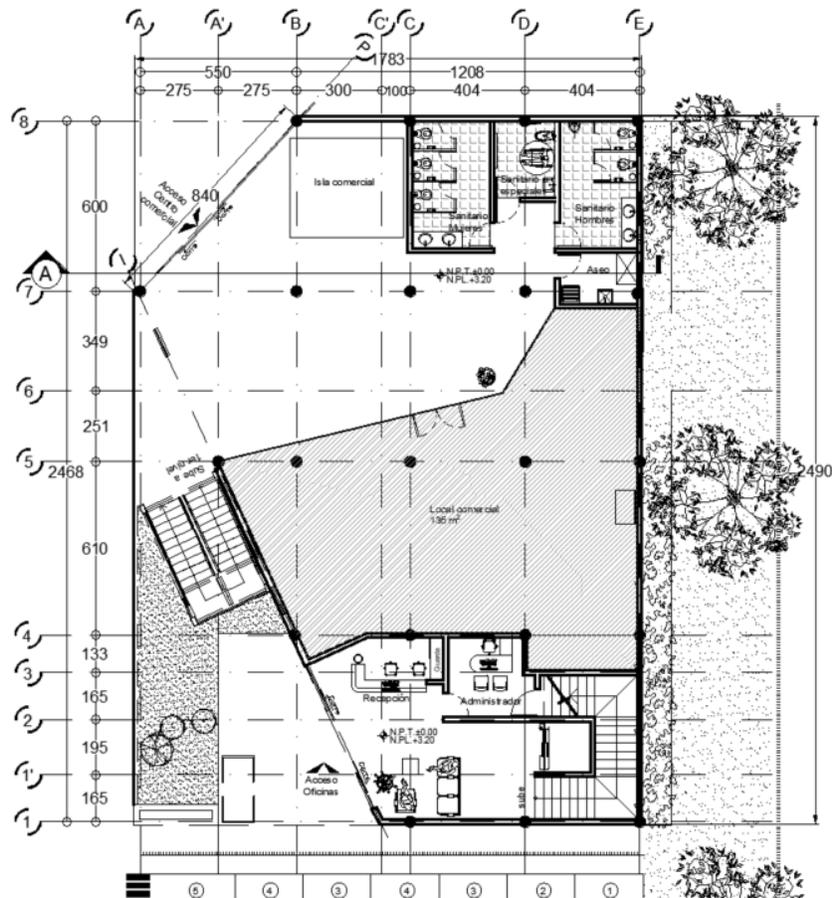


Figura 4.2. Planta baja (centro comercial)

4.2 Materiales

Los materiales que se considerarán en la superestructura deben satisfacer las Normas Mexicanas (NMX) vigente o en caso de no existir la norma mexicana, se permite trabajar con las normas ASTM aplicables (NTC-DCEA, 2020).

Concreto

Las propiedades consideradas del concreto fueron de acuerdo con el capítulo 2.1 de las NTC-DCEC vigentes las cuales indican:

Módulo de elasticidad

$$E_c = 14000 \sqrt{f'_c} \quad \text{concretos clase 1 considerando agregado grueso calizo}$$

$$E_c = 8000 \sqrt{f'_c} \quad \text{concretos clase 2}$$

Resistencia a tensión (f_t)

Se puede estimar como:

$$f_t = 1.5 \sqrt{f'_c} \quad \text{concretos clase 1}$$

$$f_t = 1.2 \sqrt{f'_c} \quad \text{concretos clase 2}$$

Acero estructural

De acuerdo con el capítulo 1.4. de las NTC-DCEA el acero estructural considerado en el proyecto deberá cumplir con las siguientes normas:

Para perfiles H laminados para uso en edificios: ASTM A992 / A992M

Tubos de acero al carbono para usos estructurales,
de sección circular o de otras formas: ASTM A500

Acero estructural ASTM A36

Tornillos, tuercas y roldanas ASTM A325/ A490

Conectores de cortante para construcción compuesta ASTM A108

4.3 Determinación de las acciones de diseño

Para determinar las cargas de los sistemas de entrepiso, se consideraron los criterios que se describen en las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, NTC-CADEE (2017), las cuales, en su capítulo 5 y 6 menciona los criterios para cargas permanentes y variables respectivamente.

4.3.1 Acciones permanentes

Las cargas muertas (C.M.) se analizaron por unidad de área, tomando como referencia tablas o catálogos de los proveedores para saber el peso de los materiales. El peso propio de las trabes y columnas será tomado en cuenta por el programa de análisis estructural.

Tabla 4.1. Acciones permanentes

Peso propio de la losacero

Tipo de carga / Material		Carga (kg/m ²)
Peso propio (PP)		
Losacero Sección 4 cal 22	=	8.00
Capa de compresión (6cm)	=	221.00
Total PP	=	229.00

Sobrecarga muerta (Centro comercial y oficinas)

Sobrecarga muerta (SCM)		Carga (kg/m ²)
Acabados	=	60.00
Muros divisorios	=	100.00
Instalaciones	=	20.00
Plafón de yeso	=	30.00
Carga Adicional	=	40.00
Total SCM	=	250.00

Sobrecarga muerta (Azotea)

Sobrecarga muerta (SCM)		Carga (kg/m ²)
Instalaciones mayores	=	100.00
Firme de mortero adicional	=	100.00
Impermeabilizante	=	10.00
Plafón de yeso	=	30.00
Carga Adicional	=	40.00
Total SCM	=	280.00

4.3.2 Acciones variables

Las cargas vivas (C.V.) y vivas accidentales (C.V.a.) fueron obtenidas de la tabla 6.1.1 de las NTC-CADEE conforme al uso del entrepiso.

Tabla 4.2. Acciones variables

Cargas variables (kg/m ²)		Centro comercial
Carga Viva (C.V.)	=	350
Carga Viva Accidental (C.Va.)	=	250
Carga Viva media (C.Vm.)	=	40

Cargas variables (kg/m ²)		Oficinas
Carga Viva (C.V.)	=	250
Carga Viva Accidental (C.Va.)	=	180
Carga Viva media (C.Vm.)	=	100

Cargas variables (kg/m ²)		Azotea (Pend. < 5%)
Carga Viva (C.V.)	=	100
Carga Viva Accidental (C.Va.)	=	70
Carga Viva media (C.Vm.)	=	15

4.3.3 Acciones accidentales

Para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras, se debe partir de los espectros de diseño sísmico (Ordaz et al. 2013). El espectro para diseño sísmico se obtuvo del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID para la ubicación precisa del predio. Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y por sobre resistencia, R , según las acciones 3.4 y 3.5, que se usa para revisar los requisitos de seguridad contra colapso.

Los parámetros sísmicos necesarios para la obtención del espectro de diseño se calcularon de acuerdo con lo indicado en las NTC-DS. A continuación se muestra la obtención de dichos parámetros.

Tabla 4.3. Parámetros sísmicos

Parámetros sísmicos		
Factor de comportamiento sísmico	(Q) =	2.0
Factor de corrección por hiperestaticidad	(k1) =	1.25
Clasificación de la estructura:		B
Factor de irregularidad		0.80
Periodo dominante del terreno	(Ts) =	2.50
Valor de la ordenada que corresponde a T=0	(a₀) =	0.35
Coefficiente sísmico	(c) =	1.60
Periodo característico (inicio de la meseta)	(Ta) =	1.50
Periodo característico (fin de la meseta)	(Tb) =	3.00
Cociente (desp. máximo del suelo/estructura)	(k) =	0.083
Cociente (ord. espec. colapso/sismos frecuentes)	(ks) =	0.250
Factor básico de sobre-resistencia	R₀ =	1.750
Amortiguamiento crítico	ζ =	5%
Parámetros usados para el cálculo de β	λ =	0.50
	ε =	1.80
	τ =	1.00
Factor de sobre-resistencia	R =	2.19

Las coordenadas del proyecto son 19.4077, -99.1395, mismas que fueron ingresadas en el sistema SASID de acuerdo son los parámetros correspondientes para obtener el espectro de diseño mostrado a continuación.

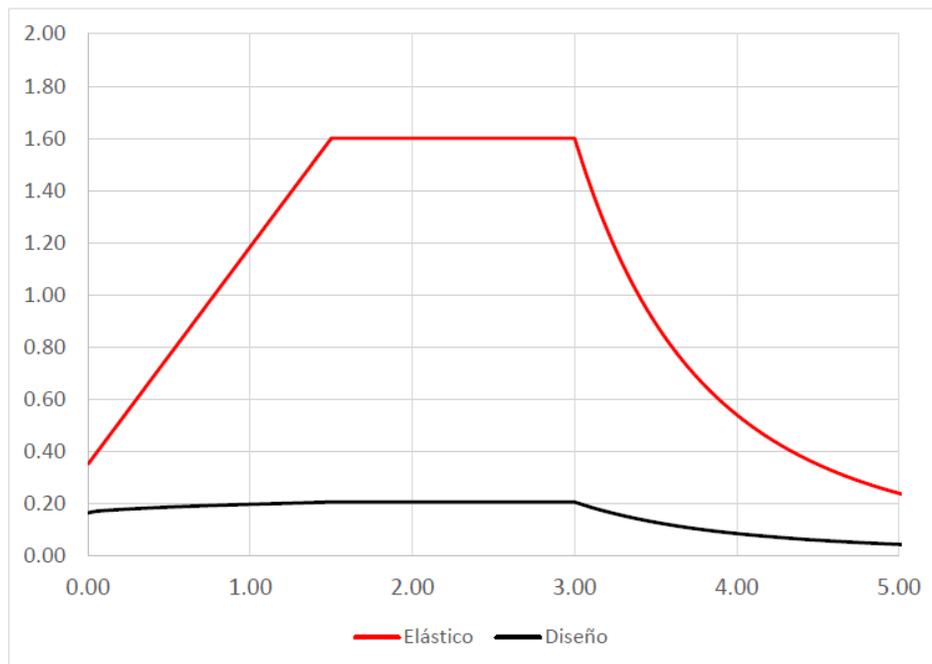


Figura 4.5. Espectros de diseño

4.4 Combinaciones de diseño

Las acciones de diseño con los respectivos factores de carga se combinaron de acuerdo con lo establecido en el apartado 2.3 y 3.4 de las NTC-CADEE (2017). Estas combinaciones se definieron el programa como a continuación se presentan

$C1 = \text{Peso propio} + \text{acciones permanentes}$

$S1 = C1 + C.V.$

$S2 = C1 + C.Va.$

$D1 = 1.1 (C1 + C.Va. \pm SX \pm 0.3 SY)$

$D2 = 1.1 (C1 + C.Va. \pm 0.3 SX \pm SY)$

$R1 = 1.3 C1 + 1.5 C.V.$

$E1 = D1, D2, R1$ (tipo envolvente)

$SX = \text{Fuerza sísmica en dirección X considerando la excentricidad de diseño}$

$SY = \text{Fuerza sísmica en dirección Y considerando la excentricidad de diseño}$

4.5 Propuesta de estructuración 1

La primer propuesta de estructuración de la superestructura consiste en un sistema dual formado por marcos de acero y contravientos concéntricos de acero. El sistema de piso será tipo losacero, el cual distribuirá las cargas a las vigas secundarias y estas a su vez transmitirán las cargas a columnas de sección cajón. En el caso de los marcos que no son ortogonales se consideraron columnas circulares huecas. Las secciones de los perfiles que se consideran en el prediseño son los siguientes:

Tabla 4.4. Secciones de elementos estructurales propuesta 1

Elemento	Ubicación	Sección
Columna (C-1)	Planta baja a nivel 6	HSS 16x12x1/2"
Columna (C-2)	Planta baja a nivel 6	HSS 16x12x1/2"
Trabe principal (T-1)	Planta baja a nivel 6	W18x40
Trabe secundaria (T-2)	Planta baja a nivel 6	W12x14
Trabe principal (T-3)	Planta baja a nivel 6	W14x61
Contraventeo (CV-1)	PB - N6 (dirección X)	HSS 10x6x5/8"
Contraventeo (CV-2)	PB - N6 (dirección Y)	HSS 10x10x5/8"

El sistema de piso se consideró como diafragma rígido, ya que como menciona Tena, et al. (2013), para relaciones de aspecto en planta mayores a 3 empieza a comportarse como diafragma flexible, teniendo en este caso una relación de aspecto, considerando la situación más desfavorable por la asimetría en planta, de 2.7. Además se consideró los criterios que recomienda el autor para la colocación de las vigas secundarias a una separación entre ellas cercana a 2 m.

Una consideración que se tomó en cuenta desde el análisis del proyecto arquitectónico fue que el cubo principal de escaleras y elevadores al encontrarse en el perímetro del edificio sería complicado o incluso absurdo utilizarlo como un núcleo rígido con muros de concreto. Ante esta consideración se optó por aislar al cubo de elevadores y escaleras de la estructura principal del edificio.

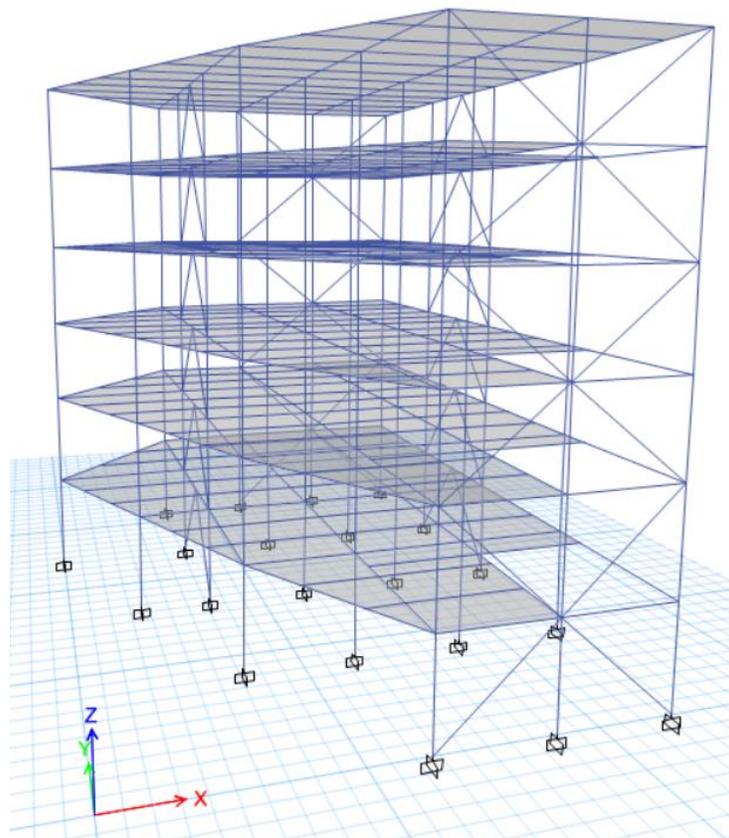


Figura 4.7. Modelo de 3D de la estructura en el programa Etabs

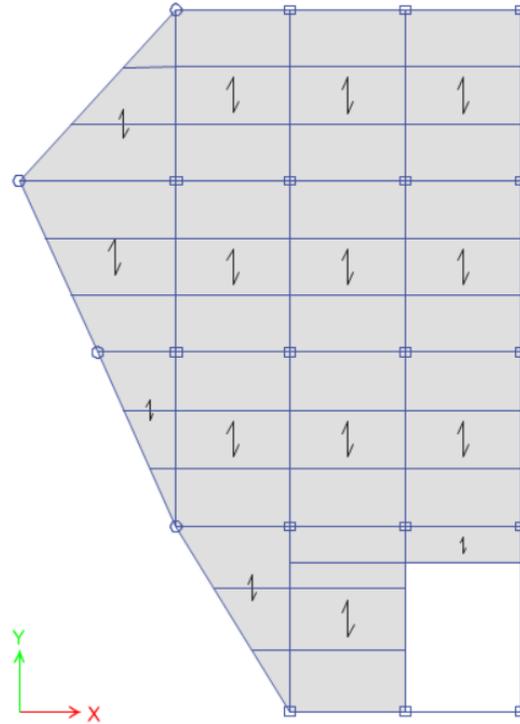


Figura 4.8. Planta estructural en el modelo

4.7 Análisis estructural

La estructura fue tipificada como *irregular* de acuerdo con la revisión de las condiciones de regularidad incluida en el Anexo I. Este tipo de estructuras para zonas geotécnicas tipo III están limitadas a 80 m de altura para poder realizar un análisis de estático o dinámico modal espectral por lo que para este caso es válido. Los efectos adicionales que indica la normativa se consideraron como se detallan a continuación.

Efectos de torsión

Para evaluar los efectos de torsión se utilizaron los centros de masas y de rigideces calculados automáticamente en el programa ETABS. El cálculo de las excentricidades estáticas, accidentales y de diseño se muestra en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Excentricidades para evaluar efectos de torsión

Dirección X		b = 24.6 m				
Nivel	YCM	YCR	esx	eax	Y ed1	Y ed2
	m	m	m	m	m	m
N6	13.28	13.15	0.12	2.46	2.64	-2.34
N5	13.97	13.02	0.95	2.21	3.64	-1.26
N4	13.97	12.88	1.09	1.97	3.61	-0.87
N3	13.97	12.69	1.28	1.72	3.65	-0.44
N2	13.97	12.55	1.42	1.48	3.61	-0.06
N1	13.98	12.48	1.50	1.23	3.48	0.27

Tabla 4.5. Excentricidades para evaluar efectos de torsión (continúa)

Dirección Y	b = 17.6 m						
	Nivel	XCM	XCR	esy	eay	X ed1	X ed2
	m	m	m	m	m	m	m
N6	10.75	11.12	0.37	1.76	2.31	-1.39	
N5	10.29	11.18	0.88	1.58	2.91	-0.70	
N4	10.29	11.24	0.95	1.41	2.83	-0.46	
N3	10.29	11.32	1.02	1.23	2.76	-0.21	
N2	10.30	11.37	1.07	1.06	2.66	0.02	
N1	10.29	11.36	1.07	0.88	2.48	0.19	

De la tabla es importante observar que la excentricidad de diseño 1 fue mayor que la excentricidad de diseño 2 para ambas direcciones de análisis. Esta excentricidad se definió en el programa ETABS para obtener la respuesta última de la estructura.

4.7.1 Modos de vibrar de la estructura

En las siguientes figuras se presentan los modos fundamentales de vibrar de la estructura

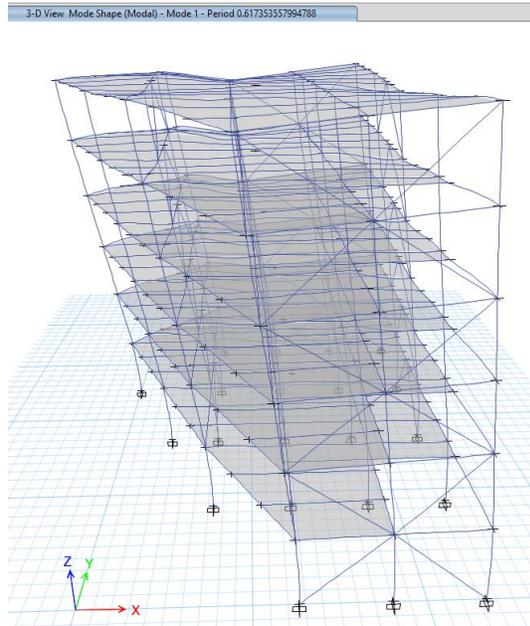


Fig 4.9. Primer modo de vibración T= 0.61s
Traslación en X

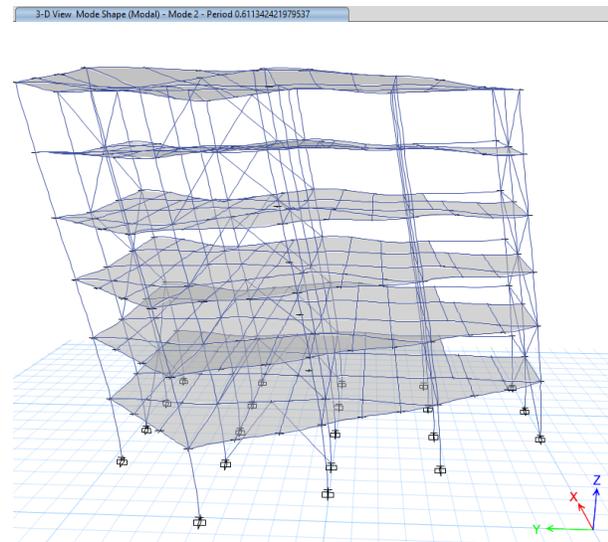


Fig 4.10. Segundo modo de vibración T= 0.59s
Traslación horizontal en Y

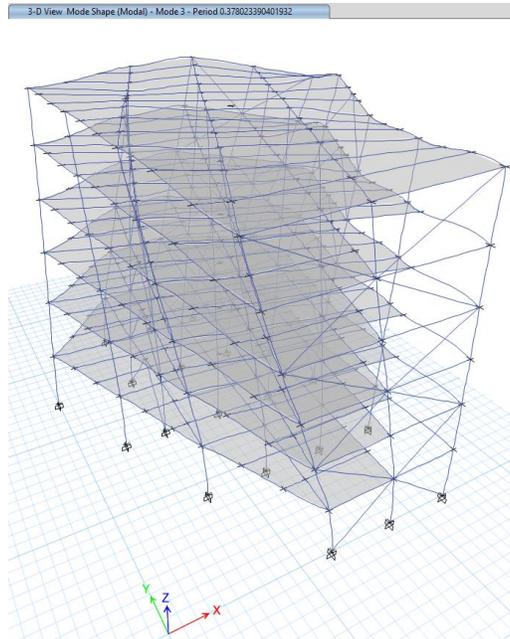


Fig 4.11. Tercer modo de vibración $T= 0.37s$
Rotación alrededor de Z

4.7.2 Revisión del cortante basal mínimo

De acuerdo con el capítulo 1.7 de las NTC-DS (2020), la aceleración mínima para un periodo dominante del terreno, $T_s \geq 1.0$ es igual a:

$$a_0 = \frac{0.06}{R}$$

$$a_0 = \frac{0.06}{2.19} = 0.0274$$

Del análisis estructural se obtiene el peso de la estructura en la base

$$W_0 = 1356 \text{ Ton}$$

Cortante basal mínimo

$$V_0 = W_0 \cdot a_0$$

$$V_0 = 1356 \text{ Ton} * 0.0274 = 37.15 \text{ Ton}$$

El cortante basal en la base de la estructura obtenido del análisis es 247 Ton para el sismo en dirección X y 250 Ton para el sismo en dirección Y, por lo que se cumple esta revisión.

4.7.3 Masa modal participativa

El análisis dinámico modal será válido si cumple con el capítulo 6.1 de las NTC-DS, 2017, que establece que se deberá incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus períodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura.

Los períodos de vibrar así como la masa modal participativa se obtuvo directamente del programa de análisis estructural, cumpliendo este criterio a partir del sexto modo como se aprecia en la siguiente tabla.

Tabla 4.6. Masa modal participativa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Participación de masa acumulada		
			X	Y	Z
		sec			
Modal	1	0.611	0.015	0.733	0.002
Modal	2	0.591	0.751	0.748	0.003
Modal	3	0.365	0.752	0.749	0.746
Modal	4	0.188	0.752	0.936	0.746
Modal	5	0.168	0.934	0.936	0.747
Modal	6	0.103	0.934	0.936	0.935
Modal	7	0.098	0.935	0.983	0.937
Modal	8	0.088	0.984	0.983	0.937
Modal	9	0.071	0.984	0.997	0.937
Modal	10	0.066	0.996	0.997	0.938
Modal	11	0.057	0.996	1.000	0.938
Modal	12	0.054	0.997	1.000	0.985
Modal	13	0.051	0.999	1.000	0.986
Modal	14	0.049	0.999	1.000	0.986
Modal	15	0.044	1.000	1.000	0.986
Modal	16	0.040	1.000	1.000	0.997
Modal	17	0.031	1.000	1.000	1.000
Modal	18	0.027	1.000	1.000	1.000

4.8 Revisión de los estados límite

Estado límite de prevención del colapso

El estado límite de prevención de colapso deberá revisarse con el espectro de diseño multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q, y por el de sobre – resistencia, R.

$$Q= 2 \text{ y } R=2.19$$

Distorsión de entrepiso máxima permisible (Tabla 4.2.2 caso v para ductilidad baja) = 0.010

$$\text{Desplazamientos finales} = \delta_i = S_{dl}QR$$

$$\text{Distorsión de entrepiso} = \gamma = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Tabla 4.7. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X

Sismo en dirección X		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura cm	S _{dl} X cm	S _{dl} Y cm	S _f X cm	S _f Y cm	γ _x -	γ _y -
6	330	3.55	1.97	15.57	8.61	0.0073	0.0042
5	330	3.01	1.65	13.17	7.21	0.0083	0.0048
4	330	2.38	1.29	10.42	5.63	0.0090	0.0050
3	330	1.70	0.91	7.45	3.97	0.0083	0.0047
2	370	1.08	0.55	4.71	2.43	0.0085	0.0043
1	370	0.36	0.19	1.56	0.83	0.0042	0.0022

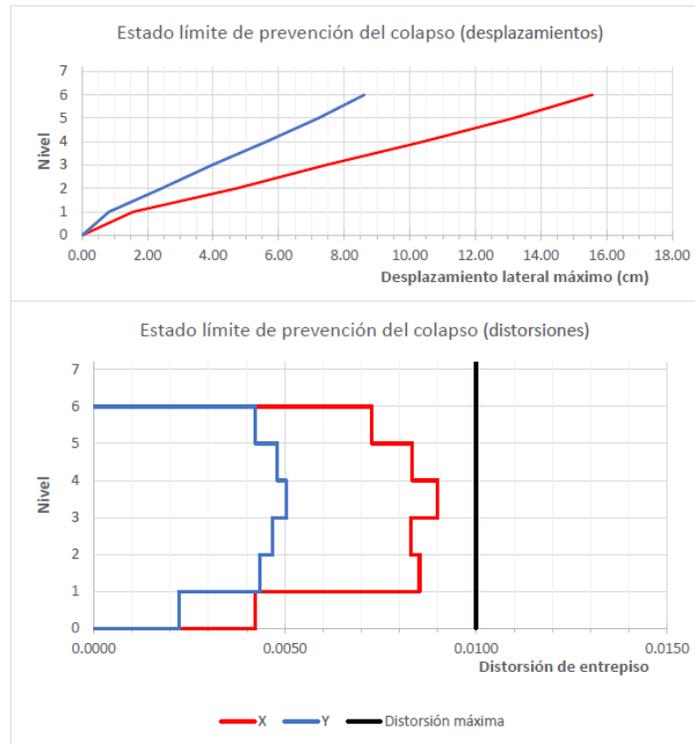
$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 90\%$$

Tabla 4.8. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y

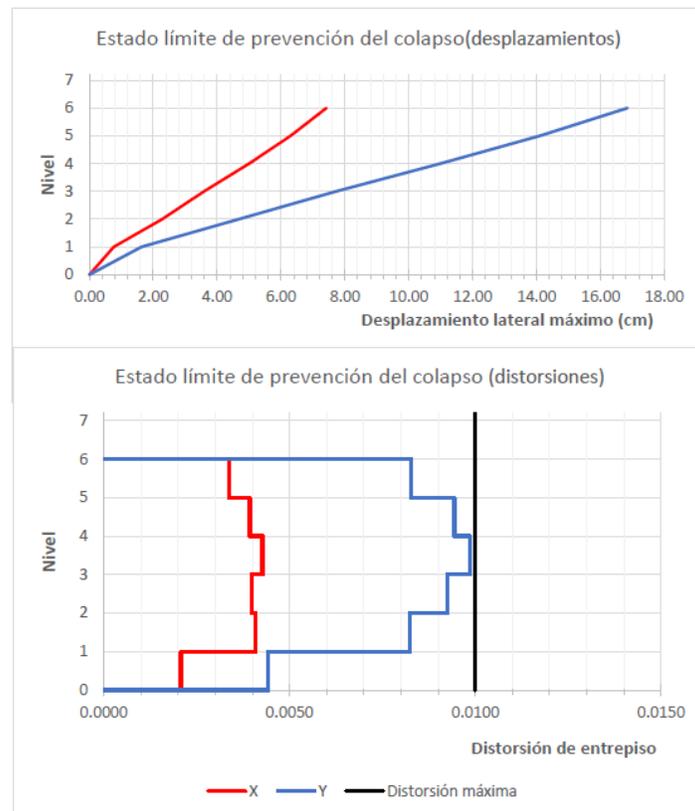
Sismo en dirección Y		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura cm	S _{dl} X cm	S _{dl} Y cm	S _f X cm	S _f Y cm	γ _x -	γ _y -
6	330	1.69	3.84	7.42	16.84	0.0034	0.0083
5	330	1.44	3.22	6.30	14.11	0.0039	0.0094
4	330	1.14	2.51	5.01	10.99	0.0043	0.0099
3	330	0.82	1.77	3.60	7.74	0.0040	0.0093
2	370	0.52	1.07	2.28	4.68	0.0041	0.0082
1	370	0.18	0.37	0.77	1.64	0.0021	0.0044

$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 99\%$$

Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección X



Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección Y



Estado límite de limitación de daños para sismos frecuentes

Para la revisión del estado del límite de limitación de daños para sismos frecuentes las distorsiones máximas de entre piso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre resistencia, multiplicando las por $Q' R$ y por el factor K_s . Como distorsión máxima permisible se adoptó el límite de 0.004 considerando que los elementos no estructurales están separados de la estructura principal de manera que no sufren daños por sus deformaciones.

$$Q' = 1.99 \quad R = 2.19 \quad K_s = 0.25$$

Distorsión de entrepiso máxima permisible (Tabla 4.2.2) = 0.004

$$\text{Desplazamientos finales} = \delta_i = S_{di} Q' R K_s$$

Tabla 4.9. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X

Sismo en dirección X		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura	S_{diX}	S_{diY}	S_{iX}	S_{iY}	γ_x	γ_y
	cm	cm	cm	cm	cm	-	-
6	330	3.55	1.97	3.87	2.14	0.0018	0.0011
5	330	3.01	1.65	3.28	1.79	0.0021	0.0012
4	330	2.38	1.29	2.59	1.40	0.0022	0.0013
3	330	1.70	0.91	1.85	0.99	0.0021	0.0012
2	370	1.08	0.55	1.17	0.60	0.0021	0.0011
1	370	0.36	0.19	0.39	0.21	0.0010	0.0006

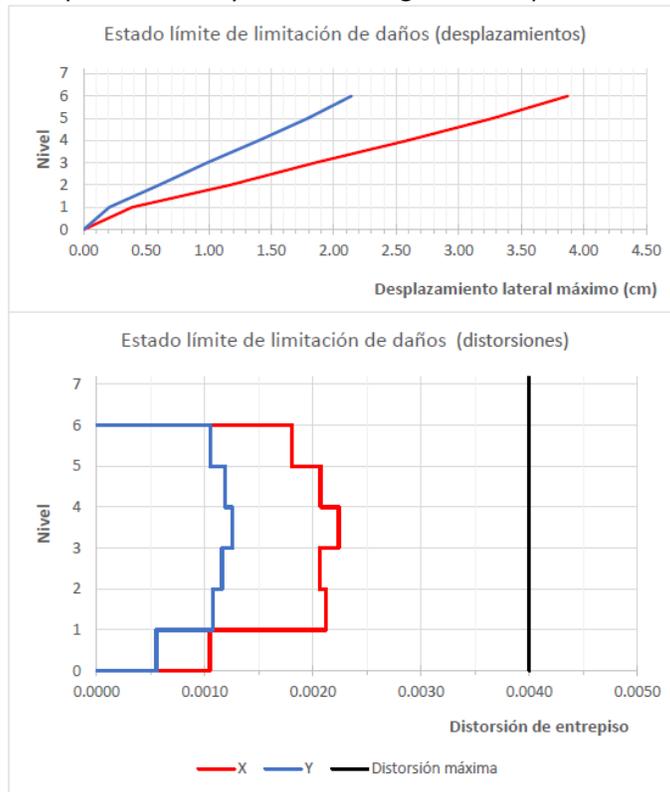
$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 56\%$$

Tabla 4.10. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y

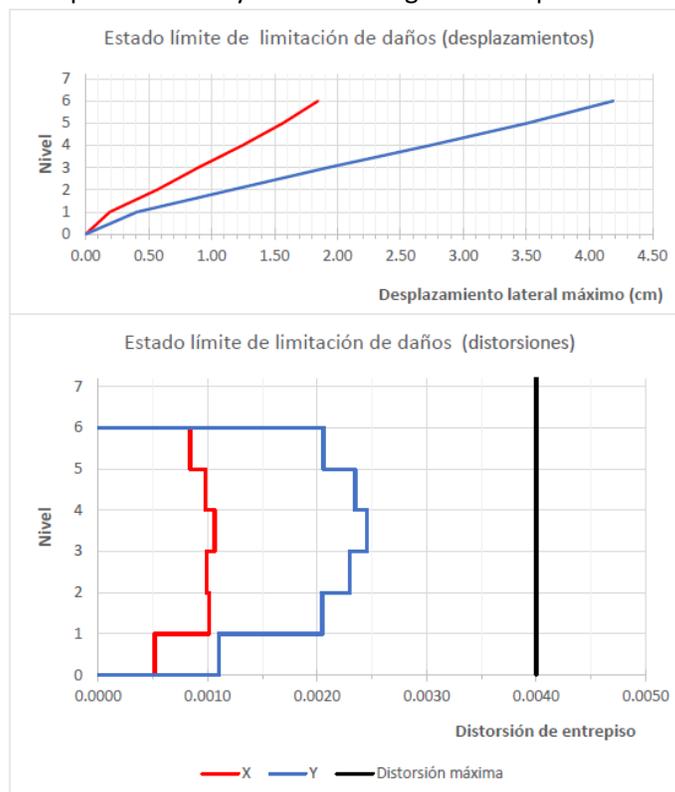
Sismo en dirección Y		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura	S_{diX}	S_{diY}	S_{iX}	S_{iY}	γ_x	γ_y
	cm	cm	cm	cm	cm	-	-
6	330	1.69	3.84	1.84	4.19	0.0008	0.0021
5	330	1.44	3.22	1.57	3.51	0.0010	0.0023
4	330	1.14	2.51	1.25	2.73	0.0011	0.0025
3	330	0.82	1.77	0.89	1.92	0.0010	0.0023
2	370	0.52	1.07	0.57	1.17	0.0010	0.0020
1	370	0.18	0.37	0.19	0.41	0.0005	0.0011

$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 61\%$$

Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección X



Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección Y



Efectos de segundo orden

Como se mencionó anteriormente, estos efectos pueden despreciarse en los entresijos en que la distorsión establecida para la revisión del estado límite de prevención de colapso no excede la cantidad siguiente

$$0.08 \frac{V_i}{W_p}$$

Donde V_i es la fuerza cortante de diseño calculada en el i -ésimo entresijo para la revisión del Estado límite de prevención de colapso y W_p El peso de la parte de la construcción situada encima de ese entresijo, sin factor de carga.

Tabla 4.11. Evaluación de los efectos de segundo orden

Sismo en dirección X	Fuerzas laterales	Peso acumulado al	Distorsión (EL. prev. colapso)	Distorsión límite
Nivel	V_{ix}	W_p	Tabla (4.7)	$0.08 \frac{V_i}{W_p}$
	Ton	Ton		
6	77.5	211.1	0.0073	0.029
5	61.5	223.0	0.0083	0.022
4	44.4	223.0	0.0090	0.016
3	31.9	223.0	0.0083	0.011
2	21.6	223.7	0.0085	0.008
1	10.5	246.2	0.0042	0.003

Sismo en dirección Y	Fuerzas laterales	Peso acumulado al	Distorsión (EL. prev. colapso)	Distorsión límite
Nivel	V_{iy}	W_p	Tabla (4.8)	$0.08 \frac{V_i}{W_p}$
	Ton	Ton		
6	77.00	211.1	0.0083	0.029
5	61.84	223.0	0.0094	0.022
4	45.09	223.0	0.0099	0.016
3	32.65	223.0	0.0093	0.012
2	22.15	223.7	0.0082	0.008
1	10.90	246.2	0.0044	0.004

Por lo determinado es necesario considerar los efectos de segundo orden en el análisis, sin embargo, por las razones mencionadas, estos efectos están fuera de los alcances de este trabajo.

4.9 Propuesta de estructuración 2

La segunda propuesta de estructuración de la superestructura consiste en un sistema dual formado por marcos de acero y muros de concreto. Al igual que en la propuesta 1, el sistema de piso será tipo losacero y en el caso de los marcos que no son ortogonales se consideraron columnas circulares huecas mientras que, las columnas que interceptan marcos ortogonales son columnas rectangulares sección cajón. Las secciones de los perfiles que se consideran en el prediseño son los siguientes:

Tabla 4.12. Secciones de elementos estructurales propuesta 2

Elemento	Ubicación	Sección
Columna (C-1)	Planta baja a nivel 6	HSS 16x12x1/2"
Columna (C-2)	Planta baja a nivel 6	HSS 16x12x1/2"
Trabe principal (T-1)	Planta baja a nivel 6	W18x40
Trabe secundaria (T-2)	Planta baja a nivel 6	W12x14
Muro de concreto (MC-1)	Dirección X	25cm y col. en los extremos de 45x45cm
Muro de concreto (MC-2)	Dirección X	25cm
Muro de concreto (MC-3)	Dirección Y	30cm

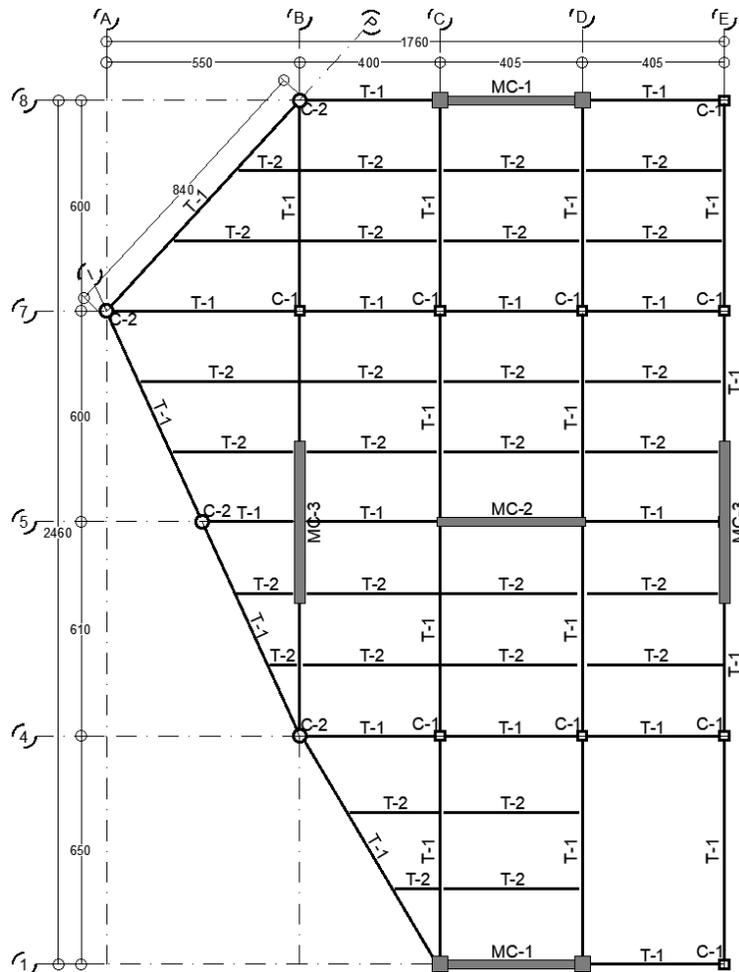


Figura 4.12. Esquema de la planta estructural tipo - propuesta 2

4.10 Modelo numérico

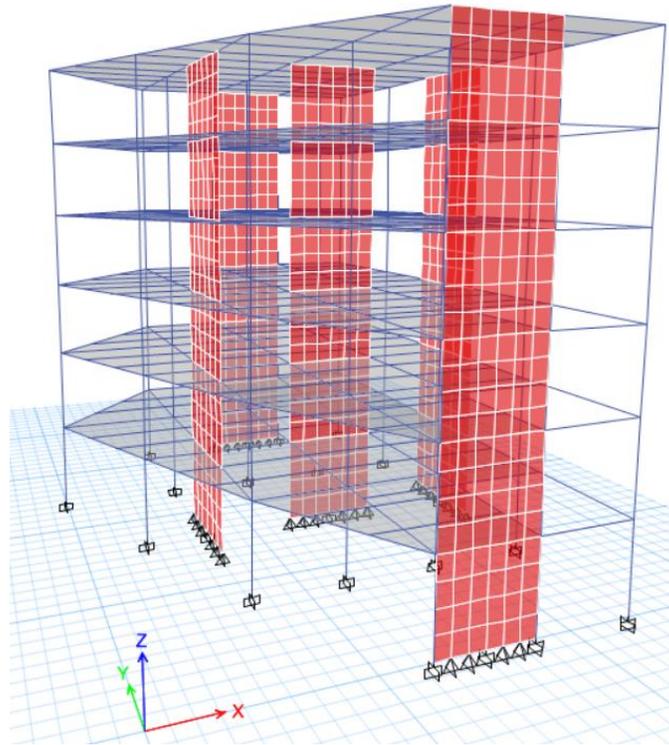


Figura 4.13. Modelo de 3D de la estructura en el programa Etabs

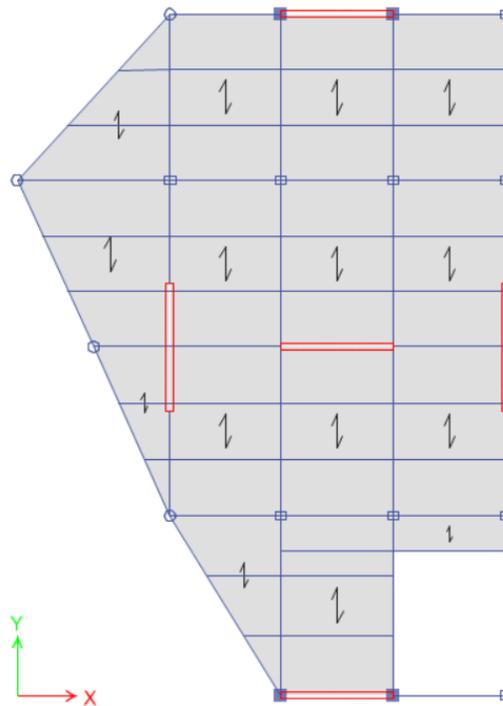


Figura 4.14. Planta estructural en el modelo

4.11 Análisis estructural

Efectos de torsión

Los centros de masas y de rigideces calculados por el programa ETABS Y el cálculo de las excentricidades estáticas, accidentales y de diseño se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 4.13. Excentricidades para evaluar efectos de torsión

Dirección X		b = 24.6 m				
Nivel	YCM	YCR	esx	eax	Y ed1	Y ed2
	m	m	m	m	m	m
N6	13.23	12.76	0.47	2.46	3.17	-1.99
N5	13.81	12.72	1.08	2.21	3.84	-1.13
N4	13.81	12.67	1.13	1.97	3.67	-0.83
N3	13.81	12.61	1.20	1.72	3.52	-0.52
N2	13.80	12.53	1.27	1.48	3.38	-0.21
N1	13.81	12.44	1.37	1.23	3.28	0.14

Dirección Y		b = 17.6 m				
Nivel	XCM	XCR	esy	eay	X ed1	X ed2
	m	m	m	m	m	m
N6	10.78	11.31	0.53	1.76	2.56	-1.23
N5	10.39	11.33	0.94	1.58	2.99	-0.64
N4	10.39	11.36	0.97	1.41	2.86	-0.44
N3	10.39	11.40	1.00	1.23	2.74	-0.23
N2	10.40	11.44	1.04	1.06	2.62	-0.01
N1	10.39	11.49	1.10	0.88	2.52	0.22

De la tabla es importante observar que la excentricidad de diseño 1 fue mayor que la excentricidad de diseño 2 para ambas direcciones de análisis. Esta excentricidad se definió en el programa ETABS para obtener la respuesta última de la estructura.

4.11.1 Modos de vibrar de la estructura

En las siguientes figuras se presentan los modos fundamentales de vibrar de la estructura

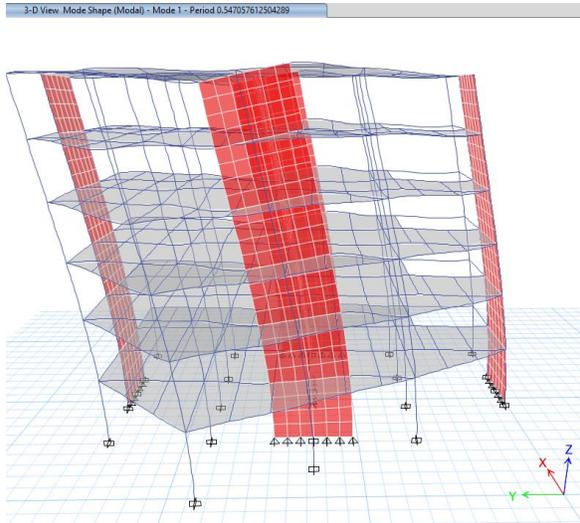


Fig. 4.15. Primer modo de vibración $T = 0.55s$
Traslación en Y

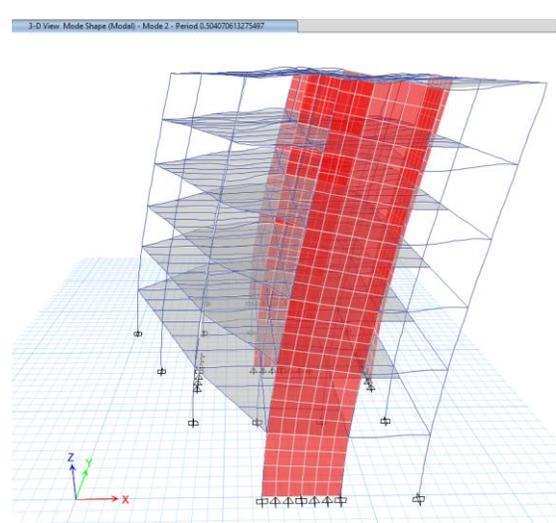


Fig 4.16. Segundo modo de vibración $T = 0.50s$
Traslación horizontal en X

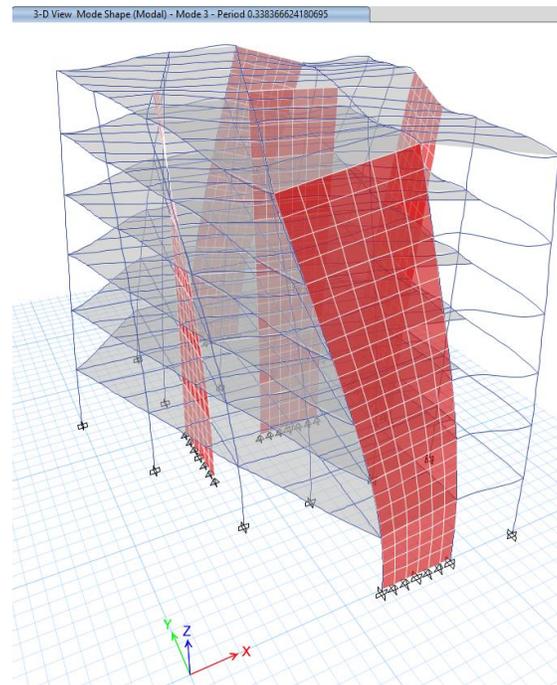


Fig 4.17. Tercer modo de vibración $T = 0.34s$
Rotación alrededor de Z

4.11.2. Revisión del cortante basal mínimo

De acuerdo con el capítulo 1.7 de las NTC-DS (2020), la aceleración mínima para un periodo dominante del terreno, $T_s \geq 1.0$ es igual a:

$$a_0 = \frac{0.06}{R}$$
$$a_0 = \frac{0.06}{2.19} = 0.0274$$

Del análisis estructural se obtiene el peso de la estructura en la base

$$W_0 = 1633 \text{ Ton}$$

Cortante basal mínimo

$$V_0 = W_0 \cdot a_0$$
$$V_0 = 1633 \text{ Ton} * 0.0274 = 44.14 \text{ Ton}$$

El cortante basal en la base de la estructura obtenido del análisis es 236 Ton para el sismo en dirección X y 250 Ton para el sismo en dirección Y, por lo que se cumple esta revisión.

4.11.3 Masa modal participativa

El efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus períodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90% del peso total de la estructura se cumple a partir del sexto modo como se aprecia en la siguiente tabla.

Tabla 4.14. Masa modal participativa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Participación de masa acumulada		
			X	Y	Z
Modal	1	0.547	0.004	0.700	0.002
Modal	2	0.504	0.695	0.704	0.005
Modal	3	0.338	0.698	0.705	0.700
Modal	4	0.117	0.698	0.901	0.701
Modal	5	0.103	0.903	0.902	0.703
Modal	6	0.069	0.905	0.902	0.907
Modal	7	0.051	0.905	0.967	0.907
Modal	8	0.045	0.969	0.968	0.908
Modal	9	0.032	0.969	0.993	0.909
Modal	10	0.030	0.969	0.994	0.971
Modal	11	0.029	0.994	0.994	0.971
Modal	12	0.025	0.994	0.999	0.972
Modal	13	0.022	0.999	0.999	0.972
Modal	14	0.021	0.999	1.000	0.972
Modal	15	0.020	0.999	1.000	0.995
Modal	16	0.018	1.000	1.000	0.995
Modal	17	0.015	1.000	1.000	1.000
Modal	18	0.013	1.000	1.000	1.000

4.12 Revisión de los estados límite

Estado límite de prevención del colapso

Q= 2 y R =2.19

Distorsión de entrepiso máxima permisible (Tabla 4.2.2 caso v para ductilidad baja) = 0.010

Desplazamientos finales = $\delta_i = S_{dl}QR$

Distorsión de entrepiso = $\gamma = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$

Tabla 4.15. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X

Sismo en dirección X		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura cm	S _{dl} X cm	S _{dl} Y cm	S _p X cm	S _p Y cm	γ _x -	γ _y -
6	330	2.92	1.61	12.78	7.04	0.0079	0.0044
5	330	2.32	1.28	10.16	5.61	0.0080	0.0044
4	330	1.72	0.95	7.52	4.16	0.0077	0.0042
3	330	1.14	0.63	4.99	2.76	0.0068	0.0038
2	370	0.63	0.35	2.74	1.52	0.0051	0.0028
1	370	0.20	0.11	0.85	0.47	0.0023	0.0013

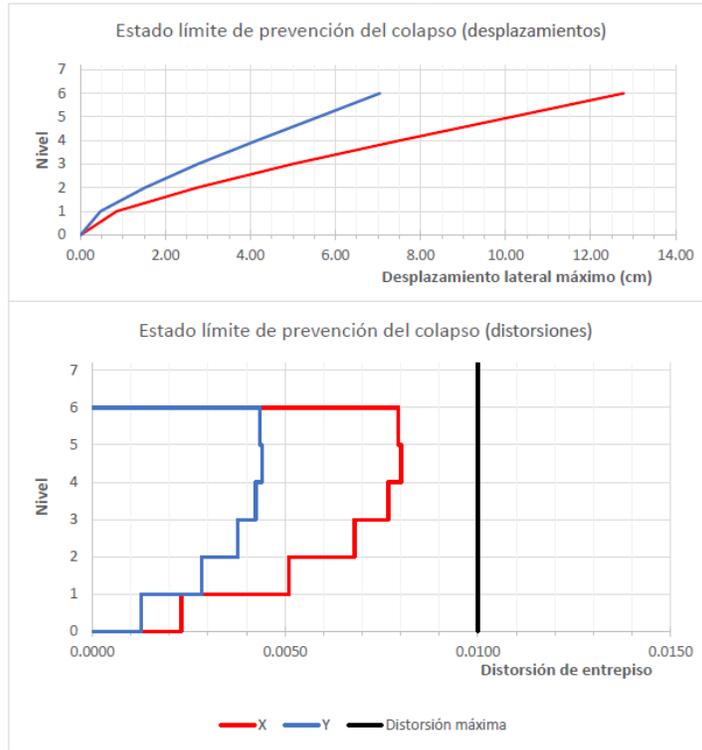
$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 80\%$$

Tabla 4.16. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y

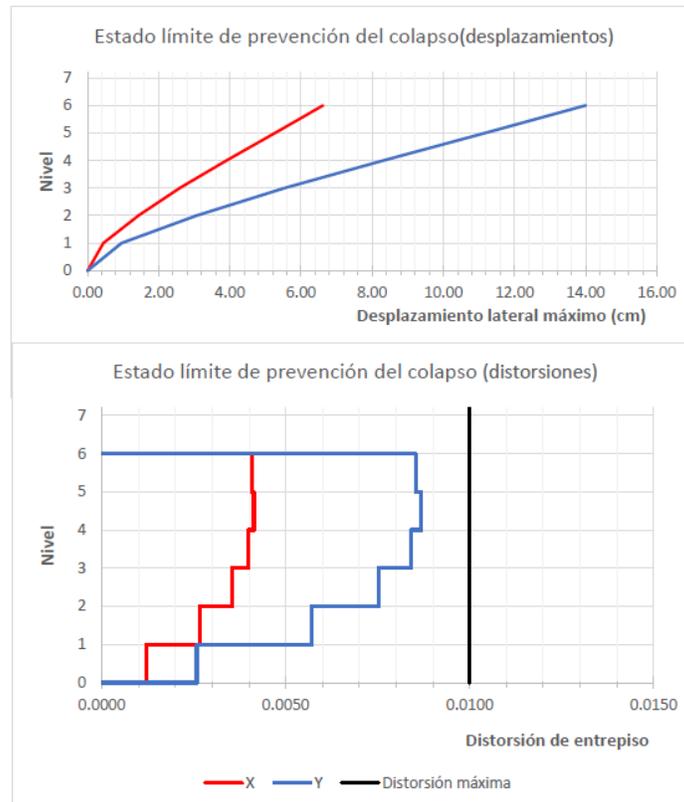
Sismo en dirección Y		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura cm	S _{dl} X cm	S _{dl} Y cm	S _p X cm	S _p Y cm	γ _x -	γ _y -
6	330	1.51	3.20	6.62	14.00	0.0041	0.0085
5	330	1.20	2.55	5.27	11.18	0.0041	0.0087
4	330	0.89	1.90	3.91	8.32	0.0040	0.0084
3	330	0.59	1.27	2.60	5.55	0.0035	0.0075
2	370	0.33	0.70	1.43	3.07	0.0027	0.0057
1	370	0.10	0.22	0.45	0.96	0.0012	0.0026

$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 87\%$$

Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección X



Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección Y



Estado límite de limitación de daños para sismos frecuentes

$$Q' = 1.82 \quad R = 2.19 \quad K_s = 0.25$$

Distorsión de entrepiso máxima permisible (Tabla 4.2.2) = 0.004

$$\text{Desplazamientos finales} = \delta_i = S_{di} Q' R K_s$$

Tabla 4.17. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección X

Sismo en dirección X		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura	S_{diX}	S_{diY}	S_x	S_y	γ_x	γ_y
	cm	cm	cm	cm	cm	-	-
6	330	2.92	1.61	2.91	1.60	0.0018	0.0010
5	330	2.32	1.28	2.31	1.28	0.0018	0.0010
4	330	1.72	0.95	1.71	0.95	0.0017	0.0010
3	330	1.14	0.63	1.13	0.63	0.0015	0.0009
2	370	0.63	0.35	0.62	0.35	0.0012	0.0006
1	370	0.20	0.11	0.19	0.11	0.0005	0.0003

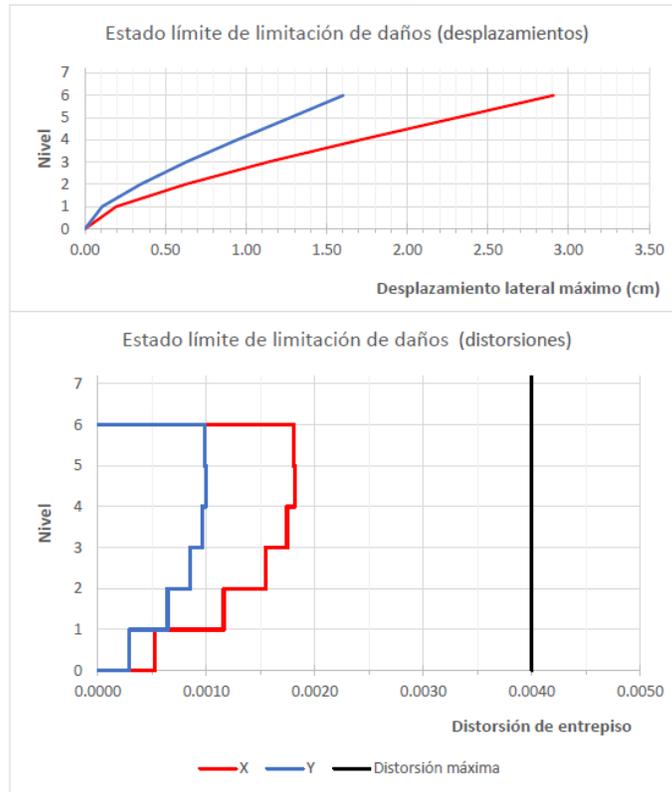
$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 46\%$$

Tabla 4.18. Estado límite de prevención del colapso - Sismo en dirección Y

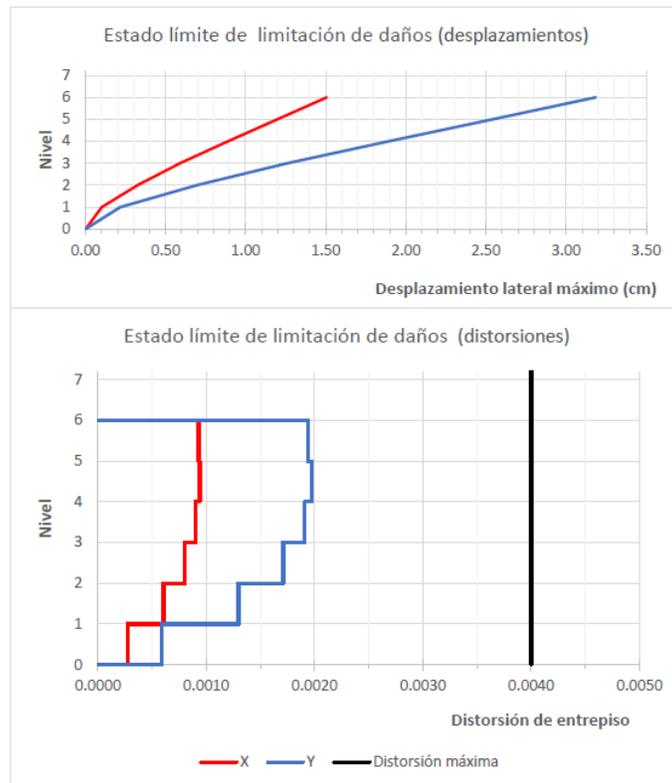
Sismo en dirección Y		Desplazamientos obtenidos del análisis		Desplazamientos finales		Distorsiones de entrepiso	
Nivel	Altura	S_{diX}	S_{diY}	S_x	S_y	γ_x	γ_y
	cm	cm	cm	cm	cm	-	-
6	330	1.51	3.20	1.51	3.18	0.0009	0.0019
5	330	1.20	2.55	1.20	2.54	0.0009	0.0020
4	330	0.89	1.90	0.89	1.89	0.0009	0.0019
3	330	0.59	1.27	0.59	1.26	0.0008	0.0017
2	370	0.33	0.70	0.33	0.70	0.0006	0.0013
1	370	0.10	0.22	0.10	0.22	0.0003	0.0006

$$\frac{\gamma_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x-NTC}} = 49\%$$

Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección X



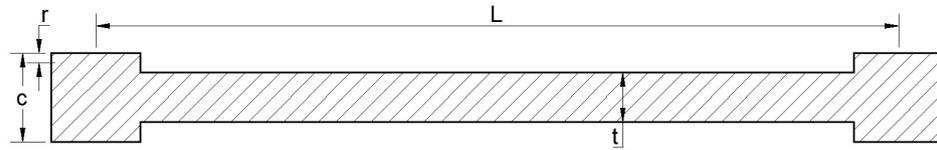
Gráficas de los desplazamientos y distorsiones generados por el sismo en dirección Y



4.12 Diseño de elementos estructurales de la propuesta de refuerzo

Geometría

$L := 405 \text{ cm}$
 $L' := 360 \text{ cm}$
 $c := 45 \text{ cm}$
 $r := 5 \text{ cm}$
 $t := 25 \text{ cm}$



Altura planta baja $h_1 := 3.7 \text{ m}$
 Altura nivel 1 $h_2 := 3.7 \text{ m}$
 Altura nivel 2 $h_3 := 3.3 \text{ m}$
 Altura nivel 3 $h_4 := 3.3 \text{ m}$
 Altura nivel 4 $h_5 := 3.3 \text{ m}$
 Altura nivel 5 $h_6 := 3.3 \text{ m}$
 Altura total $H_m := 20.6 \text{ m}$ $H_m/L := \frac{H_m}{L} = 5.1$

Materiales

Resistencia nominal a la compresión (concreto) $f'_c := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
 Esfuerzo de fluencia (acero) $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Del análisis estructural se obtienen los siguientes elementos mecánicos

Combinación	P_u (ton)	M_{ux} (ton-m)	V_{ux} (ton)	M_{uy} (ton-m)	V_{uy} (ton)
1) Carga última	-179.2	-2.8	0.2	1.0	0.8
2) SX + 0.33 SY	-142.7	883.4	133.8	1.3	1.0
3) 0.33 SX + SY	-149.5	0.5	70.6	2.5	0.7

Factores de resistencia

$F_{Rf} := 0.90$ Flexión $F_{Rc} := 0.75$ Cortante

Revisión de espesor propuesto

Pandeo general

$t = 25 \text{ cm} > 0.06 \cdot h_1 = 22.2 \text{ cm}$ Ok
 $> 13 \text{ cm}$ Ok

Pandeo lateral

$A_g := L \cdot t = 10125 \text{ cm}^2$

$0.3 \cdot f'_c \cdot A_g = 1063.13 \text{ Ton} > P_{u2} = 142.7 \text{ Ton}$ Ok entonces $\frac{L}{t} < 70$

$\frac{L}{t} = 16.2 < 70$ Ok

Revisión de extremos

Se debe verificar que

$$f_1 = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \left(\frac{L}{2} \right)}{I} < 0.2 f'c \quad I := \frac{t \cdot L^3}{12} = 138396094 \text{ cm}^4 \quad A := A_g = 10125 \text{ cm}^2$$

$$f_1 := \frac{P_{u2}}{A} + \frac{M_{u2x} \cdot \left(\frac{L}{2} \right)}{I} = 143.352 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{compresión}) > 0.2 f'c = 70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_2 := \frac{P_{u2}}{A} - \frac{M_{u2x} \cdot \left(\frac{L}{2} \right)}{I} = -115.165 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{tensión})$$

Por lo tanto se requieren elementos de refuerzo en los extremos (columnas de concreto que se revisarán como columnas cortas)

Resistencia de la columna de 45x45 como columna corta

$$A_g := c^2 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 12 \cdot \text{Var}_{as_{\#10}} = 95.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{propuesta})$$

$$\rho := \frac{A_s}{A_g} = 0.047$$

$$F_R := 0.75$$

$$f'c = 297.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_R := F_R \cdot (A_g \cdot f'c + A_s \cdot f_y) = 751.2 \text{ Ton} \quad (\text{compresión})$$

$$T_R := F_R \cdot (A_s \cdot f_y) = 299.38 \text{ Ton} \quad (\text{tensión})$$

La carga en la columna es:

compresión

$$P_{u1} := 282.5 \text{ Ton}$$

$$P_{u2} := \frac{M_{u2x}}{L'} = 245.39 \text{ Ton}$$

$$P_u := P_{u1} + P_{u2} = 527.89 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_u}{P_R} = 0.7 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

tensión

$$P_{u1} := 282.5 \text{ Ton}$$

$$P_{u2} := \frac{-M_{u2x}}{L'} = -245.39 \text{ Ton}$$

$$P_u := P_{u1} + P_{u2} = 37.11 \text{ Ton}$$

$$\frac{P_u}{T_R} = 0.12 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

La propuesta de la columna 45x45 y 12#10 es correcta

Refuerzo transversal

Se propone:

Separación de estribos $s := 10 \text{ cm}$ (propuesta)

$$\text{Ash1} = 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s \cdot b_c \quad \text{Ash2} = 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s \cdot b_c$$

$$A_g := c \cdot c = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A_c := (c - 2 \cdot r) \cdot (c - 2 \cdot r) = 1457.33 \text{ cm}^2 \quad (\text{núcleo confinado})$$

$$b_c := (c - 2 \cdot r) = 38.18 \text{ cm}$$

$$\text{Ash1} := 0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s \cdot b_c = 3.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{rige})$$

$$\text{Ash2} := 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \cdot s \cdot b_c = 2.86 \text{ cm}^2$$

Se propone 1E#4 + 2E#3

$$2 \cdot \text{Var}_{as_{\#4}} + 2 \cdot \text{Var}_{as_{\#3}} = 3.96 \text{ cm}^2 > 3.72 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

Diseño por cortante

$$V_{u_{2x}} = 133.8 \text{ Ton}$$

$$Hm/L = 5.09 > 1.5$$

Como $Hm/L > 2$ y $\rho = 0.05 > 0.015$ el cortante resistente del concreto se calcula como:

$$V_{CR} = 0.85 \cdot F_{RC} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad \sqrt{f'_c} = 18.71 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

$$b := t \text{ y } d := 0.8 \cdot L$$

$$V_{CR} := 0.85 \cdot F_{RC} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 96.6 \text{ Ton}$$

$$V_{CR} < V_{u_{2x}} = 133.8 \text{ Ton} \quad \text{Por lo tanto se requiere refuerzo}$$

Contribución del acero de refuerzo

Refuerzo horizontal

$$P_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R \cdot f_y \cdot A_{cm}}$$

$$P_m := \frac{V_{u_{2x}} - V_{CR}}{F_R \cdot f_y \cdot A_{cm}} = 0.001$$

$$P_{m_{\min}} := 0.0025 \quad (\text{rige})$$

Refuerzo vertical

$$P_n = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) \cdot (p_m - 0.0025)$$

$$P_n := 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{H_m}{L_m} \right) \cdot (p_m - 0.0025) = 0.0025$$

$$A_{v_n} := 0.0025 \cdot t \cdot 100 \text{ cm} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \frac{A_{v_n}}{2} = 3.13 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ en cada lecho}$$

usando varillas #4 $a_s := \text{Var}_{a_s\#3} = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S := \frac{100 \text{ cm} \cdot a_s}{A_s} = 22.72 \text{ cm}$$

por lo tanto, el refuerzo del muro será

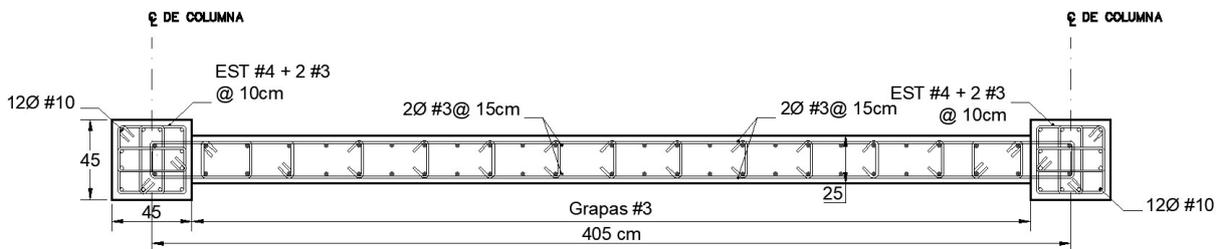
Refuerzo en los extremos (columnas)

12 vars #10 con 1E#4 + 2E#3 @ 10 cm

Muro

2 varillas #3 @ 20 cm en cada lecho pero como no debe haber más de 15cm entre varillas sujetadas y no sujetadas, rigen los 15 cm

Detalle constructivo



Capítulo 5. Discusión de resultados

En este capítulo se comparan las propuestas de estructuración y se analizarán las diferencias mas representativas que se obtuvieron de cada propuesta.

En primer lugar es interesante considerar que, en la medida de lo posible, se intentó ubicar los elementos de rigidización en sitios similares en ambas propuestas para así tener una diferenciación del comportamiento de ambas propuestas mucho más clara.

Periodos fundamentales de la estructura

De los resultados que se obtuvieron, es de importancia notar que, en las dos propuestas estructurales se tuvieron valores similares de los primeros dos periodos de vibrar. En la propuesta 1, dicha variación fue del 3% y en la propuesta 2 del 9%.

Tabla 5.1. Modos de vibrar de las propuestas estructurales

Modo de vibrar	Propuesta 1		Propuesta 2	
	Periodo	Diferencia relativa	Periodo	Diferencia relativa
1	0.61		0.55	
2	0.59	-3%	0.50	-9%
3	0.37	-37%	0.34	-32%

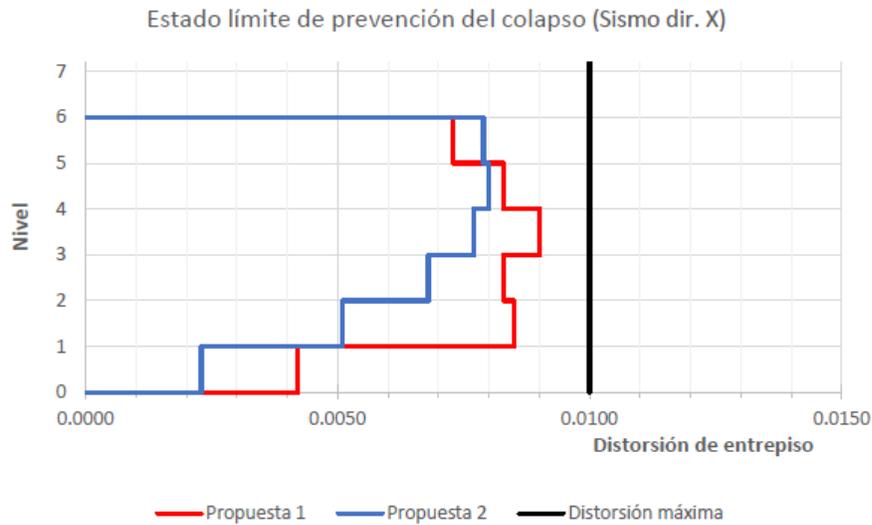
Distorsiones de entrepiso

De acuerdo con lo estipulado en la tabla 4.2.2 de las NTC-DCEA (2017), ambas propuestas están limitadas para una distorsión máxima permisible de 0.010 considerando un factor de comportamiento sísmico de 2.0. Sin embargo, la propuesta número 2 presentó una mejor mitigación de desplazamientos en ambas revisiones de los estados límite (prevención del colapso y sismos frecuentes). Esta parte resultó interesante ya que la disposición de los contraventeos se eligió con base en distintos arreglos que se analizaron por separado, sin embargo, la propuesta 1 apenas cumple con la distorsión límite.

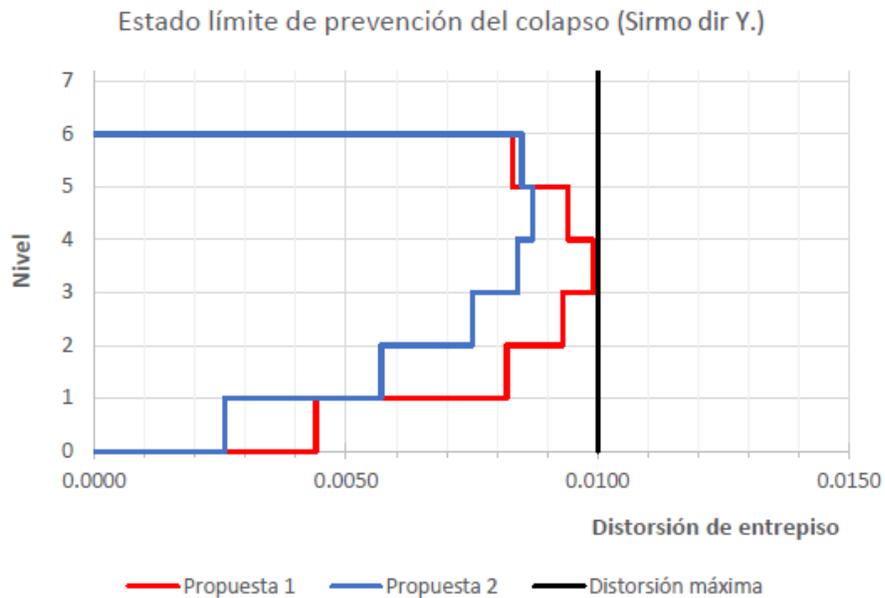
Desde el punto de vista del comportamiento de los entrepisos, es de particular interés apreciar que la distorsión máxima no se generó en el mismo entrepiso, ya que, para la propuesta 1 la distorsión máxima se presenta en el nivel 3 mientras que para la propuesta 2 la distorsión máxima se presentó en el nivel 4.

En las gráficas que se presentan a continuación se presenta la comparativa de las distorsiones de entrepiso de ambas propuestas de diseño para la prevención de colapso que fue el estado límite critico que se debió satisfacer.

Gráficas comparativas de las distorsiones por el sismo en dirección X



Gráficas comparativas de las distorsiones por el sismo en dirección Y



Efectos de torsión (excentricidades de diseño)

Para evaluar si fue posible mitigar la torsión natural que tiene el edificio considerando únicamente los marcos resistentes a momento, es necesario evaluar la excentricidad torsional a partir de la ubicación de los centros de masas y de rigidez de cada propuesta y comparar los valores con la del sistema sin elementos de rigidización lateral. Para fines comparativos, en la siguiente tabla se presentan los centros de masas y de rigidez del primer nivel ya que la variación que existe de éste con el resto de los niveles es mínima.

Tabla 5.2. Comparativa de las excentricidades torsionales

Estructuración	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad (m)	
	X	Y	X	Y	X	Y
Marcos a momento	10.26	13.98	10.54	13.25	0.28	-0.73
Propuesta 1	10.29	13.97	11.36	12.51	1.07	-1.46
Propuesta 2	10.39	13.81	11.49	12.44	1.10	-1.37

Como puede apreciarse en la tabla anterior, la ubicación de los centros de masas y de rigidez del sistema considerando únicamente marcos resistentes no difiere significativamente. Una vez que se agregaron a la estructura los elementos que mitigan el desplazamiento lateral se incrementó la excentricidad torsional del sistema, sin embargo es importante considerar que estos elementos fueron necesarios para mitigar el desplazamiento lateral del sistema, siendo posible añadirlos a la estructura sin incrementar considerablemente la torsión y conservar los primeros dos modos de vibrar de la estructura de translación y el tercero de rotación.

Peso de la estructura

Como valor paramétrico se determinó el peso de la estructura por metro cuadrado de construcción. Cabe señalar que el peso del concreto no se considera en dicha comparación, únicamente para el caso de la propuesta 2 se está considerando el que respecta a muros.

Tabla 5.3. Peso de la estructura principal de la propuesta 1

Material	Toneladas	kg/m ²
Acero estructural <i>Vigas, trabes y columnas</i>	139.0	67.0
Concreto <i>Muros</i>	0	0

Tabla 5.4. Peso de la estructura principal de la propuesta 2

Material	Toneladas	kg/m ²
Acero estructural <i>Vigas, trabes y columnas</i>	96.7	46.6
Concreto <i>Muros</i>	328	157.8

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

Las conclusiones que se tienen del presente trabajo así como las recomendaciones que se hacen son las siguientes:

El dimensionamiento del edificio del caso de estudio estuvo regido por el control de los desplazamientos laterales del edificio. Esto implicó que las dos propuestas de diseño se plantearan con la finalidad de mitigar dichos desplazamientos laterales. A pesar de que el edificio tiene asimetría en planta, fue posible mitigar los efectos de torsión con una distribución congruente de los marcos estructurales y al momento de incluir los elementos que aportan rigidez lateral al sistema se logró cumplir con las distorsiones máximas que se indican en la normativa de diseño.

Como se pudo observar durante el caso de estudio, la revisión por sismo de una estructura con asimetría en planta implica ciertas consideraciones adicionales de la normativa por lo que es necesario que el proyectista estructural tenga un amplio conocimiento de la ingeniería sísmo-resistente e involucrar a otras disciplinas del proyecto para definir una estructura que satisfaga la función del inmueble y garantice la seguridad estructural.

Para cumplir con los desplazamientos permisibles de la normativa fue de interés involucrar en las propuestas de refuerzo elementos que dieran rigidez lateral que se han utilizado de manera convencional en los últimos años como son los muros de concreto y contraventeos de acero. Sin embargo, actualmente existen alternativas innovadoras como son los contravientos restringidos al pandeo que son atractivas por su capacidad a la compresión y controlar de mejor manera la acción histerética de los miembros durante un evento sísmico.

Una recomendación al presente trabajo es aplicar el diseño por capacidad para la propuesta que involucra contraventeos concéntricos de acero, ya que a pesar de que el diseño preliminar cumple con la distorsión máxima que se especifica en la normativa, es importante evaluar el mecanismo de colapso que se presentaría en la estructura con la opción presentada, es decir, garantizar en todo momento que se cumpla tener columna fuerte – trabe débil – contraventeo más débil y así poder dimensionar con las demandas máximas esperadas.

APÉNDICE A

Revisión de las condiciones de regularidad

1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo - resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

No se cumple

2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$\frac{23.90}{6} \approx 4$$

Se cumple

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$\frac{24.90}{9.10} = 2.74 < 4$$

Se cumple

4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que considera el entrante o saliente.

No se cumple

5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

Se cumple

6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Se cumple

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

Se cumple

8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

Se cumple

9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. Se cumple

10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Se cumple

11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Se cumple

12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

Esta revisión se hizo una vez realizado el modelo. La condición más crítica arrojó un valor de

$$\Delta \text{ máx} = 37\text{mm} < 1.2 * (37\text{mm} + 31\text{mm}) = 40.8\text{mm. Por lo tanto } \underline{\text{Se cumple}}$$

13) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Se cumple

Las condiciones que no cumple el proyecto son la 1, 4. De acuerdo con los criterios del capítulo 5.2, la estructura queda clasificada como irregular.

Referencias

Anagnostopoulos et al. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: Critical review and state of the art. *Revista Earthquakes and structures* Vol. 8, Núm. 2. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/272622199_Earthquake_induced_torsion_in_buildings_Critical_review_and_state_of_the_art

ASCE 7-16. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, vol. 7, ASCE standard 7-16, 2016. [Links].

Bazán y Meli (1999). *Diseño sísmico de edificios*. Editorial Limusa, México.

Buendía, L. y Reinoso E. (2019). Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017. *Ingeniería sísmica*, (101), 19-35. Epub 30 de abril de 2020. <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>.

CONAGUA (2016). 27 años Conagua, nuestra huella en la historia. Comisión Nacional del Agua. [Fotografía]: Recuperado de <https://www.gob.mx/conagua/articulos/27-anos-conagua-nuestra-huella-en-la-historia>

Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Asociación Latinoamericana del Acero. 5ta edición. Argentina.

Cruz, V., Singh, M., Krishna, S. y Ordaz, M. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?, en *Revista Digital Universitaria (RDU)*, vol. 18, núm. 7, septiembre-octubre.

De Buen, O. (1996). *Diseño sísmico: una visión de la práctica*. *Revista de ingeniería sísmica*. No. 52, págs. 1-27.

De Stefano, M., Pintucchi, B. (2002) A model for analyzing inelastic seismic response of plan-irregular building structures. 15th ASCE Engineering Mechanics Conf. June 2-5, New York, NY

ERN (2018), “Visualizador de daños CDMX”, <http://serv.ern.com.mx:8081>.

Escobar J. et al. (2004). *Diseño simplificado por torsión sísmica estática*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (70), 77-107. [fecha de Consulta 25 de Agosto de 2021]. ISSN: 0185-092X. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807004>

Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., y Silos, J. (2017), “Preliminary statistics of collapsed buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake”, John A. Blume Earthquake Engineering Center and Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University, <http://learningfromearthquakes.org>.

Juárez y Auvinet, (2016). *Geotechnical Zoning of Mexico Valley Subsoil*. *Revista ingeniería investigación y tecnología*, vol. XVII, núm. 3, julio – septiembre 2016. FI-UNAM. Ciudad de México.

Moehle y Alarcón (1986). *Seismic Analysis Methods for Irregular Buildings*. Article in *Journal of Structural Engineering* – January 1986, Vol. 112, No. 1. American Society of Civil Engineers (ASCE).

NTC-DS (2017), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.

NTC-DCEA (2017), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.

NTC-DCEC (2017), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.

Pérez-Gavilán, J; Aguirre, J.; & Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México. *Salud Pública de México*, 60(Supl. 1), 41-51. <https://doi.org/10.21149/930>

Roeslin et al. (2018). Damage Assessment on Buildings Following the 19th September 2017 Puebla, Mexico Earthquake. *Journal Frontiers in Built Environment*, volume 4. Recuperado de: <https://www.frontiersin.org/article/10.3389/fbuil.2018.00072>

Tena Colunga, Arturo, Chinchilla Portillo, Karen Lineth, & Juárez Luna, Gelacio. (2013). Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos. *Ingeniería sísmica*, (89), 135-166. Recuperado de: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2013000200006&lng=es&tlng=es.

Torres, C. (2017). Efectos de sitio del sismo del 19 de septiembre de 2017. *Revista geotecnia* Núm. 246, diciembre 2017 – febrero 2018. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (SMIG), México.