



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

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS CON PLANTA
BAJA DÉBIL

T E S I S
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CRISTHIAN AZAEL RODRÍGUEZ CASTAÑEDA

TUTOR
M. EN I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ,
FACULTAD DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, FEBRERO 2020



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: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro
Secretario: M. en I. Miguel Ángel Rodríguez Vega
Vocal: M. en I. Octavio García Domínguez
1^{er.} Suplente: Dr. Armando R. Hermosillo Arteaga
2^{do.} Suplente: M. en I. Héctor Javier Guzmán Olguín

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Facultad de Ingeniería, UNAM, circuito escolar exterior, Cd universitaria,
Coyoacán, Distrito Federal.

TUTOR DE TESIS:

M. en I. Octavio García Domínguez

FIRMA

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivos.....	3
1.2 Planteamiento del problema	3
2 ANTECEDENTES	5
2.1 Condiciones de sismicidad en México.....	5
2.2 Evolución de normas de diseño	5
2.3 Daños en estructuras por actividad sísmica.	11
2.3.1 Sismo de 1957.....	11
2.3.2 Sismo de 1979.....	11
2.3.3 Sismo de 1985.....	12
2.3.4 Sismo de 2017.....	12
2.4 Sistemas estructurales sismo resistentes	16
2.4.1 Marcos rígidos	16
2.4.2 Marco- muro	16
2.4.3 Marcos contraventeados.....	16
2.4.4 Estructuras de mampostería.....	17
2.5 Estructuras asimétricas.....	17
2.6 Estructuras con planta baja débil	20
3 ANÁLISIS SÍMICOS DE EDIFICIOS	23
3.1 Normatividad vigente	23
3.1.1 Método estático	23
3.1.2 Análisis dinámico	23
3.1.3 Efectos bidireccionales	24
3.1.4 Efectos de torsión	25
3.2 Edificios de planta baja	25
3.3 Propuesta de diseño	26
3.3.1 Cociente de rigidez	26
3.3.2 Cociente de resistencia.....	27
3.3.3 Cortante basal de diseño	27
3.3.4 Efectos de torsión	28

4 DETERMINACIÓN DE EFECTOS DE TORSIÓN EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS	29
4.1 Torsión natural	29
4.1.1 Tipos de asimetría	29
4.1.2 Centro de cortante de edificios	30
4.1.3 Centro de torsión de edificios.....	30
4.2 Análisis Matricial tridimensional para calcular el centro de torsión	30
4.2.1 Excentricidad estática y de diseño	34
4.2.2 Análisis con efectos de torsión.....	36
4.2.3 Centro instantáneo de rotación	37
4.3 Efectos de torsión usando programas comerciales	37
4.4 Evaluación de la capacidad torsional resistente mediante la superficie última de cortante-momento torsionante	38
4.4.1 Construcción de la SUCT	38
4.4.2 Propiedades de la SUCT	40
5 DESCRIPCIÓN, MODELADO Y ANÁLISIS DE LOS CASOS DE ESTUDIO	43
5.1 Características de los edificios estudiados.....	43
5.1.1 Modelo M1	44
5.1.2 Modelos M2	45
5.1.3 Modelos M3	45
5.1.4 Propiedades de los materiales	52
5.2 Criterios y consideraciones para el análisis y diseño	52
5.2.1 Análisis y combinaciones de cargas	53
5.2.2 Espectros elásticos de diseño.....	56
5.2.3 Modelación y análisis.....	57
5.3 Propiedades dinámicas de los modelos	59
5.4 Registros sísmicos	60
5.5 Análisis dinámico no lineal paso a paso	62
5.5.1 Vigas	63
5.5.2 Columnas	64
5.5.3 Muros de mampostería confinada.....	64
6 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	68
6.1 Valores de los cocientes de rigidez y resistencia	68

6.2 Aumento en el cortante basal	69
6.3 Peso de las estructuras.....	71
6.4 Capacidad a cortante- momento torsionante de los modelos.....	72
6.5 Respuesta sísmica.....	76
6.5.1 Modelos M1	76
6.5.2 Modelos M2.....	86
6.5.3 Modelos M3	96
6.5.4 Modelos M3-PROPUESTA modificado	106
6.6 Demandas de ductilidad en columnas.....	109
7 CONCLUSIONES	115
REFERENCIAS	117
APÉNDICE A: SECCIONES Y ARMADOS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO.	120

1 INTRODUCCIÓN

Dentro del marco internacional, México es uno de los países pioneros en la ingeniería sísmica debido principalmente a la importante actividad de este fenómeno que se ha tenido en tiempos recientes, siendo los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 los que más daños han causado a las estructuras de la capital del país.

Los sismos son generados por diversos fenómenos como: la actividad volcánica, la caída de cavernas subterráneas, explosiones y actividad tectónica; es esta última la que ocasiona sismos más severos; en México la mayor cantidad de movimiento tectónico se concentra en la zona denominada cinturón circumpacífico y es generada por la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa de Norteamérica (Bazán & Meli, 2001).

La energía liberada por el movimiento de las placas antes mencionadas se dispersa principalmente a través de ondas vibratorias en el interior de la superficie terrestre las cuales se propagan a grandes distancias poniendo en peligro las edificaciones localizadas en poblaciones cercanas al epicentro y en algunos casos también las lejanas, como sucede con la Ciudad de México.

En efecto, el valle de México es una zona donde la actividad sísmica es muy importante a pesar de estar lejos de la costa del Pacífico, sin embargo, los efectos de sitio producen una amplificación generalizada de las ondas sísmicas en toda la región. De acuerdo con (Bazán & Meli, 2001), el efecto de sitio más importante es el hecho que las ondas que llegan al valle por la roca base se modifican y amplifican extraordinariamente hacia la superficie debido a los estratos de arcilla sumamente compresible que corresponden a los lechos de los antiguos lagos ubicados en la zona.

La ciudad de México se ubica dentro de la zona antes mencionada y al ser la capital del país es el centro político y financiero de los Estados Unidos Mexicanos. Esto mismo ha originado la migración de muchas personas desde otras partes del país hacia la ciudad ya sea por: negocios, trabajo, estudio o cuestiones políticas. Este fenómeno ha ocasionado una gran demanda de espacios con fines habitacionales, lo cual ha hecho necesario la construcción de edificaciones diseñadas para este fin.

Debido a la escasez de predios en la zona metropolitana de la Ciudad de México y, en general, al déficit de vivienda existente se ha recurrido al desarrollo de conjuntos habitacionales de 4 a 6 niveles para vivienda de interés social en los cuales la planta baja o el semisótano es destinado para estacionamiento (Jean & Cesín, 2000). Comúnmente para la zona de estacionamiento se requiere espacios abiertos y se estructura principalmente usando marcos de concreto con poca o nula presencia de muros; esto genera que los niveles subsecuentes a la planta baja, usualmente usados para casa habitación, presenten una mayor concentración de muros,

provocando así lo que se denomina como “planta baja débil” (Hernández y Tena, 2016).

El día 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 horas ocurrió un sismo de magnitud $M_w^* 7.1$ cuyo epicentro se ubicó en las coordenadas 18.4° latitud norte y 98.72° longitud oeste, con una profundidad de 57 km al suroeste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la ciudad de México; debido a su cercanía este sismo provocó muchos daños en las estructuras de la capital del país. En dicha ciudad se observaron tipos de falla cuyas causas son conocidas: planta baja débil, edificios de esquina, estructuras modificadas por el usuario, cambios de uso, etc. (Pérez-Gavilán, Aguirre & Ramírez, 2018).

De acuerdo con la información recabada por los equipos de reconocimiento de la SMIE y el CICM durante el proceso de inspección de daños producidos por el sismo del 19 de septiembre del 2017 (Archundia, Fernández, García, Guerrero, & Peña, 2018), la mayor concentración de las estructuras dañadas en la capital del país corresponde a la zona II especialmente a partir de la avenida reforma hacia el sur (figura 1.1).

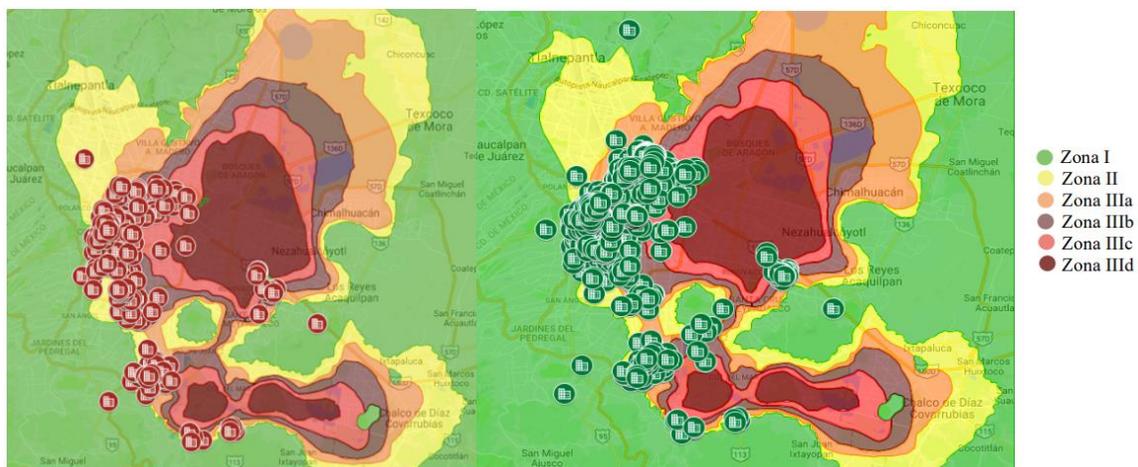


Figura 1.1 Distribución geográfica de los edificios catalogados como Riesgo alto y Riesgo bajo (Archundia, Fernández, García, Guerrero, & Peña, 2018).

Entre los edificios dañados durante el evento sísmico antes mencionado podemos destacar aquellos que presentaban algún tipo de irregularidad estructural, entre ellos edificios con estructuración de planta baja débil. De un análisis preliminar de 34 de los edificios colapsados de los cuales la mayoría tenía una altura entre 4 y 8 niveles, se observó que 18 tenían una configuración estructural de “*planta baja débil*”, 6 de ellos sufrían irregularidades en planta o elevación y 12 eran edificios de esquina; algunos de estos edificios presentaban más de una debilidad estructural (Archundia, Fernández, García, Guerrero, & Peña, 2018). En la figura 1.2 se muestran algunos de los edificios colapsados con “planta baja débil”.



Figura 1.2 Edificios con “planta baja débil” colapsados en el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México (Google maps)

1.1 Objetivos

En este trabajo se propusieron los siguientes objetivos:

Identificar y reproducir mediante modelos numéricos computacionales los tipos de estructuración más usuales de edificios para uso habitacional con presencia de piso suave o débil.

Verificar el grado de confiabilidad de los métodos de análisis elásticos comparando con métodos de análisis inelásticos (pushover, análisis no lineal paso a paso).

Observar el desempeño sísmico de estructuras con “planta baja débil” diseñadas aplicando normas anteriores al sismo de 1985 antes mencionado.

Definir una metodología de fácil aplicación que permita diseñar los elementos más relevantes en estructuras de planta baja débil con el fin de mejorar el comportamiento sísmico de dichos edificios.

1.2 Planteamiento del problema

El problema de la “planta baja débil” en un edificio surge por la diferencia de rigidez del entrepiso de la planta y los entrepisos subsecuentes, esto debido al uso comercial o como zona de estacionamiento que se le da a la planta baja y la gran

concentración de muros en los niveles superiores los cuales son usados para casa-habitación. A esta condición también suele llamarse “piso suave”.

Gran parte de los edificios que presentan este problema son aquellos diseñados a base de marcos de concreto en los cuales los muros divisorios correspondientes a los niveles habitacionales se suponen desligados a los marcos tanto para el análisis como para el diseño estructural, sin embargo, en la construcción del edificio, comúnmente, estos muros se ligan a los elementos de concreto, aportando así rigidez y resistencia a dichos niveles, concentrando grandes deformaciones inelásticas en las columnas de la planta baja, formándose así, un mecanismo de colapso.

Otro tipo de estructuras que presentan este fenómeno son las construidas a base de marcos de concreto en la planta baja y únicamente estructuras a base de mampostería en los niveles subsecuentes las cuales, como se ha dicho, son más rígidas y generan el problema ya descrito.

Aunque hoy en día se han realizado diversos estudios en relación con los edificios de “planta baja débil” y se ha sensibilizado a los desarrolladores de vivienda acerca de los problemas que conlleva el uso de este tipo de estructuración, aún es muy usual su construcción. Es claro que este tipo de edificación resulta muy atractiva para los desarrolladores de conjuntos habitacionales y hasta cierto punto práctica para profesionistas que carecen del conocimiento acerca de este problema estructural.

Aunado a esto, también es común que no se tomen en cuenta correctamente en el análisis, los efectos generados por la asimetría en rigideces que presentan este tipo de estructuras, los cuales en la mayoría de los casos generan efectos de torsión que no son contemplados en análisis estáticos y que acrecientan el problema de la “planta baja débil”, causando un gran impacto en el comportamiento sísmico del edificio.

Este trabajo pretende determinar de manera integral el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras y desarrollar una metodología práctica y de fácil aplicación para el análisis y diseño de estas de estructuras, con el fin de mejorar su respuesta ante acciones sísmicas.

2 ANTECEDENTES

2.1 Condiciones de sismicidad en México

Como ya se mencionó la actividad sísmica más severa es de origen tectónico y se debe a los desplazamientos súbitos de las placas en las cuales está dividida la corteza terrestre. Aunque prácticamente existen fallas geológicas en toda la corteza terrestre, es en los bordes de las grandes placas donde se ha observado que se concentra la actividad sísmica.

La mayor parte de la sismicidad en México es ocasionada por el corrimiento de ciertas áreas de contacto entre la placa de Cocos y la placa norteamericana, debido a la zona de subducción localizada en la costa del pacífico mexicano la cual forma un gran arco conocido como Cinturón Circumpacífico; sin embargo, se destacan fenómenos sísmicos significativos en otras áreas como: Baja California, Sonora y el Istmo de Tehuantepec (Bazán & Meli, 2001).

2.2 Evolución de las normas de diseño

A lo largo de los años y debido a los daños en edificaciones generadas por sismos de importante magnitud, se han desarrollado normas que permiten el diseño y la construcción de edificios más seguros y que posean un mejor comportamiento sísmico, con el fin de preservar la vida y el patrimonio de las personas que los usan.

Estas normativas han estado en constante evolución derivada de las lecciones aprendidas tras un evento sísmico, los cuales hacen evidentes las deficiencias de la normatividad vigente.

En el siguiente apartado se mencionan los cambios más importantes que ha tenido la normatividad de la Ciudad de México a través de los años (Cabrera, 2019).

- Reglamento de construcción del año de 1920: Es el primer reglamento para la ciudad de México y se basó en la filosofía de diseño por esfuerzos permisibles.
- Reglamento de construcción del año de 1942: Se caracterizó por tener un apartado para el diseño sísmico, dentro del cual se clasifican las estructuras de acuerdo con su importancia en tipo: I, II, III, IV, V, VI, VII y VIII. De acuerdo con el tipo de estructura se seleccionaba un coeficiente C , con el cual se tomaba la acción sísmica aplicando al sistema estructural una fuerza resultado del producto del coeficiente por el peso de esta última.

- Reglamento de construcción del año de 1957: Se desarrolló a raíz del sismo del 28 de julio de 1957, el cual tuvo una magnitud de M_w^* 7.5 con aceleraciones pico de 0.06 g en suelo blando, por lo que se aumentó el coeficiente C, el cual se modificó para que estuviera en función del tipo de suelo y el tipo de construcción (I, II y III). Su filosofía se basó en factores de seguridad, la distorsión de entrepiso se limitó a 0.002 veces la altura del entrepiso y por primera vez se consideraron los efectos de torsión dentro de la normativa.
- Reglamento de construcción del año de 1966: En este reglamento las edificaciones se catalogaban de acuerdo con su ocupación en A, B y C; y de acuerdo con el sistema estructural en 1, 2 y 3. Se consideraron dos tipos de suelo: blando y de transición. Se asignaron nuevos valores al coeficiente C. El código especificó tres tipos de análisis para las estructuras: *análisis estático simplificado*, *análisis de fuerzas laterales equivalentes* y *el análisis dinámico*. Dentro del análisis *de fuerzas laterales equivalentes* se tomaron en cuenta los efectos de torsión multiplicando la excentricidad estática por un factor de 1.5 y agregando un valor igual al 5% de la dimensión máxima en planta del edificio para considerar la torsión accidental.
- Reglamento de construcción del año de 1976: Para esta versión se anexaron las Normas Técnicas Complementarias, cuya finalidad es establecer los requisitos de diversos materiales usados en la construcción de edificios (concreto, madera, acero y mampostería) y determinar las acciones aplicadas a las estructuras (viento, sismo). Se definieron tres zonas sísmicas en función de la profundidad y del suelo: suave, transición y firme; asignándole a cada tipo de suelo un coeficiente C con valores de 0.24, 0.2 y 0.16 respectivamente. También aparece el factor de reducción por ductilidad denominado Q, cuyo valor estaba comprendido entre 1 y 6 dependiendo el tipo de material, detalles y el sistema estructural. Este factor servía para reducir las fuerzas sísmicas actuantes en la estructura al dividir las entre su valor, por ende, para obtener las distorsiones asociadas a los estados límites, los desplazamientos obtenidos por un análisis modal se multiplican por el factor Q. Además, se hace mención del análisis dinámico “paso a paso”, para el cual se requerían al menos cuatro acelerogramas reales o sintéticos. Para los efectos de torsión, se consideró como excentricidad de diseño, la excentricidad estática multiplicada por 1.5 más el 10% de la mayor dimensión en planta de la estructura a diseñar o bien la excentricidad estática menos el 10% de la mayor dimensión en planta de la estructura, optando por la más desfavorable.

entrepiso se redujeron de 0.006 a 0.0012 y el factor de seguridad aumentó a 1.5 para estructuras tipo A. Se incorpora un factor que reduce al factor Q en caso de no cumplir los requisitos de regularidad establecidos en la norma, denominado factor de reducción por irregularidad. Además, se añade la revisión por cortante basal para el método de análisis modal espectral. Este reglamento no tuvo cambios apreciables en materia de torsión sísmica.

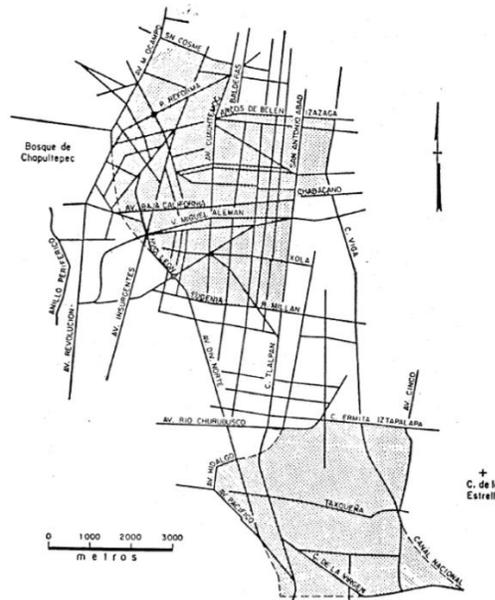


Figura 2.2 Zonificación del tipo de suelo de la Ciudad de México: zona del lago y transición (RCDF, 1987).

- Reglamento de construcción del año de 2004: Las modificaciones más importantes fueron: se actualizaron las cargas de diseño, se incluyeron cargas de índole accidental, se añadieron nuevas condiciones de regularidad clasificando a las estructuras en regulares, irregulares y fuertemente irregulares. También se aprecian grandes cambios efectuados en los apartados de diseño de acero, mampostería, madera y concreto; derivados de investigaciones en México y otros lugares. Por otra parte, se establecen 6 zonas geotécnicas del suelo para el diseño sísmico (Zona I, II, IIIa, IIIb, IIIc y III d) tal y como se observa en la figura 2.3. Finalmente, en materia de torsión sísmica no se aprecian cambios importantes respecto a la normativa anterior.

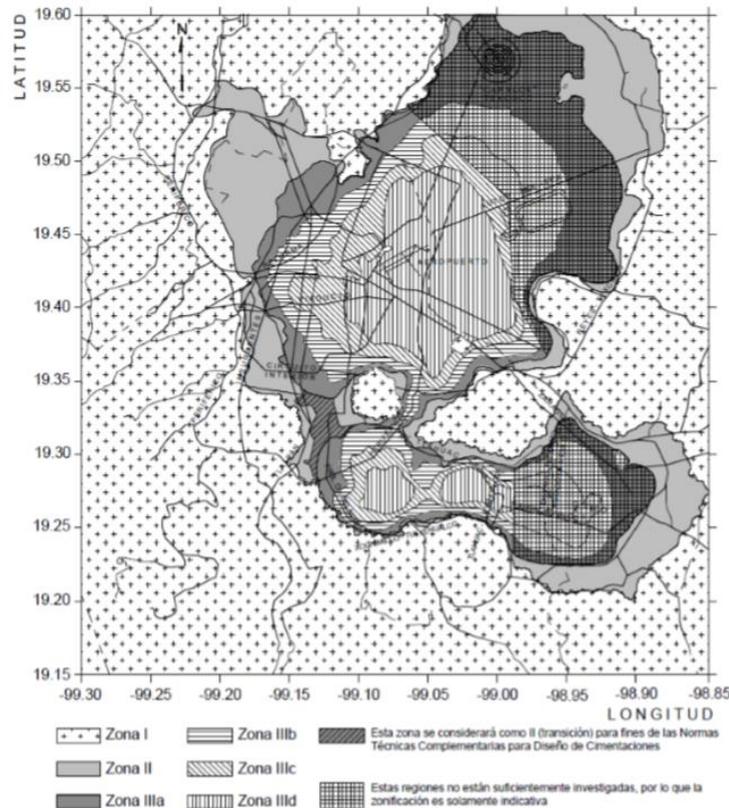


Figura 2.3 Zonificación del tipo de suelo de la Ciudad de México 2004 (RCDF, 2004).

- Reglamento de construcción del año de 2017: Este reglamento modificó la zonificación sísmica clasificándola en: Zona I o de Lomas, Zona II o de Transición y Zona III o de lago (figura 2.4). Se modifican los factores de combinaciones de cargas gravitacionales, además se modifica el cortante basal en función del periodo del suelo. Se incorpora además el factor de sobre resistencia R. El análisis dinámico no lineal paso a paso se hace obligatorio para el análisis de estructuras que excedan determinada altura o presenten cierto grado de irregularidad, además de presentarse los parámetros para realizar este tipo de análisis. Se dan valores para el factor de comportamiento sísmico Q y la distorsión límite de colapso en función de la estructuración y la ductilidad del sistema, considerando tres tipos de ductilidad: baja, media y alta. Entre las modificaciones más importantes destaca el uso del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), para determinar el espectro sísmico de diseño. En materia de torsión sísmica, se considera una excentricidad accidental en función de la localización de los niveles en la altura del edificio, además puede evaluarse este efecto aplicando un momento alojado en el plano de cada nivel de piso para

estructuras donde las fuerzas y los desplazamientos resulten de un análisis donde no se considere dicho efecto. Para este reglamento se añade el caso de *Planta Baja Débil*, en las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC Sísmo, 2017) se considera que para que un edificio se denomine de *planta baja débil* el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso debe ser menor que el 60% del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes. La norma también especifica que cuando un edificio es clasificado dentro de este caso, su primer entrepiso deberá ser diseñado para resistir el cortante basal correspondiente a un factor $Q'=1$, mientras que los demás entrepisos deberán ser diseñados con el Q' correspondiente (sin afectar por el factor de irregularidad) al sistema estructural del edificio. Se contempla una distorsión máxima de entrepiso de 0.006.

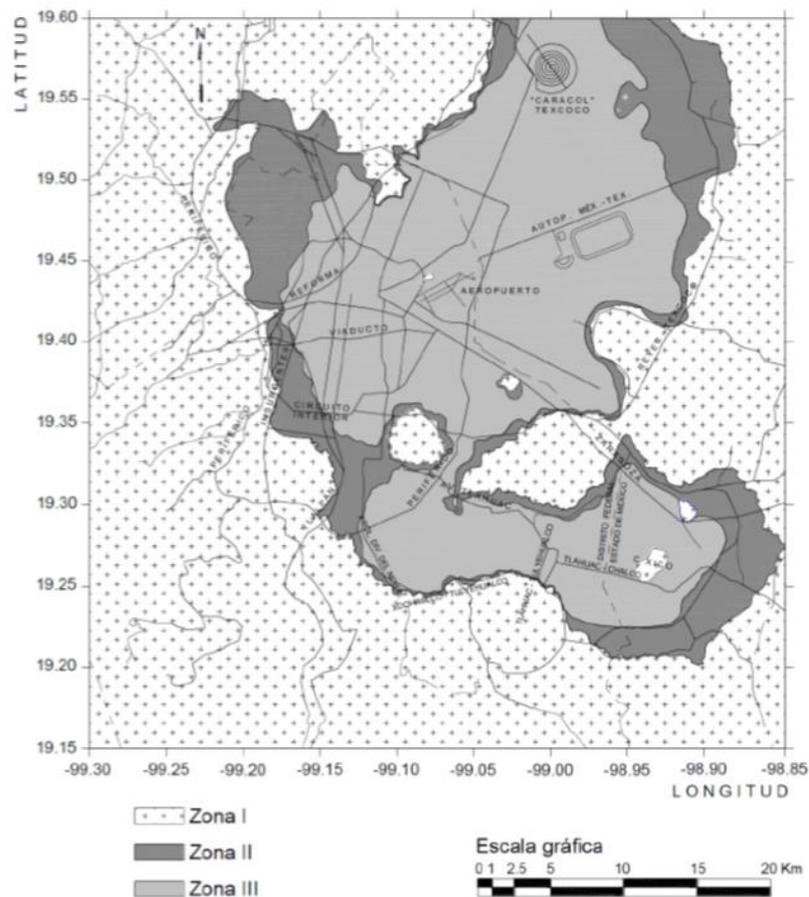


Figura 2.4 Zonificación del tipo de suelo de la Ciudad de México 2017 (RCDF, 2017).

2.3 Daños en estructuras por actividad sísmica.

En su historia reciente México y, en general, su ciudad capital ha sufrido diversos sismos de mayor y menor importancia, estos fenómenos han dejado huella principalmente por los daños que han ocasionado a los edificios y estructuras de las ciudades cercanas a los epicentros de dichos eventos sísmicos, lo cual conlleva no solo a pérdidas materiales, sino también a pérdidas humanas.

Gran parte de estos daños se debieron no solo a la intensidad de los sismos, sino también a las irregularidades y problemas de diseño de las construcciones, lo cual nos hace ver las deficiencias que se tienen en cuanto a ingeniería estructural; este pobre desempeño de muchas de las estructuras ha sido el objeto de estudio de los ingenieros por más de medio siglo.

2.3.1 Sismo de 1957

El sismo ocurrido el 28 de julio de 1957, con una magnitud M_w^* de 7.5, afectó principalmente a la ciudad de México y es conocido como “el sismo del ángel” ya que provocó la caída del monumento del ángel de la independencia; este sismo se distingue por ser el primero de magnitud importante durante el siglo XX y, fue en gran parte, lo que aceleró el crecimiento de la ingeniería sísmica mexicana (Tena, 2010).

Dentro del inventario de estructuras dañadas en la zona centro de la Ciudad de México, (Orozco & Reinoso, 2007) determinaron que el 40% correspondía a edificios ubicados en esquina, los cuales presentan problemas importantes debido a la excentricidad en rigidez de la estructura, generada por los marcos perimetrales de las colindancias, que son varias veces más rígidos y resistentes que los muros de las fachadas. Este problema induce efectos de torsión importantes, los cuales, no se tomaban en cuenta en la época de su construcción.

Otro tipo de estructuras que sufrieron un daño notable durante “el sismo del ángel” fueron aquellas que tenían alguna irregularidad en planta, de acuerdo con (Orozco & Reinoso, 2007) el 50% de las estructuras dañadas presentaban este problema, aunado a esto parte de estas estructuras también eran edificios ubicados en esquina. El caso más notable de este tipo de estructuras fue el edificio Corcuera, un edificio de 16 niveles ubicado en Av. Reforma No. 1 con irregularidad en planta y en elevación, ubicado en una esquina; el edificio sufrió bastantes daños durante el fenómeno sísmico y tuvo que ser demolido.

2.3.2 Sismo de 1979

Conocido coloquialmente como “el sismo de la Ibero”, este sismo ocurrió el 14 de marzo de 1979 con magnitud M_w^* de 7.6, con epicentro cercano a la localidad de Petatlán en el estado de Guerrero. Su nombre se debe a que ocasionó la destrucción de algunos edificios del campus original de la Universidad Iberoamericana, ubicada en la colonia Campestre Churubusco en la Ciudad de

México. También ocasionó daños en la colonia Roma, con un saldo de 5 muertos (Tena, 2010).

Los daños ocasionados a los edificios de la Universidad Iberoamericana se debieron a fallas en las conexiones entre las vigas y las columnas de los marcos de concreto reforzado que conformaban el sistema estructural, estas conexiones presentaban cierto grado de excentricidad, lo cual las indujo a trabajar a torsión, algo que no se consideró durante su diseño. Aunado a esto gran parte de los edificios disponían de plantas alargadas lo cual las hacía estructuras irregulares. La falla de estas conexiones ocasionó el colapso de algunos de estos edificios (Tena, 2010).

2.3.3 Sismo de 1985

En términos generales este sismo ha sido de los más devastadores no solo en México, sino también a nivel mundial. El sismo ocurrió el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1, este fenómeno devastó la Ciudad de México e hizo notar las deficiencias de la ingeniería estructural de esa época.

De acuerdo con (Tena, 2010), aproximadamente el 8% de los colapsos durante este sismo se debieron a la condición denominada "*planta baja débil*", la cual se presentó en su mayoría, en edificios de departamentos ubicados en colonias como: Condesa, Del Valle, Roma y Narvarte. Como ya se ha mencionado este problema estructural surge, en la mayoría de los casos, debido al contraste entre rigidez y resistencia del primer entresquejo (planta baja) respecto los niveles superiores.

Muchos edificios también sufrieron daños debido a efectos de torsión sísmica, no solo los ubicados en esquina, sino también, aquellos edificios que presentaban algún tipo de irregularidad en planta o en elevación y que además presentaban una estructuración deficiente ante cargas laterales. Algunos ejemplos de este tipo de edificios que fallaron por torsión son: El edificio Ruta 100, el edificio de la Secretaría de Comercio y el edificio de la SCT (Tena, 2010).

2.3.4 Sismo de 2017

Este sismo es un caso insólito, ya que ocurrió el mismo día, pero 32 años después del sismo de 1985, devastando a la ciudad de México. Ocurrió el 19 de septiembre de 2017 a las 13:14:40 (hora local), con epicentro a 12 kilómetros al sureste del municipio de Axochiapan en el estado de Morelos (120 kilómetros al sur de la Ciudad de México), a una profundidad de 57 kilómetros. Este fenómeno afectó principalmente a las delegaciones Gustavo A. Madero, Cuauhtémoc, Benito Juárez, Coyoacán, Iztapalapa y Xochimilco (Galicia, 2018).

De acuerdo con lo reportado por Galicia (2018), cerca del 90% de las estructuras fueron diseñadas y construidas antes del sismo de 1985; el 60% corresponde a estructuras con *planta baja débil*; alrededor de 40% eran edificios ubicados en esquina, algunos de estos edificios estaban catalogados dentro de dos o en las tres categorías antes mencionadas.

A continuación, se mencionan algunos de los edificios que sufrieron daños graves o colapsaron.

Edificio ubicado en la calle Escocia No. 14 en la colonia del Valle centro, delegación Benito Juárez. Este edificio destinado a uso habitacional (departamentos) colapsó completamente; presentaba una estructuración con “*planta baja débil*” lo cual propició el colapso del edificio. En la figura 2.5 se aprecia el edificio antes y después del sismo.



Figura 2.5 Edificio Escocia 14, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Edificio ubicado en la calle Paseo de las Galias No.47 en la colonia Lomas Estrellas, delegación Iztapalapa, segunda sección. El edificio de cinco niveles usado para departamentos tenía una estructuración con “*planta baja débil*”, esto ocasionó el colapso del nivel de la planta baja tal como se aprecia en la figura 2.6.



Figura 2.6 Edificio Galias 47, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Edificio ubicado en la calle Ámsterdam No. 107 en la colonia Hipódromo, delegación Cuauhtémoc. Este edificio de uso departamental presentaba planta baja débil y se encontraba ubicado en una esquina, lo cual generó que le edificio sufriera un colapso total durante el sismo. En la figura 2.7 se puede observar el antes y el después del edificio.



Figura 2.7 Edificio Ámsterdam 107, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Edificio ubicado en la calle Patricio Sanz No. 37 en la colonia Del Valle, delegación Benito Juárez. Este edificio de seis niveles destinado a uso habitacional tenía un problema de “*planta baja débil*”, ocasionando el colapso de la planta baja durante el sismo, aunque los niveles superiores sufrieron daños menores. En la figura 2.8 se puede apreciar el antes y después del colapso de la estructura.

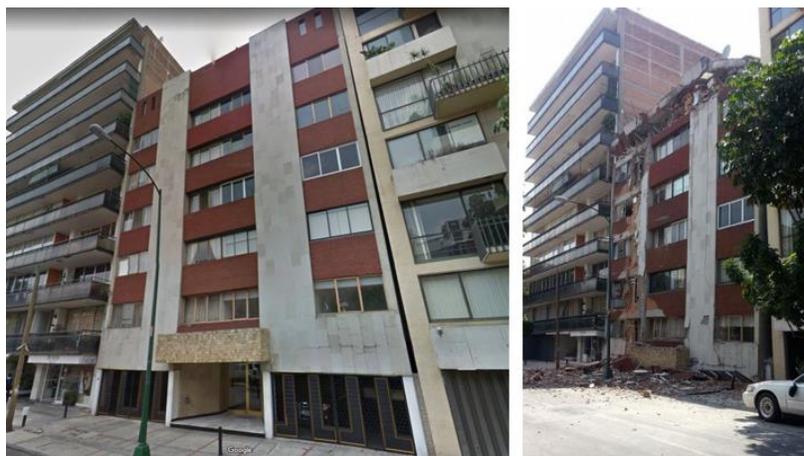


Figura 2.8 Edificio Patricio Sanz 37, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Edificio ubicado en la calle Rébsamen No. 241 en la colonia Narvarte Poniente, delegación Cuauhtémoc. Este edificio de uso departamental de 5 niveles sufrió un colapso similar a los ejemplos anteriores debido al problema de *planta baja débil*. En la figura 2.9 se puede apreciar cómo la planta baja colapsó completamente debido a la deficiencia en rigidez respecto a los niveles superiores.



Figura 2.9 Edificio Rébsamen 241, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Edificio de 5 niveles ubicado en la calle Saratoga No. 714 en la colonia portales, delegación Benito Juárez. Tras el sismo del 2017 solo quedaron en pie los tres niveles superiores, los dos primeros niveles colapsaron completamente debido a una estructuración de *planta baja débil*, tal como se aprecia en la figura 2.10.

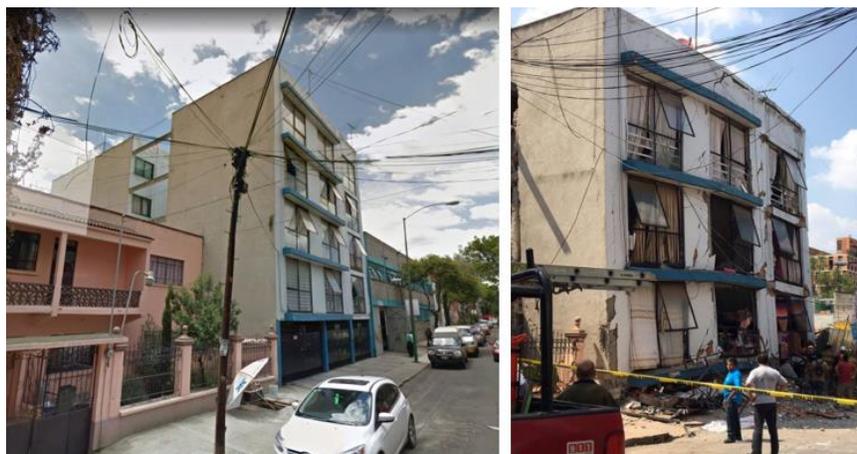


Figura 2.10 Edificio Saratoga 714, antes y después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

2.4 Sistemas estructurales sismo resistentes

2.4.1 Marcos rígidos

Las estructuras basadas en sistemas de marcos rígidos son las más usadas dentro de la ingeniería civil. Existen principalmente dos tipos de elementos que conforman a un marco rígido, las vigas y las columnas. Las vigas son los elementos horizontales y trabajan principalmente a flexión y a cortante; por su parte las columnas, que son los elementos verticales, trabajan principalmente a flexión, carga axial y cortante. En ambos tipos de elementos suelen presentarse efectos de torsión los cuales pueden no ser despreciables (Tena, 2007).

Este tipo de estructuras tiene la ventaja de proporcionar una gran libertad en el uso del espacio interior y por la poca obstrucción debido a sus secciones relativamente pequeñas. Entre sus ventajas, desde el punto de vista sísmico, se encuentra la gran ductilidad y capacidad de disipación de energía que se puede lograr con este sistema, además se le puede proporcionar resistencias relativas tales que sus elementos desarrollen mecanismos de falla que involucren el mayor número posible de articulaciones plásticas, todo esto para generar mecanismos de tipo “viga débil-columna fuerte” (Bazán & Meli, 2001).

2.4.2 Marco-muro

Otro de los sistemas estructurales que poseen un buen comportamiento sísmico, son los sistemas marco-muro, este tipo de sistemas consiste en marcos, principalmente de concreto reforzado, cuyas crujías son reforzadas mediante muros de concreto o mampostería, lo cual genera que incremente su rigidez. Al ser los muros elementos estructurales más robustos, una diferencia importante con respecto a los contravientos es que también se incrementa la masa de la estructura (Tena, 2007).

2.4.3 Marcos contraventeados

Un marco contraventado se obtiene al agregar elementos diagonales en las crujías de los marcos rígidos, la función de estos elementos es resistir y distribuir las cargas laterales, por lo cual estos elementos diagonales trabajan principalmente a fuerza axial. Las muchas variantes que existen de marcos rigidizados con contravientos constituyen uno de los sistemas más eficientes para resistir fuerzas sísmicas.

Sin embargo, debe tenerse cuidado en algunos aspectos que pueden generar que este tipo de estructuras tengan un mal comportamiento sísmico, por ejemplo, la diferencia importante de rigidez que existen entre las zonas con contravientos y el resto de la estructura, ya que las fuerzas laterales se concentran en dichas zonas y producen concentraciones de esfuerzos en la cimentación, además generan solicitaciones excesivas en los elementos que conectan las zonas rígidas con el

resto de la estructura, por ello se debe evitar concentrar la rigidez en un pequeño número de elementos (Bazán & Meli, 2001).

2.4.4 Estructuras de mampostería

Se define como mampostería al conjunto de elementos pétreos naturales o artificiales, unidos por medio de mortero con el fin de formar una estructura resistente. Actualmente las estructuras a base de mampostería son las más empleadas para la construcción de viviendas tanto unifamiliares como multifamiliares, siendo las estructuras más altas a base de este material del orden de cinco niveles, aunque existen algunos casos de mayor altura (Gallo, Espino, & Olvera, 2005).

Los elementos resistentes de las fuerzas sísmicas en estructuras de mampostería son los muros, los cuales pueden exhibir un mejor comportamiento sísmico al ser debidamente confinadas o al ser reforzadas horizontalmente con acero de refuerzo.

2.5 Estructuras asimétricas

Muchas de las estructuras, principalmente edificios, poseen cierto grado de asimetría, ya sea en su distribución de masas, de rigidez o la asimetría en elevación. Esta asimetría en las estructuras genera la no coincidencia entre el centro de torsión y el centro de rigidez, lo cual propicia a que las fuerzas laterales generadas durante una acción sísmica produzcan un momento adicional; este fenómeno se conoce como torsión sísmica. Este efecto ha sido estudiado por muchos investigadores a lo largo del tiempo, principalmente porque ha sido la causa del colapso de muchas estructuras. Entre los estudios realizados acerca de este fenómeno se destacan los siguientes.

Gómez, Ayala, & Jaramillo (1987) realizaron investigaciones acerca de la torsión inelástica usando modelos de edificios de cortante de un nivel con tres elementos resistentes en una sola dirección, tal como se muestra en la figura 2.11. Este modelo consideró la asimetría estructural, introduciendo también la excentricidad en resistencias, la cual se define como la distancia entre el centro de masas (CM) y el centro de resistencia (CR). El estudio consideraba 3 diferentes periodos de vibrar para el modelo (0.5 s, 1.0 s y 1.5 s) además de analizar el comportamiento sísmico del modelo incluyendo el efecto producido por la excentricidad estática. De los resultados de esta investigación se puede resaltar que, al aumentar únicamente la excentricidad estática, aumenta la ductilidad demandada por el modelo, contrario a lo que ocurre al incrementar la excentricidad en resistencias, en donde la demanda de ductilidad demandada por el modelo tiende a disminuir y permanecer constante.

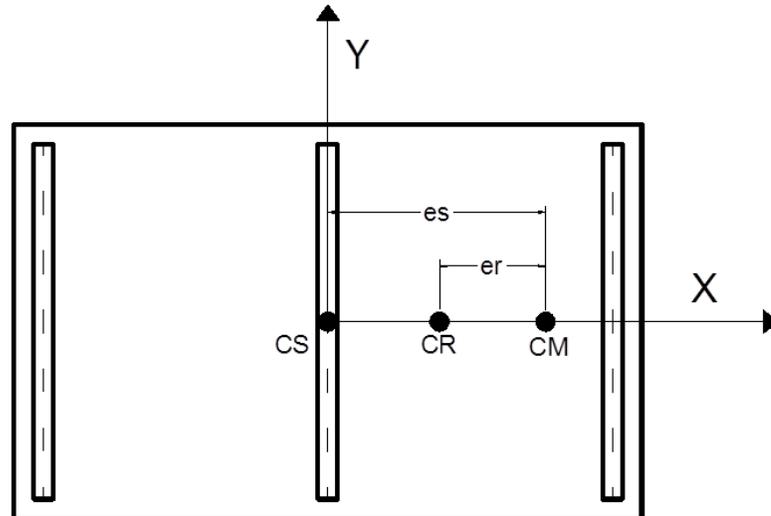


Figura 2.11 Modelo de cortante con tres elementos resistentes en una sola dirección (Gómez, Ayala, & Jaramillo, 1987).

Por otra parte, (García & Ayala, 1991) en su investigación consideraron modelos de cortante de 1 nivel con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales tal como se observa en la figura 2.12. Estos modelos tenían diferentes relaciones de aspecto en planta, diferentes periodos de vibrar y un número diferente de elementos resistentes; todo esto con el fin de evaluar el comportamiento sísmico y la demanda de ductilidad de sistemas asimétricos respecto de un sistema simétrico de referencia. Entre sus resultados se puede destacar que a medida que se incrementa la resistencia del entrepiso, la ductilidad se reduce hasta cierto límite y que la estructura se comporta mejor cuando el centro de resistencias se localiza cerca del centro de rigidez, es decir, cuando la distribución de rigidez y resistencia es similar.

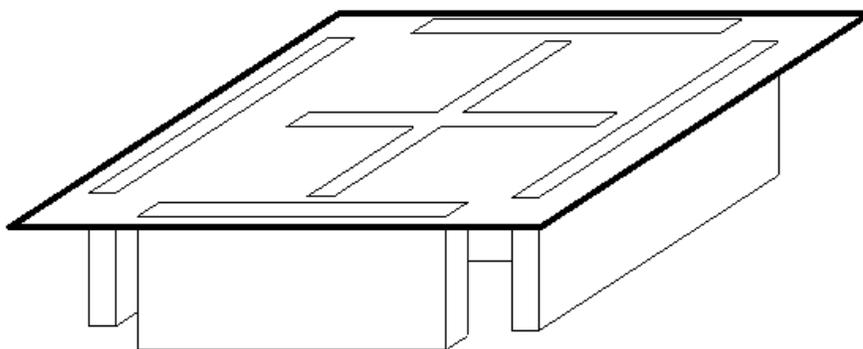


Figura 2.12 Modelo de cortante con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales (García & Ayala, 1991).

Zapata & Ayala (1993) por su parte, estudiaron edificios de tres niveles con elementos resistentes en dos direcciones ortogonales, figura 2.13, los cuales tenían distintos periodos de vibrar (0.5 s, 1.0 s y 1.5 s). Estos modelos fueron diseñados de acuerdo con el RCDF (1987), de los cuales se revisaron parámetros tales como: el periodo fundamental de vibrar, la distribución de rigidez respecto a la altura y el cociente entre la resistencia real y nominal de la estructura, entre otros. Este modelo considero los efectos de la excentricidad en rigidez y su reducción con la altura, de lo cual se concluyó que el modelo con periodo de 1.5 s presentaba el mejor comportamiento sísmico.

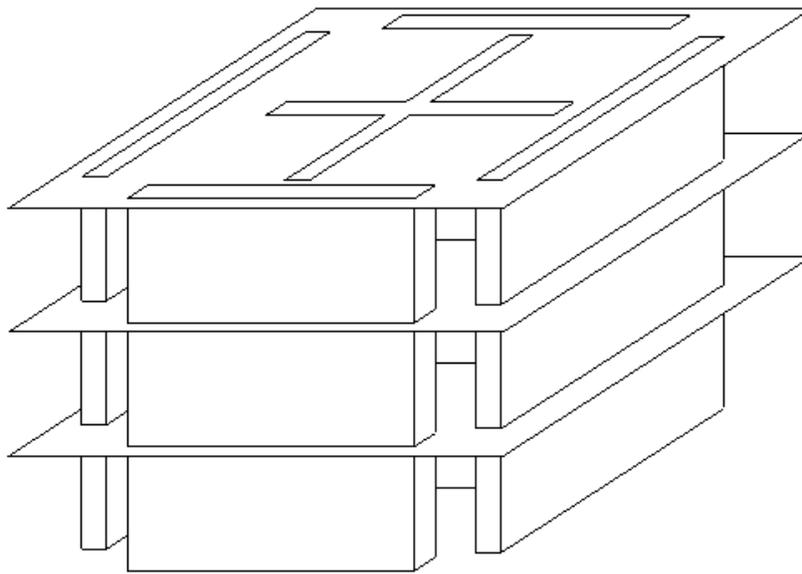


Figura 2.13 Modelo estudiado por Zapata y Ayala (1993)

(Chipol & García, 2001) en su investigación evaluaron la variación del centro de torsión (CT) con la altura, para poder realizar esto se usaron dos formulaciones basadas en modelos de cortante y una en flexión, esto se realizó para modelos de 4 y 15 niveles los cuales presentaban cierto grado de asimetría estructural, tanto en planta como en elevación, figura 2.14; esta asimetría fue inducida al agregar muros de concreto o mampostería y en algunos casos se proporcionó al modificar la sección de las columnas de la periferia. Entre los resultados más importantes, se encontró que la posición del centro de torsión puede presentar variaciones con la altura y aunque no sufre cambios importantes en edificios de poca altura a los cuales se agregaron muros de mampostería, dicha variación puede ser importante para edificios de mediana y gran altura reforzados con muros de concreto, los cuales por ende poseen un grado importante de asimetría. Además, se encontró que en los últimos niveles de este último tipo de edificios se experimentan grandes excentricidades y se demostró que mantener la simetría en los últimos niveles puede corregir esta patología.

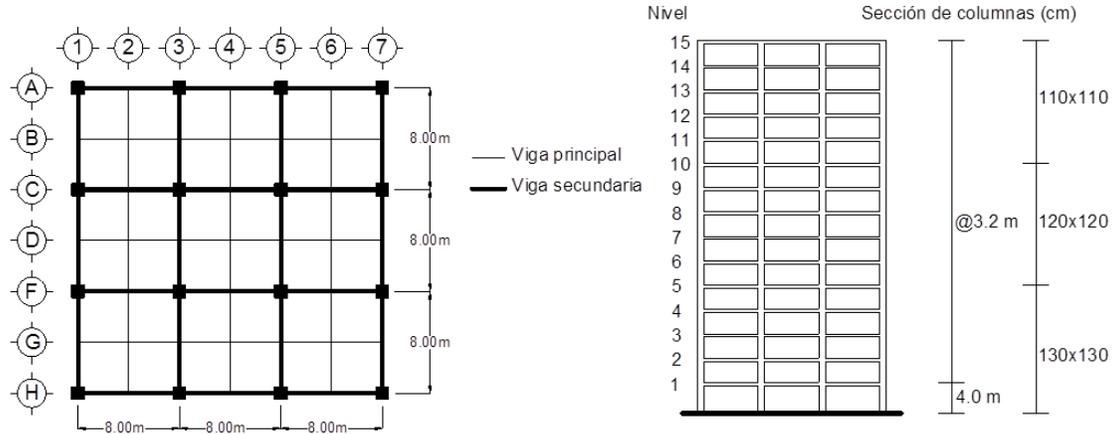


Figura 2.14 Geometría en planta y elevación de los edificios de 15 niveles
(Chipol & García, 2001)

(Ladjinovic & Folic, 2008) propusieron el uso de la superficie última de cortante-momento torsionante (SUCT) desarrollada por De la Llera & Chopra (1994) para el análisis de estructuras asimétricas, demostrando que los factores que determinan la forma de la superficie última de cortante-momento torsionante y que influyen en el comportamiento inelástico de la estructura son: la excentricidad en rigidez, la distribución planificada de la resistencia, la capacidad lateral y de torsión del sistema, entre otros factores.

(Hwang, Lee, & Ali, 2017) en su investigación experimental, usaron un modelo escala 1:5 de un edificio de 5 pisos con un entrepiso suave y asimetría en rigidez y resistencia, el modelo fue hecho con concreto reforzado y fue sometido a una excitación en la base con el fin de demostrar que la excentricidad de diseño, usada en los códigos generales de muchos países, no representa los comportamientos de torsión críticos, además los autores proponen una metodología para tomar en cuenta estos efectos en edificios.

2.6 Estructuras con planta baja débil

Miranda (2005) presentó los aspectos fundamentales del problema estructural conocido comúnmente como “entrepiso blando”; el problema surge debido por razones arquitectónicas entre ellas la necesidad de tener espacios abiertos para comercio, estacionamiento, lobby o algún otro tipo de uso; esto implica eliminar muros de mampostería o de concreto para crear estos espacios. Tal problema puede presentarse en una dirección o en ambas. En su trabajo el autor ilustra el modo de falla típico de un edificio de *planta baja débil* (figura 2.15)

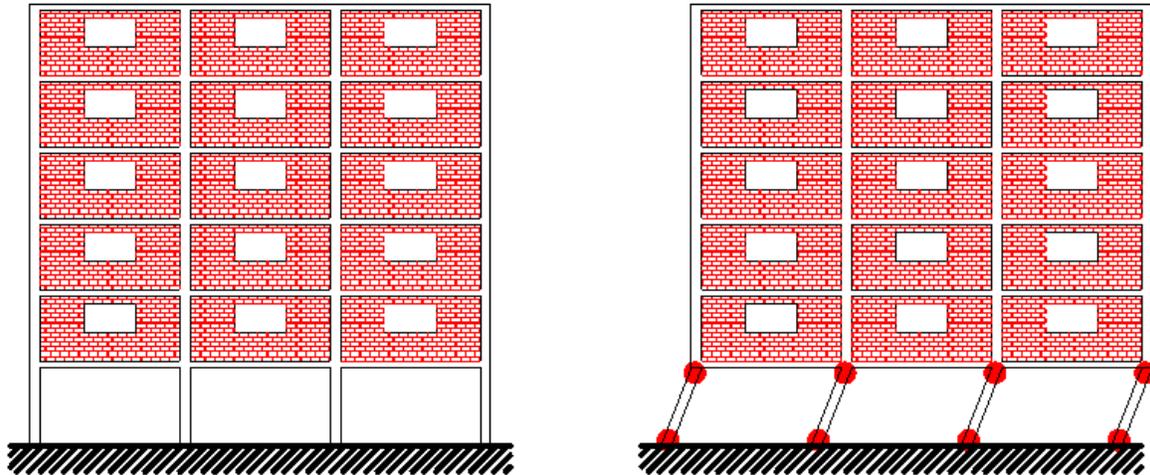


Figura 2.15 Modo de falla de un edificio de “planta baja débil” (Miranda,2005), adaptado.

Tena & Hernández (2016) describen el comportamiento sísmico de un edificio de planta baja débil, los autores señalan que durante un evento sísmico, la diferencia de rigideces y resistencia de un entrepiso respecto a los entrepisos consecutivos da lugar a grandes desplazamientos en el nivel con piso suave o débil, que para nuestro caso de estudio es la planta baja; cuando se da este último caso, los momentos en la base de las columnas de esa planta son superiores a los de todas las demás columnas de la estructura, generando grandes demandas de ductilidad en estos elementos. Como consecuencia, durante un sismo, toda la parte del edificio a partir del primer nivel se comporta como un cuerpo rígido, la cual al moverse transmite a los elementos de la planta baja todas las fuerzas laterales que debe soportar el edificio. En la figura 2.16 se puede apreciar el mecanismo de falla en un edificio de planta baja débil. En general, la literatura en el tema señala tres variables principales que influyen en la formación de mecanismos de piso suave, las cuales fueron consideradas en los casos de estudio que se proponen en este trabajo y que se describen a continuación:

- Diferencia (contraste) en la rigidez lateral de la estructura.
- Diferencia (contraste) en la resistencia lateral en entrepisos contiguos.
- Incrementos de momentos en los elementos sismorresistentes del entrepiso en estudio debido a efectos de segundo orden ($P-\Delta$).

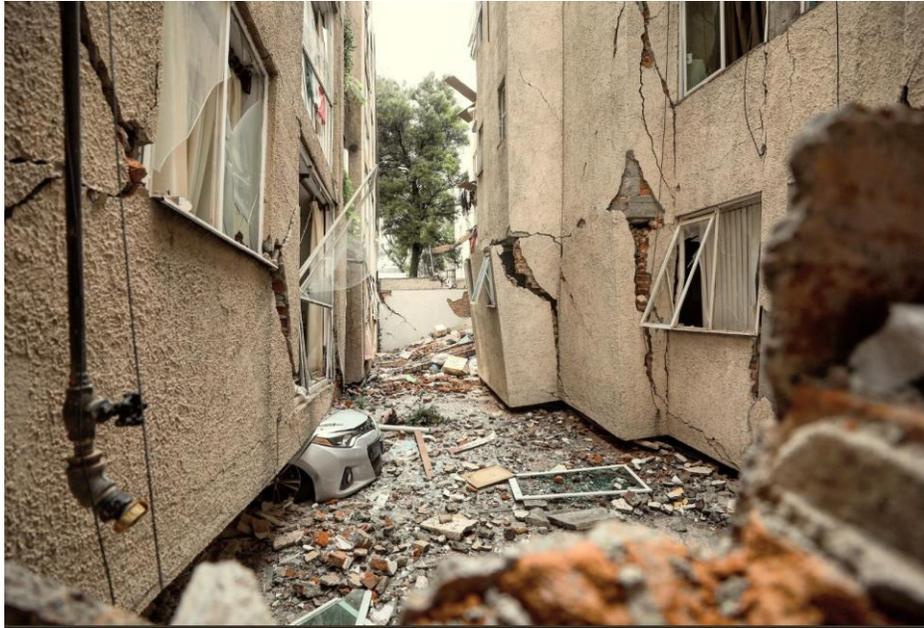


Figura 2.16 Edificio de “planta baja débil” colapsado durante sismo del 19 de septiembre de 2017.

Por su parte Jean & Cesín (2000) resumieron la problemática del “piso suave” en tres aspectos: la deformación lateral supera su capacidad en dicho entrepiso, los análisis elásticos subestiman las demandas de deformación y este entrepiso será el único en tener deformaciones inelásticas. Al respecto presentaron algunas recomendaciones para dar solución a los edificios de *planta baja débil*, de las cuales se destacan las siguientes:

- Estimar lo mejor posible la deformación lateral.
- Proporcionar la mayor capacidad de deformación posible.
- Proporcionar mayor rigidez y resistencia a los elementos de planta baja.
- Tomar en cuenta las posibles fuentes de rigidez y sobre resistencia.

Cabrera (2019) analizó una estructura con planta “baja débil” representativa de algunos de los edificios colapsados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. La estructura estudiada fue un edificio de 5 niveles hecho a base de muros de mampostería en casi todos los niveles excepto en la planta baja, donde se usan marcos de concreto sin muros. El diseño se realizó conforme los reglamentos de construcción para la Ciudad de México (RCDF) en sus versiones de 1976, 1987, 2004 y 2017. Entre sus conclusiones se puede destacar que, el posible colapso de las estructuras con *planta baja débil* durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 se puede atribuir a la carencia de revisiones enfocadas al control de deformaciones y de la resistencia lateral de edificaciones diseñadas con reglamentos de construcción para el Distrito Federal antiguos (RCDF-1976).

3 ANÁLISIS SÍMICO DE EDIFICIOS

3.1 Normatividad vigente

En la actualidad, el diseño y análisis de edificios y estructuras, dentro de la ciudad de México, está debidamente normado por el reglamento de construcción del Distrito Federal del 2017 (RCDF, 2017), en el cual se integran las Normas técnicas Complementarias, las cuales incluyen apartados para: diseño y construcción de cimentaciones, diseño por sismo, diseño por viento, diseño y construcción de estructuras de acero, diseño y construcción de estructuras de concreto, diseño y construcción de estructuras de madera, diseño y construcción de estructuras de mampostería y criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

3.1.1 Método estático

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC Sísmo, 2017) se puede usar este método para estructuras regulares de altura no mayor que 30 m y para estructuras irregulares con no más de 20 m de altura, pudiéndose ampliar a 40 m y 30 m respectivamente para edificios ubicados en zona I.

Este método nos permite calcular un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre el centro de masas correspondiente a cada nivel, lo cual representa a las fuerzas generadas durante un evento sísmico. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al producto de la masa correspondiente a cada nivel y un coeficiente proporcional a la altura de dicho nivel. El valor de este coeficiente se tomará de tal manera que la V_0/W_0 tenga el mismo valor que (c/Q') pero no menor a la ordenada espectral (a_0) correspondiente a un periodo $T=0$.

Una vez cubierto este requisito se puede usar la siguiente formula (ec.1) para calcular la fuerza actuante F_i en el i-ésimo nivel:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} ; \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad (1)$$

Donde W_i es el peso del i-ésimo nivel, h_i es la altura del i-ésimo nivel, Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico y c es el coeficiente sísmico tomado del SASID.

3.1.2 Análisis dinámico

Según las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTC Sísmo, 2017) se aceptarán como métodos de análisis dinámico el análisis dinámico modal y el análisis dinámico no lineal paso a paso, para estos tipos de análisis se tomará

como base de la estructura el nivel a partir del cual los desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos.

3.1.2.1 Análisis modal

Para este tipo de análisis se deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir los efectos de los modos naturales, ordenados de acuerdo con valores decrecientes de sus periodos de vibrar, cuya suma de sus pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del peso de la estructura. Los pesos modales efectivos (W_{ei}) se determinarán como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (2)$$

Donde $\{\varphi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura, $[W]$ es la matriz de pesos de las masas de la estructura, $\{J\}$ es el vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

3.1.2.2 Análisis dinámico no lineal pasó a paso

Para este método deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, movimientos simulados, o combinaciones de estos. Para el análisis de edificios ubicados en sitios donde el periodo del suelo sea menor que 2 s, se deberán usar no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para periodos del suelo mayores o iguales a 2 s, deberán usarse no menos de doce parejas.

De acuerdo con la norma (NTC Sísmo, 2017) este tipo de análisis debe realizarse con un modelo tridimensional que considere la respuesta a dos componentes horizontales ortogonales simultaneas. Cada excitación sísmica se representará mediante una pareja de componentes horizontales ortogonales, cuyas intensidades individuales presenten una correlación probabilística similar a las que se tienen en muestras de movimientos sísmicos reales.

3.1.3 Efectos bidireccionales

Tal como lo indica la normativa (NTC Sísmo, 2017) para el método estático o el dinámico modal espectral, se deberán combinar los efectos de las dos componentes horizontales del movimiento del terreno, tomando para cada dirección de análisis en la estructura el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, tomando en cuenta los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

3.1.4 Efectos de torsión

La norma indica (NTC Sísmo, 2017) que, para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral actuante en cada nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (3)$$

$$e_s - e_a \quad (4)$$

Donde e_s es la excentricidad estructural, definida como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral sobre dicho nivel y e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Para calcular la excentricidad accidental e_{ai} , en la dirección perpendicular a la de análisis en el i -ésimo entrepiso se usa la siguiente expresión.

$$\left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{n-1}\right]b_i \quad (5)$$

Donde b_i es la dimensión del i -ésimo piso en la dirección de análisis; y n , el número de pisos del sistema estructural. En caso de que las fuerzas sísmicas se apliquen en dos direcciones ortogonales, la excentricidad accidental debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

En la actualización de las NTC Sísmo (2020), se hicieron modificaciones a la norma para diseño por torsión, en la cual se intenta corregir la recomendación sobre el uso de las ecuaciones de las excentricidades de diseño que se indicaba en la versión de 2017; sin embargo, aún se sigue confundiendo el nivel y el entrepiso.

3.2 Edificios de planta baja

En la normativa actual existe un apartado donde se contemplan a los edificios de planta baja débil, de acuerdo con las NTC Sísmo (2017) en su sección 5.4 un edificio entra en esta categoría si el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes.

Cuando un edificio es calificado como de planta baja débil este debe diseñarse según la sección 5.5 de las NTC Sísmo (2017). De acuerdo con este apartado el primer entrepiso del edificio se deberá diseñar para resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñaran para resistir las fuerzas que resultan del análisis con el

factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Además, se revisará que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

3.3 Propuesta de diseño

Como ya se mencionó el principal problema de los edificios de *planta baja débil* es la diferencia en rigidez y resistencia que existe entre los elementos sismorresistentes del entrepiso de la planta baja y el entrepiso del primer nivel. Como parte de este trabajo se propone una propuesta de diseño que contempla el disminuir este problema para este tipo de edificios, para lo cual se plantea aumentar el cortante basal y con ello diseñar los elementos de la planta baja, esto generará secciones más resistentes, lo cual reduciría de manera importante el contraste de rigidez y resistencia respecto al entrepiso del siguiente nivel.

La normativa vigente propone algo similar, sin embargo, el aumento en el cortante basal que plantea para el diseño de los elementos de la planta baja está en función del factor de comportamiento sísmico Q' , el cual no toma en cuenta variables importantes como la rigidez y resistencia de los elementos, las propiedades de los muros, la diferencia en la concentración y distribución de muros de mampostería entre los entrepisos de la planta baja y del primer nivel, entre otros factores. En base a esto se considera que la aplicación de la normativa vigente para el diseño de este tipo de edificios tal vez no sea adecuada, es decir, que probablemente no elimina el problema de *planta baja débil*.

Para poder mejorar el comportamiento sísmico de estos edificios y contrarrestar el problema de planta baja débil, se propone aumentar el cortante basal para diseñar los elementos de la planta baja tomando en cuenta las variables que la norma no considera, para ello se definen los cocientes de rigidez y resistencia, cuyo producto definirá el aumento necesario del cortante basal.

3.3.1 Cociente de rigidez

Este cociente tiene como fin el igualar la rigidez del entrepiso de la planta baja con la rigidez del entrepiso subsecuente. La manera de obtenerlo es sencilla, aunque para ello se deben conocer las propiedades de las secciones y los materiales, por lo cual se tiene que realizar primero un prediseño de la estructura conforme al RCDF-2017 sin tomar en cuenta las condiciones de irregularidad y usando el coeficiente de comportamiento sísmico Q correspondiente al sistema estructural, que para nuestro caso de estudio tiene un valor de 2. Una vez realizado este prediseño obtenemos la rigidez lateral de los elementos que resisten las cargas laterales (muros y columnas) en los entrepisos de interés y dividimos la suma de la rigidez lateral de los elementos del entrepiso del primer nivel entre la suma de la rigidez lateral de los elementos de la planta baja, tal como se observa en las ecuaciones 6 y 7, esto debe hacerse para las dos direcciones de análisis.

$$C_{Rx} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n Kl_{iE1x}}{\sum_{i=1}^n Kl_{iPBx}} \right) \quad (6)$$

$$C_{Ry} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n Kl_{iE1y}}{\sum_{i=1}^n Kl_{iPBy}} \right) \quad (7)$$

Donde C_R es el cociente de rigidez, Kl_{iE1} es la rigidez lateral del elemento i en el entrepiso del primer nivel, Kl_{iPB} es la rigidez lateral del elemento i en la planta baja y n es el número de elementos que resisten las cargas laterales en el entrepiso.

3.3.2 Cociente de resistencia

Este cociente busca igualar la resistencia a cortante del entrepiso de la planta baja con la resistencia a cortante del entrepiso subsecuente, este cociente se obtiene de manera análoga al cociente de rigidez, requiriendo conocer la resistencia a cortante de los elementos que soportan las cargas laterales en los entrepisos. Este se calcula para dos direcciones de análisis usando las siguientes expresiones:

$$C_{Vx} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{RiE1x}}{\sum_{i=1}^n V_{RiPBx}} \right) \quad (8)$$

$$C_{Vy} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n V_{RiE1y}}{\sum_{i=1}^n V_{RiPBy}} \right) \quad (9)$$

Donde C_V es el cociente de resistencia, V_{RiE1} es la resistencia a cortante del elemento i en el entrepiso del primer nivel, V_{RiPB} es la resistencia a cortante i en la planta baja y n es el número de elementos que resisten las cargas laterales en el entrepiso

3.3.3 Cortante basal de diseño

Este cortante basal de diseño se aplica únicamente a la planta baja y se obtiene mediante el cortante basal, obtenido de un análisis dinámico modal realizado a la estructura prediseñada aplicando el RCDF-2017 sin tomar en cuenta ninguna condición de irregularidad, multiplicado por los cocientes de rigidez y resistencia, como se muestra en las ecuaciones 10 y 11. Esto debe realizarse para las dos direcciones principales de análisis.

$$V_{BDx} = V_{Bx} C_{Rx} C_{Vx} \quad (10)$$

$$V_{BDy} = V_{By} C_{Ry} C_{Vy} \quad (11)$$

Donde V_{BA} es el cortante basal de diseño, V_B es el cortante basal actuante en la estructura obtenido de un prediseño, C_R es el cociente de rigidez y C_V es el cociente de resistencia

La finalidad de aplicar este cortante basal es generar elementos lo suficientemente resistentes para poder contrarrestar las diferencias de rigidez y resistencia entre el entrepiso de la planta baja y el entrepiso del primer nivel, todo esto con el fin de contrarrestar el problema de *planta baja débil*. Cabe resaltar que el aumento en el cortante basal que aquí se propone está en función de las propiedades y de la geometría tanto del edificio como de los elementos resistentes a cargas laterales que lo conforman, es decir, propiedades fáciles de obtener y que son propias de cada estructura.

3.3.4 Efectos de torsión

Como ya se mencionó se recomienda usar el método de análisis dinámico modal para este tipo de edificios, ya que este tipo de análisis considera la aportación de los modos rotacionales a la demanda sísmica. Con base en esto se considera únicamente una excentricidad accidental igual al 10 % de la mayor dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis para cada nivel, la excentricidad de diseño se deberá aplicar de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$e_d = 0.1b \quad \text{ó} \quad e_d = -0.1b \quad (12)$$

El momento torsionante deberá tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable.

4 DETERMINACIÓN DE EFECTOS DE TORSIÓN EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS

4.1 Torsión natural

En casi todos los casos, los edificios sometidos a una excitación sísmica experimentan no solo movimientos laterales, si no también movimientos torsionales simultáneamente. La combinación de este tipo de movimientos es un fenómeno que se conoce como *torsión natural* y se presenta principalmente en edificios con algún tipo de asimetría.

El acoplamiento entre los movimientos lateral y torsional en un edificio con algún tipo de asimetría inevitablemente induce demandas de desplazamientos no uniformes en los planos resistentes del sistema. Tales demandas de desplazamiento son de principal interés en el dimensionamiento y detallado de los elementos sismo resistentes. Como consecuencia, muchos estudios han tratado de entender el cambio en los desplazamientos en el edificio que surgen por su asimetría (Chopra & De la Llera, 1996).

4.1.1 Tipos de asimetría

Tradicionalmente, el grado de asimetría de una estructura ha sido medido en función de su excentricidad estática o estructural, es decir, en términos de las rigideces de los elementos de entrepiso y la posición del centro de cortante. Aunque el problema de la torsión sísmica tiene mayores implicaciones con la incursión de las estructuras en el rango no lineal de comportamiento (Chipol & García, 2001).

Existen diversos factores que definen el grado y el tipo de asimetría en una estructura entre los que destacan: la asimetría en planta, la cual se refiere al uso de formas geométricas poco regulares (formas con uno o ningún eje de simetría) en las plantas del edificio; la asimetría en elevación, que consiste en el cambio abrupto en la geometría en planta entre niveles subsecuentes; asimetría en masas, que se refiere a una distribución irregular en planta de las cargas y las masas del edificio; asimetría en rigidez, se presenta por la diferencia de rigidez entre los planos sismorresistentes; asimetría en resistencias, análoga a la asimetría en rigidez, se presenta por la diferencia de resistencia entre los planos sismorresistentes.

La asimetría en una estructura genera el acoplamiento entre los movimientos traslacionales y rotacionales en una estructura, traduciéndose a mayores efectos de torsión en dichas estructuras.

4.1.2 Centro de cortante de edificios

De acuerdo con Chipol & García (2001), el centro de cortante se define como el punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica de entrepiso, mientras que el centro de masa se refiere al punto donde se considera concentrada la masa en el nivel considerado. Conociendo las coordenadas del centro de masa se puede calcular las coordenadas del centro de cortante en el entrepiso con las siguientes ecuaciones:

$$X_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j X_{Mj} / V_j \quad (13)$$

$$Y_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j Y_{Mj} / V_j \quad (14)$$

Donde NN es el número de entrepisos o niveles, (X_{Mj}, Y_{Mj}) son las coordenadas del centro de masa en el nivel j , (X_{CCj}, Y_{CCj}) son las coordenadas del centro de cortante del entrepiso j , V_j es el cortante del entrepiso j y F_j es la fuerza sísmica actuante en el nivel j .

4.1.3 Centro de torsión de edificios

El centro de torsión (CT) en edificios puede definirse como el punto geométrico, ya sea en los entrepisos o en sus niveles, en el cual al aplicar carga lateral únicamente existe traslación por parte del edificio. Es decir, el centro de torsión es la resultante de las fuerzas resistentes de un entrepiso al existir únicamente desplazamiento traslacional.

Cabe resaltar que la ubicación del centro de torsión es un concepto tridimensional, ya que esta no solo está en función de la geometría del edificio, su rigidez y resistencia; sino también de la distribución, en función de la altura, de las cargas laterales, (Chipol & García, 2001).

4.2 Análisis matricial tridimensional para calcular el centro de torsión

Para obtener el centro de torsión en un entrepiso debe realizarse un análisis tridimensional, y se puede obtener a partir de la matriz de rigideces del edificio y de la distribución de fuerzas sísmicas. Para esto debe partirse de la ecuación de equilibrio del edificio y determinar los desplazamientos laterales sin permitir las rotaciones en los niveles, mediante análisis en direcciones independientes. Posteriormente, se calculan los momentos en los niveles que impiden su rotación. Finalmente, las coordenadas del centro de torsión se obtienen al dividir el momento calculado anteriormente entre la fuerza sísmica actuante en el nivel.

El procedimiento que se describe a continuación es el desarrollo matricial para obtener el centro de torsión propuesto por Damy & Alcocer (1987), este procedimiento considera que la estructura está formada a base de marcos planos unidos con un diafragma de piso infinitamente rígido. Además, asume que las losas de los niveles del edificio son infinitamente rígidas en plano y que su comportamiento puede ser estudiado en función de tres grados de libertad, dos traslaciones horizontales (u y v) y una rotación (ϕ) alrededor de un eje vertical (z) como se observa en la figura 4.1.

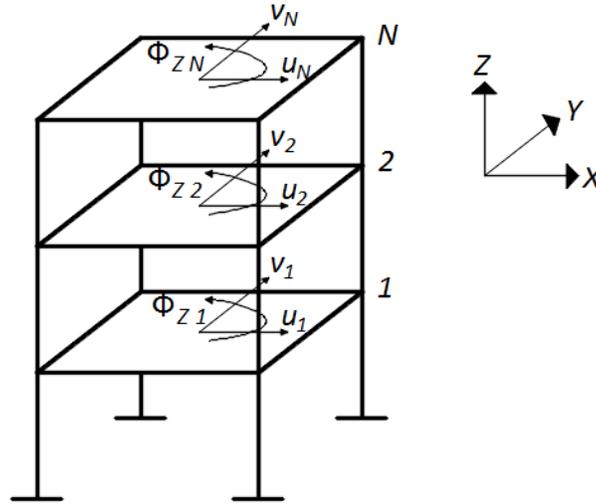


Figura 4.1 Edificio de N niveles.

La ecuación de equilibrio lateral de la estructura referido a ejes globales se escribe de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_z\} \end{bmatrix} \quad (15)$$

Si definimos a N como el número de niveles, la matriz de rigidez de la estructura es de orden de $3N \times 3N$. Esta matriz está integrada por submatrices $[K_D]$ que están en función de los marcos que forman el edificio, además de su inclinación y su distancia respecto al sistema global de referencia. Las submatrices se pueden obtener al aplicar desplazamientos unitarios en los grados de libertad de la losa y proyectar las fuerzas generadas en los marcos sobre las direcciones de estos grados de libertad, tal como se observa en las figuras 4.2 y 4.3.

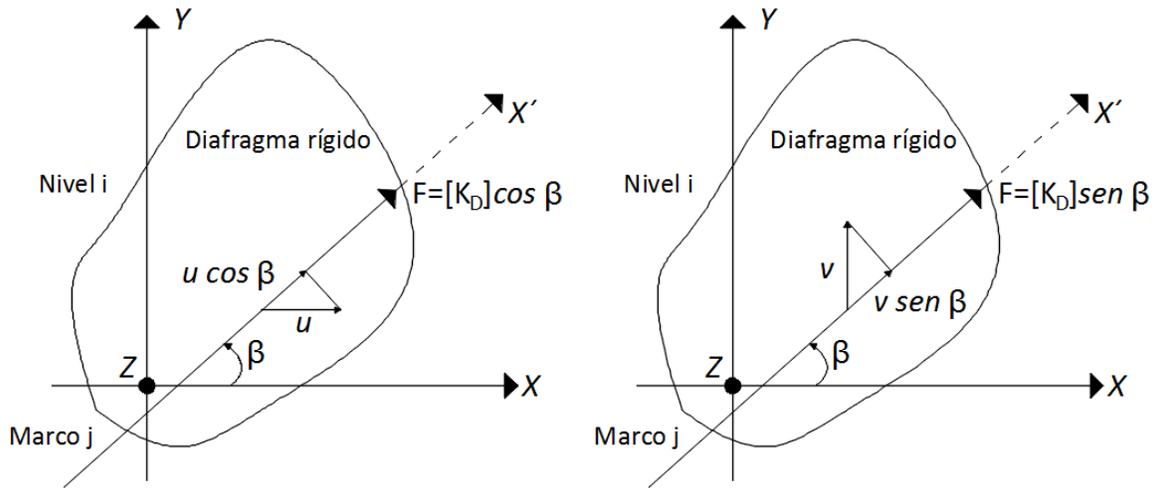


Figura 4.2 Desplazamiento del diafragma en dirección X y Y.

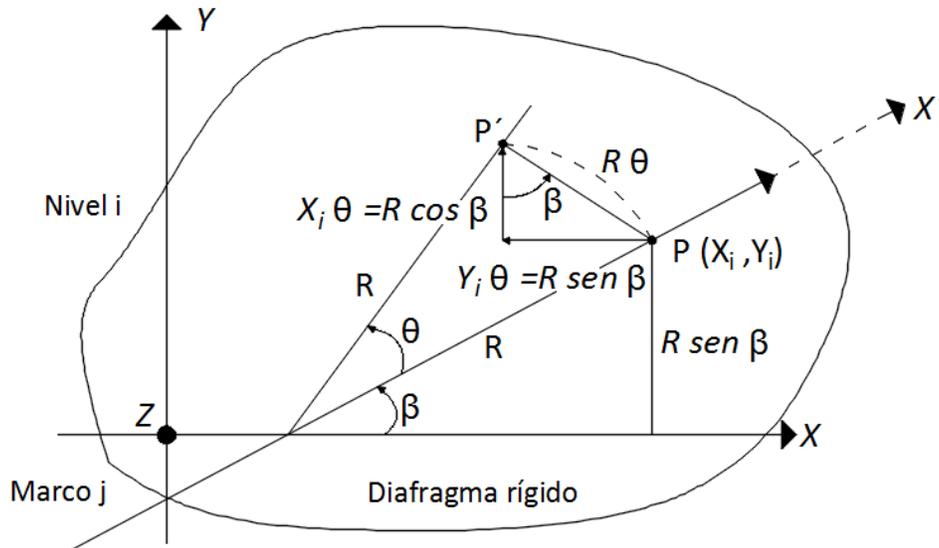


Figura 4.3 Rotación del diafragma respecto al eje Z.

En base a esto las submatrices pueden obtenerse mediante las siguientes expresiones:

$$[K_{xx}] = \Sigma [K_D]_j \cos^2 \beta_j \quad (16)$$

$$[K_{xy}] = \Sigma [K_D]_j \cos \beta_j \sen \beta_j \quad (17)$$

$$[K_{x\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cos \beta_j r_j \quad (18)$$

$$[K_{yx}] = [K_{xy}]^T \quad (19)$$

$$[K_{yy}] = \Sigma [K_D]_j \sen^2 \beta_j \quad (20)$$

$$[K_{y\theta}] = \Sigma [K_D]_j \sen \beta_j r_j \quad (21)$$

$$[K_{\theta x}] = [K_{x\theta}]^T \quad (22)$$

$$[K_{\theta y}] = [K_{y\theta}]^T \quad (23)$$

$$[K_{\theta\theta}] = \Sigma [K_D]_j r_j^2 \quad (24)$$

Donde $[K_D]_j$ es la rigidez de un entrepiso del marco j , β_i es el ángulo que forma el eje x con el marco j y r_j es el vector de posición del marco j .

Partiendo de la hipótesis de que no existe rotación en los niveles del edificio y considerando la ecuación de equilibrio lateral de la estructura, se realiza un análisis en direcciones independientes y al aplicar un estado de carga lateral cualquiera en la dirección "X" obtenemos:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta = 0\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{0\} \\ \{M\} = \{-F_x Y_{CTN}\} \end{bmatrix} \quad (25)$$

Donde Y_{CTN} es un vector que define al centro de torsión en cada nivel. Al realizar las operaciones matriciales obtenemos:

$$[K_{xx}]\{u\} + [K_{xy}]\{v\} = \{F_x\} \quad (26)$$

$$[K_{yx}]\{u\} + [K_{yy}]\{v\} = \{0\} \quad (27)$$

$$[K_{\theta x}]\{u\} + [K_{\theta y}]\{v\} = -[F_x]\{Y_{CTN}\} \quad (28)$$

Resolviendo las ecuaciones 26 y 27 obtenemos los vectores de desplazamiento $\{u\}$ y $\{v\}$, una vez obtenidos estos vectores lo sustituimos en la ecuación 28 y despejamos $\{Y_{CTN}\}$, cabe resaltar que para esta ecuación $[F_x]$ es una matriz diagonal cuyos elementos son las fuerzas aplicadas en los niveles en la dirección "X".

$$\{Y_{CTN}\} = -[F_x]^{-1}([K_{\theta x}]\{u\} + [K_{\theta y}]\{v\}) \quad (29)$$

Podemos hacer el mismo procedimiento de manera análoga para la dirección "Y", como se observa en la ecuación 30, resaltando que para esta ecuación $[F_y]$ es una matriz diagonal cuyos elementos son las fuerzas aplicadas en los niveles en la dirección de análisis.

$$\{X_{CTN}\} = [F_y]^{-1}([K_{\theta x}]\{u\} + [K_{\theta y}]\{v\}) \quad (30)$$

Una vez calculadas las coordenadas de los CT de los niveles del edificio (X_{CTN}, Y_{CTN}) obtenemos por estática los centros de torsión en los entresijos aplicando las siguientes expresiones.

$$X_{CTe j} = \sum_{j=1}^{NN} F_j X_{CTNj} / V_j \quad (31)$$

$$Y_{CTe j} = \sum_{j=1}^{NN} F_j Y_{CTNj} / V_j \quad (32)$$

Donde NN es el número de entresijos o niveles, ($X_{CTe j}, Y_{CTe j}$) son las coordenadas del CT del entresijo j , (X_{CTj}, Y_{CTj}) son las coordenadas del CT del nivel j , V_j es el cortante del entresijo j y F_j es la fuerza sísmica actuante en el nivel j .

4.2.1 Excentricidad estática y de diseño

Como ya se mencionó, el grado de asimetría en una estructura puede deberse a la distribución de rigideces de sus elementos resistentes, a la distribución de masas en sus niveles, a la geometría en planta o en elevación. Con base en lo anterior, es posible determinar el grado de asimetría de una estructura en función de la distancia que existe entre el punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica, es decir el centro de cortante, y la resultante de las fuerzas resistentes del entresijo, el denominado centro de torsión, a esta distancia se le conoce como excentricidad estructural (figura 4.4), y se puede expresar de la siguiente manera:

$$e_{sx j} = X_{CCE j} - X_{CT j} \quad (33)$$

$$e_{syj} = Y_{CCEj} - Y_{CTj} \quad (34)$$

Donde (X_{CCEj}, Y_{CCEj}) son las coordenadas del centro de cortante del entrepiso j , (X_{CTj}, Y_{CTj}) son las coordenadas del centro de torsión del entrepiso j , e_{sxj} es la excentricidad estructural en la dirección "x" y e_{syj} es la excentricidad estructural en la dirección "y".

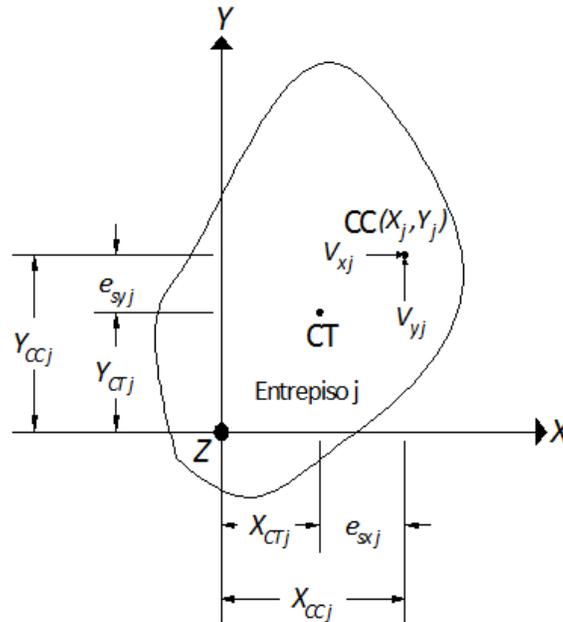


Figura 4.4 Excentricidad estática o estructural de entrepiso.

Para realizar un análisis sísmico tomando en cuenta los efectos de torsión, se debe calcular la fuerza cortante sísmica en cada uno de los elementos resistentes considerando primero la traslación en los niveles, y después añadir la fuerza cortante sísmica derivada de un momento torsionante en cada entrepiso; este momento se calcula multiplicando el valor de la fuerza sísmica por la excentricidad de diseño.

La excentricidad de diseño toma en cuenta factores que modifican la excentricidad estructural, estos factores toman en cuenta incertidumbres tales como la amplificación dinámica, además, dicha excentricidad también incluye a la torsión accidental. En gran parte de los códigos de diseño de otros países, incluyendo el nuestro, la excentricidad de diseño se define de la siguiente manera:

$$e_d = \alpha e_s + \beta b \quad \text{ó} \quad e_d = \delta e_s - \beta b \quad (35)$$

Donde e_d es la excentricidad de diseño, e_s es la excentricidad estática, α y δ coeficientes que toman en cuenta la amplificación dinámica y otros factores, y b la mayor dimensión en planta del edificio perpendicular a la dirección de análisis.

Para cada elemento resistente debe tomarse la excentricidad de diseño que resulte más desfavorable, en el caso de la normativa vigente los valores de los coeficientes se mencionan en el apartado 3.1.4 de este trabajo.

4.2.2 Análisis con efectos de torsión

Para tomar en cuenta los efectos de torsión en las estructuras a partir de un análisis sísmico estático puede aplicarse en cada nivel un momento torsionante, el cual debe de ser calculado primeramente a nivel de entrepiso; para ello es necesario conocer las coordenadas en los entrepisos del centro de torsión (CT) y del centro de cortante (CC) que permitan calcular las excentricidades de diseño para cada entrepiso.

El momento torsionante se obtiene al multiplicar la fuerza cortante sísmica actuante en el entrepiso por la excentricidad de diseño; Debido a que la normativa obliga a usar dos excentricidades de diseño, se tendrán dos diferentes momentos torsionantes para cada entrepiso.

Una vez obtenidos los nuevos momentos en los entrepisos al aplicar la normativa por torsión, se traslada su efecto hacia los niveles del edificio para realizar el análisis final. Los momentos efectivos que actúan sobre los niveles, se obtiene por la diferencia algebraica de los momentos de entrepiso.

Adicionalmente, deben tomarse en cuenta los efectos bidireccionales de acuerdo con la norma (RCDF,2017). Para lo cual deben hacerse las combinaciones de fuerzas correspondientes:

$$\pm 100 \% \text{ sismo en "X"} \pm 30 \% \text{ sismo en "Y"}$$

$$\pm 30 \% \text{ sismo en "X"} \pm 100 \% \text{ sismo en "Y"}$$

Finalmente se deben diseñar los elementos del edificio con la envolvente de los elementos mecánicos producto de las combinaciones de análisis realizadas (García, 1991). Si se usa un análisis dinámico modal espectral, las excentricidades de diseño se simplifican y consideran sólo la torsión accidental, pero el procedimiento puede ser el mismo.

4.2.3 Centro instantáneo de rotación

Se puede definir al centro instantáneo de rotación, como el punto donde los desplazamientos traslacionales por efecto de la rotación que experimenta un entrepiso son nulos. Para el caso de análisis estáticos el centro instantáneo de rotación (CIR) y el centro de torsión (CT) corresponden al mismo punto, sin embargo, para análisis dinámicos, y en especial para análisis dinámicos paso a paso, lineales o no lineales, ambos puntos pueden tener ubicaciones diferentes. Para poder calcular los efectos de torsión en un análisis de esta índole, se debe conocer la ubicación del CIR, ya que es a partir de este punto donde se produce el momento torsionante efectivo.

Como ya se mencionó, la ubicación del CT está en función de parámetros como la distribución de rigidez y resistencia de los elementos resistentes, la distribución en altura de las cargas laterales, entre otros; En análisis dinámicos no lineales paso a paso, la distribución de las cargas laterales y la resistencia efectiva que ejercen los elementos resistentes son variables en cada paso de dicho análisis, por lo cual la ubicación del CT y el CIR son diferentes.

Una manera de poder calcular el CIR es que para cada paso de carga se pueda conocer la resistencia efectiva que desarrolla cada uno de los elementos resistentes en el entrepiso y por estática obtener las coordenadas de la resultante, las cuales corresponderán a las coordenadas del CIR, sin embargo, este proceso implica el manejo de una gran cantidad de datos y debe hacerse en dos direcciones principales.

4.3 Efectos de torsión usando programas comerciales

Hoy en día los programas de análisis estructural comerciales tales como SAP2000, ETABS, entre otros; pueden calcular de manera muy precisa la excentricidad estática en los modelos de las estructuras analizadas e incluir los efectos de torsión generados por dichas excentricidades. Esto se puede realizar tanto para análisis estáticos como para análisis dinámicos.

Sin embargo, este tipo de programas también pueden presentar ligeras variaciones en los valores de las excentricidades, además no toman en cuenta efectos accidentales que son incluidos en las excentricidades de diseño, es por ello que este tipo de programas dan opciones para que el usuario pueda agregar las excentricidades de diseño, en unidades de longitud, en cada nivel y así poder realizar análisis tanto estáticos como dinámicos acorde a la normativa vigente de cada lugar.

4.4 Evaluación de la capacidad torsional resistente mediante la superficie - última de cortante-momento torsionante

La superficie última de cortante- momento torsionante (SUCT) es una envolvente utilizada para evaluar la capacidad de las estructuras ante la acción de la fuerza cortante y el momento torsionante; esta superficie fue propuesta por De la Llera & Chopra (1994), y se define como el lugar geométrico de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante que, aplicadas estáticamente sobre la estructura, producen su colapso. La SUCT define dos regiones: la interior, donde se encuentran las combinaciones de los tipos de fuerzas ya mencionados que generan el comportamiento elástico de la estructura, y el exterior que contiene mecanismos inadmisibles de cortante y torsión.

De la Llera & Chopra (1994) demostraron que la SUCT es convexa y es simétrica respecto al origen si el desplazamiento de fluencia en los elementos es el mismo bajo cargas reversibles (Ladjinovic , 2008)

4.4.1 Construcción de la SUCT

Para entender la construcción de esta superficie se utiliza el ejemplo propuesto por Ladjinovic (2008) donde se describe que la SUCT está compuesta de ramas lineales y puede ser construida conociendo un número finito de puntos. El modelo que utiliza el autor para este ejemplo es una estructura de un grado de libertad con dos planos resistentes en la dirección "X" y cinco en la dirección "Y" (figura 4.5). La dirección de la asimetría en la estructura y la dirección de análisis son propuestas por el autor.

El punto A corresponde a un mecanismo de traslación pura del sistema e implica la fluencia de los planos resistentes de la dirección "y". Por lo tanto, el equilibrio del sistema es:

$$V_{nA} = V_{ny} = \sum_{k=1}^n f_{nyk} , \quad M_{tA} = V_{ny} * e_{vx} , \quad e_{vx} = \frac{1}{V_{ny}} \sum_{k=1}^n f_{nyk} * x_k \quad (36)$$

Donde V_{ny} es la capacidad lateral de la estructura en la dirección "y", f_{nyk} es la capacidad lateral (resistencia nominal) del k-esimo elemento resistente en la dirección "y", n es el número de planos resistentes en la dirección "y", e_{vx} es la excentricidad en resistencia, y x_k es la distancia del k-esimo plano resistente al centro de masa.

Los mecanismos plásticos asociados con la rama A-0 son generados por la rotación del sistema alrededor del plano 1, dejando la deformación para este plano igual a la deformación de fluencia u_{y1} . Para este caso, el equilibrio en el sistema es:

$$V_n = V_{ny} = \sum_{k=1}^n f_{nyk} , \quad M_t = V_{ny} * e_{vx} + \lambda * V_{nx} * b , \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \quad (37)$$

Donde V_{nx} es la capacidad lateral de la estructura en la dirección "x", b es la distancia entre los planos resistentes en la dirección "x" (figura 4.5), y λ es el parámetro que incluye la torsión generada por la deformación de los planos resistentes en la dirección "x" (λ es igual a cero para el equilibrio del sistema en el punto A, y λ es igual a uno para el equilibrio en el punto 0). Para la dirección "x", se supone la misma resistencia nominal en los dos planos resistentes ($f_{ny1}=f_{ny2} = V_{nx}/2$).

Todos los mecanismos plásticos asociados con la rama 0-1 tienen la misma rotación, es decir, estos mecanismos de colapso son generados por la traslación del sistema de referencia, manteniendo la deformación del plano resistente 1 siempre en el rango elástico (de $+u_{y1}$ a $-u_{y1}$). el equilibrio en el sistema para el punto 0 es:

$$V_{n0} = V_{ny}, \quad M_{t0} = V_{ny} * e_{vx} + V_{nx} * b \quad (38)$$

Debido a la traslación (de $+u_{y1}$ en el punto 0 a $-u_{y1}$ en el punto 1), las fuerzas en el plano 1 se reducen, lo cual reduce el cortante basal V_{ny} e incrementa el momento torsionante M_t que resiste el sistema:

$$V_{ny1} = V_{ny0} - 2f_{ny1}, \quad M_{t1} = M_{t0} + 2f_{ny1} * |x_1| \quad (39)$$

Los mecanismos plásticos asociados con la siguiente rama son una secuencia del mecanismo previo, manteniendo siempre la deformación de un plano resistente siempre en el rango elástico. Cada rama de la SUCT es definida por dos puntos: " $k - 1$ " y " k "(figura 4.5). Las coordenadas (V_{nk}, M_{tk}) del punto " k " son dadas por las siguientes expresiones:

$$V_{nyk} = V_{nyk-1} - \Delta V_{nyk}, \quad M_{tk} = M_{tk-1} - \Delta M_{tk} \quad (40)$$

Donde ΔV_{nyk} y ΔM_{tk} son los incrementos del cortante basal y el momento torsionante:

$$\Delta V_{nyk} = 2f_{nyk}, \quad \Delta M_{tk} = 2f_{nyk} * x_k \quad (41)$$

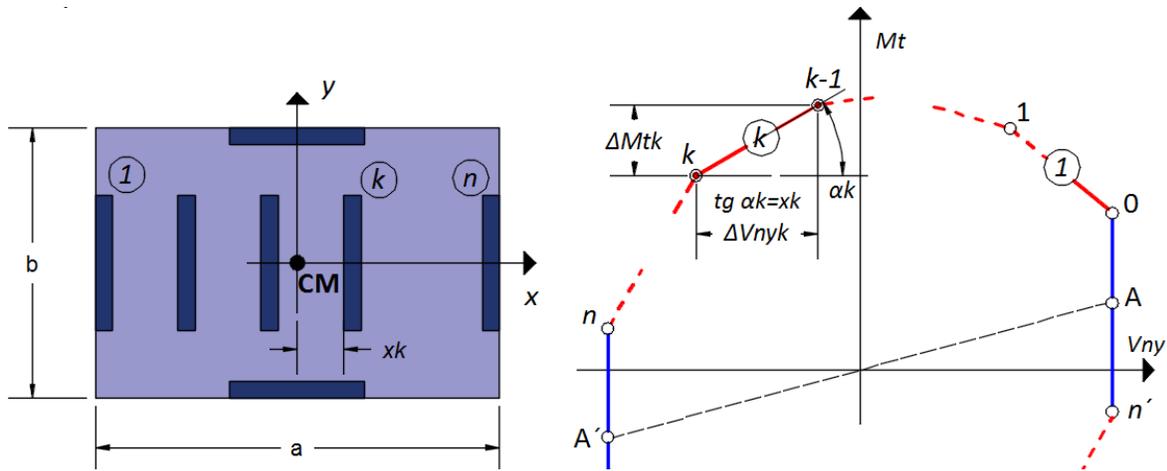


Figura 4.5 SUCT del sistema con un número arbitrario de planos resistentes, adaptado (Ladjinovic , 2008).

De este modo, las coordenadas del vértice subsecuente (punto “ k ”) de la rama considerada puede obtenerse si las coordenadas del vértice anterior (punto “ $k - 1$ ”) son conocidas. Así, la SUCT para el primer y segundo cuadrante pueden ser calculadas usando conceptos simples de análisis plástico. Ya que la SUCT es simétrica respecto al origen, las coordenadas de los puntos para los otros dos cuadrantes pueden ser obtenidos de una manera sencilla.

La pendiente de la tangente de la SUCT es igual a la ubicación del elemento en la planta del edificio ($tg\alpha_k = \Delta M_{tk} / \Delta V_{nyk} = x_k$). Esta pendiente define el centro de rotación plástico del sistema. La SUCT tiene tantas ramas con pendiente finita como el doble del número de planos resistentes en la dirección de análisis. La primera rama está asociada con mecanismos en los cuales el plano resistente más a la izquierda permanece en el rango elástico, en la segunda rama el segundo elemento más a la izquierda permanece en el rango elástico, y así sucesivamente hasta llegar al plano de resistencia más a la derecha.

4.4.2 Propiedades de la SUCT

Las propiedades de la SUCT son descritas por Ladjinovic (2008) y se mencionan a continuación.

Debido a que el comportamiento inelástico de un edificio se desarrolla a lo largo de la SUCT, su forma controla este comportamiento. Por lo tanto, incluso sin un análisis no lineal estático o dinámico es posible comparar el desempeño sísmico esperado de diferentes configuraciones estructurales en función de su SUCT. Los factores que determinan la forma de la SUCT e influyen en el comportamiento inelástico son: la excentricidad de la resistencia, la capacidad lateral y torsional del sistema y la distribución en planta de la resistencia (figuras 4.6 y 4.7).

El sistema de referencia es una estructura simétrica, la cual tienen una relación de aspecto $b/a=0.5$ y cinco planos resistentes, tres en la dirección “y” y dos en la dirección “x”, todos con idénticas propiedades (figura 4.6 a). Un incremento (o decremento) proporcional en la resistencia de cada plano resistente en ambas direcciones, produce una dilatación (o contracción) isotrópica de la SUCT (figura 4.6 b). El incremento en resistencia de los planos resistentes en la dirección orthogonal a la de análisis produce una extensión de la SUCT a lo largo del eje de momento torsionante en la dirección positiva y negativa (figura 4.6 c). Como resultado del incremento en resistencia, también se aumenta la longitud de la rama de cortante basal de la SUCT. Esto genera un aumento proporcional en el momento torsionante resistente para todas las regiones de la SUCT.

Otro factor que afecta la forma de la SUCT es la distribución de la resistencia en planta del edificio (figura 4.7 b). Es evidente que al aumentar la resistencia del plano 2 (como en un edificio con un núcleo central fuerte) en relación con los otros planos, tiene dos principales efectos: esto reduce la capacidad a torsión del sistema, y produce un estiramiento de las ramas asociadas a mecanismos puramente torsionales.

El efecto más importante de la asimetría en resistencia es el sesgo y el estiramiento de la SUCT hacia el primer y tercer cuadrante (figura 4.7 c). Debido a que el plano resistente 3 tiene la mayor resistencia (relativo a los otros planos) esto produce un incremento en la longitud de la rama 3. El sesgo y el estiramiento de la SUCT podría tener consecuencias importantes en el comportamiento inelástico de este tipo de sistemas (asimétricos). Cualquiera de estos sistemas excitados dentro del rango inelástico presentara comportamiento inelástico a lo largo de las ramas largas. Esto implica que el plano más resistente permanecerá en el rango elástico mientras que los demás planos fluirán de una manera significativa. Así, la capacidad lateral del sistema, proporcionada por la gran resistencia del elemento más fuerte, nunca se desarrollará.

Como es bien sabido la asimetría en rigidez es un parámetro importante que controla la respuesta elástica de la estructura. La asimetría de rigidez tiene una influencia significativa en la distribución de fuerzas entre planos resistentes en el rango elástico. Esto controla el movimiento de las combinaciones de cortante basal y momento torsionante dentro de la SUCT. Como sea, la forma de la SUCT es independiente de la asimetría en rigidez del sistema. En la respuesta inelástica, la fuerza de fluencia de los elementos y su locación es lo que determinan la distribución de las fuerzas en los planos resistentes.

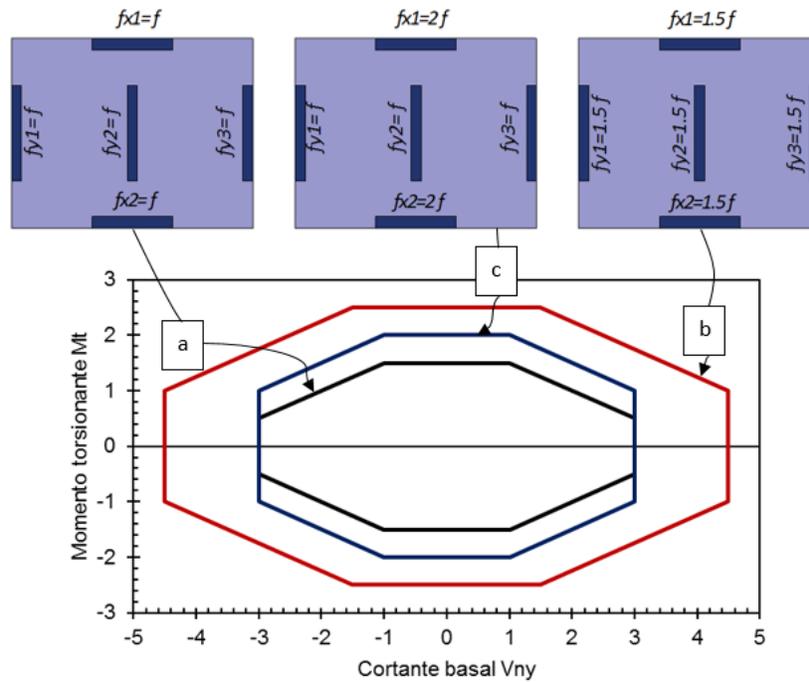


Figura 4.6 Efecto de diferentes parámetros en la SUCT: a) estructura simétrica, b) incremento global de resistencia, c) incremento en resistencia de los planos resistentes ortogonales; adaptado (Ladjinovic , 2008).

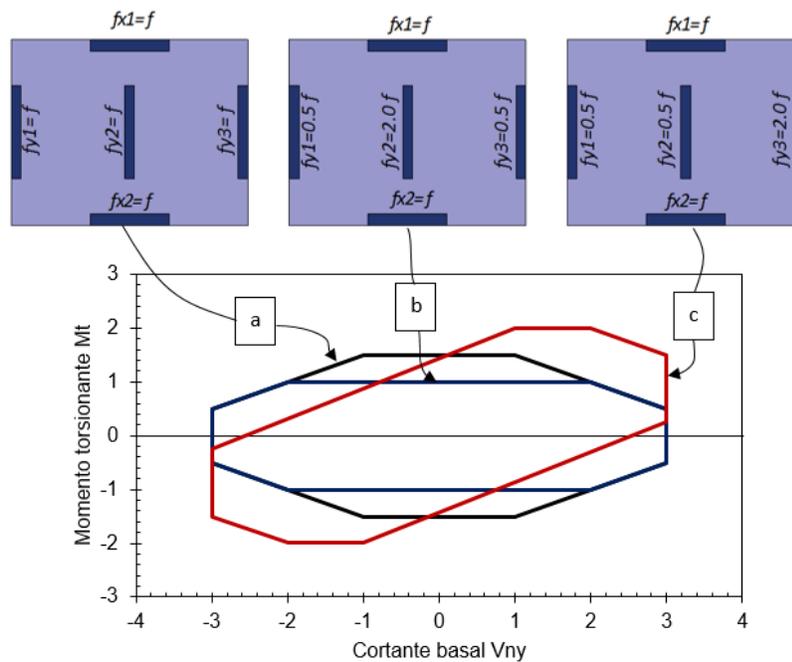
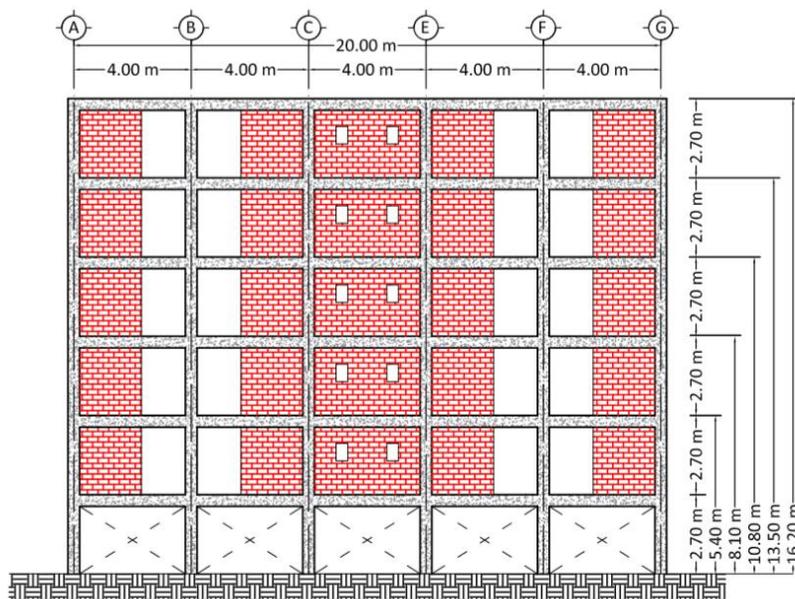


Figura 4.7 Efecto de diferentes parámetros en la SUCT: a) estructura simétrica, b) distribución en planta de la resistencia, c) asimetría en resistencia; adaptado (Ladjinovic , 2008).

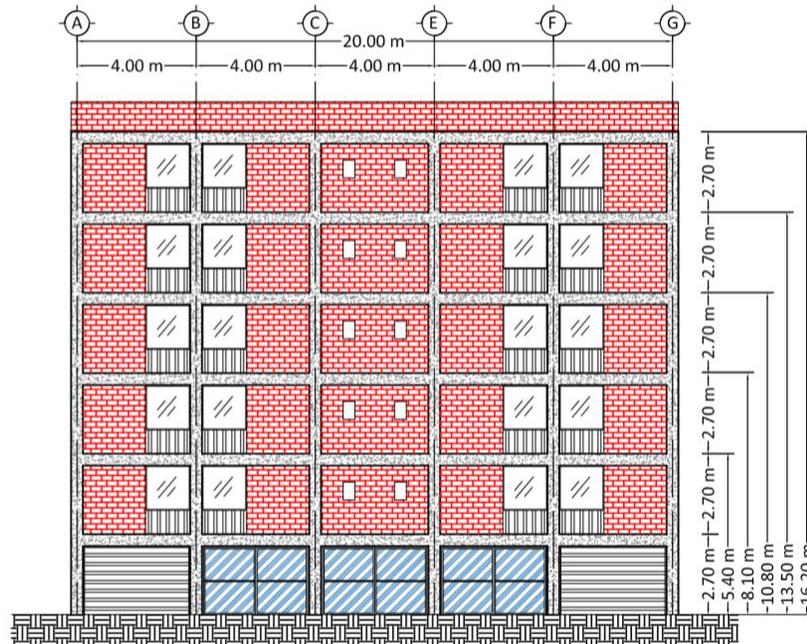
5 DESCRIPCIÓN, MODELADO Y ANÁLISIS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

5.1 Características de los edificios estudiados

Para poder estudiar el comportamiento sísmico de edificios de planta baja débil, se propuso como caso de estudio un conjunto de edificios de 6 pisos con diferentes niveles de asimetría en planta, representativos de estructuras que sufrieron daño o colapso durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 en la ciudad de México. El primero es un edificio que se caracteriza por tener colindancia con otras estructuras en tres de sus lados (edificio en "c"), el segundo edificio colinda con otras estructuras en dos de sus lados (edificio de esquina) y el tercero no tiene colindancia con otros edificios. Todos los edificios se catalogan dentro del grupo B y se suponen ubicados en zona tipo II (transición), que es la zona donde se produjeron los mayores daños en estructuras de planta baja débil durante el sismo ya mencionado. Para el diseño de estos edificios se consideró un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, el cual puede sufrir modificaciones dependiendo de sus características estructurales al aplicar la normativa vigente. Con el fin de evaluar el impacto de los efectos de torsión en los edificios de planta baja débil colapsados durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, los casos de estudio se diseñaron con base al RCDF-1976, normativa con la cual se diseñaron la mayoría de estos edificios. Además, los edificios usados como casos de estudio también se diseñaron en base al RCDF (2017) y la propuesta de diseño de este trabajo, con el fin de comparar y evaluar la normativa vigente. Los edificios son semejantes en planta y en otros aspectos; en la figura 5.1 se muestra la elevación arquitectónica y la elevación estructural de la parte frontal de los casos de estudio, que para todos los casos es la misma.



a)



b)

Figura 5.1 a) Elevación estructural y b) arquitectónica de la parte frontal de los casos de estudio.

5.1.1 Modelo M1

El primer modelo para analizar es el denominado “M1”, el cual representa a un edificio con planta baja débil y que colinda con otros edificios en tres de sus lados, este edificio está destinado al uso habitacional, consta de 5 niveles y la planta baja. La altura de cada nivel es de 2.7 m, alcanzando una altura total de 16.2 m; cuenta con 5 crujías de 4 m en ambas direcciones ortogonales para una dimensión total en su planta de 20 m por 20 m. La edificación se encuentra estructurada mediante un sistema dual a base de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería en todos los niveles; en la fachada principal se interrumpen los muros en la planta baja. El sistema de piso en todos los niveles consta de losa maciza de 12 cm de espesor. La planta baja tiene muros de mampostería únicamente en las zonas exteriores, es decir en las colindancias del edificio, y está destinada al estacionamiento del inmueble, por lo que presenta claros amplios en toda esta planta y en la zona frontal. En la figura 5.2 se muestra la planta arquitectónica de la planta baja y en la figura 5.3 se muestra la planta arquitectónica de los niveles subsiguientes.

5.1.2 Modelos M2

El segundo modelo para analizar es el denominado “M2”, el cual representa a un edificio con planta baja débil y que tiene colindancia con otros edificios en dos de sus lados (edificio de esquina), este edificio está destinado al uso habitacional, consta de 5 niveles y la planta baja. La altura de cada nivel es de 2.7 m alcanzando una altura total de 16.2 m; este edificio tiene las mismas dimensiones en planta y el mismo número de crujías que el edificio del modelo anterior. La edificación se encuentra estructurada mediante un sistema dual a base de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería en todos los niveles incluyendo la planta baja. El sistema de piso en todos los niveles consta de losa maciza de 12 cm de espesor. La planta baja tiene muros de mampostería únicamente en las zonas exteriores, es decir en las colindancias del edificio y está destinada al estacionamiento del inmueble por lo que presenta claros amplios. En la figura 5.4 se muestra la planta arquitectónica de la planta baja y en la figura 5.5 se muestra la planta arquitectónica de los niveles subsecuentes.

5.1.3 Modelos M3

El tercer modelo para analizar es el denominado “M3”, el cual representa a un edificio con planta baja débil y sin colindancia con otros edificios, destinado al uso habitacional, con de 5 niveles y la planta baja. La altura de cada nivel es de 2.7 m alcanzando una altura total de 16.2 m; el número de crujías y las dimensiones en planta son las mismas que las de los edificios de los modelos anteriores. La edificación se encuentra estructurada mediante un sistema dual a base de marcos de concreto reforzado y muros de mampostería en todos los niveles excepto en la planta baja donde únicamente existen marcos de concreto. El sistema de piso en todos los niveles consta de losa maciza de 12 cm de espesor. La planta baja está destinada al estacionamiento del inmueble por lo que presenta claros amplios. En la figura 5.6 se muestra la planta arquitectónica de la planta baja y en la figura 5.7 se muestra la planta arquitectónica de los niveles subsecuentes.

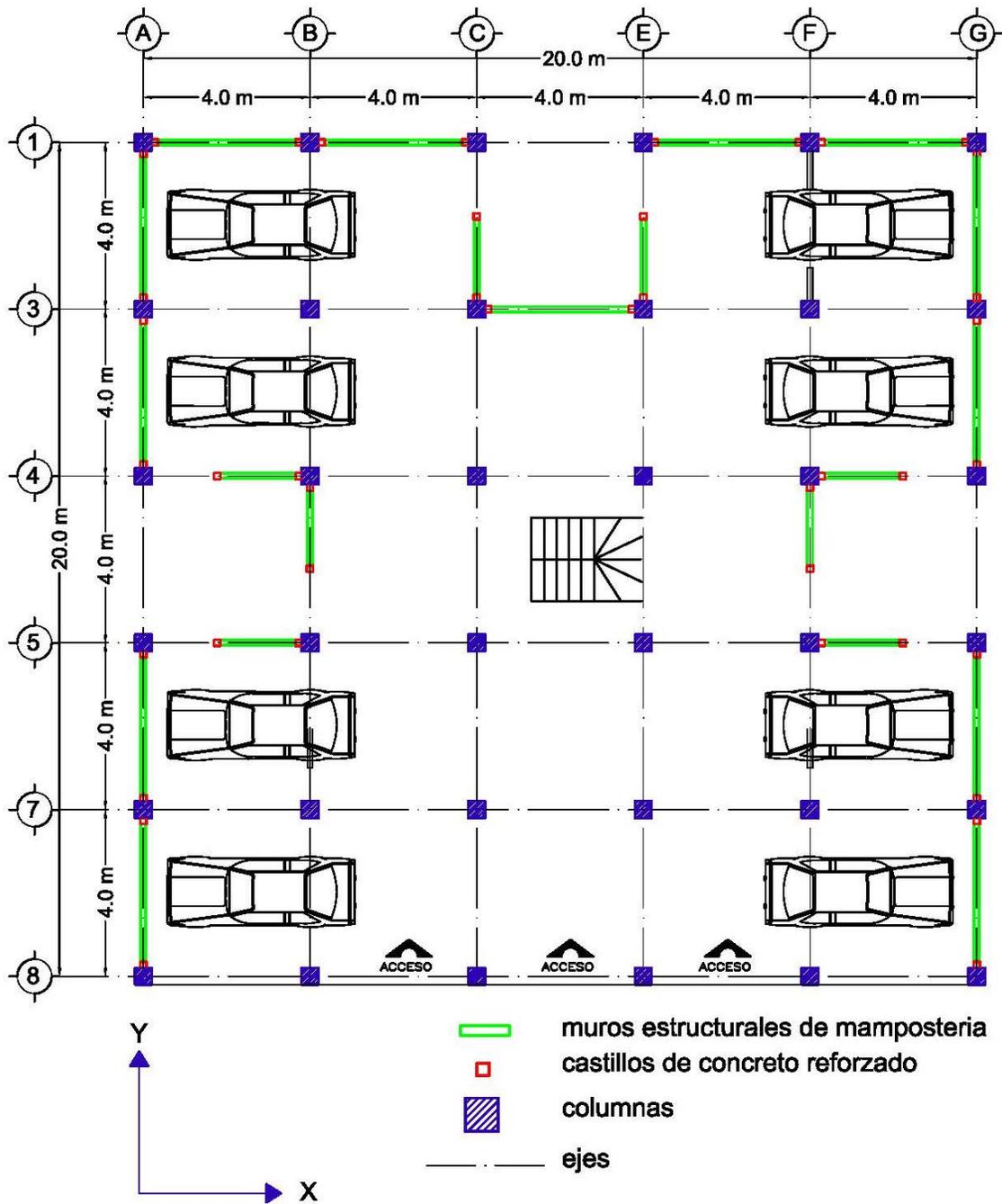


Figura 5.2 Planta arquitectónica de la planta baja, modelo M1.

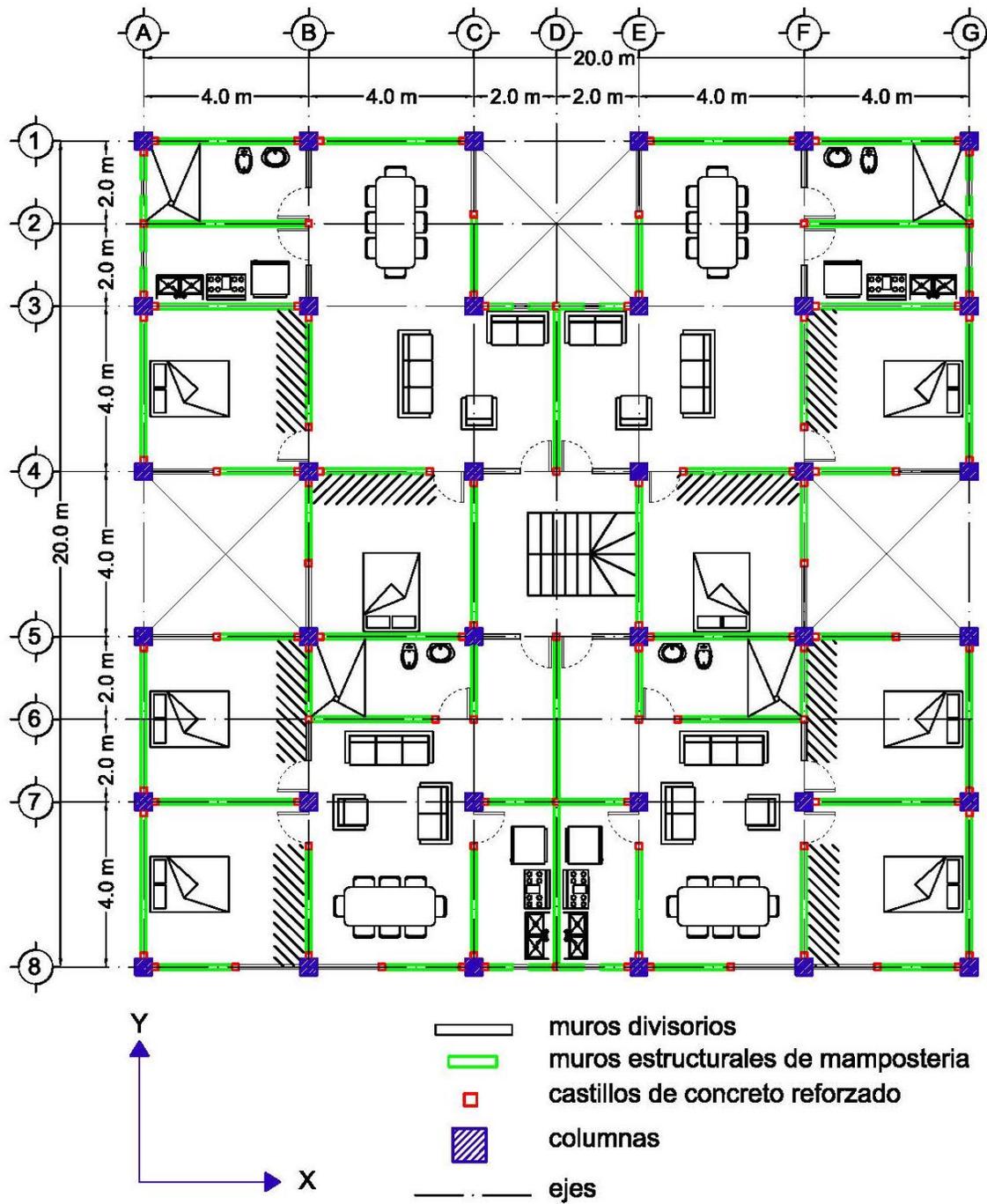


Figura 5.3 Planta arquitectónica de los niveles superiores, modelo M1.

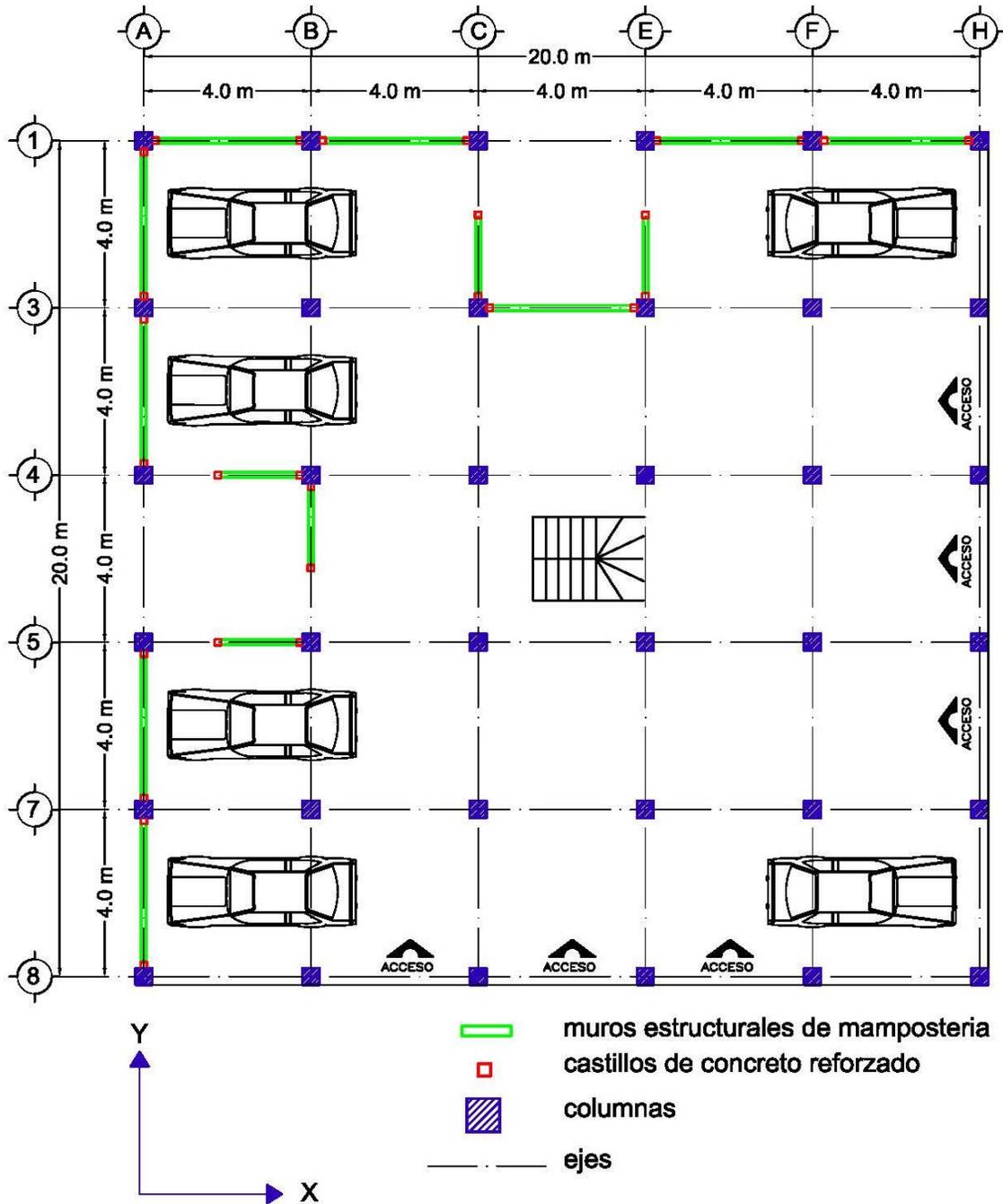


Figura 5.4 Planta arquitectónica de la planta baja, modelo M2.

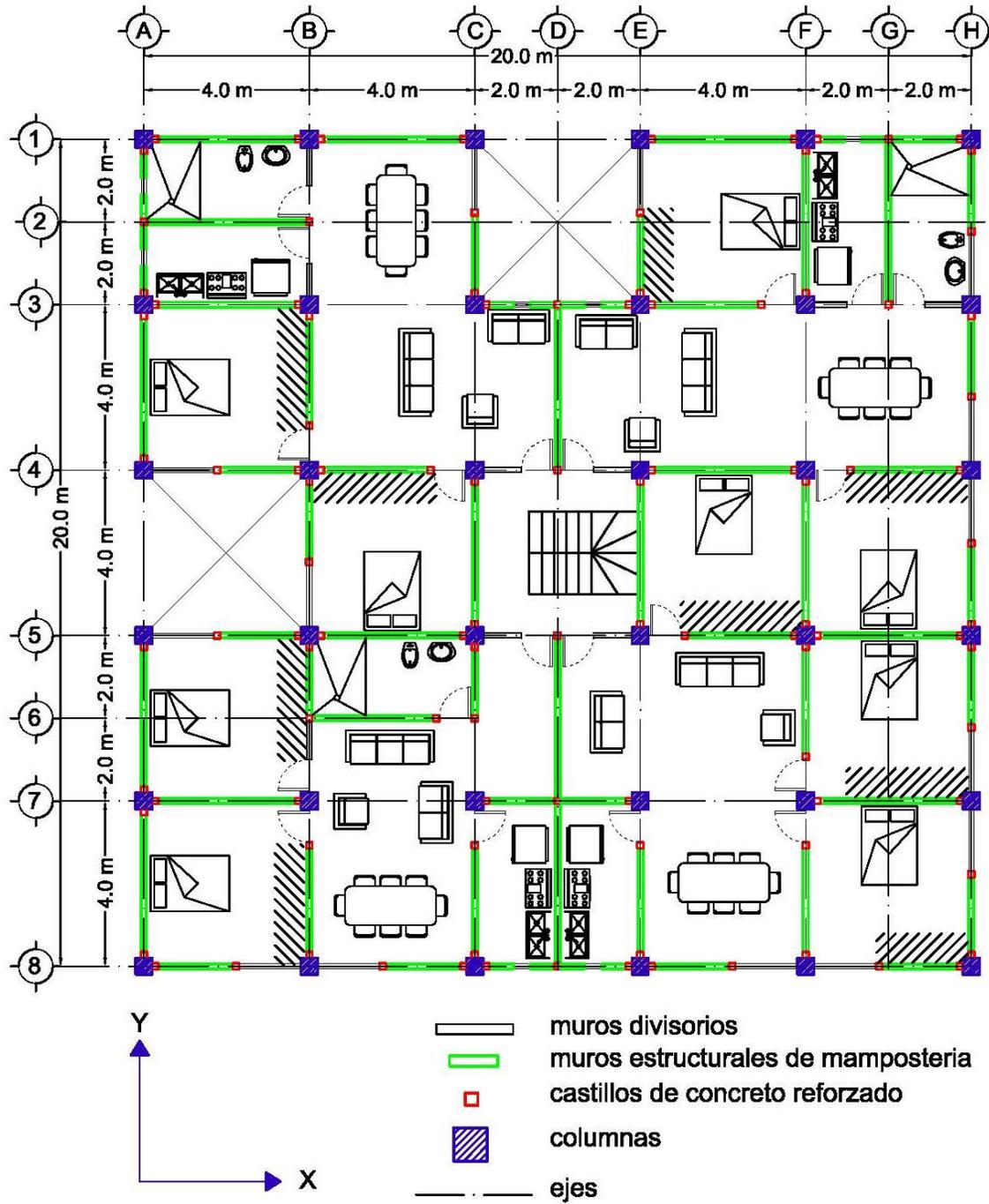


Figura 5.5 Planta arquitectónica de los niveles superiores, modelo M2.

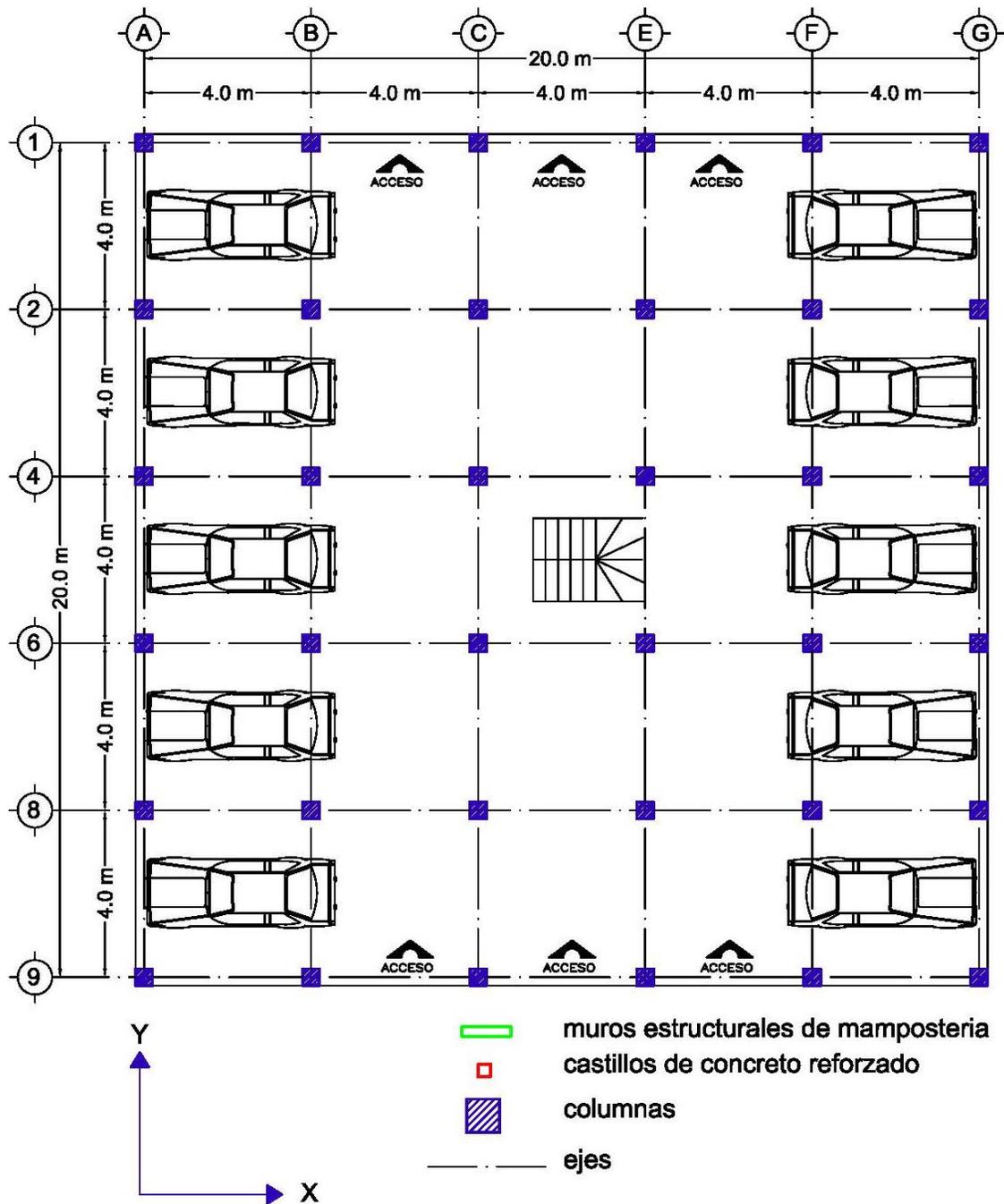


Figura 5.6 Planta arquitectónica de la planta baja, modelo M3.

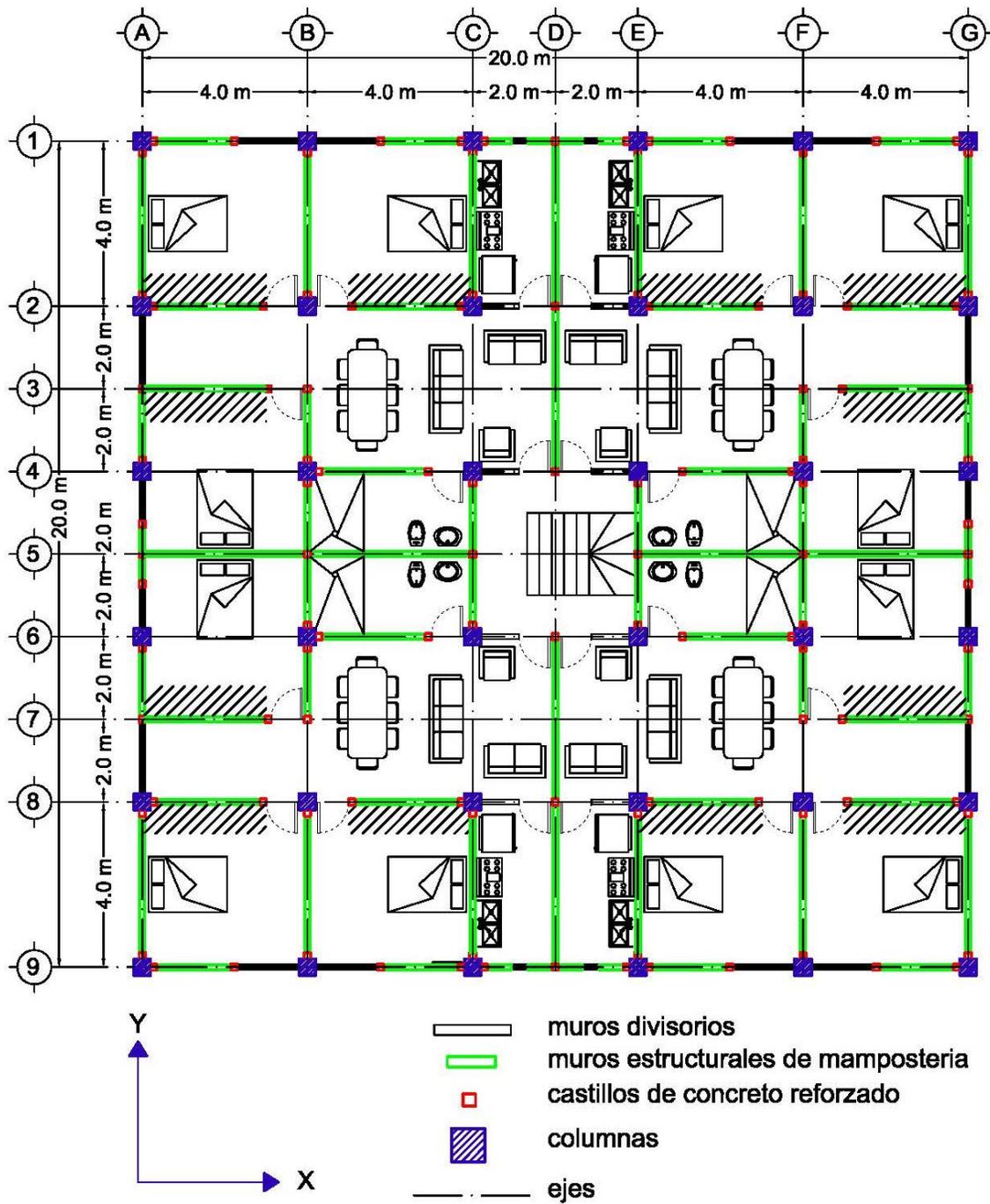


Figura 5.7 Planta arquitectónica de los niveles superiores, modelo M3.

5.1.4 Propiedades de los materiales

Para los casos de estudio se utilizaron los siguientes materiales:

- Concreto reforzado $f'c=250$ kg/cm² para los elementos de los marcos de concreto (columnas y vigas), el cual tiene un peso volumétrico de 2400 kg/m³, un módulo de elasticidad de 221,359 kg/cm² y un módulo cortante de 92,233 kg/cm².
- Concreto reforzado $f'c=150$ kg/cm² para los elementos confinantes (castillos), el cual tiene un peso volumétrico de 2100 kg/m³, un módulo de elasticidad de 171,464 kg/cm² y un módulo cortante de 71,443 kg/cm².
- Acero de refuerzo en columnas, trabes y castillos con esfuerzo de fluencia $f_y=4200$ kg/cm², con un peso volumétrico de 7850 kg/m³ y un módulo de elasticidad de 2,039,000 kg/cm².
- Para los muros de mampostería se usó tabique de barro artesanal de medidas nominales 12 cm x 7 cm x 20 cm, juntado con mortero tipo II; la resistencia de diseño a compresión es de $f'm = 30$ kg/cm², resistencia a compresión diagonal $v'm= 2$ kg/cm², módulo de elasticidad de 20000 kg/cm² y modulo cortante de 8000 kg/cm².

5.2 Criterios y consideraciones para el análisis y diseño

Para poder evaluar y comparar el comportamiento sísmico de los edificios asimétricos con planta baja débil, el análisis y diseño de los modelos se realizó en base a tres diferentes códigos de diseño, el primero de ellos es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 1976 (RCDF,1976), el segundo es Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 2017 (RCDF,2017) y el ultimo es la propuesta de diseño de este trabajo.

Como ya se mencionó, la propuesta de diseño tiene como objetivo contrarrestar el problema de planta baja débil mediante el aumento del cortante basal, además de reducir el impacto de los efectos de torsión sobre este tipo de estructuras. Para ello la aplicación de esta propuesta de diseño requiere de realizar un prediseño de la estructura en base al RCDF-2017; las cargas, las combinaciones de carga, los factores de resistencia, los espectros de diseño, etc., usados para los modelos diseñados con esta propuesta, serán los mismos que los diseñados con el RCDF-2017.

Con el fin de poder identificar cada modelo de los edificios estudiados en el presente trabajo, en la tabla 5.1 se establece una nomenclatura en base al tipo de edificio y el código de diseño usado para su análisis y diseño:

Tabla 5.1 Nomenclatura de los modelos.

<i>Modelo</i>	<i>Normativa de diseño</i>		
	<i>RCDF-1976</i>	<i>RCDF-2017</i>	<i>Propuesta</i>
M1	M1-1976	M1-2017	M1-PROPUESTA
M1	M2-1976	M2-2017	M2-PROPUESTA
M1	M3-1976	M3-2017	M3-PROPUESTA

5.2.1 Análisis y combinaciones de cargas

Para los modelos diseñados de acuerdo con el RCDF-1976, en las tablas 5.2 y 5.3 se resumen las cargas gravitacionales usadas para las losas de entrepiso y de azotea.

Tabla 5.2 cargas para losa de entrepiso de acuerdo con el RCDF-1976.

<i>Tipo de carga</i>	<i>Elemento por considerar</i>	<i>Peso (kg/m²)</i>
Carga muerta	Losa de concreto de 12 cm	288
	Firme de mortero	31.5
	Loseta cerámica	35
	Plafón	18
	Carga Adicional art. 224	40
	Instalaciones y accesorios	20
		433
Carga viva art. 227		250
Carga viva accidental (sismo) art. 227		90

Tabla 5.3 cargas para losa de azotea de acuerdo con el RCDF-1976.

<i>Tipo de carga</i>	<i>Elemento por considerar</i>	<i>Peso (kg/m²)</i>
Carga muerta	Losa de concreto de 12 cm	288
	Firme de mortero	31.5
	Impermeabilizante	30
	Plafón	18
	Carga Adicional	40
	Instalaciones y accesorios	20
		427.5
Carga viva art. 227		100
Carga viva accidental (sismo) art. 227		70

En las tablas 5.4 y 5.5, se hace lo propio, para los modelos diseñados de acuerdo con el RCDF-2017; estas mismas cargas se usan para los modelos diseñados con la propuesta de este trabajo.

Tabla 5.4 cargas para losa de entepiso de acuerdo con el RCDF-2017.

<i>Tipo de carga</i>	<i>Elemento por considerar</i>	<i>peso (kg/m²)</i>
Carga muerta	Losa de concreto de 12 cm	288
	Firme de mortero	31.5
	Loseta cerámica	35
	Plafón	18
	Carga Adicional	80
	Instalaciones y accesorios	20
		473
Carga viva		190
Carga viva accidental		100

Tabla 5.5 cargas para losa de azotea de acuerdo con el RCDF-2017.

<i>Tipo de carga</i>	<i>Elemento por considerar</i>	<i>peso (kg/m²)</i>
Carga muerta	losa de concreto de 12 cm	288
	Firme de mortero	31.5
	Impermeabilizante	30
	Plafón	18
	Carga Adicional	15
	Instalaciones y accesorios	20
		402.5
Carga viva		100
Carga viva accidental		70

El RCDF-1976 plantea factores de carga cuyo fin es proporcionar una seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño; por su parte, los factores de resistencia toman en cuenta errores en los cálculos, además de la variación en cuanto a resistencia y dimensiones de los elementos propuestos respecto a los construidos. De acuerdo con esta norma el factor de carga para cargas permanentes es de 1.4, mientras que para cargas accidentales es de 1.1. Por su parte los factores de resistencia son: 0.9 para elementos sometidos a flexión y 0.8 para elementos sometidos a cortante, 0.85 para elementos sometidos a torsión y 0.75 para elementos sometidos a flexocompresión.

Para el RCDF-2017 el factor de carga para cargas permanentes es de 1.3, para cargas variables es de 1.5 y para cargas accidentales es de 1.1. Por su parte los factores de resistencia son: 0.9 para elementos sometidos a flexión y 0.75 para elementos sometidos a cortante, 0.75 para elementos sometidos a torsión y 0.65 para elementos sometidos a flexocompresión. Estos mismos factores se tomaron para los modelos diseñados de acuerdo con la propuesta de este trabajo.

Las combinaciones de carga tienen como propósito tomar en cuenta las diferentes acciones que pueden actuar simultáneamente sobre la estructura, y que de no contemplarse podrían causar el colapso de esta. Las combinaciones de carga que se tomaron para el diseño de los modelos, de acuerdo con los diferentes códigos considerados en este trabajo, se muestran en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 combinaciones de carga.

Combinación	RCDF-1976					RCDF-2017/ Propuesta de diseño				
	C.M. ¹	C.V. ²	C.V.A. ³	S.X. ⁴	S.Y. ⁵	C.M. ¹	C.V. ²	C.V.A. ³	S.X. ⁴	S.Y. ⁵
1	1.4	1.4				1.3	1.5			
2	1.1		1.1	1.1	0.33	1.1		1.1	1.1	0.33
3	1.1		1.1	1.1	-0.33	1.1		1.1	1.1	-0.33
4	1.1		1.1	-1.1	0.33	1.1		1.1	-1.1	0.33
5	1.1		1.1	-1.1	-0.33	1.1		1.1	-1.1	-0.33
6	1.1		1.1	0.33	1.1	1.1		1.1	0.33	1.1
7	1.1		1.1	-0.33	1.1	1.1		1.1	-0.33	1.1
8	1.1		1.1	0.33	-1.1	1.1		1.1	0.33	-1.1
9	1.1		1.1	-0.33	-1.1	1.1		1.1	-0.33	-1.1
10	1.1		1.1	1.1		1.1		1.1	1.1	
11	1.1		1.1	-1.1		1.1		1.1	-1.1	
12	1.1		1.1		1.1	1.1		1.1		1.1
13	1.1		1.1		-1.1	1.1		1.1		-1.1

¹ carga muerta, ² carga viva, ³ carga viva accidental, ⁴ sismo en la dirección "x", ⁵ sismo en la dirección "y".

5.2.2 Espectros elásticos de diseño

En el caso de los modelos diseñados con el RCDF-1976 las cargas por sismo se obtuvieron al aplicar un análisis estático; En la figura 5.8 se presenta el espectro de diseño elástico usado para la obtención del coeficiente de pseudoaceleración correspondiente a la zona II (transición) y a un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ reducido.

Para los modelos diseñados con el RCDF-2017 las cargas por sismo se obtuvieron al realizar un análisis modal espectral, usando dos espectros de diseño elásticos obtenidos del programa SASID (figura 5.8), correspondientes a la Alcaldía Benito Juárez, ubicada en la zona II (transición), y asociadas a factores de comportamiento sísmico $Q=1$ y $Q=2$ sin reducir por irregularidad.

Para el caso de los modelos diseñados con la propuesta de este trabajo, las cargas por sismo se obtuvieron de un análisis modal espectral, usando el mismo espectro de diseño elástico para $Q=2$ del caso anterior.

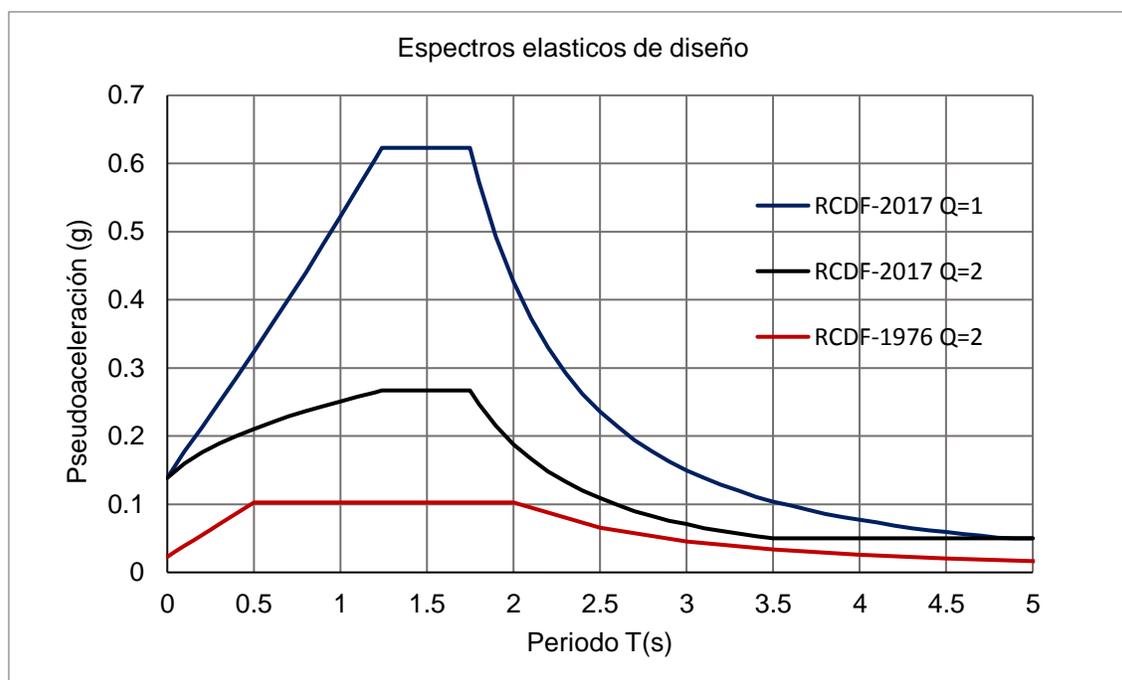


Figura 5.8 Espectros elásticos de diseño.

5.2.3 Modelación y análisis.

Como ya se mencionó, para los modelos diseñados de acuerdo con el RCDF-1976 se usó el análisis estático, ya que era el tipo de análisis usado para los edificios diseñados con este reglamento, mientras que para los modelos diseñados con el RCDF-2017 y la propuesta de diseño se recurrió al análisis modal espectral, en todos los casos se tomaron en cuenta los efectos de torsión con base a sus respectivas normativas. Para el análisis de los modelos se usó el programa ETABS, para el modelado de los elementos de concreto en este programa se recurrió a los elementos tipo barra, para el modelado de las losas se usaron elementos tipo placa y para el modelado de los muros de mampostería se utilizó la metodología de la columna ancha, la cual permite el uso de elementos tipo barra para modelar muros de mampostería.

De acuerdo con Pérez-Gavilán "editor" (2015) el método de la "columna ancha" es uno de los métodos para la modelación de muros más sencillos de usar, además de tener una razonable precisión. Para la correcta aplicación de este método deben seguirse las siguientes recomendaciones:

- Los muros o segmentos de muro se modelarán con elementos tipo barra los cuales deben incluir las deformaciones por cortante.
- Es necesario localizar el elemento "columna ancha" al centro del muro.

- La sección transversal del elemento incluirá a las secciones transformadas de los castillos. Estos últimos no deberán duplicarse para muros contiguos.
- Para lograr la conexión de los muros con otros elementos y poder modelar el ancho del muro, deberán utilizarse elementos rígidos que salen perpendicularmente al eje del muro hasta llegar al borde.

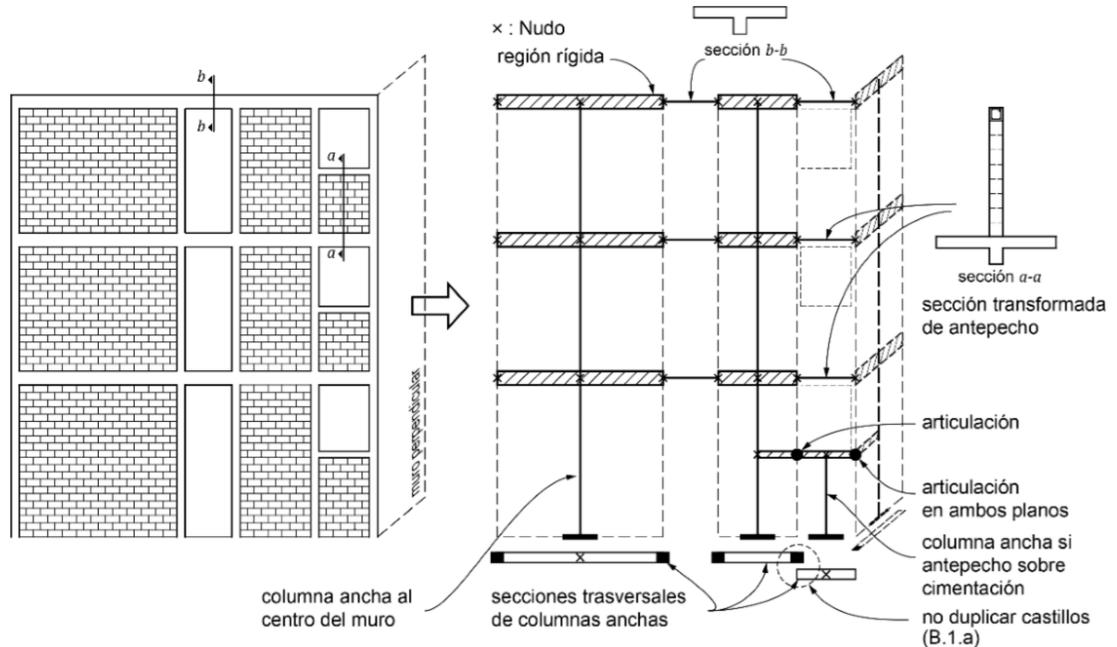


Figura 5.9 Modelo de la columna ancha (NTCDM,2017).

Una vez establecidos los parámetros de diseño, se realizó el modelo matemático con base a un pre-dimensionamiento propuesto, y se efectuó el análisis de los modelos matemáticos usando el programa ETABS. Una vez obtenidos los elementos mecánicos se realizó el diseño estructural de los modelos. Para todos ellos se revisaron los estados límites de servicio, especificadas en cada código de diseño y se verificó que los elementos cumplieran con las demandas de resistencia y con el mecanismo “columna fuerte - viga débil. Además, se aplicaron los criterios del RCDF-2017 y de la propuesta de diseño de este trabajo que buscan contrarrestar el efecto de *planta baja débil* en los edificios. Las dimensiones y armados de los elementos de concreto obtenidos del diseño estructural se muestran en el apéndice A. En la figura 5.10 se muestran los modelos realizados en ETABS.

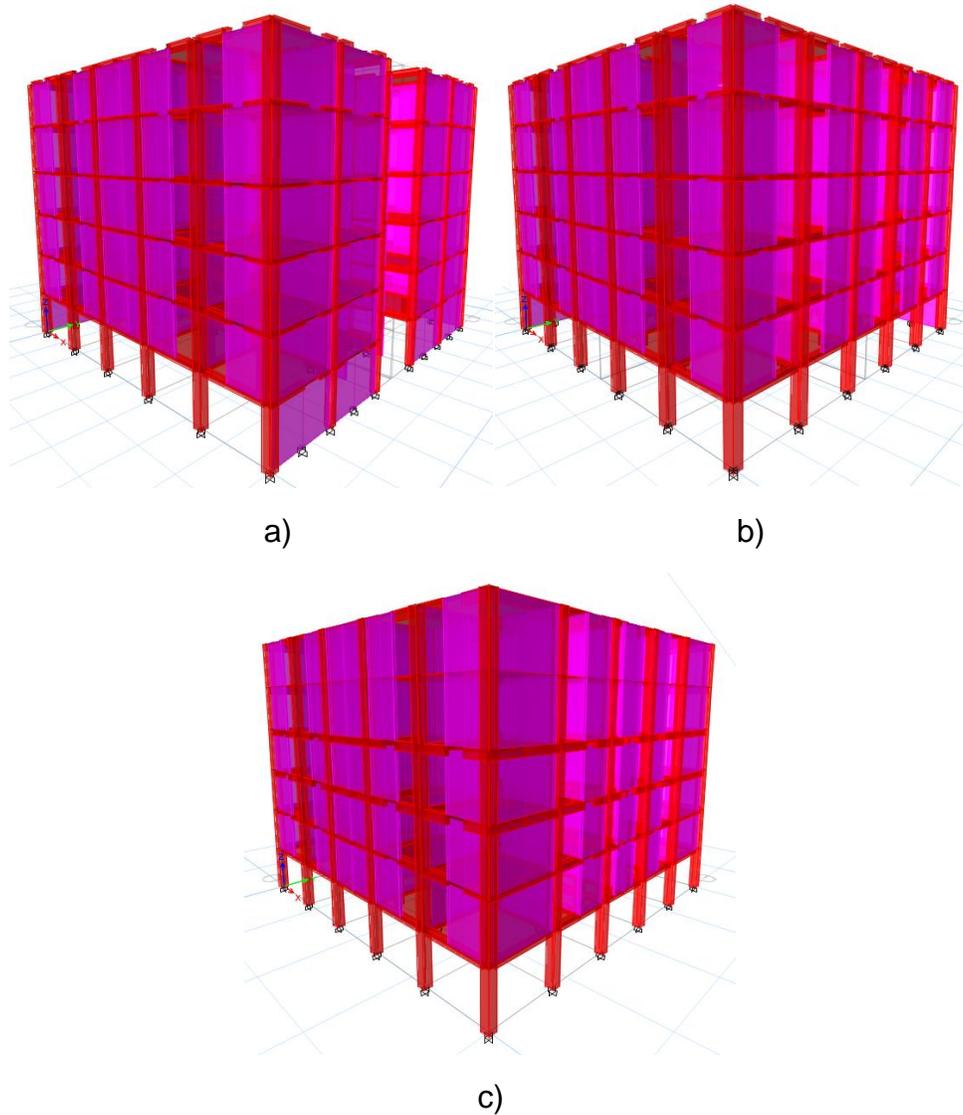


Figura 5.10 Modelos realizados en el programa ETABS, a) modelo M1, b) modelo M2 y c) modelo M3.

5.3 Propiedades dinámicas de los modelos

Derivado del diseño de los modelos, para cada uno de ellos se obtuvieron las propiedades dinámicas, entre las cuales destacan los periodos de los tres primeros modos de vibrar, así como la masa efectiva participante para cada modo, esto con el fin de poder observar la influencia del modo rotacional respecto los modos traslacionales, y poder caracterizar de una mejor manera el comportamiento sísmico de los edificios estudiados. En la tabla 5.7 se pueden observar las propiedades dinámicas antes descritas para todos los modelos.

Tabla 5.7 Propiedades dinámicas de los modelos.

<i>Modelo</i>	<i>modo 1 traslacional</i>		<i>modo 2 traslacional</i>		<i>modo 3 rotacional</i>	
	<i>Periodo (s)</i>	<i>% de masa efectiva</i>	<i>Periodo (s)</i>	<i>% de masa efectiva</i>	<i>Periodo (s)</i>	<i>% de masa efectiva</i>
M1-1976	0.411	79.44	0.373	84.17	0.306	7.16
M1-2017	0.394	79.5	0.366	83.38	0.303	5.92
M1-PROPUESTA	0.396	79.04	0.366	83.6	0.304	6.39
M2-1976	0.359	72.24	0.316	87.86	0.253	17.26
M2-2017	0.357	71.24	0.314	87.71	0.25	18.15
M2-PROPUESTA	0.324	70.13	0.298	85.29	0.242	16.21
M3-1976	0.467	95.44	0.454	95.78	0.127	3.85
M3-2017	0.417	92.68	0.402	93.13	0.119	5.78
M3-PROPUESTA	0.367	89.05	0.355	90.19	0.108	7.66

5.4 Registros sísmicos

Los movimientos sísmicos usados para realizar los análisis dinámicos no lineales paso a paso corresponden a un total de 8 registros ocurridos durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, recopilados por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico CIRES; estos registros corresponden a estaciones ubicadas en la zona tipo II (suelo de transición), con un periodo dominante de 1 s. En la tabla 5.8 se muestran las características de los registros, además de la nomenclatura usada en este trabajo para referirse a cada uno de ellos. En la figura 5.11 se muestran los espectros de respuesta de los registros sísmicos superpuestos con los espectros elásticos de diseño calculados para un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. Las NTCDS-2017 establecen que para estructuras ubicadas en suelos con periodo menor a dos segundos $T_s = 2 s$, deben usarse no menos de 8 parejas de movimientos sísmicos para realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso, por lo cual este trabajo cumple con dicha disposición. Para este trabajo se decidió no escalar los registros sísmicos con el fin de evaluar su impacto en edificios diseñados con diferentes códigos y normativas.

Tabla 5.8 Datos de los registros sísmicos.

<i>Registro</i>	<i>Nombre de la estación</i>	<i>Dirección de la estación</i>	<i>Nomenclatura</i>
1	ALBERCA OLÍMPICA	Del. Benito Juárez, Col. General María Anaya, Río Churubusco	Sismo 1
2	DEPORTIVO REYNOSA	Del. Azcapotzalco, Col. Nueva España, entre calle San Pablo y Eje 5 Norte.	Sismo 2
3	DGCOH XOTEPINGO	Del. Coyoacán, DGCOH Xotepingo, Col. Ciudad Jardín, Av. División del Norte esq. con calle Xotepingo.	Sismo 3
4	JARDÍN "ESPARZA OTEO"	Del. Benito Juárez, Col. Nápoles, Pensilvania entre Georgia y Alabama.	Sismo 4
5	ESCANDÓN	Del. Miguel Hidalgo, Col. Escandón, Calle Comercio esq. Con Calle José Martí.	Sismo 5
6	GRANJAS	Del. Azcapotzalco, Col. Sindicato Mexicano de Electricistas, calle Norte 87 esq. calle Aspiros.	Sismo 6
7	ESC. SEC. TÉC. "RAFAÉL DONDÉ"	Del. Miguel Hidalgo, Col. Anáhuac, Calle Lago Alberto entre calles Lago Xochimilco y Lago Muritz.	Sismo 7
8	SCT B-2	Estacionamiento del edificio de SCT, Universidad entre cumbres de Maltrata y Xola, Col. Narvarte, México D.F.	Sismo 8

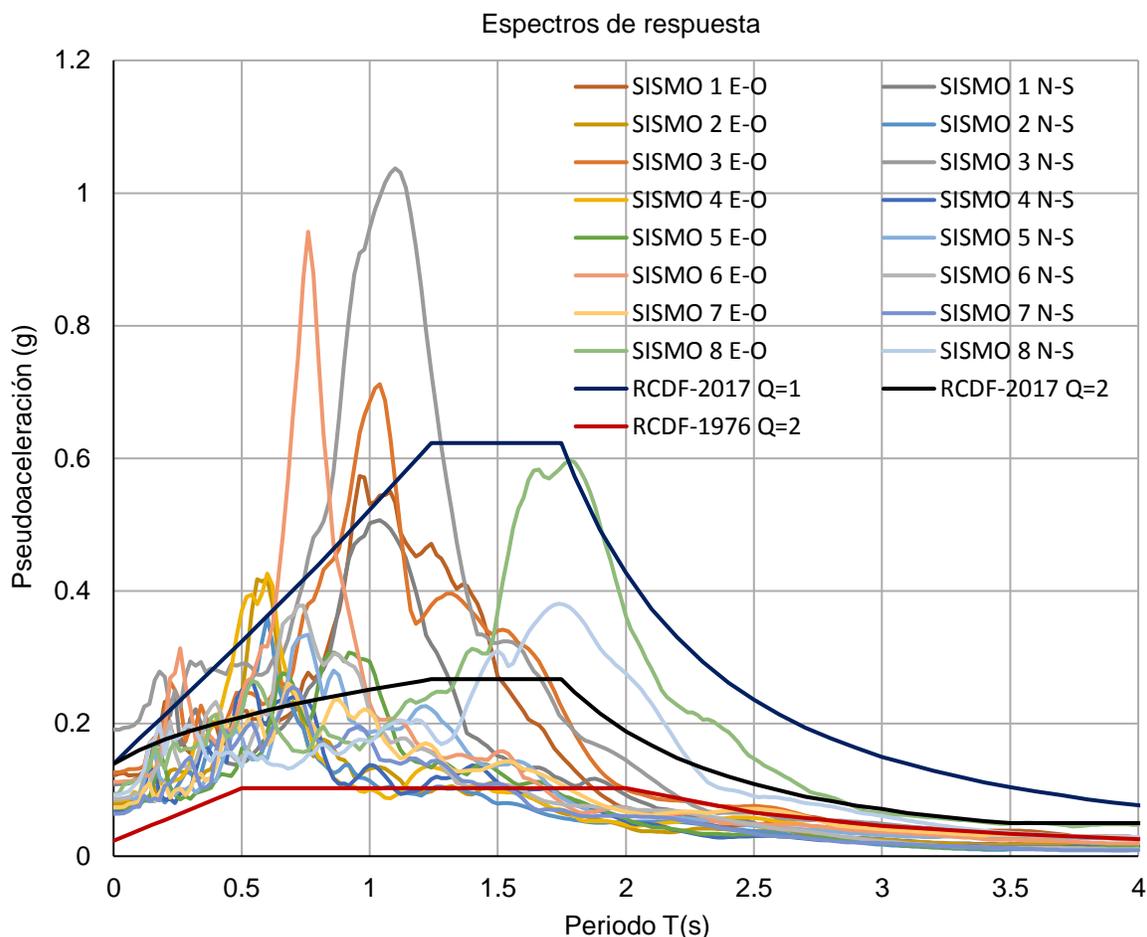


Figura 5.11 Espectros de respuesta de los registros sísmicos y espectros elásticos de diseño.

5.5 Análisis dinámico no lineal paso a paso

Para el análisis dinámico no lineal paso a paso de todos los modelos se usó el programa ETABS, estos análisis se realizaron empleando los ocho registros sísmicos seleccionados para los modelos M2 y tan solo dos de ellos (sismo 3 y sismo 4) para los modelos M1 y M3. Entre las consideraciones más importantes de este análisis se puede mencionar que: se consideró el comportamiento de diafragma rígido en los entrepisos, el porcentaje de amortiguamiento crítico fue del 5%, se consideró el desarrollo de articulaciones plásticas en vigas, columnas y en muros de mampostería; el intervalo de tiempo considerado en los análisis fue de 0.01 s. La determinación de las propiedades no lineales de los elementos se describe en los siguientes apartados.

5.5.1 Vigas

La forma de modelar el comportamiento no lineal de vigas de concreto reforzado en el programa ETABS, es mediante el uso de resortes rotacionales en los extremos de la viga; estos resortes rotacionales concentran las deformaciones no lineales. Los parámetros para determinar la fluencia del elemento fueron los momentos de fluencia positivo y negativo, tanto en el extremo inicial como en el extremo final del elemento, estos momentos se determinaron con base al diagrama momento curvatura del elemento. El modelo usado para caracterizar el comportamiento histerético del elemento fue la ley de Takeda modificada (Otani, 1974), que es el más usual para elementos de concreto reforzado. Este modelo considera la reducción de resistencia del elemento en base a la ductilidad máxima. Esta ley es regida por dos parámetros, el parámetro α , que define la pendiente de descarga k_u y el parámetro β , el cual define la rigidez de recarga. En la siguiente figura se muestra la ley de Takeda modificada.

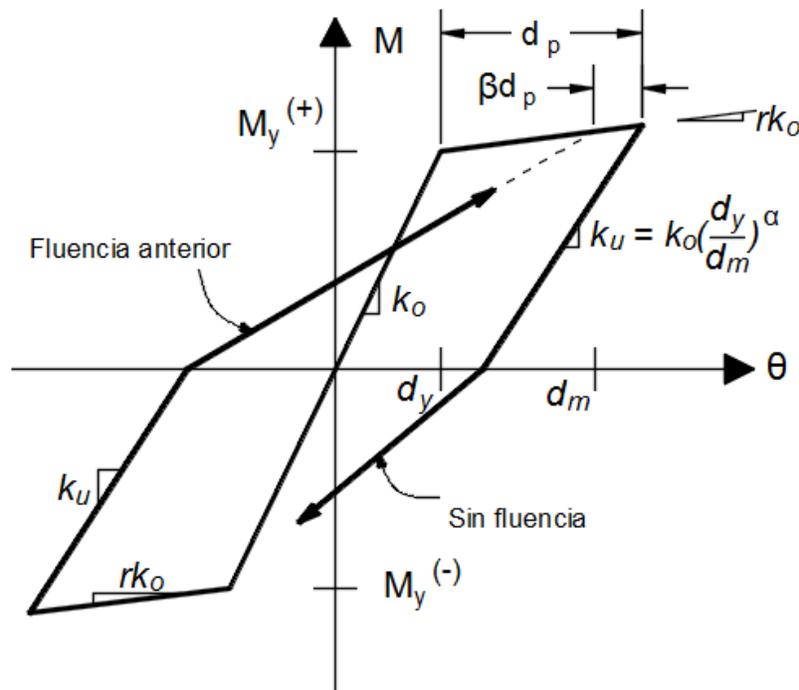


Figura 5.12 Modelo de comportamiento histerético de Takeda modificado

5.5.2 Columnas

En el caso de las columnas el programa ETABS considera el comportamiento no lineal de las columnas de concreto reforzado con base a una componente que considera la interacción de la carga axial y de dos momentos flexionantes ortogonales entre sí; de igual forma que en las vigas de concreto reforzado, se consideró que la ley que rige el comportamiento histórico de las columnas de concreto reforzado es la de Takeda modificado, la cual asume una reducción en resistencia basada en la ductilidad máxima. Para obtener la fluencia del elemento tipo columna se emplea una superficie de interacción momento-carga axial como la mostrada en la figura 5.13.

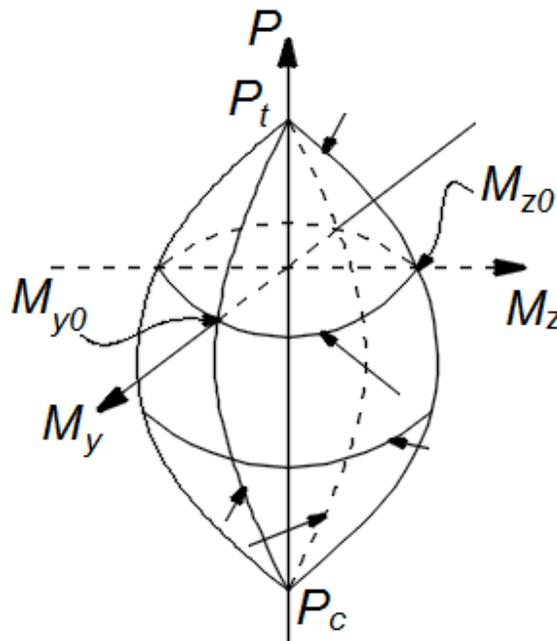


Figura 5.13 Superficie de interacción carga axial-momento flexionante de fluencia.

5.5.3 Muros de mampostería confinada

Para el caso de muros de mampostería confinada con relaciones de (H/L) menores a 2 la falla predominante es por cortante y el muro es considerado como robusto, para lo cual, de acuerdo con Pérez-Gavilán "editor" (2015), el comportamiento no lineal de los muros de mampostería se modela a través de una articulación ubicada en su base que contempla sus propiedades a corte, como se observa en la figura 5.14. Cabe resaltar que esto aplica para muros modelados con el método de la columna ancha modificado, que asocia a la componente de deformación por corte en la totalidad de la degradación de la rigidez lateral del muro de mampostería, es

decir que mientras la rigidez a flexión en el elemento de columna ancha se mantiene constante durante el análisis, la rigidez a corte se modifica.

Para poder caracterizar el comportamiento no lineal de estos elementos, se usaron parámetros correspondientes a una envolvente trilineal de un ciclo histerético para muros de mampostería confinada, los parámetros usados son los propuestos por Flores y Alcocer (1996), los cuales permiten determinar la resistencia del muro al primer agrietamiento (V_1), la resistencia máxima (V_2) y la resistencia última (V_3), así como las distorsiones asociadas a cada punto. En la figura 5.15 se muestra la envolvente trilineal.

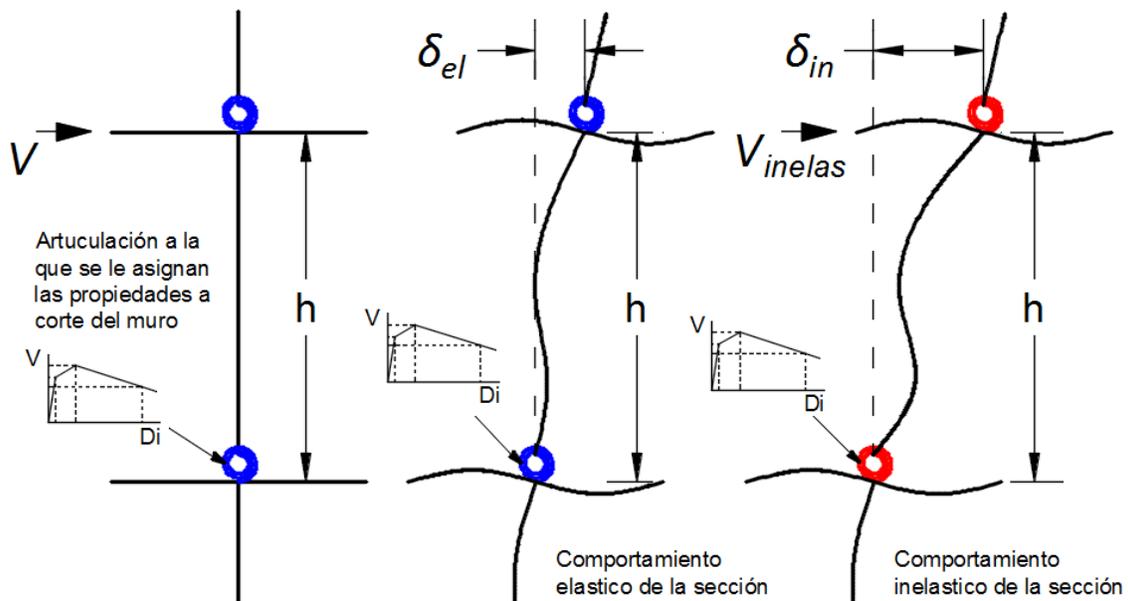


Figura 5.14 Modelo de columna ancha modificada para muros doblemente empotrados, adaptado (Pérez-Gavilán "editor", 2015).

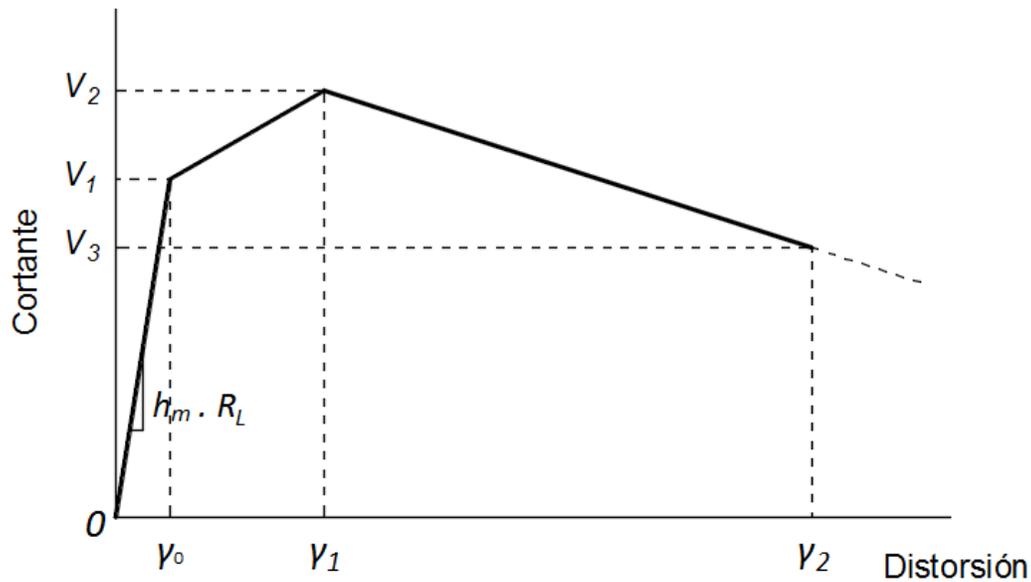


Figura 5.15 Envolvente trilineal para mampostería confinada, adaptado
(Flores & Alcocer, 1996).

Los parámetros que definen a la envolvente, propuestos por Flores & Alcocer (1996) son los siguientes:

$$V_1 = V_R \quad (42)$$

$$V_2 \approx 1.25 V_1 \quad (43)$$

$$V_3 = 0.8 V_1 \quad (44)$$

$$\gamma_0 = V_1 / (h_m * k_l) \quad (45)$$

$$\gamma_1 = 0.003 \quad (46)$$

$$\gamma_1 = 0.01 \quad (47)$$

Donde V_R es el cortante resistente del muro calculado de acuerdo con las NTCD-2017, h_m es la altura del muro y k_l es la rigidez lateral del muro. Las rigideces elásticas en las direcciones locales X, Y y Z se calcularon de acuerdo con las siguientes expresiones (Pérez-Gavilán "editor", 2015).

$$k_a = \frac{E_m A_m}{h_m} \quad (48)$$

$$k_f = \frac{12 E_m I_m}{(4 - 3\beta)h_m^3} \quad (49)$$

$$k_v = \frac{G_m A_m}{k h_m} \quad (50)$$

$$k_l = \frac{k_f k_v}{k_f + k_v} \quad (51)$$

Donde E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería, A_m es el área de la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos, h_m es la altura del muro, I_m es el momento de inercia de la sección transversal del muro incluyendo las secciones transformadas de los castillos, G_m es el módulo de cortante de la mampostería, β es el coeficiente que define la condición de frontera del muro, igual a la unidad si el muro está restringido al giro, igual a cero si el muro está en voladizo; k es el factor de forma por cortante, k_a es la rigidez axial del muro, k_f es la rigidez a flexión del muro, k_v es la rigidez a corte del muro, k_l es la rigidez lateral del muro.

Una vez definida la envolvente trilineal, usamos la ley de histéresis de Takeda modificada con una reducción de resistencia basada en la ductilidad máxima, esta ley se calibró de acuerdo con resultados obtenidos de ensayos de muros de mampostería confinada realizados por Flores y Alcocer (1996), relacionando la distorsión asociada a la fuerza cortante.

CAPITULO 6: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de diversos tipos de análisis realizados a los modelos estudiados, los cuales representan a nuestros casos de estudio. Estos análisis se realizaron para nuestros tres tipos de modelos, los cuales representan a edificios de planta baja débil con diferente configuración y concentración de muros. Cabe resaltar que el diseño de estos modelos se realizó en base a dos diferentes normas y una propuesta de diseño.

Para poder estudiar el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, los modelos se sometieron a análisis estáticos y dinámicos, resaltando los análisis no lineales paso a paso. De estos últimos es de los cuales se obtuvo la mayoría de los resultados relevantes.

Debido a la gran cantidad de información generada de los análisis no lineales, se optó por presentar las historias de *cortante-momento torsionante* del entrepiso de mayor interés, que para nuestros casos de estudio es la planta baja. Para evaluar los efectos de torsión, generados en este tipo de análisis, se realizó la superposición de las historias antes mencionadas y la superficie ultima de cortante-momento torsionante, propuesta por De la Llera y Chopra (1994).

Para estudiar el comportamiento global de los modelos ante acciones sísmicas, se obtuvieron las historias de *desplazamiento de azotea-cortante basal*, además de las *distorsiones máximas de entrepiso*, derivadas de análisis no lineales paso a paso.

Además, se presentan otros parámetros relevantes que nos permiten evaluar el desempeño de la normativa vigente, tales como la comparación entre el peso de las estructuras, además de la comparación en el aumento en el cortante basal que plantea la normativa vigente contra la de la propuesta de diseño.

6.1 Valores de los cocientes de rigidez y resistencia

Entre los parámetros más importantes que plantea la propuesta de diseño, se encuentran el cálculo de los cocientes de rigidez y resistencia, los cuales ya han sido mencionados en el apartado 3.3. Es importante mencionar que para el diseño y dimensionamiento de los elementos que aportan rigidez a la planta baja débil, se usó un cortante basal, obtenido de un análisis modal espectral multiplicado por el producto de estos cocientes. Con base a un prediseño realizado usando cargas de diseño, y demás recomendaciones de acuerdo con el RCDF-2017, además de un espectro de diseño para la zona tipo II (transición) y para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, tal y como lo marca dicha normativa. En base a este prediseño se obtuvieron los siguientes cocientes de rigidez y resistencia, mostrados en la tabla 6.2, para cada modelo, en cada una de las dos direcciones principales de análisis.

Tabla 6.2 Cocientes de rigidez y resistencia

<i>Modelo</i>		<i>Cociente de Rigidez</i>	<i>Cociente de Resistencia</i>	<i>Producto de los cocientes</i>
M1-PROPUESTA	Dirección X	1.97	1.05	2.068
	Dirección Y	1.62	1.04	1.685
M2-PROPUESTA	Dirección X	2.23	1.05	2.342
	Dirección Y	2.43	1.05	2.552
M3-PROPUESTA	Dirección X	3.96	1.06	4.198
	Dirección Y	3.53	1.06	3.74

De la tabla anterior, podemos notar que el cociente de resistencia es muy cercano a la unidad para todos los casos, esto es congruente con la afirmación, de que los muros de mampostería aportan mucha rigidez lateral, pero poca resistencia a cortante en relación con las columnas.

Cabe resaltar que el modelo cuyos cocientes son menores, es aquel que tiene la mayor cantidad de muros en la planta baja, es decir, el modelo M1, el cual tiene muros de colindancia en tres de sus lados; siguiéndole en valor de cocientes se encuentra el modelo M2, el cual es un edificio de tipo esquina, por lo cual, presenta muros de colindancia en dos de sus lados, es decir, en una de sus esquinas; finalmente tenemos al modelo M3, el cual tiene los mayores valores para dichos cocientes, este modelo no presenta muros en la planta baja.

6.2 Aumento en el cortante basal

Dentro de la normativa vigente (RCDF-2017), se incluye un apartado para el diseño de edificios con planta baja débil, en el cual se establece que se debe usar un espectro de diseño para un coeficiente de comportamiento sísmico (Q) igual a uno para los elementos de la planta baja, mientras que el resto de la estructura se diseñará en base al Q correspondiente al sistema estructural, esto con la finalidad de incrementar el cortante basal y así obtener secciones más robustas y resistentes en la planta baja débil.

Como ya se mencionó el aumento de este cortante basal podría no ser adecuado y suficiente para evitar que el comportamiento sísmico del edificio siga siendo de

planta baja débil, es por esto que se propone obtener numéricamente el aumento del cortante basal aplicando la normativa vigente y compararlo con el que se obtiene mediante la aplicación de la propuesta de diseño que se plantea en este trabajo.

Para obtener el aumento en el cortante basal al aplicar el RCDF-2017, primero debemos garantizar que el comportamiento sísmico de la estructura a analizar se rige por los dos primeros modos y que estos son traslacionales en dos direcciones ortogonales entre sí; después obtenemos los coeficientes sísmicos correspondientes a los periodos de los dos primeros modos, tanto para Q igual a uno como para el Q correspondiente al sistema estructural, que para el caso de nuestros modelos es de 2; finalmente, se dividen los coeficientes sísmicos para la planta baja entre los coeficientes sísmicos obtenidos para el resto de la estructura y esto nos permitirá determinar el aumento del cortante basal usado para diseñar la planta baja, como se explica a continuación

En la figura 6.1 se presenta un ejemplo para la obtención del aumento del cortante basal para el modelo M1-2017 en el cual se muestran los coeficientes sísmicos de pseudo aceleración para $Q=1$ y $Q=2$ correspondientes al periodo del modo 1, los valores de los coeficientes sísmicos son 0.286 y 0.2, al obtener el cociente de estos valores encontramos que el valor del aumento del cortante basal para el diseño de la planta baja es de 1.43.

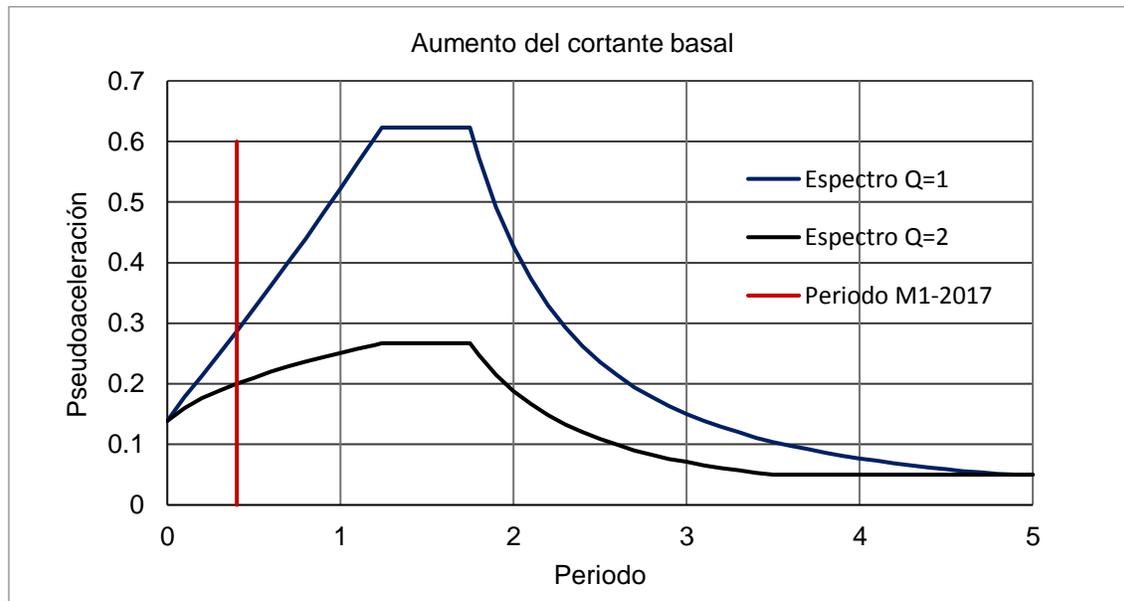


Figura 6.1 Aumento en el cortante basal para el modelo M1-2017.

En la tabla 6.3 se comparan los valores del incremento del cortante basal para el diseño de la planta baja débil, tanto para el RCDF-2017 como para la propuesta de diseño que plantea este trabajo.

Tabla 6.3 Comparativa del aumento del cortante basal entre los modelos diseñados con el RCDF-2017 y la propuesta de diseño.

<i>Modelo</i>		<i>Coefficiente sísmico Q=1</i>	<i>Coefficiente sísmico Q=2</i>	<i>Aumento en el cortante basal (RCDF-2017)</i>	<i>Aumento en el cortante basal (PROPUESTA)</i>
M1-2017	Dirección X	0.286	0.2	1.43	2.068
	Dirección Y	0.276	0.198	1.39	1.685
M2-2017	Dirección X	0.27	0.198	1.36	2.342
	Dirección Y	0.26	0.19	1.37	2.552
M3-2017	Dirección X	0.295	0.21	1.40	4.198
	Dirección Y	0.29	0.207	1.40	3.74

6.3 Peso de las estructuras

Una de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de una estructura es la relación costo-beneficio, es decir, se pretende que el edificio pueda cumplir sus funciones al menor costo posible, sin embargo, en el caso de edificios ubicados en zonas sísmicas, debe garantizarse también la seguridad de los usuarios del inmueble, lo cual implica diseños un tanto más detallados, el uso de elementos más robustos o el uso de sistemas de protección sísmica; esto inevitablemente incrementa el costo de la estructura aunque de una manera justificable; sin embargo, para poder evaluar el impacto que tienen dichas medidas en el costo del edificio, se debe realizar un análisis de precios un tanto laborioso y detallado, es por ello, que resulta más práctico evaluar la relación costo-beneficio de una estructura en función de su peso.

Con el fin de evaluar que tanto se incrementa el costo de un edificio de planta baja débil al aplicar la propuesta de diseño, en relación con un edificio diseñado usando la normativa vigente (RCDF-2017), en la tabla 6.4 se muestran los pesos de las estructuras de los modelos diseñados con el RCDF-1976, RCDF-2017, la propuesta de diseño, y el aumento de peso en porcentaje entre estos últimos dos tipos de modelos.

Tabla 6.4 Peso de las estructuras de los modelos

<i>Modelo</i>	<i>Peso de la estructura (ton)</i>			<i>% de aumento Propuesta de diseño vs RCDF-2017</i>
	<i>RCDF-1976</i>	<i>RCDF-2017</i>	<i>Propuesta de diseño</i>	
M1	946.06	987.65	985.76	-0.19%
M2	1031.32	1083.21	1110.35	2.51%
M3	1101.92	1122.73	1188.85	5.89%

6.4 Capacidad a cortante-momento torsionante de los modelos.

La capacidad a cortante y momento torsionante de un entrepiso, se puede determinar con razonable precisión, mediante la SUCT, la cual fue definida en el apartado 4.6. Como ya se mencionó la superficie delimita la capacidad ante combinaciones de fuerza cortante sísmica y de momento torsionante que actúa en un entrepiso, es decir, cualquier combinación de estas de fuerzas que supere el área delimitada por la superficie, generará la falla de dicho entrepiso y, en nuestro caso, el colapso de la estructura. En las figuras 6.2, 6.3, 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7 se muestran las SUCT de la planta baja en dos direcciones, para los modelos M1, M2 y M3 respectivamente, diseñados con el RCDF-1976, RCDF-2017 y la propuesta de diseño.

Entre las cosas que podemos destacar al observar las SUCT, es el aumento en la capacidad del entrepiso de la planta baja de los modelos generados con la propuesta de diseño, y aquellos modelos diseñados con los RCDF-2017 Y RCDF-1976; entre otras cosas podemos observar que para los modelos M1 la SUCT presenta una gran asimetría en la dirección X, mientras que para la dirección Y esta es simétrica; asimismo, para los modelos M2 la SUCT es asimétrica en ambas direcciones, mientras que para los modelos M3 estas son completamente simétricas en las dos direcciones.

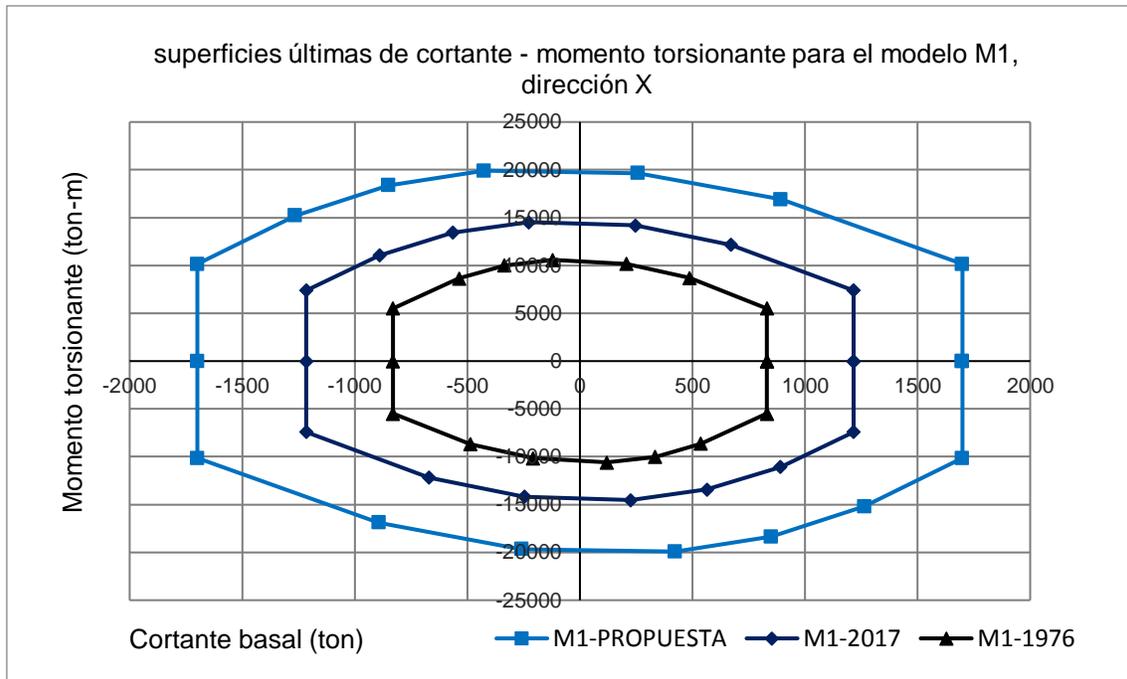


Figura 6.2 SUCT para los modelos M1 en la dirección X.

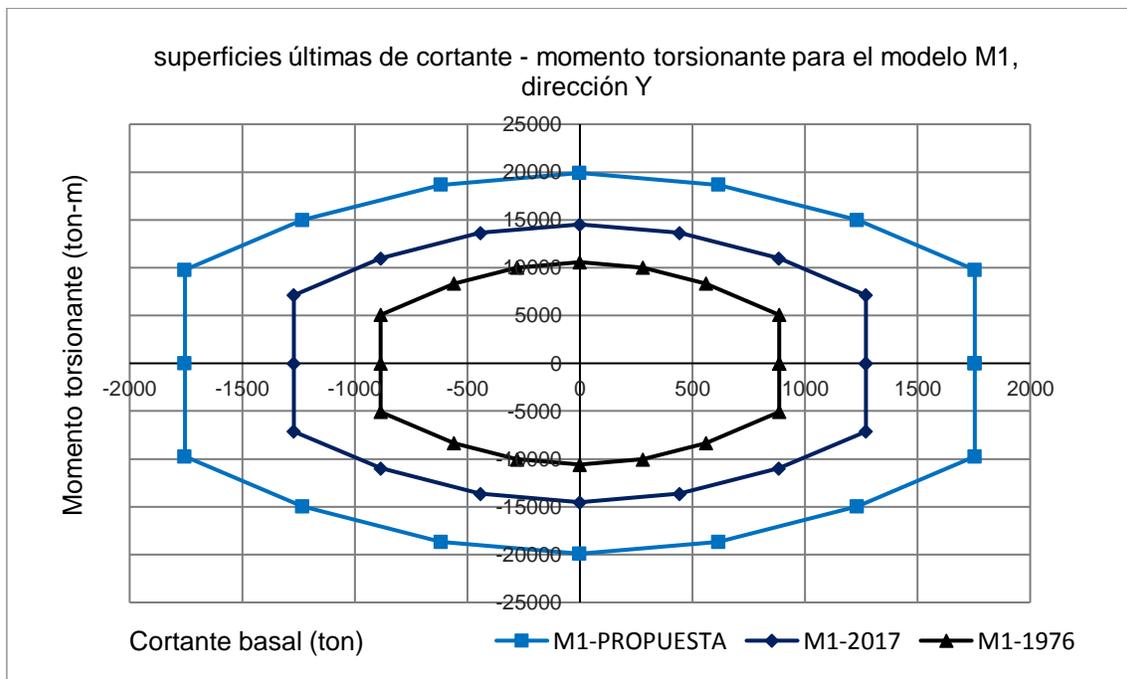


Figura 6.3 SUCT para los modelos M1 en la dirección Y.

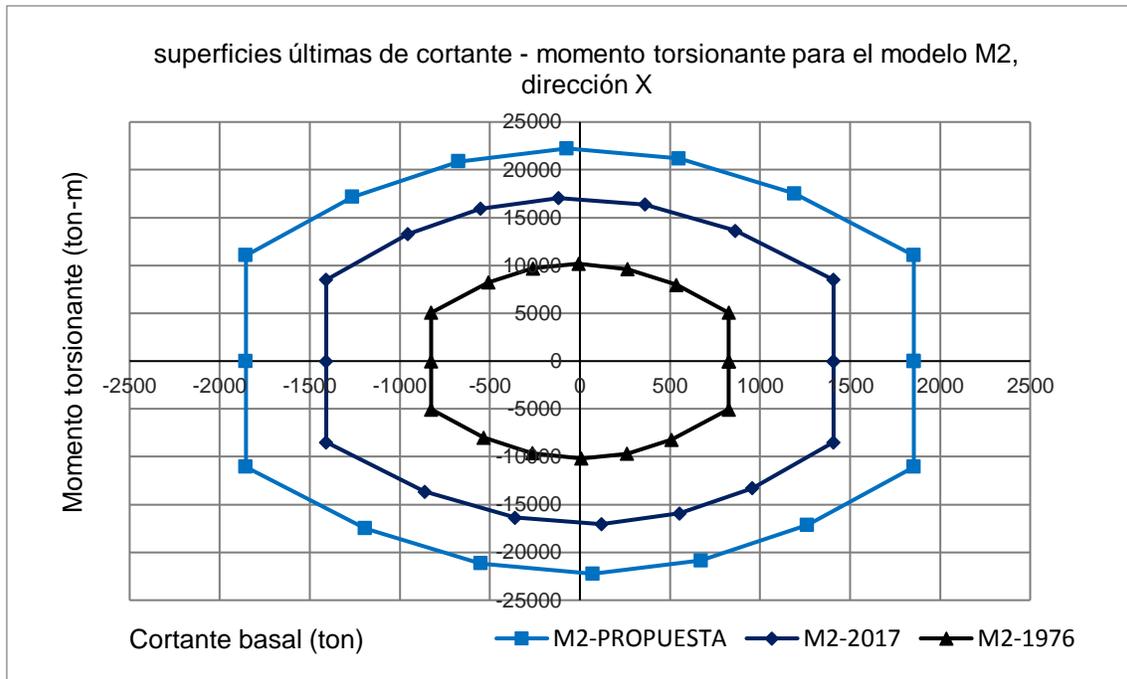


Figura 6.4 SUCT para los modelos M2 en la dirección X.

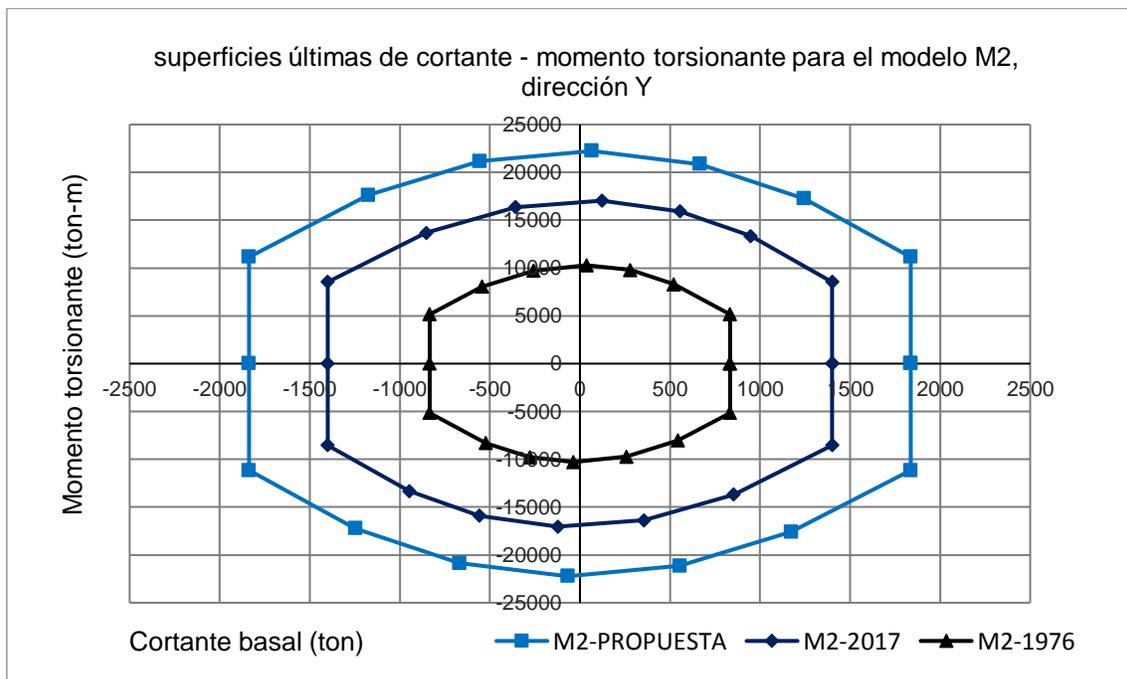


Figura 6.5 SUCT para los modelos M2 en la dirección Y.

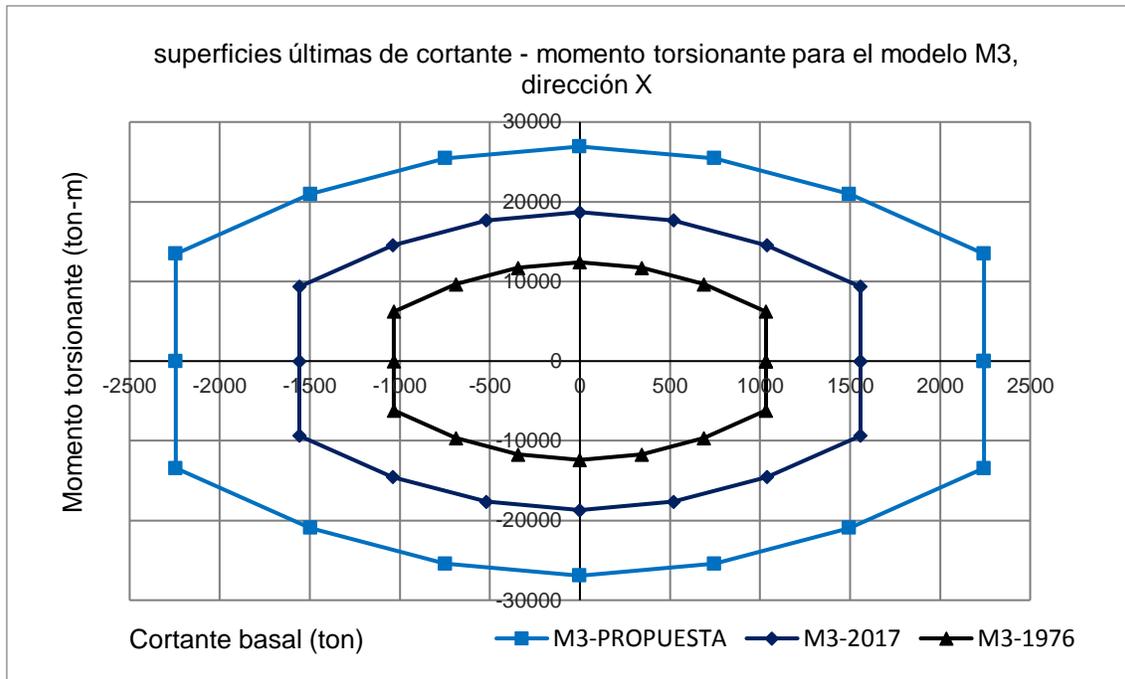


Figura 6.6 SUCT para los modelos M3 en la dirección X.

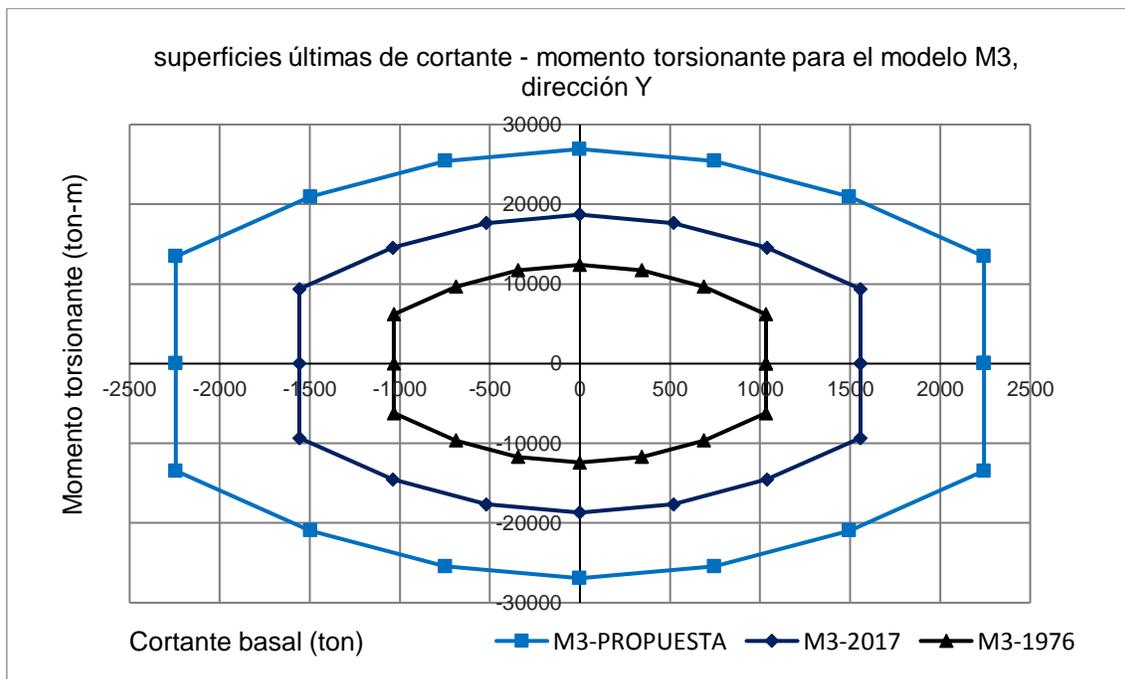


Figura 6.7 SUCT para los modelos M3 en la dirección Y.

6.5 Respuesta sísmica

En el siguiente apartado se muestran los principales resultados derivados de análisis no lineales paso a paso, en los cuales los modelos se sometieron a registros tomados del sismo ocurrido en la Ciudad de México el 19 de septiembre de 2017; se consideraron en total ocho registros de diferentes estaciones, todas ellas ubicadas en zona II (transición), que es la zona donde se registró mayor daño en edificios con planta baja débil; cada registro comprende una pareja de acelerogramas, los cuales son aplicados al modelo en dos direcciones ortogonales, los datos y características de los registros sísmicos se mencionan en el apartado 5.4.

Los modelos M2-1976, M2-2017 Y M2-PROPUESTA, se sometieron a análisis no lineales paso a paso tomando los ocho registros sísmicos; sin embargo, el resto de los modelos fueron sometidos únicamente a dos registros sísmicos.

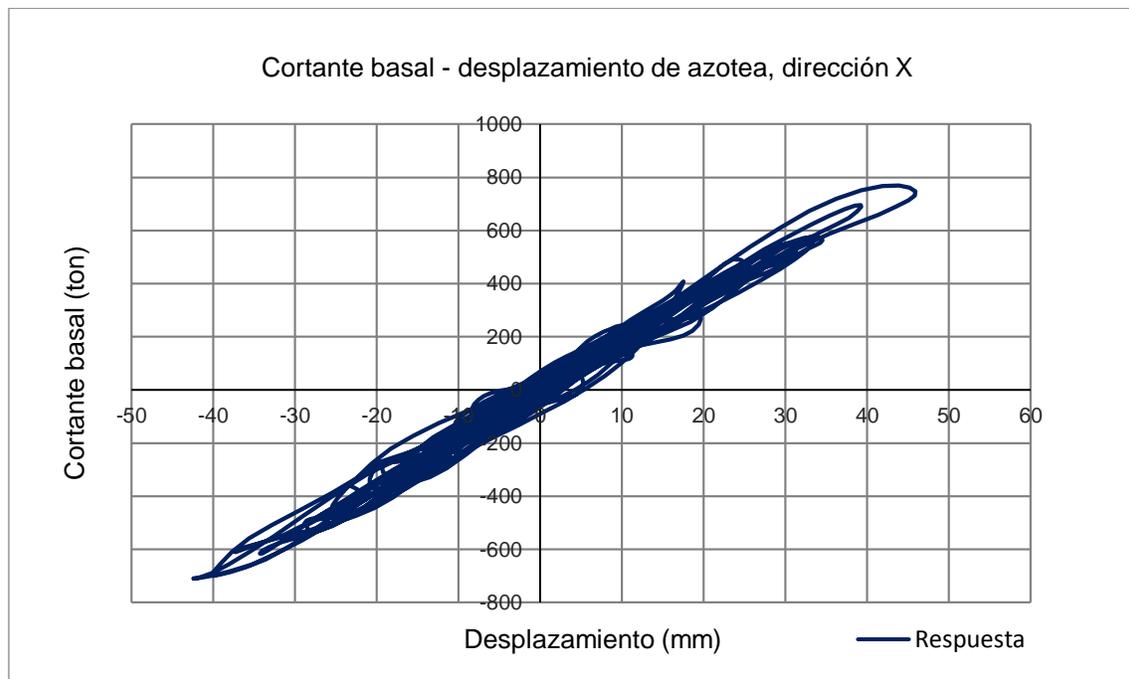
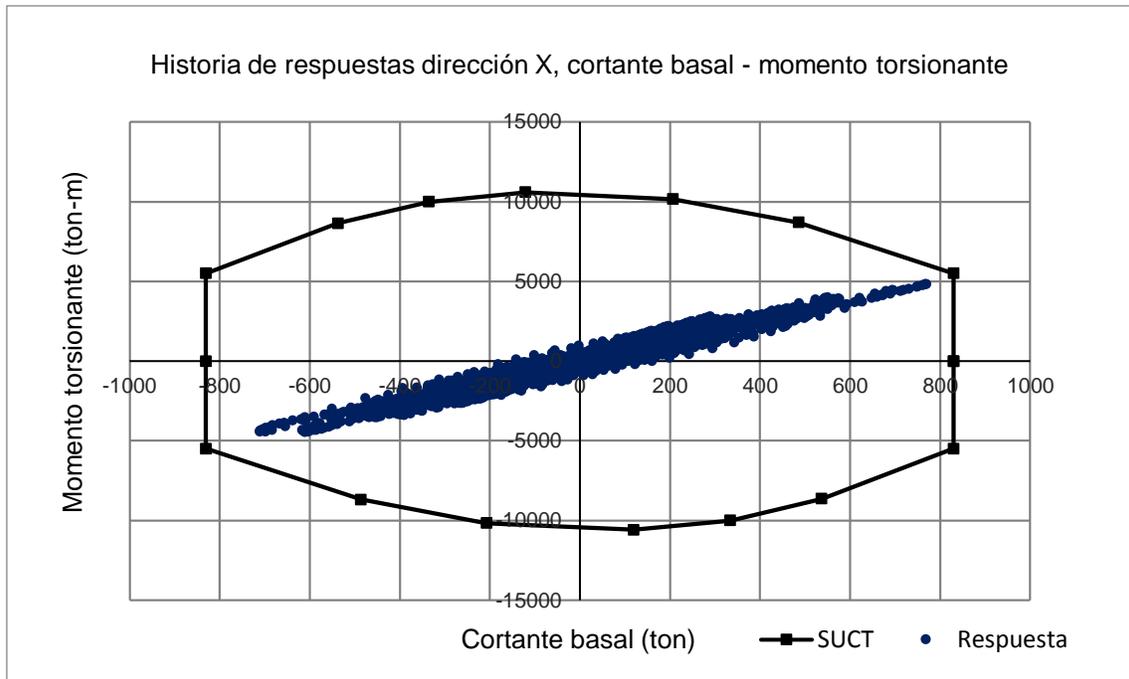
A partir de los análisis no lineales paso a paso se obtuvieron las historias de *cortante-momento torsionante* del entrepiso de la planta baja; las historias se superpusieron con la SUCT con el fin de evaluar la capacidad en dicho entrepiso, adicionalmente se consideró de interés mostrar las gráficas de *desplazamiento de azotea-cortante basal* y las distorsiones de entrepiso para la respuesta máxima.

6.5.1 Modelos M1

En las figuras 6.8 a 6.13 se muestran los resultados de los modelos M1-1976, M1-2017 Y M1-PROPUESTA, sometidos a la acción del registro sísmico denominado “sismo 4”; se optó por mostrar los resultados para este registro sísmico, ya que fue el que generó la mayor respuesta en estos modelos.

Se puede observar que para los modelos M1 en la dirección “X”, el momento torsionante en la planta baja es directamente proporcional al cortante basal mientras que para la dirección “Y” esto no sucede. Por otra parte, se puede observar que la respuesta en los modelos M1-1976 (figura 6.8 y 6.9) casi supera a la SUCT, lo cual genera grandes demandas de ductilidad en las columnas de la planta baja, mientras que para los modelos M1-2017 (figura 6.10 y 6.11) y M1-PROPUESTA (figura 6.12 y 6.13), la respuesta se mantuvo muy por debajo de la SUCT.

Al observar las gráficas *cortante basal-desplazamiento de azotea* podemos notar que estas muestran cierta proporcionalidad entre ambos parámetros en la dirección “X”, mientras que para la dirección “Y” no los son. El mayor desplazamiento de azotea se presentó en el modelo M1-1976, el cual es de 45 milímetros para la dirección “X”.



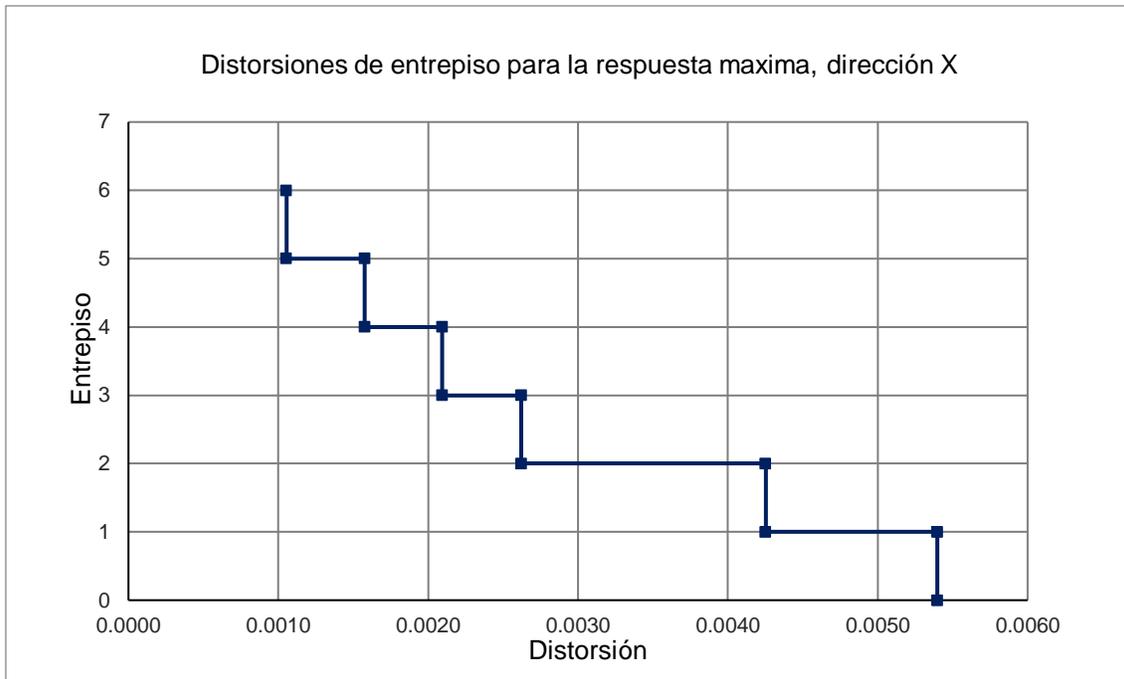
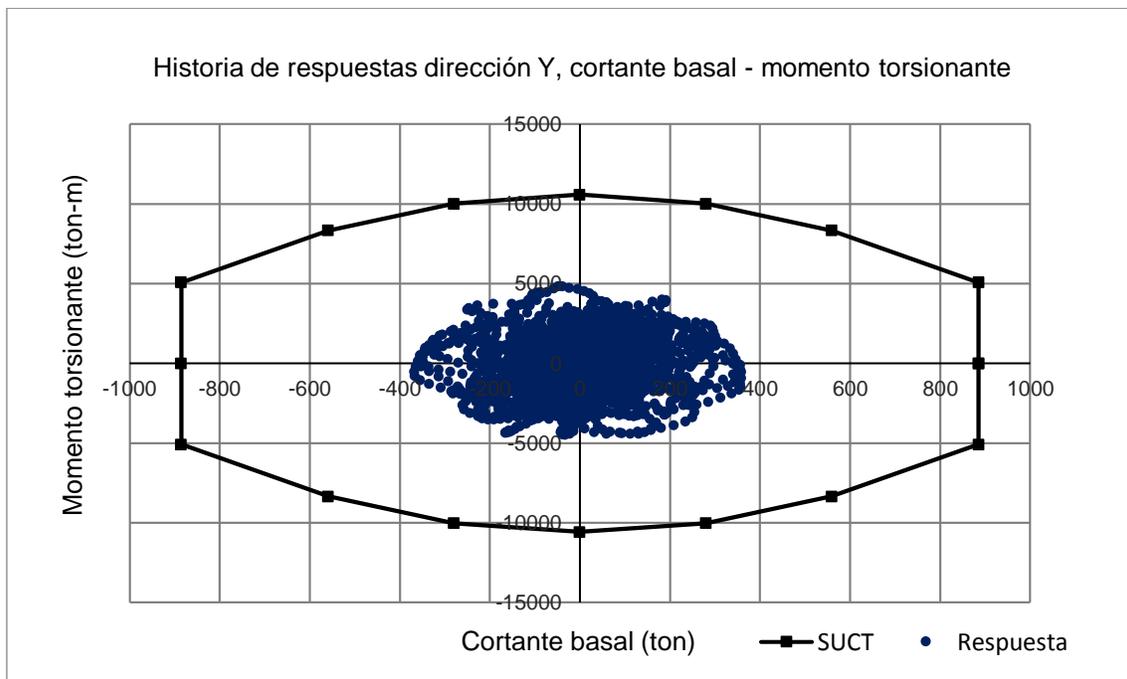


Figura 6.8 Respuesta del modelo M1-1976 ante el sismo 4, dirección X.



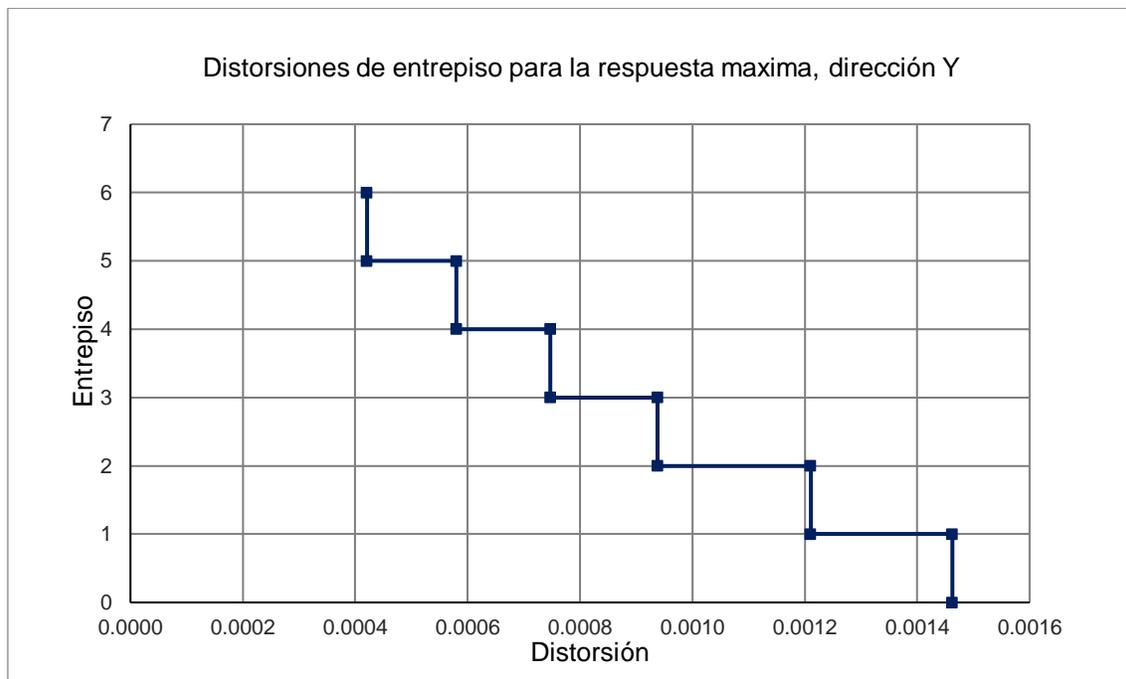
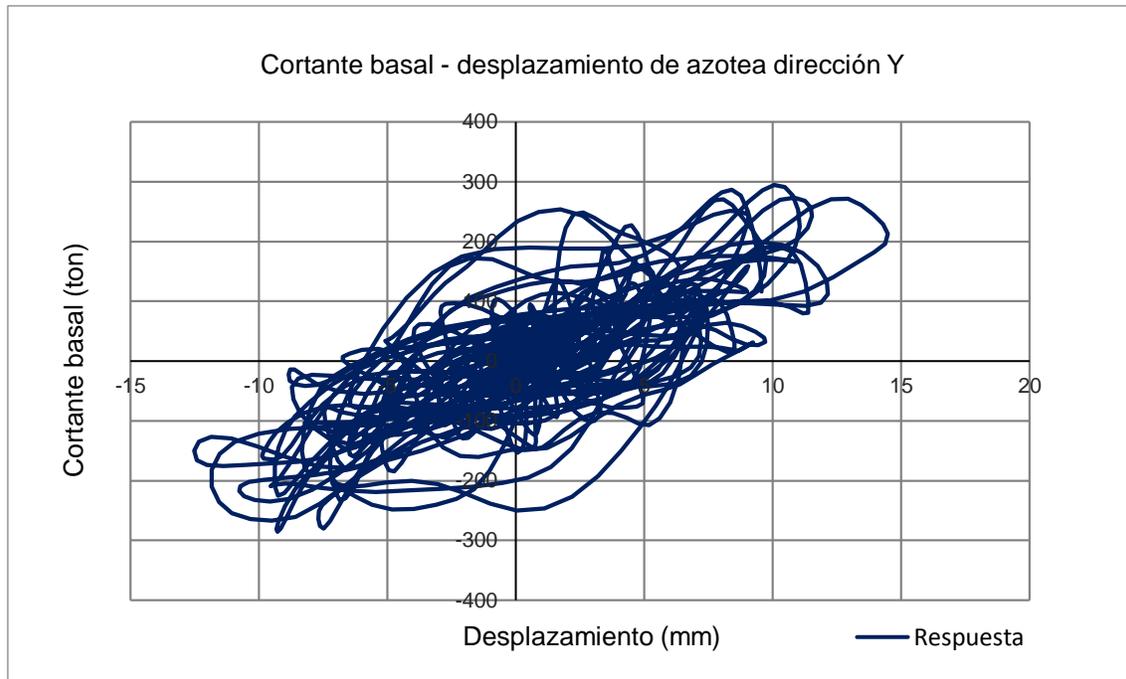
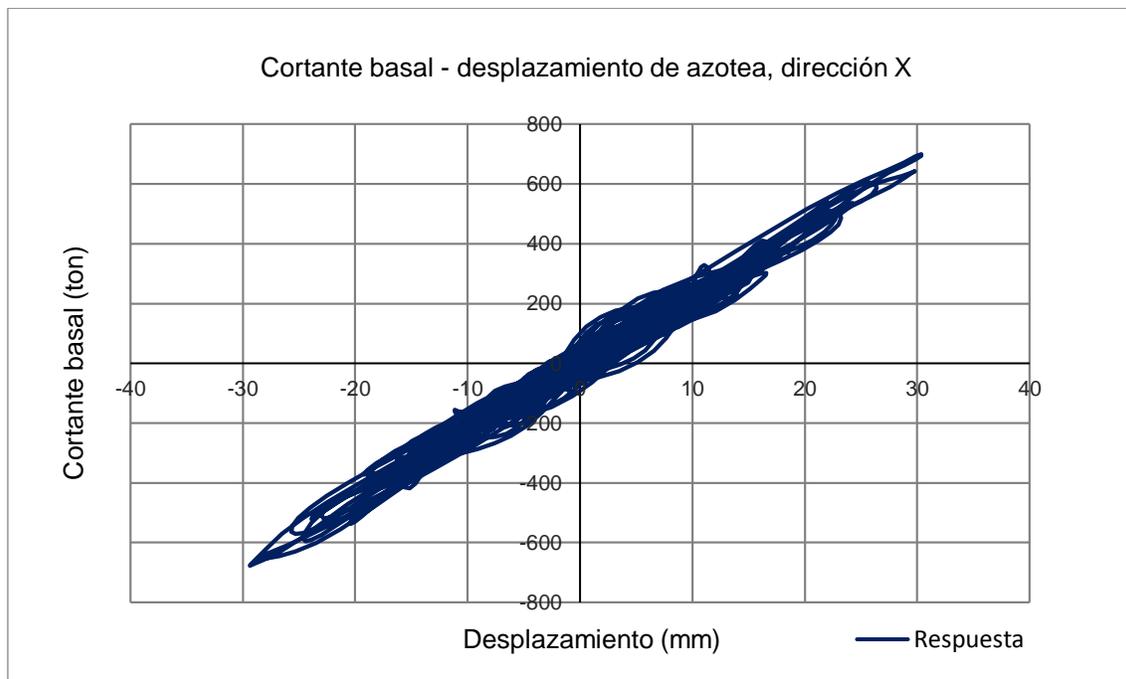
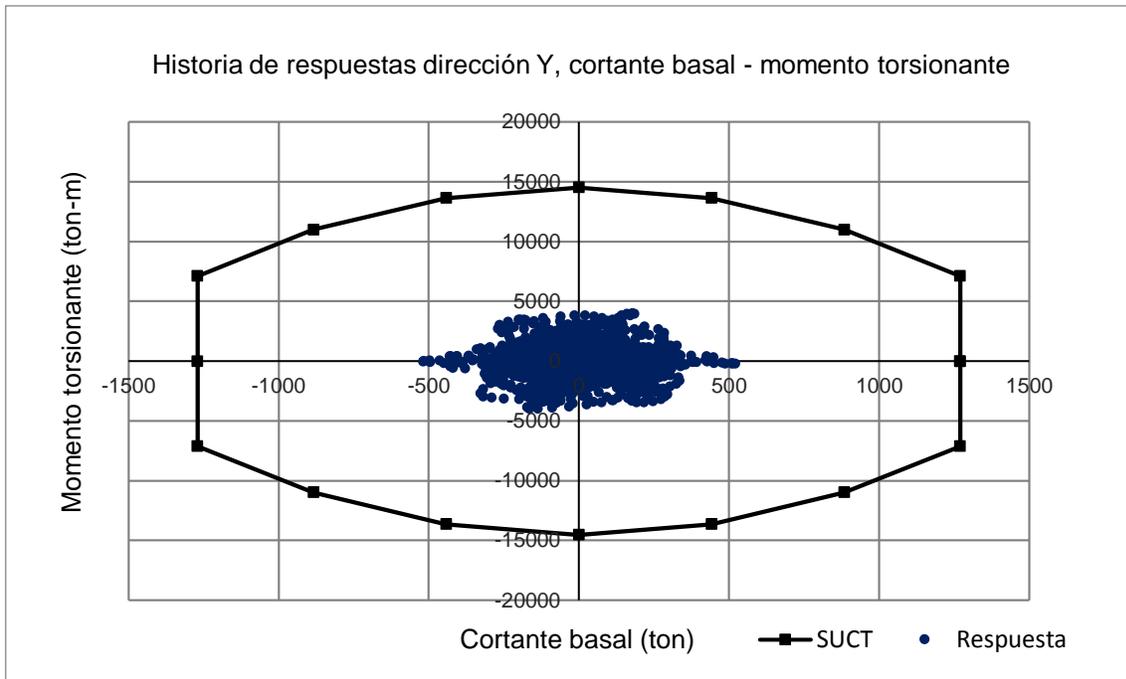


Figura 6.9 Respuesta del modelo M1-1976 ante el sismo 4, dirección Y.



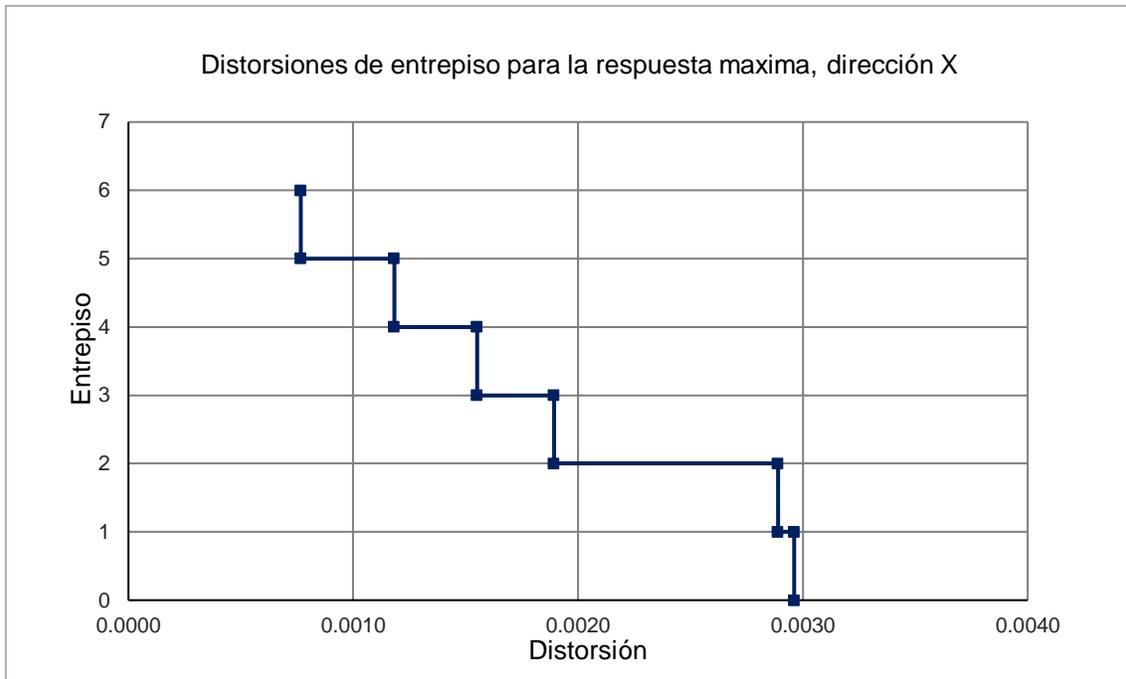
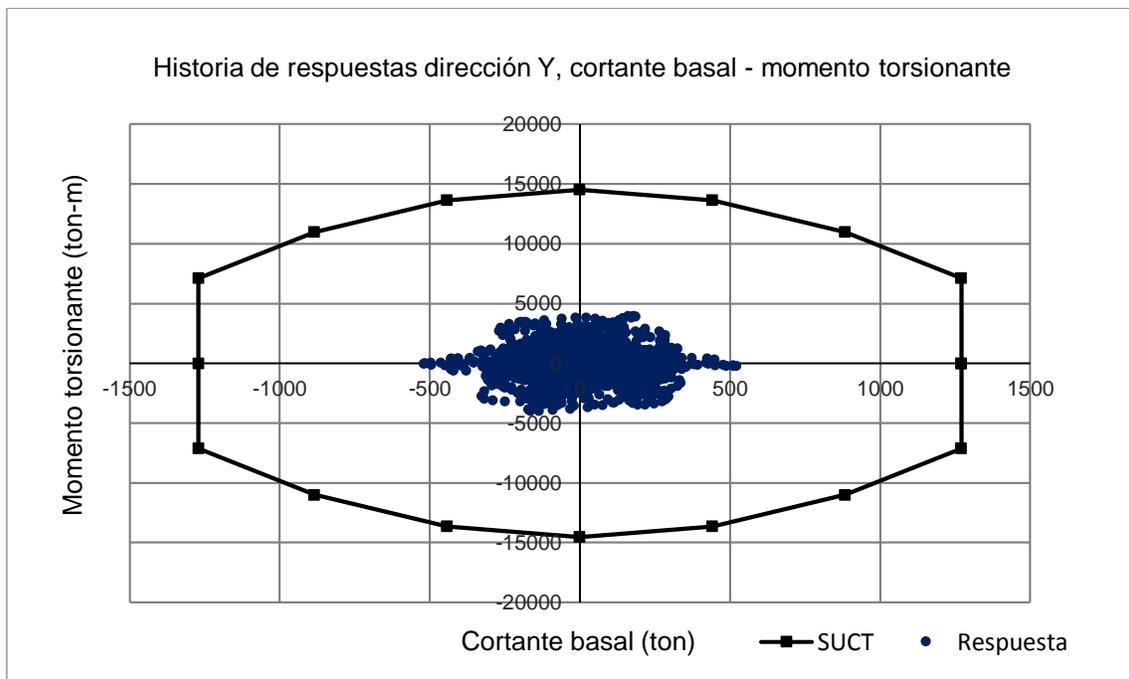


Figura 6.10 Respuesta del modelo M1-2017 ante el sismo 4, dirección X.



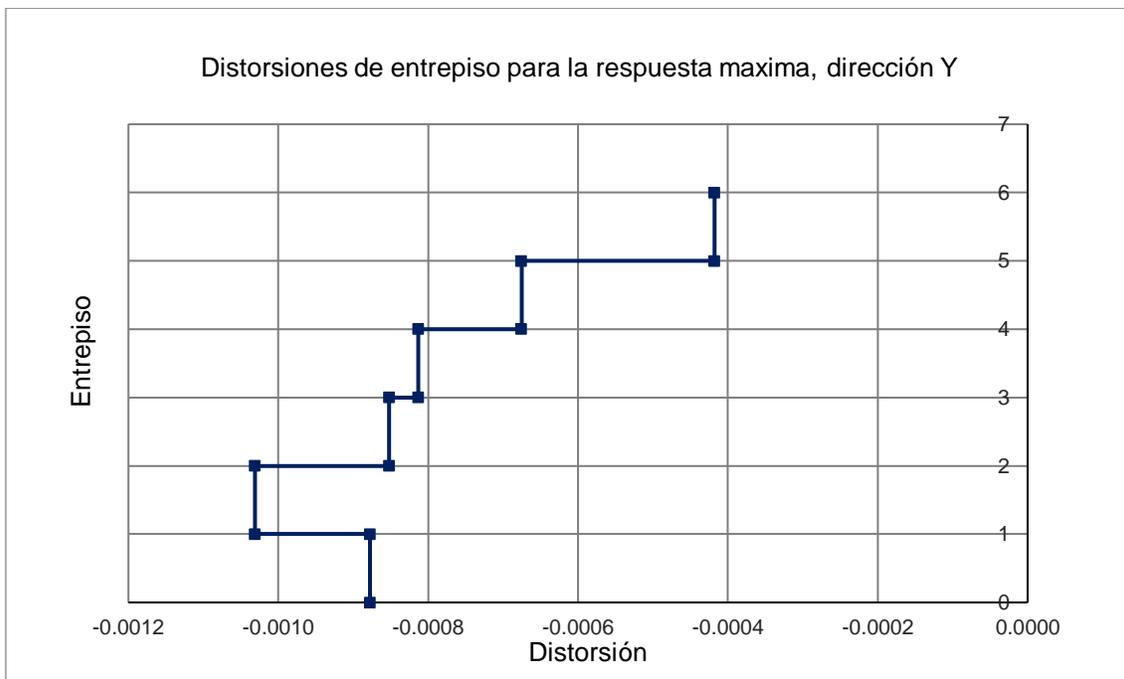
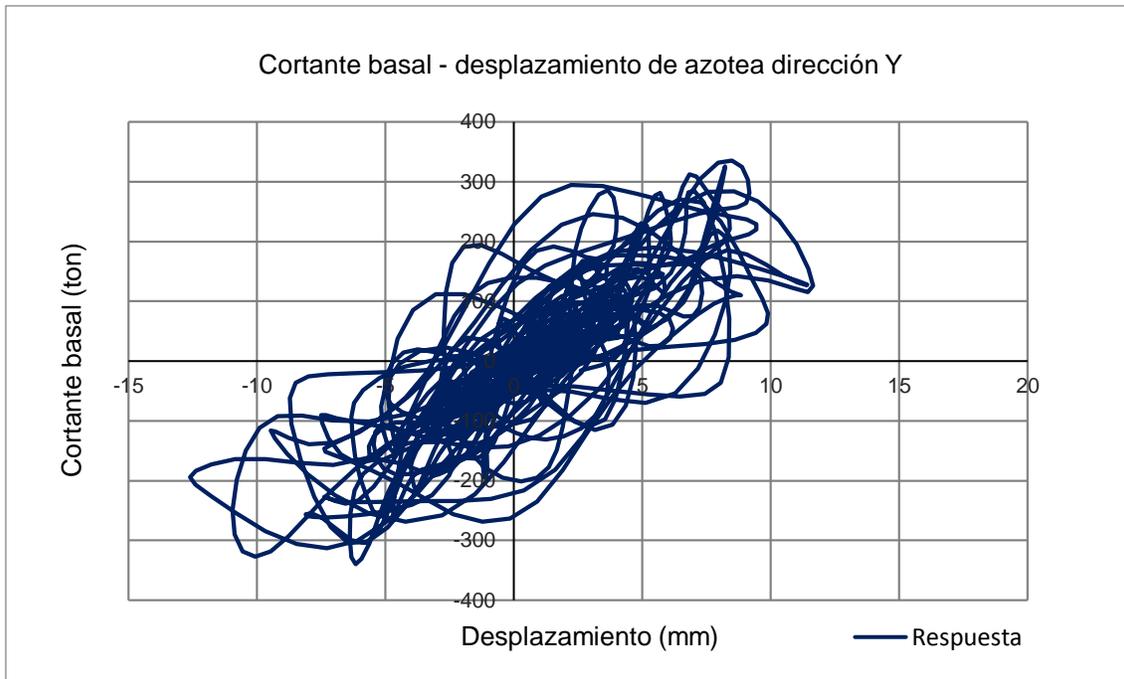
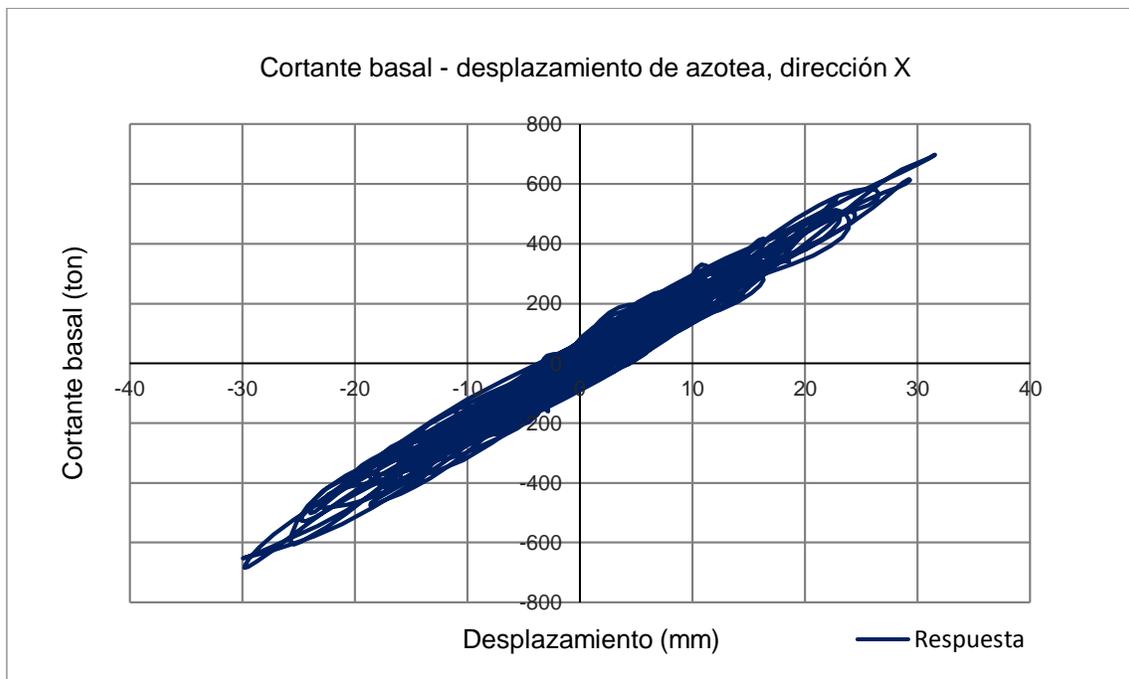
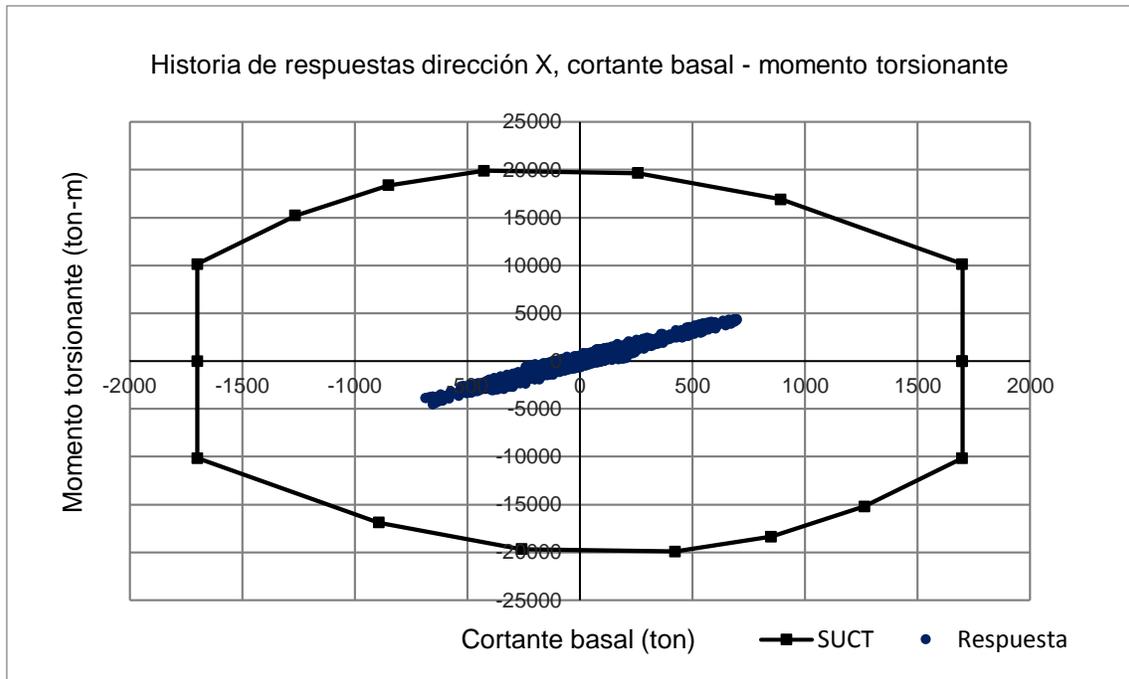


Figura 6.11 Respuesta del modelo M1-2017 ante el sismo 4, dirección Y.



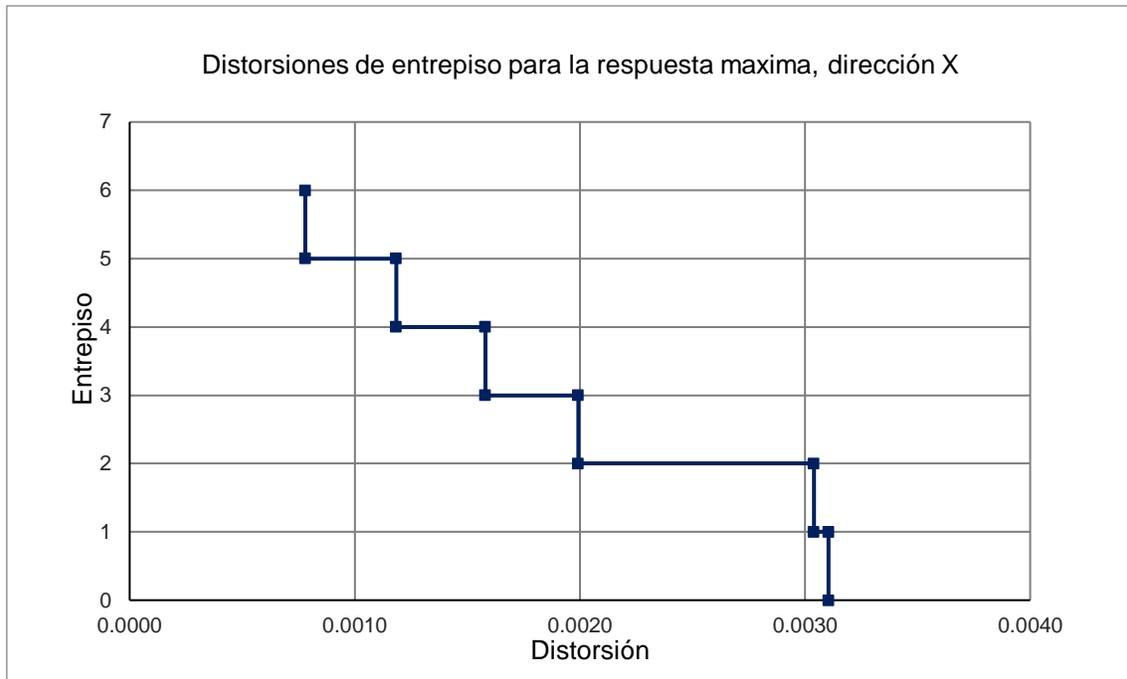
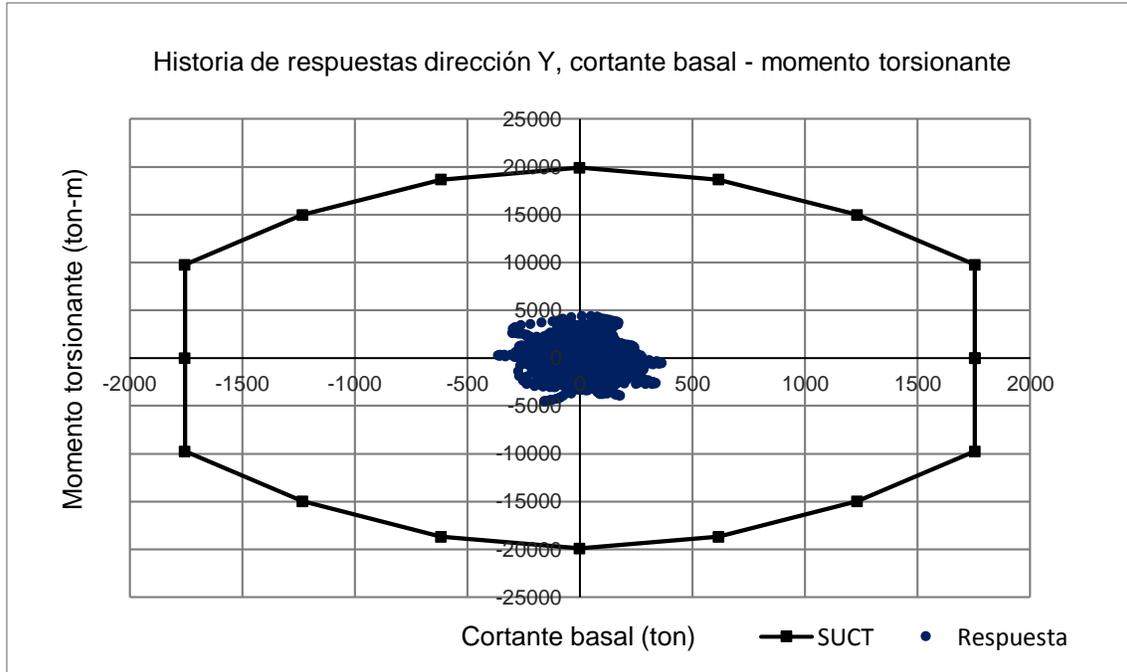


Figura 6.12 Respuesta del modelo M1-PROPUESTA ante el sismo 4, dirección X.



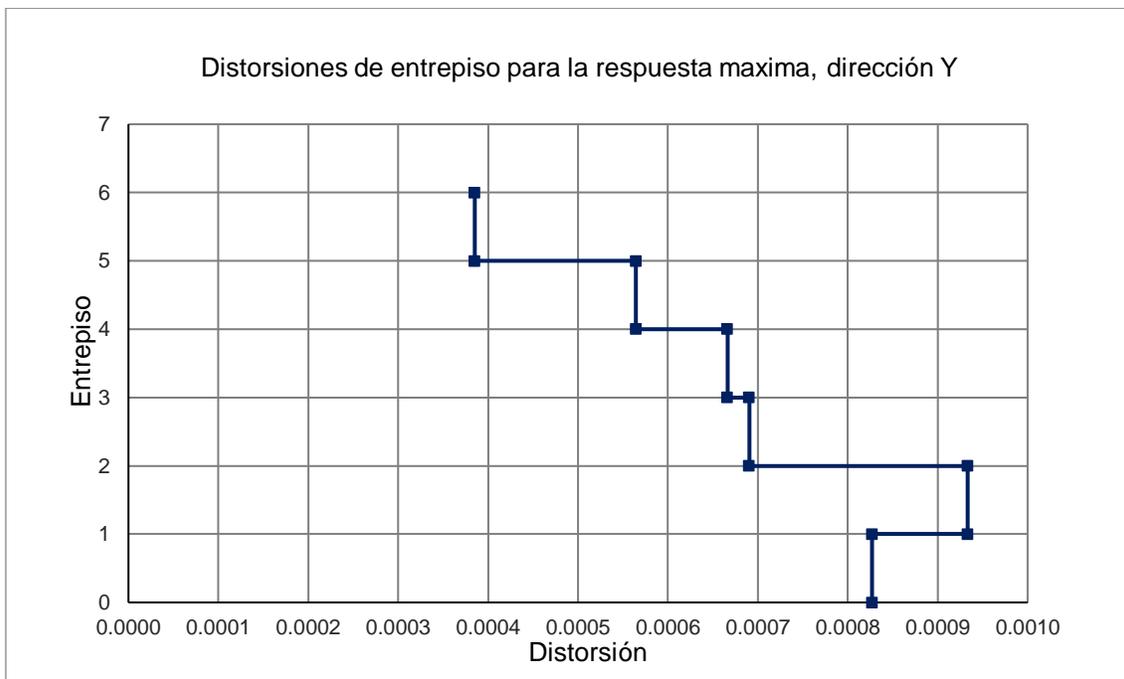
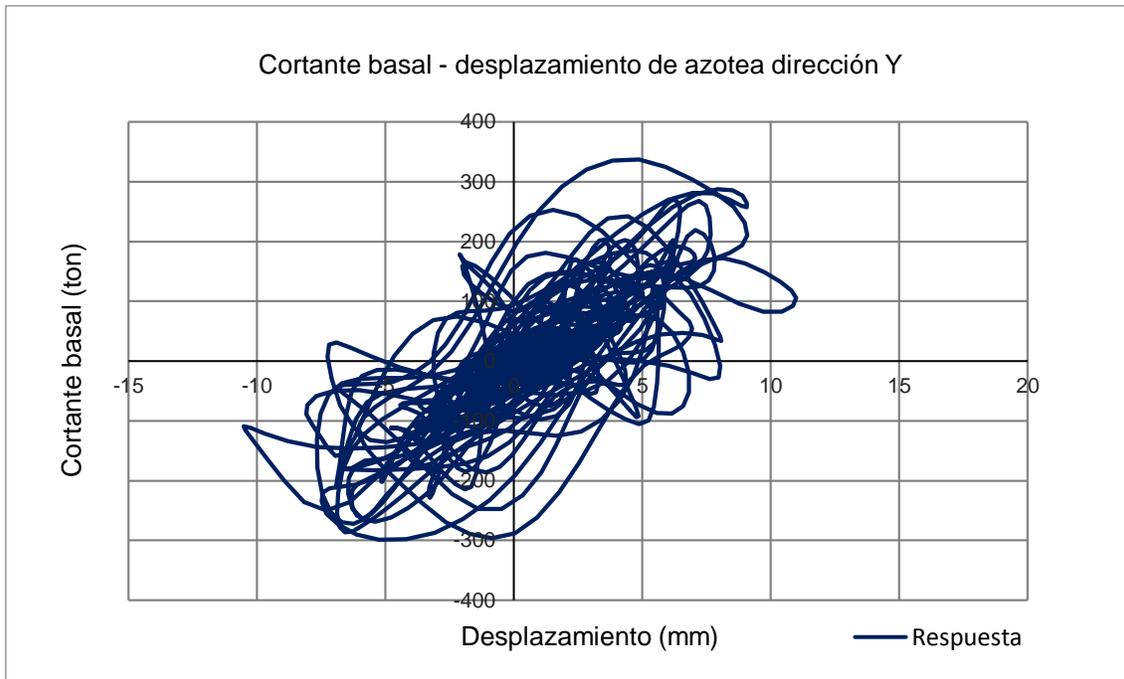


Figura 6.13 Respuesta del modelo M1-PROPUESTA ante el sismo 4, dirección Y.

6.5.2 Modelos M2

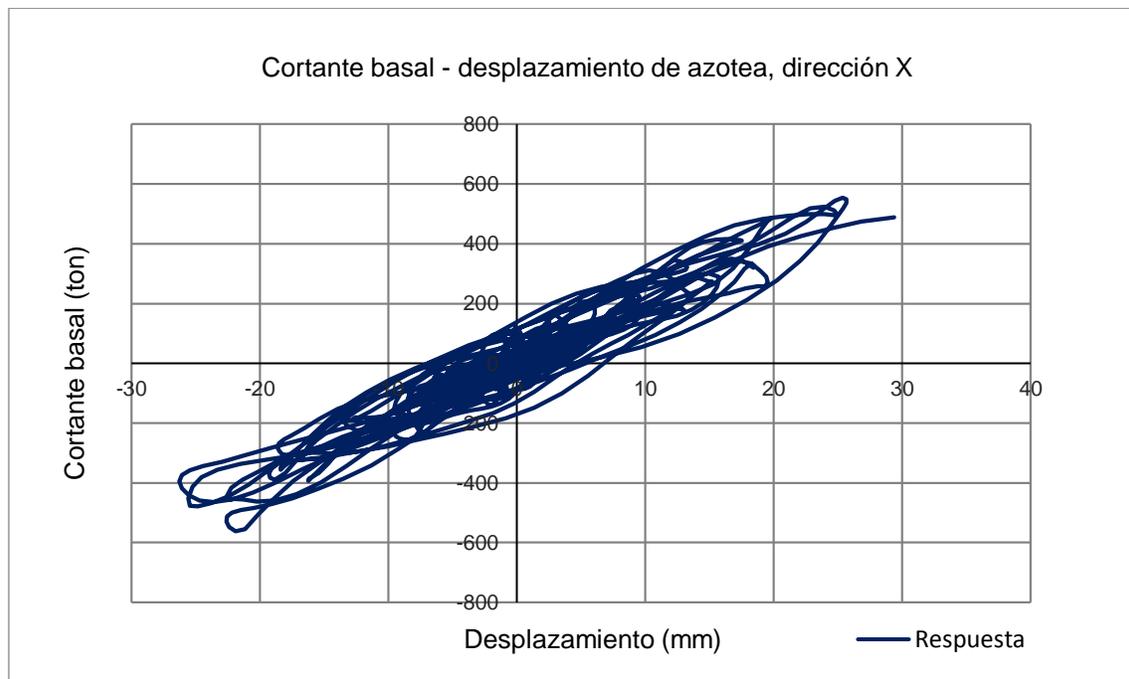
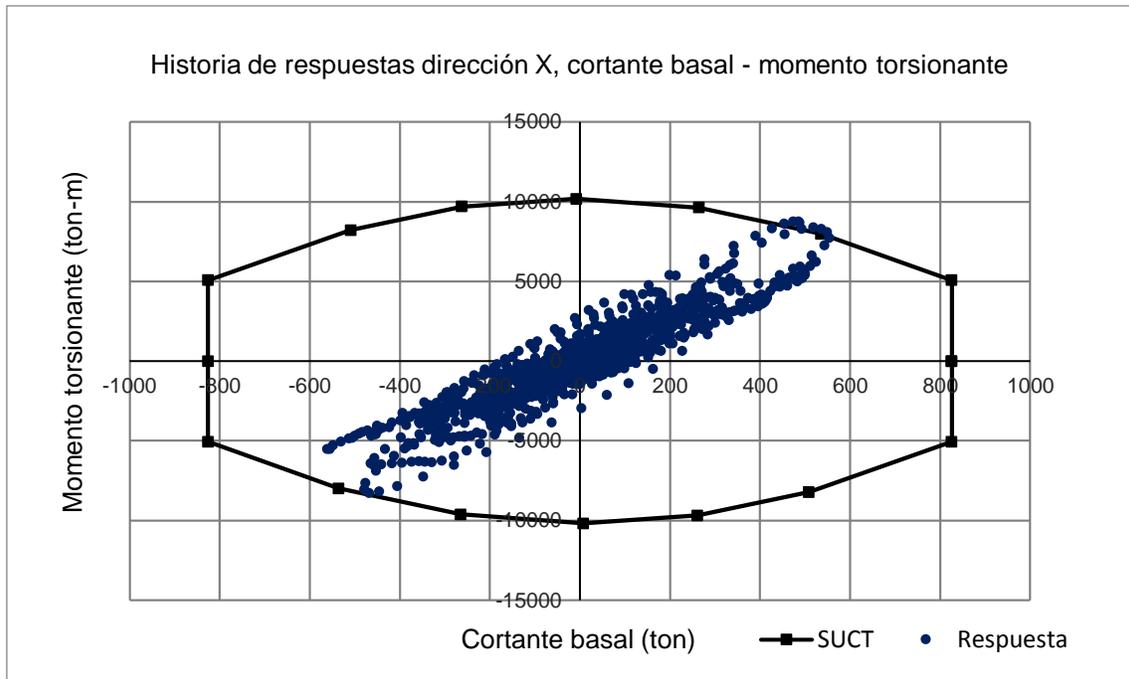
En las figuras 6.14 a 6.19 se muestran los resultados de los modelos M2-1976, M2-2017 Y M2-PROPUESTA, sometidos a la acción del registro sísmico denominado “sismo 4”. Se optó por mostrar los resultados del análisis para este evento, ya que fue el que generó la mayor respuesta en estos modelos.

Estos modelos son los que presentan las respuestas con mayor asimetría y también los mayores efectos de torsión en ambas direcciones. En el modelo M2-1976 se puede observar que los efectos de torsión generan que la respuesta supere a la SUCT. Lo anterior implica que para este modelo se genera un mecanismo de colapso en la planta baja ocasionado por una combinación de cortante basal y momento torsionante. En los modelos M2-2017 y M2-PROPUESTA se puede notar que, aunque los efectos de torsión son importantes, la respuesta no supera a la SUCT.

Al observar los desplazamientos de azotea podemos notar el impacto de los efectos de torsión, ya que, aunque los desplazamientos guardan cierta proporcionalidad con el cortante basal, existen grandes desplazamientos aun cuando el cortante basal es nulo en esa dirección. Se aprecia que los mayores desplazamientos ocurren para el modelo M2-1976 (figura 6.14 y 6.15).

En el modelo M2-1976 las mayores distorsiones se presentan en el primer entrepiso, lo cual es propio de un edificio de planta baja débil; sin embargo, en el modelo M2-2017 (figura 6.16 y 6.17) ocurre algo similar, es decir, las mayores distorsiones de entrepiso también se presentan para la planta baja, lo que implica que aunque el modelo resiste la demanda sísmica, este se comporta como un edificio de planta baja débil.

Para el modelo M2-PROPUESTA (figura 6.18 y 6.19) se puede notar que las distorsiones para el primer y segundo entrepiso son casi iguales, lo que demuestra que en este modelo se pudo contrarrestar el comportamiento de planta baja débil.



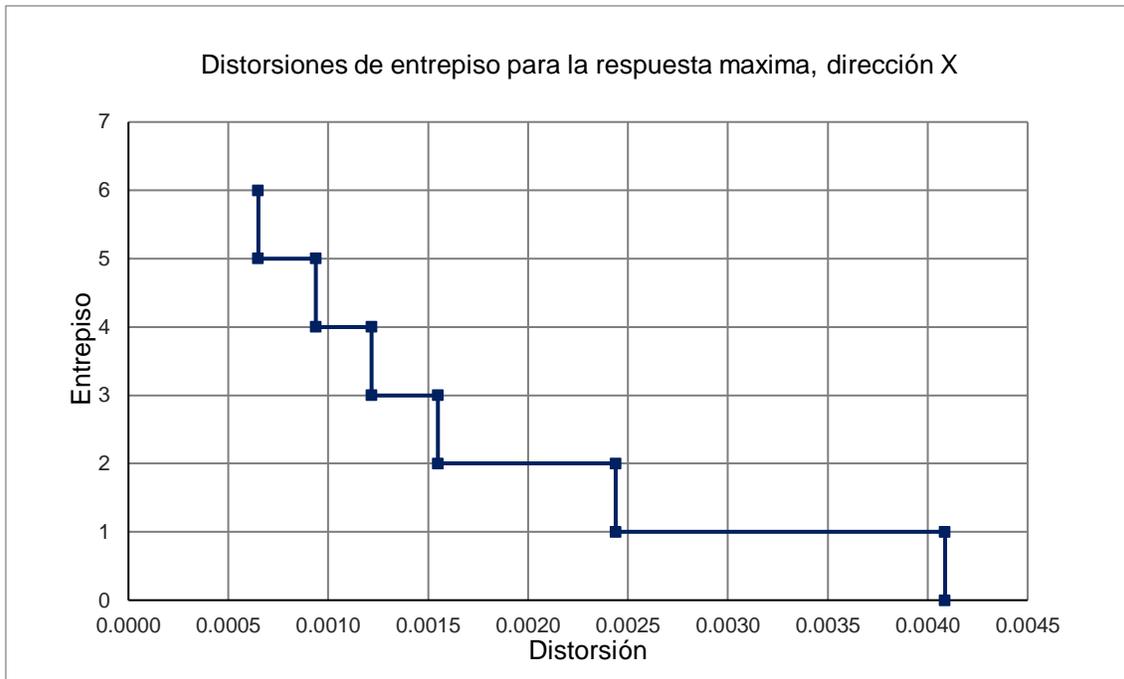
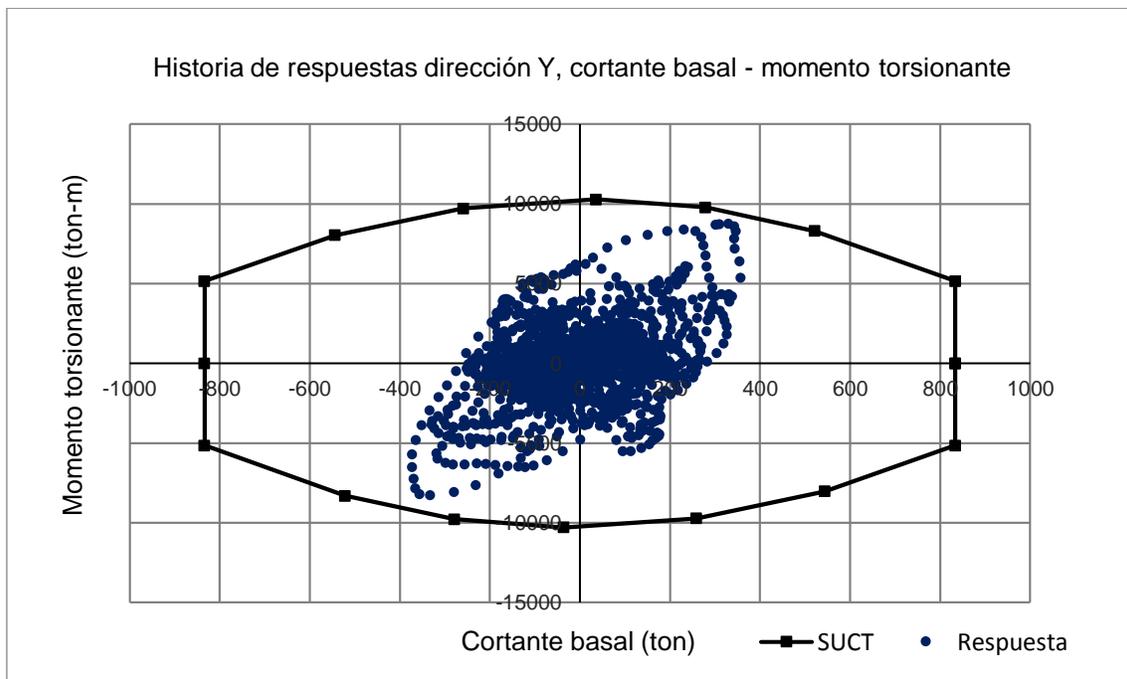


Figura 6.14 Respuesta del modelo M2-1976 ante el sismo 4, dirección X.



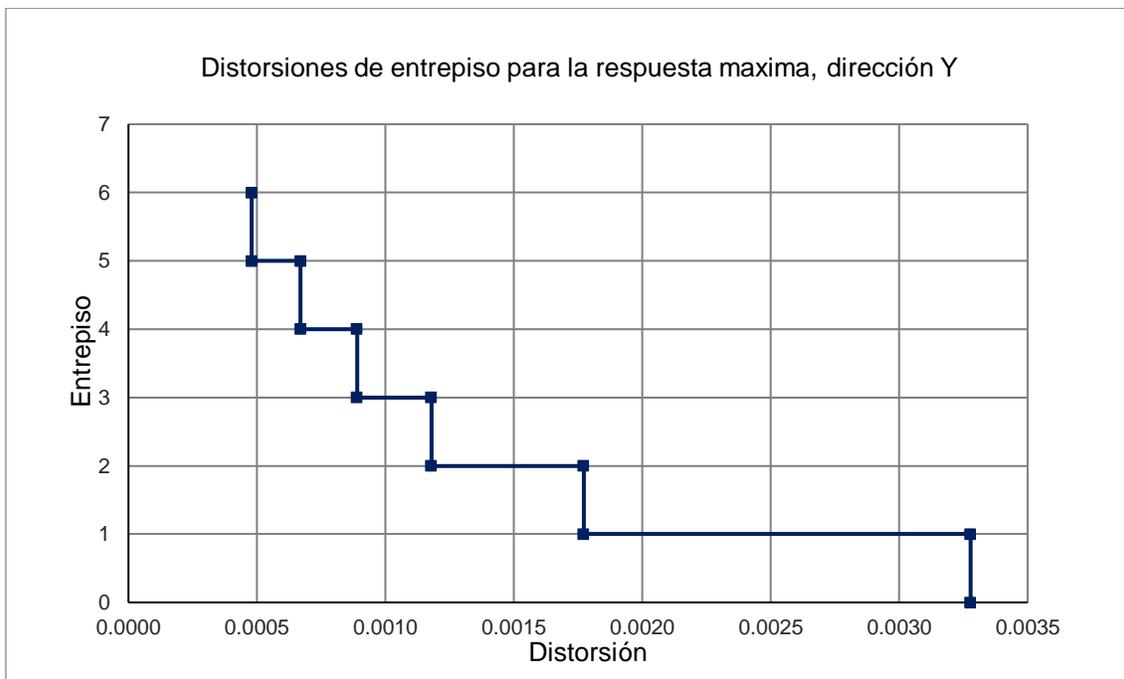
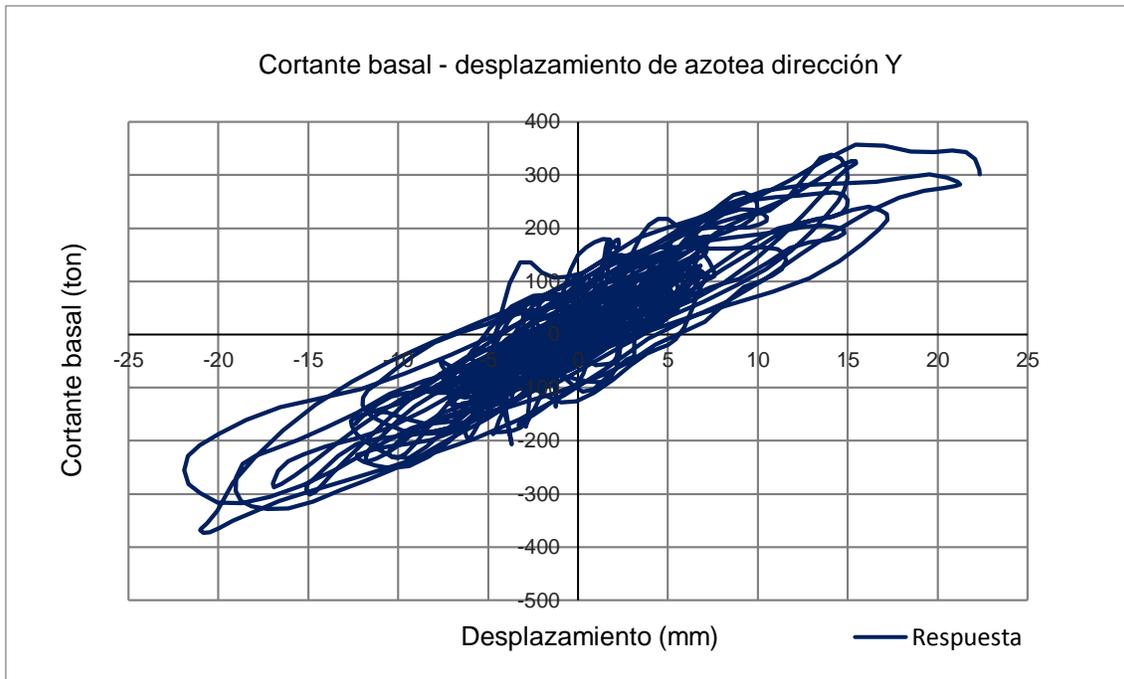
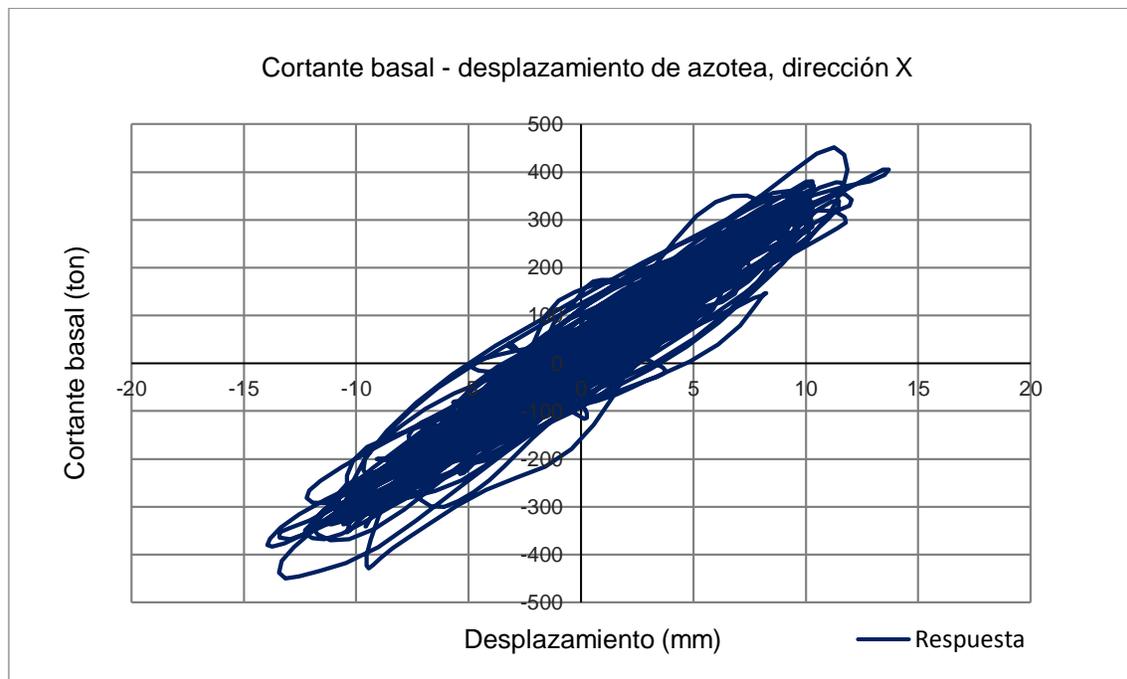
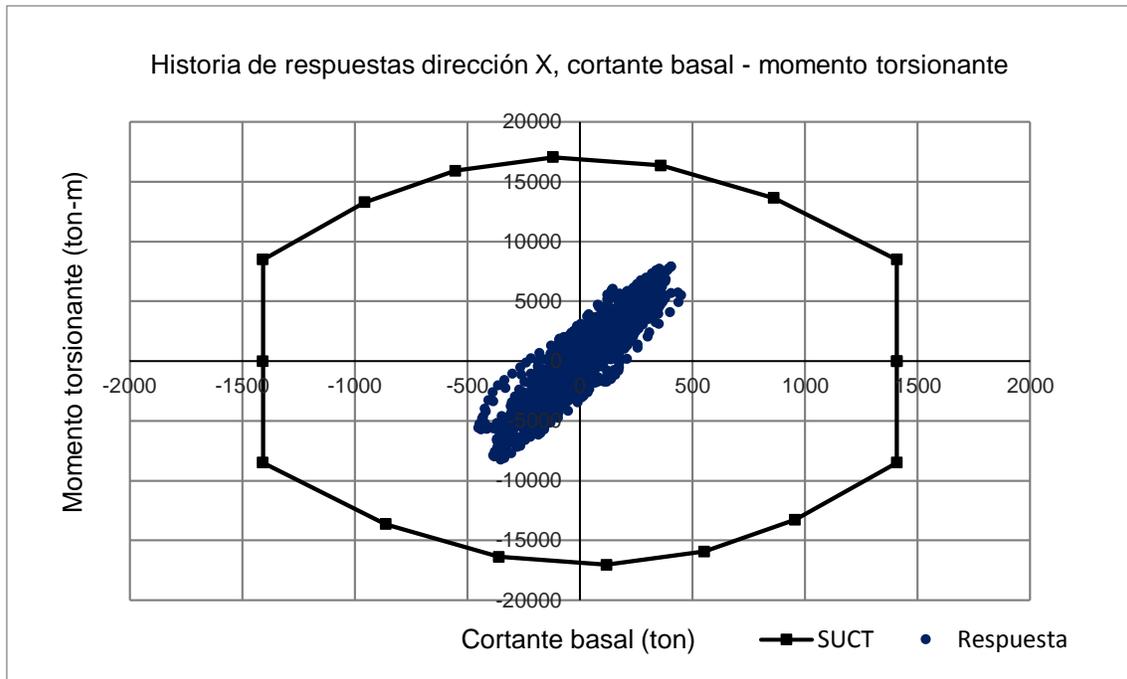


Figura 6.15 Respuesta del modelo M2-1976 ante el sismo 4, dirección Y.



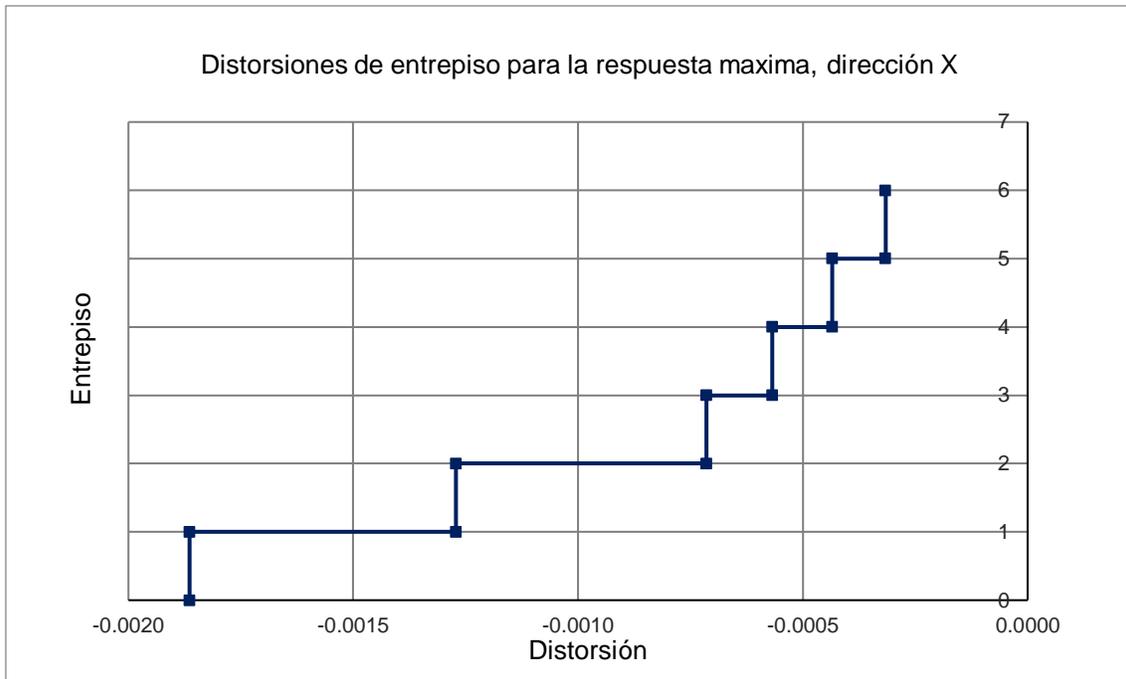
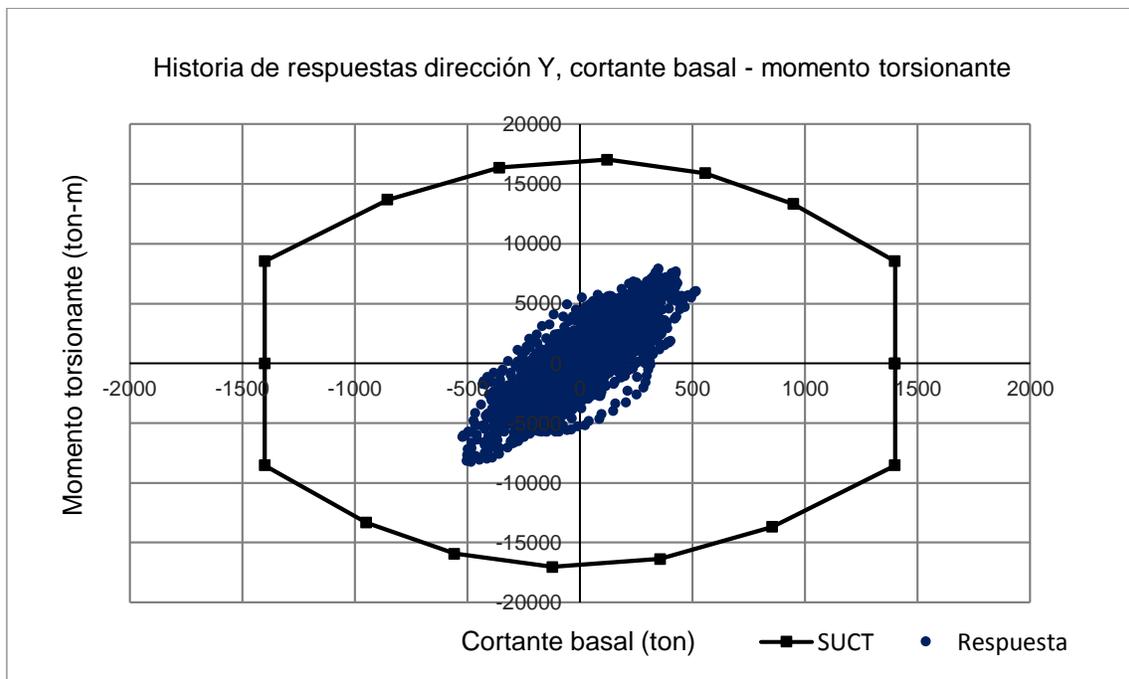


Figura 6.16 Respuesta del modelo M2-2017 ante el sismo 4, dirección X.



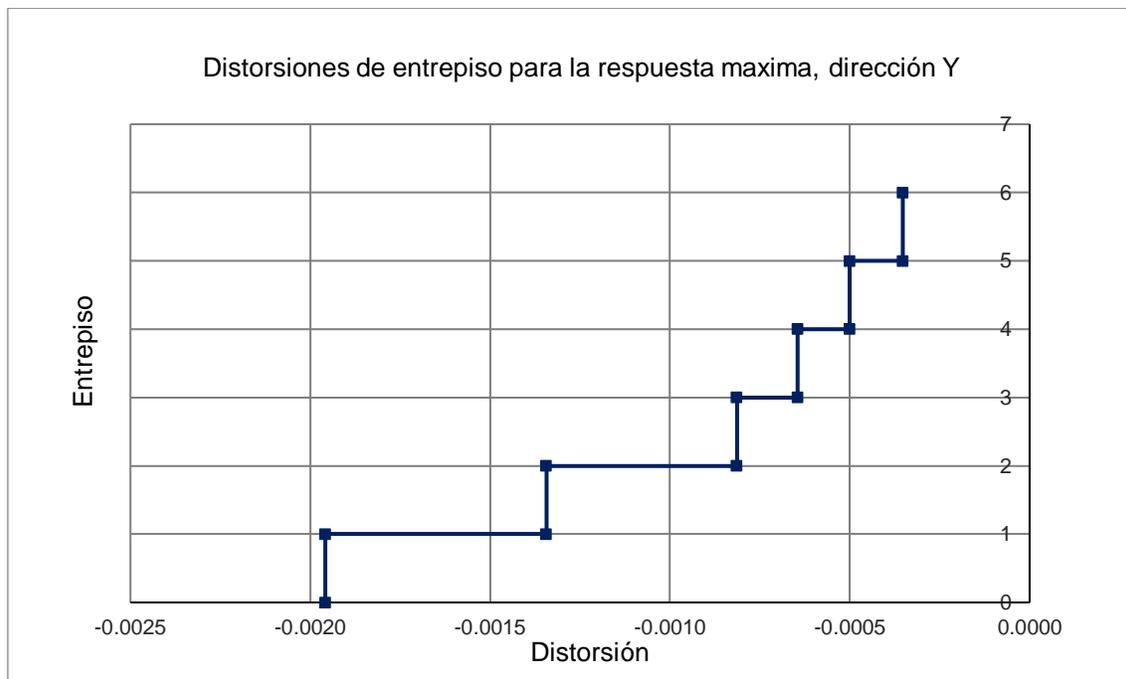
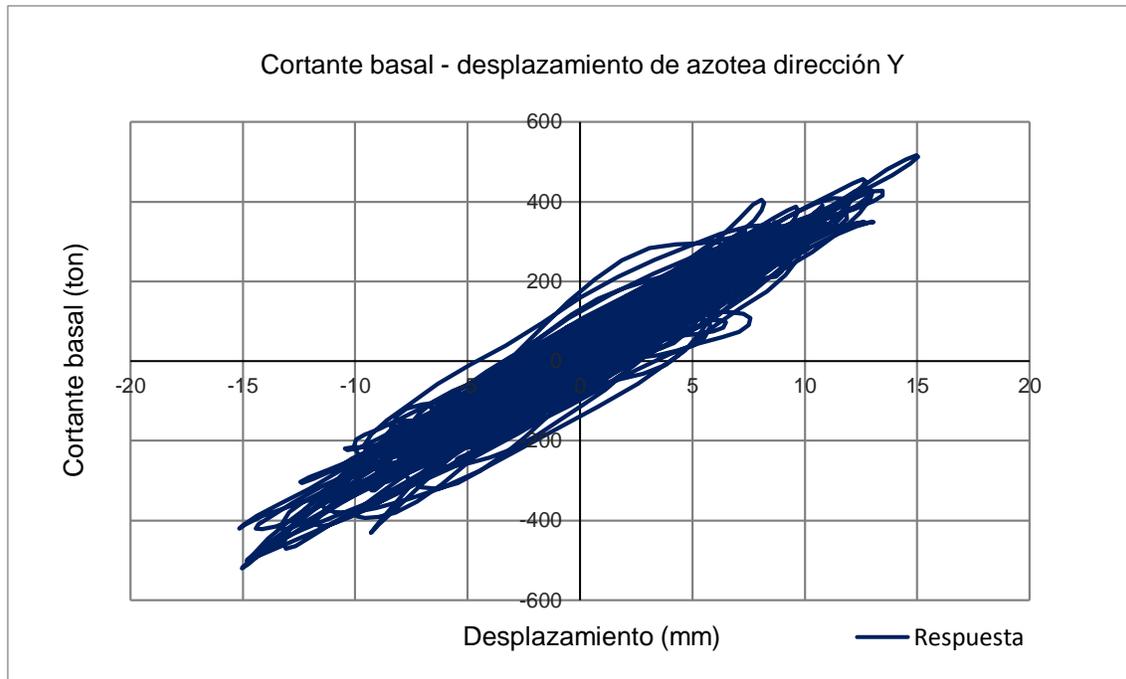
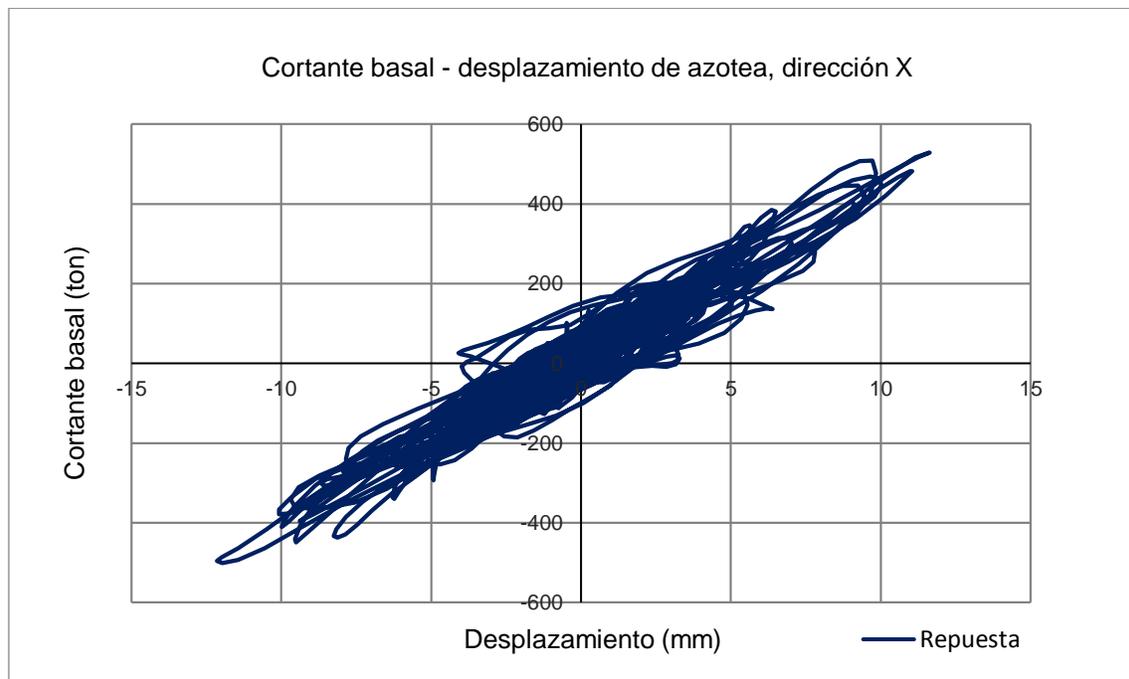
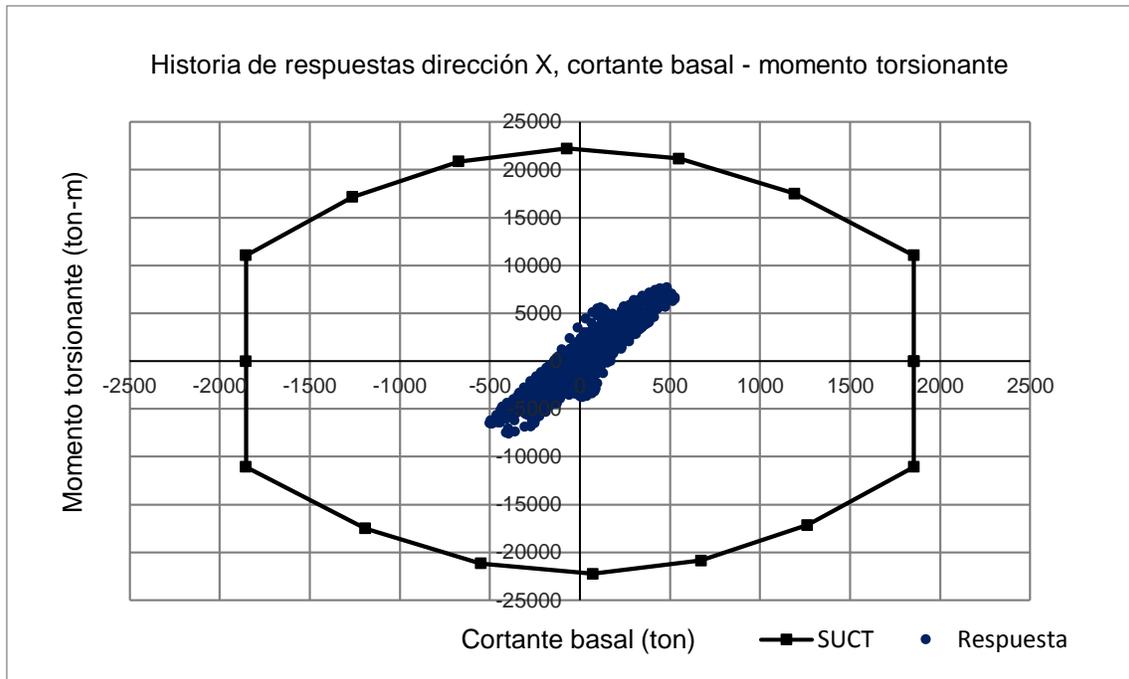


Figura 6.17 Respuesta del modelo M2-2017 ante el sismo 4, dirección Y.



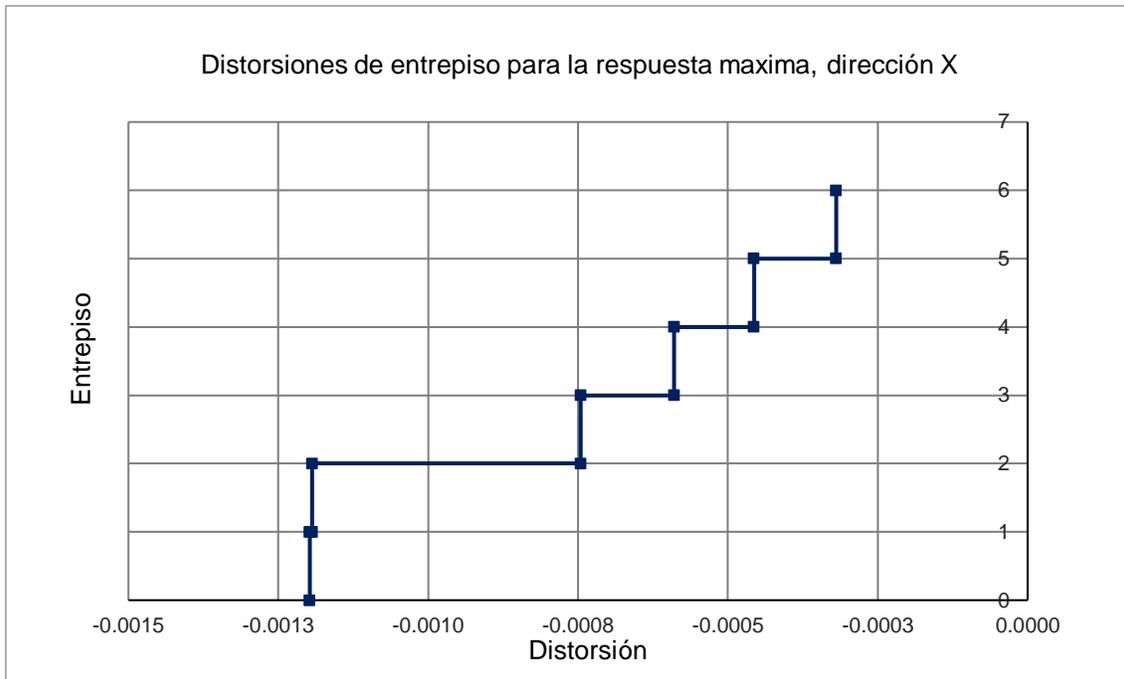
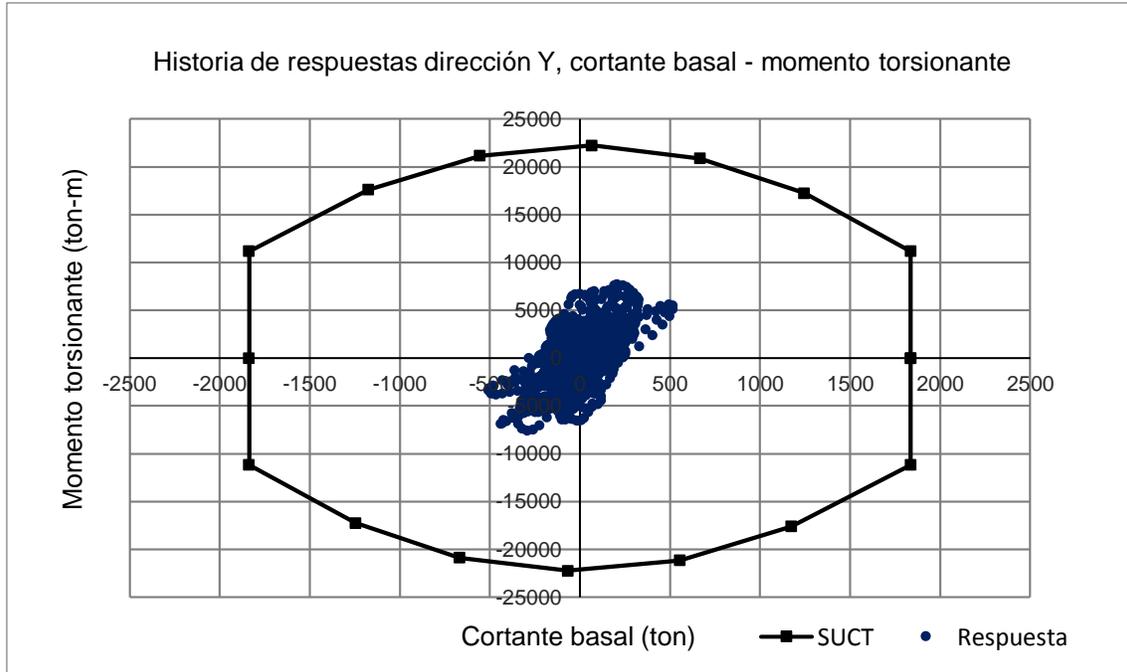


Figura 6.18 Respuesta del modelo M2-PROPUESTA ante el sismo 4, dirección X.



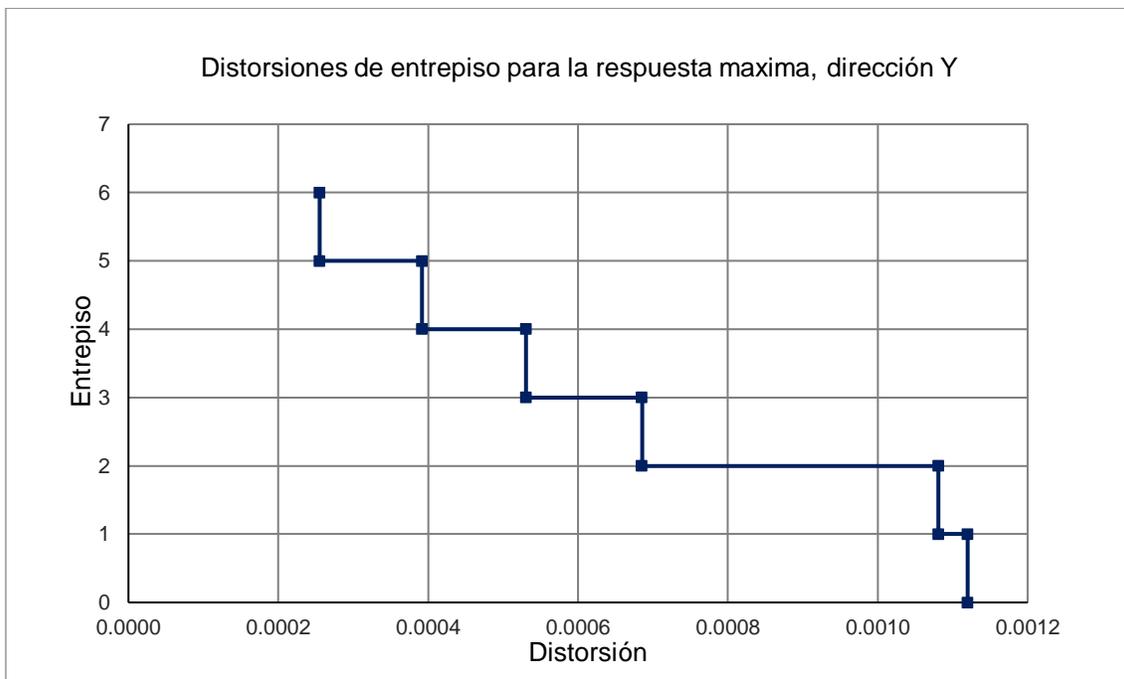
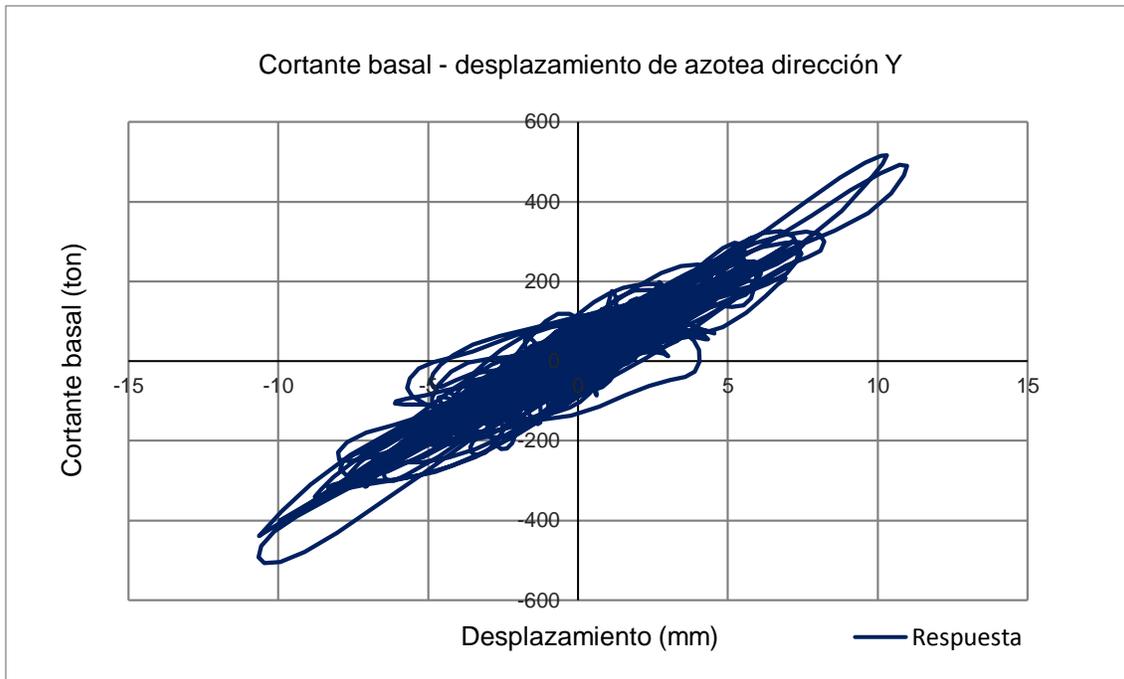


Figura 6.19 Respuesta del modelo M2-PROPUESTA ante el sismo 4, dirección Y.

6.5.3 Modelos M3

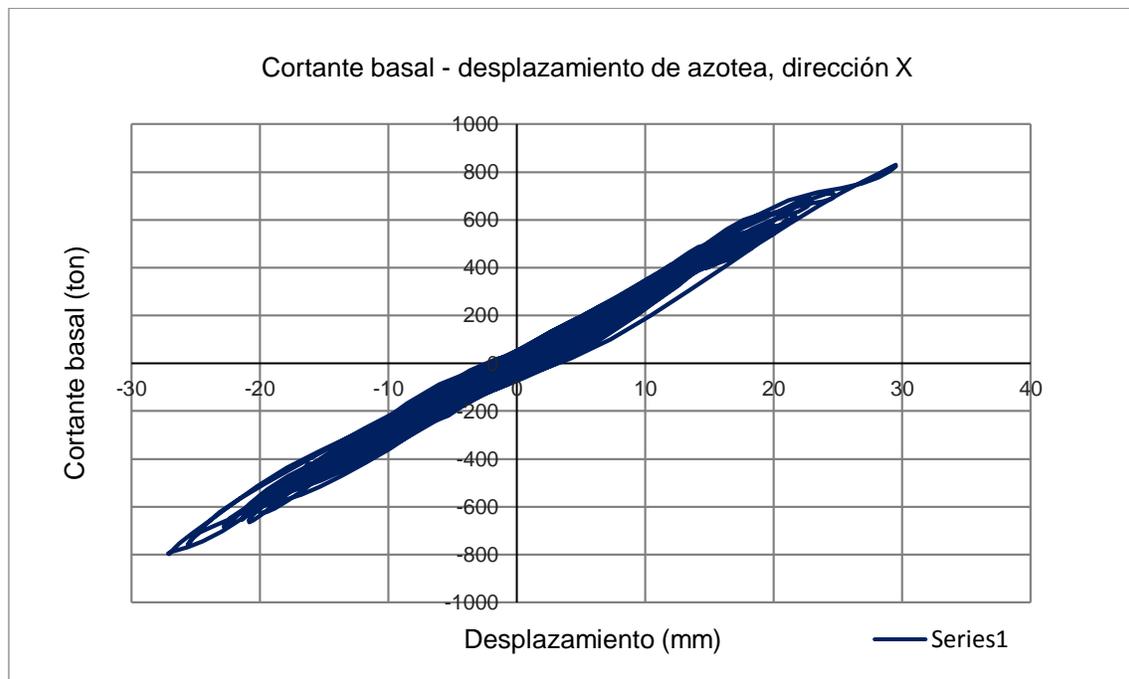
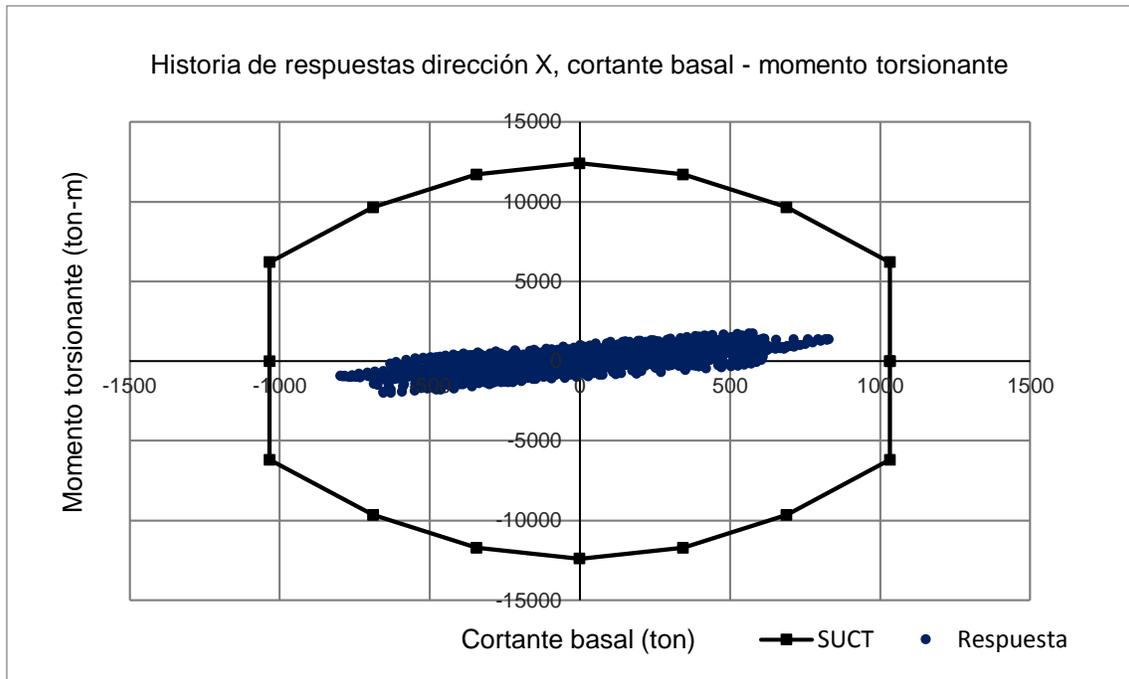
En las figuras 6.20 a 6.25 se muestran los resultados de los modelos M3-1976, M3-2017 Y M3-PROPUESTA, sometidos a la acción del registro sísmico denominado “sismo 4”. Se optó por mostrar los resultados para este evento, ya que fue el que generó la mayor respuesta en estos modelos.

Estos modelos son los que presentan una respuesta con menor asimetría y también presentan los menores efectos de torsión en ambas direcciones. En el modelo M3-1976 (figura 6.20 y 6.21), se puede observar que, a pesar de que los efectos de torsión no son importantes, los desplazamientos traslacionales generados por el cortante basal ocasionan que el modelo se acerque a los límites de la SUCT. En los modelos M3-2017 (figura 6.22 y 6.23) y M3-PROPUESTA (figura 6.24 y 6.25) se puede notar que la respuesta se encuentra muy por debajo de la SUCT.

Al observar los desplazamientos de azotea podemos notar que el impacto de los efectos de torsión es prácticamente nulo y que los desplazamientos son completamente proporcionales con el cortante basal. Tal como ocurre para los casos anteriores, los mayores desplazamientos se presentan en el modelo M3-1976.

En el modelo M3-1976 la distorsión del primer entrepiso supera por mucho a la de los demás entrepisos, lo cual es propio de un edificio de planta baja débil; esto sucede igualmente en el modelo M3-2017, por lo cual podemos afirmar que, aunque el modelo resiste la demanda sísmica, este se comporta como un edificio de planta baja débil.

Para el modelo M2-PROPUESTA las distorsiones de los primeros dos niveles son casi iguales, lo cual indica que el comportamiento sísmico de este modelo no experimenta un comportamiento característico de un edificio de planta baja débil.



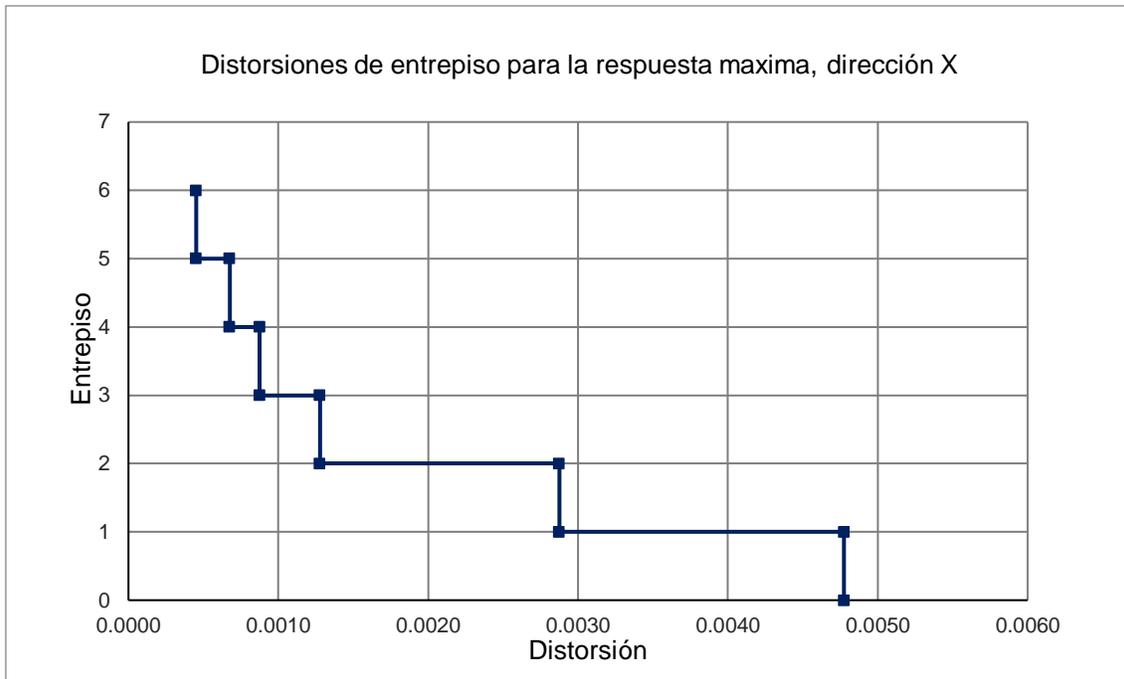
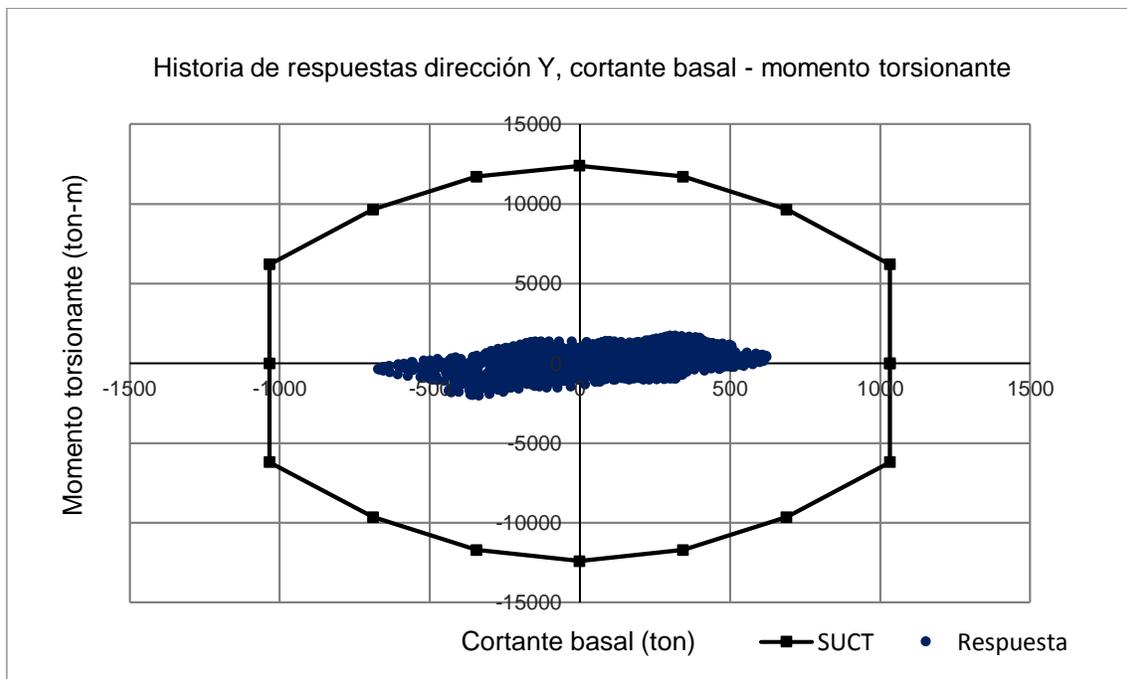


Figura 6.20 Respuesta del modelo M3-1976 ante el sismo 4, dirección X.



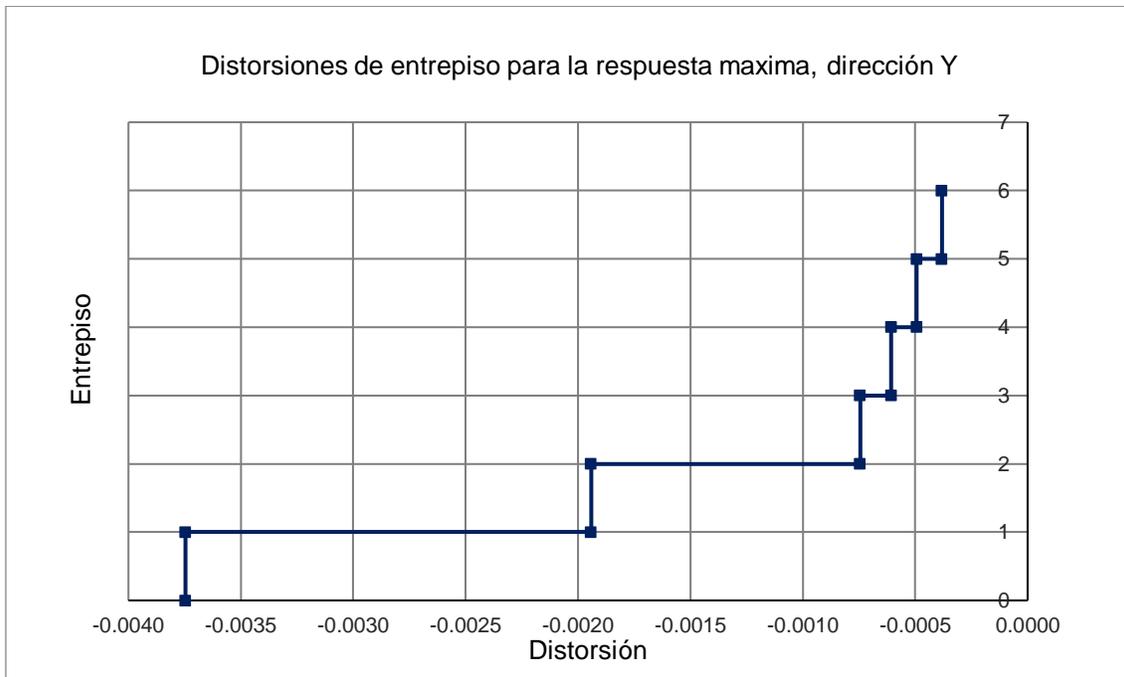
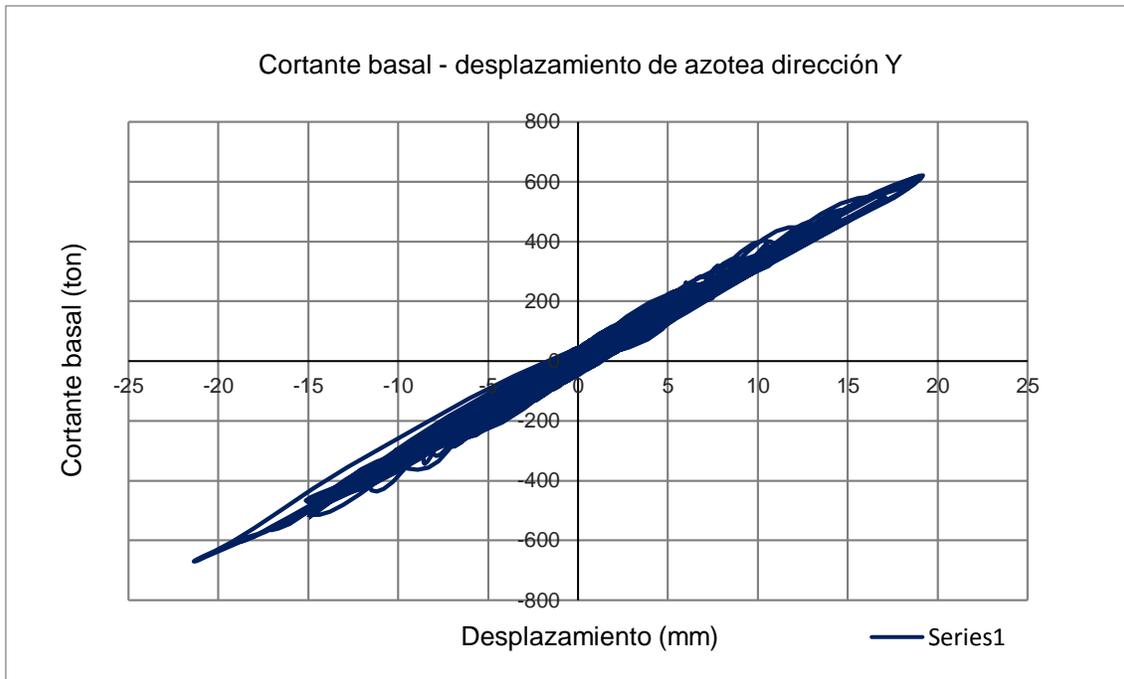
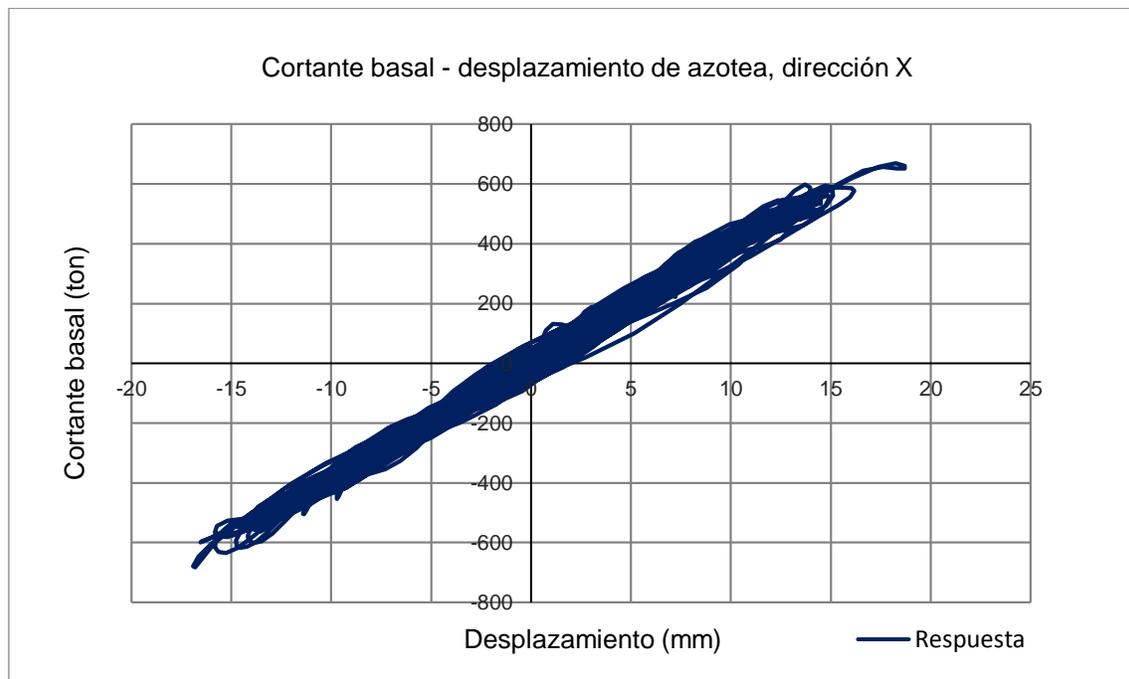
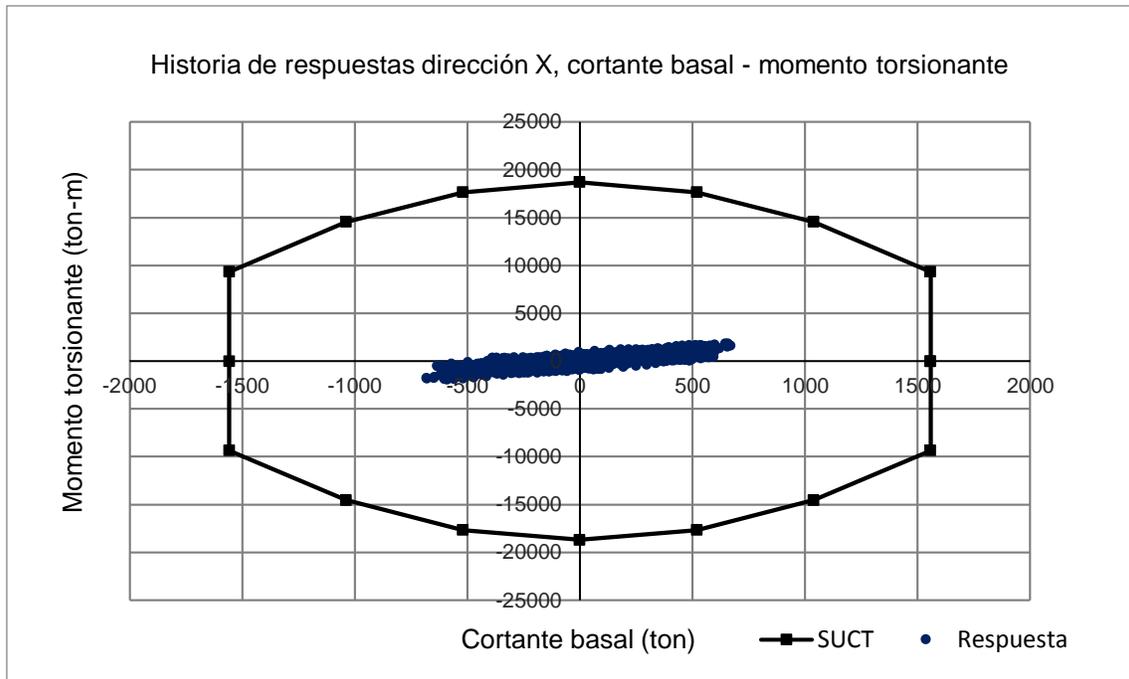


Figura 6.21 Respuesta del modelo M3-1976 ante el sismo 4, dirección Y.



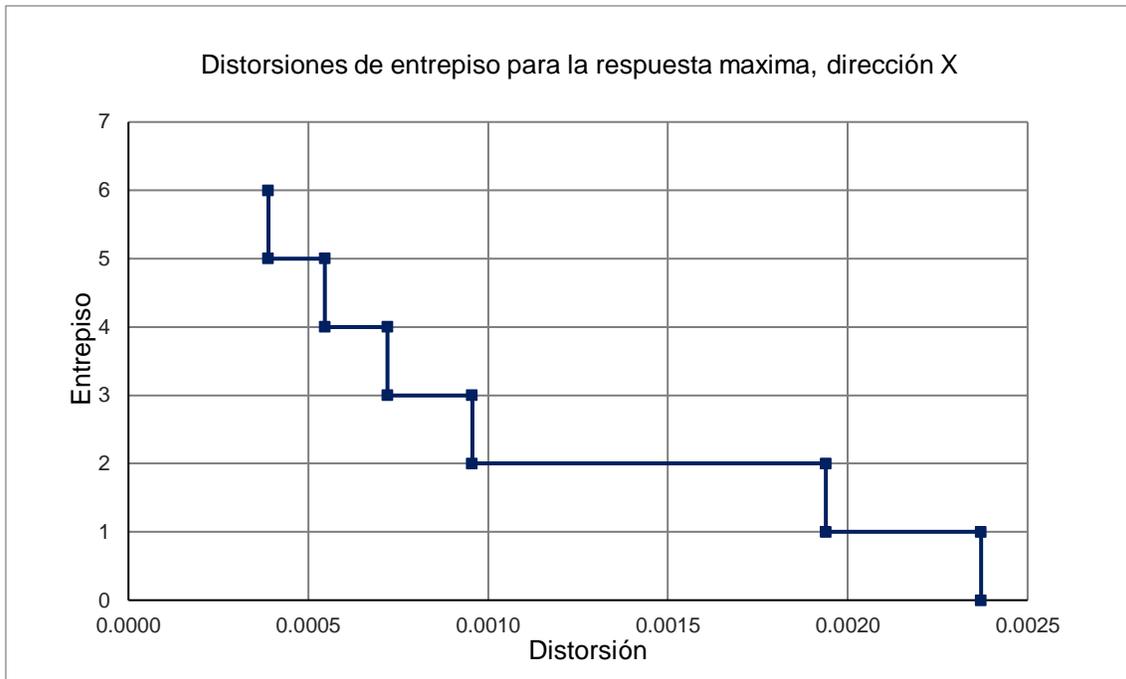
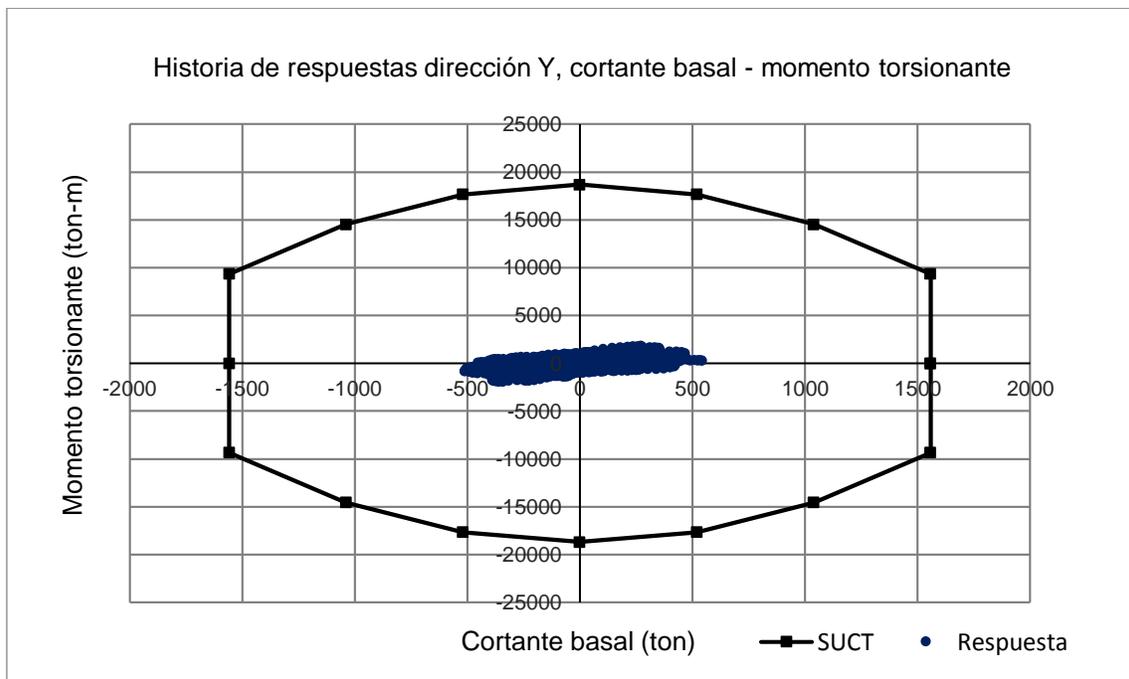


Figura 6.22 Respuesta del modelo M3-2017 ante el sismo 4, dirección X.



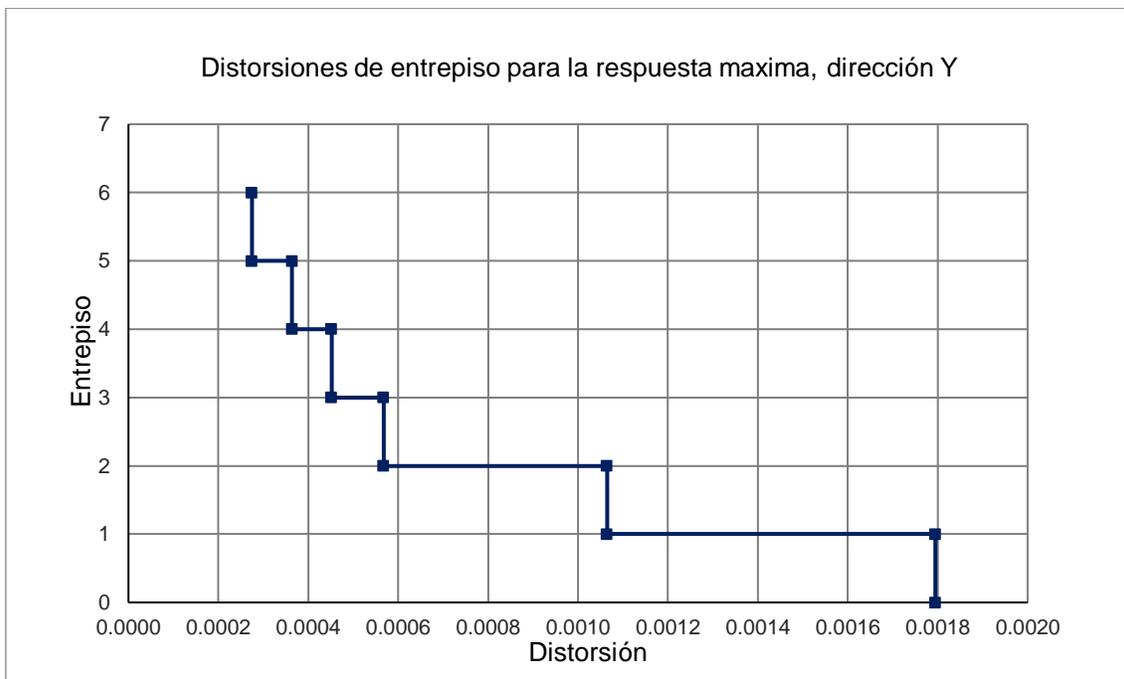
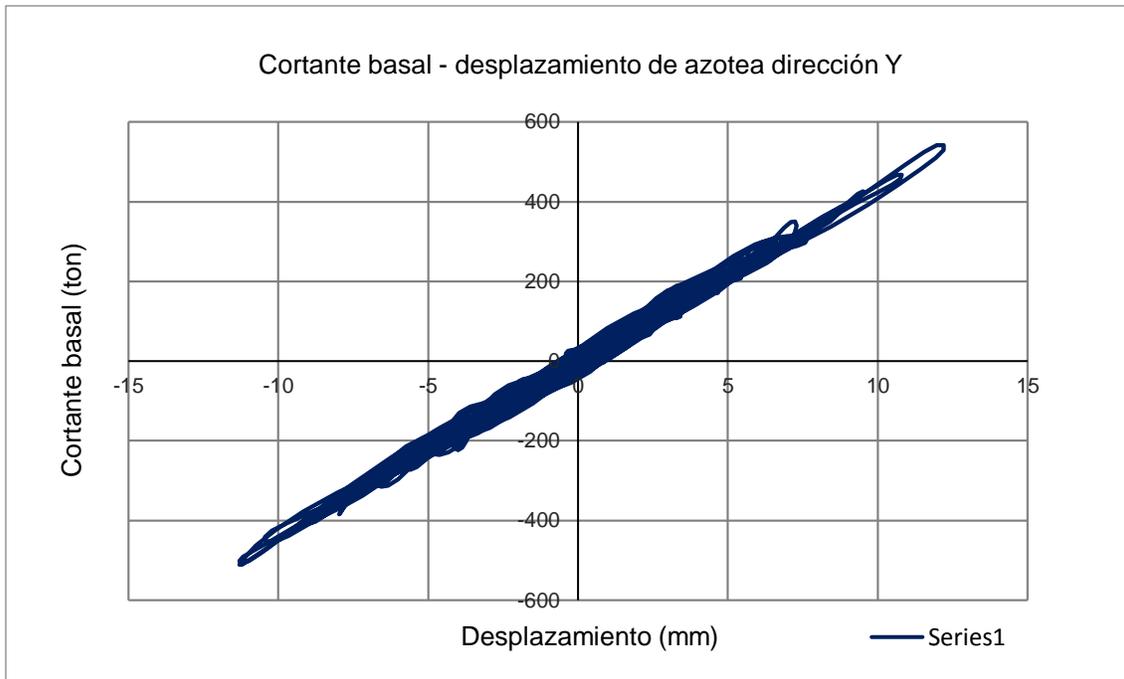
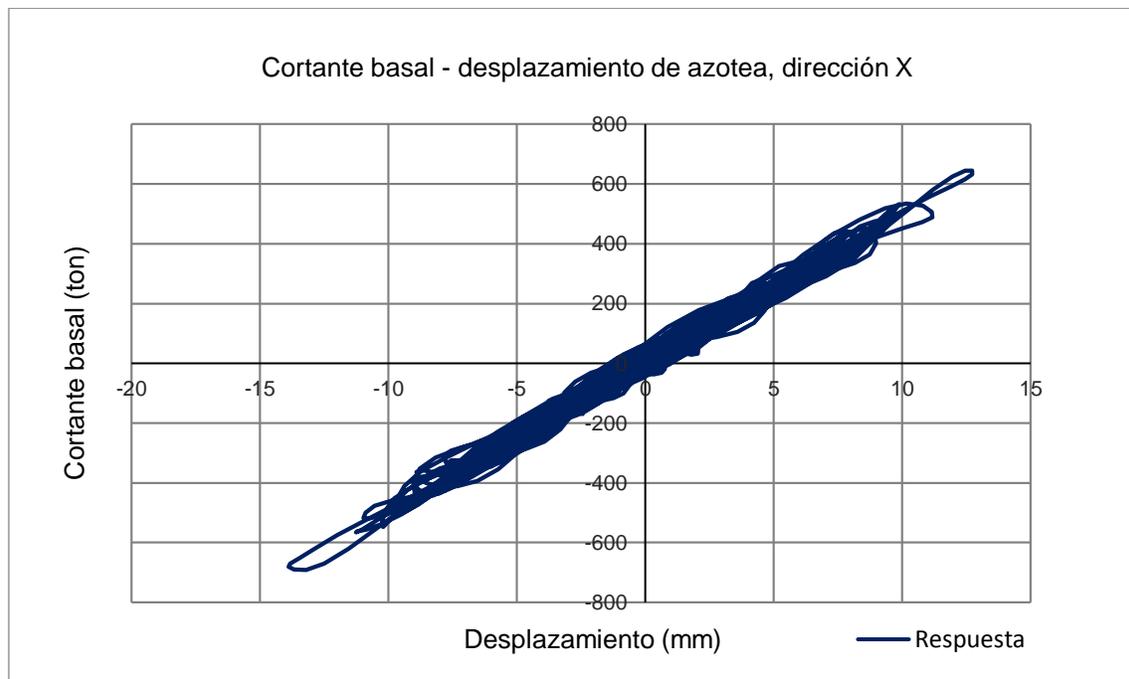
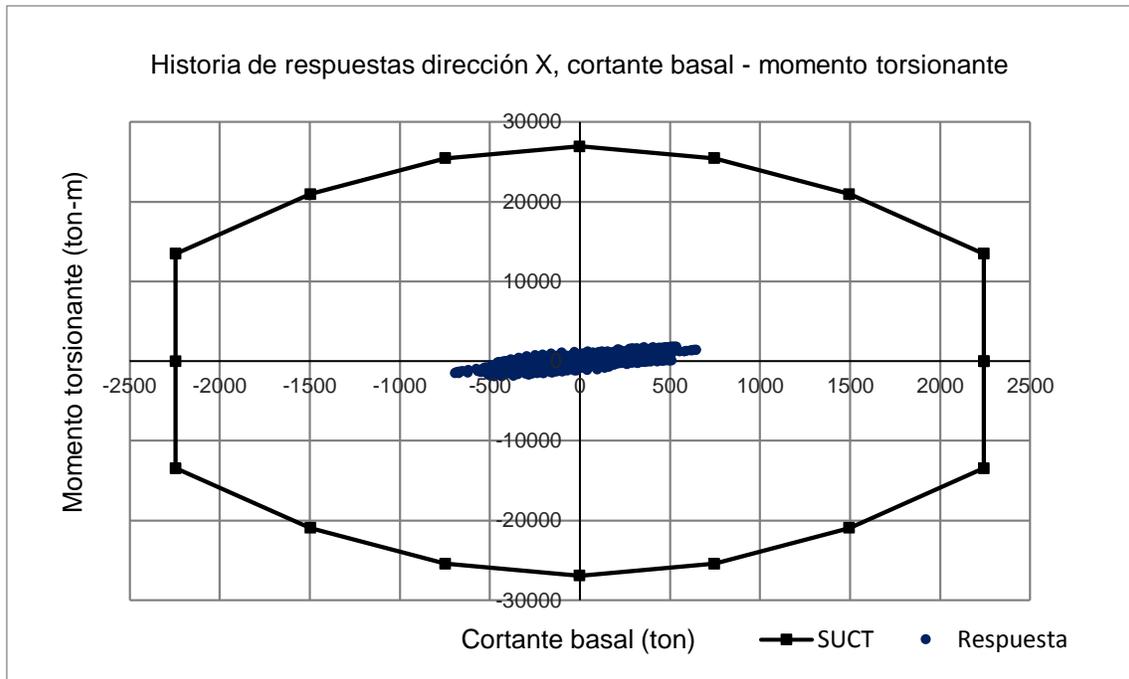


Figura 6.23 Respuesta del modelo M3-2017 ante el sismo 4, dirección Y.



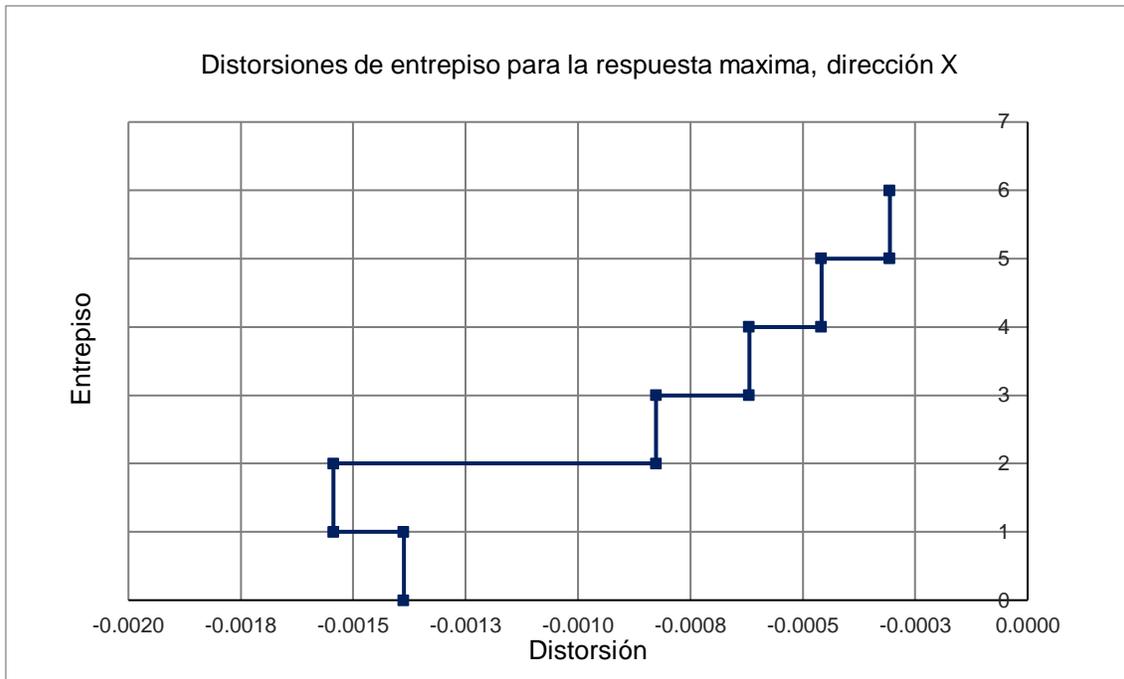
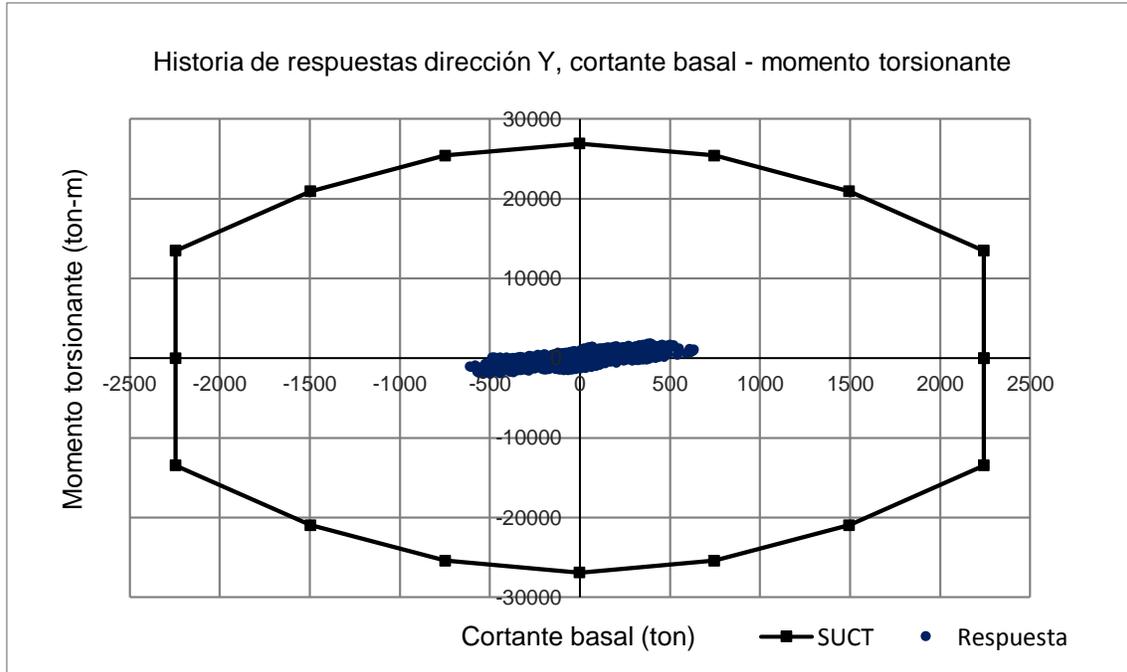


Figura 6.24 Respuesta del modelo M3- PROPUESTA ante el sismo 4, dirección X.



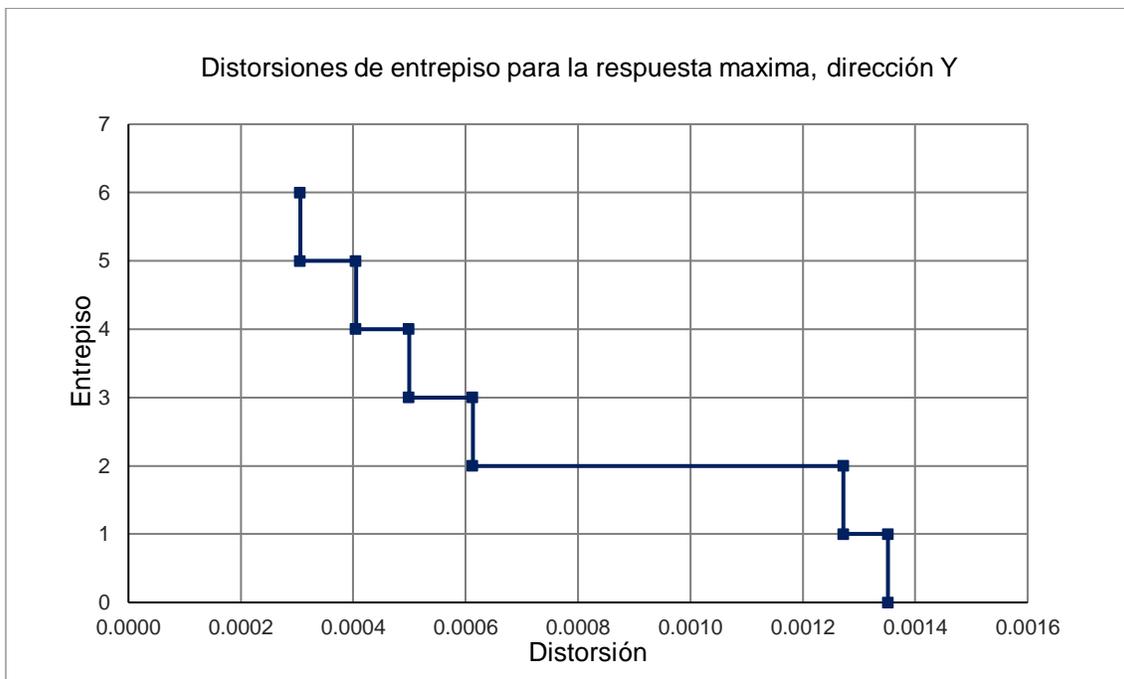
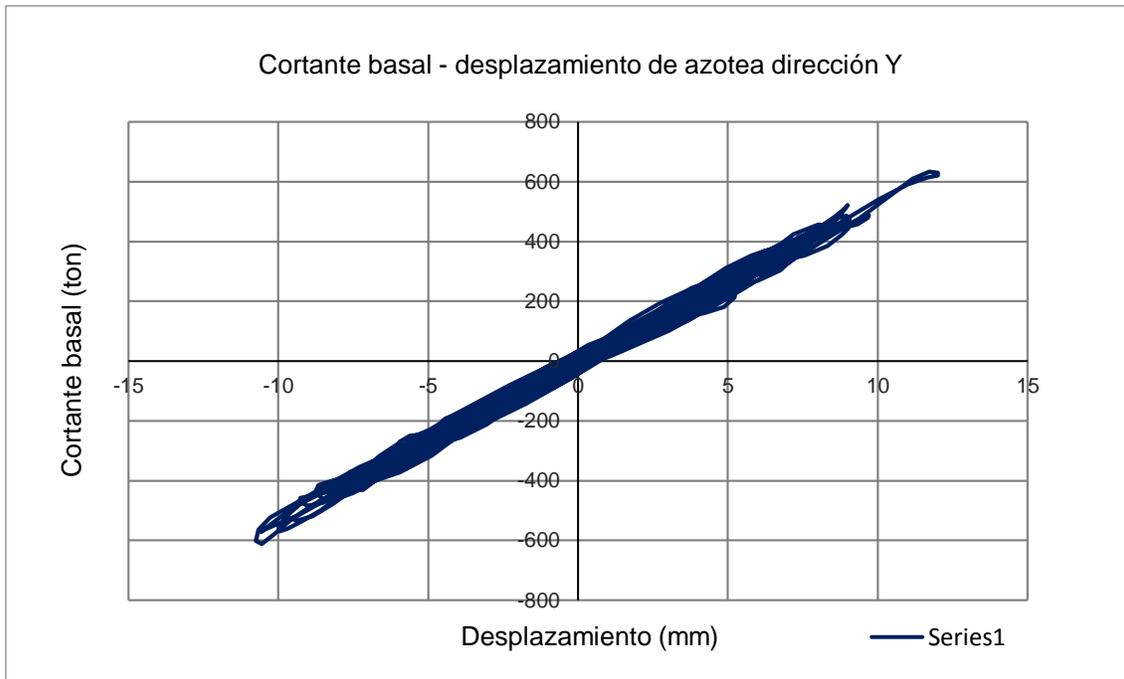


Figura 6.25 Respuesta del modelo M3- PROPUESTA ante el sismo 4, dirección Y.

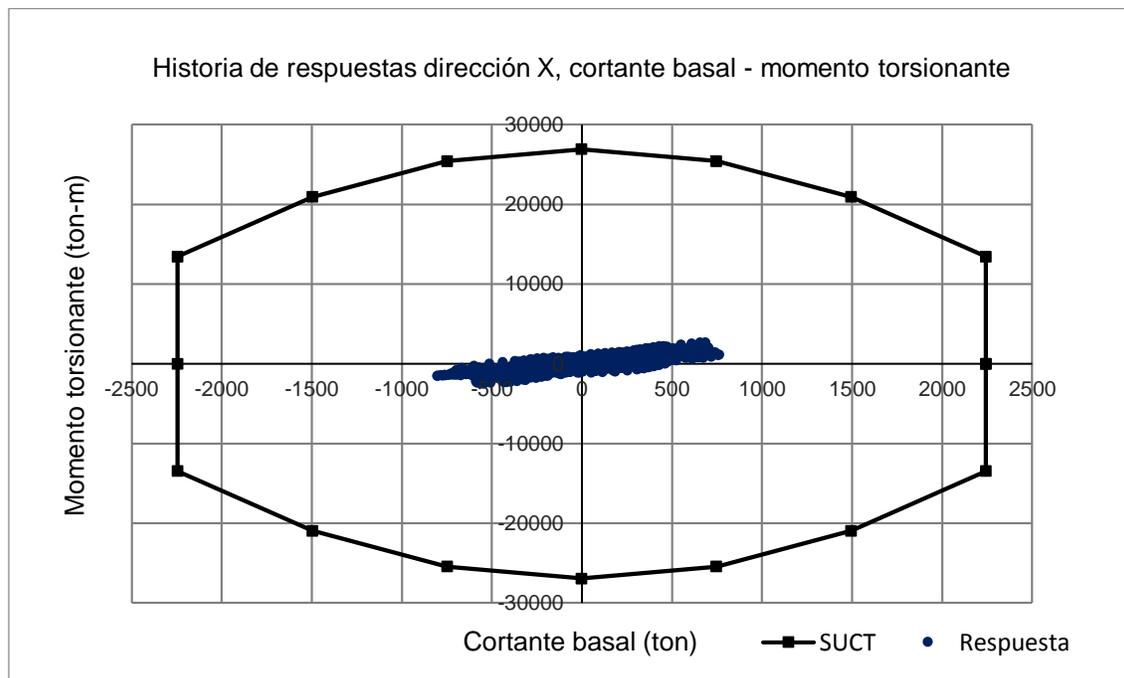
6.5.4 Modelos M3-PROPUESTA modificado

En las figuras 6.26 a 6.27 se muestran los resultados del modelo M3-PROPUESTA modificado, sometido a la acción del registro sísmico denominado “sismo 4”. Se optó por mostrar los resultados para este evento, ya que fue el que generó la mayor respuesta en estos modelos.

La principal diferencia de este modelo respecto al anterior consistió en utilizar las secciones de columnas del entrepiso basal, también el segundo entrepiso. Esto no solo con el fin de contrarrestar o reducir el efecto de *planta baja débil*, si no, además, reducir las diferencias entre las distorsiones de los dos primeros entrepisos respecto los entrepisos superiores, y así lograr un mejor comportamiento sísmico del modelo.

En cuanto a la respuesta sísmica, se puede observar que este modelo es bastante similar al modelo no modificado, ya que la respuesta está muy por debajo de la SUCT, esta similitud también la podemos observar en la gráfica *cortante basal-desplazamiento de azotea*.

En cuanto a las distorsiones de entrepiso, se puede notar una gran reducción de estas en los dos primeros entrepisos respecto al modelo sin modificar, cumpliéndose así el principal objetivo planteado con el uso este modelo.



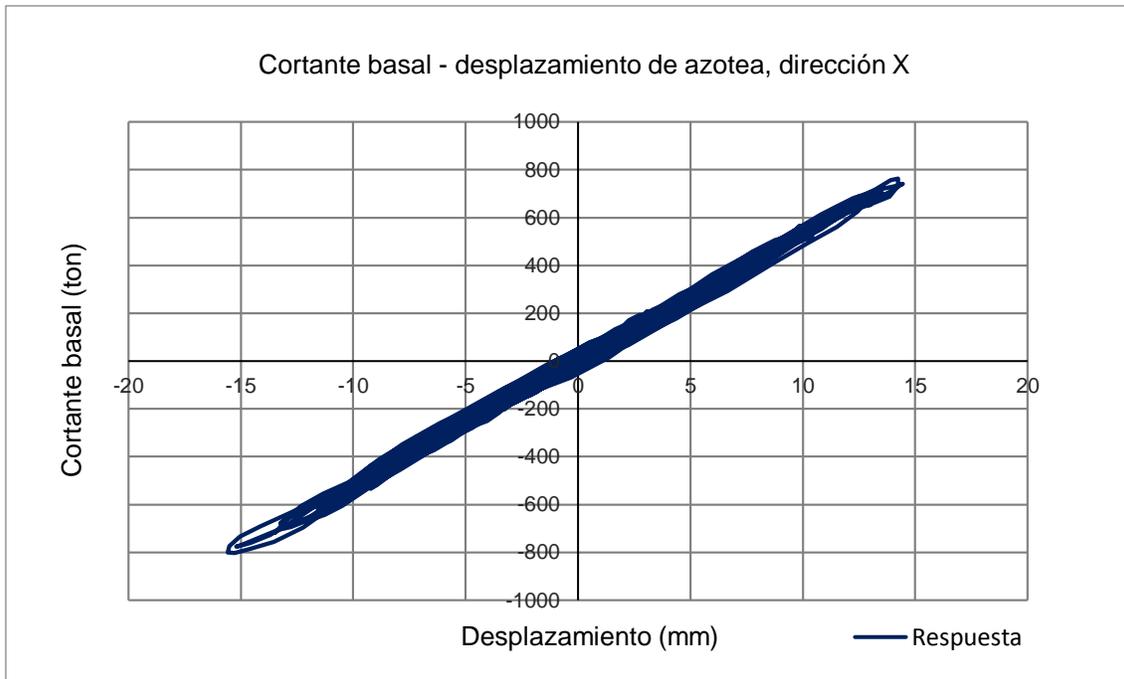


Figura 6.26 Respuesta del modelo M3- PROPUESTA modificado ante el sismo 4, dirección X.

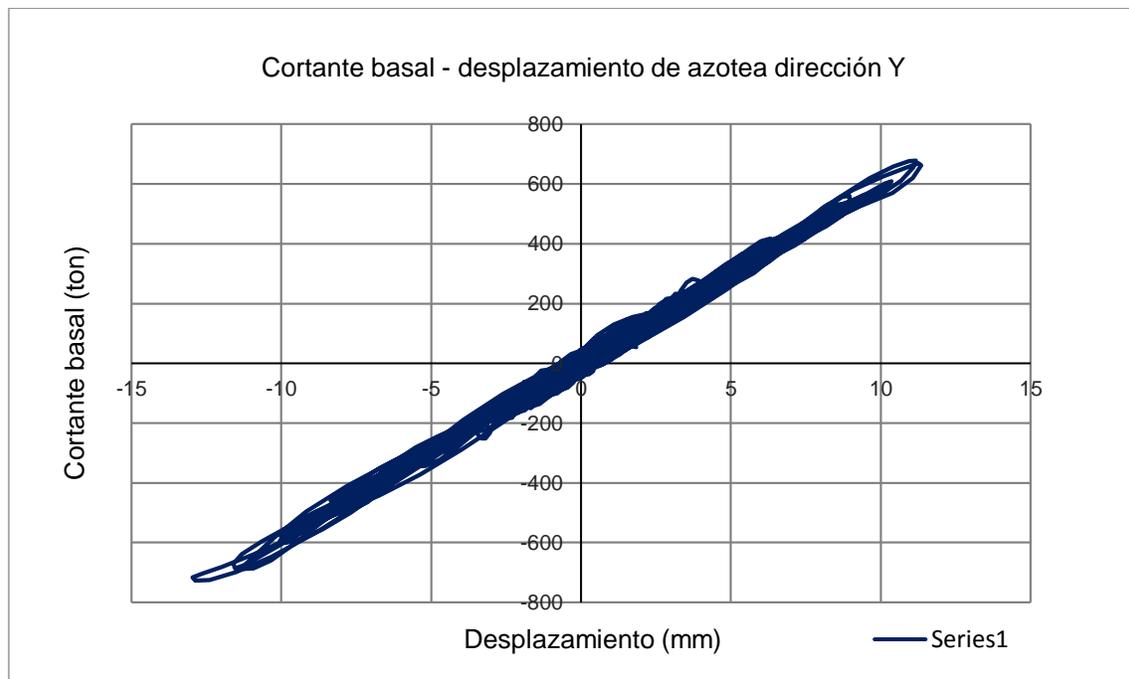
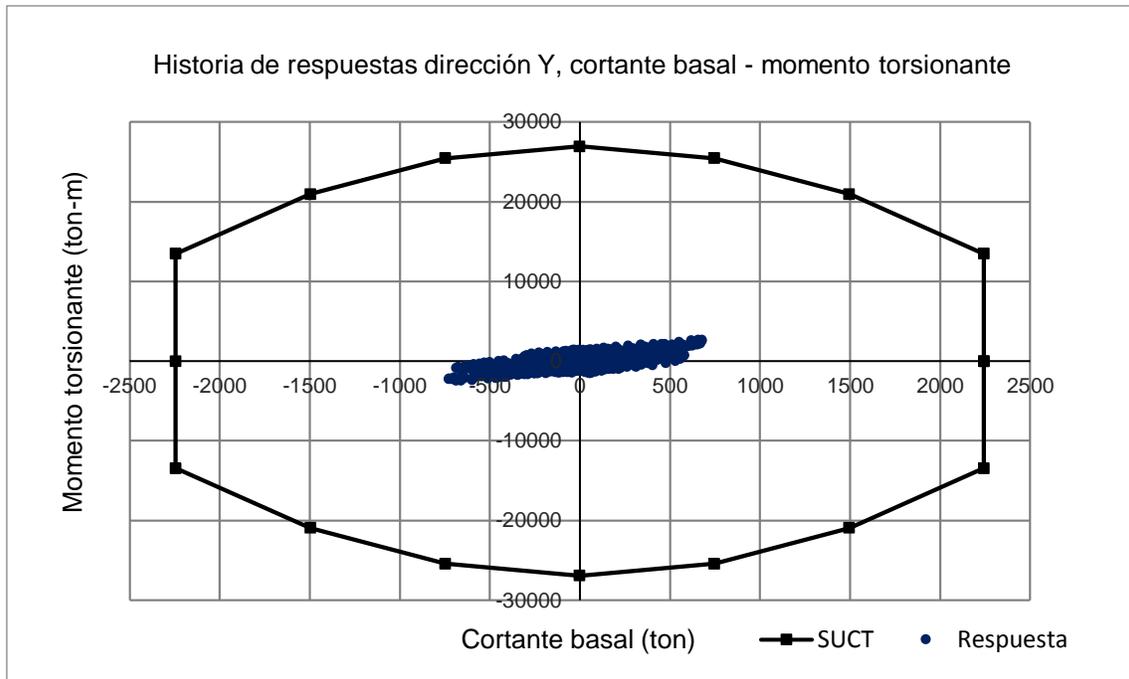




Figura 6.27 Respuesta del modelo M3- PROPUESTA modificado ante el sismo 4, dirección Y.

6.6 Demandas de ductilidad en columnas

Es de suma importancia estudiar el comportamiento no lineal de la estructura y relacionarlo con la respuesta local de las secciones y elementos. El mecanismo de comportamiento no lineal de la estructura depende del tipo y número de secciones que sobrepasan la etapa lineal. Mientras mayor sea el número de secciones que participen de la deformación no lineal y mientras más dúctil sea el comportamiento de estas secciones, mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto (Bazán & Meli, 2001).

La ductilidad de una sección se representa usualmente mediante la relación entre curvatura última y curvatura de fluencia de la sección sujeta a momento flexionante. La relación momento-curvatura ($M-\phi$) describe el comportamiento (Bazán & Meli, 2001).

Por lo anterior, para poder caracterizar el comportamiento no lineal de los modelos estudiados, se muestran las demandas de ductilidad de los elementos del entrepiso de la planta baja, derivados de análisis no lineales paso a paso. Cabe resaltar que solo se muestran las demandas de ductilidad de aquellos modelos en los cuales las deformaciones en las columnas de la planta baja superaron la etapa lineal. En las tablas 6.5, 6.6 y 6.7 se muestran las demandas de ductilidad de los modelos M1-1976, M2-1976 y M3-1976; sometidos a la acción del sismo 4. En la figura 6.26 se muestra la distribución de las columnas de planta baja en los modelos.

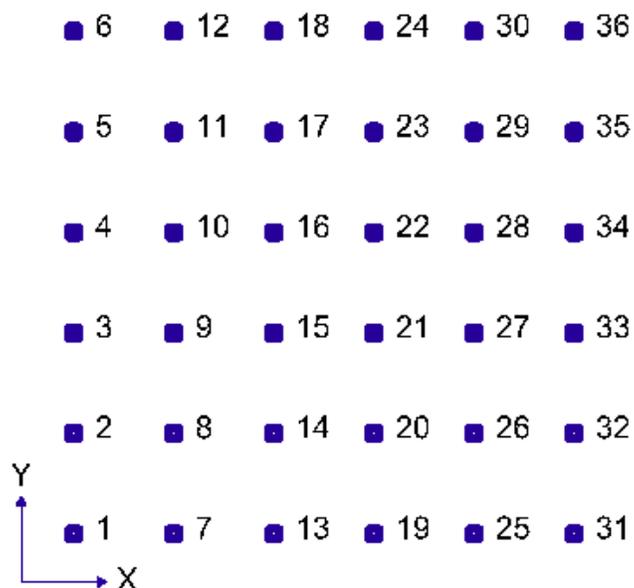


Figura 6.26: Distribución en planta de las columnas.

Tabla 6.5 Demandas de ductilidad en la parte inferior de las columnas de la planta baja del modelo "sismo 4" (M1-1976)

No. De Columna	Ductilidad de las columnas (M1-1976)	
	Dirección X	Dirección Y
1	5.41	1.05
2	3.25	3.21
3	3.82	3.88
6	4.99	4.97
10	3.46	3.50
17	9.78	9.90
22	1.07	1.08
23	2.85	1.37
24	2.24	1.00
28	4.41	4.42
31	1.16	1.13

Tabla 6.6 Demandas de ductilidad en la parte inferior de las columnas de la planta baja del modelo “sismo 4” (M2-1976)

No. De Columna	Ductilidad de las columnas (M2-1976)	
	Dirección X	Dirección Y
1	2.95	1.16
7	2.16	1.04
13	4.41	2.54
19	8.82	8.83
25	7.44	6.52
26	7.01	2.85
31	14.32	3.44
32	2.10	4.57
33	7.27	1.08

Tabla 6.7 Demandas de ductilidad en la parte inferior de las columnas de la planta baja del modelo debidas al “sismo 4” (M3-1976)

No. De Columna	Ductilidad de las columnas (M3-1976)	
	Dirección X	Dirección Y
2	8.12	8.24
6	3.61	4.24
12	1.58	1.55
15	2.04	3.22
18	7.58	6.96
19	3.41	5.38
22	3.38	3.47
30	1.14	1.17
31	9.23	8.04
35	1.00	1.18

Adicionalmente se incluyen imágenes representativas de la distribución de articulaciones plásticas en los marcos de mayor y menor demanda de los modelos: M1 -1976, M2-1976 y M3-1976; sometidos a la acción del “sismo 4”.

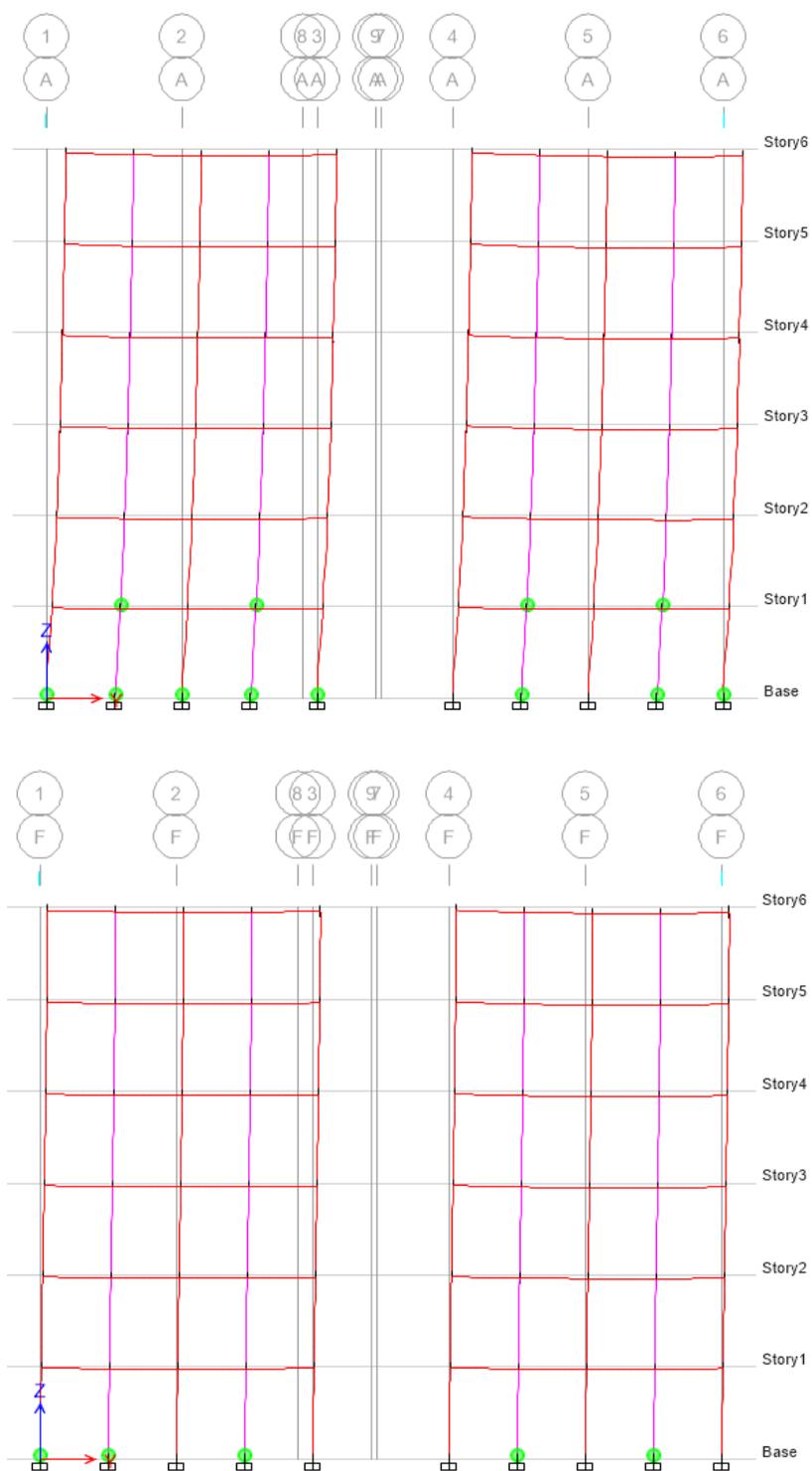


Figura 6.27: Distribución de articulaciones plásticas en el marco de mayor y menor demanda, modelo M1-1976.

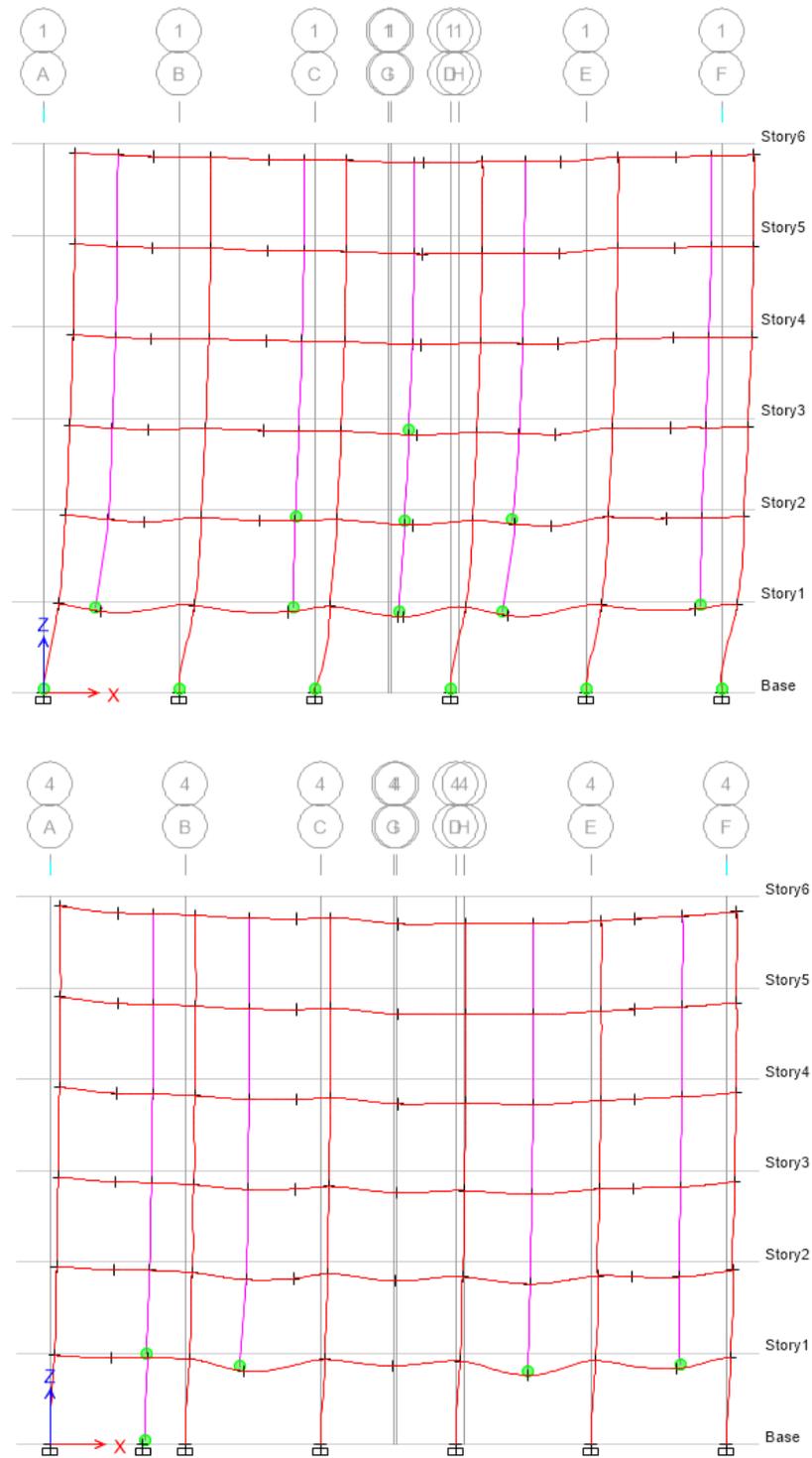


Figura 6.28: Distribución de articulaciones plásticas en el marco de mayor y menor demanda, modelo M2-1976.

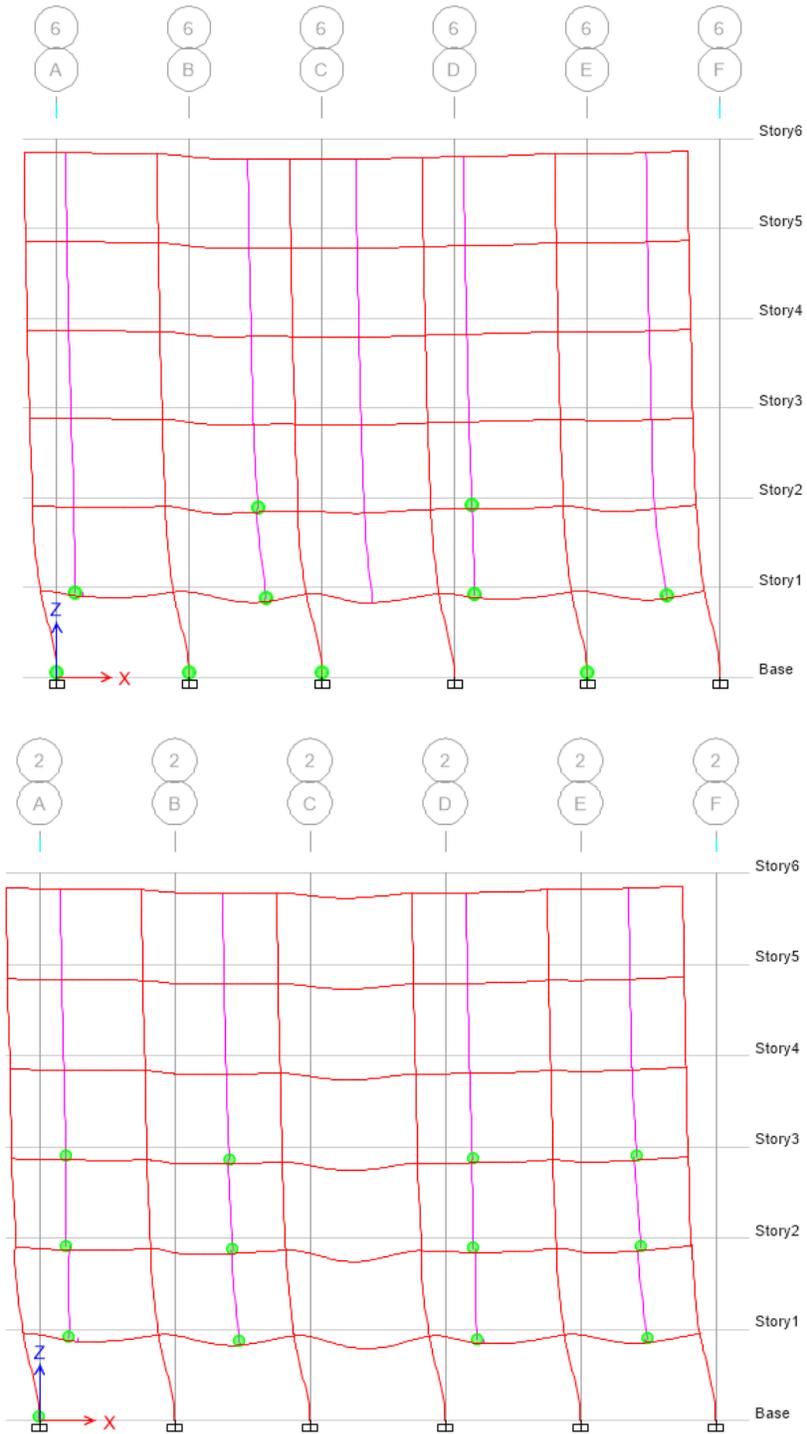


Figura 6.29: Distribución de articulaciones plásticas en el marco de mayor y menor demanda, modelo M3-1976.

7 CONCLUSIONES

Como se pudo observar, todos los edificios diseñados con el RCDF-1976 presentaron altas demandas de ductilidad en las columnas de la planta baja y están catalogados como edificios de *planta baja débil*; Los análisis elásticos y estáticos utilizados para su diseño no proporcionaban información sobre las altas concentraciones de deformaciones inelásticas que se pueden desarrollar en las columnas de la planta baja. Aunado a esto, los coeficientes sísmicos usados en esa época eran mucho menores, por lo que estos edificios no están diseñados para soportar la demanda sísmica actual; otro aspecto importante que suele ser mal evaluado cuando se realizan análisis estáticos son los efectos de torsión sísmica, los cuales pueden generar grandes daños o incluso el colapso de las estructuras.

Tal como se observó en los modelos M2, los efectos de torsión pueden ser de suma importancia, generando altas concentraciones de deformaciones inelásticas en las columnas de las partes flexibles en la planta baja de estos edificios, con lo cual se corrobora que además del problema de *planta baja débil*, los efectos de torsión favorecieron en gran medida la ocurrencia a los daños ocasionados en diversos edificios durante el sismo del 19 de septiembre del 2017.

En general podemos observar que los modelos diseñados con el RCDF-1976 fueron los que sufrieron los mayores daños. Si observamos la respuesta sísmica de estos edificios podemos notar que, en la mayoría de los casos, esta sobrepasa o se encuentra muy cercana a la frontera de la SUCT, corroborando que los edificios diseñados con reglamentos anteriores al sismo ocurrido en el año 1985 fueron los más susceptibles a sufrir daños durante el sismo del año 2017. Para los modelos diseñados con el RCDF-2017 y con la propuesta de diseño, la respuesta sísmica no supera en ningún caso a la SUCT, esto se debe a que la planta baja en estos modelos se diseña con un cortante basal mayor.

Cabe resaltar que el registro sísmico que generó mayores daños a los modelos fue el denominado “sismo 4”, el cual corresponde al sismo del 19 de septiembre del 2017 registrado en la estación “jardín Esparza Oteo” ubicada en la delegación Benito Juárez de la Ciudad de México, lo cual es congruente con lo sucedido en la realidad, ya que en dicha delegación se presentaron los mayores daños en edificios de *planta baja débil*.

Por otra parte, si comparamos los espectros de diseño elásticos del RCDF-1976 y los del RCDF-2017 para un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, podemos observar que las ordenadas de este último son muy superiores al del primero, y que de hecho, al comparar estos espectros con los espectros de respuesta de los registros podemos observar que la demanda sísmica los supera a ambos; esto se ve reflejado en el modelo M3-1976, en el cual, a pesar de que los efectos de torsión

son poco importantes, los efectos traslacionales ocasionan grandes daños a la planta baja.

Otro aspecto importante por analizar es la metodología que plantea el RCDF-2017 para el análisis y el diseño de los edificios denominados de planta baja débil, la cual en general, plantea diseñar la planta baja aumentando en cierto grado el cortante basal; sin embargo, este aumento se hace en función del factor de comportamiento sísmico Q , el cual no toma en cuenta ciertas variables propias de cada edificio. Si comparamos el aumento en el cortante basal que plantea la normativa vigente respecto al que plantea la propuesta de diseño de este trabajo, podemos notar, que en los modelos con mayor concentración de muros en la planta baja estos aumentos son similares, mientras que en los modelos con menor concentración de muros en la planta baja estos difieren en mucho mayor medida.

El aumento en el cortante basal para los modelos diseñados en base a la propuesta de diseño de esta tesis suele ser mucho más grande, en algunos casos, que en los modelos diseñados con base al RCDF-2017, lo cual trae consigo un aumento en las secciones de los modelos diseñados; sin embargo, estos aumentos en las secciones de las columnas no son tan grandes como se podría esperar. Si comparamos el peso de la estructura entre estos modelos podemos notar que las estructuras diseñadas con la propuesta tan solo son 6% más pesadas, en el caso más crítico, respecto a los diseñados con la normativa actual, esto claro sin incluir a las losas en el peso de la estructura. De lo anterior se concluye que la aplicación de la propuesta de diseño respecto la normativa vigente no causa un impacto importante en el costo de la estructura.

Al analizar las distorsiones máximas de entrepiso podemos notar que en gran parte de los modelos diseñados con el RCDF-2017, las distorsiones en la planta baja son significativamente mayores que las del resto de los entrepisos, mientras que las distorsiones de los 2 primeros entrepisos en los modelos diseñados con la propuesta de este trabajo son muy similares. De lo anterior se puede inferir que, aunque los modelos diseñados con el RCDF-2017 no presentaron daños, estos aún exhiben un comportamiento como edificios de planta baja débil, lo cual no ocurre con los modelos diseñado con la propuesta de diseño, en los cuales la diferencia entre las distorsiones de la planta baja y el nivel subsecuente es relativamente pequeña. En el último caso analizado en el cual se mantuvieron sin cambio las secciones de las columnas de la planta baja en el nivel subsecuente, se pudo notar que la diferencia en las distorsiones entre los primeros dos entrepisos y los entrepisos subsecuentes es menor respecto a los demás modelos.

Como conclusión general, se puede decir que la propuesta de diseño planteada en este trabajo es viable para contrarrestar el efecto de planta baja débil que comúnmente acompaña a las edificaciones de vivienda o comerciales que poseen cambios bruscos en rigideces o resistencias entre el entrepiso basal y los superiores.

REFERENCIAS

- Archundia, H. I., Fernández, L. R., García, F., Guerrero, H., & Peña, F. (2018). *Efectos de los sismos de septiembre de 2017*. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Campeche, Campeche.
- Bazán, E., & Meli, R. (2001). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México, México: Limusa.
- Cabrera, J. L. (2019). *Fragilidad de un edificio de 5 niveles con planta baja débil diseñado con los RCDF-1976, -1987, -2004 Y -2017*. Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad de Mexico.
- Chipol, A., & García, O. (2001). *Variación espacial del centro de torsión utilizando modelos de flexión para edificios de varios niveles con asimetría en planta y en elevación*. Posgrado en Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.
- Chopra, A. K., & De la Llera, J. C. (1996). *Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings*. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Damy, J., & Alcocer, S. M. (1987). *Obtención del centro de torsión de edificios*. Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Queretaro, Queretaro.
- De la Llera, J. C., & Chopra, A. K. (1994). *Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings*. College of engineering, Univesity of California at berkeley.
- Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (1996). *Calculated response of confined masonry structures*. Proceedings of 11 WCEE, Ciudad de México.
- Galicia, R. (2018). *Recopilación, análisis y comparación de daños en la Ciudad de México debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 M 7.1*. Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad de Mexico.
- Gallo, G. O., Espino, L. I., & Olvera, A. E. (2005). *Diseño estructural de casa habitación*. ISBN-10: 970-10-4826-1, Segunda edición. Ciudad de México: Mc Graw-Hill Interamericana.
- García, O. (1991). *Apuntes de la materia "Temas Estructurales"*. Ex división de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.
- García, O., & Ayala, G. (1991). *Criterios de de diseño sísmico para estructuras en torsión*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.
- Gómez, R., Ayala, G., & Jaramillo, J. D. (1987). *Respuesta sísmica de edificios asimétricos*. Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad de México.

- Hwang, K. R., Lee, H. S., & Ali, A. R. (2017). *Application of a new methodology for seismic torsion design to a multi-story building structure*. 16 th World Conference on Earthquake, Santiago, Chile.
- Jean, R., & Cesín, J. (2000). *Recomendaciones para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Ciudad de México.
- Ladjinovic, D. (2008). *Nonlinear seismic analysis of asymmetric in plan buildings*. University of Novi Sad, Faculty of Technical Sciences, Serbia.
- Ladjinovic, D. Z., & Folic, R. J. (2008). *Seismic analysis of asymmetric in plan buildings*. The 14 th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Miranda, E. (2005). *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México, parte I evaluación de daños*. Informe del Instituto de Ingeniería, Ciudad de México.
- NTC Mampostería. (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- NTC Sísmo. (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño por sísmo*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- NTC Sísmo. (2020). *Normas técnicas complementarias para diseño por sísmo*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- Orozco , V., & Reinoso, E. (2007). *Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la Ciudad de México por el sísmo del 28 de julio de 1976 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográficas*. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 76, Ciudad de Mexico.
- Pérez-Gavilán "editor", J. J. (2015). *Guía para el análisis de estructuras de mampostería*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Comité de Mampostería, Ciudad de México.
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre , J., & Ramírez, L. (2018). *Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México*. Salud pública de México, vol. 60, Ciudad de Mexico.
- RCDF. (1976). *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- RCDF. (1985). *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- RCDF. (1987). *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- RCDF. (2004). *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.

- RCDF. (2017). *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, Ciudad de México.
- Tena, A. (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. ISBN-13: 978-968-18-6980-9, Primera edición. Ciudad de Mexico: Limusa.
- Tena, A. (2010). *Irregularidad estructural y su efecto en las respuesta sísmica de edificios*. V Congreso Iberoamericano de Ingeniería Civil, Merida, Venezuela.
- Tena, A., & Hernández, D. A. (2016). *Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando*. Revista de Ingeniería Sísmica, Ciudad de Mexico.
- Zapata, U., & Ayala, G. (1993). *Comportamiento en torsión de modelos de estructuras de cortante de varios niveles*. Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jalisco.

APÉNDICE A: SECCIONES Y ARMADOS DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO.

Modelos M1

En este apartado se muestran las dimensiones de las secciones y las características de los armados del acero de refuerzo de los elementos de concreto resultado del diseño estructural aplicando diversas normas para los modelos M1. En las tablas A.1 y A.2 se muestran las secciones y armados para las vigas y columnas de estos modelos y en la figura A.1 se muestra la planta estructural de estos modelos.

Tabla A.1 Secciones y armados de las columnas de los modelos M1.

<i>Columnas</i>						
<i>Modelo</i>	<i>Nivel</i>	<i>Col.</i>	<i>Sección h x b (cm)</i>	<i>Rec. (cm)</i>	<i>Armado longitudinal</i>	<i>Armado transversal (estribos)</i>
M1-1976	P.B.,1-5	c-1	45 x 45	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	35 x 35	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	40 x 40	5	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
M1-2017	P.B.	c-1	56 x 56	4	24 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12cm
		c-2	40 x 40	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	45 x 45	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
	1-5	c-1	50 x 50	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	35 x 35	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	40 x 40	5	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
M1-PRO.	P.B.,1-5	c-1	56 x 50	4	22 Var. Del # 8	6 ramas del # 4 @ 15 cm
		c-2	40 x 40	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	50 x 45	4	22 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
	1-5	c-1	50 x 50	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	35 x 35	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	40 x 40	5	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm

Tabla A.1 Secciones y armados de las vigas de los modelos M1.

<i>Modelo</i>	<i>Nivel</i>	<i>Viga</i>	<i>Vigas</i>				
			<i>Sección h x b (cm)</i>	<i>Rec. (cm)</i>	<i>Armado superior (As)</i>	<i>Armado inferior (As')</i>	<i>Armado transversal (estribos)</i>
M1-1976	P.B.,1-5	V-1	35 x 20	5	3 del # 6	3 del # 6	Var. del # 3 @ 15 cm
M1-2017	P.B.,1-5	V-1	35 x 20	5	3 del # 6	3 del # 6	Var. del # 3 @ 15 cm
M1-PRO.	P.B.,1-5	V-1	35 x 20	5	3 del # 6	3 del # 6	Var. del # 3 @ 15 cm

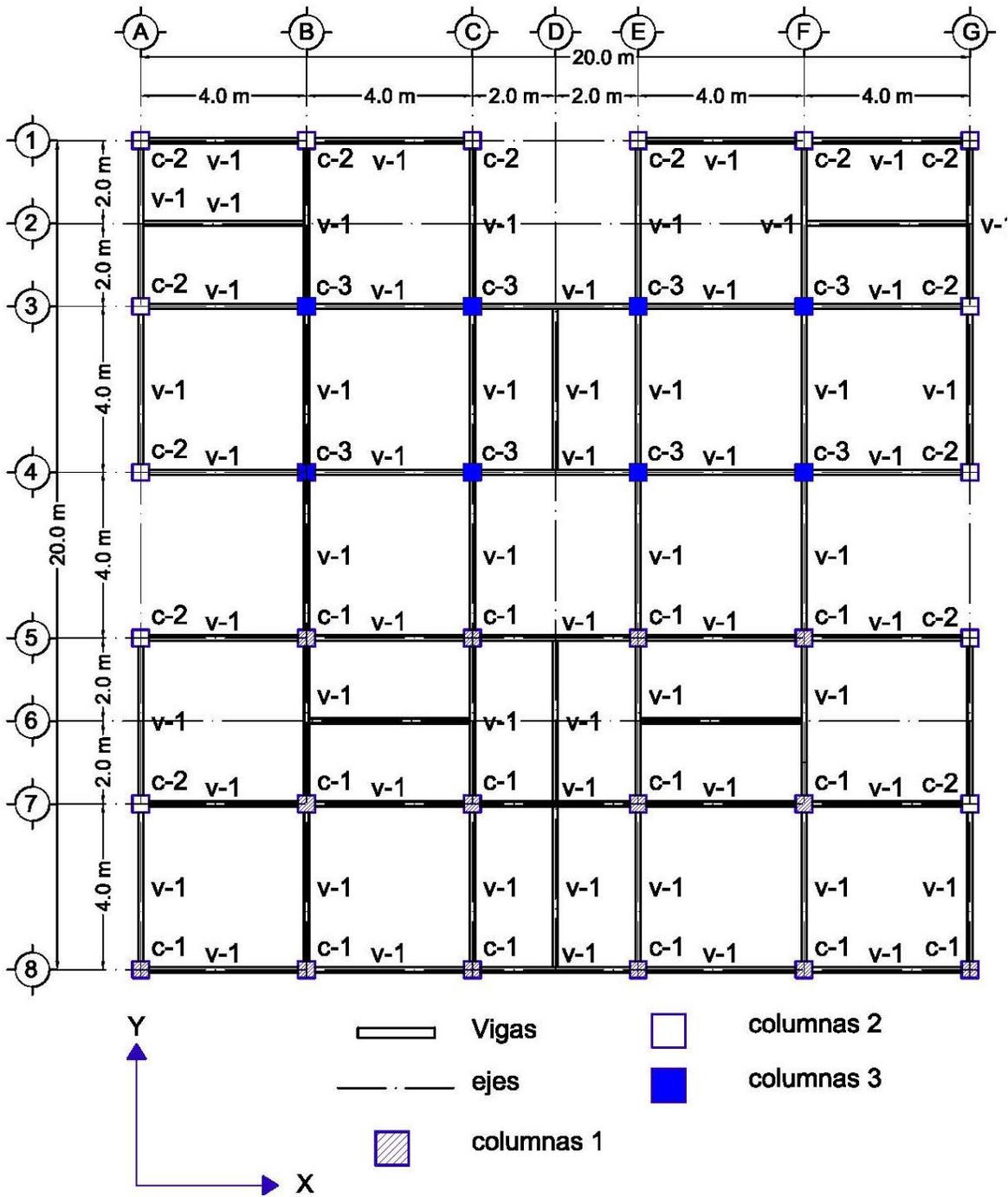


Figura A.1 Planta estructural tipo de los modelos M1.

Modelos M2

En este apartado se muestran las dimensiones de las secciones y las características de los armados del acero de refuerzo de los elementos de concreto resultado del diseño estructural aplicando diversas normas para los modelos M2. En las tablas A.3 y A.4 se muestran las secciones y armados para las vigas y columnas de estos modelos y en la figura A.2 se muestra la planta estructural tipo de estos modelos.

Tabla A.3 Secciones y armados de las columnas de los modelos M2.

<i>Columnas</i>						
<i>Modelo</i>	<i>Nivel</i>	<i>Col.</i>	<i>Sección h x b (cm)</i>	<i>Rec. (cm)</i>	<i>Armado longitudinal</i>	<i>Armado transversal (estribos)</i>
M2-1976	P.B.,1-5	c-1	50 x 50	5	20 Var. Del # 5	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	40 x 40	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	35 x 35	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
M2-2017	P.B.	c-1	56 x 56	4	24 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 15 cm
		c-2	45 x 45	4	16 Var. Del # 6	4 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	42 x 42	4	16 Var. Del # 6	4 ramas del # 3 @ 10 cm
	1-5	c-1	50 x 50	4	20 Var. Del # 5	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	45 x 45	4	20 Var. Del # 5	6 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	40 x 40	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm
M2-PRO.	P.B.,1-5	c-1	65 x 70	5	24 Var. Del # 6	6 ramas del # 4 @ 15 cm
		c-2	55 x 55	4	24 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-3	50 x 50	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
	1-5	c-1	50 x 50	4	20 Var. Del # 5	6 ramas del # 3 @ 12 cm
		c-2	45 x 45	4	20 Var. Del # 5	6 ramas del # 3 @ 10 cm
		c-3	40 x 40	4	16 Var. Del # 5	4 ramas del # 3 @ 10 cm

Tabla A.4 Secciones y armados de las vigas de los modelos M2.

<i>Vigas</i>							
<i>Modelo</i>	<i>Nivel</i>	<i>Viga</i>	<i>Sección h x b (cm)</i>	<i>Rec. (cm)</i>	<i>Armado superior (As)</i>	<i>Armado inferior (As')</i>	<i>Armado transversal (estribos)</i>
M2-1976	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm
M2-2017	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm
M2-PRO.	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm

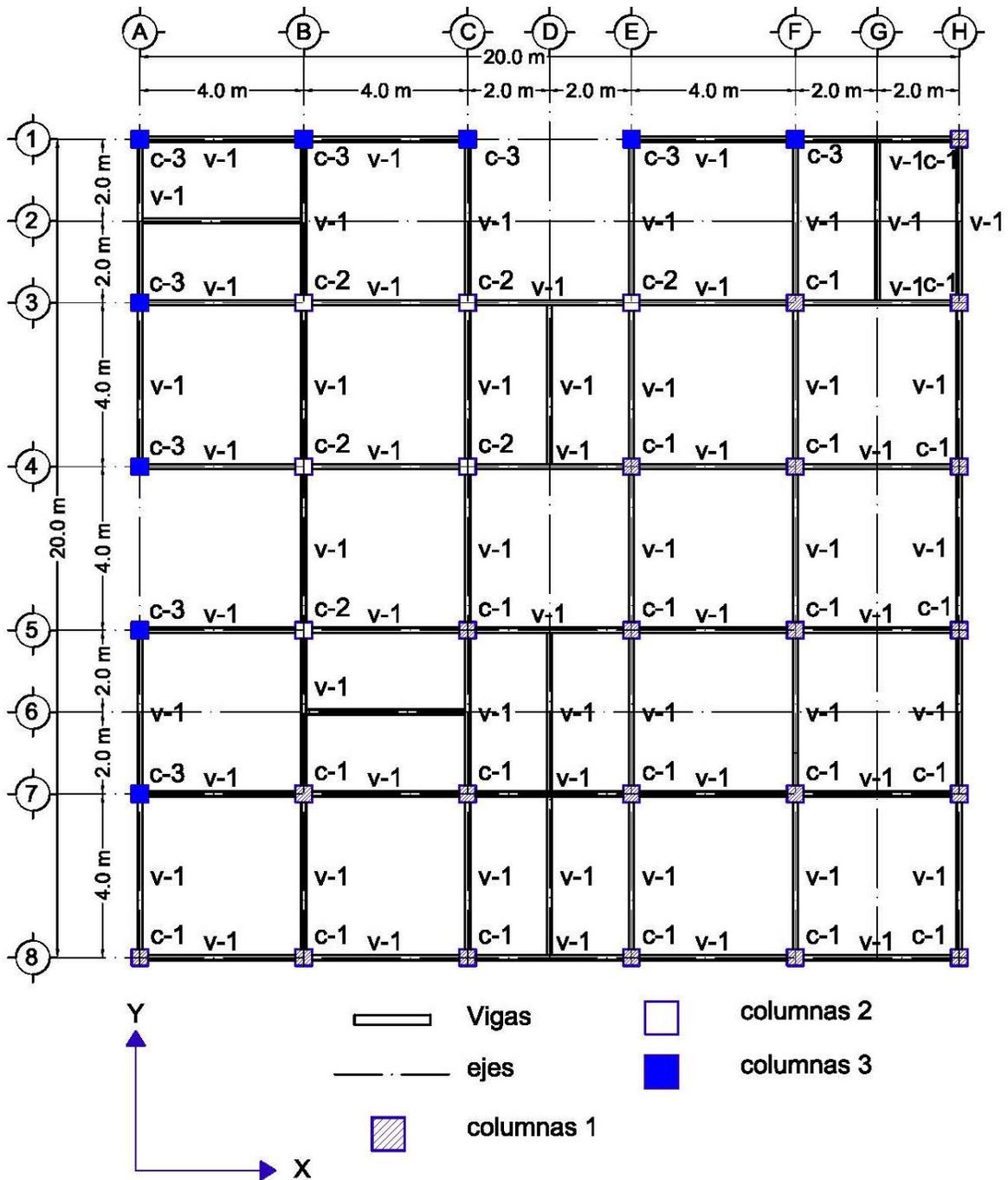


Figura A.2 Planta estructural tipo de los modelos M2.

Modelos M3

En este apartado se muestran las dimensiones de las secciones y las características de los armados del acero de refuerzo de los elementos de concreto resultado del diseño estructural aplicando diversas normas para los modelos M3. En las tablas A.5 y A.6 se muestran las secciones y armados para las vigas y columnas de estos modelos y en la figura A.3 se muestra la planta estructural tipo de estos modelos.

Tabla A.5 Secciones y armados de las columnas de los modelos M3.

Modelo	Nivel	Col.	Columnas			
			Sección $h \times b$ (cm)	Rec. (cm)	Armado longitudinal	Armado transversal (estribos)
M3-1976	P.B.,1-5	c-1	45 x 45	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 10 cm
M3-2017	P.B.	c-1	54 x 54	4	24 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm
	1-5	c-1	45 x 45	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 10 cm
M3-PRO.	P.B.,1-5	c-1	68 x 64	4	26 Var. Del # 6	8 ramas del # 3 @ 20 cm
	1-5	c-1	48 x 48	4	20 Var. Del # 6	6 ramas del # 3 @ 12 cm

Tabla A.6 Secciones y armados de las vigas de los modelos M3

Modelo	Nivel	Viga	Vigas				
			Sección $h \times b$ (cm)	Rec. (cm)	Armado superior (As)	Armado inferior (As')	Armado transversal (estribos)
M3-1976	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm
M3-2017	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm
M3-PRO.	P.B.,1-5	V-1	40 x 20	4	4 del # 5	4 del # 5	Var. del # 3 @ 18 cm

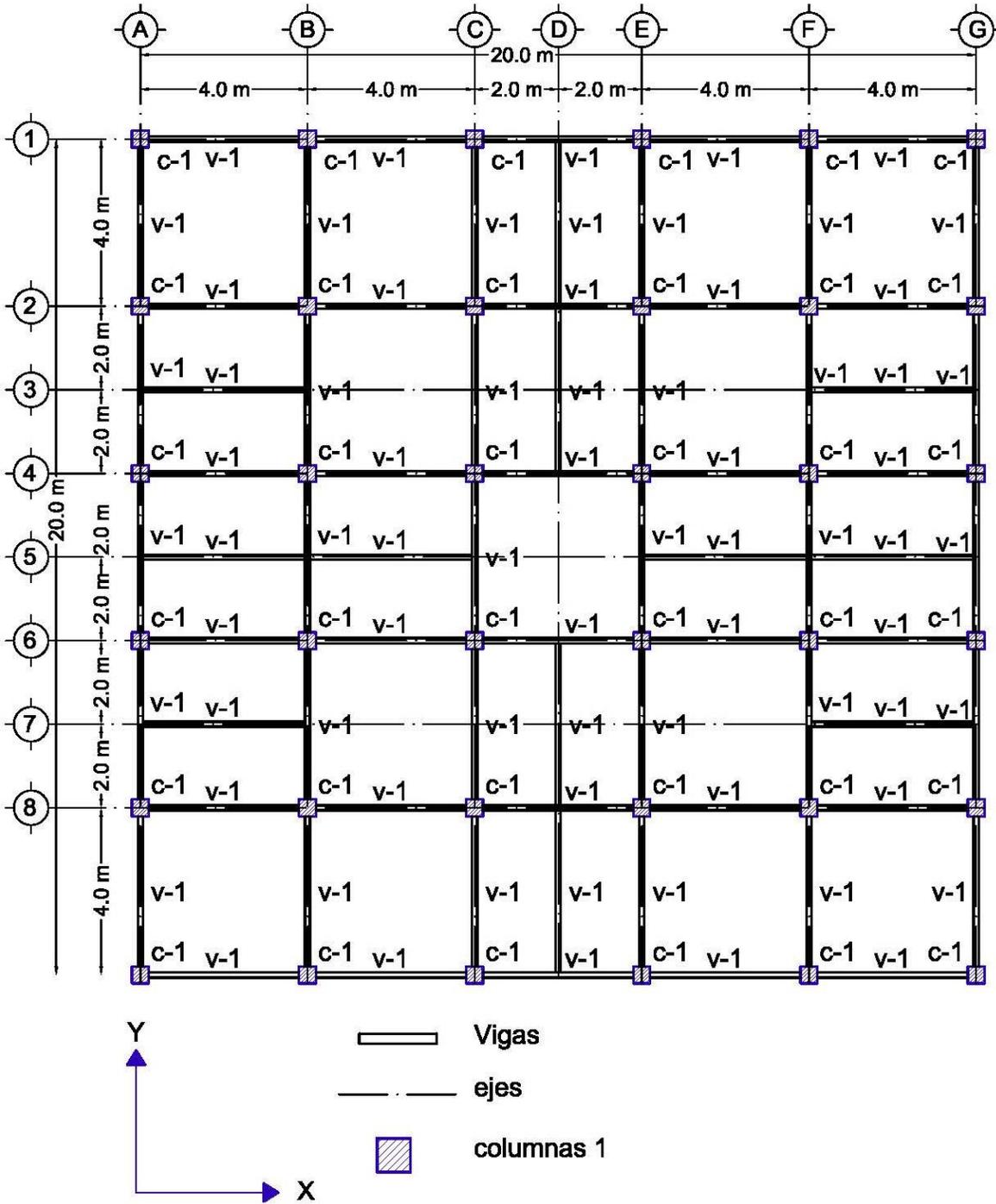


Figura A.3 Planta estructural tipo de los modelos M2.