



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

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS DISEÑADOS
CON LAS NTC's DEL RCCDMX (2017)

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

PRESENTA:
MIGUEL ÁNGEL GONZÁLEZ BARRIGA

TUTOR PRINCIPAL
M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA



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.

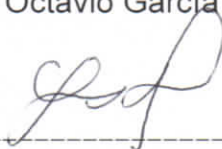
JURADO ASIGNADO:

Presidente: M. I. Miguel Ángel Rodríguez Vega
Secretario: M. I. Héctor Javier Guzmán Olguín
1 er. Vocal: M.I. Octavio García Domínguez
2 do. Vocal: M. I. Germán López Rincón
3 er. Vocal: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

Lugar donde se realizó la tesis:
Ciudad Universitaria, CD. MX.

TUTOR DE TESIS:

M. I. Octavio García Domínguez



FIRMA

DEDICATORIA

El presente trabajo te lo dedico a ti, amigo(a) lector(a), por tomarte un tiempo para leer esta tesis.

También te lo dedico a ti, amigo(a) estudiante, por tu infinita sed de conocimiento, pues así como tú, yo también busqué respuestas (y aún lo hago).

A mi hijo, Isaac,

A mi compañera de vida, Nancy,

A mis padres, Reyna y Lucio,

A mis hermanas, Elisa, Gabriela y Lucía,

A mis sobrinos(a), Paulina, Saúl, Damián y Santiago,

A mis amigos de licenciatura, con quienes aún comparto tiempo y experiencias juntos.

A las personas que fui conociendo en esta instancia de mi vida, quienes fueron testigos de las horas de desvelo y los momentos de angustia.

A mis amigos (as), en general, a quienes no he vuelto a ver, por circunstancias diversas, pero que me dejaron sus enseñanzas, su amistad, sus buenos y malos momentos.

A todas aquellas personas, que así como yo, se esfuerzan por salir adelante.

AGRADECIMIENTOS

A San Miguel Arcángel, quien me cuida y me protege en cada paso que doy.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT),
por el apoyo económico brindado durante el tiempo que tuve la beca.

Al M. I. Octavio García Domínguez,
por el tiempo dedicado para la realización de esta tesis, por su paciencia y por el
conocimiento compartido.

Al Comité Tutorial,
por las correcciones y atinados consejos, referentes al contenido y la presentación de esta
tesis.

Al Ing. Josué Garduño Chávez,
porque el apoyo y los consejos brindados fueron esenciales para llegar hasta aquí.

A la Universidad Nacional Autónoma de México,

“Por mi raza hablará el espíritu”

ÍNDICE

	Página
INTRODUCCIÓN	2
1. ANTECEDENTES	3
1.1 Torsión elástica e inelástica	3
1.2 Diseño por desempeño en estructuras de concreto reforzado	6
2. NORMATIVA VIGENTE	11
2.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS- 2017)	11
2.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCEC- 2017)	15
2.3 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE-2017)	16
3. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE	17
3.1 Criterios de distribución de fuerza cortante en estructuras asimétricas	17
4. CASOS DE ESTUDIO	22
4.1 Modelo estructural de edificio simétrico	22
4.2 Modelo estructural de edificio asimétrico en masas	25
4.3 Modelo estructural de edificio asimétrico en rigideces	26
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	27
5.1 Análisis de cargas	27
5.2 Análisis dinámico modal espectral	28
5.3 Propiedades dinámicas	32
6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	33
6.1 Diseño de elementos para el modelo simétrico	34
6.2 Diseño de elementos para el modelo asimétrico en masas	36
6.3 Diseño de elementos para el modelo asimétrico en rigidez	38
7. ANÁLISIS PUSHOVER	40
8. PRINCIPALES RESULTADOS	50
9. CONCLUSIONES	56
BILIOGRAFÍA Y REFERENCIAS	58

INTRODUCCIÓN

El 15 de diciembre de 2017, el Gobierno de la Ciudad de México (CDMX) publicó algunas modificaciones tanto al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) como a sus Normas Técnicas Complementarias (NTC's-2004) hasta esa fecha vigentes; la actualización de esta normatividad fue publicada en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

Dentro de dicha reglamentación, se pueden citar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2017), las cuales presentan, entre sus cambios sustanciales, la obtención de la demanda sísmica a través del programa SASID, desarrollado para tal propósito. Otro aspecto puntual que sufrió cambio, tiene que ver con el cálculo y evaluación de los efectos de torsión en las edificaciones, motivo por el cual se decidió abordar en esta tesis.

El tema seleccionado surge de la necesidad de caracterizar adecuadamente el tipo y nivel de asimetría de las edificaciones pues, a la fecha, las especificaciones para el diseño por torsión, no distinguen si este fenómeno se produce por distribuciones irregulares de masa o de rigideces de elementos estructurales. Estudios realizados indican que el comportamiento dinámico de las estructuras, en el rango inelástico, puede ser totalmente diferente para uno u otro tipo de asimetría.

Para el estudio de la torsión sísmica en el rango elástico, basta con conocer la excentricidad estructural sin definir como se produce (por asimetría en masa o rigideces). El momento torsionante que actúa en los entrepisos o en los niveles, se puede obtener mediante el producto de la fuerza cortante o fuerza sísmica multiplicada por la excentricidad antes mencionada; sin embargo, cuando las estructuras sufren daño por efectos de sismos intensos, incursionan automáticamente en un rango no lineal de comportamiento, el cual no solo depende de la distribución de rigideces y masas en planta, sino también de las resistencias de los elementos estructurales y su distribución.

Si bien no existe mucha bibliografía que explique de manera clara el fenómeno, sí existe material de trabajos de investigación nacionales e internacionales y tesis desarrolladas, en donde se plantea y muestran los efectos inducidos por el acoplamiento de los movimientos de rotación y traslación, así como el daño potencial que se puede generar sobre las estructuras, llevándolas, inclusive, hasta el colapso.

De la revisión de las recomendaciones por torsión, establecidas en las normas actuales (NTCDS-2017), se observa que aún prevalecen incongruencias e inconsistencias detectadas en versiones anteriores, lo cual ocasiona confusiones en su interpretación, que inhiben su uso en la práctica profesional. La omisión o incorrecta aplicación de estas recomendaciones por torsión, puede conducir a diseños estructurales que subestimen el comportamiento real de las estructuras ante las acciones sísmicas de diseño establecidas por la reglamentación vigente.

Por lo anterior, el objetivo de esta tesis es estudiar el comportamiento de estructuras asimétricas diseñadas con la normatividad vigente y evaluar su comportamiento no lineal respecto a estructuras regulares, identificando claramente el nivel y tipo de asimetría que puede generarse en las edificaciones.

Para los fines de este trabajo, se propuso estudiar tres modelos estructurales de cuatro niveles, a saber, uno con distribución irregular de rigideces, otro con distribución irregular de masa, y otro completamente regular (simétrico). El comportamiento de estos modelos se evaluará a partir de los resultados de análisis estáticos no lineales (pushover), con ayuda del programa SAP2000.

1. ANTECEDENTES

1.1. Torsión elástica e inelástica

En términos simples, el fenómeno de torsión se debe a la no coincidencia entre la fuerza sísmica y la fuerza resistente, lo que acopla los movimientos rotacionales a los desplazamientos de traslación, produciendo condiciones severas de demanda para algunos elementos estructurales.

Las primeras investigaciones sobre la torsión sísmica, consideraron un modelo elástico-lineal de un nivel, figura 1.1, cuyo comportamiento puede ser estudiado en función de tres grados de libertad: dos de traslación horizontal sobre ejes ortogonales y otro de rotación sobre un eje vertical perpendicular al plano; a partir de este modelo se pudieron establecer, de manera clara, las frecuencias y modos de vibrar de la estructura (1987; Jaramillo, J.).

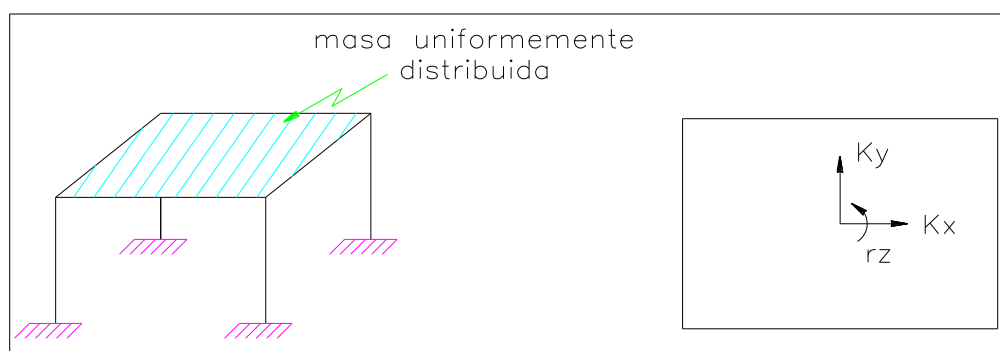


Figura 1.1. Modelo elástico de un nivel con 3 grados de libertad

El efecto de torsión sísmica en edificios comenzó a tomar relevancia en nuestro país después de la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 1985, donde la magnitud del daño estructural generado por efectos torsionales en las construcciones de la Ciudad de México, provocó el colapso de varias de ellas. Las estadísticas reportadas, indicaron que un gran porcentaje de los datos estuvieron asociados a problemas de torsión (García, O., 1992).

Dentro de los primeros trabajos de investigación realizados en México para entender el fenómeno de torsión inelástica que pueden presentar las estructuras durante un evento sísmico intenso, Jaramillo (1987) evaluó la influencia de la distribución de resistencias en las demandas de ductilidad, cuya curva característica “carga-desplazamiento” de los elementos se consideró bilineal histerética para la mayoría de los estudios.

Posteriormente, García (1992), confirmó que el incremento en la resistencia de un elemento estructural disminuye en general la demanda máxima de ductilidad hasta un cierto límite, después del cual ya no hay una mejora, lo que indica que no necesariamente una estructura más resistente que otra, tendrá mejor comportamiento ante sismo. Además, encontró que distribuciones en planta similares en rigideces y resistencias conduce a un mejor comportamiento de la estructura, por lo que, demandas menores de ductilidad se obtendrían en estructuras donde la distribución de resistencias sea similar a la de rigideces, como lo establece actualmente la norma por torsión de las NTCDs-2017.

Otros parámetros que gobiernan la respuesta elástica son la frecuencia traslacional desacoplada ω_y (ó ω_x) y la relación de frecuencias desacopladas Ω_0 (Jaramillo, J., 1987). La relación de frecuencias desacopladas, Ω_0 , se define como la relación entre la frecuencia angular rotacional, ω_θ , y la frecuencia angular traslacional, ω_y (ó ω_x). Un valor grande de Ω_0 indica que un edificio es torsionalmente rígido, mientras que un valor pequeño indica que

el edificio es torsionalmente flexible (Ortiz, A., 2001). No obstante, se han realizado estudios en los que se demuestra que la relación de frecuencias desacopladas incrementa conforme se aumenta la excentricidad y no necesariamente garantiza un comportamiento (en el rango inelástico) satisfactorio en torsión. Es de interés mencionar que algunas de las investigaciones realizadas en otros países, proponen excentricidades de diseño que involucren la relación de frecuencias desacopladas y el periodo fundamental de vibrar (De la Rosa, L., 2008).

Resulta evidente que durante un evento sísmico, la demanda a la que es sometida una estructura puede exceder la resistencia elástica de la misma, haciendo que los elementos que conforman dicha estructura, incursionen en un comportamiento inelástico. Por lo anterior, el modelo elástico de un nivel que se utilizó como base para entender y caracterizar los aspectos involucrados en el fenómeno de torsión sísmica, no es suficiente para predecir el comportamiento de una estructura de varios niveles y menos aún al incursionar en el rango inelástico.

Con la evolución de las computadoras, a partir del año 2000 fue posible estudiar modelos de edificios asimétricos más complejos que consideraron varios niveles, diferentes relaciones de aspecto y periodos de vibrar, entre otros parámetros; algunos de los resultados se describen a continuación.

Uno de los primeros resultados relevantes fue obtenido por Chipol (2001), quién demostró que el centro de torsión no es un invariante estructural para edificios de varios niveles; encontró que, para modelos de marcos que consideran flexión en las vigas, su ubicación presenta una variación con la altura, contrariamente al modelo de cortante perfecto (inercia infinita a flexión en vigas), donde se obtendría una ubicación constante en los centros de torsión en todos los niveles. En ese estudio se plantea la posibilidad de que los efectos torsionales más importantes no necesariamente se generan en el primer entrepiso.

Otros estudios sobre torsión han considerado los efectos de la flexibilidad de piso, donde se encontró que modifican la respuesta del edificio bajo acción sísmica (Gómez, W. y Miranda, G., 2001), en especial los desplazamientos y por tanto los elementos mecánicos.

A continuación, se hace un resumen de los resultados importantes del estudio de la torsión inelástica para modelos de edificios de varios niveles, que se tomaron de referencia para el desarrollo de esta tesis:

- En el análisis de comportamiento no lineal de edificios de varios niveles, el movimiento del sistema puede ser considerado como una sucesión de movimientos rotatorios en torno a centros instantáneos de rotación (CIR) (Chipol, A., 2001). Cuando la estructura oscila en un modo natural cualquiera la posición del centro instantáneo de rotación no cambia con el tiempo y en consecuencia se trata de un punto fijo en el espacio en torno al cual gira la estructura. Por efecto de la vibración torsional aparece un momento adicional (momento dinámico, debido a la masa rotacional de los niveles del edificio) a las fuerzas sísmicas en cada nivel. Entonces en cada entrepiso se produce un momento torsionante efectivo que se genera a partir de la ubicación de un eje instantáneo de rotación (EIR). El centro instantáneo de cortante sísmico (CICS) es un punto análogo al centro de las resistencias originales de diseño, ya que es un centro instantáneo de resistencias, las cuales se deben suministrar a la estructura, en cada paso de análisis. A medida que aumenta la altura en el modelo simétrico, se observa que el CICS tiende a coincidir con el CC elástico y el centro geométrico de la planta ya que estos tienen la misma ubicación. Al aplicar el análisis sísmico estático, el CR y el CIR son el mismo punto; sin embargo, en el análisis dinámico (elástico o inelástico), ambos puntos tienen ubicaciones diferentes (Chipol, A., 2001).

- Otra forma de evaluar los efectos de torsión fue propuesta por De la Llera y Chopra, quienes utilizan una superficie última de cortante por torsión, la cual se define como el diagrama de interacción de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante de entrepiso que, aplicadas estáticamente sobre la estructura, limitan la falla de un entrepiso, es decir, este planteamiento permite verificar si la capacidad torsional de una estructura es superior a una demanda sísmica dada. La resistencia de los planos juega un papel importante en la forma que adquiere la superficie de capacidad, teniéndose la opción de poder ser modificada para controlar adecuadamente la respuesta sísmica en un entrepiso cualquiera (Ortiz, A., 2001). Cuando la geometría de la superficie de capacidad última de los modelos es gobernada por una distribución muy uniforme de resistencias, los modelos presentan una superficie de capacidad simétrica, lo que permite que combinaciones de cortante vs torsión muy dispersas permanezcan dentro de la superficie de capacidad última (Ortiz, A., 2001). De los estudios de capacidad, los últimos entrepisos experimentan excentricidades importantes que pueden incluso cambiar el sentido de la torsión (Juárez, A., 2003).
- Según resultados obtenidos por De la Llera y Chopra (1994), la torsión accidental debida a la rotación de la base de un edificio produce incrementos de desplazamiento en la estructura, en un promedio de menos del 5% para sistemas torsionalmente rígidos o que tengan periodos mayores a 0.5s. Para periodos cortos y sistemas torsionalmente flexibles los desplazamientos pueden experimentar incrementos significativos.
- Los parámetros principales del comportamiento histerético de elementos de concreto reforzado que afectan la capacidad de disipación de energía son: la degradación de rigidez, degradación de resistencia y el efecto de estrechamiento causado por cortante y pérdida de adherencia o cierre de grietas (Ortiz, A., 2001).
- De la Rosa, L. (2008), encontró que los efectos de amplificación presentan variaciones asociadas con la altura de los edificios y tipos de asimetría. Las excentricidades dinámicas tienen magnitudes diferentes de las estáticas y no se ha podido concluir directamente cuales son más o menos conservadoras. En los modelos asimétricos en masas y para todos los entrepisos estudiados, observó que el factor inelástico de amplificación dinámica sobrepasó de manera importante el valor propuesto por la normativa (RCDF04) de 1.5, valor que aún permanece vigente en las normas actuales (NTCDS-2017).
- La demanda de ductilidad depende en gran medida del contenido de energía de las excitaciones sísmicas, y se acentúa particularmente en un rango de período más allá del período elástico inicial del sistema (Ortega, J., 2001). Los períodos varían dependiendo del tipo y nivel de asimetría. Este último resultado es el punto de partida de esta tesis, considerando las nuevas recomendaciones de diseño por torsión establecidas en las NTCDS-2017.

De la revisión realizada, se identificaron los principales parámetros que se ven involucrados en el comportamiento torsional de estructuras, mismos que se describen a continuación:

- ✓ **Centro de Masa (CM).** - es el punto donde se considera concentrada la masa en el nivel, y por ende, la fuerza de inercia, inducida por el sismo.

- ✓ **Centro de Cortante (CC).** - corresponde al punto en el entrepiso, por donde se considera que pasa la fuerza cortante.
- ✓ **Centro de Resistencias (CR).** - corresponde al punto donde se ubica la resultante de las fuerzas cortantes resistentes de los elementos, que se debe suministrar a la estructura para contrarrestar la acción sísmica.
- ✓ **Centro de Torsión (CT).** - se define como el lugar geométrico en sus niveles o entrepisos, en el cual se debe aplicar la fuerza sísmica o cortante sísmico, para que sólo se generen efectos de traslación.
- ✓ **Excentricidad Estática o Estructural (e_s).** - en el nivel, es la distancia que existe entre el centro de masa y el centro de torsión del nivel; en el entrepiso, es la distancia que existe entre el centro de cortante y el centro de torsión del entrepiso.
- ✓ **Torsión Natural.** - es la torsión en los niveles o entrepisos generada, respectivamente, por la fuerza o cortante sísmico y la excentricidad estática o estructural
- ✓ **Excentricidad Accidental (e_a).** - es la excentricidad que toma en cuenta las incertidumbres en las distribuciones de masas, rigideces y otros fenómenos como la variación espacial del movimiento del terreno. Se calcula como un porcentaje de la dimensión máxima de la planta (b), perpendicular a la dirección del sismo; en la versión actual de las NTCDS-2017, esta excentricidad varía con la altura del edificio, en un rango de 0.05 a 0.1 de " b ".

1.2 Diseño por Desempeño en estructuras de Concreto Reforzado

La filosofía de diseño sismorresistente se basa en el principio de balance económico que presupone que las edificaciones se mantendrán sin problemas a eventos pequeños, sufrirán daños admisibles para eventos de mediano tamaño y que sobrevivirán sin colapso, pero con daños permanentes, ante un evento descomunal. Normalmente para controlar este comportamiento es necesario conocer la resistencia de los elementos en conjunto en la búsqueda de la evaluación de la resistencia total del sistema.

Cuando se llega al punto donde por condiciones de carga el acero de una sección se plastifica por su llegada al esfuerzo de fluencia, se dice que la sección de concreto reforzado ha alcanzado su resistencia.

Cuando se alcanza la resistencia en una sección, no se presenta la rotura de forma instantánea, sino que la sección sobrevive por la ductilidad.

Es importante anotar que cuando las secciones de concreto reforzado, bajo cargas de flexión, sufren del agrietamiento mencionado en las caras de la sección, la posición del eje neutro varía de una forma que rigurosamente puede ser complicada de resolver durante el proceso dinámico.

El comportamiento relevante que debe garantizar la estabilidad lateral de la edificación ante movimientos en el suelo es la flexión en las columnas de soporte bajo carga axial. Por ello de ahora en adelante es el comportamiento a la flexión, que relaciona los momentos aplicados y las curvaturas en las secciones de concreto

de columnas y vigas presentes, el aspecto clave a debatir dentro del análisis de resistencia ante cargas laterales de una edificación.

La relación que existe entre la rotación última de rotura y la rotación del momento en que se plastifica el concreto, se denomina capacidad dúctil a la rotación o curvatura μ_c .

Existe una relación entre la rigidez k y la resistencia f_y a partir de las deformaciones del sistema, siempre y cuando el sistema se encuentre en condición lineal y de bajas deformaciones; esa relación es el desplazamiento de fluencia x_y , que es la deformación global donde se alcanza la resistencia del sistema.

La pérdida de la rigidez global de la edificación se va logrando de forma gradual, conforme más elementos van alcanzando su resistencia. La búsqueda del diseño sismorresistente se ha enfocado en que el fenómeno de la aparición de secciones plastificadas se concentre en primera instancia en las vigas y, si son las de pisos superiores, mejor aún. Las columnas importantes de soporte de la edificación, en los pisos bajos, deben ser las últimas en llegar a esta pérdida de rigidez por la entrada en fluencia del acero de refuerzo, porque en ese momento se pone en riesgo la estabilidad global de la edificación.

Se considera que este efecto gradual de falla de elemento es la mejor defensa de una edificación de concreto reforzado ante un evento de larga duración con gran número de ciclos. (Bertero et al., 1965). Lo anterior es posible de ver cuando una edificación se ha diseñado bien, pensando desde el principio cual será esa distribución aproximada de elementos que deberán ir, progresivamente, fallando; al contrario, cuando las edificaciones no se diseñan y conciben bien, entonces muchos elementos de importancia fallan, colectiva y súbitamente generando una pérdida súbita de rigidez, que recorta drásticamente la resistencia y degenera en un colapso inmediato sin dar oportunidad de defensa. Asimismo, cuando los muros de mampostería se dejan pegados a la estructura de concreto.

Una edificación puede acatar normativas que la obligan a cumplir con desplazamientos mínimos y otras consideraciones, pero si no se incluye, mediante criterio objetivo y experiencia, la evolución de estos fenómenos en el momento de afrontar un sismo, entonces las edificaciones pueden cumplir con normas, y al tiempo, ser inseguras o, tener pérdidas inadmisibles en elementos estructurales y no-estructurales durante un evento sísmico no necesariamente grande, lejos de ser el de diseño.

El elevado valor de resistencia incrementa los esfuerzos y momentos sobre la cimentación; por el contrario, cuando una edificación alcanza su resistencia se agrieta y los esfuerzos no-elásticos desarrollados, resultan ser menores que los elásticos en la misma condición, por lo que esfuerzos y momentos sobre el suelo resultan también ser menores.

En el caso de sismos con muy grandes aceleraciones ($a_{\text{máx}} = 1.35g$, North Nahani River, Canadá, 1985) del suelo, estructuras diseñadas con poca resistencia lateral hubieran colapsado por la superación excesiva de la resistencia, al no poder desarrollar capacidades dúctiles tan elevadas como para absorber la demanda impuesta. La mayoría de estructuras presentes en los sitios donde se registraron las aceleraciones no poseían dichas capacidades, ¿entonces cómo llegaron a resistir muchas edificaciones de estas ante eventos tan severos sin colapsar? La respuesta salta a la vista; la aceleración máxima del suelo es una muy pobre variable para el diseño sísmico de estructuras, utilizada de forma aislada. Lo necesario en diseño sísmico es la ordenada espectral tanto de aceleración como de desplazamiento para tener conocimiento claro de resistencia y rigidez; pero también, al parecer, existen fuertes problemas en la estimación de la capacidad estructural siguiendo procedimientos clásicos de diseño.

Cuando las secciones se agrietan, el sistema global pierde rigidez, pero sigue siendo elástico y lineal, el acero de refuerzo está trabajando en régimen elástico y lineal, por lo que la curva global manifiesta esta misma condición. Se dice que el punto de la primera plastificación representa la resistencia global del sistema, asociado a un desplazamiento de fluencia. En este sitio la edificación sigue lejos del colapso, ya que aún sobreviven muchas secciones que no han alcanzado su resistencia; sin embargo, cuando las edificaciones cuentan con pocos elementos, pocas columnas de soporte o solo dos columnas por eje el mecanismo de colapso se puede alcanzar mucho más rápido por falta de redundancia que garantice un número suficiente de elementos que permita agrandar la diferencia entre los desplazamientos de fluencia y los desplazamientos de colapso. (Chan, 1955).

No hay que olvidar que parte del problema, lo constituye el hecho de que los sismos son cargas cíclicas que someten a un sistema a su progresiva degradación; más que resistir un máximo instantáneo se trata también de resistir múltiples ciclos, que no necesariamente, superen la resistencia suministrada. El análisis estático no lineal tipo pushover, permite evaluar la ductilidad y capacidad de la estructura con suficiente aproximación, por lo que muchas veces se elige de manera práctica.

La relación que existe entre el desplazamiento inelástico alcanzado x_i y el desplazamiento de fluencia x_y , se denomina demanda de ductilidad global al desplazamiento μ .

La relación existente entre los desplazamientos últimos posibles antes del colapso y el desplazamiento de fluencia se denomina capacidad dúctil global del sistema μ_u .

Así como la rigidez se controla por el tamaño de las secciones de concreto, la resistencia se controla por medio de la cantidad de refuerzo que se coloca en las secciones de concreto evaluadas por medio de la rigidez, aunque de forma directa la resistencia también depende de la rigidez.

La demanda de ductilidad se puede presentar en torno a diferentes tipos de deformación como son la rotación, el desplazamiento lateral o la combinación de ambos; es una cantidad adimensional que se encuentra a partir de la demanda sísmica y la capacidad disponible de la estructura, es decir, es una consecuencia entre la capacidad y la demanda; mientras que la capacidad dúctil es una propiedad por completo de la estructura.

Para mantener una integridad de los elementos, se debe buscar que la demanda de ductilidad sea menor que la capacidad dúctil del elemento o de la edificación.

La Curva de Capacidad, muestra el comportamiento global de una edificación ante cargas laterales. Todas las edificaciones tienen una curva de este estilo y la evaluación analítica de las mismas son motivos de desarrollos actuales de técnicas de análisis estructural que buscan conocer el comportamiento no-lineal de las edificaciones por medio de la inclusión del comportamiento no-lineal de todas las secciones de la misma edificación. Técnicas de análisis como el "Pushover" permiten construir curvas de este tipo para cualquier estructura, siempre y cuando se conozcan los diagramas momento curvatura de todas las secciones que la componen.

Aún con ciertas limitaciones, como la inclusión de un modelo de carga similar al modo fundamental, la no inclusión de los modos superiores y otras incertidumbres no deja de ser un esfuerzo y avance apreciable con respecto a la capacidad con que se contaba unas décadas atrás para evaluar la capacidad estructural de edificaciones de concreto reforzado.

La forma cómo evoluciona el daño de forma global en una edificación se muestra en las abscisas de la figura 1.2.1, la figura tiene en su abscisa el desplazamiento global de la edificación y en la ordenada la resistencia que se opone al desplazamiento en cada sitio.

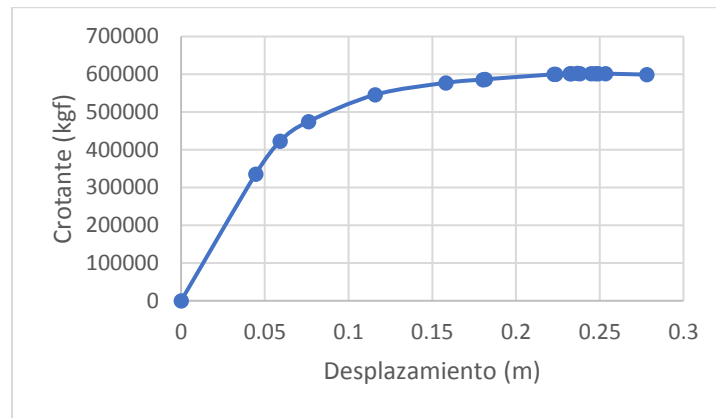


Figura 1.2.1 Curva de Capacidad

Como la resistencia mostrada en la ordenada es una función del peso propio, que a su vez, está relacionado con la aceleración espectral por medio de la masa, las curvas de capacidad de las edificaciones pueden ser mezcladas con los espectros radiales. Al hacer lo anterior, es posible identificar, en un solo gráfico como el de la figura 1.2.2, las edificaciones con su capacidad y, la sollicitación sísmica mediante sus espectros. Dicha figura suele denominarse "Diagrama de Demanda Capacidad" y permite identificar el comportamiento y desempeño de una edificación ante los movimientos sísmicos, así como el cumplimiento de los estados límite que se presuponen en un diseño.

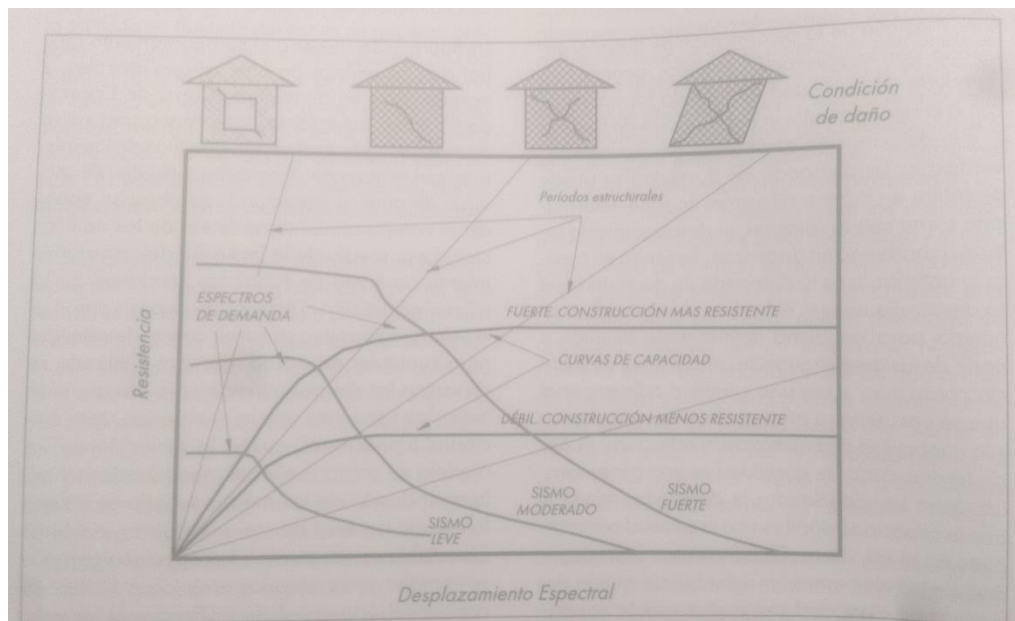


Figura 1.2.2 Diagrama de Demanda Capacidad. "El Concreto y los Terremotos", pág. 90.

Gran parte de los reglamentos se basan en consideraciones inerciales de diseño sísmico (es decir basados en la primera y segunda Ley de Newton, por lo que presentan espectros de respuesta de aceleraciones absolutas para el diseño. En realidad, los espectros usados para fines de diseño son espectros de resistencia, derivados de los espectros de respuesta de aceleración absoluta y de las condiciones de demanda de ductilidad existentes entre el sistema y la sollicitación presente.

Básicamente en un diseño sismorresistente se evalúa la resistencia de una estructura con período conocido para una demanda de ductilidad admisible y se somete a una carga dinámica en la búsqueda del cumplimiento de una distorsión de entrepiso que es la variable típica que controla el daño. Los espectros de desplazamientos relativos permiten por su parte determinar rápida y precisamente una estimación de la rigidez lateral de una estructura para alcanzar distorsiones de entrepiso prescritas para un cierto estado límite por medio de una resistencia asignada.

Un espectro de respuesta no es otra cosa que la respuesta máxima virtual de todos los osciladores posibles ante un movimiento sísmico en la base. El espectro de respuesta no refleja la duración y número de ciclos necesarios para alcanzar sus respuestas máximas absolutas instantáneas; por ello, el diseñar con espectros de respuesta, no permite ver la evolución de la resonancia; solo el sitio, en términos de período estructural donde se presenta.

Suelo firme y de poco espesor resulta particularmente indeseable para las construcciones rígidas con alturas inferiores a cinco pisos. Unos sismos afectan severamente a construcciones con períodos de vibración bajos, mientras que otros se concentran en construcciones elevadas y flexibles con períodos mayores. Si una edificación sobrevive a ello será porque la edificación puede degradarse, cambiar de período propio por la reducción de rigidez y salir de la resonancia, pero eso no quiere decir que sobreviva sin daño; en la mayoría de los casos puede terminar declarada como pérdida total.

La acción tripartita de acoplamientos frecuenciales que conforman la resonancia es conocida y aceptada por muchos ingenieros a cuyo cargo está el diseño y construcción de obras sobre suelos blandos y gruesos. De lo que no son plenamente conscientes muchos ingenieros es de la importancia de la duración del sismo y de la distribución de sus picos de movimientos.

2. NORMATIVA VIGENTE

En diciembre de 2017, el Gobierno de la Ciudad de México (CDMX) publicó, en su Gaceta Oficial, una serie de modificaciones al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2004) y para algunas de sus Normas Técnicas Complementarias (NTC's 2004), hasta esa fecha vigentes. Lo anterior dio origen a la nueva versión del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, al que denominaremos en este trabajo como RCDF 2017.

En este capítulo se presentan, de forma general, algunos aspectos del contenido de la normatividad empleada durante la elaboración del presente trabajo, a saber:

- a) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2017).
- b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCEC-2017).
- c) Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE-2017).

2.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2017)

Se plantean los criterios generales de diseño, aceptando que puede haber daño en la estructura, pero se tiene como objetivo fundamental salvaguardar la integridad de los ocupantes. Para la revisión de desplazamientos laterales, se establece el requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes y el estado límite de seguridad contra colapso, por lo que se enuncian valores límite de distorsión permisible dependiendo el tipo de estructuración que se tenga.

En el análisis se deben considerar las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno, cuya dirección principal mayor se asocia con el modo fundamental de vibrar de la estructura. Los efectos de dichas componentes se deben combinar considerando el 100 por ciento en la dirección que se analice y el 30 por ciento en la dirección perpendicular, con los signos que resulten más desfavorables para cada caso.

Se recomienda un análisis dinámico, a menos que se justifique el empleo de un método de análisis estático.

Las tres zonas consideradas en la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México son:

- a) Zona I o de Lomas
- b) Zona II o de Transición
- c) Zona III o de Lago

Para fines de diseño sísmico, las estructuras se subdividen en Grupos (A y B) y Subgrupos (A1, A2 y B1). Las ordenadas espectrales de diseño deberán multiplicarse por un factor de importancia dependiendo del subgrupo al que pertenezca.

Para una ubicación específica, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño que arroja el programa SASID (Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño). En la base de datos del SASID, se encuentra el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el espectro para revisar los requisitos de seguridad contra colapso (espectro de diseño reducido); este último resulta de afectar al primero por los factores de reducción por sobrerresistencia R y de comportamiento sísmico, Q' , que dependen de diversos parámetros descritos en el capítulo 3 de las NTCDS-2017.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Para la revisión del requisito de limitación de daño, el espectro de diseño reducido se debe afectar por el coeficiente K_s .

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)} & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4} & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

Se recomienda que cuando existan anomalías en las características del subsuelo, respecto a las de la zona circundante, el espectro de diseño debe determinarse con un estudio específico del sitio.

El análisis dinámico puede ser modal o no lineal paso a paso. El análisis dinámico modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Las respuestas modales se combinarán para calcular las respuestas totales, ya sea con la raíz de la suma de los cuadrados (cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí) o con la combinación cuadrática completa (CQC). Cuando se haga un análisis modal espectral, la fuerza cortante en la base (V_0), dividida entre el peso de la estructura a nivel de desplante (W_0) no se tomará menor que el valor de pseudo-aceleración mínima (a_{min}) del espectro utilizado.

Si se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, movimientos simulados o de combinaciones de éstos. Se utilizará un modelo tridimensional que tome en cuenta cuando menos tres grados de libertad por planta (dos de traslación horizontal ortogonal y uno de rotación respecto a un eje vertical). Se considerará la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. La intensidad de cada excitación sísmica se medirá a partir de la combinación de ordenadas espectrales correspondientes a espectros elásticos de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, obtenidas para las dos componentes horizontales individuales y un amortiguamiento del 5 por ciento del crítico. Conjuntos de acelerogramas con estas características pueden obtenerse directamente con el SASID.

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares de altura no mayor a 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m respectivamente. No podrá usarse este método de análisis para estructuras que pertenezcan al grupo A o que sean muy irregulares. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de

piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

Para considerar los efectos de torsión, utilizando el método estático o el dinámico modal espectral, se establece que 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 sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a$$

$$e_s - e_a$$

Donde

e_s excentricidad torsional, calculada en cada entrepiso; debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él.

e_a excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica; para cada i -ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$[0.05 + 0.05(i - 1/n - 1)]b_i$$

Donde

b_i dimensión del i -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis

n número de pisos del sistema estructural

Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera simultánea, la excentricidad accidental podrá considerarse únicamente en la dirección donde produce el mayor efecto.

La resistencia de los elementos debe ser sensiblemente proporcional a su rigidez lateral.

En ambas direcciones de análisis, los elementos sismorresistentes que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo, es decir, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígido, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. Dicho sistema de carga resulta de considerar la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada en cada i -ésimo entrepiso.

Para este fin, se considerarán dos configuraciones, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo, es decir:

$$M_{0i} = \pm(M_{ai} - M_{a(i+1)})$$

Donde

M_{0i} momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel

$$M_{ai} = (V_i e_{ai})$$

Donde

V_i fuerza cortante del i-ésimo entrepiso

e_{ai} correspondiente excentricidad accidental de entrepiso

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

Se especifica un valor mínimo para la fuerza cortante basal, $V_0 = a_{\min} W_0$.

La distorsión de cada entrepiso se revisará para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso y para limitación de daño ante sismos frecuentes, así mismo, debe existir una separación entre edificios colindantes, la cual se especificará tanto en planos arquitectónicos como estructurales. Dicho espacio deberá estar libre de todo tipo de material.

Los efectos geométricos de segundo orden deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis. Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión para el estado límite de seguridad contra colapso no exceda de:

$$0.08 \frac{V}{W_p}$$

Donde

V fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso

W_p peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin factor de carga

Para que una estructura se considere regular, debe satisfacer todos los requisitos establecidos en las normas. En caso de no satisfacer uno o más requisitos, la estructura se clasificará como irregular o muy irregular, dependiendo de los puntos que incumpla, además de que se hará una corrección por irregularidad al factor de reducción por comportamiento sísmico Q' .

Una estructura se denominará “de planta baja débil” cuando el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso sea menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes. En este caso se definen criterios de diseño en las normas.

Para el diseño de cualquier elemento que contribuya con más del 35 por ciento de la resistencia total en términos de fuerza cortante, momento torsionante o momento de volteo de un entrepiso, se incrementarán las fuerzas sísmicas de diseño en 25 por ciento en relación con las que les corresponderían al análisis estructural de acuerdo con estas normas.

Para el diseño estructural de la cimentación y contra la falla del suelo, los elementos mecánicos debidos a sismo deben incluir la sobre-resistencia que la superestructura es capaz de desarrollar.

Hasta las NTCDs-2004, las ecuaciones de diseño por torsión arriba indicadas, se consideraban únicamente para el análisis estático. Ahora las NTCDs, indica que se deben aplicar también para el análisis dinámico lo cual es incongruente, ya que estas ecuaciones, incluyen explícitamente factores que toman en cuenta la amplificación dinámica del fenómeno, que puede no caracterizarse adecuadamente al realizar un análisis estático.

2.2 Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCEC-2017)

Presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple, reforzado y presforzado. Se dan requisitos complementarios para concreto ligero y concretos especiales. Se incluyen estructuras coladas en el lugar y prefabricadas.

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio, así como de durabilidad. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga.

El concreto de resistencia normal para fines estructurales puede ser clase 1 y clase 2. Dependiendo de la clase se especifica su módulo de elasticidad, resistencia a compresión, resistencia a tensión, contracción por secado y flujo plástico, así como también el tipo de agregado que conforma el concreto.

Como refuerzo ordinario puede utilizarse barras corrugadas de acero y/o malla electrosoldada, para el presfuerzo se utilizarán torones.

Las conexiones estructurales deberán permitir que las fuerzas puedan transmitirse a través de ellas.

Cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más de 10 por ciento en columnas y en losas planas.

Los métodos de análisis no lineal para estructuras de concreto son, en general, del tipo denominado de plasticidad concentrada. Los miembros estructurales son diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión. Se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico llamadas articulaciones plásticas. La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva como la usada en los métodos de análisis lineal. Las zonas extremas, partir de que se presente el fenómeno de plastificación, pueden considerarse como resortes elásticos con una rigidez mucho menor.

Para modelar las articulaciones plásticas se presentan dos métodos: a partir de diagramas momento curvatura y a partir de diagramas experimentales momento rotación. Las hipótesis consideradas para la obtención de diagramas momento curvatura, planteado en las normas, no permite considerar explícitamente fenómenos como el deslizamiento de las barras de acero por ruptura de la adherencia, ni las deformaciones dentro del nudo, ni la formación de grietas en la intersección viga columna. Los diagramas experimentales se idealizan a partir de resultados analíticos y experimentales propuestos por varios autores, en el apéndice D de las normas se presentan recomendaciones avaladas por la experiencia. Los valores recomendados se reducen para tomar en cuenta los fenómenos de ruptura de la adherencia y deformaciones en los nudos, así como la degradación por cargas cíclicas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de la estructura deben incluirse los efectos de esbeltez, los cuales pueden despreciarse en miembros restringidos lateralmente que cumplan ciertas condiciones. Para valuar los efectos de esbeltez, se presenta el método de amplificación de momentos y se plantea en qué caso se debe hacer un análisis de segundo orden.

En cuanto a los estados límite de falla, se presentan recomendaciones generales para garantizar que el acero a tensión fluya y el elemento pueda disipar energía. De igual manera se trata de evitar una falla súbita del elemento por aplastamiento del concreto.

Se hace una distinción para el diseño de estructuras de ductilidad baja, diseño de estructuras de ductilidad media y para el diseño de estructuras de ductilidad alta. Lo anterior se logra mediante el detallado del acero de refuerzo.

2.3 Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE-2017)

En el documento se definen las acciones que pueden obrar sobre las construcciones. Según su duración, se clasifican en acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales. Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves.

Cuando deba considerarse el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas, se deberán establecer siguiendo procedimientos aprobados por la administración y con los criterios presentados en estas normas.

La seguridad de la estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

La determinación de las resistencias de diseño se hará de manera experimental tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

Se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicada por un factor de carga unitario.

Se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables. Cuando se trate de estructuras del Grupo A los factores se tomarán de 1.5 y 1.7, respectivamente.

Se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en las combinaciones. Cada combinación incluye todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental.

Se considerará un factor de carga de 0.9 para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura.

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia de la estructura será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga, con el fin de satisfacer el nivel de confiabilidad requerido.

3. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE

El comportamiento real de una estructura ante fuerzas laterales inducidas por el movimiento del terreno, depende no solo de las rigideces de sus elementos, sino también de la resistencia a fuerza cortante que estos poseen, por lo que la distribución de fuerza cortante en el entrepiso, juega un papel importante en el diseño por capacidad de una estructura. Por lo anterior, se consideró conveniente presentar con detalle cómo se distribuyen las fuerzas sísmicas en una estructura.

3.1 Criterios de distribución de fuerza cortante en estructuras asimétricas

Para entender la forma en la que se distribuye la fuerza cortante en cada uno de los elementos estructurales, para un nivel de asimetría dado, se procedió a estudiar un modelo tridimensional de un nivel con un sistema de piso infinitamente rígido, cuyo comportamiento puede estudiarse en función de 3 GDL, sometido a un análisis estático; con este modelo se pudo separar la demanda de cortante directo (por traslación del nivel) y por torsión (giro del nivel) en los elementos del entrepiso, para una excentricidad estructural dada (torsión natural). Al respecto, se consideró una variación de excentricidad desde cero hasta 0.5 veces la dimensión máxima de la planta, perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica (b). Cabe mencionar que, para estructuras de varios niveles, el fenómeno de torsión sísmica es más complejo; sin embargo, el análisis que aquí se hizo, fue únicamente para evidenciar la aportación de cortante directo y cortante por torsión a los elementos estructurales. A continuación, se describen las características del modelo y se presentan los resultados obtenidos.

El modelo posee una planta rectangular de 5 metros de longitud (eje “x”) por un ancho de 3 metros (eje “y”), con una altura de entrepiso de 4 metros (eje “z”). En las columnas se utilizaron 2 tipos de secciones rectangulares para generar asimetría en rigidez, la cual se proporcionó únicamente en dirección del eje “y”, figura 3.1.1. Para las vigas se utilizó la misma sección. No se utilizaron muros. De lo anterior, se identificaron 3 tipos de marcos, figura 3.1.2.

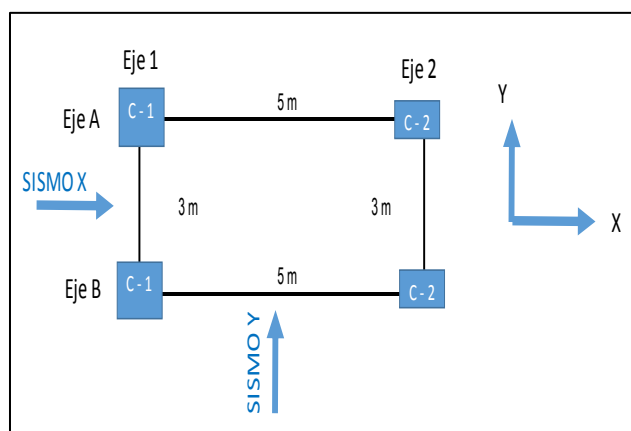


Figura 3.1.1 Distribución en planta de columnas para el modelo a estudiar

La matriz de rigidez global de los marcos consideró flexión en vigas y despreció la deformación axial de los elementos; por condensación estática, se obtuvo la matriz de rigidez lateral de cada marco y se realizó el análisis matricial incorporando la participación de cada uno de los marcos (Damy, J., 2001, Apuntes de la clase de Tópicos Estructurales y aplicación de las computadoras al Análisis Estructural).

Se despreció el peso propio de vigas y columnas y se supuso una carga viva de diseño de 500 kgf/m^2 ; se obtuvo una fuerza sísmica estática equivalente de 7500 kgf , la cual se aplicó en el centro de masa del nivel. Al resolver el sistema, se obtuvo el vector de desplazamientos globales. Conocidos los desplazamientos globales, se proyectaron sobre los ejes locales de cada marco plano para obtener el desplazamiento total en el eje local de cada marco y, puesto que ya se conoce su matriz de rigidez lateral, fue posible conocer la fuerza que actúa sobre cada marco sismo-resistente.

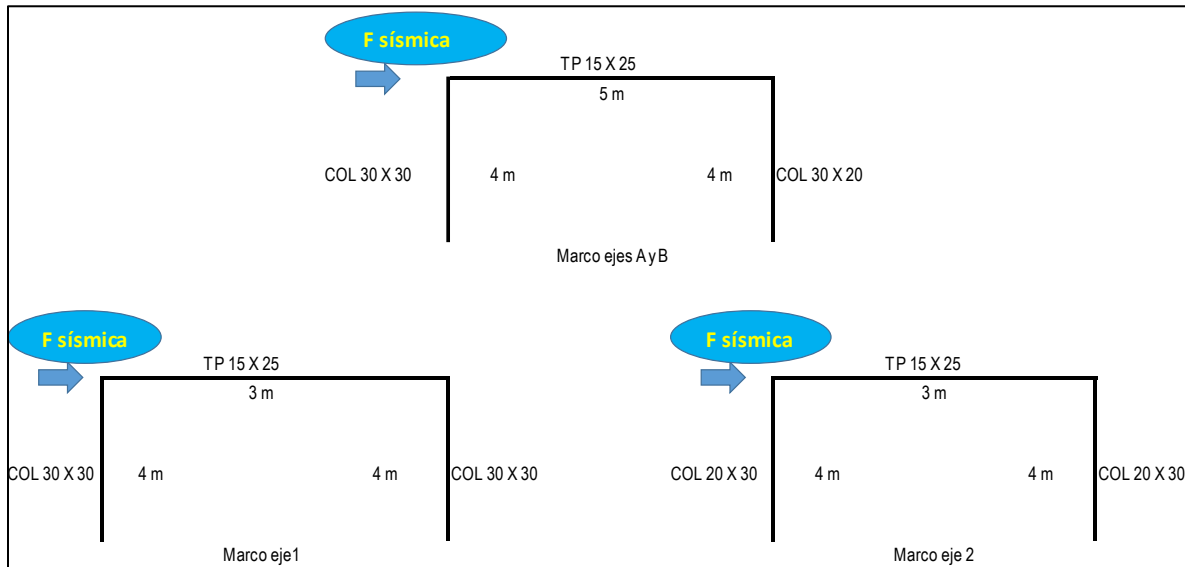


Figura 3.1.2 Marcos planos del modelo planteado

Los resultados encontrados son congruentes con el método que se presenta en el libro de Bazán y Meli. Ambos métodos plantean sistemas estáticamente equivalentes (Ayala, G.; García, O.; Zárate, G., 2003), el primero de ellos referido al origen y el segundo referido al centro de masa.

Del análisis considerado por Bazán y Meli, se obtuvo el cortante directo (VD) y el cortante por torsión (VT); la suma de ambos arroja el cortante total que actuará en cada uno de los marcos.

Para verificar los resultados, se obtuvo la distribución de cortante que actúa sobre cada marco utilizando el software de análisis y diseño SAP2000.v.20, aplicando el vector de fuerzas en un nudo maestro con la herramienta de joint-constraints; las diferencias encontradas fueron relativamente pequeñas y se atribuyen a que el programa trabaja directamente con el modelo tridimensional, mientras que en los métodos descritos se consideran marcos planos unidos con un diafragma de piso rígido. Los resultados finales se muestran en la tabla 3.1.1

Tabla 3.1.1 Comparación de resultados para la distribución de fuerza cortante (Kgf)

	Bazán y Meli	Método Matricial	SAP2000	Diferencia (%)
Marco Eje A	-792	-792	-676	-17.08%
Marco Eje B	792	792	676	-17.08%
Marco Eje 1	4225	4225	4426	4.53%
Marco Eje 2	3275	3275	3074	-6.52%

Dado que las tendencias de distribución de fuerza cortante no sufren cambios importantes, para fines prácticos, se decidió estudiar la variación en la distribución de la fuerza cortante aplicando el método presentado por Bazán y Meli, (2002).

En la figura 3.1.3 se ilustra la variación de la distribución de fuerza cortante en los marcos de los ejes 1 y 2, al variar la rigidez de las columnas, únicamente en el sentido “y”. En el eje de las abscisas se grafica la excentricidad estática o estructural, e_s , normalizada respecto al ancho “b”; en el eje de las ordenadas se grafica la fuerza cortante, V , que toma cada marco plano, por efectos de traslación (cortante directo) y por torsión.

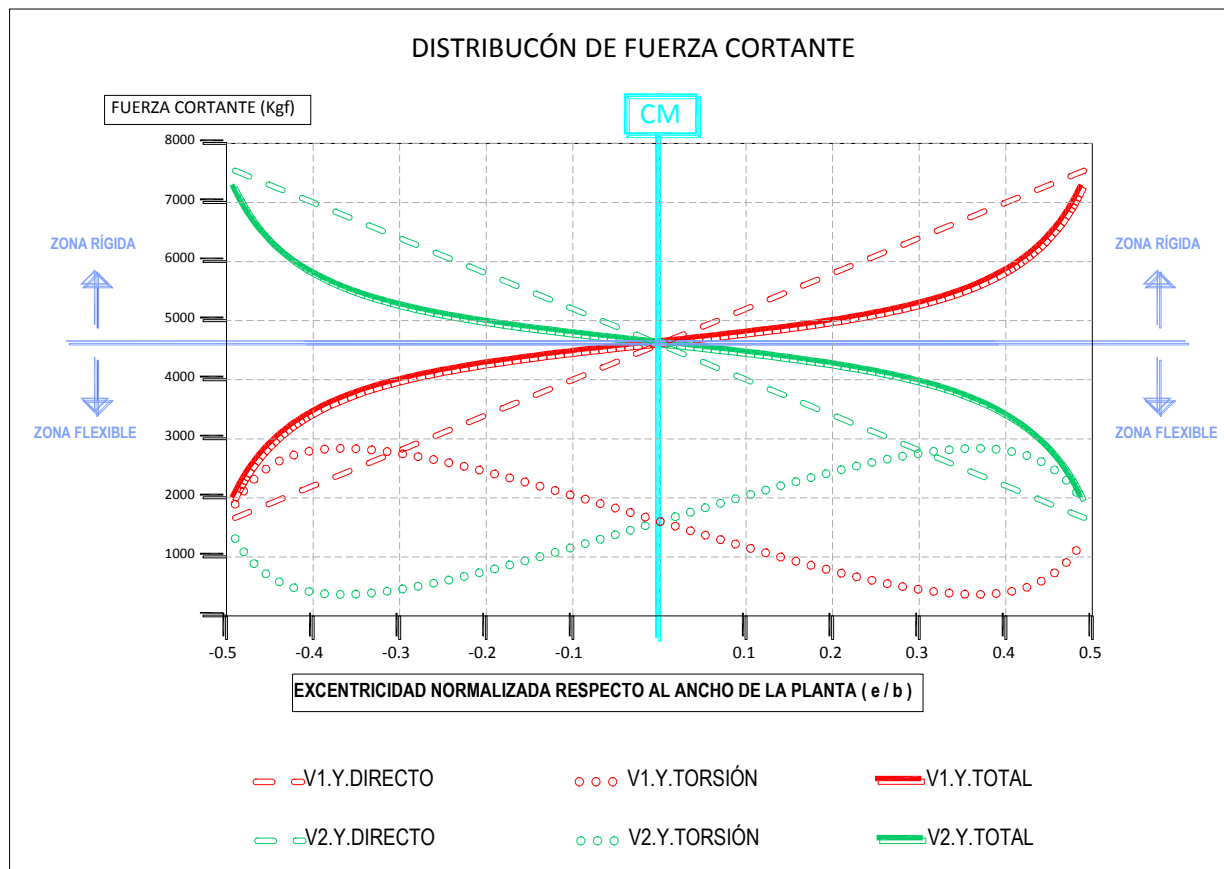


Figura 3.1.3 Variación de la distribución de fuerza cortante.

De la gráfica se observa lo siguiente,

1. Cuando el punto de aplicación de la fuerza sísmica coincide con el centro de torsión, el cortante por efecto de rotación es nulo.
2. El cortante directo varía linealmente.
3. El cortante por torsión presenta dos puntos de inflexión (máximo y mínimo).
4. El marco plano que se ubica en la zona “rígida” de la estructura se beneficia por el efecto de torsión ya que disminuye el cortante directo que la toca.
5. El marco plano que se ubica en la zona “flexible” de la estructura se ve afectado por el efecto de torsión ya que aumenta el cortante directo que la toca.

Para el análisis estático, los reglamentos de diferentes países consideran algunas expresiones para el cálculo de la excentricidad torsional de diseño. Estas ecuaciones consideran los efectos de amplificación o deamplificación dinámica que se puede presentar en el análisis dinámico y la excentricidad accidental por torsión. Esta última toma en cuenta que durante el proceso de construcción, existen incertidumbres en la distribución de rigideces y/o resistencias de los elementos; así como posibles distribuciones irregulares de masas durante la vida útil de la estructura y otras fuentes de torsión difícilmente cuantificables como las relacionadas con el movimiento del suelo.

Las ecuaciones para el cálculo de la excentricidad de diseño tienen la siguiente forma y adoptan los valores que se indican en la tabla 3.1.2, para algunos códigos internacionales. Para el caso del reglamento mexicano, la excentricidad accidental varía de 0.05 a 0.1 de la dimensión máxima de la planta (b).

$$e_{d1} = a1 * e_s + \beta * b \quad (\text{ec. 3.1.1})$$

$$e_{d2} = a2 * e_s - \beta * b \quad (\text{ec. 3.1.2})$$

Donde:

$a1$ y $a2$ = Factores de amplificación o deamplificación dinámica

β = Coeficiente para el cálculo de la excentricidad accidental

Tabla 3.1.2 Valores de los parámetros que determinan el valor de la excentricidad de diseño por torsión en códigos de varios países.

CÓDIGO	a1	a2	β
MÉXICO	1.5	1.0	0.05 - 0.10 (Varía linealmente con la altura)
CEB	0.5	0.0	0.05
CANADÁ	1.5	0.5	0.05
ATC	1.0	0.0	0.05

En términos generales, las excentricidades de diseño establecidas en las ecuaciones 3.1.1 y 3.1.2, incrementan el momento torsionante en función de los valores de los parámetros que se consideran. Tomando en cuenta lo anterior, fue de interés analizar y evaluar, de forma cualitativa, los distintos criterios de distribución de fuerzas cortantes por efectos de torsión que se proponen en los reglamentos de la tabla 3.1.2, con ayuda del modelo estructural de un nivel, presentado en la fig. 3.1.1.

Los resultados obtenidos del análisis se presentan en la fig. 3.1.4, mediante envolventes de distribución de fuerza cortante (envolventes de diseño) para los planos resistentes 1 y 2; para cada uno de ellos se presentan 2 curvas asociadas a las 2 excentricidades de diseño. Por ejemplo, $V1.Y.Mex.ed1$ y $V1.Y.Mex.ed2$ representan la distribución de la fuerza cortante para el marco del eje 1, producto del momento torsionante generado por las excentricidades de diseño 1 y 2, respectivamente, del reglamento mexicano. Así mismo, $V1.Y.TOTAL$ y $V2.Y.TOTAL$ representan la distribución de fuerza cortante total en cada uno de los planos, obtenida de la suma del cortante directo y el cortante generado por la torsión natural, la cual se ilustra con línea continua de colores rojo y verde; éstas dos curvas permiten tener un criterio de comparación entre los reglamentos estudiados.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE

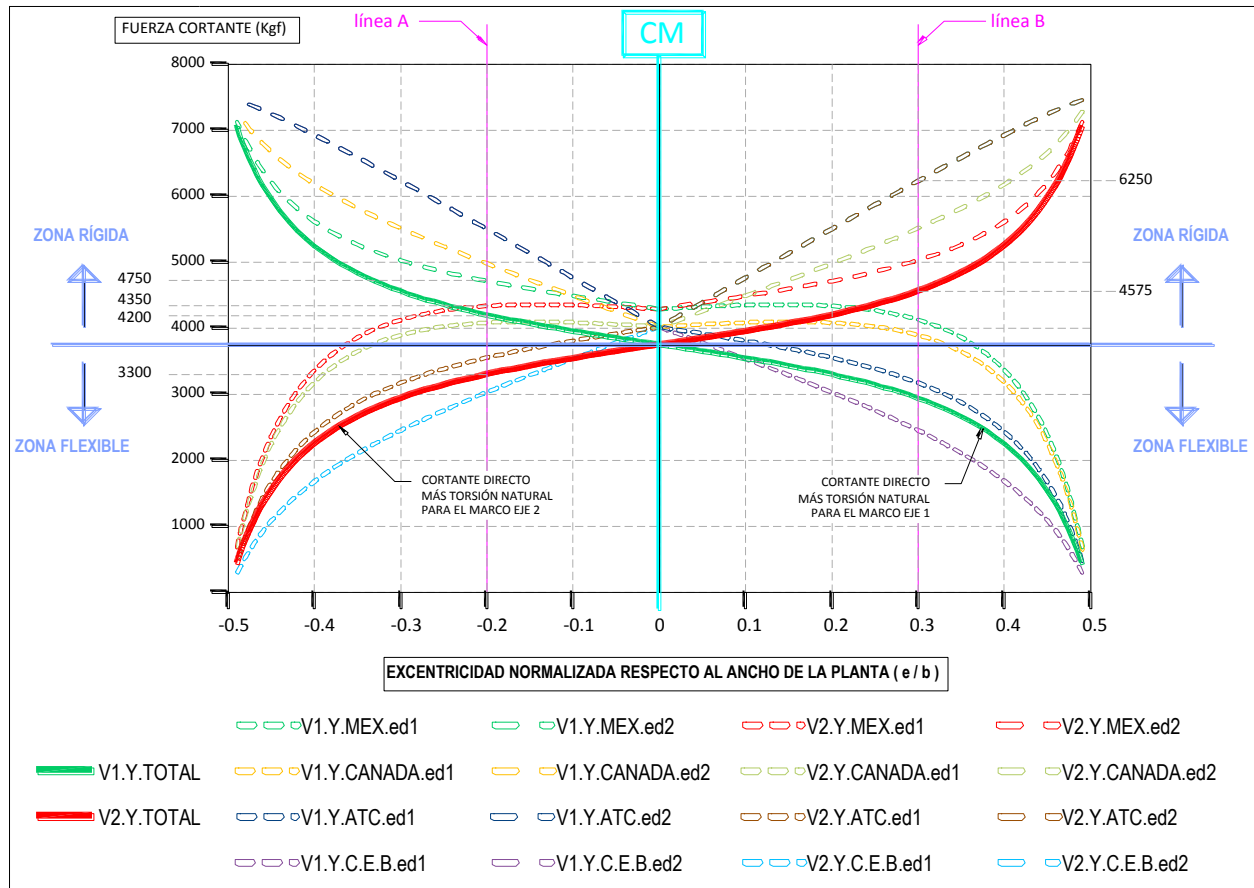


Figura 3.1.4 Distribución de cortante para envolventes de diseño de varios códigos internacionales

De las gráficas se observa que

1. El reglamento mexicano es el que demanda más fuerza cortante para los elementos ubicados en la zona flexible y menos fuerza cortante en zona rígida. Por ejemplo, si consideramos una excentricidad de $-0.2b$ (lado izquierdo de la posición del CM) y trazamos la línea A, como se muestra en la figura 3.1.4, significa que el marco del eje 1 se ubica en la zona rígida, es demandado con 4,200 Kg y el reglamento mexicano recomienda diseñar con un cortante de 4,750 Kg. De igual manera, el marco del eje 2 se ubica en la zona flexible, es demandado con 3,300 Kg y el reglamento mexicano recomienda diseñar con un cortante de 4,350 Kg.
2. Para excentricidades mayores a $0.1b$, el código europeo es el que demanda menor fuerza cortante, para los elementos de la zona flexible, inclusive menor que la demandada por la torsión natural. Por ejemplo, si retomamos la excentricidad planteada en el inciso anterior (línea A), el código europeo recomienda diseñar con un cortante de 3,000 Kg, para el marco del eje 2, ubicado en zona flexible, lo cual es menor al valor de la fuerza cortante que será demandada al incluir el efecto de torsión natural.
3. Los códigos europeo y americano son los que demandan mayor fuerza cortante en zona rígida. Por ejemplo, si ahora consideramos una excentricidad de $0.3b$ (línea B), significa que ahora el marco del eje 2 se ubica en la zona rígida, es demandado con 4,575 Kg y tanto el código europeo y americano recomiendan diseñar con un cortante de 6,250 Kg.

4. CASOS DE ESTUDIO

En el presente capítulo se describen los tres tipos de modelos estructurales que se utilizaron para evaluar el comportamiento de los edificios con objeto de caracterizar los dos tipos de asimetría que se decidió estudiar; la respuesta de cada estructura fue obtenida a partir de un análisis no lineal de carga monótona creciente (pushover) y se cuantificó en función de las demandas de ductilidad en los elementos.

La configuración estructural se tomó de un trabajo de investigación desarrollado por Ortega, J. (2001), en el cual se evaluó el desempeño de la estructura para distintos períodos de vibración, con base en la reglamentación del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993.

Para el trabajo de investigación aquí presentado, se consideró que la estructura tendría un uso de oficinas y se encuentra desplantada en zona geotécnica I. De acuerdo con el Reglamento de Construcciones vigente (RCDF 2017), se clasifica dentro del grupo B.

El primer modelo representa a un edificio simétrico, tanto en masas como en rigideces, el cual supone las condiciones teóricamente ideales para anular el fenómeno de torsión sísmica; el segundo modelo representa a un edificio con asimetría en masas, que posee una excentricidad del 10% de la dimensión en planta, constante en todos los niveles; en el tercer modelo se colocaron muros para resaltar la asimetría en rigideces, manteniendo una distribución simétrica de masa.

Para la modelación y análisis de los edificios se utilizó el software comercial SAP2000 en su versión v.20, que ofrece la posibilidad de realizar análisis pushover.

4.1 Modelo estructural de edificio simétrico

Teóricamente, se espera que este modelo sea el que exhiba el mejor comportamiento estructural y fue tomado como base de comparación para los resultados de los otros dos modelos. En este modelo se consideró una distribución uniforme de la masa en sus niveles y de rigideces en los elementos estructurales. Para su análisis y diseño se consideró la excentricidad accidental que se establece en las NTCDS-2017.

La estructura es simétrica en planta y tiene 4 niveles, con alturas de entrepiso de 3.3 m. La planta tipo tiene 3 crujeas de 7.0 m en sentido transversal (eje Y) y 4 crujeas de 8.0 m en el sentido longitudinal (eje X), figura 4.1.1; cuenta con trabes secundarias en el sentido longitudinal, ubicadas al centro de las crujeas de 7.0 m. En las figuras 4.1.2 y 4.1.3 se muestran los marcos tipo para cada dirección de análisis.

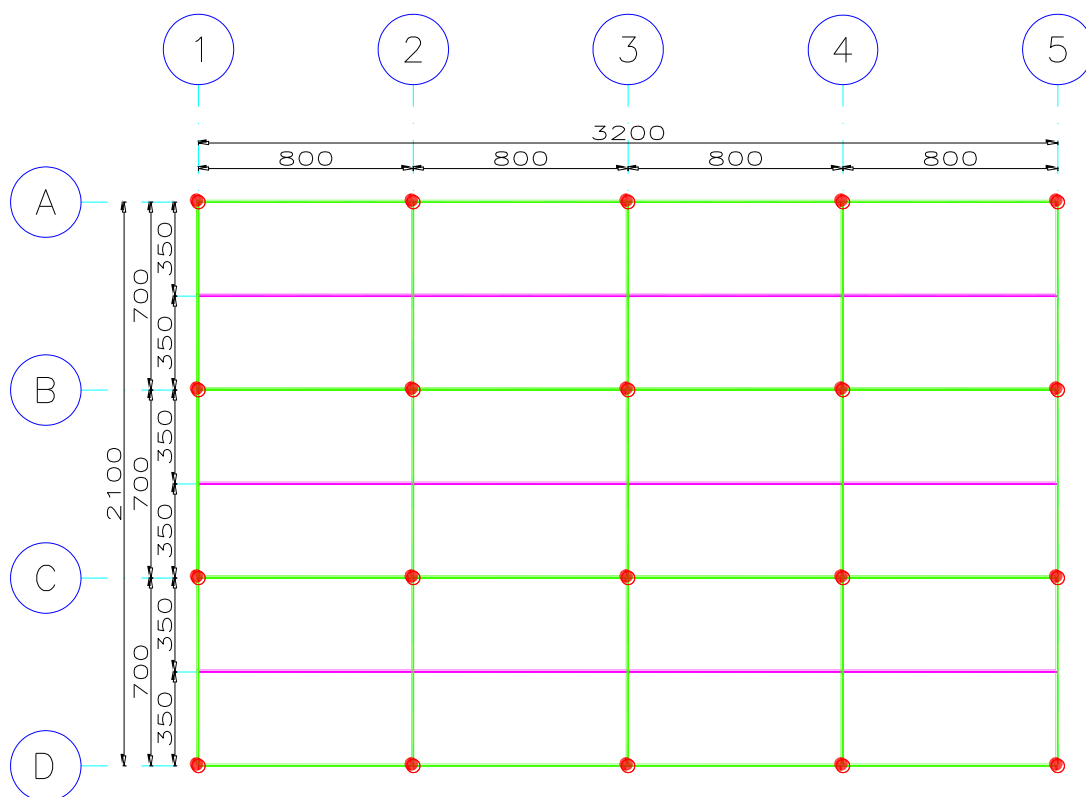


Figura 4.1.1 Planta Tipo. Acotaciones en cm

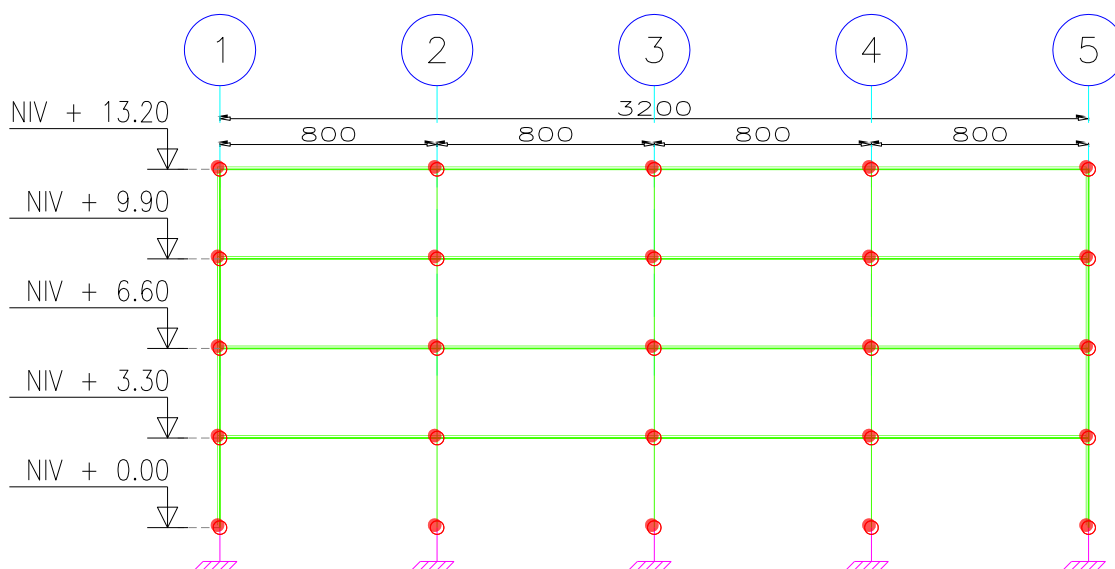


Figura 4.1.2 Marco tipo en dirección longitudinal (eje X). Acotaciones en cm, niveles en m

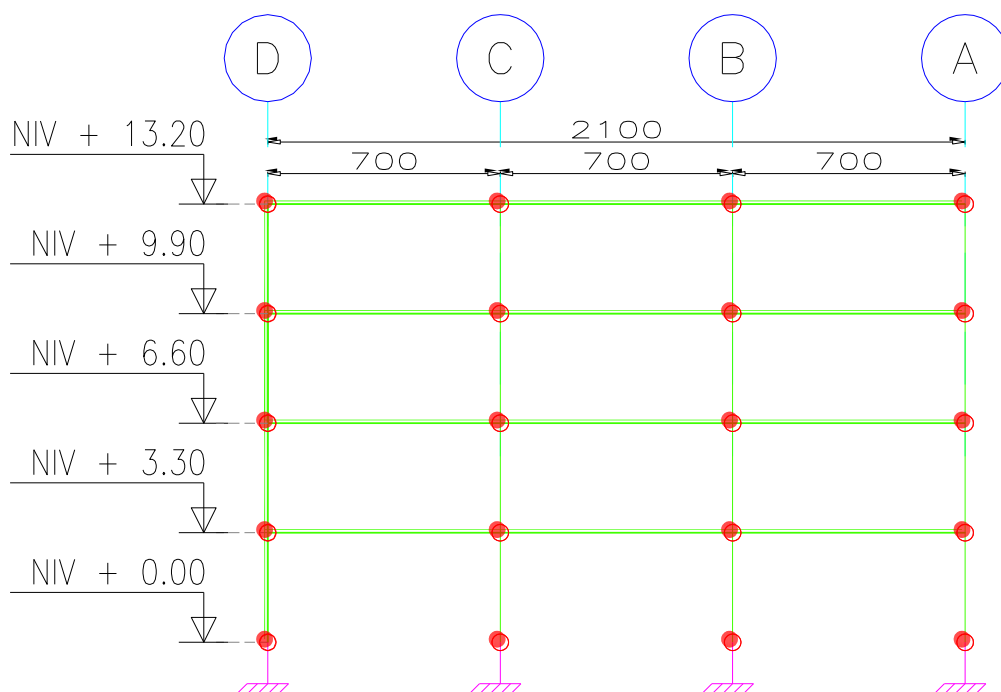


Figura 4.1.3 Marco tipo en dirección transversal (eje Y). Acotaciones en cm, niveles en m

En la figura 4.1.4 se muestra un isométrico del modelo tridimensional del edificio.

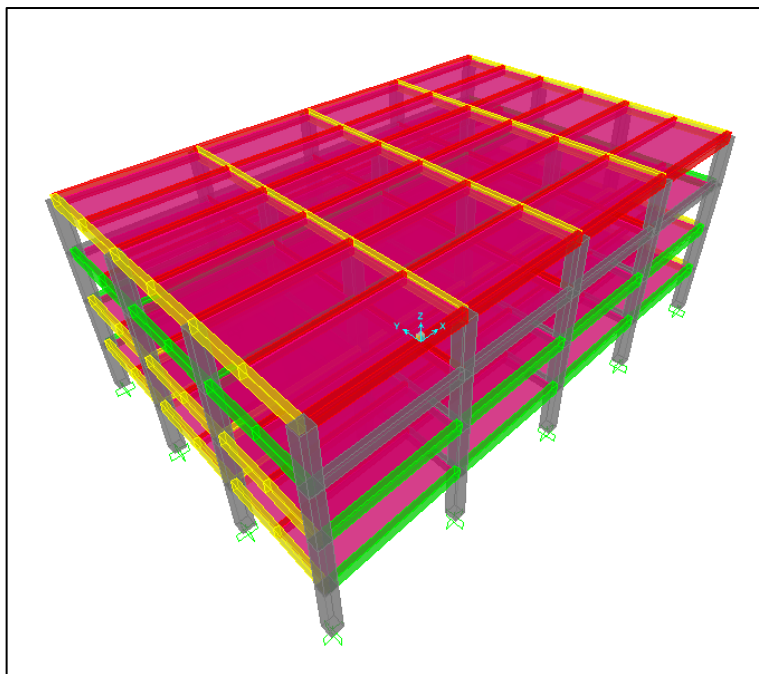


Figura 4.1.4 Modelo simétrico de 4 niveles utilizando el software comercial SAP2000.v.20

4.2 Modelo estructural de edificio asimétrico en masas

Con el fin de representar la asimetría en masas, se procedió a mover la ubicación del centro de masa (CM) de los niveles, una distancia igual a $0.1 b$, en el sentido positivo de los ejes “X” y “Y”, figura 4.2.1.

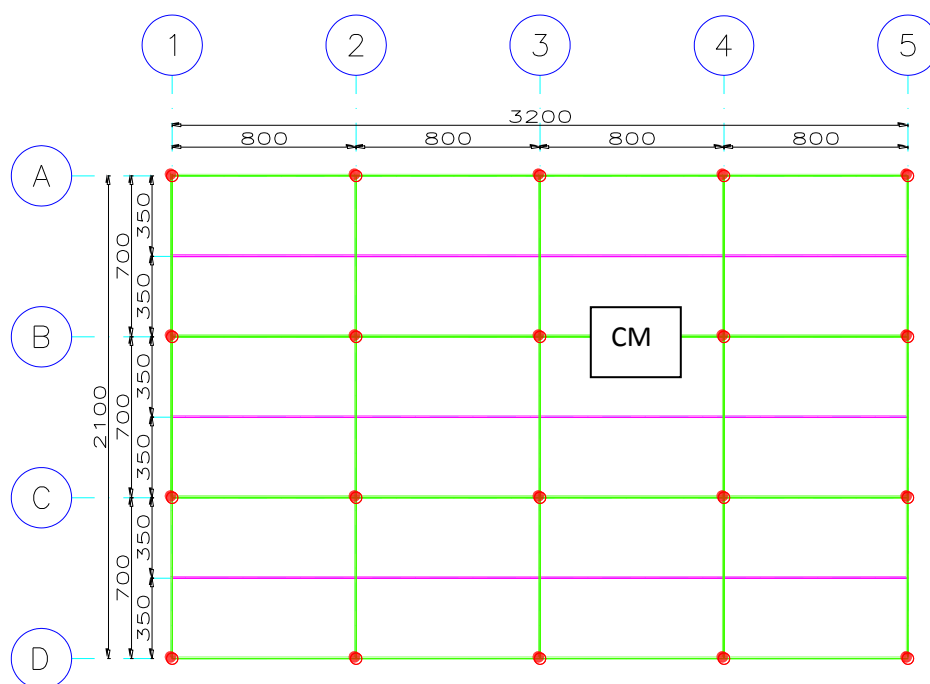


Figura 4.2.1 Ubicación del CM en planta tipo. Acotaciones en cm

En la figura 4.2.2 se muestra un isométrico del modelo tridimensional, cuya geometría es la misma que la del modelo simétrico. La posición del CM se movió fuera del centro geométrico, con ayuda de un nudo maestro.

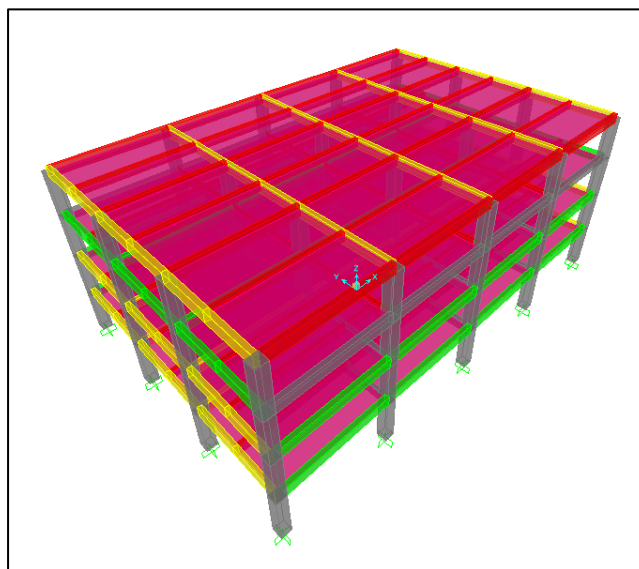


Figura 4.2.2 Modelo asimétrico en masas de 4 niveles utilizando el software comercial SAP2000.v.20

4.3 Modelo estructural de edificio asimétrico en rigideces

En las normas por torsión se establece que “Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.”

Con base en lo antes mencionado, el modelo asimétrico en rigideces aquí presentado, no sería recomendable por las nuevas normas; sin embargo se utilizó para mostrar el comportamiento generado por este tipo de asimetría. Para ello, se colocaron sobre el modelo simétrico, muros diafragma de 16 cm de espesor en los marcos localizados sobre los ejes A y 5, figura 4.3.1. Los muros sobre los ejes A representan la asimetría en rigidez para el sismo en dirección “X” y los muros sobre los ejes 5 representan la asimetría en rigidez para el sismo en dirección “Y”. En la figura 4.3.2 se muestra el isométrico del modelo resultante.

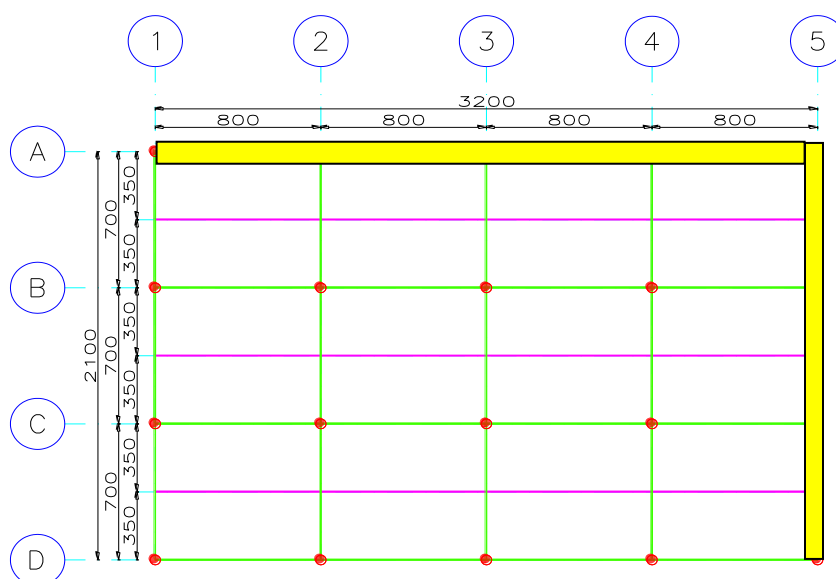


Figura 4.3.1 Ubicación de muros diafragma en planta tipo. Acotaciones en cm

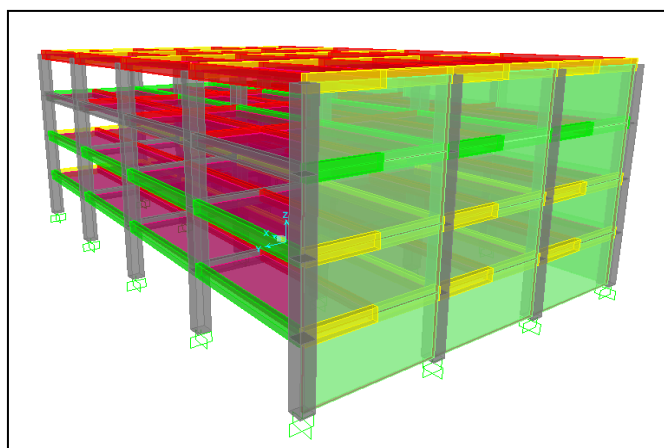


Figura 4.3.2 Isométrico de Modelo 4 niveles, con asimetría en rigidez. SAP2000.v.20

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El modelado y análisis estructural de los modelos de edificios estudiados se llevó a cabo con el software SAP2000.v.20, que emplea el método de elementos finitos.

Las propiedades mecánicas de los materiales considerados fueron:

Concreto	$f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo Elástico	$E = 221359 \text{ kgf/cm}^2$ (Concreto estructural Clase 1)

El prediseño inicial de los modelos consideró un mismo tipo de sección de vigas y columnas, las cuales fueron reajustadas como resultado de los elementos mecánicos sobre los elementos. Al respecto se utilizó un criterio ingenieril para uniformizar secciones en la altura del edificio, como se muestra al final de este capítulo.

5.1 Análisis de cargas

En las tablas 5.1.1 y 5.1.2 se describen las cargas permanentes y variables, consideradas en los modelos simétricos y asimétricos presentados en el capítulo previo. El peso propio de la estructura fue incluido directamente por el programa. Antes de proceder al análisis dinámico se revisó que la bajada de cargas arrojada por el programa fuera congruente con el obtenido mediante una hoja de cálculo desarrollada para sumar cargas gravitacionales.

Tabla 5.1.1 Análisis de carga muerta para los casos de estudio

PLANTA TIPO		AZOTEA	
CARGA MUERTA		CARGA MUERTA	
	kg/m ²		kg/m ²
Losa de 12 cm	288	Losa de 12 cm	288
Piso (Loseta)	100	Relleno para dar pendiente	100
Mortero Cemento-Arena	110	Impermeabilizante	65
Falso Plafón	30	Falso Plafón	30
Muros Intermedios	100	Instalaciones	25
Instalaciones	25	Sobrecarga RCDF - 17	40
Sobrecarga RCDF - 17	40		
Σ	693	Σ	548

Tabla 5.1.2 Carga viva reglamentaria

CARGA VIVA INSTANTÁNEA		CARGA VIVA INSTANTÁNEA	
	kg/m ²		kg/m ²
RCDF - 17	180	RCDF - 17	70
CARGA VIVA MÁXIMA		CARGA VIVA MÁXIMA	
	kg/m ²		kg/m ²
RCDF - 17	250	RCDF - 17	100

5.2 Análisis Dinámico Modal Espectral

Para cada modelo se realizó un análisis dinámico modal espectral. El espectro de diseño sísmico que se utilizó en el análisis, corresponde al contenido en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), recomendado por las NTCDS-2017, en el que se consideró un factor de comportamiento sísmico de 2.0 y un factor de corrección por hiperestaticidad de 1.0, figura 5.2.1.

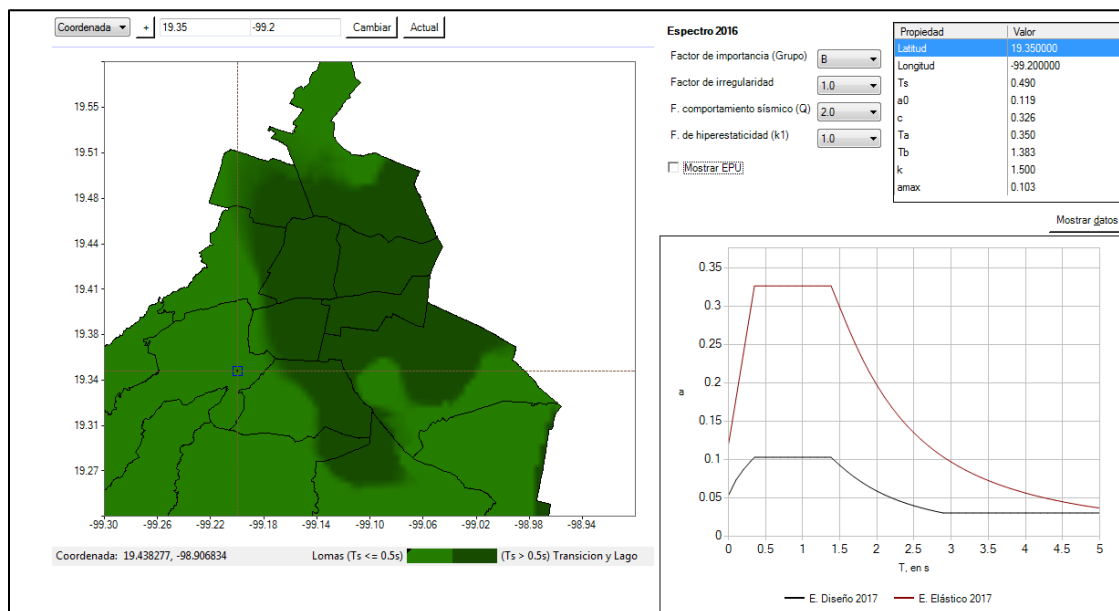


Figura 5.2.1 Espectro Elástico y de Diseño obtenido con el programa SASID

En un primer análisis, se restringe el grado de libertad rotacional sobre el eje z, lo cual implica que el modelo tridimensional de la estructura únicamente se traslade, sin sufrir rotación en sus niveles. Por lo tanto, la distribución de fuerza cortante que se genera en cada entrepiso, genera un momento de torsión (en el entrepiso) capaz de equilibrar el momento de torsión inducido por la aplicación de la fuerza sísmica en el nivel, con lo cual, la estructura únicamente se traslada. En las tablas 5.2.1 a 5.2.6 se muestra la distribución de cortante para los modelos en estudio.

Tabla 5.2.1 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Simétrico en dirección X

Marco Eje	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDX			
	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
A	62.90	49.28	41.81	21.53
B	51.20	53.67	35.28	17.53
C	51.20	53.67	35.28	17.53
D	62.90	49.28	41.81	21.53
Σ	228.20	205.91	154.19	78.12

Tabla 5.2.2 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Simétrico en dirección Y

	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDY			
Marco Eje	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
1	50.71	39.65	34.84	14.15
2	42.00	42.00	28.12	16.78
3	42.01	42.02	28.14	16.74
4	42.00	42.00	28.12	16.78
5	50.71	39.65	34.84	14.15
Σ	227.44	205.32	154.07	78.59

Tabla 5.2.3 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Asimétrico en Masas, en dirección X

	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDX			
Marco Eje	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
A	74.21	58.71	48.44	23.19
B	48.19	51.39	33.96	18.60
C	43.55	45.83	30.55	16.37
D	47.96	37.64	32.27	15.81
Σ	213.92	193.58	145.23	73.97

Tabla 5.2.4 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Asimétrico en Masas, en dirección Y

	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDY			
Marco Eje	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
1	31.04	23.86	21.39	9.05
2	29.80	29.55	20.34	11.45
3	34.84	35.43	24.06	13.35
4	49.03	48.74	33.04	18.96
5	67.24	54.65	45.26	20.86
Σ	211.95	192.24	144.09	73.67

Tabla 5.2.5 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Asimétrico en Rigidez, en dirección X

	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDX			
Marco Eje	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
A	122.71	109.52	79.20	36.87
B	4.41	5.93	3.69	38.54
C	11.18	12.15	8.61	5.41
D	26.31	18.42	15.55	12.00
Σ	164.61	146.02	107.05	92.82

Tabla 5.2.6 Distribución de fuerza cortante para el Modelo Asimétrico en Rigidez, en dirección Y

Marco Eje	Distribución de Fuerza Cortante (t) - SDY			
	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
1	46.14	39.63	29.12	14.91
2	27.84	27.97	19.66	9.58
3	15.00	13.81	11.06	4.08
4	5.24	7.34	4.46	2.18
5	80.85	70.66	51.91	24.84
Σ	175.07	159.42	116.20	55.59

Para determinar la excentricidad natural o estática (e_s), primero se deben calcular las coordenadas del centro de torsión. En el entrepiso, se divide el momento de torsión del entrepiso entre la fuerza cortante total del entrepiso; en el nivel, se divide el momento de torsión del nivel (diferencia del momento de torsión de entrepisos consecutivos) entre la fuerza sísmica aplicada en el nivel.

Conocida la excentricidad estática de la estructura, se debe adicionar el efecto de una excentricidad accidental que varía linealmente en la altura de la estructura. Al considerar el efecto de torsión tal y como lo marcan las NTCDS-2017, se debe amplificar o deamplificar el momento de torsión, ecuaciones 4.1.1 y 4.1.2. En la Tablas 5.2.7 a 5.2.9 se presentan los resultados obtenidos para los momentos de diseño.

Tabla 5.2.7 Momentos de diseño para el Modelo Simétrico

Nivel	Modelo Simétrico - SDX		Modelo Simétrico - SDY	
	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)
1	22.29	185.42	22.12	279.8
2	51.71	561.4	51.25	847.16
3	76.08	904.6	75.48	1367.06
4	78.12	984.29	78.59	1508.92

Tabla 5.2.8 Momentos de diseño para el Modelo Asimétrico en Masas

Nivel	Asimétrico Masas - SDX		Asimétrico Masas - SDY	
	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)
1	20.34	205.69	19.71	295.44
2	48.35	647.28	48.15	946.12
3	71.26	1023.37	70.42	1495.94
4	73.97	1122.29	73.67	1643.57

Tabla 5.2.9 Coordenadas del Centro de Torsión para el Modelo Asimétrico en Rigidez

Nivel	Asimétrico Rigidez - SDX		Asimétrico Rigidez - SDY	
	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)	Fuerza Sísmica (t)	Momento de diseño (t*m)
1	18.59	274.44	15.65	331.02
2	38.97	602.57	43.22	977.39
3	56.47	938.8	60.61	1462.41
4	50.58	877.59	55.59	1414.6

Para las combinaciones de diseño, basta con considerar la excentricidad accidental únicamente en la dirección que produzca el efecto más desfavorable; sin embargo, es común en la práctica profesional realizar las combinaciones de diseño considerando la excentricidad accidental en cada una de las direcciones de análisis.

Una vez definidas las combinaciones de diseño, se realiza un segundo análisis sin restringir el grado de libertad rotacional sobre el eje z, lo cual permite la rotación de los niveles en el modelo estructural. Con los resultados del análisis se procede a revisar las distorsiones de entrepiso y obtener los elementos mecánicos de diseño. En las tablas 5.2.10 a 5.2.12 se muestran las secciones finales obtenidas para las columnas.

Para las vigas, no fue necesario variar su rigidez, por lo que la secciones permanecieron constantes, solo varió la cuantía del acero de refuerzo longitudinal. Las vigas principales resultaron de 60X25 y las vigas secundarias de 50X20. Al ser una estructura de poca altura, los muros diafragma no fueron muy demandados por flexión; resultaron con un espesor de 16 cm, que es el mínimo estipulado en las NTCEC-2017.

Tabla 5.2.10 Sección de Columnas para el Modelo Simétrico, dimensiones en cm

ENTREPISO 1					
EJE	1	2	3	4	5
A	45X45	50X50	50X50	50X50	45X45
B	50X50	45X45	45X45	45X45	50X50
C	50X50	45X45	45X45	45X45	50X50
D	45X45	50X50	50X50	50X50	45X45

ENTREPISO 2					
EJE	1	2	3	4	5
A	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
B	45X45	45X45	45X45	45X45	45X45
C	45X45	45X45	45X45	45X45	45X45
D	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40

ENTREPISO 3					
EJE	1	2	3	4	5
A	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
B	45X45	40X40	40X40	40X40	45X45
C	45X45	40X40	40X40	40X40	45X45
D	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40

ENTREPISO 4					
EJE	1	2	3	4	5
A	35X35	40X40	40X40	40X40	35X35
B	35X35	35X35	35X35	35X35	35X35
C	35X35	35X35	35X35	35X35	35X35
D	35X35	40X40	40X40	40X40	35X35

Tabla 5.2.11 Sección de Columnas para el Modelo Asimétrico en Masas, dimensiones en cm

ENTREPISO 1					
EJE	1	2	3	4	5
A	55X55	55X55	55X55	55X55	55X55
B	50X50	45X45	45X45	50X50	55X55
C	50X50	45X45	45X45	50X50	55X55
D	50X50	50X50	50X50	55X55	55X55

ENTREPISO 2					
EJE	1	2	3	4	5
A	50X50	50X50	50X50	50X50	50X50
B	45X45	45X45	45X45	50X50	50X50
C	45X45	45X45	45X45	50X50	55X55
D	45X45	45X45	45X45	50X50	50X50

ENTREPISO 3					
EJE	1	2	3	4	5
A	50X50	50X50	50X50	50X50	50X50
B	45X45	40X40	40X40	45X45	50X50
C	45X45	40X40	40X40	45X45	50X50
D	50X50	50X50	50X50	45X45	45X45

ENTREPISO 4					
EJE	1	2	3	4	5
A	40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
B	35X35	35X35	35X35	40X40	40X40
C	35X35	35X35	35X35	40X40	40X40
D	35X35	40X40	40X40	40X40	40X40

Tabla 5.2.12 Sección de Columnas para el Modelo Asimétrico en Rigidez, dimensiones en cm

ENTREPISO 1						ENTREPISO 2					
EJE	1	2	3	4	5	EJE	1	2	3	4	5
A	35X35	30X30	30X30	30X30	30X30	A	35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
B	50X50	45X45	40X40	40X40	30X30	B	50X50	45X45	40X40	40X40	30X30
C	55X55	50X50	45X45	40X40	30X30	C	50X50	50X50	40X40	40X40	30X30
D	60X60	60X60	55X55	45X45	30X30	D	45X45	50X50	45X45	45X45	30X30

ENTREPISO 3						ENTREPISO 4					
EJE	1	2	3	4	5	EJE	1	2	3	4	5
A	35X35	30X30	30X30	30X30	30X30	A	35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
B	45X45	40X40	35X35	35X35	30X30	B	40X40	35X35	30X30	30X30	30X30
C	45X45	45X45	40X40	35X35	30X30	C	40X40	40X40	30X30	30X30	30X30
D	45X45	50X50	45X45	40X40	30X30	D	40X40	45X45	40X40	40X40	30X30

5.3 Propiedades dinámicas de los modelos

En la tabla 5.3.1 se muestran los modos de vibrar necesarios para cumplir con el porcentaje de participación de masa que se establece en las NTCDS-17.

Tabla 5.3.1 Períodos de vibrar y porcentajes de participación de masa

Modelo	T1 (s)	Dominancia del modo	T2 (s)	Dominancia del modo	T3 (s)	Dominancia del modo	T4 (s)	Dominancia del modo	% participación de masas	
									UX	UY
Simétrico	1.09	traslación	1.05	traslación	0.87	rotación	0.37	traslación	-	-
Asimétrico en Masas	1.14	traslación y rotación	0.99	traslación y rotación	0.81	traslación y rotación	0.37	traslación y rotación	-	-
Asimétrico en Rigideces	0.8	rotación	0.27	rotación	0.17	rotación	0.16	traslación y rotación	-	-
Modelo	T5 (s)	Dominancia del modo	T6 (s)	Dominancia del modo	T7 (s)	Dominancia del modo	T8 (s)	Dominancia del modo	% participación de masas	
									UX	UY
Simétrico	0.36	traslación	-	-	-	-	-	-	91.69	91.15
Asimétrico en Masas	0.34	traslación y rotación	0.29	rotación	-	-	-	-	91.89	91.98
Asimétrico en Rigideces	0.13	rotación	0.088	rotación	0.081	vertical	0.077	vertical	-	-
Modelo	T9 (s)	Dominancia del modo	T10 (s)	Dominancia del modo	T11 (s)	Dominancia del modo	T12 (s)	Dominancia del modo	% participación de masas	
									UX	UY
Simétrico	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Asimétrico en Masas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Asimétrico en Rigideces	0.074	vertical	0.073	vertical	0.07	vertical	0.069	vertical	90.01	92.24

6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El diseño de los elementos estructurales se hizo conforme se especifica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCEC-2017), descritas, de manera general, en el capítulo 2. La metodología planteada en las normas acepta el posible daño de la estructura al ser sometida a sismos de gran intensidad, pero sin llegar al colapso.

Dado que el análisis se hizo para una estructura de ductilidad media-baja, el detallado del acero de refuerzo permite que la sección del elemento sea capaz de disipar cierto porcentaje de energía mediante la formación de articulaciones plásticas.

En el diseño estructural presentado en este trabajo escrito, se utilizaron criterios seguidos por algunos despachos dedicados al diseño en la práctica profesional, por ejemplo, tener uniformidad en los armados considerando los elementos mecánicos más desfavorables; realizar el acomodo del acero de refuerzo a manera de evitar que se congestione la sección; la separación de estribos considerando la distribución de fuerza cortante a una distancia igual a un cuarto del claro y para la zona central; etc.

El diseño de las columnas se hizo con los diagramas de interacción adimensionales para una dirección y posteriormente se revisó la interacción en ambas direcciones de análisis (sentido en “x” y “y”) con las recomendaciones contenidas en dichas normas (Fórmula de Bressler). Se obtuvieron porcentajes de acero de entre el 3 y 5 por ciento, los cuales fueron aceptables. El manejar cuantías de acero óptimas es un método muy laborioso, además de que las secciones de concreto pueden resultar muy discrepantes entre sí, lo cual no es práctico. Por tal motivo, las secciones manejadas y las cuantías de acero aquí presentadas se consideran como buena aproximación a un diseño racional.

Para las trabes principales y secundarias se eligió la más desfavorable para cada uno de los niveles dependiendo de la dirección de análisis. Se presenta el acero de refuerzo obtenido en los extremos de las vigas, que es la zona en la que se busca que se formen las articulaciones plásticas.

Debido a la distribución en planta de los muros diafragma, se concentra más del 35 por ciento de la fuerza sísmica del entrepiso en los muros, por lo que las fuerzas de diseño, obtenidas con las combinaciones, se incrementaron un 25 por ciento, tal como lo marca la norma.

En todos los casos se revisó que la demanda de cortante no excediera los límites permitidos.

6.1 Diseño de elementos para el Modelo Simétrico

Los armados obtenidos para el modelo simétrico se presentan en las tablas siguientes.

Tabla 6.1.1 Armado de vigas para modelo simétrico

		N - 1		N - 2		N - 3		AZ	
		As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom
TP - LONG		2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+2#6	2#5+1#6	2#6	2#6
	extremos	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
	zona central	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
TS - LONG		2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4
	extremos	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
	zona central	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
TP - TRANS		4#8+4#6	2#8+3#8	2#8+4#8	2#8+3#8	4#8+2#6	2#8+3#8	2#6+5#8	2#6+4#6
	extremos	E#3@15		E#3@15		E#3@15		E#3@15	
	zona central	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	

Tabla 6.1.2 Armado de columnas para modelo simétrico

ENTREPISO 1						
EJE		1	2	3	4	5
A		16#8	20#8	20#8	20#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
B		20#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	20#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
C		20#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	20#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
D		16#8	20#8	20#8	20#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20

Tabla 6.1.3 Armado de columnas para modelo simétrico

ENTREPISO 2						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#8+8#6	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#8+8#6
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15
B		16#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
C		16#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
D		8#8+8#6	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#8+8#6
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15

Tabla 6.1.4 Armado de columnas para modelo simétrico

ENTREPISO 3						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#8+8#4	8#6+8#6	8#6+8#6	8#6+8#6	8#8+8#4
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15
B		16#6	8#8+12#6	8#8+12#6	8#8+12#6	16#6
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @20
C		16#6	8#8+12#6	8#8+12#6	8#8+12#6	16#6
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @20
D		8#8+8#4	8#6+8#6	8#6+8#6	8#6+8#6	8#8+8#4
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15

Tabla 6.1.5 Armado de columnas para modelo simétrico

ENTREPISO 4						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#6+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#6+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#3 @15
B		8#6+8#4	8#6+8#5	8#6+8#5	8#6+8#5	8#6+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15
C		8#6+8#4	8#6+8#5	8#6+8#5	8#6+8#5	8#6+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15
D		8#6+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#6+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#3 @15

6.2 Diseño de elementos para el Modelo Asimétrico en Masas

Los armados obtenidos para el modelo asimétrico en masas se presentan en las tablas siguientes, en las cuales se resalta la variación del armado debido al incremento en la demanda por el efecto de torsión.

Tabla 6.2.1 Armado de vigas para modelo asimétrico en masas

		N - 1		N - 2		N - 3		AZ	
		As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom
TP - LONG		2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+2#5	2#5+1#5	2#5	2#5
	extremos	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
	zona central	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
TS - LONG		2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4
	extremos	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
	zona central	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
TP - TRANS		4#8+4#6	2#8+3#8	2#8+4#8	2#8+3#8	4#8+2#6	2#8+3#8	3#6+2#8	2#6+4#6
	extremos	E#3@15		E#3@15		E#3@15		E#3@15	
	zona central	E#3@15		E#3@15		E#3@15		E#3@15	

Tabla 6.2.2 Armado de columnas para modelo asimétrico en masas

ENTREPISO 1						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#8+12#10	8#8+12#10	8#8+12#10	8#8+12#10	8#8+12#10
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
B		20#8	20#8	20#8	8#10+12#8	8#8+12#10
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
C		20#8	20#8	20#8	8#10+12#8	8#8+12#10
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
D		16#8	20#8	20#8	16#10	16#10
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20

Tabla 6.2.3 Armado de columnas para modelo asimétrico en masas

ENTREPISO 2						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#8+8#6	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#8+8#6
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15
B		16#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
C		16#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	16#8
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20
D		8#8+8#6	8#10+12#8	8#10+12#8	8#10+12#8	8#8+8#6
	extremos	2 E#4 @7	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7
	zona central	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15

Tabla 6.2.4 Armado de columnas para modelo asimétrico en masas

ENTREPISO 3						
EJE		1	2	3	4	5
A		16#5	8#8+8#6	16#6	8#8+8#6	16#5
	extremos	2 E#3 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @10
	zona central	2 E#3 @20	2 E#4 @20	2 E#3 @20	2 E#4 @20	2 E#3 @20
B		8#6+8#4	16#8	8#8+8#6	8#8+8#6	16#6
	extremos	2 E#3 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @10
	zona central	2 E#3 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#3 @20
C		8#6+8#4	16#8	8#8+8#6	8#8+8#6	16#6
	extremos	2 E#3 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @10
	zona central	2 E#3 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @20	2 E#3 @20
D		16#5	8#8+8#6	8#8+8#6	16#6	8#6+8#4
	extremos	2 E#3 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @10	2 E#3 @10
	zona central	2 E#3 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#3 @20	2 E#3 @20

Tabla 6.2.5 Armado de columnas para modelo asimétrico en masas

ENTREPISO 4						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#5+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#5+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15
B		8#5+8#4	8#6+8#5	8#6+8#4	8#6+8#5	8#6+8#5
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15
C		8#5+8#4	8#6+8#5	8#6+8#4	8#6+8#5	8#6+8#5
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15
D		8#5+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#6+8#5	8#5+8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#4 @7	2 E#4 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7
	zona central	2 E#3 @15	2 E#4 @15	2 E#4 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15

6.3 Diseño de elementos para el Modelo Asimétrico en Rigidez

Los armados obtenidos para el modelo asimétrico en rigidez se presentan en las tablas siguientes, en las cuales se resalta la variación del armado debido al incremento en la demanda por el efecto de torsión.

Tabla 6.3.1 Armado de vigas para modelo asimétrico en rigidez

		N - 1		N - 2		N - 3		AZ	
		As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom	As Top	As Bottom
TP - LONG		2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+3#6	2#5+3#5	2#5+2#5	2#5+1#5	2#5	2#5
	extremos	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
	zona central	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	
TS - LONG		2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4	2#4
	extremos	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
	zona central	E#3@20		E#3@20		E#3@20		E#3@20	
TP - TRANS		4#8+4#6	2#8+3#8	2#8+4#8	2#8+3#8	4#8+2#6	2#8+3#8	3#6+2#8	2#6+4#6
	extremos	E#3@15		E#3@15		E#3@15		E#3@15	
	zona central	E#3@25		E#3@25		E#3@25		E#3@25	

Tabla 6.3.2 Armado de muros para modelo asimétrico en rigidez.

Acero requerido en ambos lechos y ambos sentidos.

EJE	1	2	3	4	5
A	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15	#3 @ 15
B					#3 @ 15
C					#3 @ 15
D					#3 @ 15

Tabla 6.3.3 Armado de columnas para modelo asimétrico en rigidez

ENTREPISO 1						
EJE		1	2	3	4	5
A		16#6	16#4	8#4	8#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @6	1 E#3 @6	1 E#3 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @12	1 E#3 @12	1 E#3 @12	1 E#3 @12
B		16#10	20#8	16#8	16#8	8#4
	extremos	2 E#5 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#4 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#5 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	1 E#3 @12
C		24#10	16#10	20#8	20#8	8#4
	extremos	2 E#5 @10	2 E#5 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#5 @20	2 E#5 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	1 E#3 @12
D		28#10	24#10	16#10	8#8+8#6	16#4
	extremos	3 E#5 @12	2 E#5 @12	2 E#5 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @6
	zona central	3 E#5 @25	2 E#5 @25	2 E#5 @20	2 E#4 @20	2 E#3 @12

Tabla 6.3.4 Armado de columnas para modelo asimétrico en rigidez

ENTREPISO 2						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#8+8#6	16#6	8#5+8#4	16#4	8#4
	extremos	2 E#4 @7	2 E#3 @6	2 E#3 @6	2 E#3 @6	1 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @15	2 E#3 @12	2 E#3 @12	2 E#3 @12	1 E#3 @12
B		20#8	20#8	16#8	8#6+8#4	8#4
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#3 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#3 @15	1 E#3 @12
C		16#10	20#8	20#8	8#8+8#6	8#4
	extremos	1 E#5 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#4 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#5 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	1 E#3 @12
D		16#8	20#8	20#8	20#8	16#4
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#3 @12

Tabla 6.3.5 Armado de columnas para modelo asimétrico en rigidez

ENTREPISO 3						
EJE		1	2	3	4	5
A		16#6	8#5+8#4	16#4	16#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @6	2 E#3 @6	2 E#3 @6	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @12	2 E#3 @12	2 E#3 @12	1 E#3 @12
B		8#8+8#6	8#8+8#6	16#6	8#5+8#4	8#4
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#3 @7	2 E#3 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#3 @15	2 E#3 @15	1 E#3 @12
C		8#8+8#6	8#8+8#6	8#8+8#6	8#6+8#4	8#4
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#3 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#3 @15	1 E#3 @12
D		8#8+8#6	8#8+8#6	16#8	8#8+8#6	16#4
	extremos	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @10	2 E#4 @7	2 E#3 @6
	zona central	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @20	2 E#4 @15	2 E#3 @12

Tabla 6.3.6 Armado de columnas para modelo asimétrico en rigidez

ENTREPISO 4						
EJE		1	2	3	4	5
A		8#5+8#4	16#4	16#4	16#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @6	2 E#3 @6	2 E#3 @6	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @12	2 E#3 @12	2 E#3 @12	1 E#3 @12
B		8#6+8#4	8#5+8#4	8#4	8#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	1 E#3 @6	1 E#3 @6	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	1 E#3 @12	1 E#3 @12	1 E#3 @12
C		8#6+8#4	8#6+8#4	8#4	8#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @7	1 E#3 @6	1 E#3 @6	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @15	1 E#3 @12	1 E#3 @12	1 E#3 @12
D		8#6+8#4	8#6+8#4	8#8+8#4	8#8+8#4	8#4
	extremos	2 E#3 @7	2 E#3 @10	2 E#4 @7	2 E#4 @7	1 E#3 @6
	zona central	2 E#3 @15	2 E#3 @20	2 E#4 @15	2 E#4 @15	1 E#3 @12

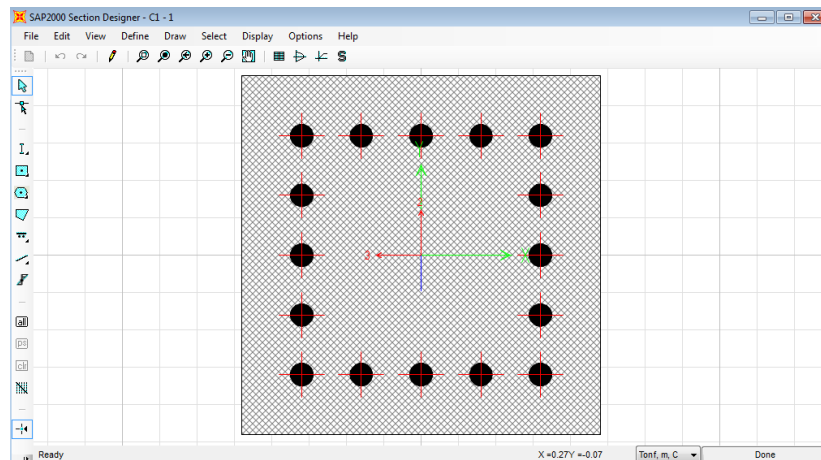
7. ANÁLISIS PUSHOVER

En un análisis estático no lineal tipo push-over, una estructura se somete a cargas laterales monótonamente crecientes, distribuidas con la altura que simulan las cargas sísmicas y empujan a la estructura hasta un nivel de desplazamiento preestablecido. Este método permite obtener con razonable exactitud la capacidad lateral de una estructura ante cargas sísmicas. Además, es posible estimar algunas características de la respuesta inelástica y observar la distribución de articulaciones plásticas en cualquier etapa del análisis.

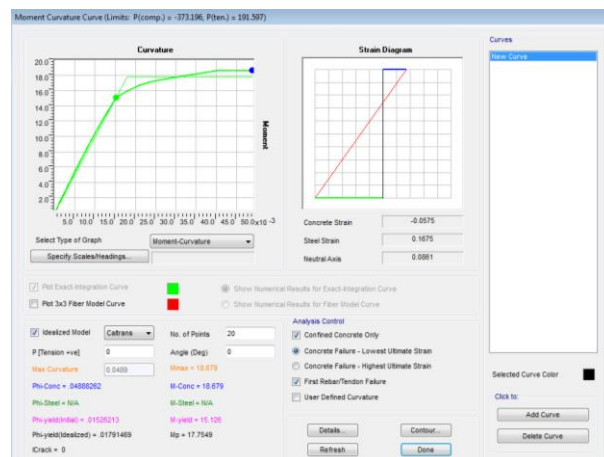
El procedimiento de pushover aquí presentado considera un modelo de plasticidad concentrada; se realizó con el software comercial SAP2000 V.20, en el cual se siguen las recomendaciones indicadas por la *American Society of Civil Engineer (ASCE)* y la *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*.

A continuación, se enlista la secuencia de pasos considerados para el pushover.

- Contar con el diseño estructural de los elementos principales a considerar en el análisis, para este caso en particular, el armado de acero a flexión para los elementos de concreto reforzado.
- Se utiliza la herramienta “*section designer*” del programa SAP2000 para cargar los diferentes tipos de secciones de los elementos.



Con la herramienta “*section designer*”, es posible obtener, de manera práctica, los diagramas de momento – curvatura. Para este caso en particular, se selecciona el diagrama idealizado de la curva bilineal y se toma el dato del momento a la primer fluencia, el cual nos servirá posteriormente para evaluar las demandas de ductilidad de los elementos.



- Se define un estado de carga gravitacional de tipo estático no lineal, el cual parte de las condiciones iniciales de equilibrio estático; considera únicamente la carga muerta y el peso propio de los elementos. En este estado de carga se considera toda la aplicación de la carga gravitacional, por lo que solo interesa el último paso de análisis.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Load Type	Load Name	Scale
Load Pattern	CM	1.
Load Pattern	CM	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters: Load Application [Full Load] [Modify/Show...]
 Results Saved [Final State Only] [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters [Default] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]
 Analysis Type: ☒ Linear
☒ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction
 Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements
 Mass Source: Previous

[OK] [Cancel]

- Se define un estado de carga de tipo estático no lineal que considere la aceleración en el sentido de análisis, en este caso en particular, en el sentido "X". Las condiciones iniciales para este tipo de carga es el estado en el que queda la estructura a partir de la carga gravitacional no lineal. La aplicación de la carga será monitoreada con un nudo de control (ubicado en el nivel de azotea) y se le pide al programa que guarde todos los casos de análisis antes de que se forme el mecanismo de colapso. Se utiliza un factor de escala negativo para que los diagramas que muestra el SAP2000 estén con signo positivo.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: AENL SX [Set Def Name] [Modify/Show...]

Initial Conditions: ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [CGNL]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

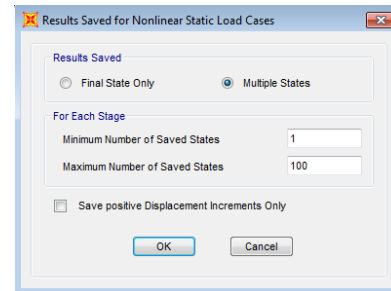
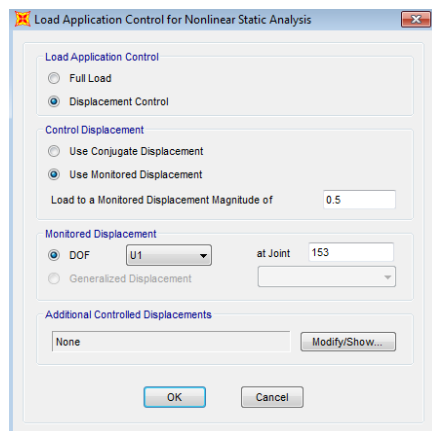
Load Type	Load Name	Scale
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

[Add] [Modify] [Delete]

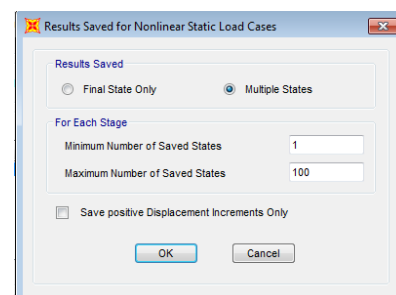
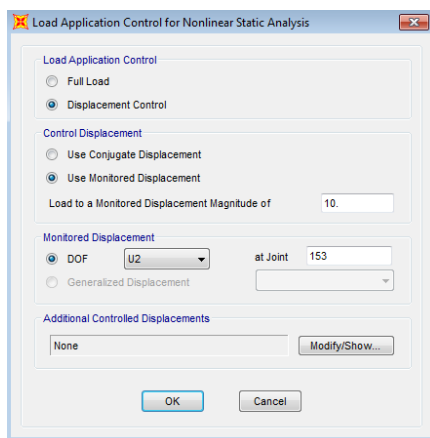
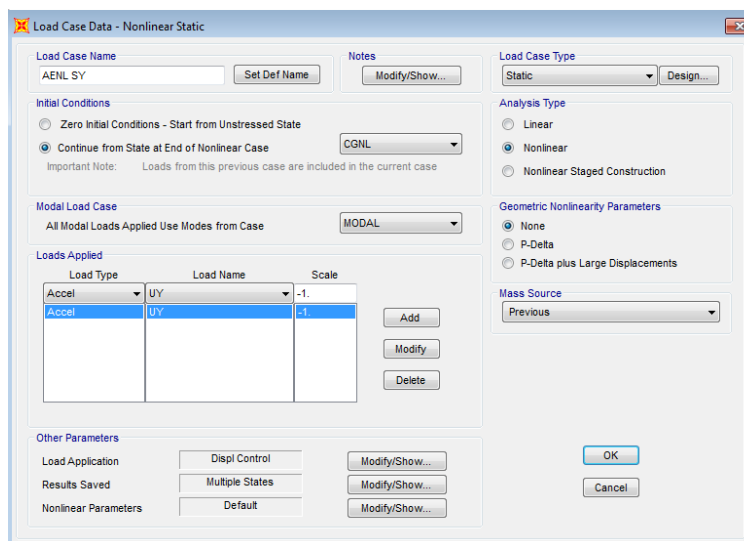
Other Parameters: Load Application [Displ Control] [Modify/Show...]
 Results Saved [Multiple States] [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters [Default] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]
 Analysis Type: ☐ Linear
☒ Nonlinear
☐ Nonlinear Staged Construction
 Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements
 Mass Source: Previous

[OK] [Cancel]

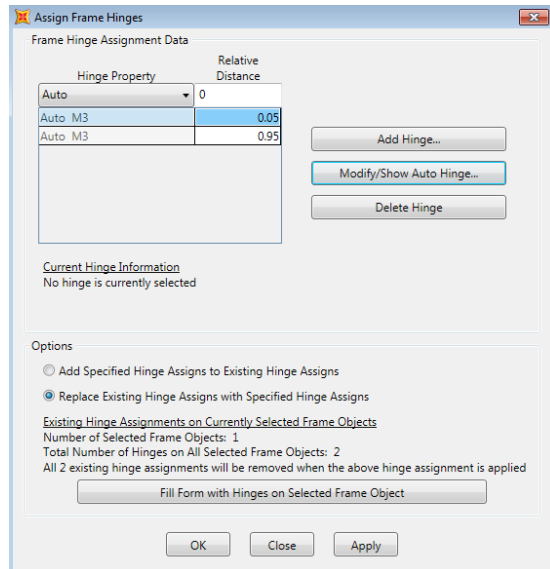


- Se realiza el mismo procedimiento que el anterior pero ahora para el sentido “Y”.



- Puesto que el vector de carga lateral se genera a partir de la componente de la aceleración, para considerar el efecto de la torsión sísmica, se mueve la posición del centro de masa a la posición del centro de rigidez, con lo cual ya no es necesario considerar el efecto de torsión en el vector de carga lateral. Al mover la ubicación del centro de masas se debe realizar el ajuste correspondiente a la masa rotacional del nivel.

- Se seleccionan todos los elementos viga y se selecciona la herramienta “Assign-Frame-Hinges”, considerando una distancia relativa de 0.05 y 0.95, la cual es la distancia a la que se localizan las articulaciones plásticas. Se le indica al programa que los elementos serán vigas de concreto que solo trabajarán a flexión. Al asignar las articulaciones plásticas, el programa asigna por default las curvas de momento rotación, considerando las tablas del ASCE 41-13.



Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto M3	0.05
Auto M3	0.95

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information
No hinge is currently selected

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns

☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects

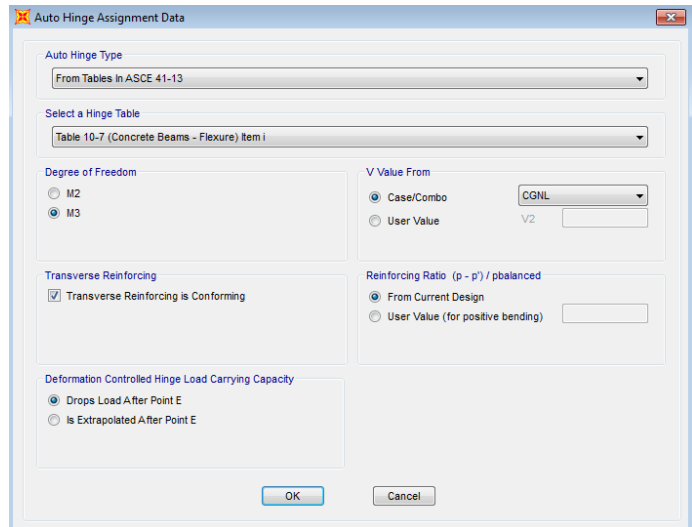
Number of Selected Frame Objects: 1

Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2

All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply



Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item I

Degree of Freedom
☐ M2
☒ M3

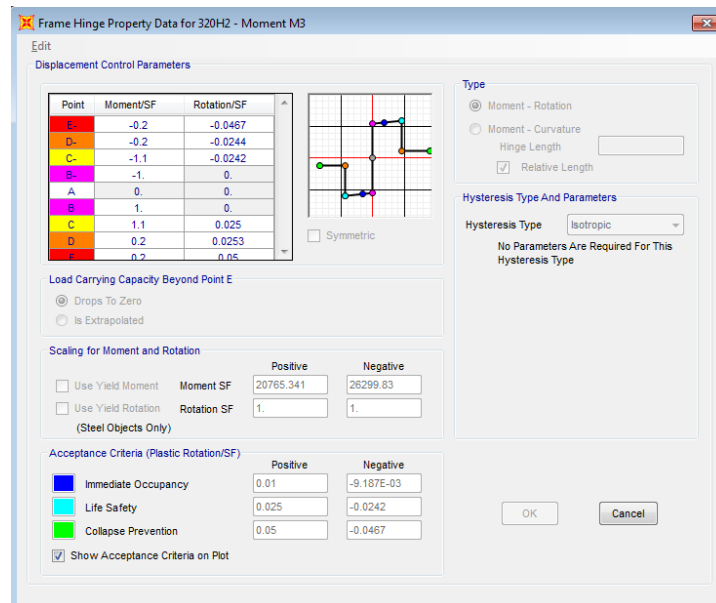
V Value From
☒ Case/Combo CGNL
☐ User Value V2

Transverse Reinforcing
☒ Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
☒ From Current Design
☐ User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

Buttons: OK, Cancel



Frame Hinge Property Data for 320H2 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.0467
D	-0.2	-0.0244
C	-1.1	-0.0242
B	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.0253
E	0.2	0.05

☐ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E
☒ Drops To Zero
☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment
Moment SF: Positive 20765.341, Negative 26299.83

☐ Use Yield Rotation
Rotation SF: Positive 1., Negative 1.
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-9.187E-03
Life Safety	0.025	-0.0242
Collapse Prevention	0.05	-0.0467

☒ Show Acceptance Criteria on Plot

Type
☒ Moment - Rotation
☐ Moment - Curvature
Hinge Length
☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters
Hysteresis Type: Isotropic
No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Buttons: OK, Cancel

- Se seleccionan todos los elementos columna y se selecciona la herramienta “Assign-Frame-Hinges”, considerando una distancia relativa de 0.05 y 0.95, la cual es la distancia a la que se localizan las articulaciones plásticas. Se le indica al programa que los elementos son columnas de concreto que trabajarán a fuerza axial y flexión en ambas direcciones. Al asignar las articulaciones plásticas, el programa asigna por default las curvas de momento rotación, considerando las tablas del ASCE 41-13.

Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	0
Auto P-M2-M3	0.95
Auto P-M2-M3	0.05

Add Hinge...

Modify/Show Auto Hinge...

Delete Hinge

Current Hinge Information
No hinge is currently selected

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns

☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
Number of Selected Frame Objects: 1
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2
All 2 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Close Apply

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables in ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
☐ M2 ☐ P-M2 ☐ Parametric P-M2-M3
☐ M3 ☐ P-M3
☐ M2-M3 ☒ P-M2-M3

Concrete Column Failure Condition
☐ Condition I - Flexure ☐ Condition IV - Development
☒ Condition II - Flexure/Shear
☐ Condition III - Shear

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
☒ Drops Load After Point E
☐ Is Extrapolated After Point E

P and V Values From
☒ Case/Combo AENL SX
☐ User Value
V2 V3

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w \cdot s)$
☒ From Current Design
☐ User Value

OK Cancel

Moment Rotation Data for 1H1 - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
Axial Force -62.5 Angle 0 Curve #17

Units
Tonf, mm, C

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.012
D	0.2	0.0121
E	0.2	0.0122

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)
☒ Immediate Occupancy 5.000E-03
☐ Life Safety 0.01
☐ Collapse Prevention 0.012
☒ Show Acceptance Points on Current Curve

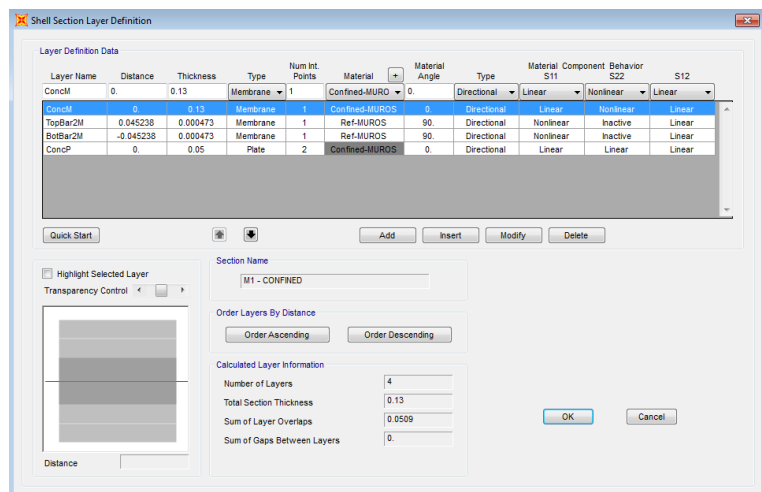
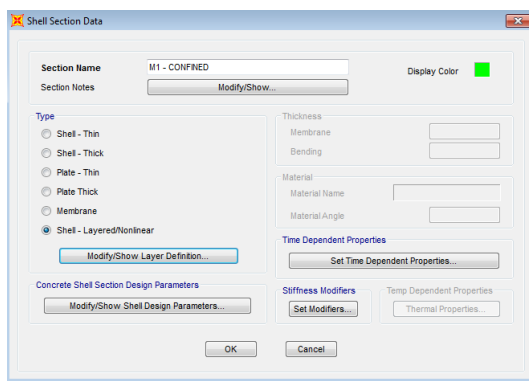
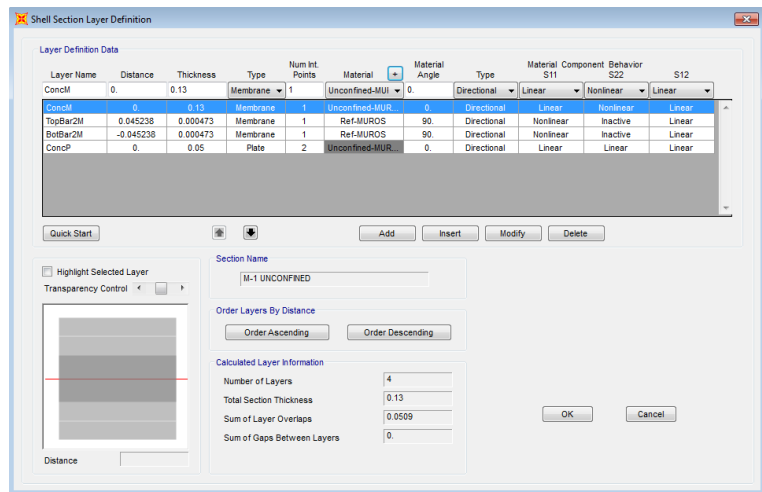
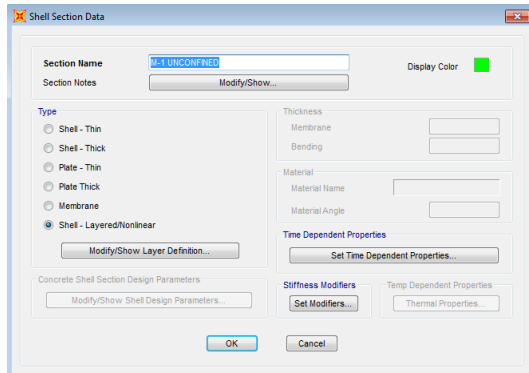
Moment Rotation Information
Symmetry Condition None
Number of Axial Force Values 2
Number of Angles 16
Total Number of Curves 32

3D View
Plan 315 Axial Force -62.5
Elevation 35
Aperture 0
☐ Hide Backbone Lines
☐ Show Acceptance Criteria
☐ Show Thickened Lines
☒ Highlight Current Curve

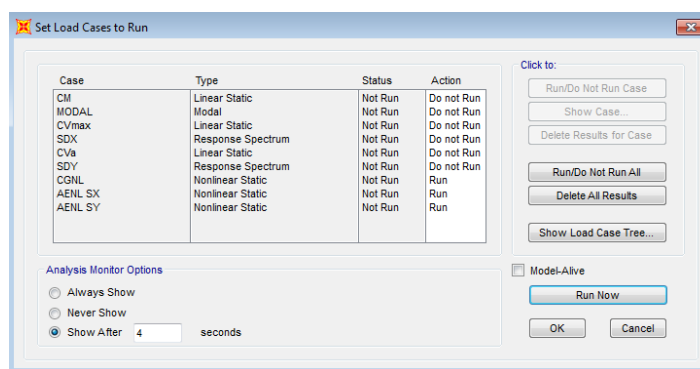
Angle is Moment About
0 degrees = About Positive M2 Axis
90 degrees = About Positive M3 Axis
180 degrees = About Negative M2 Axis
270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

- Para considerar los muros de concreto reforzado en el rango no lineal, se define un elemento de tipo "Shell" con propiedades no lineales. Al momento de modificar las propiedades no lineales se deben crear capas para considerar el concreto sin confinar (zona central del muro), el concreto confinado (zonas en los extremos del muro) y las barras del acero de refuerzo (acero longitudinal). La no linealidad se asigna únicamente a las barras de refuerzo.



- Una vez realizado lo anterior, se está en condiciones de correr el análisis no lineal.



En la Figura 7.1.1 se aprecia, de manera gráfica, la formación de articulaciones plásticas. Los pasos de análisis los determina el programa, conforme las recomendaciones indicadas por la *American Society of Civil Engineer (ASCE)* y la *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, tal y como se mencionó anteriormente. Del lado derecho de la figura, se puede observar la convención de colores que utiliza el programa para establecer los criterios de aceptación dependiendo de la rotación de la articulación, los cuales se enlistan a continuación:

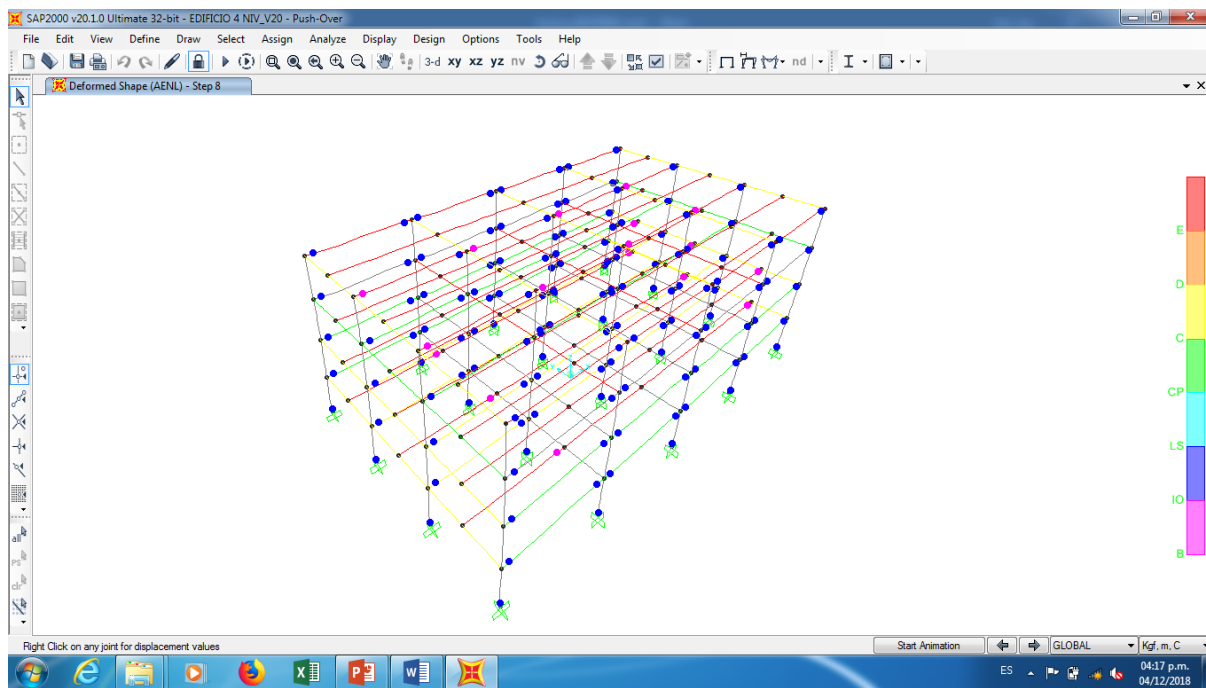


Figura 7.1.1 Análisis Push-over con software SAP2000.v.20

En la curva de capacidad se grafica el desplazamiento lateral contra la fuerza cortante en la base. Las curvas de capacidad obtenidas con el programa para cada uno de los modelos, en cada dirección de análisis, se muestran en las figuras 7.1.2 a 7.1.7.

a) Modelo Simétrico

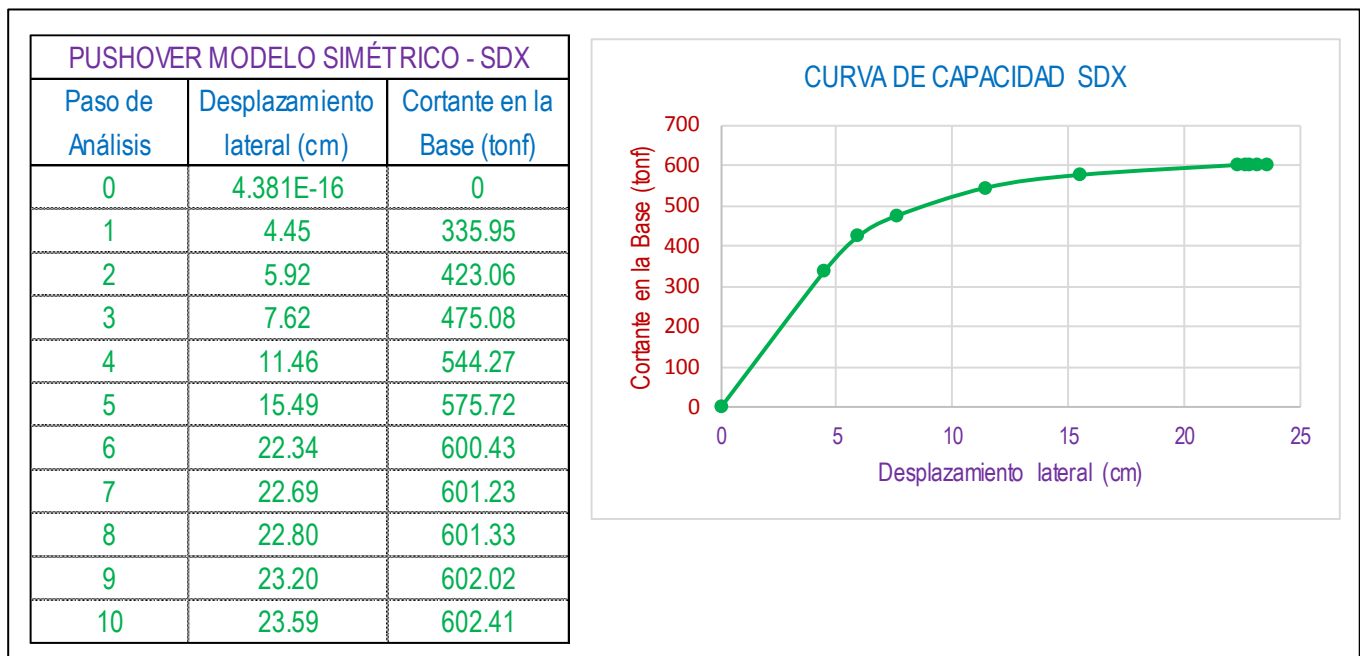


Figura 7.1.2 Trazo para Curva de Capacidad del Modelo Simétrico – SDX

PUSHOVER MODELO SIMÉTRICO - SDY

Paso de Análisis	Desplazamiento lateral (cm)	Cortante en la Base (tonf)
0	-5.305E-16	0
1	6.57	499.09
2	9.72	683.77
3	13.56	799.54
4	16.58	845.33
5	17.56	854.66
6	18.06	858.08
7	18.20	858.64
8	18.74	862.04
9	21.86	874.29
10	24.36	879.10
11	25.29	880.08
12	26.92	881.13
13	27.98	881.54
14	28.42	881.65

CURVA DE CAPACIDAD SDY

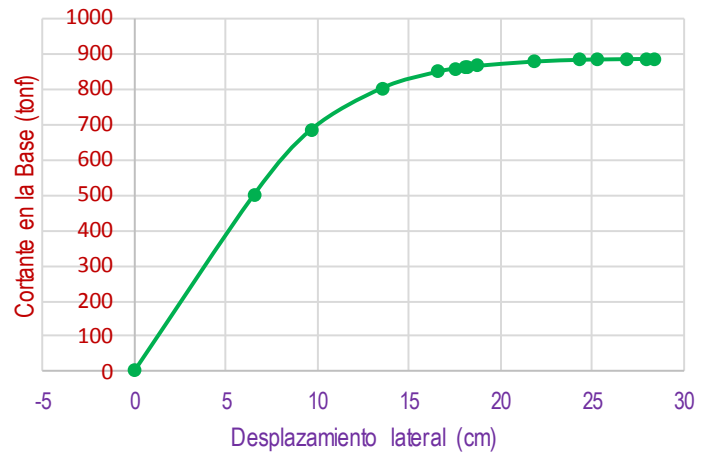


Figura 7.1.3 Trazo para Curva de Capacidad del Modelo Simétrico - SDY

b) Modelo Asimétrico en Masas

PUSHOVER ASIMÉTRICO EN MASAS - SDX

Paso de Análisis	Desplazamiento lateral (cm)	Cortante en la Base (tonf)
0	-0.0113	0
1	4.97	437.11
2	7.85	631.47
3	10.74	722.23
4	13.89	766.86
5	21.55	816.14
6	24.11	826.42
7	28.21	832.91
8	28.62	833.16

CURVA DE CAPACIDAD SDX

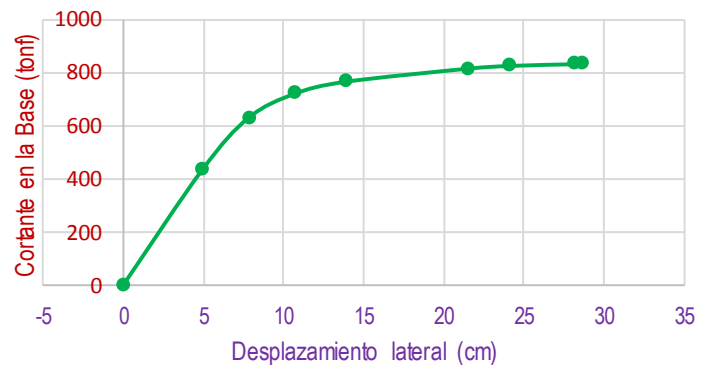


Figura 7.1.4 Tabla de valores y Gráfica para Curva de Capacidad del Modelo Asimétrico en Masas - SDX

PUSHOVER ASIMÉTRICO EN MASAS - SDY

Paso de Análisis	Desplazamiento lateral (cm)	Cortante en la Base (tonf)
0	-0.02	0.00
1	6.05	527.61
2	9.57	752.88
3	13.60	866.47
4	16.77	915.30
5	19.83	935.87
6	22.26	944.05
7	23.53	946.05
8	24.01	946.40
9	24.44	946.62
10	24.81	946.69
11	25.27	946.70

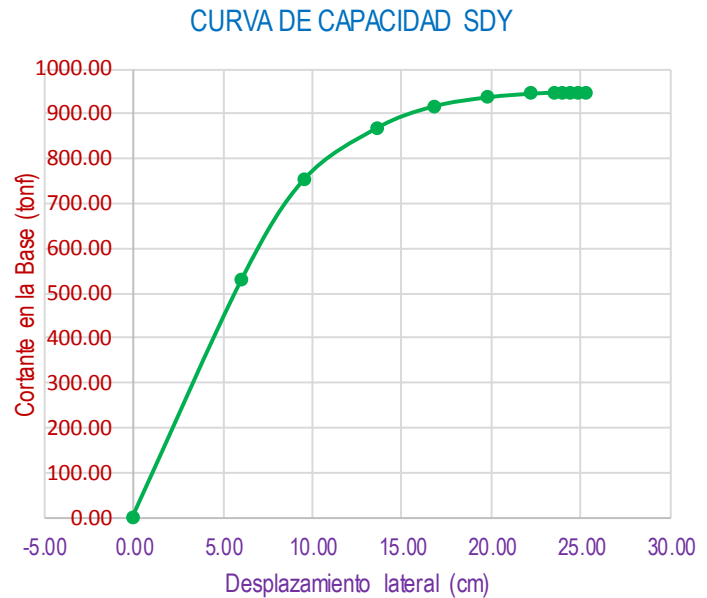


Figura 7.1.5 Trazo para Curva de Capacidad del Modelo Asimétrico en Masas – SDY

c) Modelo Asimétrico en Rigidez

PUSHOVER ASIMÉTRICO EN RIGIDEZ - SDX

Paso de Análisis	Desplazamiento lateral (cm)	Cortante en la Base (tonf)
0	0.0418	0
1	1.76	1249.62
2	3.62	2398.73
3	5.00	2816.65
4	7.11	3120.30
5	7.43	3149.07
6	7.93	3183.66
7	7.93	3183.66
8	7.93	3183.66
9	7.93	3183.66
10	8.03	3186.39
11	8.67	3215.28
12	8.71	3215.05
13	9.03	3224.25

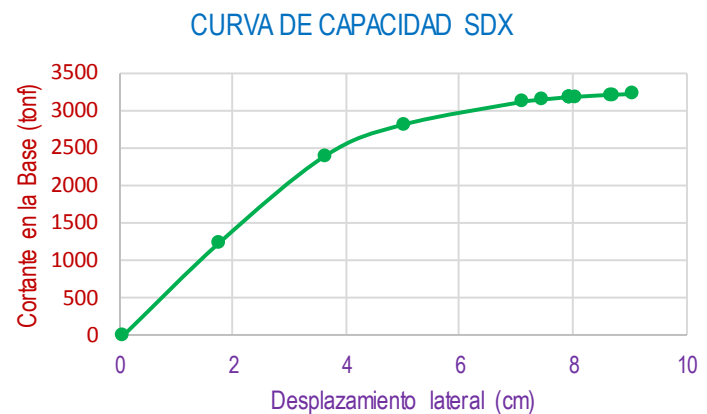


Figura 7.1.6 Trazo para Curva de Capacidad del Modelo Asimétrico en Rigidez – SDX

PUSHOVER ASIMÉTRICO EN RIGIDEZ - SDY		
Paso de Análisis	Desplazamiento lateral (cm)	Cortante en la Base (tonf)
0	-0.08	0.00
1	2.64	839.33
2	5.33	1492.43
3	7.49	1712.25
4	10.57	1865.30
5	12.67	1916.22
6	14.53	1936.33
7	14.96	1938.71
8	15.66	1939.86
9	15.82	1939.89

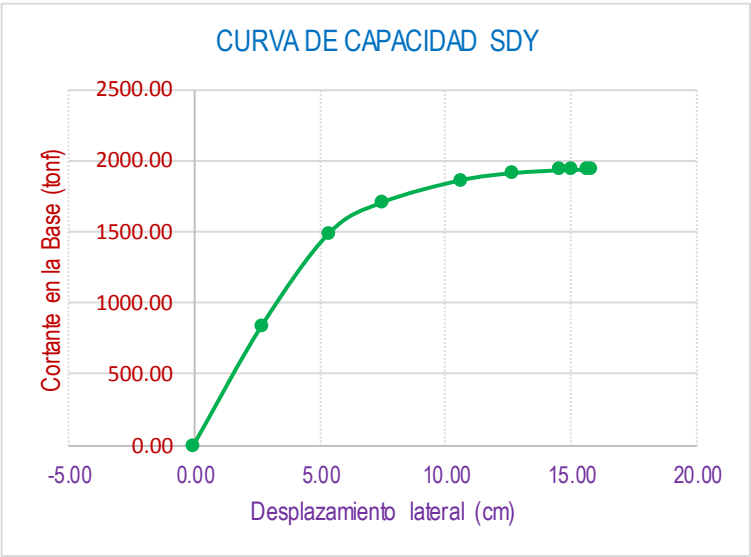


Figura 7.1.7 Trazo para Curva de Capacidad del Modelo Asimétrico en Rigidez - SDX

8. PRINCIPALES RESULTADOS

Del análisis y diseño presentado conforme a las disposiciones reglamentarias, actualmente vigentes en la Ciudad de México, se obtuvieron elementos estructurales de diferente rigidez y resistencia, conforme se hizo variar el nivel de asimetría en masa y en rigidez.

A continuación, se muestra de manera esquemática, la variación en planta de la sección transversal de los elementos resultantes para cada tipo de modelo estudiado. Se observa el incremento de rigidez en los elementos estructurales de los marcos ubicados en la zona flexible, así como también la disminución de rigidez de los elementos cuando se agregan muros de cortante.

Tabla 8.1 Variación de la sección transversal en columnas del primer entrepiso, dimensiones en cm

MODELO	EJE	ENTREPISO 1				
		1	2	3	4	5
Simétrico	A	45X45	50X50	50X50	50X50	45X45
Asim - Masas		55X55	55X55	55X55	55X55	55X55
Asim - Rigidez		35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
Simétrico	B	50X50	45X45	45X45	45X45	50X50
Asim - Masas		50X50	45X45	45X45	50X50	55X55
Asim - Rigidez		50X50	45X45	40X40	40X40	30X30
Simétrico	C	50X50	45X45	45X45	45X45	50X50
Asim - Masas		50X50	45X45	45X45	50X50	55X55
Asim - Rigidez		55X55	50X50	45X45	40X40	30X30
Simétrico	D	45X45	50X50	50X50	50X50	45X45
Asim - Masas		50X50	50X50	50X50	55X55	55X55
Asim - Rigidez		60X60	60X60	55X55	45X45	30X30

Tabla 8.2 Variación de la sección transversal en columnas del segundo entrepiso, dimensiones en cm

MODELO	EJE	ENTREPISO 2				
		1	2	3	4	5
Simétrico	A	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
Asim - Masas		50X50	50X50	50X50	50X50	50X50
Asim - Rigidez		35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
Simétrico	B	45X45	45X45	45X45	45X45	45X45
Asim - Masas		45X45	45X45	45X45	50X50	50X50
Asim - Rigidez		50X50	45X45	40X40	40X40	30X30
Simétrico	C	45X45	45X45	45X45	45X45	45X45
Asim - Masas		45X45	45X45	45X45	50X50	55X55
Asim - Rigidez		50X50	50X50	40X40	40X40	30X30
Simétrico	D	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
Asim - Masas		45X45	45X45	45X45	50X50	50X50
Asim - Rigidez		45X45	50X50	45X45	45X45	30X30

Tabla 8.3 Variación de la sección transversal en columnas del tercer entrepiso, dimensiones en cm

MODELO	EJE	ENTREPISO 3				
		1	2	3	4	5
Simétrico	A	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
Asim - Masas		50X50	50X50	50X50	50X50	50X50
Asim - Rigidez		35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
Simétrico	B	45X45	40X40	40X40	40X40	45X45
Asim - Masas		45X45	40X40	40X40	45X45	50X50
Asim - Rigidez		45X45	40X40	35X35	35X35	30X30
Simétrico	C	45X45	40X40	40X40	40X40	45X45
Asim - Masas		45X45	40X40	40X40	45X45	50X50
Asim - Rigidez		45X45	45X45	40X40	35X35	30X30
Simétrico	D	40X40	45X45	45X45	45X45	40X40
Asim - Masas		50X50	50X50	50X50	45X45	45X45
Asim - Rigidez		45X45	50X50	45X45	40X40	30X30

Tabla 8.4 Variación de la sección transversal en columnas del cuarto entrepiso, dimensiones en cm

MODELO	EJE	ENTREPISO 4				
		1	2	3	4	5
Simétrico	A	35X35	40X40	40X40	40X40	35X35
Asim - Masas		40X40	40X40	40X40	40X40	40X40
Asim - Rigidez		35X35	30X30	30X30	30X30	30X30
Simétrico	B	35X35	35X35	35X35	35X35	35X35
Asim - Masas		35X35	35X35	35X35	40X40	40X40
Asim - Rigidez		40X40	35X35	30X30	30X30	30X30
Simétrico	C	35X35	35X35	35X35	35X35	35X35
Asim - Masas		35X35	35X35	35X35	40X40	40X40
Asim - Rigidez		40X40	40X40	30X30	30X30	30X30
Simétrico	D	35X35	40X40	40X40	40X40	35X35
Asim - Masas		35X35	40X40	40X40	40X40	40X40
Asim - Rigidez		40X40	45X45	40X40	40X40	30X30

Aunque algunos elementos conservaron la misma sección transversal, fue necesario incrementar y/o disminuir la resistencia, dependiendo de la fuerza sísmica de diseño.

Del análisis estático no lineal, realizado con el programa SAP2000.v.20, se obtuvieron las curvas de capacidad para cada dirección de análisis, las cuales se muestran, de manera conjunta, en la figura 8.1.

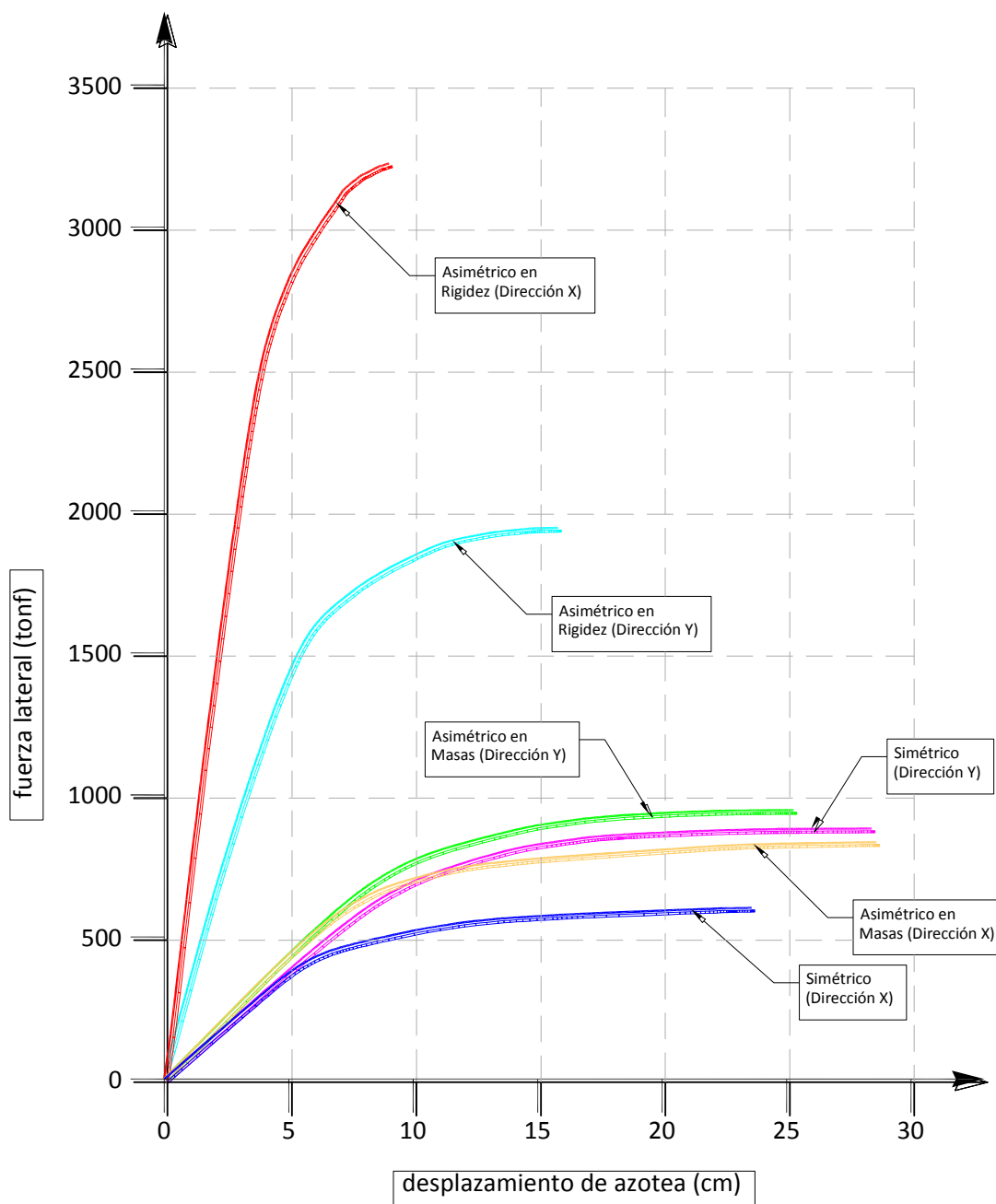


Figura 8.1 Comparación de las Curvas de Capacidad para los modelos estudiados

En las figuras 8.2 a 8.7 se muestran las demandas de ductilidad para los marcos más demandados en las direcciones "X" y "Y", considerando el paso de análisis en el que se obtuvo la mayor resistencia global, ante carga lateral. El signo negativo significa que el giro de la articulación fue en sentido contrario.

1	2	3	4	5
0.00	-0.02	0.00	-0.04	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	-0.68	0.80	-0.71	0.81
-0.15	-0.28	0.00	-0.41	0.65
0.00	0.00	0.00	-1.45	0.00
-0.22	-0.31	-0.17	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.64	-1.44	1.67	2.00	-1.47
-1.05	-1.07	-0.72	-0.46	-0.18
0.14	0.11	0.02	0.00	-0.17
3.40	-3.17	3.36	3.52	-6.04
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.85	1.82	1.58	1.19	0.55

Figura 8.2 Demandas de ductilidad en el Marco Eje D - Modelo Simétrico – SDX

D	C	B	A
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	-0.28	-0.23	-0.15
0.00	0.11	0.07	0.00
-0.99	-2.44	-2.41	-1.13
0.00	0.82	1.26	0.00
2.75	1.13	0.64	-3.78
-0.32	-1.47	-1.90	-0.22
0.00	0.00	0.00	0.00
4.58	4.34	4.33	-5.78
0.00	0.00	0.00	0.00
3.23	3.78	3.79	3.14

Figura 8.3 Demandas de ductilidad en el Marco Eje 5 - Modelo Simétrico - SDY

1	2	3	4	5
2.30	-1.41	1.52	-1.80	1.91
-1.59	1.72	-2.15		
-0.05	-0.11	-0.02	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.32	-3.15	3.40	-2.70	2.97
-3.25	3.54	-3.07		
-1.03	-0.60	-1.11	-0.49	-1.01
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.83	-4.89	4.69	-4.86	4.67
-4.89	4.70	-5.10		
-0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5.02	-5.00	4.79	-5.00	4.79
-5.01	4.82	-5.25		
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.28	2.28	2.32	2.27	2.23

Figura 8.4 Demandas de ductilidad en el Marco Eje A - Modelo Asimétrico en Masas – SDX

D	C	B	A
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
-0.19	-0.47	-0.38	-0.60
0.00	0.16	0.12	0.02
0.00	0.00	0.00	-0.12
-2.95	-3.87	-3.81	-3.73
0.00	0.00	0.00	0.00
4.39	-5.06	4.14	-5.06
-5.06	4.19	-5.38	
-0.11	-0.03	-0.01	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
4.93	-5.69	4.69	-5.67
-5.67	4.69	-6.00	
0.00	0.00	0.00	0.00
3.87	3.73	3.74	3.70

Figura 8.5 Demandas de ductilidad en el Marco Eje 5 - Modelo Asimétrico en Masas - SDY

1	2	3	4	5
0.00	-0.02	0.00	-0.04	0.00
0.00	0.00	0.00	-0.15	0.04
-0.15	-0.28	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.90	-0.68	0.80	-0.71	0.81
0.00	0.80	-0.41	0.65	-1.45
-0.22	-0.31	-0.17	-0.17	0.00
0.00	0.00	0.00	0.02	0.00
1.64	-1.44	1.67	-1.74	2.00
-1.05	-1.07	-0.72	-0.46	-1.47
0.14	0.11	0.02	0.00	-0.18
3.40	-3.17	3.36	-3.14	3.52
0.00	0.00	0.00	0.00	-6.04
1.85	1.82	1.58	1.19	0.00
				0.55

Figura 8.6 Demandas de ductilidad en el Marco Eje D – Asimétrico en Rigidez - SDX

D	C	B	A
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	-0.37	-0.30	0.00
0.00	0.08	0.01	0.00
0.00	0.00	0.00	-1.30
-0.43	-0.83	-0.80	0.00
0.00	0.43	0.42	0.00
1.60	-2.78	1.47	-3.08
-2.20	-2.14	-2.52	-0.16
0.35	0.24	0.50	-0.16
4.69	-5.99	4.46	-11.28
0.00	0.00	0.00	1.32
3.58	2.98	2.75	1.39

Figura 8.7 Demandas de ductilidad en el Marco Eje 1 - Asimétrico en Rigidez - SDY

9. CONCLUSIONES

En esta tesis se propuso estudiar el comportamiento torsional de edificaciones diseñadas con la nueva normatividad RCDF-2017 y sus NTC, con el fin de mejorar la forma de caracterizar el tipo y nivel de asimetría estructural que puede presentarse en un edificio. Para ello se decidió estudiar una estructura de cuatro niveles, resuelta a base de marcos rígidos de concreto reforzado, cuyas propiedades dinámicas son similares a las de aquellas edificaciones que sufrieron daño severo durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. Los modelos estudiados fueron representativos de los tipos de asimetría estructural en planta, que suelen presentarse en el diseño y construcción de edificaciones en la ciudad de México. A partir de ello se diseñaron 3 prototipos: un modelo simétrico, un modelo asimétrico en masas y un modelo asimétrico en rigidez, cuyo parámetro de comportamiento fue la demanda de ductilidad, obtenida de un análisis estático no lineal, tipo pushover, considerando un modelo de plasticidad concentrada.

Como parte de los alcances se hizo una revisión detallada de los criterios de distribución de cortante por efectos de torsión que se utiliza en códigos de otros países, incluyendo el nuestro.

Con base en lo anterior, se obtuvieron las siguientes conclusiones, alguna de las cuales confirman resultados obtenidos en estudios previos sobre el tema.

1. Tomando de referencia el modelo simétrico, como caso ideal, se observó que los marcos sismo-resistentes son más demandados por cortante en la zona flexible, pues el efecto de torsión es más severo conforme se alejan del centro de torsión. Por lo que se tuvo que incrementar la rigidez y resistencia de los elementos estructurales localizados en esa zona.
2. Cuando se considera la contribución de muros de cortante para resistir la demanda sísmica, la mayor demanda la toman los muros. Al ser muros diafragma, las columnas resultan de poca dimensión. El refuerzo a flexión, en la dirección de análisis, es mínimo tanto para muros como para columnas.
3. De las curvas de capacidad lateral obtenidas en función del desplazamiento de azotea vs el cortante basal para cada tipo de asimetría estructural en dos direcciones principales de análisis, se encontró que la mayor capacidad corresponde a los modelos que cuentan con muros a cortante, sin embargo, se observa un comportamiento poco dúctil.
4. De igual manera, se debe evitar el uso de muros de cortante que potencialice el efecto torsional de la estructura, pues aunque en las normas por torsión se den recomendaciones en cuanto a la distribución de los elementos que contribuyan predominantemente a resistir la fuerza cortante, puede darse el caso de que por cuestiones arquitectónicas, se coloquen muros de mampostería sin desligarse de la estructura, por lo que puede inducir efectos torsionales mientras dichos muros puedan resistir fuerza cortante.
5. Respecto a las demandas de ductilidad, para el modelo simétrico, éstas se presentaron en la base de las columnas. Para el modelo asimétrico en masas, se presentó un cambio de signo en los momentos torsionales de diseño para los entrepisos intermedios, así como también la aparición de demandas de ductilidad en los nudos superiores de las columnas de dichos pisos intermedios. En el modelo asimétrico en rigideces, los muros contribuyen en más del 70% de la resistencia ante fuerza cortante y las demandas de ductilidad para las columnas que conforman los muros diafragma son prácticamente nulas, presentándose la mayor demanda de ductilidad en los marcos más alejados del centro de torsión, en la base de las columnas así

como también en los nudos superiores del segundo entrepiso. Las demandas de ductilidad en vigas van aumentando conforme aumenta el nivel de asimetría estructural.

6. La asimetría en rigidez, considerando muros diafragma, resulta ser la más desfavorable cuando se pretende que la estructura muestre un comportamiento dúctil durante un evento sísmico; aunque tenga una gran capacidad lateral para resistir la fuerza sísmica, una vez que fallan los muros, la falla global de la estructura es de tipo frágil.
7. La asimetría en masas no resulta ser tan desfavorable si se toma en cuenta desde la etapa inicial del diseño. La curva de capacidad resultó ligeramente mayor respecto a la curva de capacidad del modelo simétrico, mostrando un comportamiento dúctil similar en ambas gráficas. Esto se debe al incremento que se hizo en la rigidez y/o resistencia de las columnas, al incluir el efecto torsional de dicha asimetría.

Respecto a los criterios de distribución de fuerza cortante empleada en otros códigos de diseño se puede concluir que:

1. El reglamento mexicano es el más conservador en zona rígida pero el menos conservador en zona flexible.
2. El código europeo está del lado de la inseguridad en zona flexible.
3. El código americano es más conservador en zona flexible; no es tan conservador en zona rígida.

Respecto a las recomendaciones para diseño por torsión de la normatividad actual establecida en las NTCDs, 2017, se puede concluir que hay errores conceptuales que pueden causar confusiones e inhibir su uso. Confunde el cálculo de la excentricidad estructural en el entrepiso, con la del nivel. Por otro lado, se indica independientemente del tipo de análisis que se realice (estático o dinámico), el momento torsionante deberá calcularse con la fuerza lateral y las excentricidades de diseño, dadas por las ecuaciones 2.2.1 y 2.2.2 de dicha norma. Lo anterior no es correcto ya que, dadas las incertidumbres que consideran estas ecuaciones, estas ecuaciones sólo son válidas cuando se emplea el método sísmico estático.

Respecto a las recomendaciones derivadas de este trabajo, se tienen las siguientes:

1. Es de interés mencionar que, independientemente del nivel de asimetría estructural de las edificaciones, el diseño de los elementos resistentes tiene que ser uniformizado utilizando criterios ingenieriles. Lo anterior permitirá que se minimicen las excentricidades en resistencias de elementos y por ende, se tenga un mejor comportamiento cuando las estructuras ingresen al rango de comportamiento no lineal. Esta recomendación es congruente con la que se ha incorporado a las normas vigentes para diseño de estructuras por torsión, en la que se recomienda que, para una edificación, la distribución de resistencias debe ser sensiblemente proporcional a la distribución de rigideces laterales.

Si solo se considera la torsión accidental que marca la norma, como suele suceder en la práctica profesional, el diseño conduce a una estructura de menor capacidad ante fuerza lateral. Por tal motivo, si durante la vida útil de la estructura se llegasen a dar condiciones que favorezcan el efecto de asimetría en masas, los elementos sismo-resistentes podrían no ser capaces de resistir el incremento en la demanda sísmica al presentarse el fenómeno de torsión.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Bazán, Enrique; Meli, Roberto (2009). "Diseño sísmico de edificios", Ed. Limusa, 2002.

Chipol, Andrés (2001). "*Estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Chipol, Andrés; García, Octavio (2000), "*Variación espacial del centro de torsión utilizando modelos de flexión para edificios de varios niveles con asimetría en planta y elevación*", XII Congreso Nacional de Ingeniería estructural, León Gto., México.

Cruz, Arturo (2009), "*Aspectos estructurales para caracterizar la respuesta sísmica dinámica de edificios torsionalmente acoplados*", Tesis Maestría, UNAM. México.

Damy, J., 2001, "Apuntes de la clase de Tópicos Estructurales y aplicación de las computadoras al Análisis Estructural", DEPI, UNAM, México.

De la Llera J. y Chopra Anil K. (1994), "*Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings*" Report No. UBC/EERC-94/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley, California, Junio.

De la Rosa, Leobardo (2008). "*Evaluación de los efectos de amplificación dinámica en edificios asimétricos de varios niveles*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Diario Oficial de la Federación (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal".

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", México.

Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México.

García, Octavio (1992). "*Comportamiento Sísmico de Modelos de Edificios en Torsión*", Tesis Maestría, UNAM., México.

Gallego, Mauricio (2010). "*El Concreto y Los Terremotos*", Asocreto, Bogotá, Colombia.

Gómez, W. y Miranda, G. (2001). "*Comportamiento sísmico de un edificio con problemas de flexibilidad de piso*", Tesis Licenciatura, UNAM, México.

Islas, Alfonso (2003). "*Efecto de la variación de la distribución en planta de las resistencias en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Jaramillo, Juan (1987). "*Torsión Sísmica de Edificios*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Juárez, Arnulfo (2003). "*Evaluación de la capacidad sísmica torsional de estructuras asimétricas*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Miranda, Gilberto (2004). "*Comportamiento sísmico torsional de edificios diseñados estática y dinámicamente*"; Tesis Maestría, UNAM, México.

Ortega, Jorge (2001). "*Efecto de la variación del período fundamental en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Ortiz, Armando (2001). "*Respuesta sísmica inelástica de edificios asimétricos de varios niveles considerando diferentes relaciones de aspecto de la planta*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Poot, Francisco (2005). "*Aspectos fundamentales en el cálculo de la torsión sísmica y su impacto en el análisis de edificios con base en el RCDF y sus NTC's*", Tesis Maestría, UNAM, México.

Zárate, Gonzalo; Ayala, Gustavo; García, Octavio (2003), "*Método sísmico estático para edificios asimétricos: revisión de enfoques*", Revista de Ingeniería Sísmica No. 65 1-21, 2003, México.