



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE
INGENIERÍA**

**EVALUACIÓN DE CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO
DE ESTRUCTURAS IRREGULARES SOMETIDAS A
EFECTOS DE TORSIÓN**

TESINA

QUE PARA OBTENER EL:

GRADO DE ESPECIALISTA

EN:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

GONZALEZ MARTINEZ BRANDON ALAN



DIRECTOR DE TESINA: **M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX 24 DE MAYO DE 2024

DEDICATORIAS

A mi madre Clementina

Por su constante apoyo, por ser una excelente persona, y brindarme todas las herramientas necesarias para alcanzar mis metas. Gracias por tanto mamá.

A mi padre Genaro

Por su arduo trabajo, apoyo continuo y siempre estar al tanto de todo lo que nos hiciera falta, gracias por siempre impulsarme a seguir adelante.

A mi hermana Janeth

Por enseñarme la importancia de no dejar de ser uno mismo, de ser agradecido en esta vida y motivarme a seguir buscando la excelencia en cada cosa que me proponga. Gracias por ser una de las personas que nos motiva a querer seguir aprendiendo.

A mi hermana Amanda

Por ser mi compañera de aventuras en mi niñez y adolescencia, por todas las risas y buenos momentos que hemos pasado, por enseñarme la importancia de ser constante, de estar bien preparado y tantas cosas más, te admiro mucho hermanita.

A mi novia Lisseth

Por llegar a mi vida y cambiarla por completo, por hacerme una persona tan feliz y motivarme a seguir siempre adelante, por estar presente en cada etapa buena o mala y siempre brindarme tu apoyo para dar los pasos que me ayudan a seguir adelante.

A mis amigos y conocidos que han tenido un impacto en mi vida, gracias a todos he llegado a ser lo que hasta ahora soy.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencias y Tecnologías (CONAHCYT), antes Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo económico que obtuve como becario.

Al M. I. Octavio García Domínguez, por el tiempo, consejos y conocimiento compartido para poder elaborar esta tesina.

A mis sinodales, los cuales son: M. I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, Ing. Miguel Ángel Guzmán Escudero, M. I. José Antonio Pérez Pontón y el M. I. Héctor Javier Guzmán Olguín por el tiempo dedicado y observaciones en que ayudaron a enriquecer este trabajo.

Contenido

1. INTRODUCCIÓN	6
1.1 Sismo / Terremoto	7
1.2 Terremotos	7
1.3 Mecanismos que provocan un terremoto	8
1.4 Tipos de ondas sísmicas y su movimiento característico.	11
1.5 Cinturones sísmicos	11
1.6 Medición de las dimensiones sísmicas	12
1.7 Peligro sísmico	14
2. ANTECEDENTES	16
2.1 Sismo de 1957	16
2.2 Sismo de 1985	21
<i>2.2.1 Daños ocasionados por el sismo de 1985</i>	23
2.3 Sismo 2017	27
3. EFECTOS DE TORSIÓN EN ESTRUCTURAS	31
4. NORMATIVIDAD DE DISEÑO POR TORSIÓN	35
4.1 México	35
4.2 Perú	39
4.3 Canadá	40
5.-ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EN ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS	43
5.1 Análisis sísmico estático tridimensional de edificios	44
5.2 Análisis sísmico estático de un edificio tridimensional considerando efectos de torsión	48
6.0 CASO DE ESTUDIO	65
6.1 Edificio de 4 niveles (Simétrico)	69
6.2 Edificio de 4 Niveles (Asimétrico)	70
6.3 Edificio de 6 Niveles (Simétrico)	71
6.4 Edificio de 6 Niveles (Asimétrico)	72
6.5 Análisis estructural	74
<i>6.5.1 Materiales empleados</i>	74
<i>6.5.2 Análisis de cargas unitarias</i>	74
<i>6.5.3 Análisis Dinámico Modal Espectral</i>	76
6.5.3.1 Edificio 4 Niveles (Simétrico).....	78

6.5.3.2 Edificio 4 Niveles (Asimétrico)	82
6.5.3.3 Edificio 6 Niveles (Simétrico).....	85
6.5.3.4 Edificio 6 Niveles (Asimétrico)	89
6.5.3.5 Diseño de elementos Edificio 4 Niveles (Simétrico).....	93
6.5.3.6 Diseño de elementos Edificio 4 Niveles (Asimétrico).....	101
6.5.3.7 Diseño de elementos Edificio 6 Niveles (Simétrico).....	111
6.5.3.8 Diseño de elementos Edificio 6 Niveles (Asimétrico).....	123
6.6. Comparación de resultados	138
7. CONCLUSIONES	140

1. INTRODUCCIÓN

Con el paso del tiempo, el hombre ha tenido que aprender a tomar medidas de prevención y protección necesarias contra el poder destructivo de los sismos. Aunque no se puede predecir cuándo se presentarán este tipo de fenómenos, si es posible tomar medidas para evitar desastres que generen grandes pérdidas humanas y económicas que afecten de forma directa a un país.

Entre los sismos que han generado mayor destrucción dentro de la República Mexicana podrían mencionarse los siguientes: el sismo de 1957, el sismo de 1985, el sismo del 2017, entre otros (figura 1.1). En estos eventos se presentó el colapso de varios tipos de estructuras. Si bien, el empleo de la normatividad ha reducido en gran medida el colapso y daño de las estructuras, sin embargo, debido al comportamiento generado por los sismos y la caracterización de los terrenos en que se desplantan, se vuelven procesos de análisis un tanto complejos. Esto es motivo de que conceptos relacionados con el comportamiento de un sistema ante un evento sísmico, sean poco entendidos o se apliquen de formas



Figura 1.1 Sismos en México. Ref. 36 y 37

erróneas. Un ejemplo claro es el efecto debido a la torsión generada por la no coincidencia entre el centro resistente de un sistema y su centro de masa o de corte. Esta no coincidencia produce un acoplamiento de traslación y rotación provocando un incremento de los elementos mecánicos que deben ser considerados dentro del análisis. Este fenómeno es muy común en edificios antiguos ubicados en esquina, ya que las zonas que colindan con otras edificaciones presentan mucho mayor rigidez al sistema, pues solían colocarse muros, en comparación con las caras de la construcción restantes que no tienen colindancia, en las que, usualmente se colocan grandes ventanas en niveles superiores, mientras que en planta baja se colocan locales comerciales.

Como se ha mencionado, los temas que se tratarán en este escrito están relacionados directamente con el fenómeno "sísmico", por esta razón es conveniente tratar de aclarar, con una breve explicación, el origen y las características de estos.

Por lo tanto, partiremos de una pregunta que podría ser fundamental. ¿Cuál es la forma adecuada para poder llamar a estos fenómenos? ¿Sismo o terremoto?

1.1 Sismo / Terremoto

Para poder dar una definición más completa, el Sistema Sismológico Nacional cataloga al sismo como un rompimiento repentino de las rocas en el interior de la tierra.

Si este rompimiento presenta desplazamientos de gran magnitud y tiene lugar donde la superficie se encuentre “libre”, se denomina terremoto y si tiene lugar en donde por encima se encuentre un cuerpo de agua, sea un océano, se denomina maremoto, lo cual originaría comúnmente olas gigantes llamadas tsunamis.

1.2 Terremotos

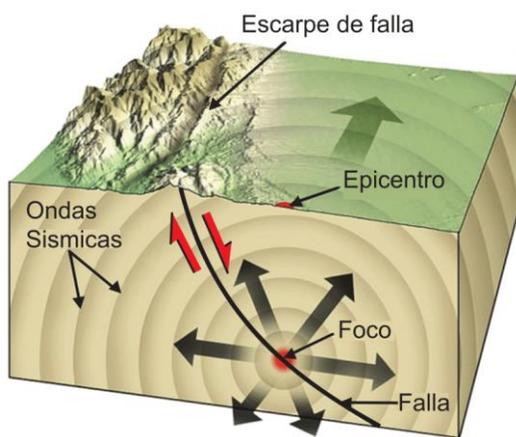


Figura 1.2 Características de los sismos.(Ref. 32)

¿Qué es un terremoto? Un terremoto básicamente es la vibración de las diferentes capas que conforman el suelo producido por una rápida liberación de energía. Lo más frecuente es que los terremotos se produzcan por el deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una falla. Esta energía liberada se transmite en todas las direcciones desde su origen, el “foco” o “hipocentro”, en forma de ondas a través de los diferentes estratos rocosos. (Tarbuck, 2005)

Aproximadamente, se sabe que más de 300,000 terremotos con intensidad suficiente para ser perceptibles, se producen cada año en todo el mundo. Afortunadamente, en la mayoría de los casos se trata de temblores pequeños que no generan una importancia significativa. En general, poco más de 75 terremotos son significativos cada año y muchos de ellos se producen en regiones remotas.

Para el caso de la República Mexicana, el Servicio Geológico Mexicano (SGM) reporta que, con base en la escala de momento sísmico, a partir de una magnitud de 5.5 a 6.0 se empiezan a presentar daños ligeros en edificios.

Dicho esto, anualmente, según datos del Servicio Sismológico Nacional (SSN), a partir del año 2020 se han registrado 31 sismos con una Magnitud mayor a 5.0.

Si tratamos de ver la estadística de sismos en el año 2017, que fue uno de los sismos recientes más catastróficos, se produjeron 79 sismos con una magnitud mayor a 5.0.

El movimiento del terreno, junto con la licuefacción de arenas, genera un daño significativo en edificios y otras estructuras. Además, cuando se produce un terremoto en un área poblada, suelen romperse las tuberías del gas y las líneas de energía. Por ejemplo, para el sismo de 2017, la situación de los servicios, en el caso de la energía eléctrica, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) de México reportó que 3.8 millones de hogares se quedaron sin energía eléctrica tras el sismo, dos millones en el valle de México, un millón en Puebla, 708,000 en Morelos y 102,000 en Oaxaca.

1.3 Mecanismos que provocan un terremoto

Existen pruebas de que la corteza terrestre se encuentra en constante movimiento, por lo que se presentan desplazamientos no solo horizontales si no también verticales (figura 1.3 y 1.4). Estos movimientos suelen estar asociados con grandes estructuras geológicas de la corteza terrestre denominadas "fallas".

Normalmente, los terremotos se producen a lo largo de fallas preexistentes que se formaron hace miles de años a lo largo de zonas frágiles existentes en la corteza terrestre. Algunas de ellas son muy grandes y pueden generar terremotos de gran magnitud. Otras fallas son pequeñas y producen solo terremotos pequeños e infrecuentes. Sin embargo, la gran mayoría de fallas son inactivas y no generan terremoto alguno.

Este movimiento que se menciona sobre la corteza terrestre, en la mayoría de los casos, puede ser explicada por la teoría de la Tectónica de Placas. En esta teoría, grandes unidades de la corteza terrestre se están moviendo lenta y continuamente. A estas grandes unidades se les denominan



Figura 1.3 Evidencia de desplazamiento lateral en estructura de línea 12 después del sismo 2017; metro CDMX.(Ref. 38)

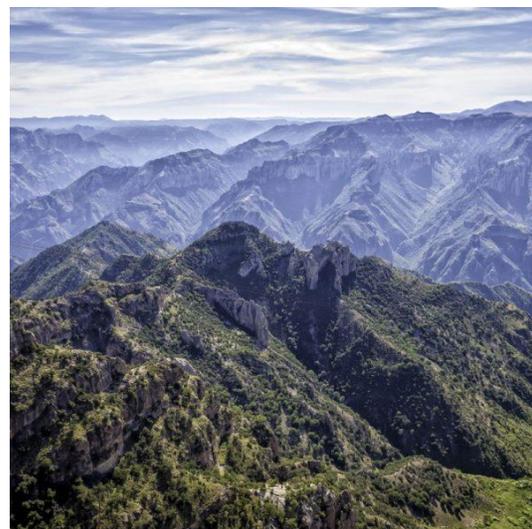


Figura 1.4 Evidencia de desplazamiento lateral y vertical, formación de la Sierra Madre Occidental en la República Mexicana (Ref. 39)

“placas” las cuales interactúan entre si deformando las rocas en sus bordes.

Como puede verse en la Figura 1.5, la República Mexicana incide notablemente el movimiento de 5 placas: Placa Norteamericana, Placa Pacífica, Placa del Caribe, Placa de Cocos y Placa de Rivera.

Puede observarse que, en la zona costera de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas, debido a que las Placas de Cocos y Rivera se mueven hacia el noroeste de la República, una parte de estas placas se hunde sobre la región bajo la Placa Norteamericana (efecto de subducción). Este comportamiento es el que ha provocado los mayores sismos en nuestro territorio.

Uno de los grandes hitos con respecto a este tema, surge después del terremoto de San Francisco en 1906, en el cual, el geólogo H. F. Reid realizó estudios sobre el desplazamiento horizontal que se presentó durante este evento. El mecanismo que se dedujo de la información con respecto a la formación de terremotos es como se enuncia a continuación:

“A medida que la roca se deforma y se dobla, almacena cierta energía elástica. Cuando se ha deformado más allá de su punto de ruptura, la roca se rompe, liberando energía almacenada en forma de ondas sísmicas”

A este fenómeno se le denominó “Rebote Elástico” ya que la roca se comporta de manera elástica.

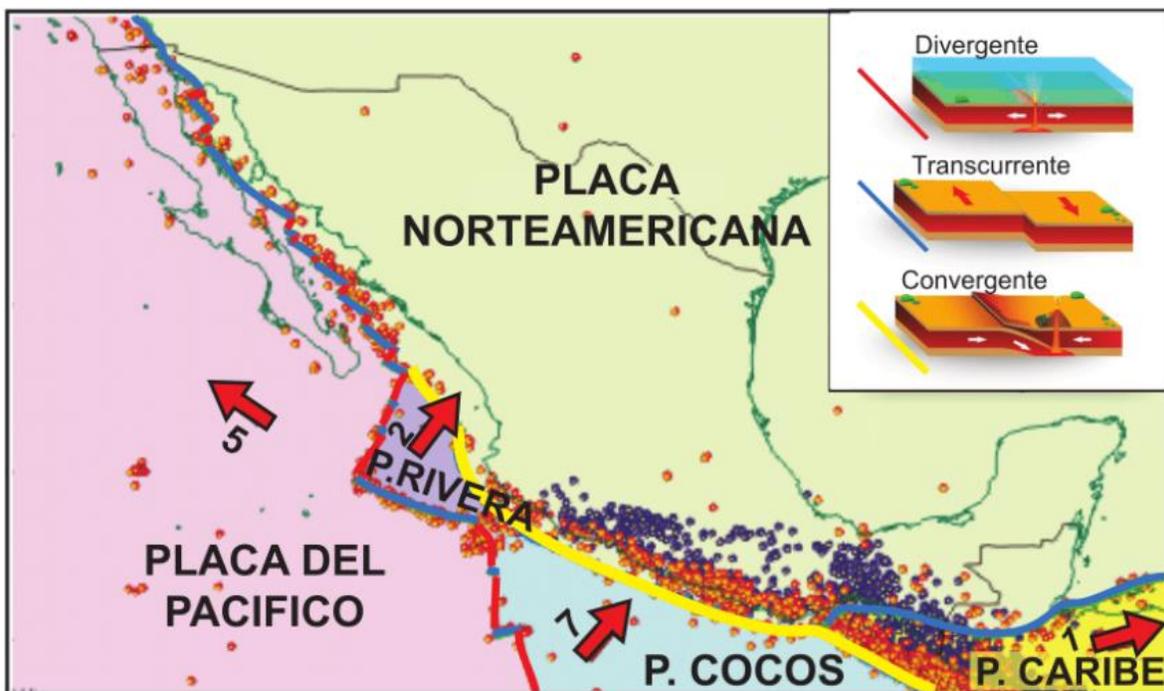


Figura 1.5 Mapa de las placas tectónicas que interactúan en la República Mexicana y tipos de interacciones entre ellas (Ref. 30)

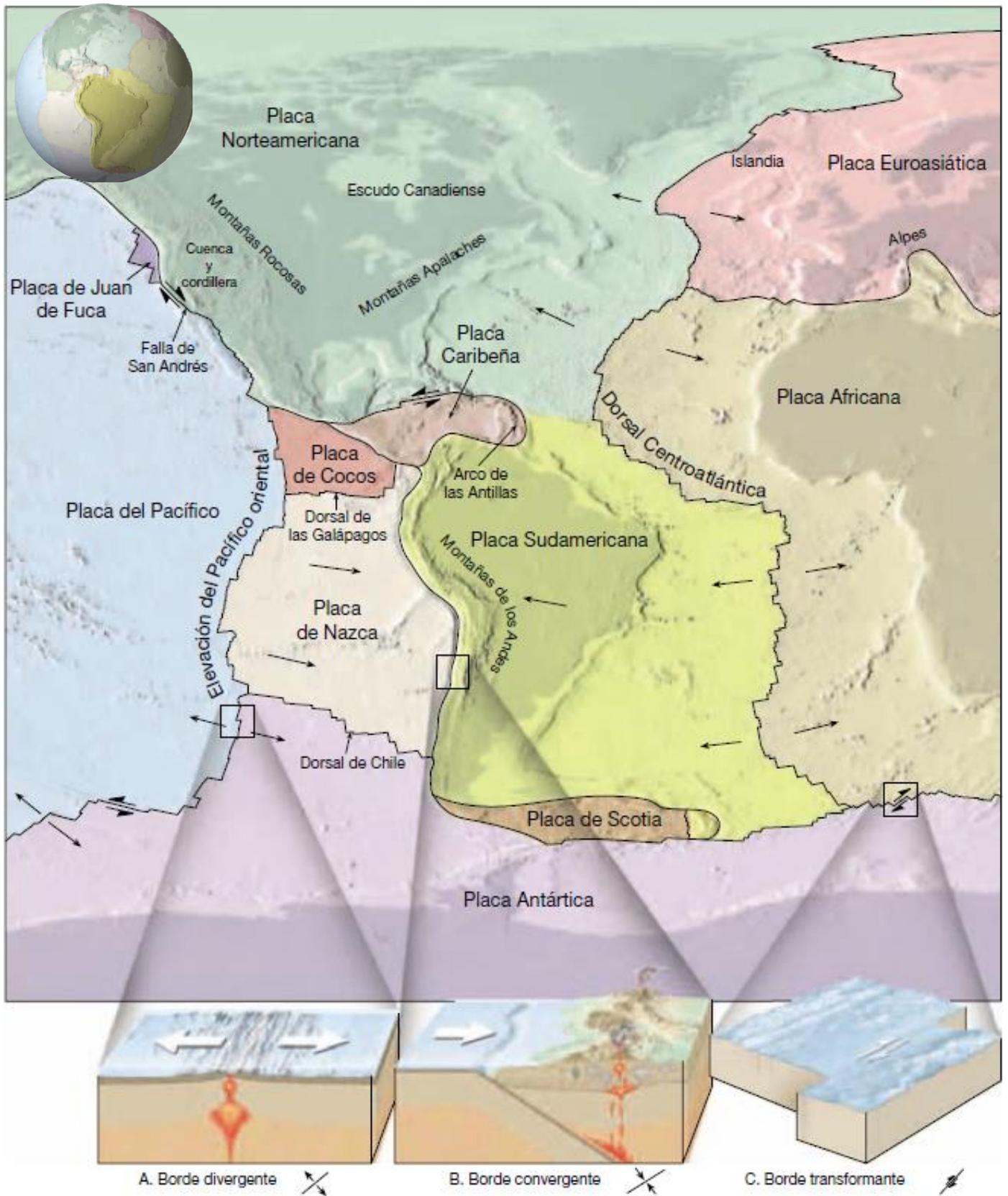


Figura 1.6 Fragmento de placas rígidas que constituyen la superficie externa de la tierra. (Ref. 32)

1.4 Tipos de ondas sísmicas y su movimiento característico.

Existen dos tipos de ondas principales: "Onda P" y "Onda S" (figura 1.7).

Las ondas P tienen un comportamiento de compresión que alternan la compresión y la expansión del material que atraviesan. El movimiento que generan hacia delante y hacia atrás es producido cuando las ondas compresionales recorren la superficie, este tipo de ondas pueden hacer que el terreno se doble y se fracture.

En cambio, las ondas S hacen que el material oscile en ángulo recto con la dirección del movimiento de la onda. Dado que las ondas S pueden desplazarse en cualquier plano; producen un movimiento sobre el suelo vertical y lateral.

Se presenta otro tipo de onda llamada "superficial", este tipo de onda es, en esencia, el mismo que el de una onda S que exhibe solo movimiento horizontal. Este tipo de onda superficial mueve el terreno de un lado a otro y puede ser particularmente dañino para las cimentaciones.

Otro tipo de onda superficial recorre la superficie terrestre de una manera muy parecida a las olas oceánicas. Las flechas muestran el movimiento elíptico de la roca cuando pasa la onda.

Se puede observar entonces que, durante un terremoto fuerte, el movimiento del suelo consta de una combinación de varios tipos de ondas sísmicas.

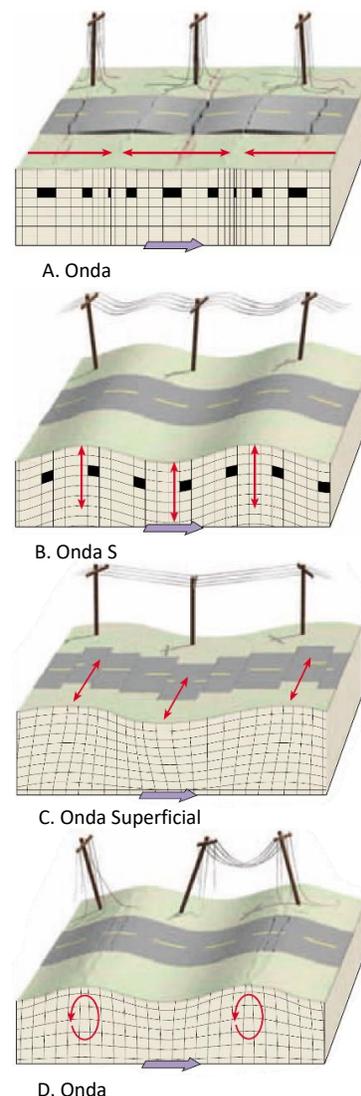


Figura 1.7 Tipos de Ondas Sísmicas (Ref. 32)

1.5 Cinturones sísmicos

Aproximadamente el 95% de la energía liberada por los terremotos se originan en unos pocos cinturones relativamente estrechos alrededor de todo el mundo. La mayor energía se libera a lo largo de un cinturón que recorre el borde externo del Océano Pacífico y se conoce como "Cinturón Circum-Pacífico" (fig. 1.8). Este cinturón se localiza bordeando las costas del Océano Pacífico y tiene una longitud aproximada de 40,000 km, su origen está asociada a las zonas de subducción más importantes del orbe, lo que explica su intensa actividad sísmica y volcánica. Abarca toda la costa del pacifico, inicia en Chile, pasa por Centroamérica, México,

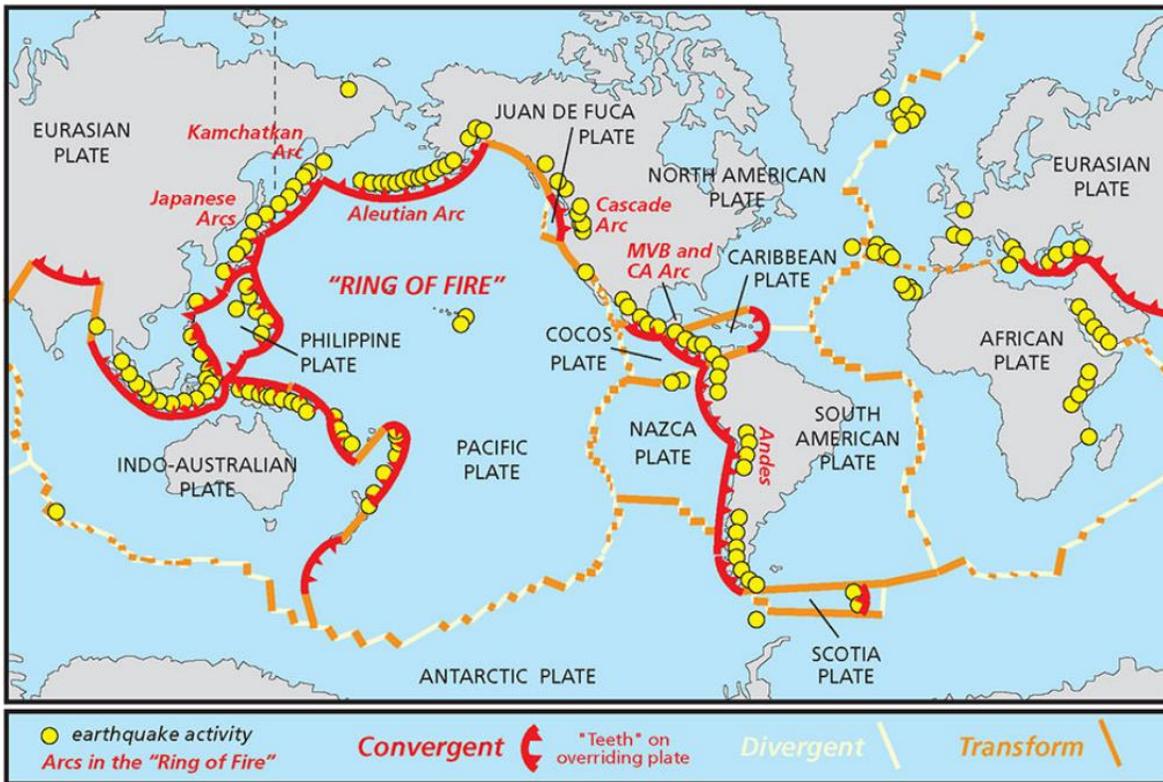


Figura 1.8 Mapa que muestra la relación entre las principales placas tectónicas. (Ref. 35)

Estados Unidos, recorre las islas Aleutianas, posteriormente baja por las costas de Rusia, Japón, Taiwán y Filipinas, hasta llegar a Nueva Zelanda.

El 81% de los sismos más grandes se han originado a lo largo de esta zona.

1.6 Medición de las dimensiones sísmicas

Históricamente los sismólogos han utilizado varios métodos para obtener dos medidas fundamentales diferentes que describen el tamaño de un terremoto: la intensidad y la magnitud. La primera que se utilizó fue la intensidad, una medición en cuanto a la percepción del temblor del terreno en un punto determinado, basada en la cantidad de daños. La medición denominada magnitud, se basa en los cálculos que utilizan los datos proporcionados por los registros sísmicos para calcular la cantidad de energía liberada en la fuente del terremoto.

Actualmente no se utilizan las Escalas de Intensidad, ya que es subjetiva y la intención es comparar los terremotos en todo el mundo con una medición que no se base en parámetros que varíen considerablemente de una parte del mundo a otra, como los tipos de construcción. Por consiguiente, se desarrolló una serie de escalas de magnitud.

- Magnitud de Richter. En 1935 Charles Richter desarrolló la primera escala de magnitud utilizando registros sísmicos para calcular las dimensiones

relativas de los terremotos. Esta escala se basa en la amplitud de la mayor onda sísmica registrada en un sismógrafo.

La fuerza de los terremotos varía enormemente; los grandes terremotos producen amplitudes de onda miles de veces superiores a las generadas por temblores débiles. Para acomodar esta gran variación, Richter utilizó una escala logarítmica para expresar la magnitud (tabla 1.1). En esta escala, un aumento de diez veces en la amplitud de onda corresponde a un incremento de 1 en la escala de magnitud. Por tanto, la cantidad de vibración del suelo para un terremoto de magnitud 5 es 10 veces mayor que el producido por un terremoto que tenga una magnitud de Richter de 4.

Además, cada unidad de magnitud de Richter corresponde aproximadamente a un aumento de la energía de 32 veces.

Magnitud de Richter	Efectos cerca del epicentro	Número calculado por año
<2.0	Generalmente no se siente, pero se registra.	600,000
2.0-2.9	Potencialmente perceptible.	300,000
3.0-3.9	Sentido por algunos.	49,000
4.0-4.9	Sentido por la mayoría.	6,200
5.0-5.9	Produce daños.	800
6.0-6.9	Destrucción en regiones bastante pobladas.	266
7.0-7.9	Terremotos importantes. Infligen graves daños.	18
≥8.0	Grandes terremotos. Causan destrucción extensa en las comunidades próximas al epicentro.	1.4

[Referencia 32]

- Magnitud de momento. En los últimos años, los sismólogos han utilizado una medida más precisa denominada Magnitud de Momento (M_w) que puede calcularse mediante varias técnicas. En un método, la magnitud del momento se calcula a partir de los estudios de campo, mediante una combinación de factores, entre los que se encuentran el desplazamiento medio a lo largo de la falla, el área de la superficie de ruptura y la resistencia de cizalla de la roca fallada, una medida de cuánta energía elástica puede almacenar una roca antes de romperse súbitamente y liberar esa energía en forma de vibraciones.

La Magnitud de Momento también puede calcularse fácilmente a partir de los sismogramas, examinando las ondas sísmicas con periodos muy largos.

1.7 Peligro sísmico

Los estudios geológicos y la historia de actividad sísmica permiten identificar las zonas sismogénicas, o sea aquellas donde existen fallas tectónicas activas cuya ruptura genera los sismos. Los movimientos sísmicos del terreno no solo se presentan en las zonas sismogénicas, sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas para que lleguen a ellas ondas sísmicas de amplitudes significativas. Por tanto, Luis Esteva Mabaroto define el peligro sísmico como: "el grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse. Dicho de otra forma, el peligro sísmico es la descripción cuantitativa de las probabilidades de ocurrencia de movimientos sísmicos de distintas intensidades en un sitio dado durante intervalos de tiempo determinados". Tomando en cuenta lo anterior, las características y tiempos de ocurrencia de los temblores futuros se describen en términos probabilísticos mediante modelos de peligro sísmico; las posibles respuestas del sistema de interés se describen mediante las funciones de vulnerabilidad sísmica. El desempeño esperado de dicho sistema a partir de su construcción se describe en términos del modelo probabilístico del riesgo sísmico al que estará expuesto como resultado de la interacción entre el peligro y la vulnerabilidad mencionados. (ref. 23)

En este último párrafo se mencionan dos conceptos que es importante aclarar: "funciones de vulnerabilidad sísmica" y "riesgo sísmico", donde la primera es la relación cuantitativa entre la intensidad de un movimiento sísmico y los valores esperados de los daños probables que puede causar dicho movimiento en un sistema sobre el cual actúe, incluidas las probabilidades de ocurrencia de distintos modos de falla. El segundo término "riesgo sísmico", es la descripción probabilística de las consecuencias esperadas de los daños que pueden presentarse en un sistema dado ante las acciones sísmicas que puedan ocurrir en dicho sitio, tomando en cuenta sus probabilidades de ocurrencia.

Si hablamos de análisis de peligro sísmico, en su forma más simple, se puede decir que el peligro sísmico en un sitio se expresa por medio del valor esperado de la tasa de ocurrencia por unidad de tiempo (año), de movimientos del terreno con intensidades iguales o mayores de cada valor dado (Esteva, 1967). En un sitio o en una región dada, el peligro sísmico puede describirse en términos de las probabilidades de ocurrencia de movimientos del terreno de diversas intensidades durante lapsos determinados. Ello implica describir las posibles historias de ocurrencia de sismos como un proceso de eventos con intensidades aleatorias, que ocurren en instantes aleatorios. En esta forma simplificada, también puede describirse el peligro sísmico mediante la tasa de ocurrencia de movimientos sísmicos con intensidades mayores que un valor de interés.

Para definir las características del peligro sísmico en una parte de México, se consideran que son adecuadas las zonas sísmicas proporcionadas por Ordaz y Reyes (1999) y Jaimes y Reynoso (2002), cerca de la Costa del Pacífico Mexicano. Estas zonas se separan en dos grupos como se aprecian en las siguientes figuras. El primer grupo corresponde a sismos pequeños y moderados con magnitudes menores a 7, el segundo grupo a sismos con magnitudes mayores a 7. Cada zona sísmica está definida por un polígono. La ocurrencia de sismos interplaca se modela dentro de estas zonas sísmicas. Se considera que los sismos "intraplaca", que ocurren dentro de la placa oceánica subducida debajo de la placa continental, tienen origen en las grandes zonas sísmicas mostradas en la ilustración "c".

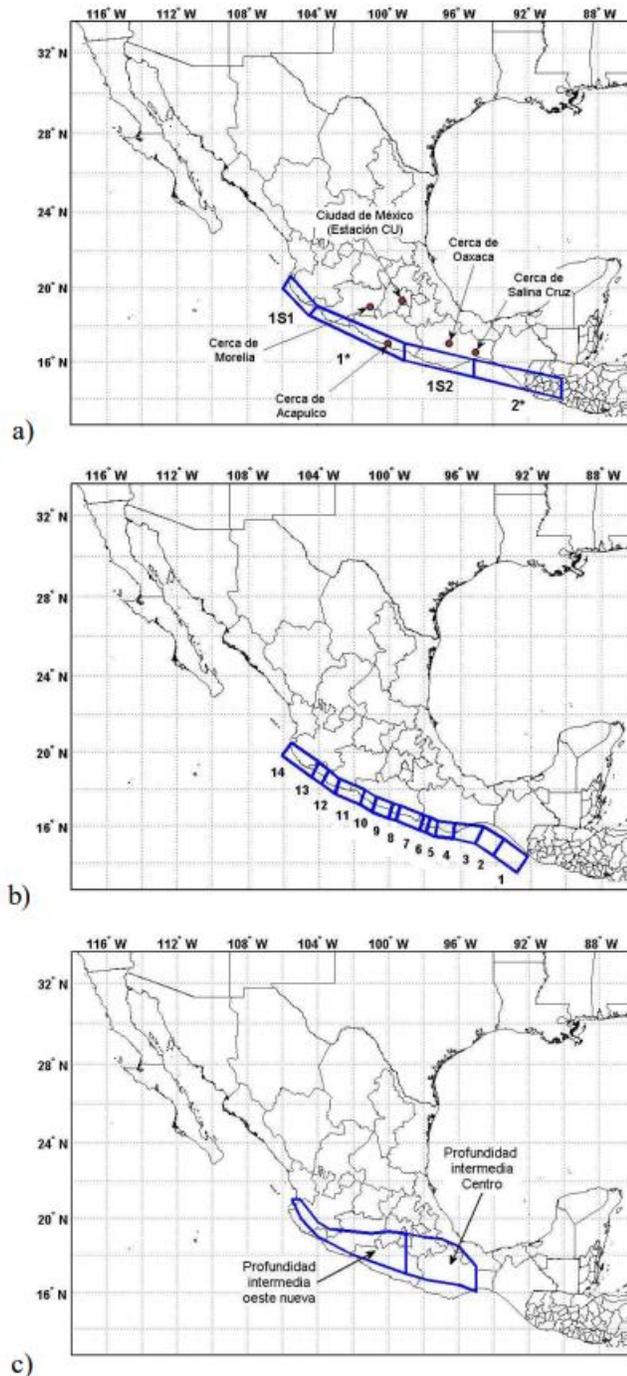


Figura 1.7 Zonas sísmicas de referencia (Ref. 23)

2. ANTECEDENTES

Como ya se comentó, la república mexicana se encuentra dentro de una zona de alta sismicidad, por la concurrencia de 5 placas tectónicas que se encuentran en constante movimiento e interactuando entre ellas.

Gracias a los códigos que tenemos de las civilizaciones antiguas, archivos virreinales y estudios geológicos, sabemos que los grandes eventos sísmicos han estado presentes desde hace ya varios siglos. Uno de los sucesos con mayor antigüedad y del que se tiene registro, es el ocurrido en 1475 en la gran Tenochtitlan donde, de acuerdo con los códigos Aztecas y según estudios geológicos, se generó un gran terremoto con epicentro en el Valle de México en lo que ahora se conoce como Cuajimalpa, este evento tuvo una magnitud de 7.5, provocando que ciertos cerros y chinampas se desgajaran, además de que generara un tsunami en el lago que sepultó a Texcoco.

Otro evento catastrófico del que se tiene registro es el generado en la época virreinal en el año 1787, este sismo tuvo una magnitud de 8.6 con epicentro en las costas de Oaxaca provocando un Tsunami que arrasó las costas de Oaxaca y Guerrero.

Debido a la preocupación de distintos países por poder estudiar este fenómeno sísmico, en 1904 se reunieron 18 países en Francia para crear la Asociación Sismológica Internacional y así poder mejorar la instrumentación sísmica. Gracias a esto, en México para el año de 1910 se crea el Servicio Sismológico Nacional, cuyo objetivo es registrar, almacenar e informar a las autoridades y población en general todo lo referente a la sismicidad en el país, así como colaborar con instituciones de monitoreo e investigación a nivel nacional e internacional.

2.1 Sismo de 1957

A pesar de que en estos años ya se empezaba a tener cierta preocupación por el fenómeno sísmico y el cómo poder proteger a las estructuras, dentro de los reglamentos de construcción no se tenía muy claro el cómo poder atacar las distintas solicitudes. Fue en el año 1957 que se presentó un sismo catastrófico conocido como “El sismo del ángel” que provoco gran destrucción en lo que en ese momento era el Distrito Federal y el estado de Guerrero.



Figura 2.1 Intensidad de Mercalli para el sismo de 1957. (Ref. 16)

Este sismo tuvo una magnitud de 7.8 en la escala de Richter, y su afectación más icónica fue la caída del Ángel de la Independencia (figura 2.2). Los mayores daños ocurridos en la ciudad de México se concentraron en la delegación Cuauhtémoc. Se estima que se tuvieron 160 decesos a nivel nacional y los daños económicos se estimaron en 25 millones de dólares.



Figura 2.2 Colapso del Ángel de la Independencia durante el sismo de 1957 (Ref. 16)

En la figura 2.1, se muestran las intensidades asignadas por el SSN en la escala de Mercalli ya que, en aquella época, no había mediciones de aceleración y se tenía que recurrir a los reportes de las personas sobre como habían sentido el temblor y así poder construir estos mapas. En esta misma imagen, se aprecia que en la zona epicentral el sismo fue muy intenso, pero también en la CDMX por la presencia de la zona lacustre que amplifica las ondas sísmicas.

En este entonces se contaba con alrededor de 150 mil construcciones, de las cuales 523 edificios fueron afectados, de estos, 69 sufrieron daños graves y 278 fueron levemente afectados, muchos de estos daños se debieron a una calidad de materiales deficientes. A pesar de estos daños, el sismo no fue considerado una catástrofe, sin embargo, la población quedó atemorizada.

Por otro lado, se empezaron a buscar respuestas del comportamiento de las estructuras y del suelo de la Ciudad de México.

Este sismo fue el parteaguas para dar inicio al estudio de la Ingeniería Sísmica en México, con lo cual se pretendía evitar colapsos y el daño estructural.

Entre las principales características que dieron origen al mal comportamiento de las estructuras durante la presencia de este sismo fueron las siguientes:

- En ese entonces, las fuerzas sísmicas de diseño se obtenían a partir de un coeficiente sísmico de 0.025 para estructuras normales y de 0.05 para estructuras donde se acumulara un número importante de personas (ICA, 1985); estos coeficientes son claramente bajos para lo que hoy se conoce sobre la respuesta sísmica del valle de México.
- Se encontró que la mayoría de las estructuras reportadas con daño, estaban desplantadas sobre terreno blando, además de que presentaban los mayores hundimientos de la ciudad. Leonardo Zeevaert, calculó a partir de una medición de la distorsión del primer piso de la torre latinoamericana el coeficiente sísmico (0.036) en la base de la misma que sirvió como referencia para los coeficientes sísmicos recomendados a partir de este momento (figura 2.3).



Figura 2.3 Torre latinoamericana en pie después del sismo de 1957 y colapso de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura (IPN) (Ref. 16)

- Se observó que, en la mayoría de los colapsos, los edificios involucrados presentaban una "baja altura", que en su mayoría tenían un sistema estructural de marcos de concreto, tipo nave industrial o mampostería confinada (figura 2.4 y 2.5). En esta época, el reglamento de construcciones del Distrito Federal no contemplaba el diseño sísmico de las estructuras con altura menor a 16 metros, que incluían estructuras de hasta cinco niveles.



Figura 2.4 Daño en edificio sobre Paseo de la Reforma (Ref. 16)



Figura 2.5 Colapso parcial de edificio de 4 niveles ubicado en Insurgentes y Coahuila y colapso total de edificio de 4 niveles ubicado en Álvaro Obregón (Ref. 27)

- El efecto de golpeteo también estuvo involucrado como factor de algunas construcciones que sufrieron daños. Este efecto se presenta cuando la separación entre dos estructuras de diferente altura o rigidez no es lo suficientemente grande para evitar el impacto entre ambas, al ocurrir desplazamientos producidos durante un sismo fuerte.

- La ubicación de las construcciones también jugó un papel importante ya que las estructuras que se encontraban ubicadas en esquina sufrieron altos niveles de daño incluyendo un colapso total (figura 2.6). La razón es que los muros colindantes con las edificaciones vecinas son mucho más resistentes y



Figura 2.6 Colapso de construcción ubicada en esquina (Ref. 27)

- rígidos que los marcos de fachada y no se encuentran adecuadamente desligados unos de otros. Durante un sismo fuerte, la diferencia de rigidez entre fachadas y muros colindantes producen efectos de torsión y desplazamientos muy diferentes en los elementos de la estructura causando daños graves.
- Se tiene registro de que la irregularidad en planta también fue un factor importante. Esta irregularidad se presenta cuando la distribución de elementos resistentes y de masa se presentan de forma asimétrica, provocando que el centro de masa y el centro de torsión no coincidan; esto durante un sismo, induce efectos de torsión causando mayores desplazamientos y esfuerzos del lado flexible, por lo tanto, daños graves a las estructuras. Durante este sismo, del total de estructuras revisadas, la

mitad se reportaron con irregularidad en planta, como se comentaba en el punto anterior, esta irregularidad es muy común en edificios en esquina. (figura 2.7)



Figura 2.7 Edificio Corcuera, resultó con daños durante el sismo, presenta asimetría en elevación, asimetría en planta y ubicación en esquina. (Ref. 27)

- Además, puede mencionarse que estas estructuras que representaron el mayor daño ocurrido fueron debido a que presentaban periodos muy largos que además se encontraban desplantadas sobre terreno arcilloso. (figura 2.8)

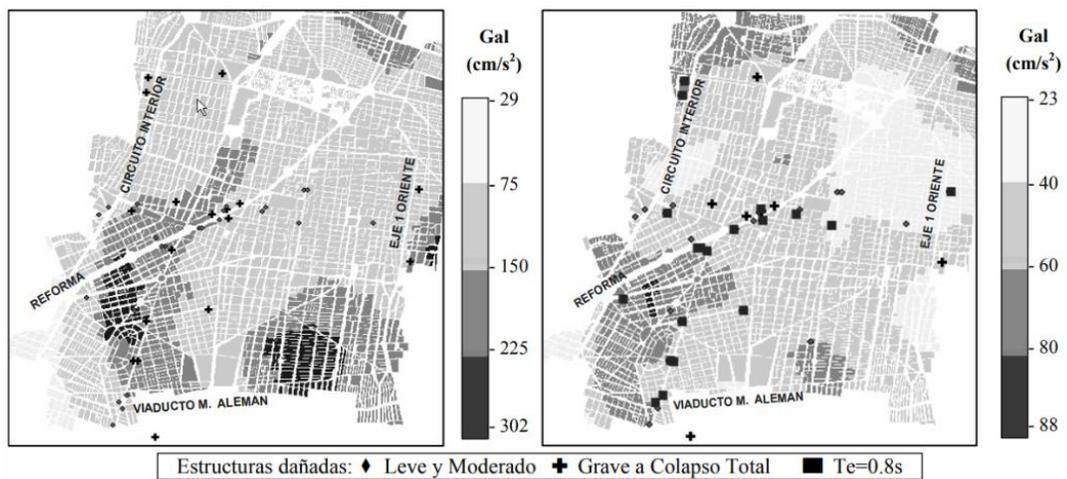


Figura 2.8 Ubicación de los principales daños dentro de la Ciudad de México tras el sismo de 1957 (Zona de lago) (Ref. 27)

2.2 Sismo de 1985

El 19 de septiembre de 1985, se presentó un movimiento telúrico que afectó a la Ciudad de México. Este sismo tuvo una magnitud de 8.1 en la escala de Richter, no se conoce el número exacto de víctimas que dejó este evento, sin embargo, el gobierno mencionó que fueron 3,962 y la Cruz Roja Mexicana señaló que fueron más de 10,000.

Gracias a las investigaciones que se han realizado sobre el daño que sufrieron las estructuras en este evento, se sabe que la estructuración que presentó una mayor cantidad de daños fueron los sistemas a base de marcos de concreto reforzado, así como sistemas en los que se utilizaban losas reticulares sin la presencia de vigas. Esto debido a que aún no se "refinaba" el diseño de estos elementos.

Para entender mejor por qué colapsaron estas estructuras nos podemos referir a los acelerogramas que se presentaron, así como a los espectros de diseño que se tomaban en cuenta en estos años.

Tómese como referencia la figura 2.9 la cual nos muestra el espectro de diseño utilizado para diseñar las estructuras de la época. En la figura se observan los datos obtenidos por la presencia de un sismo con una magnitud $M=7.6$ en el año de 1979. Se puede observar que el espectro de diseño elástico

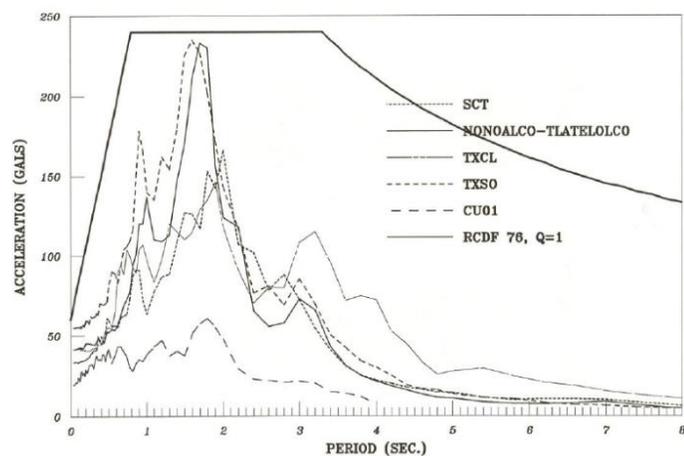


Figura 2.9 Espectro de diseño elástico del RCDF-76 para la zona de lago y aceleraciones obtenidas en el sismo de 1957. (Ref.4)

cubría las aceleraciones máximas registradas, las cuales nos permitía conocer los valores máximos probables por métodos probabilistas.

Antes de seguir, es necesario entender porque se utilizan estos espectros de respuesta.

Podemos decir que un espectro de respuesta se refiere a los valores máximos de una gráfica que corresponden a una cantidad de respuesta en función del periodo natural de vibración de un sistema dado. Esta cantidad de respuesta puede referirse a desplazamientos, velocidades o aceleraciones.

De esta forma el espectro de respuesta nos proporciona una forma practica para resumir la máxima respuesta de los posibles sistemas de un solo grado de libertad para un comportamiento dado por el movimiento del suelo.

Con esta definición podemos digerir de una forma más sencilla lo que se está comentando.

Como se mencionó, en 1979 se presentó este sismo con una magnitud $M=7.6$ donde los registros que se obtuvieron en las estaciones que se localizaban en terreno blando (SCT, Tlatelolco, etc.), estaban cubiertos por el espectro de diseño elástico con $Q=1$, que se utilizaba en el RCDF-76. Hasta el momento, los datos con los que se hacía el diseño eran "suficientes".

Desafortunadamente el 19 de septiembre de 1985 se presentó un sismo con magnitud $M=8.1$, para el cual, el espectro de respuesta no contemplaba las aceleraciones producidas en el terreno. Como puede observarse en la figura 2.10, las ordenadas espectrales máximas superaban al espectro de diseño en la zona de lago en aproximadamente un 25%.

Debido a este evento se tenían que corregir los niveles de demanda registrados para contemplar los espectros acordes a estos, dichas correcciones implicaban incrementar la meseta del espectro, lo cual provocó el descontento y el rechazo por parte de varios ingenieros de la época ya que con estas consideraciones no era posible diseñar ni construir en esta "zona de lago".

Por la presencia de ciertas investigaciones, se argumentó que el número de casos que presentaban algún daño era grande en números "absolutos", sin embargo, en números "relativos" no lo era. Gracias a esto se pudo tomar una decisión y poder tomar un espectro de diseño nuevo para la zona lacustre del Distrito Federal. Este nuevo espectro de diseño tomaba en cuenta el espectro de

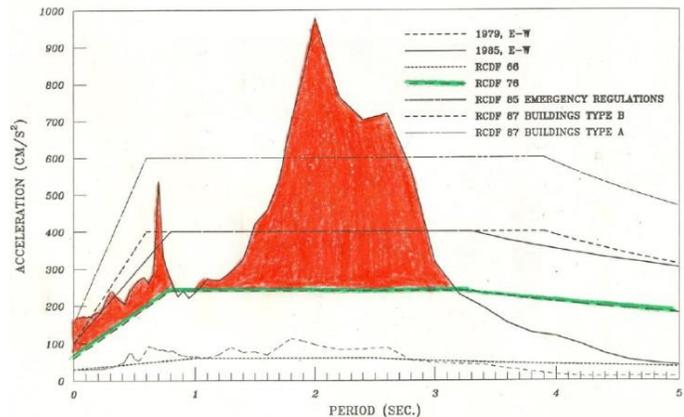


Figura 2.10 Comparación del espectro de diseño elástico del RCDF-76 para la zona de lago y las aceleraciones producidas en el sismo de 1985. (Ref. 4)

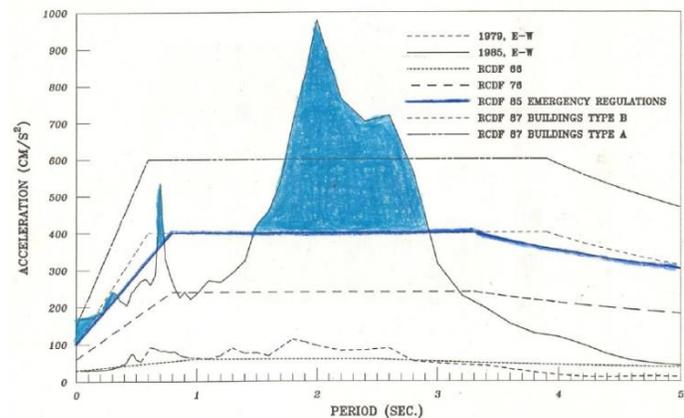


Figura 2.11 Comparación del espectro de diseño elástico de las NTE-1985 para la zona de lago y las aceleraciones producidas en el sismo de 1985. (Ref. 4)

respuesta no lineal del registro obtenido por la estación SCT que fue la más desfavorable con una ductilidad $\mu=Q=4$ (que fue el valor máximo que se decidió admitir a partir de las Normas Técnicas de Emergencia de 1985). De esta forma la aceleración espectral que se tomó en cuenta para definir la meseta del espectro de diseño elástico de la zona de terreno blando en las Normas Técnicas de Emergencia de 1985 fue de $c=0.4g$.

Como puede observarse en la figura 2.11, el espectro de diseño aun no cubría las aceleraciones máximas que probablemente podrían presentarse. En ese entonces se comentaba que el espectro de diseño “elástico” consideraba una sobrerresistencia por lo que, los ingenieros de esa época consideraban “razonable”.

Para el reglamento del 2004 se siguió considerando este espectro de respuesta, ya que los ingenieros de la época argumentaban que ya estaban acostumbrados a diseñar de esa forma y no estaban dispuestos al cambio de metodologías de diseño sísmico más actualizadas.

Así como hay puntos negativos que surgieron a partir del sismo de 1985, también ocurrieron consideraciones importantes como lo fue la zonificación de la Ciudad de México, fig. 2.12, que apareció por primera vez en el reglamento del 2004.

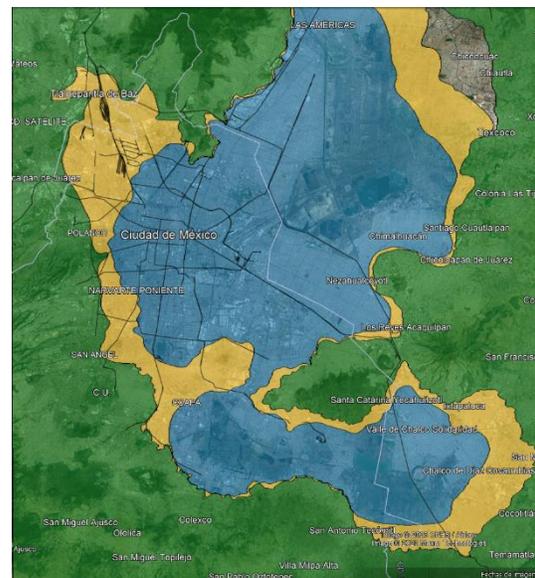


Figura 2.12 Zonificación geotécnica Distrito Federal 2004 (Fuente propia)

Sin embargo, esta nueva propuesta no era del todo correcta ya que por un estudio realizado por Martínez Gonzalez en 2011, mencionaba que la zonificación propuesta presentaba “inconsistencias sísmicas” ya que alrededor del Peñón de los baños y el Peñón de Marqués, las curvas de isoperiodos dados iban de 3.0 a 4.0 segundos y cruzaban por debajo de estos cuerpos montañosos, argumentaba que estos datos eran ilógicos desde un punto de vista ingenieril.

2.2.1 Daños ocasionados por el sismo de 1985

A pesar de que ya se tenía un antecedente reciente sobre los daños que puede producir un sismo, entre los principales factores que contribuyeron al mal comportamiento de las estructuras fue “el factor humano”, ya que las construcciones que presentaron una cantidad mayor de daños o incluso el

colapso, no cumplían con la normatividad vigente el uso al que estaban sometidas las estructuras no correspondían al uso con el que se habían diseñado, por ejemplo algunas de las construcciones que sufrieron un colapso, principalmente en la zona centro, se habían diseñado como oficinas o departamentos, sin embargo, el uso al que estaban sometidas, principalmente era de bodegas, fabricas o como centros de maquila. Una de las edificaciones que represento un claro ejemplo y al mismo tiempo uno de los colapsos más trágicos, fue el ubicado en el centro histórico cuyo uso era principalmente como un taller clandestino de costura donde fallecieron aproximadamente 220 personas, fig. 2.13.



Figura 2.13 Colapso de talleres clandestinos en Zona Centro. (Ref. 40)

En el siguiente mapa (Figura 2.14), se muestran los lugares que presentaron el mayor daño durante el sismo de 1985 en el cual, cada punto azul corresponde a un edificio que colapso. En resumen, cayeron aproximadamente 500 edificios de los cuales la mayoría presentaban entre 7 y 12 pisos con una estructuración similar. Como puede observarse, el mayor daño se localizó en lo que antes era el lago de la gran Tenochtitlan, mientras que las zonas o la zona que presento una gran resistencia contra este evento fue la zona de lomerío. Dicho de otra forma, para construcciones de gran altura, la respuesta presento un buen comportamiento en la mayoría de los casos, ya que presentaban periodos naturales que excedían al periodo dominante del terreno o se alejaban de este periodo al sufrir daños iniciales y así poder disminuir su rigidez. Para el caso de los edificios de mediana altura (que resultaron ser los más afectados) el periodo natural correspondía a ordenadas espectrales muy elevadas, las cuales incrementaban cuando ocurrían “daños iniciales” por lo que disminuía su rigidez.

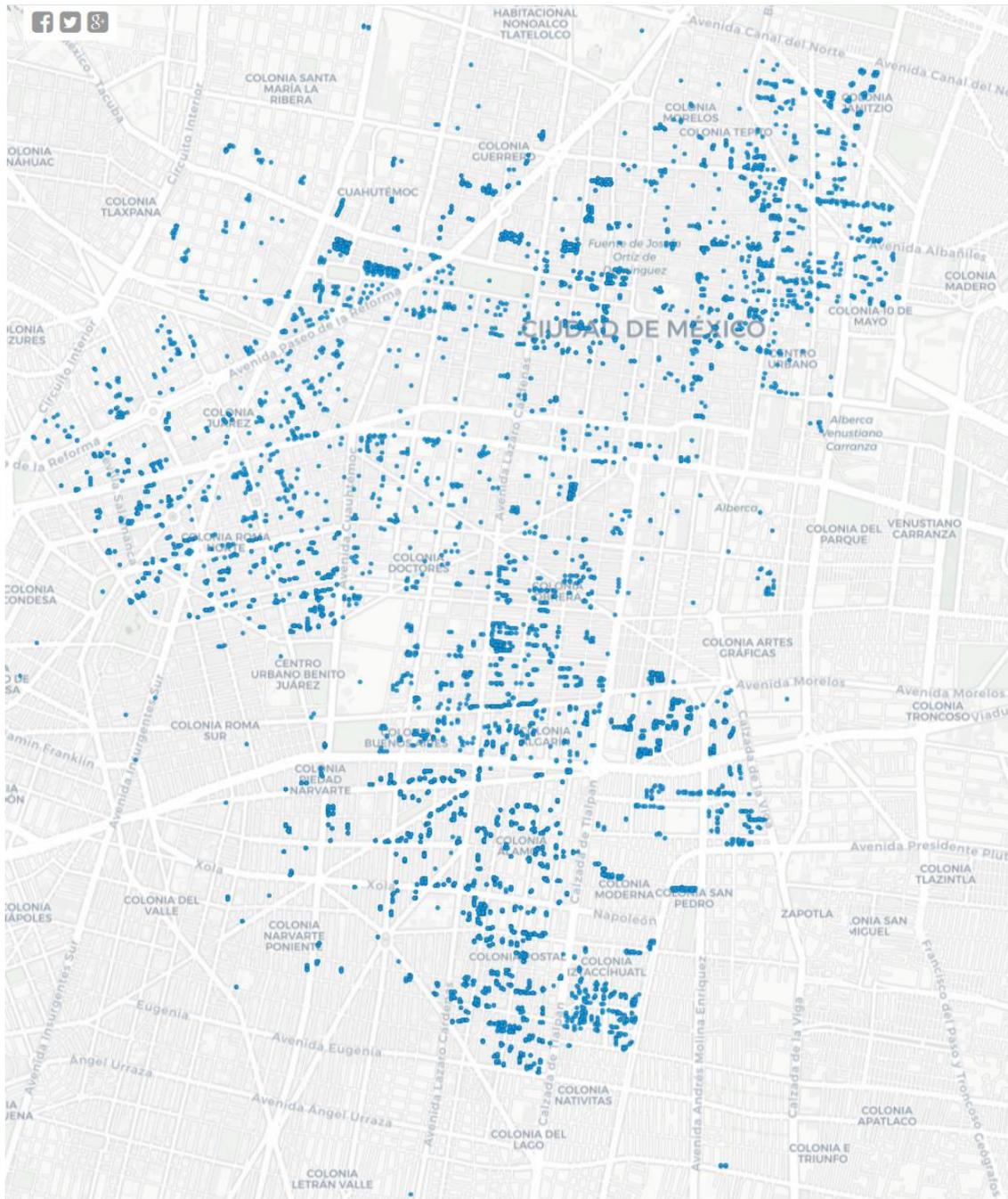


Figura 2.14 Daños tras el sismo de 1985 en el Distrito Federal. (Ref. 41)

Por otro lado, las estructuras de menor altura presentaban periodos naturales demasiado bajos a comparación con los periodos dominantes del terreno por lo que los efectos que sufrieron durante el sismo fueron casi imperceptibles.

Ahora bien, tratando de analizar el comportamiento de las estructuras que fallaron debido al tema que se está abordando en esta tesina, podemos mencionar lo siguiente:

- La mayoría de las construcciones que resultaron afectadas tras el sismo presentaban una alta densidad de muros de mampostería que, en algunos casos se comportaron de una forma “adecuada” y lo colocó entre comillas ya que casi en su totalidad estos muros no estaban considerados para tener una función estructural si no meramente divisoria, fig. 2.15. Sin embargo, debido a la escasa supervisión y a una colocación que no es adecuada para muros divisorios, ya que se ligaban a la estructura principal, se comportaron como muros estructurales, brindando en algunos casos cierta resistencia que evitó el colapso de las construcciones.



Figura 2.15 Daño en muros perimetrales (Ref.42)

Por otro lado, esta escasa supervisión en cuanto a la colocación de los muros divisorios para la gran mayoría de los edificios resultó catastrófico. Esto debido principalmente a que generaba una distribución asimétrica en planta, además de que el 42% de estos edificios (que colapsaron) se encontraban en esquina, fig. 2.16. Al igual que sucedió en el sismo de 1957, estos edificios en esquina presentaban muros de mampostería en el perímetro colindante, mientras que en las otras caras se presentaba una estructura “abierta” y de igual forma se presentaron fenómenos de torsión que como ya se mencionó, esto provoca un incremento de fuerzas que no estaban considerados dentro del diseño, lo que finalmente termina provocando la falla.



Figura 2.16 Colapso parcial de edificio en esquina. (Ref. 42)

- También se presentó el fenómeno de “Entrepiso débil”. Este fenómeno también ocurrió en el sismo de 1957 y se genera cuando en los pisos superiores existe una estructuración con mayor rigidez a cargas laterales en comparación con el primer entrepiso, fig. 2.17.



Figura 2.17 Falla por la combinación de entrepiso débil y efectos de torsión por asimetría en planta. (Ref. 42)

2.3 Sismo 2017

El 19 de septiembre del 2017 a las 13:14:40, se generó un desplazamiento de bloques de tierra en sentido opuesto uno de otro (sismo intraplaca) originando así un sismo en los límites de Puebla con una magnitud $M=7.1$.

Este movimiento telúrico provocó el fallecimiento de 228 personas, decenas de heridos, más de 100 edificios que fueron demolidos y otros tantos que sufrieron colapso durante el terremoto. Debido a la cercanía del epicentro, los daños se centraron en la zona sur y centro de la Ciudad de México.

Este terremoto se comportó completamente diferente a como lo habían hecho los otros dos eventos que habían marcado la historia de México. Por ejemplo, en el sismo del 57 las construcciones afectadas fueron principalmente aquellas que presentaban una “baja altura”, en el sismo del 85, las construcciones que resultaron con principales daños fueron aquellas con una altura “mediana” (de 7 a 12 niveles) y en ambos casos los daños se concentraron en la zona centro (zona de lago). Sin embargo, para el caso del sismo del 2017, como se mencionó en el párrafo anterior, los daños se concentraron en la zona sur, principalmente, en una zona de transición, sin embargo, también afectó a las construcciones que se ubicaban en zonas de lago, aunque no necesariamente se localizaban en el centro de la ciudad.

Por ejemplo, en el caso de edificios que colapsaron se reportaron 38 estructuras en nueve alcaldías:

- 12 derrumbes en Cuauhtémoc.
- 11 derrumbes en Benito Juárez.
- 5 derrumbes en Coyoacán.
- 3 derrumbes en Tlalpan.
- 2 derrumbes en Gustavo A. Madero.
- 2 derrumbes en Álvaro Obregón.
- 2 derrumbes en Iztapalapa.
- 1 derrumbe en Xochimilco.

Como puede observarse en la figura 2.18, los daños generados en el sismo del 2017 no se concentraron en la zona centro y en esta ocasión no solo dañó a las que se encontraban desplantadas en zona de lago sino que los daños se presentaron en las tres zonas (lomerío, transición y lacustre).

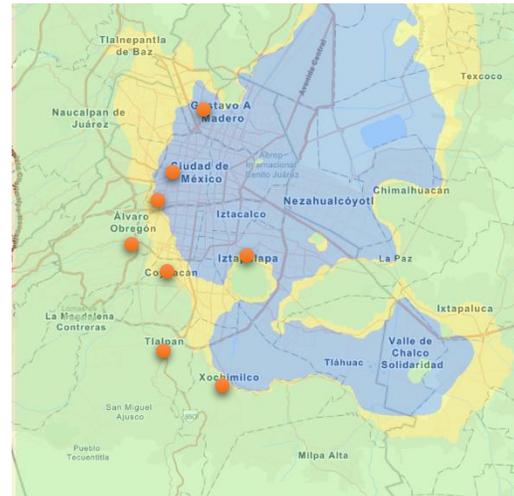


Figura 2.18 Zonificación de la CDMX donde se indican las zonas afectadas por el sismo del 2017 (Fuente propia)

Debido a las investigaciones que surgieron después de este sismo, pudo observarse que los edificios desplantados en terreno firme que presentaban una altura media-baja (de dos a ocho niveles) presentaban mayores niveles de aceleración espectral con respecto a los edificios altos que resultaron afectados en el sismo de 1985 desplantados en la misma zona, mientras que los edificios altos (de diez a quince niveles) que se encontraban desplantados en un suelo blando presentaron grandes niveles de aceleración.

En reportes generados por la SMIE así como el CICM se presentó lo siguiente:

En la figura 2.19 se observa la ubicación de las estaciones del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) que registraron un valor de PGA mayor a 200, 150 y 100 cm/s^2 . En este mapa se puede observar lo que ya se comentaba, los mayores niveles de aceleración se localizaron al sur de la ciudad.



Figura 2.19 Estaciones acelerográficas del CIRES que presentaron PGA's > 200, 150 y 100 cm/s^2 (Ref. 3)

También se reportó que, de una muestra de 34 edificios colapsados, 26 tenían alturas entre los 4 y 8 niveles, mientras

que los restantes presentaban alturas entre 1 y 3 niveles. De esta muestra se encontraron 6 casos diferentes que provocaron el colapso (ver tabla 2.1)

Tabla 2.1

Estructuración	Casos
Primer piso utilizado para comercio o estacionamiento	18
Irregularidades en planta o elevación	6
Edificios de esquina	12
Losas planas	7
Golpeteo	2
Falta de diseño sismo resistente	10

**En este documento se hace la aclaración de que el gran porcentaje de los edificios revisados por las brigadas corresponden a estructuras diseñadas y construidas con reglamentos anteriores de 1987.*

Además de la estructuración mencionada en la tabla 2.1, fig. 2.20 y 2.21 se identificaron algunos otros daños estructurales de forma reiterada como lo fueron:

- Daños en muros de relleno o de cubierta de mampostería.
- Daños en mampostería por falta de confinamiento.
- Daño en la mampostería por falla en el confinamiento.
- Daño en columnas.



Figura 2.20 Colapso de estructuras debido al entrepiso débil. (Ref. 43 y 44)



Figura 2.21 Daños en edificios en esquina. (Ref. 45 y 46)

Como se ha mencionado, en estos sismos que han sido representativos, podemos ver que la influencia principal o la caracterización de los daños ha sido principalmente al tipo de suelo en el que se han desplantado así como el tipo de estructuración que se ha utilizado, de esta forma, es importante que antes de empezar a estructurar cualquier proyecto, tener en mente el cómo se comportaría el edificio con las características que se le proporcionen.

Sin embargo, como se ha visto desde el sismo de 1957 hasta este último sismo en el año 2017 se han presentado, aunque ya no en gran medida, las mismas estructuraciones, con esto me refiero a que los principales inmuebles que presentan daños son los que se encuentran ubicados en esquina, aquellos edificios que presentan alguna irregularidad en planta, aquellos que sufren del fenómeno de entrepiso débil, entre otros.

Si bien estos sistemas se han tratado de evitar o se ha tratado de buscarles alguna solución, sin embargo, por procesos constructivos mal hechos y la corrupción que llega a existir dentro de las obras, no se han podido eliminar al 100 por ciento. Por lo tanto, aunque se conozca bien la frase "el pueblo que no conoce su historia está condenado a repetirla" y no se siga teniendo una buena regulación en obras y siga existiendo la corrupción, estas catástrofes seguirán ocurriendo.

Nuestra labor como ingenieros, constructores, arquitectos y todos aquellos que tienen que ver con las obras de infraestructura, deberían apegarse a lo que dicen las normas y recomendaciones para tratar de minimizar los daños a la sociedad. Así como lo menciona nuestro código de ética profesional:

"Tomar decisiones profesionales consistentes con su responsabilidad de proteger la vida, la seguridad, la salud, el patrimonio y demás intereses presentes y mediatos de todos los integrantes de la sociedad, tomando en cuenta en cada caso la importancia del equilibrio ambiental."

"Comprometerse a aplicar buenas prácticas de ingeniería en todas las actividades y procesos en que participe, y hacer notar los casos en que éstas no se respeten."

"No ofrecer ni aceptar dar ningún soborno, ni ejercer presiones indebidas para obtener trato preferencial en ningún trámite, concurso, licitación, estimación o pago de los servicios prestados."

Entre otros puntos más, hago estos comentarios, ya que a pesar de tener el conocimiento por experiencias pasadas se siguen presentando los mismos puntos desfavorables, en menor medida, pero siguen y si nosotros que somos los encargados de construir el mundo que nos rodea no lo hacemos de una forma adecuada, ¿quién más lo hará?

3. EFECTOS DE TORSIÓN EN ESTRUCTURAS

La filosofía de diseño sísmico en estructuras que son sometidas a efectos de sismos intensos es que deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas conservando su capacidad de carga. De esta forma, se sabe que el sismo puede afectar a las construcciones de diferente manera debido al lugar en que se desplantan, por lo que, el grado de amplificación de las aceleraciones dependen del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo.

Como se pudo observar en el Capítulo de Antecedentes, cuando los movimientos del suelo son bruscos con periodos cortos, las construcciones que son más rígidas y pesadas resultan más afectadas, cuando el movimiento del terreno es lento, pero con periodos dominantes largos, las estructuras altas y flexibles amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas, lo que provoca fuerzas de inercia más grandes.

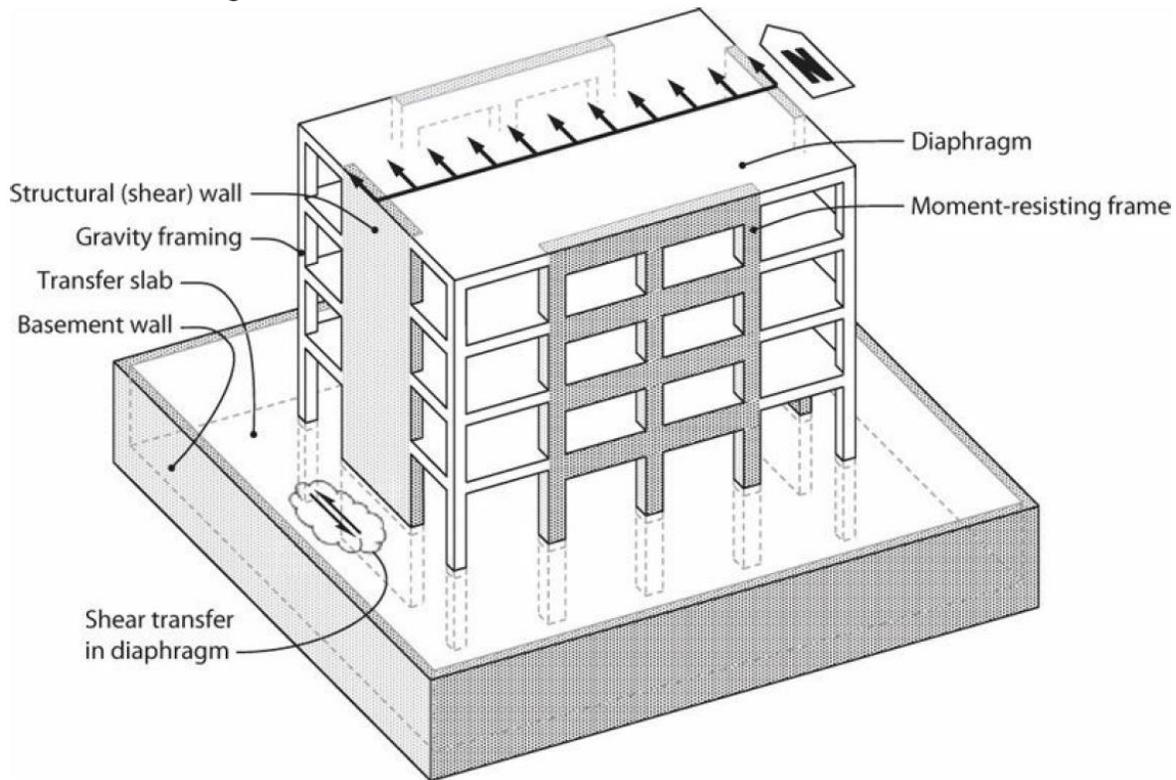


Figura 3.1 Elementos básicos de una edificación. (Ref. 47)

Estas fuerzas de inercia actúan en las zonas donde se concentran las masas del edificio, mismas que dependen de la configuración estructural, para una interpretación más gráfica, véase la figura 3.1. Una vez que se presentan estas sollicitaciones, la ductilidad de los elementos juega un papel muy importante para tratar de eliminar la posibilidad de una falla del tipo frágil.

En la introducción se hizo el comentario sobre algunas estructuras que debido a su configuración pueden presentar un acoplamiento de rotación y desplazamiento, lo que provoca un giro alrededor de un eje vertical imaginario, esta rotación se conoce como efecto de torsión sísmica.

Entonces, si decimos que la fuerza actuante en cada piso está situada en el centro de masa, la fuerza resistente lo estará en un centro de torsión. Podemos decir que este centro de torsión está dado por la distribución de cada uno de los elementos que proporcionarán una resistencia lateral ante estas fuerzas de inercia. Véase Figura 3.2. Cuando se tienen estructuras completamente simétricas en masa y rigidez, la excentricidad o separación entre estos dos lugares geométricos no existe, sin embargo, cuando existen variaciones entre estos dos puntos se generan excentricidades a las cuales se les da el nombre de excentricidad estática.

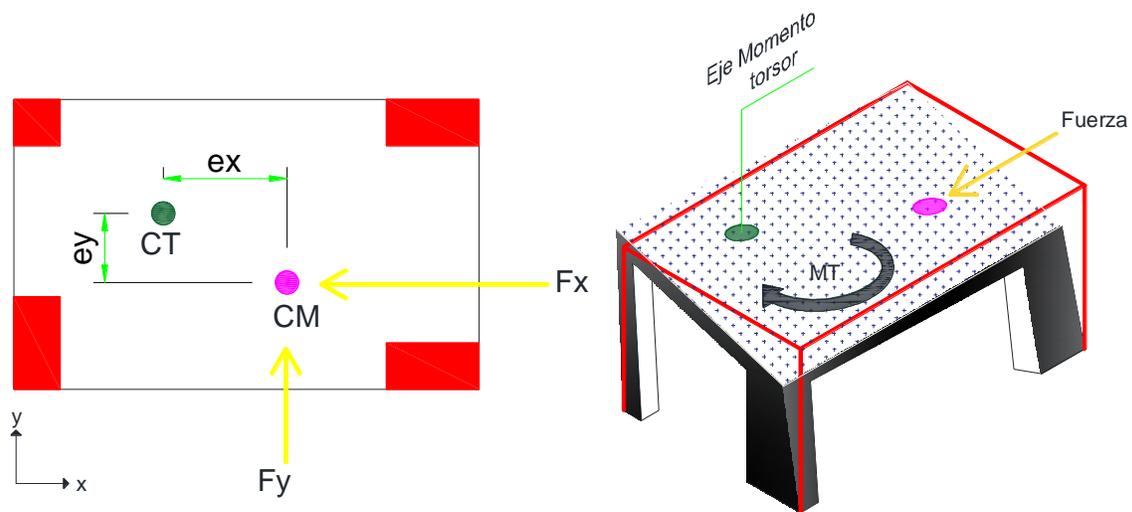


Figura 3.2 Lugar geométrico donde se aplican las fuerzas de inercia (CM) y lugar donde la estructura gira (CT). (Fuente propia)

Los efectos de torsión también pueden ser atribuidos por la componente rotacional del terreno, a la incidencia de las ondas sísmicas sobre los apoyos de las estructuras o debido a la diferencia entre las propiedades reales y a las calculadas. Estas variaciones o incertidumbres hacen que este efecto de torsión reciba el nombre de torsiones accidentales.

Comúnmente, la forma usual de considerar este efecto es incluyendo un momento de torsión adicional, que se obtiene de suponer que la fuerza cortante que actúa en el entrepiso se desplaza de su posición original, por lo que a este desplazamiento de la fuerza cortante se le denomina "excentricidad accidental".

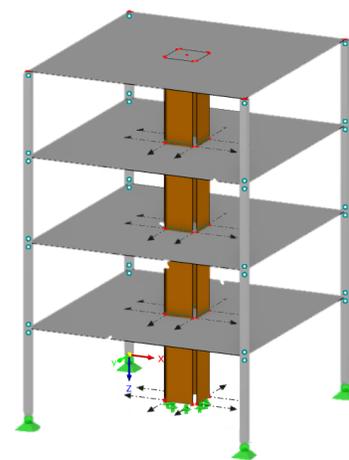


Figura 3.3 Estructura simétrica en rigidez y masa (Ref. 48)

Anil K. Chopra (Ref. 2), menciona que las estructuras estarán sometidas a movimientos de torsión "accidental" principalmente por dos razones:

- La construcción no es perfectamente simétrica.
- Las variaciones espaciales en el movimiento del suelo pueden provocar una rotación (alrededor de un eje vertical).

El diseño sísmico de edificios se hace con base a los reglamentos de cada zona, con el fin de obtener las fuerzas que representen la acción sísmica sobre el edificio, así como sus elementos mecánicos. Estos reglamentos aceptan la hipótesis de que las estructuras presentan un comportamiento elástico lineal, por lo que es posible aplicar el "método dinámico" y con ciertas limitaciones también es posible aplicar un método estático de análisis sísmico que obvia la necesidad de calcular modos de vibración.

Emilio Rosenblueth y Jorge Elurdo mencionan que, para un análisis estático, se ignora la posibilidad de acoplamiento de vibraciones lineales y angulares, con lo cual nos obliga a obtener fuerzas, configuraciones y frecuencias modales distintas a las que resultan de un análisis dinámico más riguroso, por lo cual, este tipo de análisis simplificado subestima la sollicitación en elementos flexibles sobrestimándola en los marcos rígidos.

Como se comentó, el fenómeno de torsión para una estructura dada está en función de dos componentes, la masa y la rigidez. Dicho esto, hay que tratar de que el peso del edificio este uniformemente distribuido y evitar zonas que resulten más pesadas que otras ya que una posición que resulte fuertemente asimétrica en masa puede generar vibraciones torsionales. Como puede verse en la figura 3.4, es importante evitar concentración de masas en pisos superiores ya que generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar del edificio, debido a las aceleraciones introducidas que crecen con respecto a la altura.

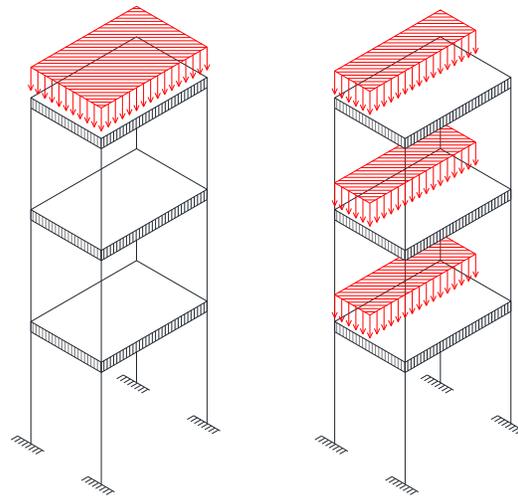


Figura 3.4 Concentraciones indeseables del peso en un edificio. (Fuente propia)

Para controlar el tema de los elementos que proporcionan determinada rigidez a la estructura, es recomendable generar una simetría estructural con la finalidad de limitar a valores insignificantes las vibraciones torsionales que se pudieran generar en el edificio. Esto que acabamos de comentar se puede traducir como,

tratar de reducir al mínimo la excentricidad existente entre el centro de torsión y el centro de masa, además de la simetría, es aconsejable que la estructuración posea una elevada rigidez torsional. Para poder lograrlo, los elementos cuya rigidez sea más elevada, deberán colocarse en la periferia (Figura 3.7) y no en la parte central (Figura 3.6).

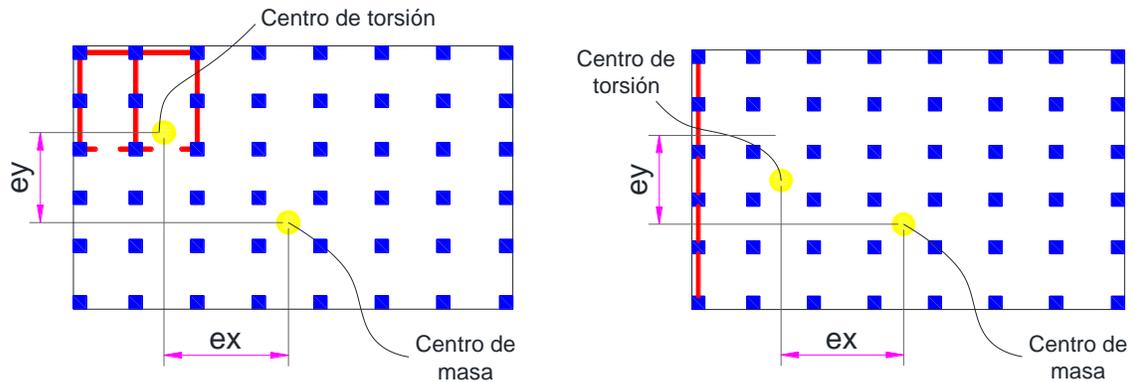


Figura 3.5 Ubicación asimétrica de elementos rígidos

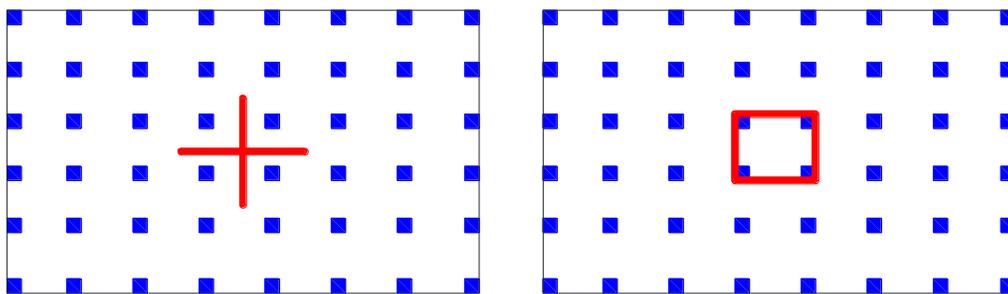


Figura 3.6 Rigidez torsional. Colocación indeseable de elementos rígidos

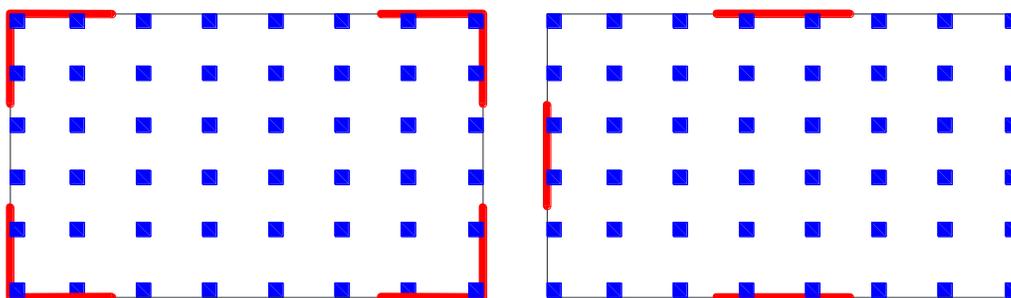


Figura 3.7 Rigidez torsional. Colocación deseable de elementos rígidos (Fuente propia)

Además, al tratar de evitar grandes excentricidades torsionales, este comportamiento tiene que ser estable, no solo durante el intervalo lineal, si no también, cuando algunos de sus elementos respondan de una forma no lineal. Por lo tanto, es recomendable utilizar materiales con las mismas características en cuanto a los materiales de los elementos rigidizantes.

Como puede verse, una de las tareas más importantes dentro del diseño es el cómo se realiza una correcta configuración estructural.

4. NORMATIVIDAD DE DISEÑO POR TORSIÓN

Como se comentó en la parte introductoria, el fenómeno sísmico está asociado principalmente con el movimiento de las placas tectónicas, por ende, los distintos países que pueden ser afectados por un evento sísmico cuentan con una normatividad de diseño que contempla dicho fenómeno. Si bien, el comportamiento que puede provocar a las estructuras es el mismo en todos los casos, cada país presenta formas distintas de atacar el problema. En este capítulo mencionaré algunos de estos reglamentos y se revisará la forma en la que estudian el fenómeno de la torsión sísmica.

4.1 México

Si bien, normalmente cada país cuenta con un reglamento de construcción que contiene un sistema de leyes y reglamentos cuya función es proteger a la sociedad contra la falla o mal funcionamiento de las edificaciones. Sin embargo, México es el único país de América latina que no cuenta con un reglamento a nivel nacional, ya que el artículo 115 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, menciona que cada municipio tiene la atribución de emitir el propio.

Sin embargo, a pesar de esto, la mayor parte de las investigaciones, así como los casos más desfavorables que ocurren se concentran en lo que es la Ciudad de México.

Existen manuales en los que los reglamentos suelen apoyarse como lo es el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, el cual proporciona información para realizar el diseño de distintos tipos de estructuras.

Entonces, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente (RCDF, 2020), presenta unas Normas Técnicas Complementarias que fijan los requisitos mínimos para el diseño y construcción de todo tipo de edificación con las especificaciones y excepciones que en ellas se indican, para así poder asegurar un buen funcionamiento, accesibilidad, habitabilidad, higiene, servicios, comunicación, evacuación y prevención de emergencias.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS-2017), en su inciso 2.2 "Efectos de torsión", toma en consideración el fenómeno que es de interés para esta tesina.

En este inciso 2.2 "Efectos de torsión" se menciona lo siguiente:

- "La excentricidad torsional, e_s , calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.2.1)$$

$$e_s - e_a \quad (2.2.2)$$

Donde:

e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

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

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

Donde:

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

n es el número de pisos del sistema estructural.

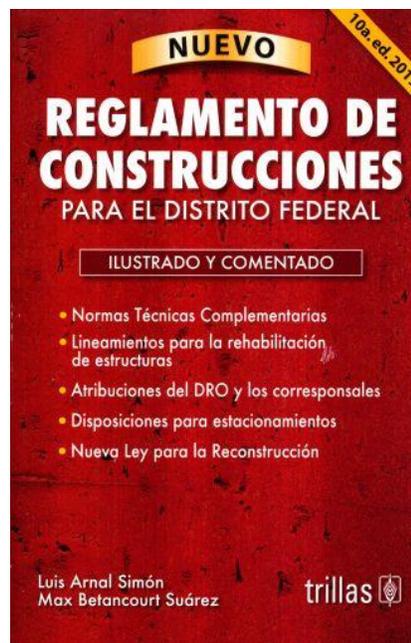


Figura 4.1 Reglamento de construcciones de la CDMX

Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en dos direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, pero debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

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

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.2.3. para este fin se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo a lo siguiente:

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

Donde:

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

$M_{ai} = V_i * e_{ai}$, donde V_i es la fuerza cortante del i .ésimo entrepiso en la dirección del análisis y e_{ai} su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso calculada con la ecuación 2.2.3

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

En la parte de los comentarios para dicho inciso se menciona lo siguiente:

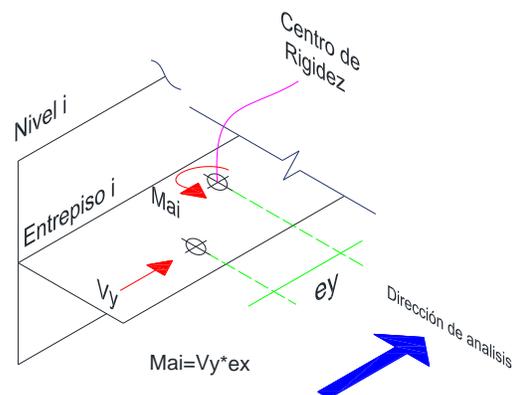


Figura 4.2 Momentos de entrepiso M_{ai} a partir de los cuales se obtienen los momentos M_{0i} (Fuente propia)

“En esta Norma, el término “centro de torsión” es equivalente al término “centro de rigidez” y se entiende como el punto a través del cual la fuerza cortante resultante en ese entrepiso pasa sin ocasionar rotación alguna en ese entrepiso.

La forma más sencilla de calcular los efectos de torsión natural es empleando un modelo de análisis tridimensional (estático o dinámico), lo cual evita calcular de manera explícita el centro de rigidez y la excentricidad natural. Si el análisis es dinámico, las masas asociadas a la carga muerta y a la carga viva instantánea deben ubicarse en el modelo de tal forma que se incorpore adecuadamente la inercia rotacional. Además, si el análisis es dinámico (modal o paso a paso) los resultados que se obtienen de este ya incluyen el efecto dinámico de la excentricidad natural.

Si se realiza un análisis estático tridimensional, las fuerzas sísmicas equivalentes en cada piso deben pasar por los centros de masa. De esta manera, el análisis proporciona los efectos de la torsión natural estática, por lo que se deberá recurrir al uso de las ecuaciones 2.2.1 y 2.2.2 para corregir los resultados del análisis estático y obtener estimaciones dinámicas. El factor de 1.5 que multiplica a la variable “es” en la ecuación 2.2.1 toma en cuenta de manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. En un análisis dinámico dicho factor es igual a 1.0.

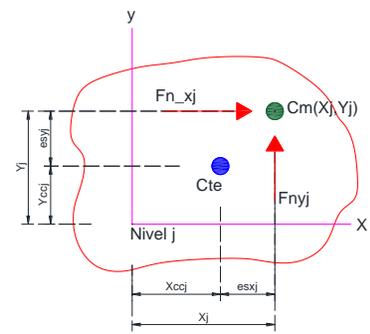
La torsión accidental se estima por medio de la ecuación 2.2.3, la cual hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren amplificación.”

Gonzalez Barriga en su tesis de maestría menciona que, de la revisión de las recomendaciones por torsión mencionadas en los párrafos anteriores, “se observa que aún prevalecen incongruencias e inconsistencias detectadas desde versiones anteriores, lo cual ocasiona confusiones en su interpretación, que inhiben su uso en la práctica profesional”. Él hace este comentario ya que en el primer párrafo de este artículo se menciona que la excentricidad torsional se calcula en cada entrepiso y después de esto se menciona que esta excentricidad torsional debe tomarse a nivel de piso y conforme se avanza en la lectura de este artículo se realizan comentarios revolviendo los términos que son propios para un nivel de piso y los que corresponden a un entrepiso.

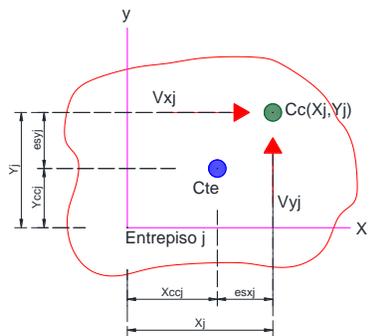
Tal vez los autores de este artículo seguían el siguiente razonamiento:

- El efecto de torsión en cada entrepiso de una estructura se genera por el momento torsionante, debido a la fuerza cortante sísmica multiplicada por la excentricidad estática, e_s , que es considerada como la distancia entre el centro de masas (CM) y el centro de torsión (CT)
- En edificios de varios pisos las fuerzas cortantes son la acumulación de las fuerzas sísmicas arriba del piso considerado. Estas fuerzas cortantes no actúan en el CM, sino en el centro de cortantes (CV), excepto en el piso superior en donde coincide el CV con el CM.

Como se puede observar, cuando se toman en consideración los efectos producidos en el nivel, están haciendo referencia a construcciones de un solo piso o a edificaciones de varios niveles donde se está considerando únicamente el ultimo nivel. Por lo tanto, para analizar edificaciones de varios niveles es necesario referirnos a los entrepisos y tomar los puntos de acción correspondientes.



Excentricidad estática o estructural de Nivel



Excentricidad estática o estructural de entrepiso

Figura 4.3 Lugar geométrico para el caso analizado (nivel o entrepiso) (Fuente propia)

4.2 Perú

Según su Norma Técnica E.030 "Diseño sísmo resistente" en su artículo 28.5 "Excentricidad Accidental" menciona lo siguiente:

- "Para estructuras con diafragmas rígidos, se supone que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y se considera además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:
 - En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplica un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm (F_i * e_i)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considera como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el

mismo signo en todos los niveles. Se consideran únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones."

En su artículo 29.5 "Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)" se menciona lo siguiente:

- *"La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considera mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso de considera el signo más desfavorable".*



Figura 4.4 Daños en construcción por efectos de torsión tras sismo en Perú 2007 (Ref. 50)

4.3 Canadá

La Constitución de Canadá incluye la regulación de la construcción de edificios como una responsabilidad provincial. En unos pocos casos, se ha otorgado a los municipios el derecho histórico de redactar su propio código de construcción.

El Código Nacional de Construcción (National Building Code of Canada) es el código modelo de construcción que forma la base de todos los códigos de construcción provinciales. En este código en su versión 2020, dentro de la "Division B Acceptable Solutions" en su Parte 4 "Structural Design" se encuentra el inciso 4.1.8 "Earthquake Load and Effects" donde se menciona lo siguiente:

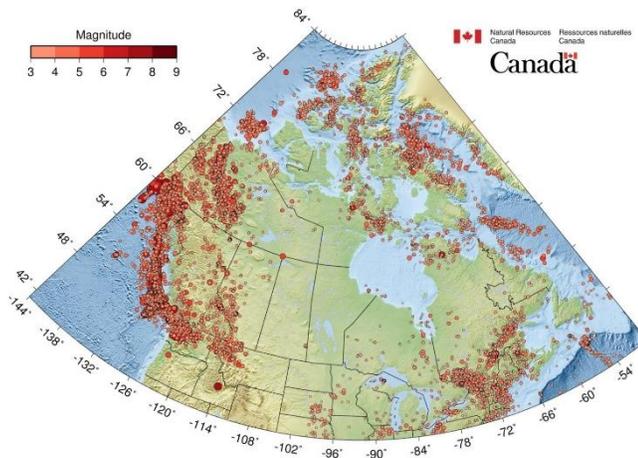


Figura 4.5 Zonas sísmicas Canada. (Ref. 51)

- “los efectos de torsión accidental son aplicados al mismo tiempo que la fuerza aplicada sobre el centro de masa en el nivel de análisis, los efectos de torsión se deberán considerar como un momento torsional aplicado sobre un eje vertical en cada nivel para cada caso que se enuncia a continuación:

$$+0.1D_{nx} * F_x$$

$$-0.1D_{nx} * F_x$$

Donde:

D_{nx} es la dimensión en planta en un nivel “x” que es perpendicular a la dirección de la carga sísmica considerada

F_x es la fuerza lateral aplicada en el nivel “x” a través de su respectivo centro de masa

Además, en su sección 4.1.8.11., para su punto 8 mencionan lo siguiente:

- La estructura deberá ser diseñada para resistir los efectos de volteo producidos por las fuerzas sísmicas determinadas como se comentan en su punto 7 y el momento de volteo en un nivel x, M_x , que deberá ser determinado usando la siguiente ecuación:

$$M_x = J_x \sum_{i=x}^n F_i (j_i - h_x)$$

Donde:

$J_x = 1$ para $h_x > 0.6h_n$

$J_x = J + (1-J)(h_x/0.6h_n)$ para $h_x < 0.6h_n$

J = Factor de reducción para el momento de volteo en la base.

h = altura sobre la base para un nivel dado donde la base de la estructura en el nivel donde los movimientos horizontales del terremoto son considerados.

En su punto 9 se menciona lo siguiente:

- “Los efectos de torsión que son combinados con los efectos de las fuerzas determinadas en el punto 7 y que son causadas por la acción simultanea de los momentos torsionales, deberán ser considerados en el diseño de las estructuras de acuerdo con los siguientes puntos.
 - Momentos torsionales que presentan una excentricidad entre el centro de masa y el centro resistente y su amplificación dinámica.
 - Momentos torsionales debido a excentricidades accidentales.

En su punto 10 se menciona que:

- Los efectos de torsión deberán ser determinados por el cociente calculado, B_x , para cada nivel x , de acuerdo con la siguiente ecuación para cada dirección ortogonal determinada independientemente:

$$B_x = \delta_{max} / \delta_{ave}$$

Donde:

B es el valor máximo de todos los valores B_x en ambas direcciones ortogonales, excepto que para B_x en niveles de azotea donde el peso sea menor al 10% del nivel anterior, no deberá ser considerado.

δ_{max} es el máximo desplazamiento en el nivel x en la dirección del sismo que actúan a distancias $\pm 0.10D_{nx}$ desde el centro de masas de cada nivel.

δ_{ave} es el promedio de desplazamientos de una estructura en su nivel x producto de las fuerzas determinadas por el punto 7

En su punto 11, se menciona lo siguiente:

- Los efectos de torsión deberán ser considerados de la siguiente manera
 - Para un edificio con $B < 1.7$ o en categoría sísmica SC1 o SC2, aplicando momentos de torsión alrededor de un eje vertical en cada nivel del edificio, derivados para cada uno de los siguientes casos de carga considerados por separado:
 - $T_x = F_x(e_x + 0.10D_{nx})$
 - $T_x = F_x(e_x - 0.10D_{nx})$

Donde:

F_x se determina según el punto 7 y donde cada elemento del edificio está diseñado para el efecto más severo de los casos de carga anteriores

- Para un edificio con $B > 1.7$ en categoría sísmica SC3 o SC4, con un procedimiento de análisis dinámico como se especifica en el artículo 4.1.8.12

Como puede verse, para el caso del reglamento peruano, se hace mención exclusivamente de los efectos de torsión que son generados sobre "el Nivel", sin embargo, la excentricidad accidental no varía con la altura. Para el reglamento canadiense, los efectos de torsión se consideran que actúan sobre el Nivel además de tomar en consideración un factor para determinar la excentricidad accidental que va aumentando o disminuyendo conforme a su altura como lo hacen las NTCsismo en la CDMX. Sin embargo, la incógnita ahora sería, ¿cuál es la forma correcta o la más desfavorable para considerar dicho efecto?

Con base a estos últimos párrafos, es prudente mencionar un comentario hecho por De la Rosa (2008), en su Tesis de maestría, donde su idea toma antecedentes

dados por Chipol A., Garcia O. (2001) y el reglamento COVENIN de 1982. Este comentario menciona que los edificios que lleguen a presentar poca asimetría serán más sensibles a los efectos de amplificación dinámica con respecto a su respuesta torsional y que no importando el número de niveles, se presenta una tendencia a disminuir en los entrepisos conforme se incrementa la altura a la que estos se localicen con respecto a su base. Menciona que se presenta un comportamiento más crítico cuando se existen mayores asimetrías en rigideces a diferencia de cuando existen grandes asimetrías en masas.

Para el caso de las normas de la CDMX en el reglamento del 2004 se tenía en consideración lo siguiente:

“La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, e_s , se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b$$

$$e_s - 0.1b$$

Donde b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de e_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que estén por encima del calculado. Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.”

Como podemos observar en esta NTC-2004, la excentricidad accidental no variaba según la altura del entrepiso si no que al igual que los otros dos reglamentos se consideraba como un porcentaje de la longitud de la planta analizada. Entonces, ¿Qué efectos produce esta variación de la e_a en el efecto de la torsión con respecto a su altura?

5.-ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EN ESTRUCTURAS ASIMÉTRICAS

Para poder responder la pregunta de este último párrafo, tendríamos que realizar una comparación numérica para poder ver los resultados obtenidos y hacer una comparación por lo que se tomarán en consideración los siguientes puntos:

5.1 Análisis sísmico estático tridimensional de edificios

- Se toma en consideración el análisis sísmico convencional, en el que, se asume que las fuerzas de inercia provocadas por el movimiento del terreno son distribuidas uniformemente en todos sus niveles, además, se considera que las deformaciones que resultan de estas acciones se desprecian a comparación de las deformaciones por elementos que son propios de la estructura, tales como vigas o columnas.
- Se asume la hipótesis en que la configuración empleada en estas edificaciones presenta un sistema de losas que proporciona una rigidez infinita en su plano y por esta naturaleza, puede ser estudiado en tres grados de libertad (dos traslaciones horizontales y una rotación alrededor de un eje vertical).
- Para poder realizar el análisis tridimensional se utilizará un planteamiento en el que se considera a la estructura como un conjunto de marcos planos, despreciando la rigidez a torsión de los elementos estructurales. Esta forma de análisis desprecia aquellos muros estructurales que lleguen a conformar la estructura. Por lo que, de existir dichos muros, este tipo de análisis conducirá a resultados que no serán lo suficientemente exactos.

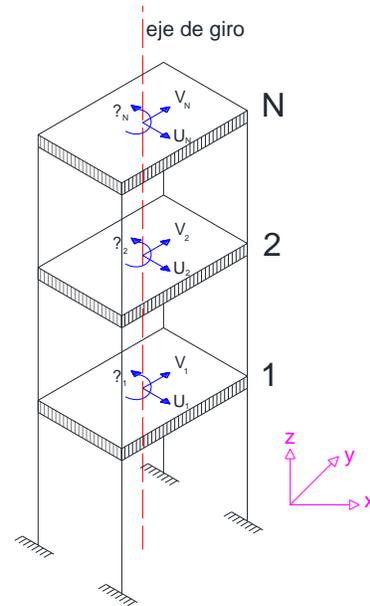


Figura 5.1.1 Edificio idealizado. (Fuente propia)

Por lo tanto, tomando en consideración estos puntos, la ecuación de equilibrio lateral de una estructura idealizada de forma matricial será:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_z\} \end{bmatrix} \quad (5.1.1)$$

Que puede ser escrita como:

$$\{F\} = [K_G]\{d\} \quad (5.1.2)$$

Osease un vector de fuerzas es igual a una matriz de rigidez global de la estructura multiplicada por un vector de desplazamientos.

Para poder obtener los elementos de esta matriz de rigidez global [KG], podemos tomar en cuenta las teorías básicas que rigen el cálculo de la matriz de rigidez de elementos estructurales simples, esto es, desplazamientos unitarios en dirección de los grados de libertad de las losas del edificio idealizados. Si proyectamos los desplazamientos que sufrirá todo el edificio de manera tridimensional hacia los

ejes que forman el sistema estructural, se generan fuerzas que dependen de la matriz de rigidez lateral del edificio $[K_D]$ que pueden ser proyectadas nuevamente en dirección de los grados de libertad de la losa para así poder obtener las submatrices previamente definidas. Entonces, si N nos define el número de niveles del edificio, entonces las submatrices serán de orden $N \times N$ y la matriz de rigidez de la estructura será de $3N \times 3N$, (Alcocer y Damy, 1987).

Entonces, los valores de estas submatrices son calculadas como a continuación se muestran:

$$[K_{xx}] = \sum [K_D]_j \cos(\beta_j)^2 \quad (5.1.3)$$

$$[K_{xy}] = \sum [K_D]_j \cos(\beta_j) \sin(\beta_j) \quad (5.1.4)$$

$$[K_{x\theta}] = \sum [K_D]_j \cos(\beta_j) r_j \quad (5.1.5)$$

$$[K_{yy}] = \sum [K_D]_j \sin(\beta_j)^2 \quad (5.1.6)$$

$$[K_{y\theta}] = \sum [K_D]_j \sin(\beta_j) r_j \quad (5.1.7)$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum [K_D]_j r_j^2 \quad (5.1.8)$$

$$[K_{yx}] = [K_{xy}]^T \quad (5.1.9)$$

$$[K_{\theta x}] = [K_{x\theta}]^T \quad (5.1.10)$$

$$[K_{\theta y}] = [K_{y\theta}]^T \quad (5.1.11)$$

Donde, los puntos de análisis utilizados, desde una forma gráfica en el plano son como se muestran en las figuras siguientes, en las cuales puede identificarse que se usarán los tres principios fundamentales en los que se basa el análisis estructural elástico, Ley de Hook, el principio de continuidad y considerando el equilibrio:

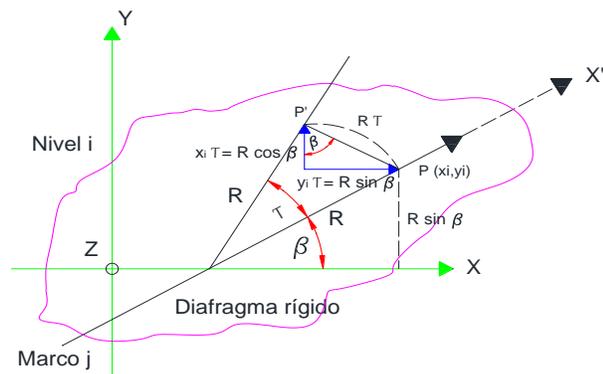


Figura 5.1.2 Rotación del diafragma respecto al eje "Z" (Fuente propia)

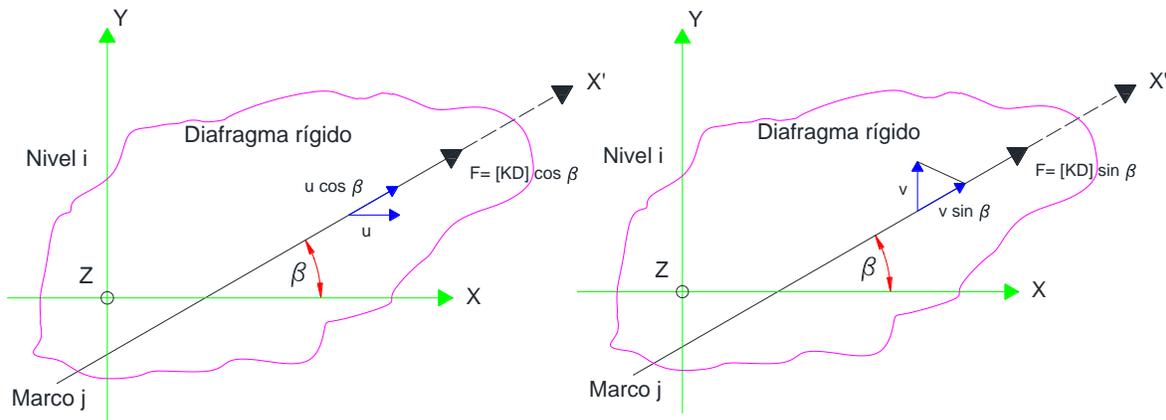


Figura 5.1.3 Desplazamiento de un diafragma en las direcciones "X" e "Y" (Fuente propia)

Ahora bien, las consideraciones que se deberán de hacer para tomar en cuenta los momentos torsionantes que actúan en cualquier edificación de varios niveles, toman en cuenta, ya sea la excentricidad estática o accidental de piso o entrepiso.

Antes de continuar será necesario definir algunos conceptos que serán utilizados de formar continua en los siguientes párrafos. Estos conceptos son:

- ✓ **[CM] Centro de Masa:** que hace referencia al lugar geométrico donde se considera que la masa en un nivel dado se encuentra de forma "concentrada", es en este punto donde las fuerzas de inercia producidas por un sismo actúan.
- ✓ **[CR] Centro de Rigidez o Centro de Resistencias:** este punto corresponde al lugar en el que se ubican las fuerzas cortantes resistentes de los elementos. Dicho de otra forma, este punto, en teoría, debe suministrar a la estructura la fuerza necesaria para contrarrestar la acción del sismo.
- ✓ **[CC] Centro de Cortante:** este punto o lugar geométrico se encuentra exclusivamente en el entrepiso, donde se considera que pasa la fuerza cortante.
- ✓ **[CT] Centro de Torsión:** es el lugar o punto geométrico (ya sea en "nivel" o "entrepiso"), en el cual, aplicada una fuerza sísmica o cortante sísmico, respectivamente, se generan únicamente efectos de traslación.
- ✓ **[es] Excentricidad estática o estructural:** se considera que las excentricidades tienen lugar tanto en un "nivel" como en un "entrepiso". Cuando hacemos referencia al nivel se considera que esta excentricidad es la distancia entre el centro de masa y el centro de torsión, mientras que para el entrepiso es la distancia que existe entre el centro de cortante y el centro de torsión.

- ✓ **Torsión Natural:** es la torsión generada, ya sea en nivel o entrepiso, por las fuerzas de inercia o por el cortante sísmico, que considera la participación de la excentricidad estática.
- ✓ **[ea] Excentricidad Accidental:** como ya se comentó, esta excentricidad toma en cuenta incertidumbres en las distribuciones de masas, rigideces y otros fenómenos como la variación espacial del movimiento del terreno.

Entonces, si tratamos de resolver cualquier estructura a través de este método, lo primero que tendríamos que hacer es realizar el planteamiento matricial tridimensional para poder obtener el centro de rigidez y de cortante. Cabe aclarar que en este punto se considera que el centro de rigidez es igual al centro de torsión (Como se especifica en la norma).

Esto lo hacemos como lo propuso Damy y Alcocer en 1987 donde, como ya se comentó, parten de la ecuación de equilibrio del edificio considerado, de esta forma se obtienen sus coordenadas por un análisis en dos direcciones ortogonales independientes. Después para la dirección de análisis que se haya considerado, se considera una distribución de cargas laterales para así poder determinar los desplazamientos laterales, pero sin permitir las rotaciones provocadas en cada uno de los niveles del edificio en cuestión. Una vez realizado, se procede a determinar los momentos para que el nivel analizado necesita para no rotar. Y por último se determinan las coordenadas del centro de rigidez (centro de torsión).

Este procedimiento es para un análisis en el nivel, sin embargo, el reglamento nos pide que se analice el entrepiso, por lo que es necesario obtener el centro de cortante.

Como ya conocemos el centro de rigidez en el nivel, fácilmente podemos obtener las coordenadas del centro de cortante aplicando pura estática. Esto se ve reflejado de la siguiente manera:

$$X_{ccj} = \frac{\sum_j^{NN} F_j X_{cmj}}{V_j} \quad (5.1.12)$$

$$Y_{ccj} = \frac{\sum_j^{NN} F_j Y_{cmj}}{V_j} \quad (5.1.13)$$

Donde:

NN es el número de entrepisos o niveles

V_j es la fuerza cortante del entrepiso "j"

F_j es la fuerza sísmica actuante en el nivel "j"

Entonces, una vez entendido el procedimiento así como los conceptos que se aplican, se realiza el siguiente análisis sísmico estático de un edificio de cuatro niveles del cual se pretende obtener en primer instancia las coordenadas del centro de torsión tanto en el nivel como en el entrepiso, acto seguido se obtendrán los momentos actuantes según las consideraciones del reglamento actual (NTC-2020) y se comparara con los resultados obtenidos con el reglamento del 2004 y así poder entender las consideraciones tomadas en el reglamento actual.

5.2 Análisis sísmico estático de un edificio tridimensional considerando efectos de torsión

Antes de empezar se hace la aclaración de que este ejemplo se presenta para entender de una forma más clara el fenómeno físico y matemático antes descrito.

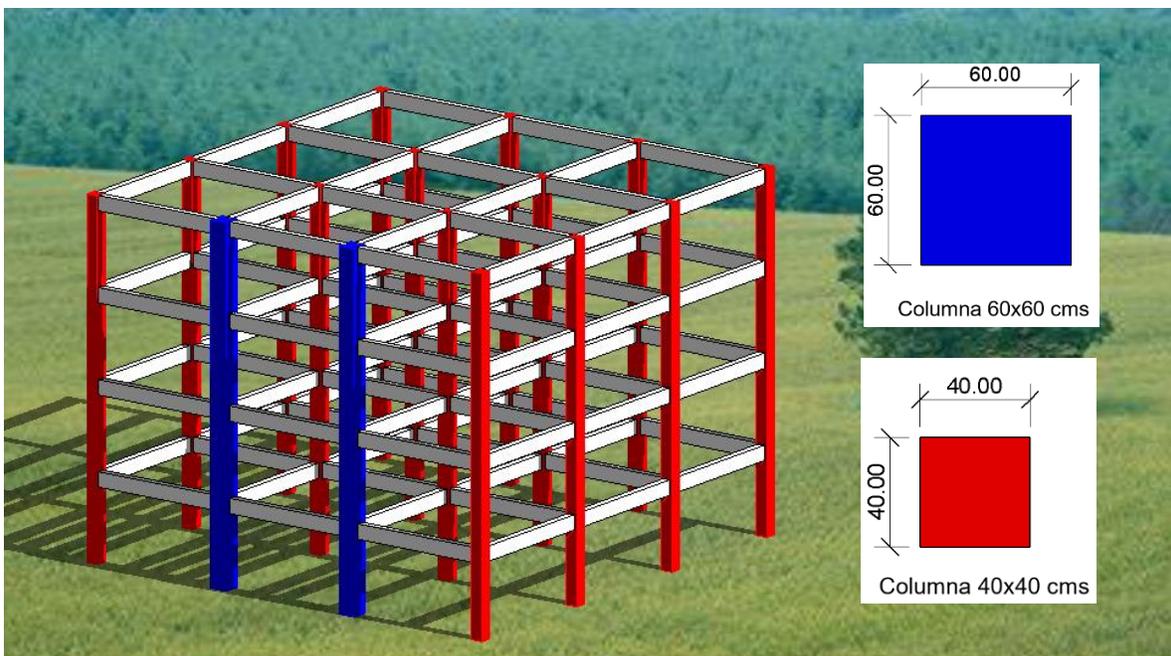


Figura 5.2.1 Desplazamiento de un diafragma en las direcciones "X" e "Y" (Fuente propia)

Los primeros resultados que se muestran a continuación corresponden a los obtenidos utilizando las consideraciones del reglamento del 2004 y los segundos al reglamento del 2020. Una vez dicho esto comenzamos describiendo la estructura.

Se trata de un edificio de oficinas de cuatro niveles que se desplanta en un terreno ubicado en una zona tipo III en el valle de la Ciudad de México.

La estructuración que se usó es a base de marcos de concreto reforzado con losas macizas apoyadas perimetralmente. Como puede verse en la ilustración 5.2.1 la planta es cuadrada la cual consta de tres crujiás en ambas direcciones con una separación de 5 metros como puede observarse en la ilustración 5.2.2.

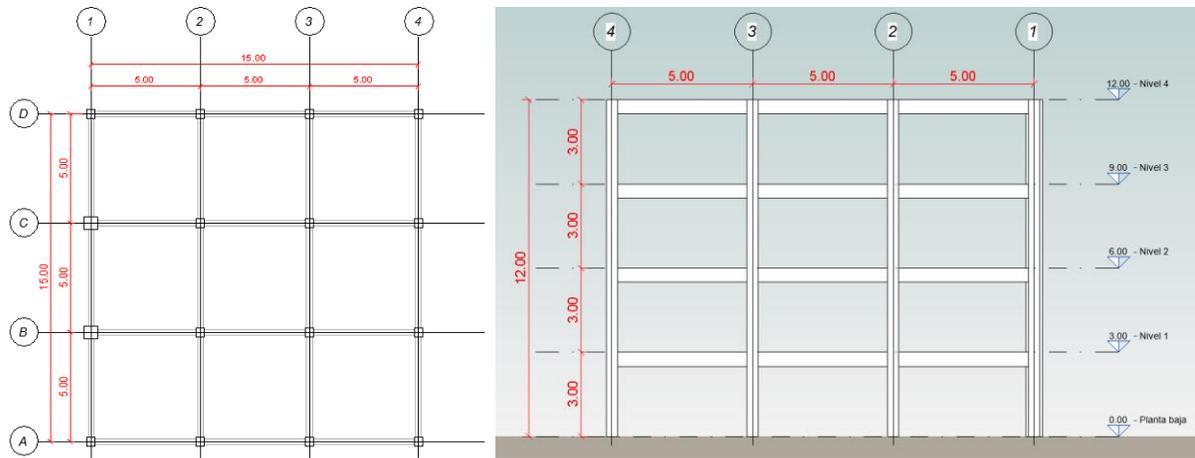


Figura 5.2.2 Planta tipo y elevación. (Fuente propia)

Las secciones de las trabes son de 25x50 cm., mientras que para columnas tenemos dos secciones diferentes, las primeras con una sección de 40x40 cm. mientras que las segundas presentan una sección de 60x60 cm. las cuales no varían con respecto a su altura.

Las fuerzas sísmicas en el edificio se presentan como datos, sin embargo, fueron obtenidas mediante un análisis sísmico estático tal como lo establece el reglamento de construcciones. Se consideró una carga de 0.8 ton/m² uniformemente distribuida en cada nivel por lo cual el centro de masa se localizó en el centroide de cada planta.

El concreto utilizado tanto en vigas, columnas y losas fue de 250 kg/cm², además no se consideraron zonas rígidas en los nudos. El factor de comportamiento sísmico, Q, que se tomó fue igual a 4 con un coeficiente sísmico c=0.4.

De esta forma los datos de entrada fueron los siguientes:

DATOS DE ENTRADA			
Número de marcos	Número de niveles	Dimensiones en planta	
$NM := 8$	$NL := 4$	$bx := 15.00$	$by := 15.00$
Coordenadas del centro de masas (CM)	Fuerzas en los niveles (F)	Cortante de entrepiso (V)	
$x_{cm} := \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	$F_n := \begin{bmatrix} 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \end{bmatrix}$	$V := \begin{bmatrix} 72 \\ 64.8 \\ 50.4 \\ 28.8 \end{bmatrix}$	

Donde cada fila ordenada de arriba hacia abajo corresponde al nivel uno hasta el nivel 4.

La matriz de rigidez lateral que corresponde a cada uno de los marcos fue:

MATRICES DE RIGIDEZ LATERAL DE LOS MARCOS

$$\begin{aligned}
 KD_1 &:= \begin{bmatrix} 149.00 & -83.70 & 17.90 & -2.11 \\ -83.70 & 132.00 & -80.00 & 14.50 \\ 17.90 & -80.00 & 124.00 & -59.30 \\ -2.11 & 14.50 & -59.30 & 46.50 \end{bmatrix} & KD_2 &:= \begin{bmatrix} 284.00 & -168.00 & 49.00 & -7.31 \\ -168.00 & 236.00 & -150.00 & 33.60 \\ 49.00 & -150.00 & 200.00 & -89.10 \\ -7.31 & 33.60 & -89.10 & 61.20 \end{bmatrix} \\
 KD_5 &:= \begin{bmatrix} 425.00 & -253.00 & 76.40 & -11.60 \\ -253.00 & 351.00 & -228.00 & 54.00 \\ 76.40 & -228.00 & 301.00 & -134.00 \\ -11.60 & 54.00 & -134.00 & 89.40 \end{bmatrix} & KD_3 &:= KD_2 \\
 & & KD_4 &:= KD_1 & KD_7 &:= KD_1 \\
 & & KD_6 &:= KD_1 & KD_8 &:= KD_1
 \end{aligned}$$

Como puede observarse, estas matrices se encuentran numeradas del 1 al 8. Los ejes que se muestran en la figura 5.2.2 muestran un orden alfabético para los ejes horizontales mientras que para los ejes verticales se utiliza un orden numérico. La numeración de los ejes se realizó de la siguiente forma para poder hacer un análisis mediante el programa utilizado más eficiente:

“se consideró que todos los ejes tuvieran un orden numérico por lo cual, la numeración comienza con el eje horizontal inferior y continúa incrementando en orden ascendente. Al terminar la numeración de los ejes horizontales se continúa con los ejes verticales de izquierda a derecha de tal forma que A=1, B=2, C=3, D=4, 1=5, 2=6, 3=7, 4=8.

Finalmente, los cosenos directores así como las distancias a cada uno de los marcos a partir de un punto arbitrario en común son:

Cosenos directores y distancia a los marcos

$$\begin{aligned}
 ux &:= \begin{bmatrix} u_{xx} \\ u_{xy} \end{bmatrix} & u_{xx} &:= \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \end{bmatrix} & u_{xy} &:= \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \\ 1.00 \end{bmatrix} & r &:= \begin{bmatrix} 0 \\ -5.00 \\ -10.00 \\ -15.00 \\ 0 \\ 5.00 \\ 10.00 \\ 15.00 \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

De esta forma ya podemos obtener la matriz de rigidez global del edificio, donde las submatrices que corresponden a las ecuaciones 5.1.3 a 5.1.11 son las que se muestran a continuación.

Estas submatrices son las mismas que se integrarán a la ecuación 5.1.1 para poder crear la matriz de rigidez global

DESARROLLO DEL PROBLEMA

Matriz de rigidez global del edificio

$$K_{xx} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot u_{xx_j}^2 \right) = \begin{bmatrix} 866.00 & -503.40 & 133.80 & -18.84 \\ -503.40 & 736.00 & -460.00 & 96.20 \\ 133.80 & -460.00 & 648.00 & -296.80 \\ -18.84 & 96.20 & -296.80 & 215.40 \end{bmatrix}$$

$$K_{yy} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot u_{xy_j}^2 \right) = \begin{bmatrix} 872.00 & -504.10 & 130.10 & -17.93 \\ -504.10 & 747.00 & -468.00 & 97.50 \\ 130.10 & -468.00 & 673.00 & -311.90 \\ -17.93 & 97.50 & -311.90 & 228.90 \end{bmatrix}$$

$$K_{xy} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot u_{xy_j} \cdot u_{xx_j} \right) = \begin{bmatrix} 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \\ 0.00 & 0.00 & 0.00 & 0.00 \end{bmatrix}$$

$$K_{x\theta} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot u_{xx_j} \cdot r_j \right) = \begin{bmatrix} -6495.00 & 3775.50 & -1003.50 & 141.30 \\ 3775.50 & -5520.00 & 3450.00 & -721.50 \\ -1003.50 & 3450.00 & -4860.00 & 2226.00 \\ 141.30 & -721.50 & 2226.00 & -1615.50 \end{bmatrix}$$

$$K_{y\theta} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot u_{xy_j} \cdot r_j \right) = \begin{bmatrix} 4470.00 & -2511.00 & 537.00 & -63.30 \\ -2511.00 & 3960.00 & -2400.00 & 435.00 \\ 537.00 & -2400.00 & 3720.00 & -1779.00 \\ -63.30 & 435.00 & -1779.00 & 1395.00 \end{bmatrix}$$

$$K_{\theta\theta} := \sum_{j=1}^{NM} \left(KD_j \cdot r_j^2 \right) = \begin{bmatrix} 1.21 \cdot 10^5 & -69127.50 & 16417.50 & -2127.00 \\ -69127.50 & 1.05 \cdot 10^5 & -64750.00 & 12537.50 \\ 16417.50 & -64750.00 & 96300.00 & -45235.00 \\ -2127.00 & 12537.50 & -45235.00 & 34387.50 \end{bmatrix}$$

Por simetría tenemos que:

$$K_{yx} := K_{xy} \quad K_{\theta x} := K_{x\theta} \quad K_{\theta y} := K_{y\theta}$$

Matriz global de rigidez

$$K := \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad \begin{aligned} F1 &:= \text{augment}(K_{xx}, K_{xy}, K_{x\theta}) & F2 &:= \text{augment}(K_{yx}, K_{yy}, K_{y\theta}) \\ F3 &:= \text{augment}(K_{\theta x}, K_{\theta y}, K_{\theta\theta}) \\ K_{global} &:= \text{stack}(F1, F2, F3) \end{aligned}$$

Con esta matriz ensamblada nos es posible determinar el centro de torsión en el nivel.

Obtención del centro de Torsión en el Nivel

Sismo paralelo a la dirección "x"

Condiciones que deben cumplirse:

$$\theta = 0 \quad F_x \neq 0 \quad F_y = 0$$

$$\begin{bmatrix} F_x \\ 0 \\ M_{ox} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix}$$

Obtenidos u y v, se obtienen los momentos para que el nivel no rote:

La coordenada del centro de torsión se obtiene calculando el momento que produciría la fuerza en ese nivel e igualando:

$$M_{ox} = K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta y} \cdot v \qquad M_{ox} = -F_x \cdot Y_{ct} \qquad Y_{ct} = -\frac{M_{ox}}{F_x}$$

$$K_{tx} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \qquad K_{tx1} := \text{augment}(K_{xx}, K_{xy}) \qquad K_{tx2} := \text{augment}(K_{yx}, K_{yy})$$

$$K_{tx} := \text{stack}(K_{tx1}, K_{tx2})$$

Como puede observarse en este paso, consideramos las fuerzas necesarias para que una vez que actúe la fuerza sísmica el edificio únicamente se traslade sin producir rotación alguna por lo que supondremos que la fuerza en la dirección perpendicular a la analizada sea nula. Con esto se determinarán los desplazamientos producidos y así poder determinar el momento actuante para después determinar la coordenada del centro de torsión en "y".

$$\begin{bmatrix} u \\ 1 \\ u \\ 2 \\ u \\ 3 \\ u \\ 4 \\ v \\ 1 \\ v \\ 2 \\ v \\ 3 \\ v \\ 4 \end{bmatrix} := K_{tx}^{-1} \cdot F_x = \begin{bmatrix} 0.32 \\ 0.81 \\ 1.22 \\ 1.48 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \end{bmatrix} \qquad u = \begin{bmatrix} 0.32 \\ 0.81 \\ 1.22 \\ 1.48 \end{bmatrix} \qquad v = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \end{bmatrix}$$

Coordenadas del centro de torsión en el edificio:

$$M_{ox} := K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta y} \cdot v = \begin{bmatrix} -54.00 \\ -108.00 \\ -162.00 \\ -216.00 \end{bmatrix}$$

$$Y_{ct} := -\frac{M_{ox}}{F_x} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$$

Estos mismos pasos se repetirán para el sentido en y para determinar la coordenada en "x".

Sismo paralelo a la dirección "y"

Condiciones que deben cumplirse:

$$\theta = 0 \quad F_x = 0 \quad F_y \neq 0$$

Resolviendo el sistema:

$$\begin{bmatrix} 0 \\ F_y \\ M_{oy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} F_y \\ M_{oy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix}$$

Obtenidos u y v, se obtienen los momentos para que el nivel no rote:

La coordenada del centro de torsión se obtiene calculando el momento que produciría la fuerza en ese nivel e igualando:

$$M_{oy} = K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta y} \cdot v$$

$$M_{oy} = -F_y \cdot x_{ct}$$

$$x_{ct} = -\frac{M_{oy}}{F_y}$$

$$K_{ty} = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix}$$

$$K_{ty1} := \text{augment}(K_{xx}, K_{xy}) \quad K_{ty2} := \text{augment}(K_{yx}, K_{yy})$$

$$K_{ty} := \text{stack}(K_{ty1}, K_{ty2})$$

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \end{bmatrix}$$

$$:= K_{ty}^{-1} \cdot F_y = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.31 \\ 0.76 \\ 1.15 \\ 1.39 \end{bmatrix}$$

$$u = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \end{bmatrix}$$

$$v = \begin{bmatrix} 0.31 \\ 0.76 \\ 1.15 \\ 1.39 \end{bmatrix}$$

Coordenadas del centro de torsión en el edificio:

$$M_{oy} := K_{\theta x} \cdot u + K_{\theta y} \cdot v = \begin{bmatrix} -16.59 \\ 105.27 \\ 129.96 \\ 207.74 \end{bmatrix}$$

$$x_{ct} := \frac{\overrightarrow{M_{oy}}}{F_n} = \begin{bmatrix} -2.30 \\ 7.31 \\ 6.02 \\ 7.21 \end{bmatrix}$$

Donde estas coordenadas vistas en planta son como se muestran en la ilustración 5.2.3, las cuales usaremos para poder encontrar el centro de torsión en el entrepiso.

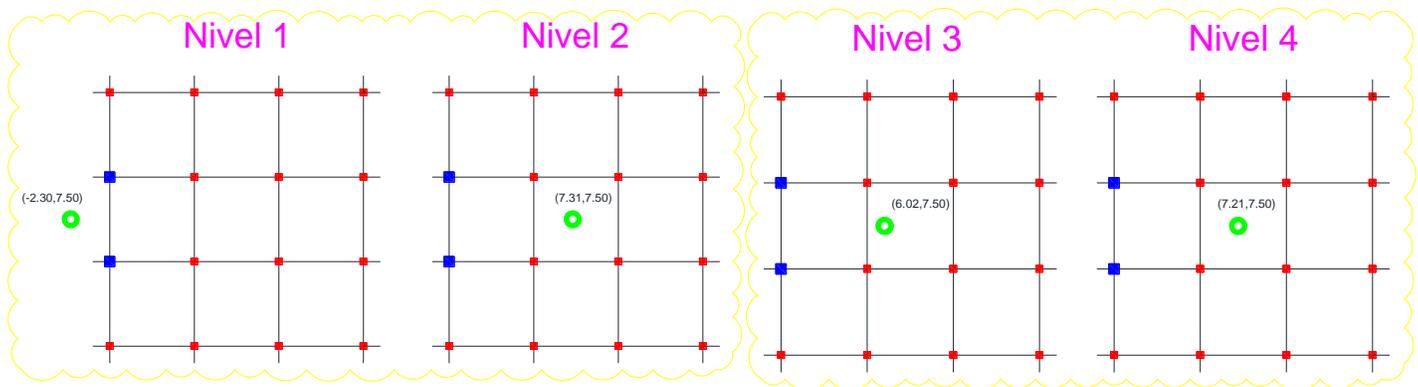


Figura 5.2.3 Centro de torsión en niveles.

Entonces, para poder encontrar el centro de cortante en el entrepiso se aplicará la siguiente ecuación para cada uno de los ejes coordenados, "x" e "y":

$$x_{cte} = \frac{\sum_j^{NL} F_n * X_{CT}}{V_i} \quad y_{cte} = \frac{\sum_j^{NL} F_n * Y_{CT}}{V_i}$$

Donde:

NL es el número de niveles

F_n es la fuerza de inercia producida por el sismo

V es el cortante en el entrepiso

X_{CT} , Y_{CT} son las coordenadas del centro de torsión en el nivel

Una vez dicho esto los resultados obtenidos fueron:

Obtención del centro de torsión en el entrepiso:

Entrepiso 1 $i := 1$

$$x_{cte}_i := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n \cdot x_{ct}_j}{V_i}$$

$$x_{cte}_i = 5.92$$

$$y_{cte}_i := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n \cdot y_{ct}_j}{V_i}$$

$$y_{cte}_i = 7.50$$

Entrepiso 2 $i := 2$

$$x_{cte}_i := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n \cdot x_{ct}_j}{V_i}$$

$$x_{cte}_i = 6.84$$

$$y_{cte}_i := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n \cdot y_{ct}_j}{V_i}$$

$$y_{cte}_i = 7.50$$

Entrepiso 3**i := 3**

$$x_{cte\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot x_{ct\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cte\ i} = 6.70$$

$$y_{cte\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot y_{ct\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cte\ i} = 7.50$$

Entrepiso 4**i := 4**

$$x_{cte\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot x_{ct\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cte\ i} = 7.21$$

$$y_{cte\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot y_{ct\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cte\ i} = 7.50$$

Entonces, si aplicamos las ecuaciones 5.1.12 y 5.1.13 para conocer el centro de cortante que está en función del centro de masa obtenemos los siguientes resultados:

Centro de cortante en entrepiso:**Entrepiso 1****i := 1**

$$x_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot x_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cc\ i} = 7.50$$

$$y_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot y_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cc\ i} = 7.50$$

Entrepiso 2**i := 2**

$$x_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot x_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cc\ i} = 7.50$$

$$y_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_n\ j \cdot y_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cc\ i} = 7.50$$

Entrepiso 3

i := 3

$$x_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_{n\ j} \cdot x_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cc\ i} = 7.50$$

$$y_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_{n\ j} \cdot y_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cc\ i} = 7.50$$

Entrepiso 4

i := 4

$$x_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_{n\ j} \cdot x_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$x_{cc\ i} = 7.50$$

$$y_{cc\ i} := \frac{\sum_{j=i}^{NL} F_{n\ j} \cdot y_{cm\ j}}{V\ i}$$

$$y_{cc\ i} = 7.50$$

Por lo tanto, en forma de resumen tenemos los siguientes resultados

Momentos de diseño considerando la norma por torsión del RCCDM

Datos

$$x_{cte} = \begin{bmatrix} 5.92 \\ 6.84 \\ 6.70 \\ 7.21 \end{bmatrix} \quad y_{cte} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix} \quad x_{cc} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix} \quad y_{cc} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} 72.00 \\ 64.80 \\ 50.40 \\ 28.80 \end{bmatrix}$$

Entonces, considerando los efectos de torsión por las NTCsismo-2004 tenemos que:

Según las NTC_sismo del 2004, nos dice que:

"La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, es, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte mas desfavorable de las siguientes:

$$1.5 \cdot e_s + 0.1 \cdot b \quad \text{o} \quad e_s - 0.1 \cdot b$$

donde "b" es la dimensión en planta que se considera medida perpendicularmente a la acción sísmica.

	V	Xcc	Ycc	Xcte	Ycte	esx	esy	esdx1	esdy1	esdx2	esdy2
Entrepiso	[Ton]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	72	7.5	7.5	5.92	7.5	1.58	0	3.87	1.5	0.08	-1.5
2	64.8	7.5	7.5	6.84	7.5	0.66	0	2.5	1.5	-0.84	-1.5
3	50.4	7.5	7.5	6.7	7.5	0.8	0	2.7	1.5	-0.7	-1.5
4	28.8	7.5	7.5	7.21	7.5	0.29	0	1.93	1.5	-1.21	-1.5

es: excentricidad estructural
esd: excentricidad de diseño

	My1_e	My2_e	Mx1_e	Mx2_e	My1_n	My2_n	Mx1_n	Mx2_n
Entrepiso	[Ton-m]							
1	704.81	432	648	432	100.09	43.2	-64.8	-43.2
2	604.71	388.8	583.2	388.8	130.96	86.4	-129.6	-86.4
3	473.75	302.4	453.6	302.4	210.42	129.6	-194.4	-129.6
4	263.33	172.8	259.2	172.8	263.33	172.8	-259.2	-172.8

M_e: Momento de diseño en el entrepiso
M_n: Momento de diseño en el nivel

Ahora bien, si reproducimos esto mismo y aplicamos las NTCsismo-2020 obtendremos los siguiente:

Se hace la aclaración de que los lugares geométricos calculados serán los mismos, solo al determinar las excentricidades es donde se obtienen resultados diferentes.

Según las NTC_sismo del 2017, nos dice que:

"La excentricidad torsional, es, calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en el. Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resule mas desfavorable de las siguientes:

$$1.5 \cdot e_s + e_a \quad \text{o} \quad e_s - e_a$$

donde:

"e_a" es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica. esta excentricidad en la dirección perpendicular a la de análisis en el i-ésimo entrepiso debe calcularse como sigue:

$$e_a = \left(0.05 + \frac{0.05 \cdot (i-1)}{n-1} \right) \cdot b$$

"b" es la dimensión del i-ésimo piso en la dirección perpendicular a la direccipon de análisis

"n" es el número de pisos del sistema estructural.

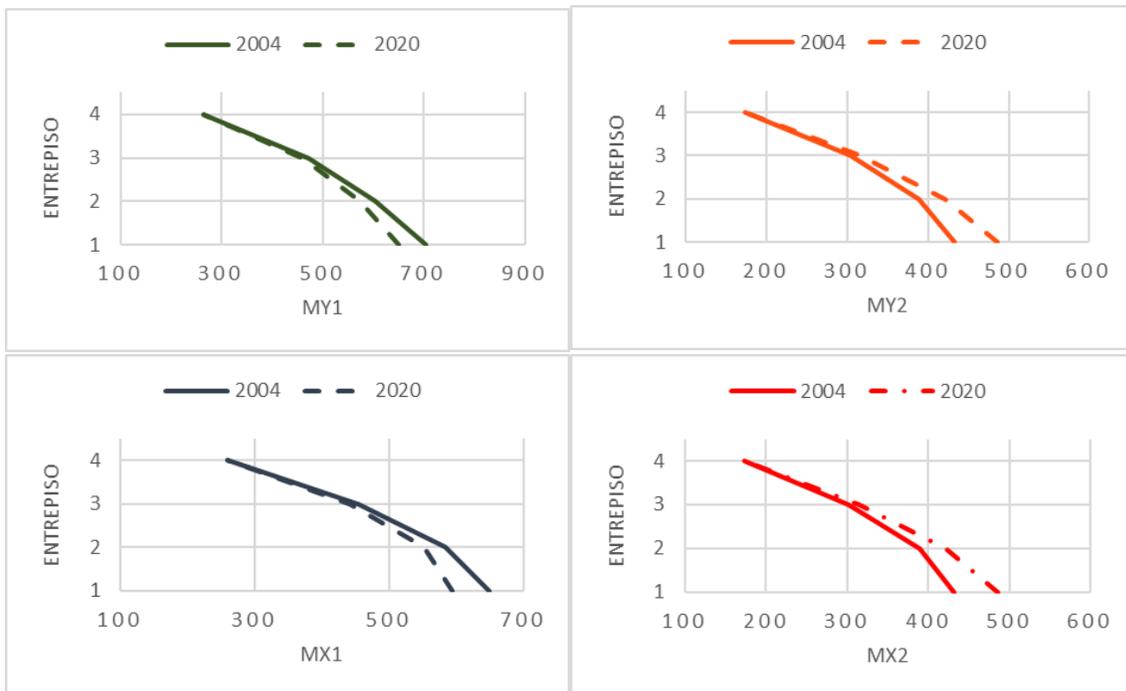
	V	Xcc	Ycc	Xcte	Ycte	esx	esy	esdx1	esdy1	esdx2	esdy2
Entrepiso	[Ton]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	72	7.5	7.5	5.92	7.5	1.58	0	3.12	0.75	0.83	-0.75
2	64.8	7.5	7.5	6.84	7.5	0.66	0	2	1	-0.34	-1
3	50.4	7.5	7.5	6.7	7.5	0.8	0	2.45	1.25	-0.45	-1.25
4	28.8	7.5	7.5	7.21	7.5	0.29	0	1.93	1.5	-1.21	-1.5

es: excentricidad estructural
esd: excentricidad de diseño

	My1_e	My2_e	Mx1_e	Mx2_e	My1_n	My2_n	Mx1_n	Mx2_n
Entrepiso	[Ton-m]							
1	650.81	486	594	486	94.69	48.6	-59.4	94.69
2	572.31	421.2	550.8	421.2	123.76	93.6	-122.4	123.76
3	461.15	315	441	315	205.02	135	-189	205.02
4	263.33	172.8	259.2	172.8	263.33	172.8	-259.2	263.33

M_e: Momento de diseño en el entrepiso
M_n: Momento de diseño en el nivel

Entonces, si comparamos los resultados obtenidos con el reglamento del 2004 y del 2020 obtenemos lo siguiente:



Como podemos observar, el no considerar una variación uniforme de la excentricidad accidental a lo largo de la altura del edificio como lo hace el reglamento del 2004 nos conduce a resultados más conservadores.

Se podría decir que esta variación es aceptable ya que como lo menciona García en el 2015, "la excentricidad accidental es útil solamente para el diseño". Esto es debido a que su naturaleza es variable, por tanto, cualquier valor considerado será una aproximación determinista.

Es importante hacer la observación de lo que sucede en los momentos de diseño que se producen en el nivel, así como los producidos en los entrepisos. Para el caso del reglamento del 2004 podemos observar que determinamos en primera instancia los momentos que se producen en cada entrepiso obteniendo los valores mostrados en la tabla 5.2.1, estos momentos, como pudo observarse en

Entrepiso	My1_e [Ton-m]	My2_e [Ton-m]	Mx1_e [Ton-m]	Mx2_e [Ton-m]
1	704.81	432	648	432
2	604.71	388.8	583.2	388.8
3	473.75	302.4	453.6	302.4
4	263.33	172.8	259.2	172.8

Tabla 5.2.1 Momentos de diseño en entrepisos

el desarrollo del ejercicio, están en función del centro de cortante y centro de torsión en los entrepisos. Si nosotros quisiéramos obtener los momentos de diseño que se producen en los niveles ocuparíamos los centros de masa y centros de torsión en los niveles y repetiríamos el mismo proceso. Sin

embargo, debido a la relación que existe entre niveles y entrepisos para el caso de las NTC-2004, podemos obtener de una forma muy directa los momentos de diseño en los niveles. La relación que se comenta está en función de la diferencia de los momentos de diseño que se encuentran en los niveles inmediatos superior e inferior del nivel en cuestión. Para poder tener de forma más clara este último párrafo, véase la obtención de los momentos torsionantes para el mismo edificio en el desarrollo siguiente:

Coordenadas centro de masa	Coordenadas centro de torsión (Nivel)	Fuerzas sísmicas
$x_{cm} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	$y_{cm} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	$F_n = \begin{bmatrix} 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \end{bmatrix}$
$x_{ct} = \begin{bmatrix} -2.30 \\ 7.31 \\ 6.02 \\ 7.21 \end{bmatrix}$	$y_{ct} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	
Dimensiones en planta $bx = 15.00 \quad by = 15.00$		

Cálculo de excentricidades

Excentricidad natural

$$es_x := x_{cm} - x_{ct} = \begin{bmatrix} 9.80 \\ 0.19 \\ 1.48 \\ 0.29 \end{bmatrix}$$

$$es_y := y_{cm} - y_{ct} = \begin{bmatrix} 1 \cdot 10 & -12 \\ -9 \cdot 10 & -13 \\ 6 \cdot 10 & -13 \\ -2 \cdot 10 & -13 \end{bmatrix}$$

Excentricidad de diseño

Nivel $i := 1$

$$edx_{1_Nivel1} := es_x_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = 16.21 \quad edy_{1_Nivel1} := es_y_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = 1.50$$

$$edx_{2_Nivel1} := es_x_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = 8.30 \quad edy_{2_Nivel1} := es_y_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = -1.50$$

Nivel $i := 2$

$$edx_{1_Nivel2} := es_x_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = 1.78 \quad edy_{1_Nivel2} := es_y_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = 1.50$$

$$edx_{2_Nivel2} := es_x_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = -1.31 \quad edy_{2_Nivel2} := es_y_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = -1.50$$

Nivel $i := 3$

$$edx_{1_Nivel3} := es_x_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = 3.72 \quad edy_{1_Nivel3} := es_y_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = 1.50$$

$$edx_{2_Nivel3} := es_x_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = -0.02 \quad edy_{2_Nivel3} := es_y_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = -1.50$$

Nivel $i := 4$

$$edx_{1_Nivel4} := es_x_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = 1.93 \quad edy_{1_Nivel4} := es_y_{i1} \cdot \left(1.5 + \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = 1.50$$

$$edx_{2_Nivel4} := es_x_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot bx}{es_x_{i1}} \right) = -1.21 \quad edy_{2_Nivel4} := es_y_{i1} \cdot \left(1.0 - \frac{0.1 \cdot by}{es_y_{i1}} \right) = -1.50$$

Momentos de diseño en el nivel

Nivel $i := 1$

$$Mx1_{Nivel_1} := -F_n_{i1} \cdot \left(y_{ct\ i1} + edy_{1_Nivel1} \right) = -64.80$$

$$My1_{Nivel_1} := F_n_{i1} \cdot \left(x_{ct\ i1} + edx_{1_Nivel1} \right) = 100.09$$

$$Mx2_{Nivel_1} := -F_n_{i1} \cdot \left(y_{ct\ i1} + edy_{2_Nivel1} \right) = -43.20$$

$$My2_{Nivel_1} := F_n_{i1} \cdot \left(x_{ct\ i1} + edx_{2_Nivel1} \right) = 43.20$$

Nivel $i := 2$

$$Mx1_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{1_Nivel2} \right) = -129.60$$

$$My1_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{1_Nivel2} \right) = 130.96$$

$$Mx2_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{2_Nivel2} \right) = -86.40$$

$$My2_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{2_Nivel2} \right) = 86.40$$

Nivel $i := 3$

$$Mx1_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{1_Nivel3} \right) = -194.40$$

$$My1_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{1_Nivel3} \right) = 210.42$$

$$Mx2_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{2_Nivel3} \right) = -129.60$$

$$My2_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{2_Nivel3} \right) = 129.60$$

Nivel $i := 4$

$$Mx1_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{1_Nivel4} \right) = -259.20$$

$$My1_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{1_Nivel4} \right) = 263.33$$

$$Mx2_{Nivel_2} := -F_n \cdot \left(y_{ct \ i \ 1} + edy_{2_Nivel4} \right) = -172.80$$

$$My2_{Nivel_2} := F_n \cdot \left(x_{ct \ i \ 1} + edx_{2_Nivel4} \right) = 172.80$$

Si quisiéramos visualizar esta información de manera resumida por nivel, tendríamos la siguiente tabla. Donde los momentos están dados en Ton-m:

Nivel	Mx1	My1	Mx2	My2
1	-64.8	100.09	-43.2	43.2
2	-129.6	130.96	-86.4	86.4
3	-194.4	210.42	-129.6	129.6
4	-259.2	263.33	-172.8	172.8

Podríamos decir que esta forma en que se determinaron los momentos es la forma correcta de calcularlos ya que tomamos en consideración el centro de

masa correspondiente de cada nivel, así como sus centros de torsión. Si utilizamos la diferencia de los momentos de entrepiso, que sería la forma resumida o rápida para determinar los momentos torsionantes por nivel, obtendríamos los mismos resultados. Por ejemplo:

Entrepiso	My1_e	My2_e	Mx1_e	Mx2_e	Nivel	Mx1	My1	Mx2	My2
	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]					
1	704.81	432	648	432	1	-64.8	100.09	-43.2	43.2
2	604.71	388.8	583.2	388.8	2	-129.6	130.96	-86.4	86.4
3	473.75	302.4	453.6	302.4	3	-194.4	210.42	-129.6	129.6
4	263.33	172.8	259.2	172.8	4	-259.2	263.33	-172.8	172.8

Momento Superior Momento Inferior
Momento Superior Momento Inferior

Ahora bien, para el caso del reglamento de 2017 esta relación de momentos de entrepiso y momentos en el nivel no se cumple ya que como se ha discutido la variación de la excentricidad accidental aumenta desde 0.05b en el primer nivel hasta 0.1b en el último nivel, esto puede verse como sigue, en primera instancia se muestra el proceso de la forma correcta de calcular la torsión seguido de la diferencia de momentos en los entrepisos:

Coordenadas centro de masa	Coordenadas centro de torsión (Nivel)	Fuerzas sísmicas
$x_{cm} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	$y_{cm} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$	$F_n = \begin{bmatrix} 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \end{bmatrix}$
	$x_{ct} = \begin{bmatrix} -2.30 \\ 7.31 \\ 6.02 \\ 7.21 \end{bmatrix}$	$y_{ct} = \begin{bmatrix} 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \\ 7.50 \end{bmatrix}$
Dimensiones en planta bx = 15.00 by = 15.00		
Cálculo de excentricidades		
Excentricidad natural		Excentricidad accidental
$es_x := x_{cm} - x_{ct} = \begin{bmatrix} 9.80 \\ 0.19 \\ 1.48 \\ 0.29 \end{bmatrix}$		$es_y := y_{cm} - y_{ct} = \begin{bmatrix} 1.10 & -12 \\ -9.10 & -13 \\ 6.10 & -13 \\ -2.10 & -13 \end{bmatrix}$
		$e_{a_x} = \begin{bmatrix} 0.75 \\ 1.00 \\ 1.25 \\ 1.50 \end{bmatrix}$
		$e_{a_y} = \begin{bmatrix} 0.75 \\ 1.00 \\ 1.25 \\ 1.50 \end{bmatrix}$
Nivel i := 1		
$edx_{1_Nivel1} := 1.5 \cdot es_x_{i1} + e_{a_x}_{i1} = 15.46$		$edy_{1_Nivel1} := 1.5 \cdot es_y_{i1} + e_{a_y}_{i1} = 0.75$
$edx_{2_Nivel1} := es_x_{i1} - e_{a_x}_{i1} = 9.05$		$edy_{2_Nivel1} := es_y_{i1} - e_{a_y}_{i1} = -0.75$

Nivel $i := 2$

$$edx_{1_Nivel2} := 1.5 \cdot es_{x_{i1}} + e_{a_x_{i1}} = 1.28 \quad edy_{1_Nivel2} := 1.5 \cdot es_{y_{i1}} + e_{a_y_{i1}} = 1.00$$

$$edx_{2_Nivel2} := es_{x_{i1}} - e_{a_x_{i1}} = -0.81 \quad edy_{2_Nivel2} := es_{y_{i1}} - e_{a_y_{i1}} = -1.00$$

Nivel $i := 3$

$$edx_{1_Nivel3} := 1.5 \cdot es_{x_{i1}} + e_{a_x_{i1}} = 3.47 \quad edy_{1_Nivel3} := 1.5 \cdot es_{y_{i1}} + e_{a_y_{i1}} = 1.25$$

$$edx_{2_Nivel3} := es_{x_{i1}} - e_{a_x_{i1}} = 0.23 \quad edy_{2_Nivel3} := es_{y_{i1}} - e_{a_y_{i1}} = -1.25$$

Nivel $i := 4$

$$edx_{1_Nivel4} := 1.5 \cdot es_{x_{i1}} + e_{a_x_{i1}} = 1.93 \quad edy_{1_Nivel4} := 1.5 \cdot es_{y_{i1}} + e_{a_y_{i1}} = 1.50$$

$$edx_{2_Nivel4} := es_{x_{i1}} - e_{a_x_{i1}} = -1.21 \quad edy_{2_Nivel4} := es_{y_{i1}} - e_{a_y_{i1}} = -1.50$$

Momentos de diseño en el nivel**Nivel** $i := 1$

$$Mx1_{Nivel_1} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{1_Nivel1}) = -59.40$$

$$My1_{Nivel_1} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{1_Nivel1}) = 94.69$$

$$Mx2_{Nivel_1} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{2_Nivel1}) = -48.60$$

$$My2_{Nivel_1} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{2_Nivel1}) = 48.60$$

Nivel $i := 2$

$$Mx1_{Nivel_2} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{1_Nivel2}) = -122.40$$

$$My1_{Nivel_2} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{1_Nivel2}) = 123.76$$

$$Mx2_{Nivel_2} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{2_Nivel2}) = -93.60$$

$$My2_{Nivel_2} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{2_Nivel2}) = 93.60$$

Nivel i := 3

$$Mx1_{Nivel_3} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{1_{Nivel3}}) = -189.00$$

$$My1_{Nivel_3} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{1_{Nivel3}}) = 205.02$$

$$Mx2_{Nivel_3} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{2_{Nivel3}}) = -135.00$$

$$My2_{Nivel_3} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{2_{Nivel3}}) = 135.00$$

Nivel i := 4

$$Mx1_{Nivel_4} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{1_{Nivel4}}) = -259.20$$

$$My1_{Nivel_4} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{1_{Nivel4}}) = 263.33$$

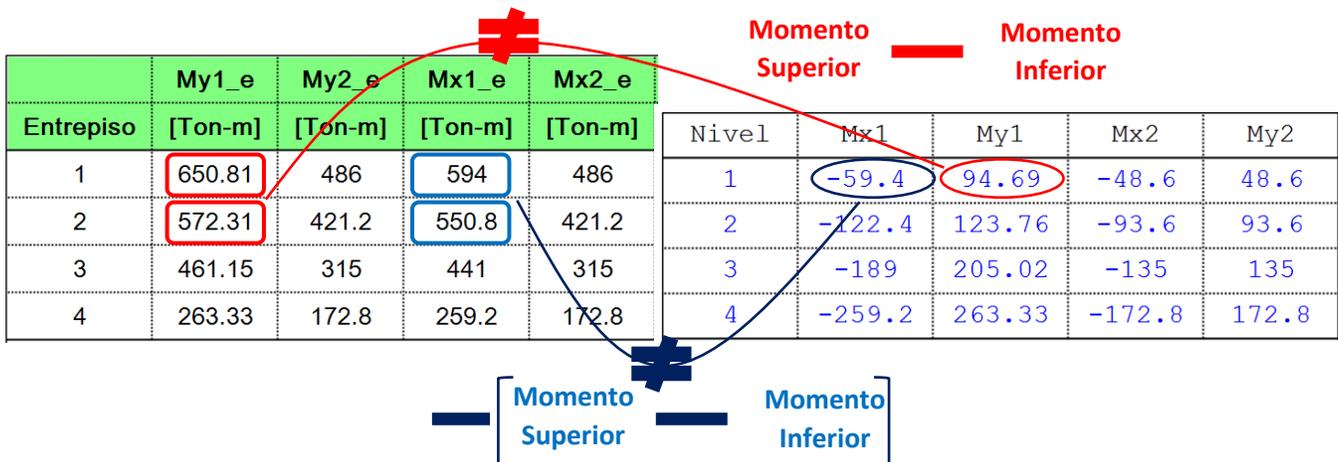
$$Mx2_{Nivel_4} := -F_{n_{i1}} \cdot (y_{ct_{i1}} + edy_{2_{Nivel4}}) = -172.80$$

$$My2_{Nivel_4} := F_{n_{i1}} \cdot (x_{ct_{i1}} + edx_{2_{Nivel4}}) = 172.80$$

Si quisiéramos visualizar esta información de manera resumida por nivel, tendríamos la siguiente tabla. Donde los momentos están dados en Ton-m:

Nivel	Mx1	My1	Mx2	My2
1	-59.4	94.69	-48.6	48.6
2	-122.4	123.76	-93.6	93.6
3	-189	205.02	-135	135
4	-259.2	263.33	-172.8	172.8

Podemos observar que estos momentos calculados ya no son igual a la diferencia de momentos en los entrepisos por la variación del centro de torsión que aumenta con respecto a la altura, por ejemplo:



Por lo tanto, podemos concluir que no existe una relación directa entre los momentos que se generan en el entrepiso y los momentos que se obtienen en el nivel (como lo hacía el reglamento del 2004) por lo tanto, a partir del reglamento del 2017, es necesario considerar únicamente los momentos que se producen en los distintos entrepisos.

Una vez comentada la normatividad, así como la forma de analizar las edificaciones con respecto a la torsión generada en el nivel y el entrepiso se presentan los casos de estudio que son como se presentan en el capítulo siguiente:

6.0 CASO DE ESTUDIO

Se presentan 4 estructuras diferentes en las cuales se evaluará su comportamiento y de esta forma caracterizar los tipos de asimetría que puedan llegar a presentarse, ya sea, asimetría por rigidez o por masa. La respuesta obtenida para cada una de las estructuras analizadas se realizará mediante un análisis lineal.

Para este trabajo se considerarán edificios de 4 y 6 niveles debido a que en el sismo del 2017 los edificios que sufrieron la mayor cantidad de daños oscilaban en estos niveles. Para considerar los efectos de sitio, se tomará en cuenta que el edificio de 6 niveles se desplantará sobre un suelo tipo I, mientras que para los edificios de 4 niveles los desplantaremos en un terreno tipo II. Para esto, el uso que le daremos a estos edificios será de oficinas.

Cada uno de los modelos presentará una estructuración diferente, sin embargo, su geometría en planta será simétrica.

El hecho de que se pretenda analizar cuatro estructuras diferentes es para poder observar de forma clara el comportamiento de una estructura simétrica tanto en masas como en rigideces versus una estructura que presenta las mismas condiciones, pero con un nivel de asimetría considerable, ya sea en rigideces o en masas. De esta forma, tendremos un edificio de 4 y 6 niveles en donde se supondrá que no presentan algún grado de asimetría y su respuesta se comparará con un edificio de 4 niveles que presente una asimetría en masas constante en todos los niveles, la cual será del 10% de la dimensión en planta y un edificio de 6 niveles en el cual se considerará una asimetría en rigideces por la presencia de muros en algún punto estratégico.

Para poder realizar estos análisis, así como el modelado, se utilizará el software comercial Etabs en su versión 20.0.0.

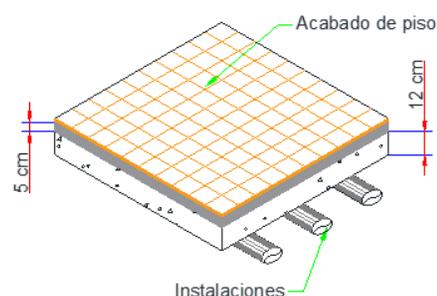
Las cargas consideradas para realizar únicamente el predimensionamiento, así como los materiales y dimensiones preliminares, son como que se muestran a continuación:

Cargas unitarias (Cargas Muertas)

Cargas unitarias en entrapiso

Material	Esp. [m]	Peso Esp. [kg/m ³]	Peso [kg/m ²]
Losa de concreto	0.12	2,400.00	288.00
Firme de Concreto	0.05	2,200.00	110.00
Peso de instalaciones	-	-	15.00
Acabado piso	-	-	20.00
Carga muerta adicional por Reglamento			40.00
		Suma=	473.00

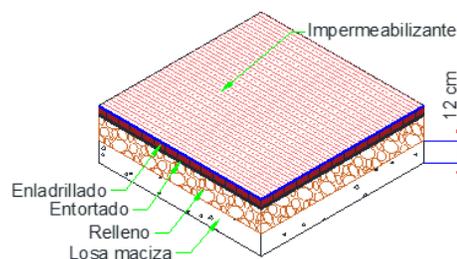
**Considerando que el peso de la losa lo calcula el programa:* $Scp= 185.00$



Cargas unitarias en Azotea

Material	Esp. [m]	Peso Esp. [kg/m ³]	Peso [kg/m ²]
Losa de concreto	0.12	2,400.00	288.00
Impermeabilizante	-	-	5.00
Relleno	0.10	1,200.00	120.00
Mortero	0.03	2,100.00	63.00
Peso de instalaciones	-	-	15.00
Carga muerta adicional por Reglamento			40.00
		Suma=	531.00

**Considerando que el peso de la losa lo calcula el programa:* $Scp= 243.00$



Cargas unitarias (Cargas Vivas)

Tabla 6.1.1 "Cargas vivas unitarias, kg/m²)

DESTINO DE PISO O CUBIERTA	W	Wa	Wm
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	80	100	190
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, sal)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Materiales:

Material	f _c [kg/cm ²]	f' _c [kg/cm ²]	f _y [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]
Concreto	250.00	212.50	-	221,359.44
Acero Ref.	-	-	4,200.00	2,030,000.00

Predimensionamiento: El código ACI-318 maneja los siguientes espesores mínimos:

Predimensionamiento de elementos				
Vigas				
Miembro	Espesor mínimo h			
	Simplemente apoyado	Un borde continuo	Ambos bordes continuos	Vigas en voladizo
Losas solidas en una dirección	ℓ/20	ℓ/24	ℓ/28	ℓ/10
Vigas o losas en una dirección con costilla	ℓ/16	ℓ/18.5	ℓ/21	ℓ/8

Longitud del claro

$$L_x := 8.00 \text{ m} \qquad h_x := \frac{L_x}{21} = 38.10 \text{ cm}$$

$$L_y := 7.00 \text{ m} \qquad h_y := \frac{L_y}{21} = 33.33 \text{ cm}$$

Las secciones más económicas para vigas cortas se obtienen cuando se presenta una relación d/b dentro de un rango de 1.5 a 2. Sin embargo, para claros largos, usualmente la altura puede ser de 3 o 4 veces los anchos.

$$h_{propuesta_x} := 70 \text{ cm} \qquad b_x := \frac{h_{propuesta_x}}{4} = 17.50 \text{ cm} \qquad b_{propuesta_x} := 20 \text{ cm}$$

$$h_{propuesta_y} := 70 \text{ cm} \qquad b_y := \frac{h_{propuesta_y}}{4} = 17.50 \text{ cm} \qquad b_{propuesta_y} := 20 \text{ cm}$$

Columnas	
	<p>Cargas consideradas:</p> <p>Azotea:</p> $W_{azotea_CM} := 531.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $W_{azotea_CV} := 100.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $W_{u_azotea} := 1.3 \cdot W_{azotea_CM} + 1.5 \cdot W_{azotea_CV}$ $W_{u_azotea} = 840.30 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Entrepiso:

$$W_{entrepiso_CM} := 473.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{entrepiso_CV} := 250.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$W_{u_entrepiso} := 1.3 \cdot W_{entrepiso_CM} + 1.5 \cdot W_{entrepiso_CV}$$

$$W_{u_entrepiso} = 989.90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

De esta forma el peso que estaría soportando cada columna será de:

- **Azotea**

$$\text{Losa: } Losa_a := (L_x \cdot L_y \cdot W_{u_azotea}) = 47056.80 \text{ kg}$$

$$\text{Viga: } Viga_a := (L_x + L_y) \cdot \left(h_{propuesta_x} \cdot b_{propuesta_x} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 5040.00 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Azotea: } W_{azotea} := Losa_a + Viga_a = 52.10 \text{ Ton}$$

- **Entrepiso tipo**

$$\text{Losa: } Losa_e := (L_x \cdot L_y \cdot W_{u_entrepiso}) = 55434.40 \text{ kg}$$

$$\text{Viga: } Viga_e := (L_x + L_y) \cdot \left(h_{propuesta_x} \cdot b_{propuesta_x} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 5040.00 \text{ kg}$$

$$\text{Columna: } Columna_e := 0.10 \cdot (Losa_e + Viga_e) = 6047.44 \text{ kg}$$

$$\text{Peso entrepiso: } W_{entrepiso} := Losa_e + Viga_e + Columna_e = 66.52 \text{ Ton}$$

- **Peso aproximado que cargará una columna**

#de entrepisos: 3

$$W_u := 3 \cdot W_{entrepiso} + W_{azotea} = 251.66 \text{ Ton}$$

Si consideramos que la resistencia a compresión del concreto es de $f'_c := 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

y que $f''_c := 0.85 \cdot f'_c = 212.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ tendríamos entonces que:

$$P_u := F_R \cdot (A_g \cdot f''_c + A_s \cdot F_y)$$

Por lo tanto calculando el área de concreto necesario y despreciando la contribución del acero tenemos que:

$$A_g := \frac{1.5 \cdot W_u}{F_R \cdot f''_c} = 1973.82 \text{ cm}^2$$

$$b_{calculado} := \sqrt{A_g} = 44.43 \text{ cm}$$

$$b_{columna_propuesto} := 50 \text{ cm}$$

$$h_{columna_propuesto} := b_{columna_propuesto}$$

6.1 Edificio de 4 niveles (Simétrico)

Como hipótesis para esta estructura, podemos decir que, al presentar una buena simetría, se comportará de una forma bastante estable ya que se considera una distribución uniforme de la masa en cada uno de sus niveles, y de rigideces en los elementos estructurales. Para realizar el diseño y análisis se considera la excentricidad accidental que establecen las NTCsismo 2017.

Como ya se comentó, la estructura es simétrica en planta, cuenta con 4 niveles con alturas de entrepiso de 3.3 metros cada una. En planta tenemos la distribución mostrada en la figura 6.1.1, en la cual puede observarse que contamos con 5 ejes verticales (espaciados a cada 8.00 metros) y 4 ejes horizontales (espaciados a cada 7 metros). Para la dimensión de cada uno de sus elementos, inicialmente se consideraron los resultados obtenidos del predimensionamiento, sin embargo, una vez obtenidos los elementos mecánicos reales se realizó el correcto diseño de cada elemento.

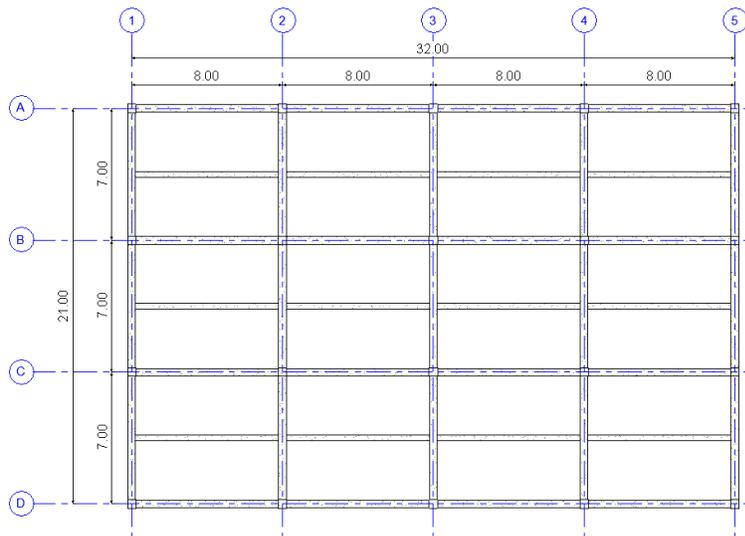


Figura 6.1.1 Planta tipo. Cotas en metros. (Fuente propia)

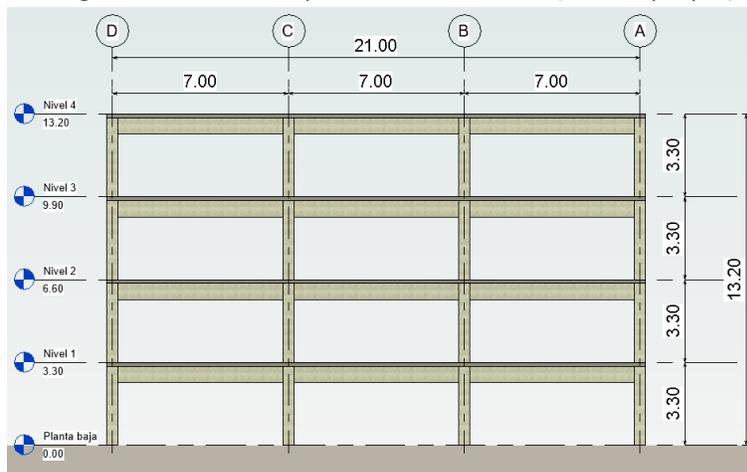


Figura 6.1.2 Elevación Eje 1. Cotas en metros. (Fuente propia)



Figura 6.1.3 Isométrico de la estructura. (Fuente propia)

6.2 Edificio de 4 Niveles (Asimétrico)

En este edificio, se pretende representar un caso en el que se tenga una asimetría debida a las masas. Para lograr este efecto, se desplaza el lugar geométrico del centro de masa de los niveles a una distancia igual a $0.2b$ en cada sentido de análisis, esto es en el eje "x" y "y".

La geometría en planta y elevación es exactamente la misma que para el caso del edificio de 4 niveles simétrico.

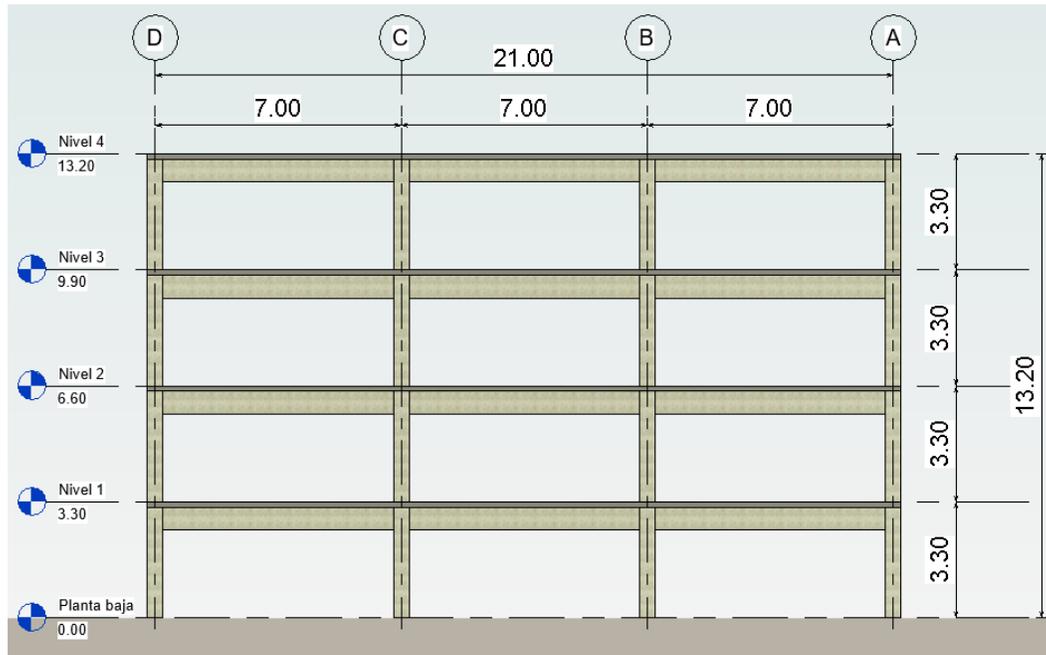


Figura 6.2.1 Elevación Eje 1. Cotas en metros. (Fuente propia)

6.3 Edificio de 6 Niveles (Simétrico)

Se considerará que esta estructura de 6 niveles presenta las mismas características en planta que los edificios de 4 niveles, por lo que consideraremos 5 ejes verticales separados a cada 8 metros, mientras que para los ejes horizontales, contaremos con 4 ejes que estarán organizados de la letra "A" hasta la letra "D" separados cada uno a una distancia de siete metros. Para el caso de las alturas de los niveles se considera una altura constante de 3.30 metros. Para realizar el diseño y análisis se considera la excentricidad accidental que establecen las NTCsismo 2017.

De esta forma visto de una forma gráfica tenemos las siguientes figuras:

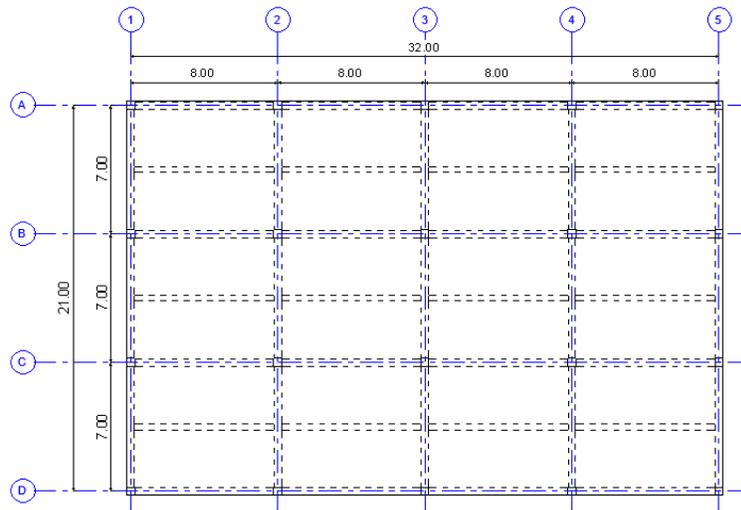


Figura 6.3.1 Planta tipo. Cotas en metros. (Fuente propia)

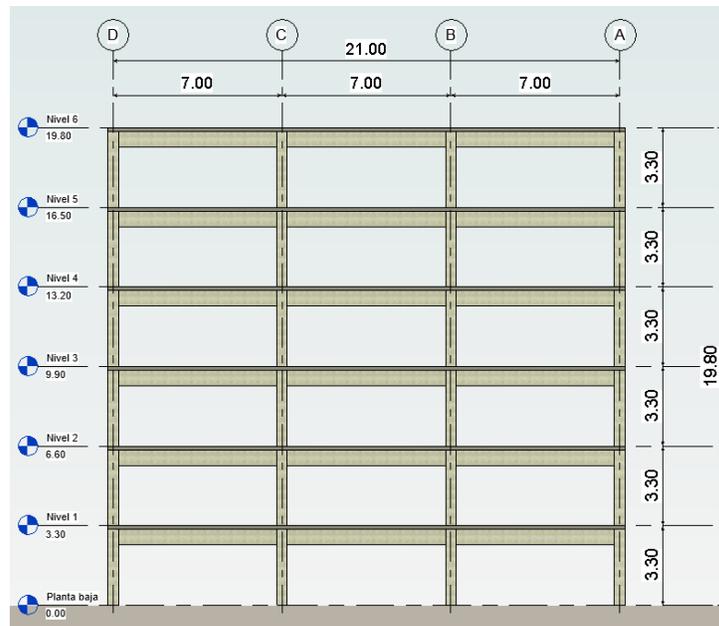


Figura 6.3.2 Elevación Eje 1. Cotas en metros. (Fuente propia)



Figura 6.3.3 Isométrico de la estructura. (Fuente propia)

6.4 Edificio de 6 Niveles (Asimétrico)

Para este edificio, se pretende que la estructura sea asimétrica por rigideces, para lograrlo se añadieron “elementos resistentes” que vendrían siendo muros de 20 cm ubicados sobre el eje “A” y el eje “5”. Realizar este tipo de estructuración no es recomendable ya que como se ha explicado en el capítulo 3, este tipo de estructuras son demasiado asimétricas por lo que el centro de torsión estaría muy alejado del centro de masas, además de que las NTCsismo en su versión del 2017 mencionan en su sección 2.2 “Efectos de torsión” que:

“Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo.”

Por lo tanto, además de que no se recomienda su uso y que las NTC de la Ciudad de México lo prohíben, se menciona de forma específica ya que como se ha comentado, en el sismo del 2017, las construcciones que llegaron a presentar daño, así como colapso, se localizaban en esquinas y por lo general presentaban este tipo de estructuración que, aunque probablemente no se hayan diseñado de esta forma, por una mala práctica constructiva se ligaban directamente a la estructura principal.

De esta forma, el empleo de esta estructuración para este ejemplo es para poder observar de una forma más detallada los elementos mecánicos generados por estas excentricidades.

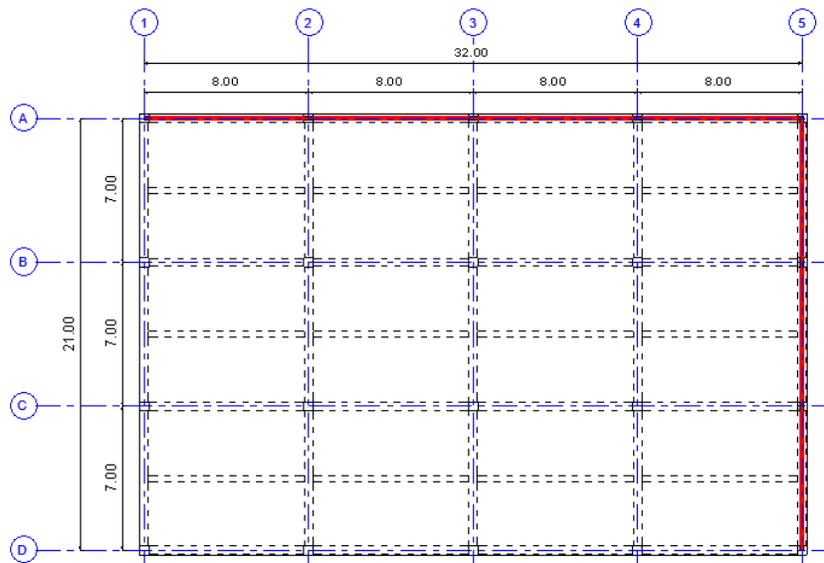


Figura 6.4.1 Planta tipo. Cotas en metros. (Fuente propia)

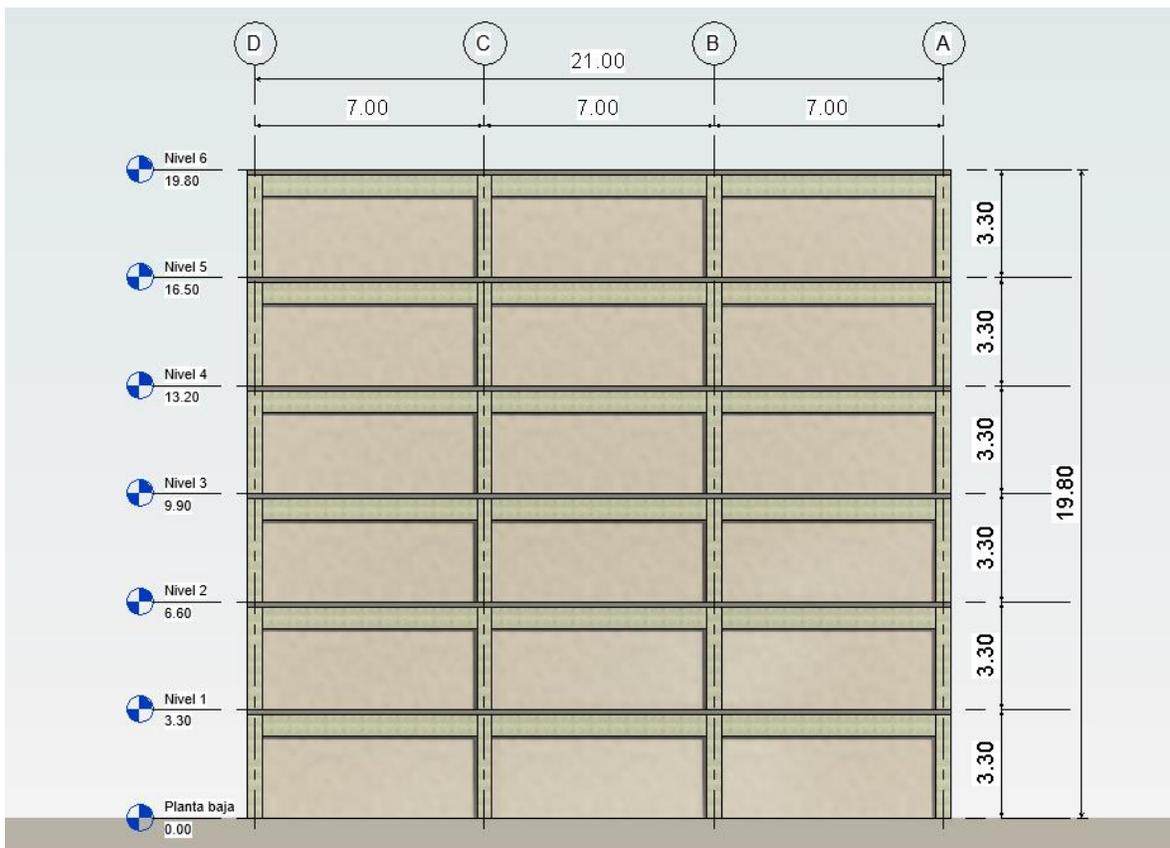


Figura 6.4.2 Elevación Eje 1. Cotas en metros. (Fuente propia)

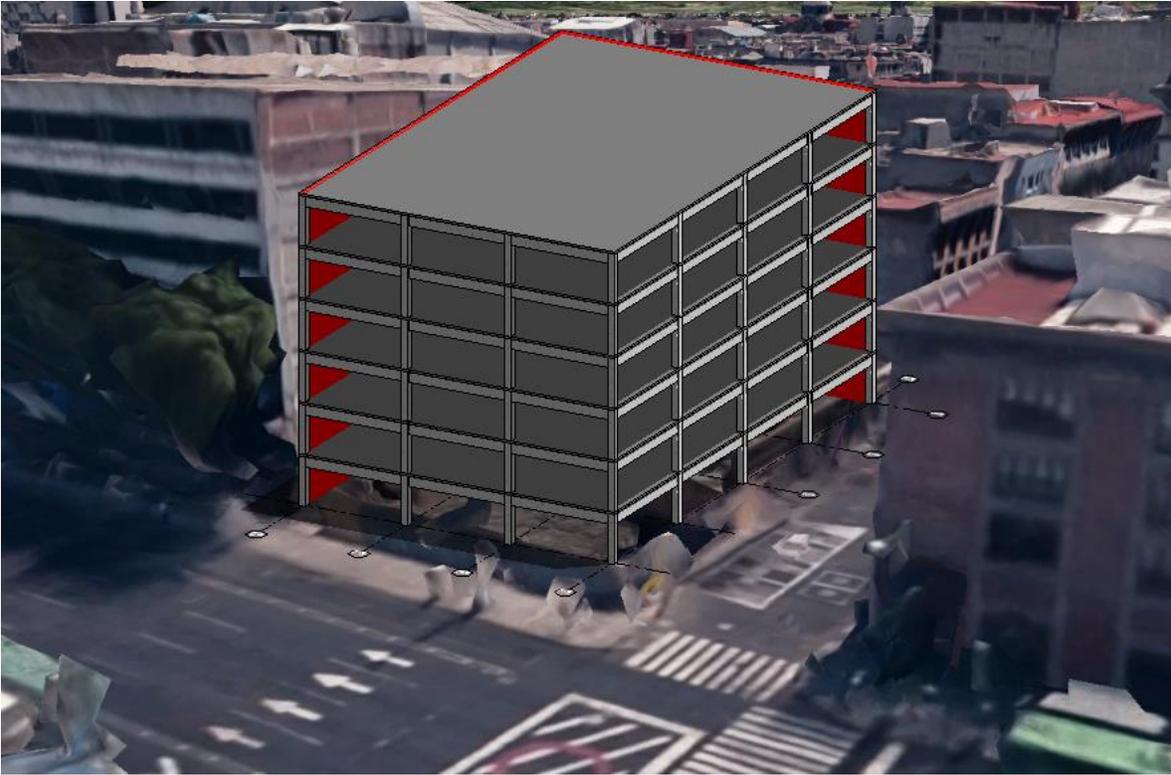


Figura 6.3.3 Isométrico de la estructura. (Fuente propia)

6.5 Análisis estructural

Como se comentó, el modelado y análisis se llevó a cabo por medio del software Etabs en su versión 20.0. Se utilizó un predimensionamiento inicial con el cual se obtuvieron los elementos mecánicos y así poder realizar las propuestas finales de cada elemento. De esta forma, los datos con los que se alimentó al modelo fueron los siguientes:

6.5.1 Materiales empleados

Material	$f'c$ [kg/cm ²]	$f''c$ [kg/cm ²]	f_y [kg/cm ²]	γ [kg/m ³]	E [kg/cm ²]
Concreto	250.00	212.50	-	2,400.00	221,359.44
Acero Ref.	-	-	4,200.00	7,850.00	2,030,000.00

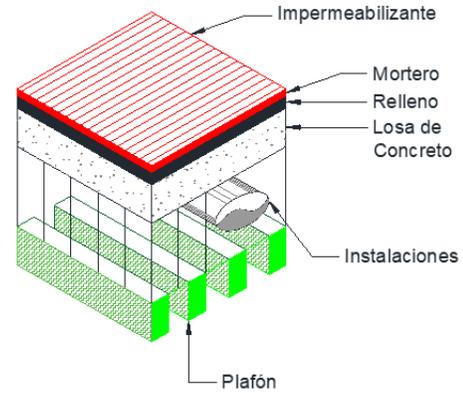
6.5.2 Análisis de cargas unitarias

Cargas muertas

Para el caso de los elementos de concreto, dejaremos que el programa los considere automáticamente. Por lo tanto, las Sobre Cargas Permanentes son las siguientes:

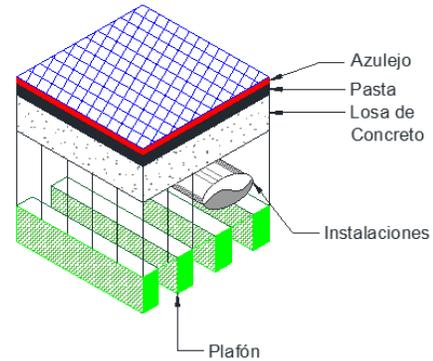
Cargas unitarias en Azotea

Material	Espesor [m]	P.vol. [kg/m ³]	Peso [kg/m ²]
Impermeabilizante	-	-	5.00
Mortero	0.03	2,100.00	63.00
Relleno	0.11	1,200.00	136.80
Plafon	-	-	25.00
Instalaciones	-	-	18.00
Carga muerta adicional	Por concreto	-	20.00
	Por mortero	-	20.00
		C.M.=	287.80



Cargas unitarias en Entrepiso

Material	Espesor [m]	P.vol. [kg/m ³]	Peso [kg/m ²]
Azulejo	-	-	15.00
Mortero/Pegamento	0.03	2,100.00	63.00
Densidad de muros	-	-	180.00
Plafon	-	-	25.00
Instalaciones	-	-	18.00
Carga muerta adicional	Por concreto	-	20.00
	Por mortero	-	20.00
		C.M.=	341.00



Cargas Vivas

Las cargas que se contemplarán para el análisis son las indicadas en el inciso b y h de la tabla 6.1.1 de las NTC_{edificaciones} (para los tres edificios), presentada al inicio de este capítulo.

6.5.3 Análisis Dinámico Modal Espectral

Para el caso de los cuatro edificios se realizó un análisis dinámico modal espectral, como se comentó, cada uno de ellos se desplanta en una zona diferente dentro de la Ciudad de México por lo que, cada uno tendrá un espectro de respuesta diferente que se obtendrá del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID). De esta forma tenemos lo siguiente:

Para los cuatro edificios, tenemos que por la sección 1.4 "Clasificación de las estructuras" de las NTCsismo-2017, ubicamos a nuestro edificio dentro del **grupo "B"** ya que este grupo consiste en edificaciones destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo "A".

Edificios de 4 Niveles

- Se considerará un **factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2.0** el cual nos permite una distorsión máxima de 0.015
- Se considera un **factor de corrección por hiperestaticidad (k1) igual a 1.0** ya que se cumple el texto que dice: "Para estructuras de mampostería y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos, que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis."
- Se considera un **factor básico de sobre-resistencia (Ro) igual a 1.75**
- Se considera una estructura regular, por lo que, se tomará un **factor de irregularidad igual a 1.0**

De esta forma, los edificios de 4 niveles se ubicarán en un terreno tipo II como se muestra en la figura 6.5.3.1.

Las coordenadas que se utilizaron fueron las siguientes:

Latitud: 19.295

Longitud: -99.139

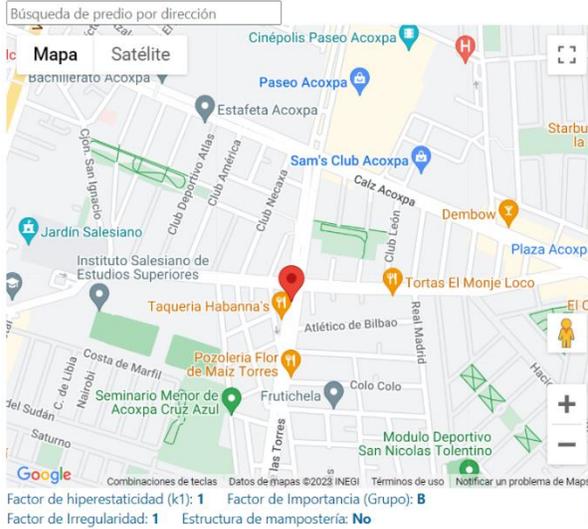
Por lo tanto, el espectro de respuesta elástico, así como el espectro de diseño para el factor de comportamiento sísmico dado es el que se muestra en la figura 6.5.3.2.



Figura 6.5.3.1 Ubicación dentro de la zonificación geotécnica 2017. (Fuente propia)

Mapa de la Ciudad de México

Coordenadas: (19.295 -99.139)



Espectros

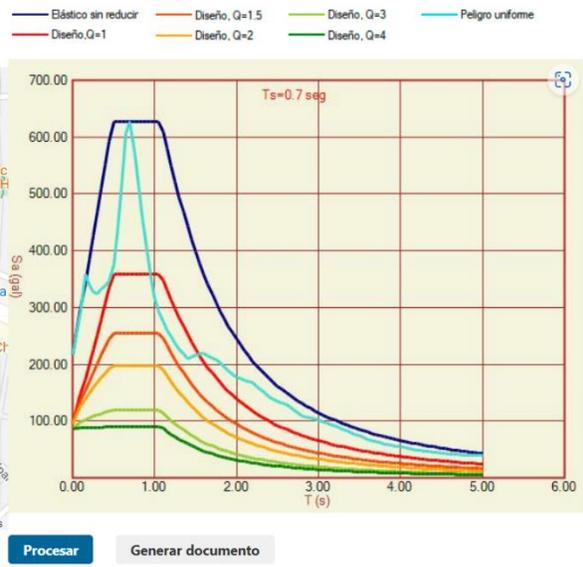


Figura 6.5.3.2 Espectro de respuesta elástico para las coordenadas dadas.

Edificios de 6 Niveles

- Se considerará un **factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 2.0** el cual nos permite una distorsión máxima de 0.015
- Se considera un **factor de corrección por hiperestaticidad (k1) igual a 1.0** ya que se cumple el texto que dice: "Para estructuras de mampostería y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos, que tengan tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis."
- Se considera un **factor básico de sobre-resistencia (Ro) igual a 1.75**
- Se considera una estructura regular, por lo que, se tomará un **factor de irregularidad igual a 1.0**

De esta forma, los edificios de 6 niveles se ubicarán en un terreno tipo I como se muestra en la figura 6.5.3.3.

Las coordenadas que se utilizaron fueron las siguientes:

Latitud: 19.295

Longitud: -99.139

Por lo tanto, el espectro de respuesta elástico, así como el espectro de



Figura 6.5.3.3 Ubicación dentro de la zonificación geotécnica 2017. (Fuente propia)

diseño para el factor de comportamiento sísmico dado es el que se muestra en la figura 6.5.3.4.

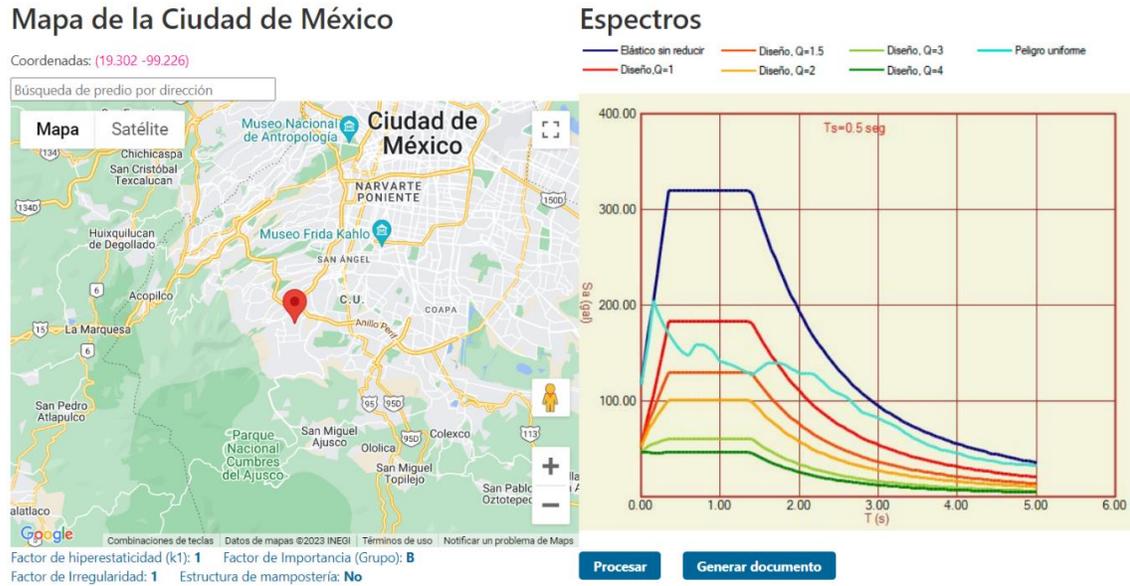
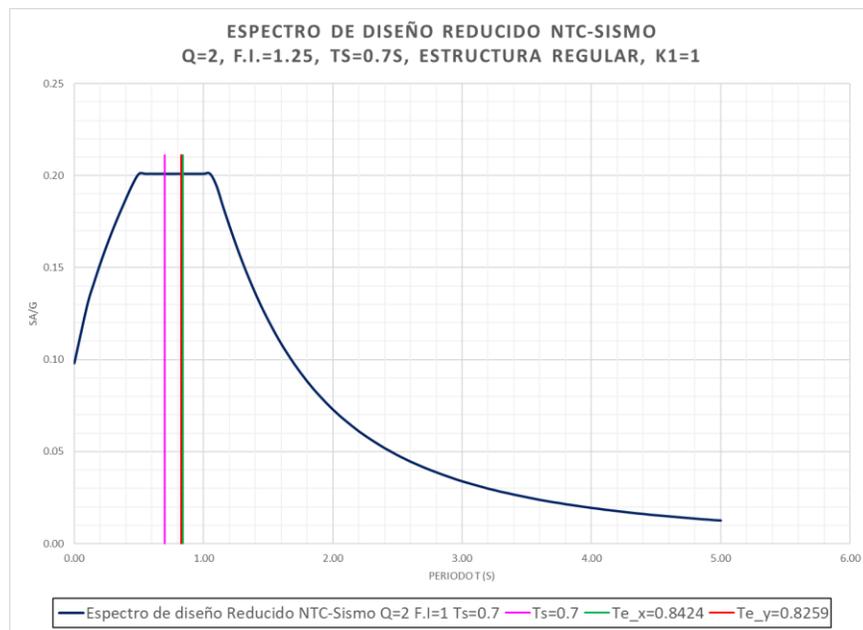


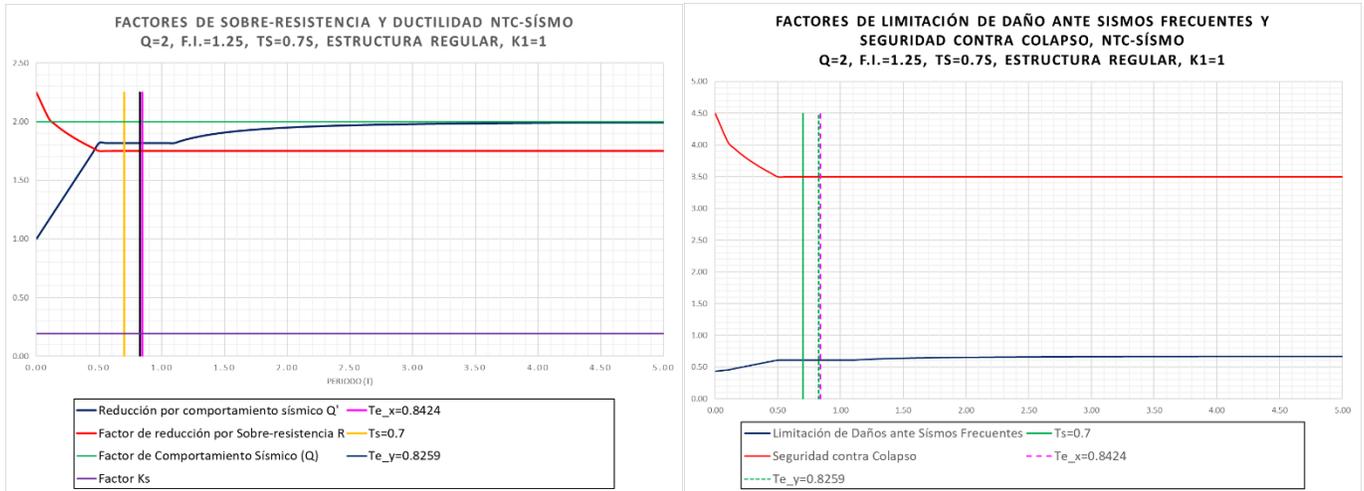
Figura 6.5.3.4 Espectro de respuesta elástico para las coordenadas dadas.

Con esta información podemos obtener para cada uno de los edificios las fuerzas cortantes que se generan en cada marco y así poder observar las fuerzas cortantes que actúan en cada entrepiso. Una vez hecho esto podremos ver la forma en que distribuyen las fuerzas al presentarse la asimetría en masa correspondiente. Entonces, para los edificios de 4 niveles obtenemos lo siguiente:

6.5.3.1 Edificio 4 Niveles (Simétrico)



Grafica 6.5.3.1.1 Espectro de diseño Reducido Modelo Simétrico 4N.



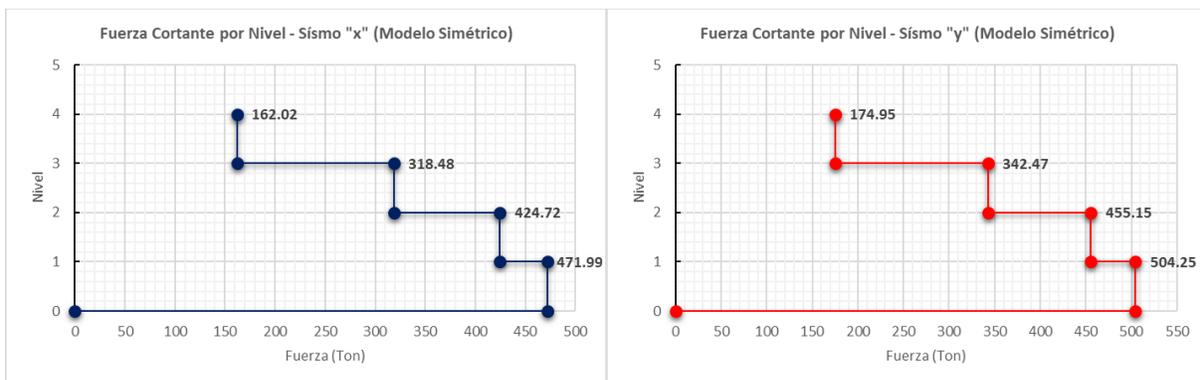
Grafica 6.5.3.1.2 Factores de sobre-resistencia, ductilidad y distorsiones permisibles Modelo Simétrico

Tabla 6.5.3.1.1 Distribución fuerza cortante Modelo Simétrico (x)

Distribución de Fuerza cortante SDx [Ton]				
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
A	121.46	109.39	82.21	41.95
B	114.53	102.97	77.03	39.06
C	114.53	102.97	77.03	39.06
D	121.46	109.39	82.21	41.95
	471.99	424.72	318.48	162.02

Tabla 6.5.3.1.2 Distribución fuerza cortante Modelo Simétrico (y)

Distribución de Fuerza cortante SDy [Ton]				
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
1	108.75	98.47	74.46	38.29
2	98.86	89.14	66.97	34.13
3	89.03	79.93	59.61	30.12
4	98.86	89.14	66.97	34.13
5	108.75	98.47	74.46	38.29
	504.25	455.15	342.47	174.95



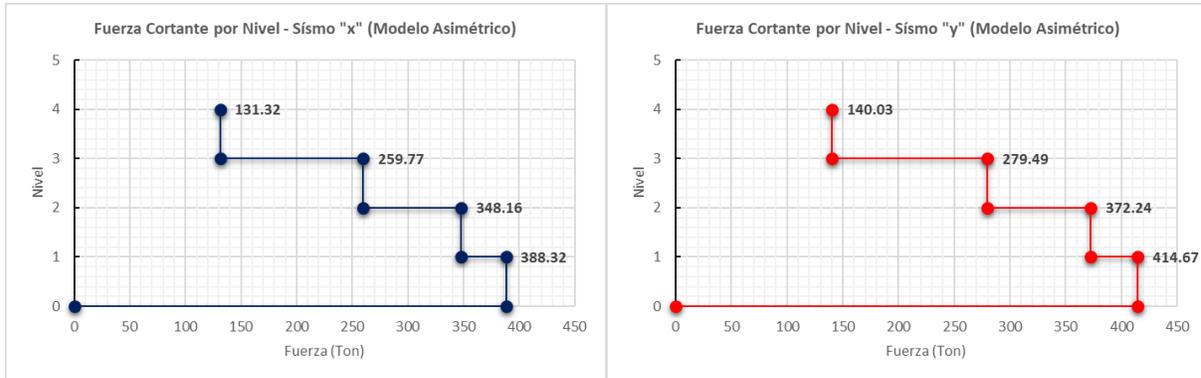
Grafica 6.5.3.1.3 Distribución fuerza cortante por nivel Modelo Simétrico

Tabla 6.5.3.1.3 Distribución fuerza cortante Modelo Asimétrico (x)

Distribución de Fuerza cortante SDx [Ton]				
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
A	137.81	123.10	91.93	46.60
B	107.14	95.90	71.54	36.10
C	80.56	72.55	54.13	27.41
D	62.81	56.61	42.17	21.21
	388.32	348.16	259.77	131.32

Tabla 6.5.3.1.4 Distribución fuerza cortante Modelo Asimétrico (y)

Distribución de Fuerza cortante SDy [Ton]				
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4
1	48.63	43.81	32.60	16.40
2	46.93	42.07	31.37	15.75
3	71.55	64.12	47.82	24.10
4	105.37	94.47	72.41	35.49
5	142.19	127.78	95.28	48.30
	414.67	372.24	279.49	140.03



Grafica 6.5.3.1.4 Distribución fuerza cortante por nivel Modelo Asimétrico

También se muestran los valores obtenidos con respecto a los desplazamientos que se obtuvieron, así como los modos de vibrar para cada caso.

Tabla 6.5.3.1.5 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Simétrico (x)

Nivel	Desplazamiento (SDx)				
	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	1.19	0.16	0.00361	0.00047
2	330.00	2.89	0.38	0.00513	0.00069
3	330.00	4.24	0.57	0.00411	0.00058
4	330.00	5.02	0.69	0.00237	0.00035

Tabla 6.5.3.1.6 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Simétrico (y)

Desplazamiento (SDy)					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.16	1.30	0.00047	0.00393
2	330.00	0.38	3.13	0.00069	0.00554
3	330.00	0.57	4.59	0.00058	0.00445
4	330.00	0.69	5.44	0.00035	0.00257

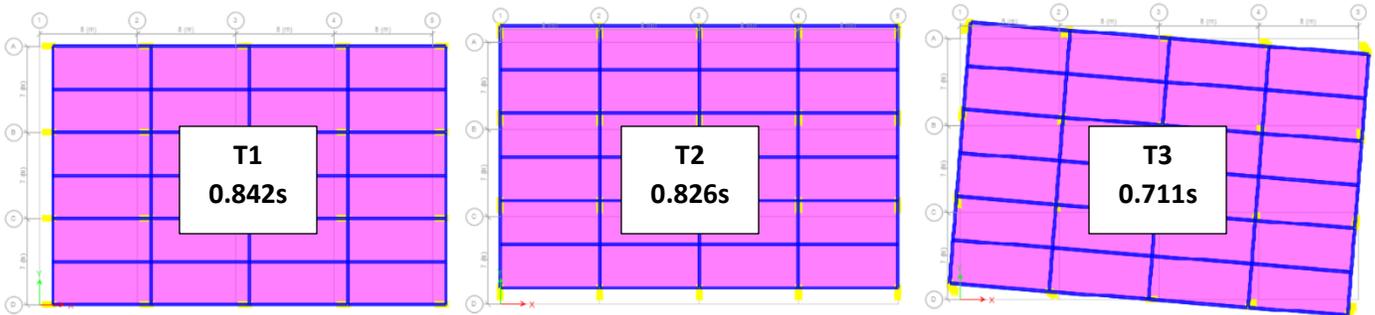


Figura 6.5.3.5 Modos de vibrar Modelo Simétrico.

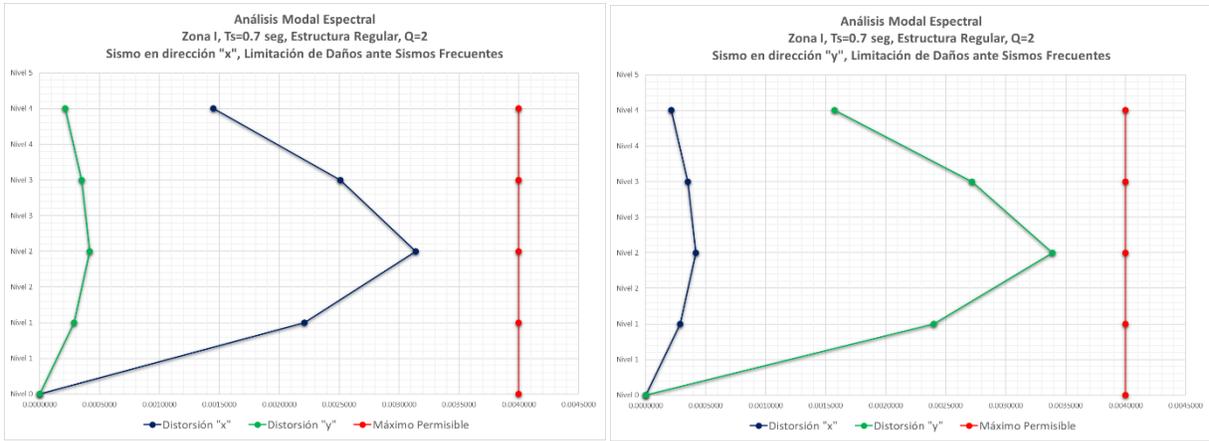
Tabla 6.5.3.1.7 Masas participativas

Modo	Periodo [Seg]	Ux	Uy	Rz
1	0.842	0.8363	0	0
2	0.826	0	0.8379	0
3	0.711	0	0	0.8384
4	0.26	0.1097	0	0
5	0.256	0	0.1092	0
6	0.221	0	0	0.1086
Suma=		0.946	0.9471	0.947

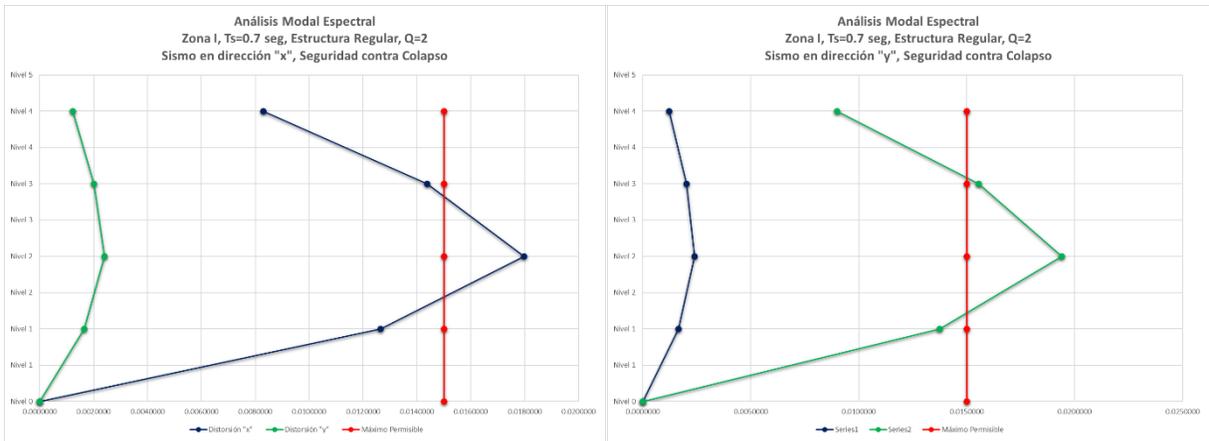
Tabla 6.5.3.1.8 Revisión de distorsiones en modelo Simétrico

	Sismo "X"		Nivel	Sismo "Y"	
	DIR X	DIR Y		DIR X	DIR Y
Sismos Frecuentes	0.000000	0.000000	Nivel 0	0.000000	0.000000
	0.0022084	0.0002887	Nivel 1	0.0002890	0.0024003
	0.0031387	0.0004196	Nivel 2	0.0004198	0.0033892
	0.0025118	0.0003526	Nivel 3	0.0003526	0.0027183
	0.0014492	0.0002146	Nivel 4	0.0002145	0.0015734
Prevención contra colapso	0.000000	0.000000	Nivel 0	0.000000	0.000000
	0.0126439	0.0016529	Nivel 1	0.0016545	0.0137424
	0.0179700	0.0024022	Nivel 2	0.0024035	0.0194044
	0.0143808	0.0020190	Nivel 3	0.0020190	0.0155631
	0.0082973	0.0012289	Nivel 4	0.0012280	0.0090081

	Dir. X	Dir. Y	s
T=	0.84	0.83	
Q'=	1.81650	1.81650	
R=	1.75	1.75	
Ks=	0.192308	0.192308	
Q=	2.00	2.00	



Grafica 6.5.3.1.5 Distorsiones permisibles (sismos frecuentes) Modelo Simétrico.



Grafica 6.5.3.1.6 Distorsiones permisibles (Seguridad contra Colapso) Modelo Simétrico.

6.5.3.2 Edificio 4 Niveles (Asimétrico)

Para revisar el caso de las distorsiones en el modelo asimétrico en masas, se tomó en consideración el siguiente criterio: debido a que se asignaron excentricidades independientes tanto en el eje "x" como en el eje "y" se obtuvieron modos de vibrar para cada caso analizado, debido a esto, cuando se analizó la excentricidad en el eje equis, se obtuvo un periodo dominante de 0.9921 seg que corresponde a un efecto de traslación acoplado con rotación, cuando se analizó la excentricidad en el eje "y" se obtuvo un periodo de 0.9287 seg que también corresponde a un acoplamiento de rotación y traslación, para el caso de poder dar un periodo en el tercer modo de vibrar, se realizó una comparación entre los resultados obtenidos para la excentricidad tanto en "x" y "y" seleccionando el valor más alto, el cual fue de 0.6445 segundos cuando se presenta la excentricidad en el eje "y", que de igual forma corresponde a un giro en la estructura. De esta forma, la participación de las masas consideradas es como se muestran en la tabla 6.5.3.9.

Tabla 6.5.3.2.1 Masas participativas Modelo Asimétrico

Modelo Asimétrico (excentricidad en "x")					Modelo Asimétrico (excentricidad en "y")				
Modo	Periodo [Seg]	Ux	Uy	Rz	Modo	Periodo [Seg]	Ux	Uy	Rz
1	0.992	0	0.6332	0.6025	1	0.929	0.6692	0	0.4346
2	0.842	0.8363	0	0	2	0.826	0	0.8379	0
3	0.592	0	0.2046	0.2359	3	0.645	0.1671	0	0.4038
4	0.308	0	0.0825	0.0781	4	0.288	0.0874	0	0.0568
5	0.26	0.1097	0	0	5	0.256	0	0.1092	0
6	0.184	0	0.0266	0.0306	6	0.2	0.0222	0	0.0519
	Suma=	0.946	0.9469	0.9471		Suma=	0.9459	0.9471	0.9471

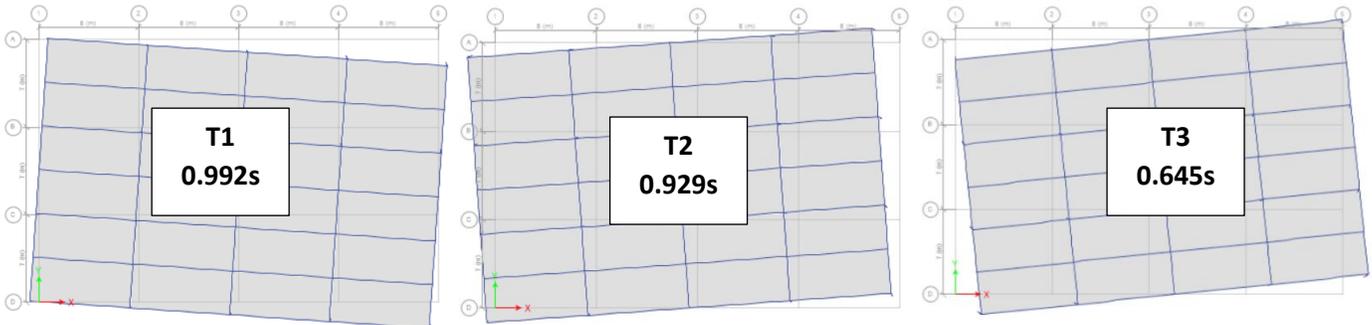


Figura 6.5.3.2.1 Modos de vibrar Modelo Asimétrico.

Tabla 6.5.3.2.2 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Asimétrico (x)

Desplazamiento (SDx, excentricidad "y")					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	1.35	0.78	0.00408	0.00237
2	330.00	3.25	1.88	0.00576	0.00332
3	330.00	4.76	2.74	0.00458	0.00263
4	330.00	5.62	3.23	0.00262	0.00149

Tabla 6.5.3.2.3 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Asimétrico (y)

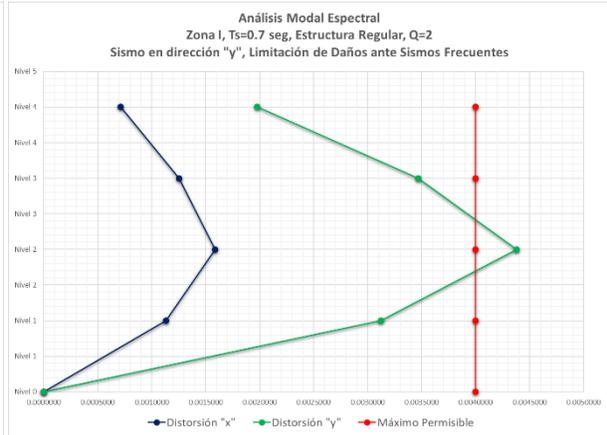
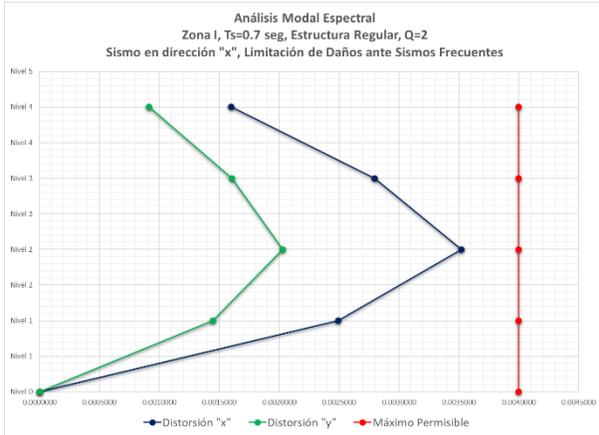
Desplazamiento (SDy, excentricidad "x")					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.61	1.69	0.00185	0.00511
2	330.00	1.47	4.05	0.00260	0.00716
3	330.00	2.15	5.92	0.00205	0.00567
4	330.00	2.53	6.99	0.00117	0.00323

Tabla 6.5.3.2.4 Revisión de Distorsiones en modelo Asimétrico.

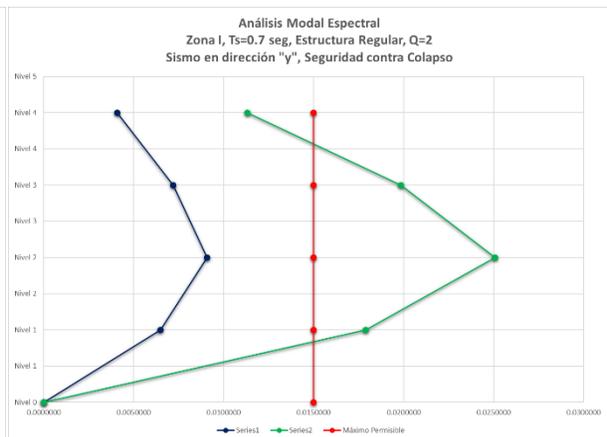
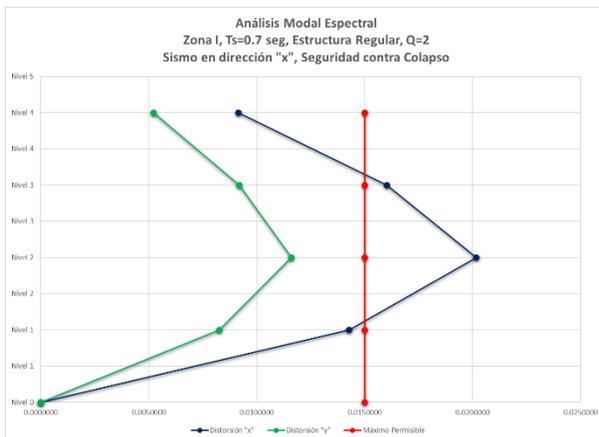
Sismos Frecuentes	Sismo "X"		Nivel	Sismo "Y"		Dir. X	Dir. Y	s
	DIR X	DIR Y		DIR X	DIR Y			
	0.000000	0.000000	Nivel 0	0.000000	0.000000	T=	0.99	0.93
	0.0024939	0.0014465	Nivel 1	0.0011318	0.0031241	Q'=	1.81650	1.81650
	0.0035218	0.0020283	Nivel 2	0.0015871	0.0043787	R=	1.75	1.75
	0.0027978	0.0016050	Nivel 3	0.0012556	0.0034674	Ks=	0.192308	0.192308
	0.0016001	0.0009121	Nivel 4	0.0007138	0.0019759	Q=	2.00	2.00

Prevención
contra colapso

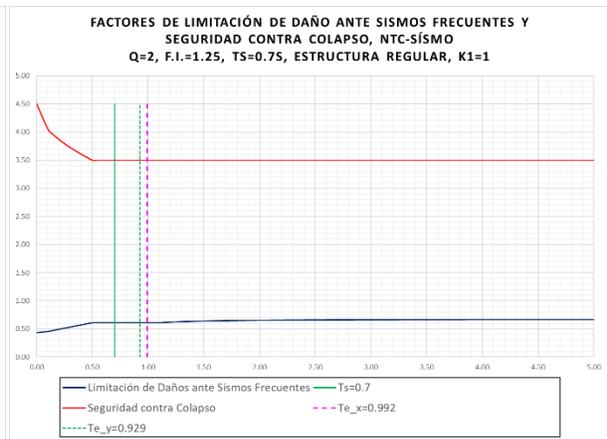
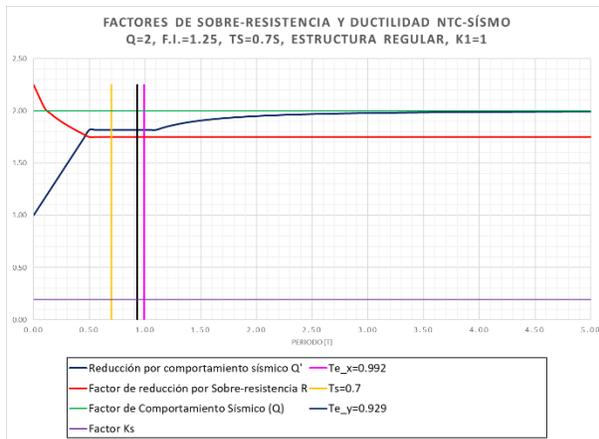
		Sismo "X"		Sismo "Y"	
		DIR X	DIR Y	DIR X	DIR Y
Prevención contra colapso	Nivel 0	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
	Nivel 1	0.0142784	0.0082815	0.0064798	0.0178862
	Nivel 2	0.0201635	0.0116128	0.0090867	0.0250695
	Nivel 3	0.0160184	0.0091889	0.0071889	0.0198520
	Nivel 4	0.0091608	0.0052220	0.0040866	0.0113125



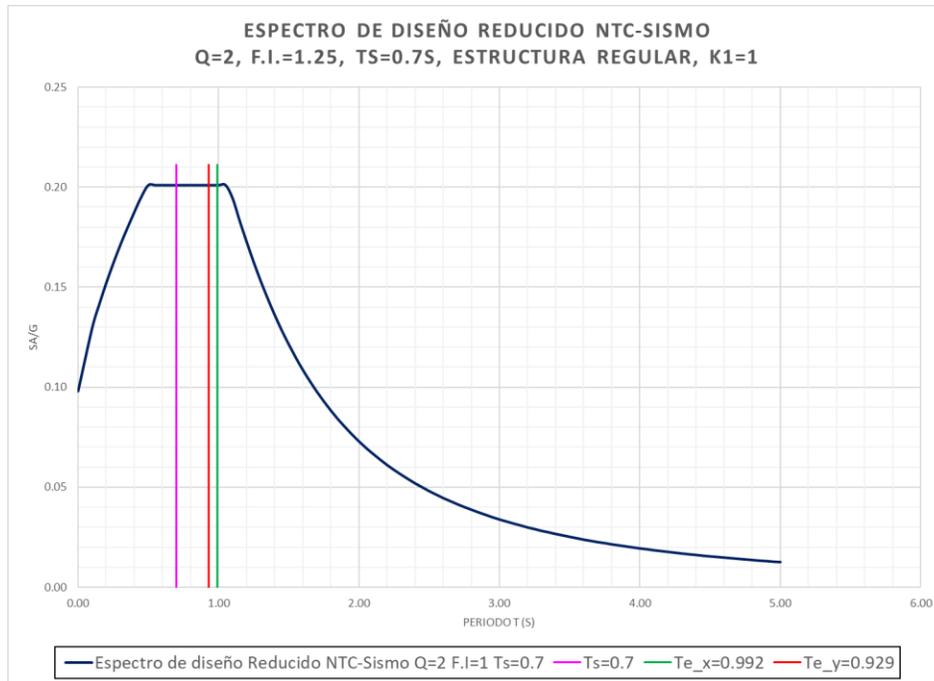
Grafica 6.5.3.2.1 Distorsiones permisibles (sismos frecuentes) Modelo Asimétrico.



Grafica 6.5.3.2.2 Distorsiones permisibles (Seguridad contra colapso) Modelo Asimétrico.



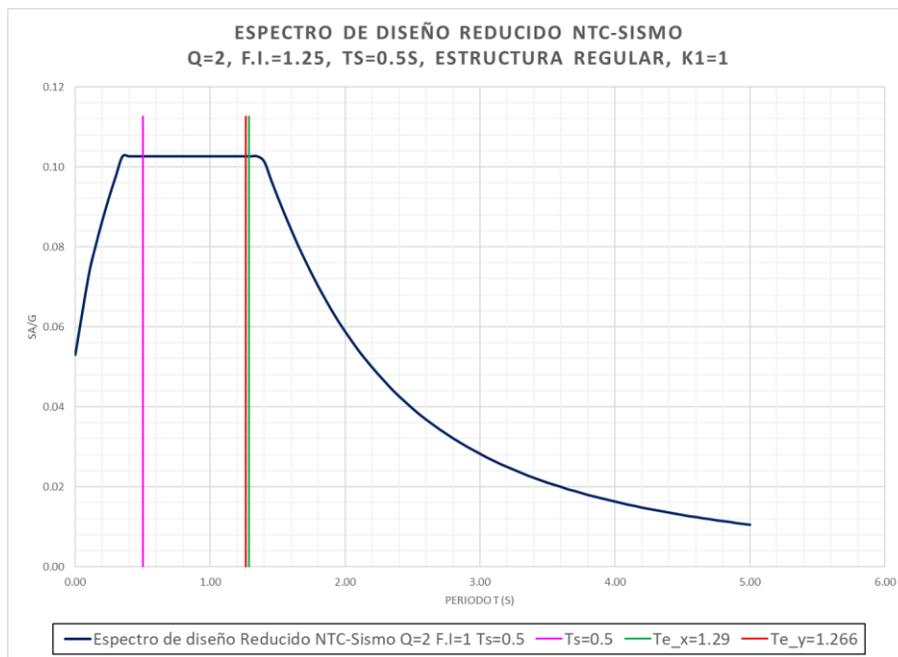
Grafica 6.5.3.2.3 Factores de sobre-resistencia, ductilidad y distorsiones permisibles Modelo Asimétrico



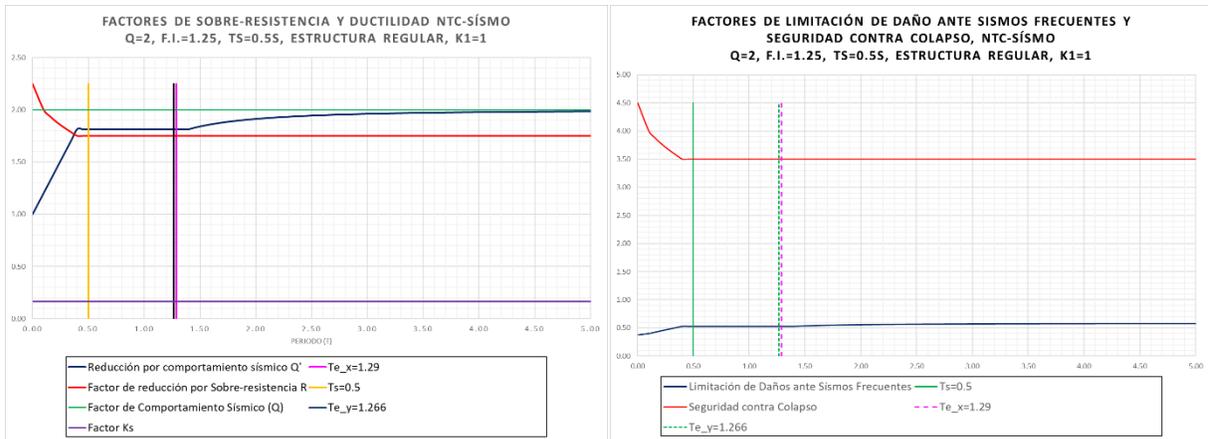
Grafica 6.5.3.2.4 Espectro de diseño Reducido Modelo Asimétrico 4N.

6.5.3.3 Edificio 6 Niveles (Simétrico)

Para el caso de los edificios de seis niveles tenemos los siguientes resultados:



Grafica 6.5.3.3.1 Espectro de diseño Reducido Modelo Simétrico 6N.



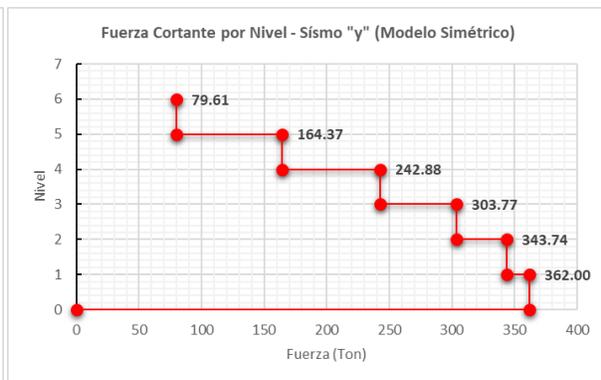
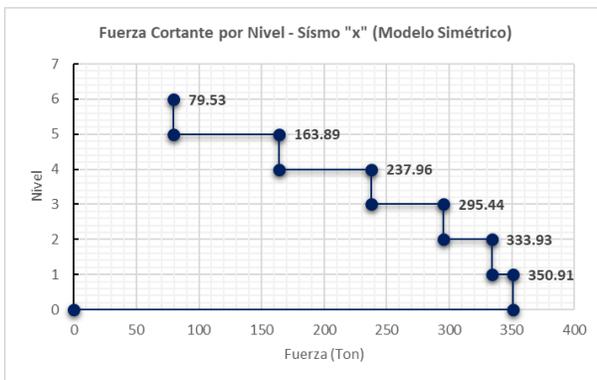
Grafica 6.5.3.3.2 Factores de sobre-resistencia, ductilidad y distorsiones permisibles Modelo Simétrico

Tabla 6.5.3.3.1 Distribución fuerza cortante Modelo Simétrico (x)

Distribución de Fuerza cortante SDx [Ton]						
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4	Entrepiso 5	Entrepiso 6
A	88.92	84.58	74.74	60.07	40.90	19.93
B	86.54	82.38	72.98	58.91	41.05	19.83
C	86.54	82.38	72.98	58.91	41.05	19.83
D	88.92	84.58	74.74	60.07	40.90	19.93
	350.91	333.93	295.44	237.96	163.89	79.53

Tabla 6.5.3.3.2 Distribución fuerza cortante Modelo Simétrico (y)

Distribución de Fuerza cortante SDy [Ton]						
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4	Entrepiso 5	Entrepiso 6
1	75.11	71.41	62.80	49.88	32.72	16.00
2	71.72	68.22	60.24	48.22	32.97	15.89
3	68.35	64.47	57.70	46.68	32.98	15.83
4	71.72	68.22	60.24	48.22	32.97	15.89
5	75.11	71.41	62.80	49.88	32.72	16.00
	362.00	343.74	303.77	242.88	164.37	79.61



Grafica 6.5.3.3.3 Distribución fuerza cortante por nivel Modelo Simétrico

Tabla 6.5.3.3.3 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Simétrico (x)

Desplazamiento (SDx)					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.90	0.05	0.00272	0.00016
2	330.00	2.25	0.13	0.00411	0.00024
3	330.00	3.52	0.20	0.00386	0.00020
4	330.00	4.55	0.24	0.00312	0.00012
5	330.00	5.26	0.25	0.00215	0.00004
6	330.00	5.65	0.25	0.00117	0.00001

Tabla 6.5.3.3.4 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Simétrico (y)

Desplazamiento (SDy)					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.05	0.92	0.00016	0.00278
2	330.00	0.13	2.29	0.00024	0.00415
3	330.00	0.20	3.56	0.00020	0.00387
4	330.00	0.24	4.58	0.00012	0.00309
5	330.00	0.25	5.27	0.00004	0.00209
6	330.00	0.25	5.65	0.00001	0.00114

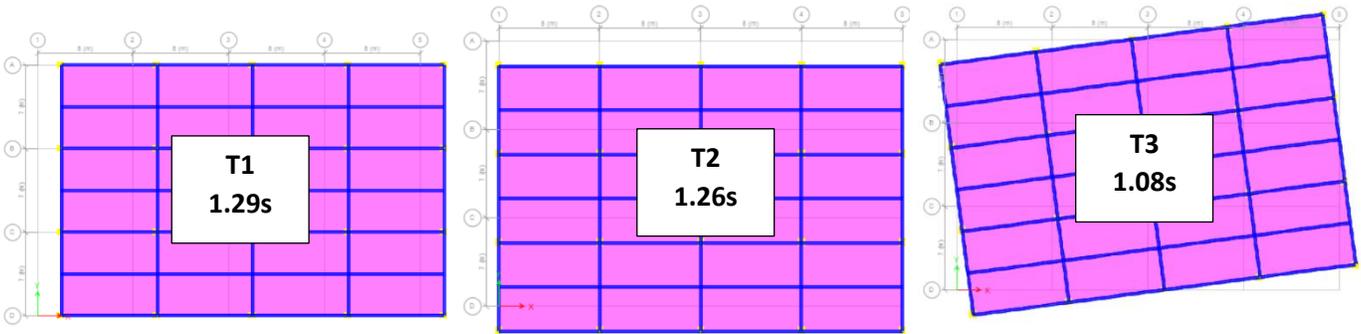


Figura 6.5.3.3.1 Modos de vibrar Modelo Simétrico.

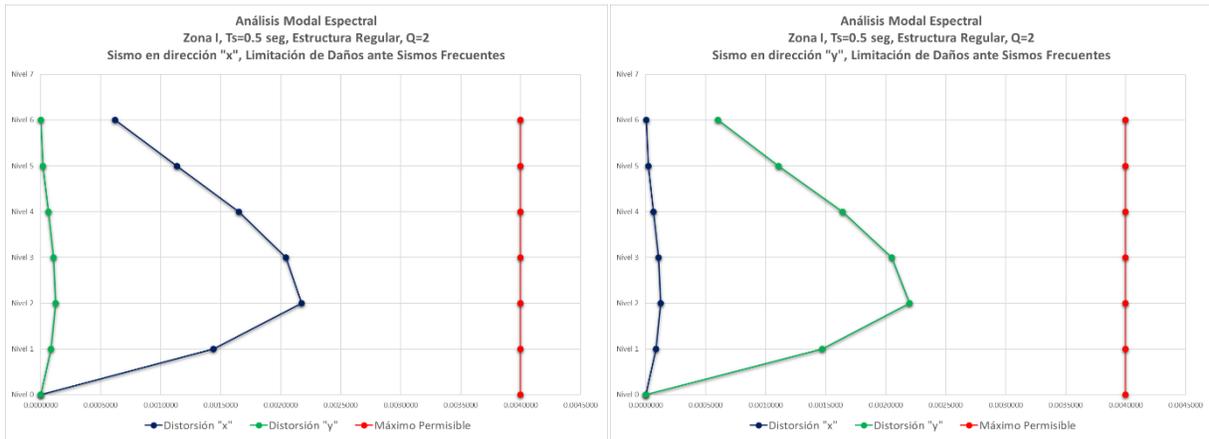
Tabla 6.5.3.3.5 Masas participativas Modelo Asimétrico

Modelo Simétrico				
Modo	Periodo [Seg]	Ux	Uy	Rz
1	1.292	0.8227	0	0
2	1.266	0	0.8234	0
3	1.087	0	0	0.8246
4	0.41	0.102	0	0
5	0.403	0	0.1023	0
6	0.346	0	0	0.1012
	Suma=	0.9247	0.9257	0.9258

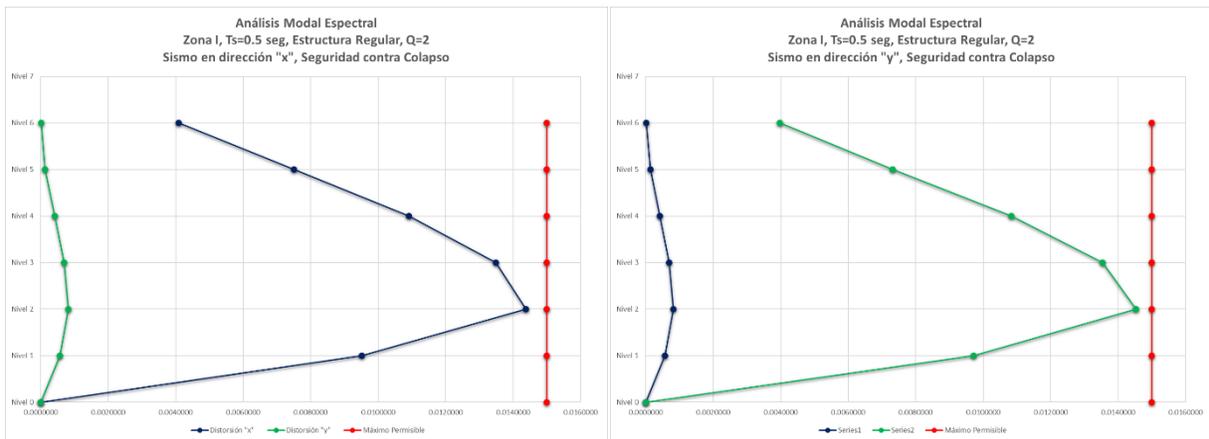
Tabla 6.5.3.3.6 Revisión de Distorsiones en modelo Simétrico.

	Sismo "X"			Sismo "Y"	
	DIR X	DIR Y		DIR X	DIR Y
Sismos Frecuentes	0.0000000	0.0000000	Nivel 0	0.0000000	0.0000000
	0.0014398	0.0000857	Nivel 1	0.0000858	0.0014719
	0.0021763	0.0001246	Nivel 2	0.0001247	0.0021995
	0.0020425	0.0001056	Nivel 3	0.0001056	0.0020496
	0.0016508	0.0000637	Nivel 4	0.0000637	0.0016395
	0.0011367	0.0000187	Nivel 5	0.0000207	0.0011067
	0.0006188	0.0000027	Nivel 6	0.0000030	0.0006022
Prevención contra colapso	0.0000000	0.0000000	Nivel 0	0.0000000	0.0000000
	0.0095113	0.0005663	Nivel 1	0.0005668	0.0097235
	0.0143766	0.0008231	Nivel 2	0.0008235	0.0145300
	0.0134927	0.0006978	Nivel 3	0.0006979	0.0135401
	0.0109053	0.0004205	Nivel 4	0.0004205	0.0108306
	0.0075093	0.0001237	Nivel 5	0.0001365	0.0073111
	0.0040881	0.0000179	Nivel 6	0.0000201	0.0039781

	Dir. X	Dir. Y	
T=	1.29	1.27	s
Q'=	1.81650	1.81650	
R=	1.75	1.75	
Ks=	0.166667	0.166667	
Q=	2.00	2.00	



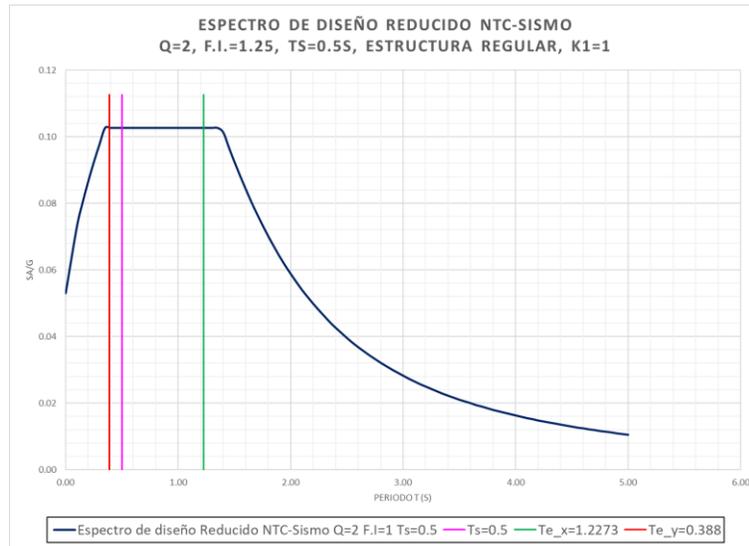
Grafica 6.5.3.3.4 Distorsiones permisibles (sismos frecuentes) Modelo Simétrico.



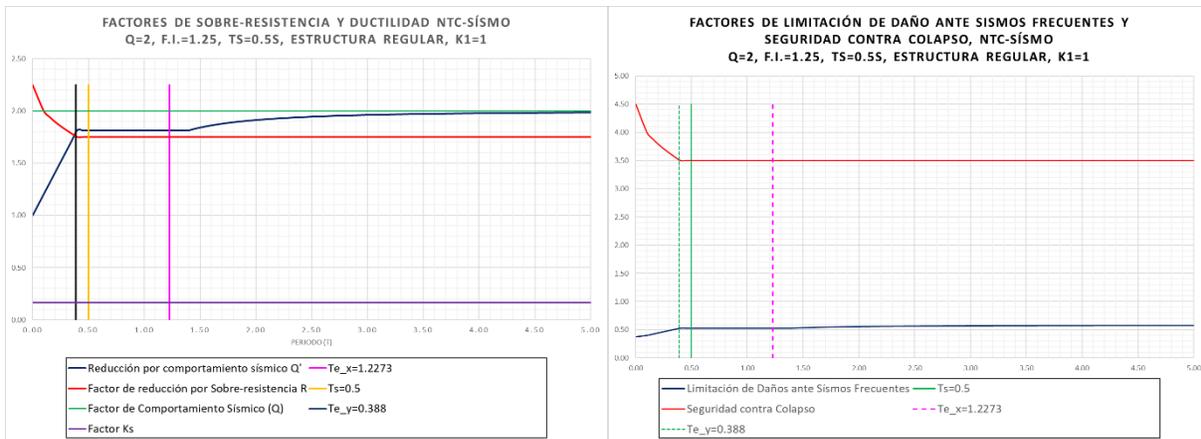
Grafica 6.5.3.3.5 Distorsiones permisibles (Seguridad contra colapso) Modelo Simétrico.

Para revisar el caso del modelo en que se considera una asimetría por rigidez se tiene lo siguiente:

6.5.3.4 Edificio 6 Niveles (Asimétrico)



Gráfica 6.5.3.4.1 Espectro de diseño Reducido Modelo Asimétrico 6N.



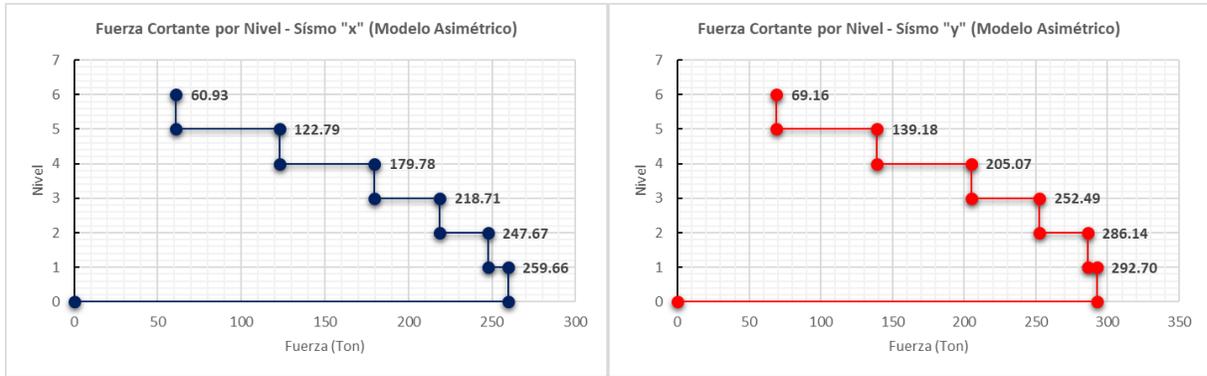
Gráfica 6.5.3.4.2 Factores de sobre-resistencia, ductilidad y distorsiones permisibles Modelo Asimétrico

Tabla 6.5.3.4.1 Distribución fuerza cortante Modelo Asimétrico (x)

Distribución de Fuerza cortante SDx [Ton]						
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4	Entrepiso 5	Entrepiso 6
A	191.03	183.38	161.96	133.98	90.72	45.12
B	13.96	10.70	9.39	7.56	5.46	2.63
C	21.65	21.03	18.59	14.97	10.53	5.05
D	33.02	32.55	28.78	23.27	16.08	8.13
	259.66	247.67	218.71	179.78	122.79	60.93

Tabla 6.5.3.4.2 Distribución fuerza cortante Modelo Asimétrico (y)

Distribución de Fuerza cortante SDy [Ton]						
Marco	Entrepiso 1	Entrepiso 2	Entrepiso 3	Entrepiso 4	Entrepiso 5	Entrepiso 6
1	63.72	63.83	56.41	45.43	30.77	15.35
2	46.70	46.08	40.78	32.73	22.54	10.84
3	31.25	30.87	27.33	21.90	15.28	7.34
4	15.69	15.48	13.72	11.00	7.80	3.80
5	135.35	129.89	114.26	94.01	62.79	31.83
	292.70	286.14	252.49	205.07	139.18	69.16



Grafica 6.5.3.4.3 Distribución fuerza cortante por nivel Modelo Asimétrico

Tabla 6.5.3.4.3 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Asimétrico (x)

Desplazamiento (SDy, asimétrico)					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.53	0.81	0.00161	0.00246
2	330.00	1.35	2.06	0.00249	0.00379
3	330.00	2.13	3.24	0.00235	0.00357
4	330.00	2.75	4.19	0.00190	0.00289
5	330.00	3.18	4.85	0.00130	0.00198
6	330.00	3.42	5.20	0.00071	0.00108

Tabla 6.5.3.4.4 Desplazamientos y Distorsiones en modelo Asimétrico (y)

Desplazamiento (SDx, asimétrico)					
Nivel	H [cm]	X [cm]	Y [cm]	γ_x	γ_y
1	330.00	0.34	0.52	0.00104	0.00157
2	330.00	0.87	1.32	0.00160	0.00243
3	330.00	1.37	2.08	0.00150	0.00229
4	330.00	1.77	2.69	0.00122	0.00185
5	330.00	2.04	3.11	0.00084	0.00127
6	330.00	2.20	3.34	0.00046	0.00069

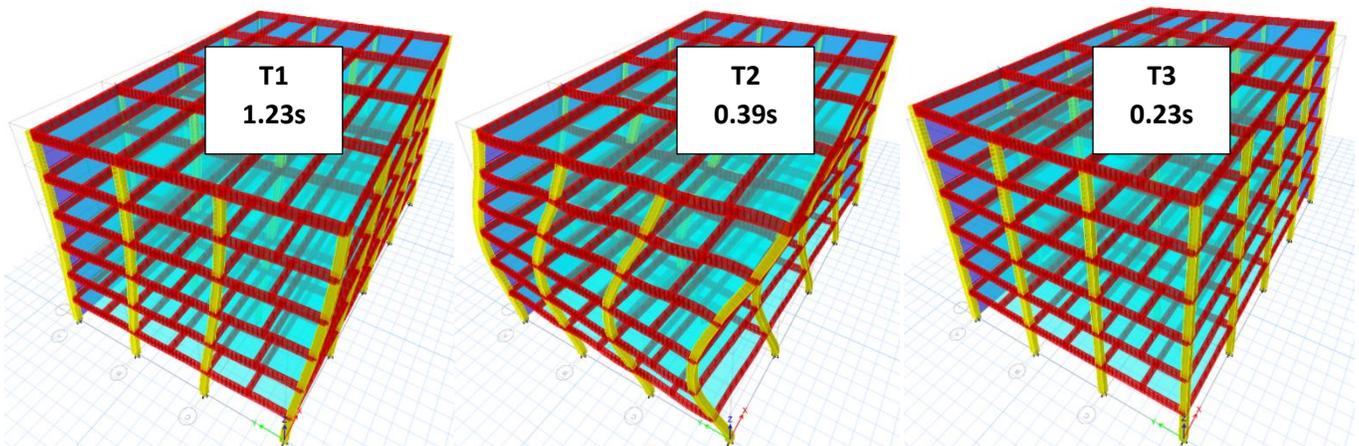


Figura 6.5.3.4.1 Modos de vibrar Modelo Asimétrico.

Tabla 6.5.3.4.5 Revisión de Distorsiones en modelo Asimétrico.

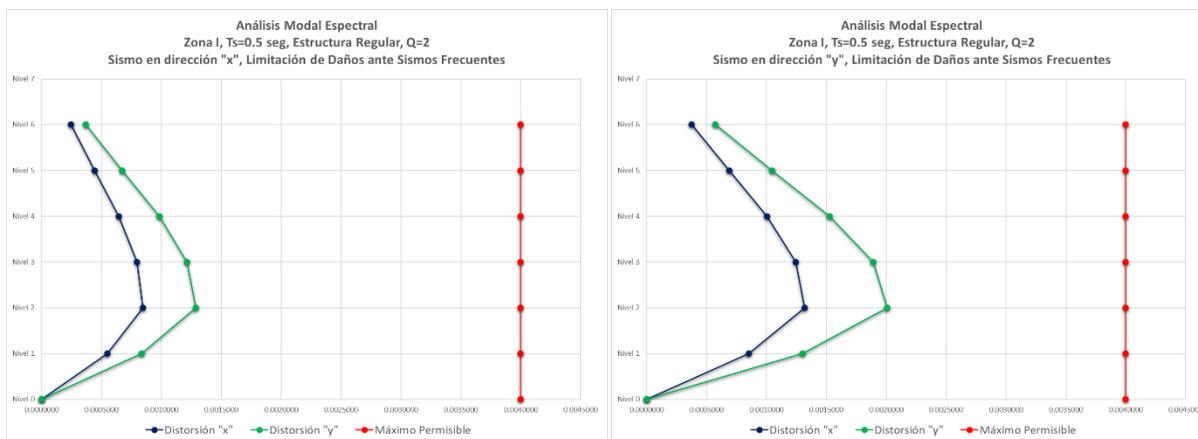
Sismos Frecuentes	Sismo "X"		Nivel	Sismo "Y"	
	DIR X	DIR Y		DIR X	DIR Y
	0.0000000	0.0000000	Nivel 0	0.0000000	0.0000000
	0.0005486	0.0008336	Nivel 1	0.0008540	0.0013016
	0.0008459	0.0012877	Nivel 2	0.0013188	0.0020089
	0.0007972	0.0012146	Nivel 3	0.0012434	0.0018926
	0.0006447	0.0009819	Nivel 4	0.0010044	0.0015286
	0.0004446	0.0006733	Nivel 5	0.0006901	0.0010488

Previsión contra colapso	Sismo "X"		Nivel	Sismo "Y"	
	DIR X	DIR Y		DIR X	DIR Y
	0.0000000	0.0000000	Nivel 0	0.0000000	0.0000000
	0.0036241	0.0055069	Nivel 1	0.0056414	0.0085985
	0.0055879	0.0085065	Nivel 2	0.0087124	0.0132709
	0.0052663	0.0080237	Nivel 3	0.0082142	0.0125027
	0.0042590	0.0064863	Nivel 4	0.0066354	0.0100979
	0.0029370	0.0044479	Nivel 5	0.0045587	0.0069284
	0.0016096	0.0024272	Nivel 6	0.0024887	0.0037853

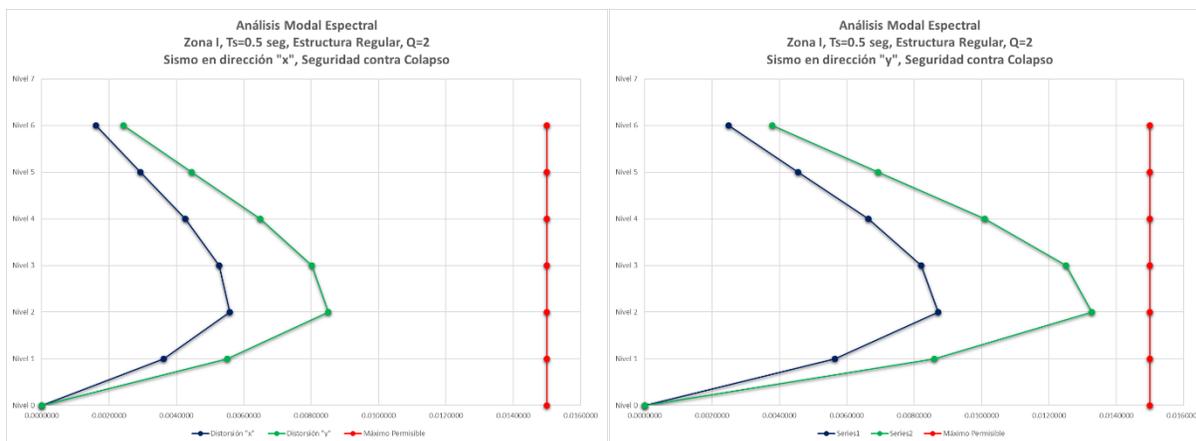
	Dir. X	Dir. Y	
T=	1.23	0.39	s
Q'=	1.81650	1.80416	
R=	1.75	1.75755711	
Ks=	0.166667	0.166667	
Q=	2.00	2.00	

Tabla 6.5.3.4.6 Masas participativas Modelo Asimétrico
Modelo Asimétrico

Modo	Periodo [Seg]	Ux	Uy	Rz
1	1.227	0.1654	0.4011	0.2581
2	0.388	0.0202	0.0494	0.0333
3	0.226	0.4405	0.3115	0.0268
4	0.214	0.0095	0.0194	0.0124
5	0.14	0.0042	0.0103	0.0072
6	0.117	0.202	0.0845	0.5246
7	0.103	0.0023	0.0059	0.003
8	0.084	0.0007	0.0015	0.0014
9	0.081	0.0647	0.0587	0.01
10	0.069	0.0101	0.0068	0.0005
11	0.05	0.0282	0.0016	0.034
12	0.047	0.0001	0.0003	0.0009
Suma=		0.9479	0.951	0.9122



Grafica 6.5.3.4.4 Distorsiones permisibles (sismos frecuentes) Modelo Asimétrico.



Grafica 6.5.3.4.5 Distorsiones permisibles (Seguridad contra colapso) Modelo Asimétrico.

De los resultados obtenidos se observa lo siguiente:

- **Para el edificio de 4 Niveles Simétrico**, no se cumple con la distorsión permisible para la seguridad contra colapso, donde el valor máximo permitido es de 0.015 tanto en la dirección "x" como en la dirección "y".
- **Para el edificio de 4 Niveles Asimétrico**, no se cumple con las distorsiones permisibles tanto para la limitación de daños ante sismos frecuentes como para la seguridad contra colapso.
- **Para el edificio de 6 Niveles Simétrico**, se cumple con las distorsiones permisibles en ambas direcciones.
- **Para el edificio de 6 Niveles Asimétrico**, de igual forma se cumple con las distorsiones permisibles.

Para poder entender de una forma un poco más clara estos resultados podemos hacer los siguientes comentarios.

1. En primer instancia podemos observar que la suma de las fuerzas cortantes para un sentido dado, resulta mayor cuando se presentan estructuras simétricas, sin embargo, cuando existe asimetría ya se por rigidez como en el caso del edificio de 6 niveles o cuando existe asimetría en masas como el caso del edificio de 4 niveles, la suma de las fuerzas cortantes por nivel resulta menor que para un edificio asimétrico, no obstante, estas fuerzas cortantes se concentran en una zona específica del edificio mientras que para una estructura simétrica, las fuerzas cortantes se distribuyen uniformemente en todos los marcos.
2. Analizando los desplazamientos, para el caso de cualquier estructura, lo correcto sería tomar en consideración los desplazamientos generados en cada una de las esquinas, por planta y no los desplazamientos obtenidos en el centro de masa. De esta forma obtendríamos los valores más desfavorables que están actuando.

3. Como se ha realizado hasta este momento, para el caso de cualquier estructura que se desee analizar, lo primero que se deberá de revisar es que las derivas de entrepiso cumplan con los limites permisibles, una vez hecho esto, podemos empezar a realizar el diseño de los elementos que conformarán a nuestra estructura.

Por lo tanto, realizará un ajuste en las dimensiones finales de las secciones para cumplir con las distorsiones y con los elementos mecánicos generados por las combinaciones de carga según se indican en las NTC sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones obteniendo los siguientes resultados:

6.5.3.5 Diseño de elementos Edificio 4 Niveles (Simétrico)

Debido a que las secciones que se obtuvieron con el predimensionamiento fueron escasas se ensayó el modelo utilizando columnas de 60x60 y vigas de 35x80 con los cuales se obtuvieron los elementos mecánicos mostrados en las figuras siguientes.

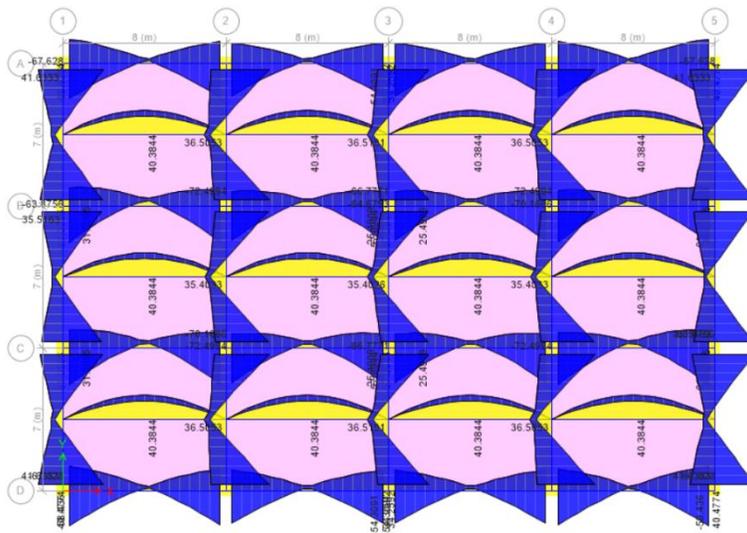


Figura 6.5.3.5.1 Diagrama de Momentos en Vigas Modelo 4N Simétrico.

En esta figura podemos observar que, en el caso de las vigas secundarias, nos encontramos con momentos flexionantes máximos de 40.38 Ton-m con los cuales se realiza el diseño de estas, para el caso de las Vigas principales, las podríamos agrupar de la forma en que se muestra en la ilustración siguiente donde se agrupan las vigas con momentos similares por lo que necesitarán un acero de refuerzo similar. Además se hace mención en que el primer modo de vibrar de la estructura resulto de 0.78 segundos, el segundo modo de 0.71s y el tercer modo con 0.63 segundo. De esta forma los elementos mecánicos son como se muestran



Figura 6.5.3.5.2 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 4N Simétrico.

De esta forma el acero necesario a lo largo de cada grupo es como se muestra a continuación:

Para los claros comprendidos entre los **ejes C-D y A-B** se tiene lo siguiente:

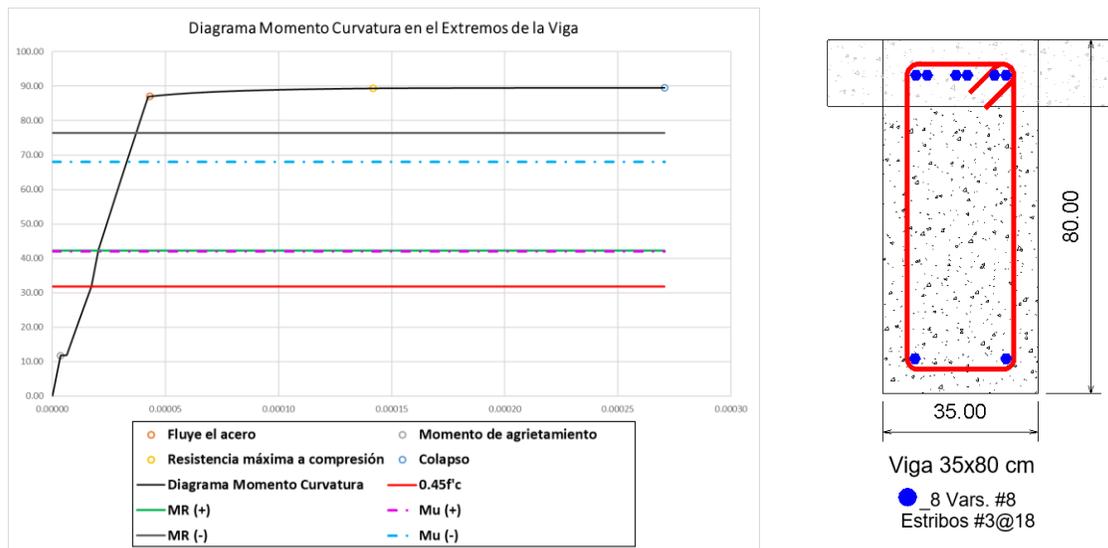
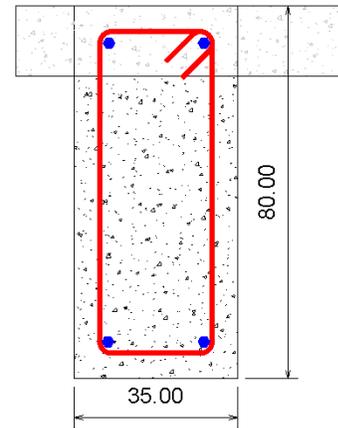
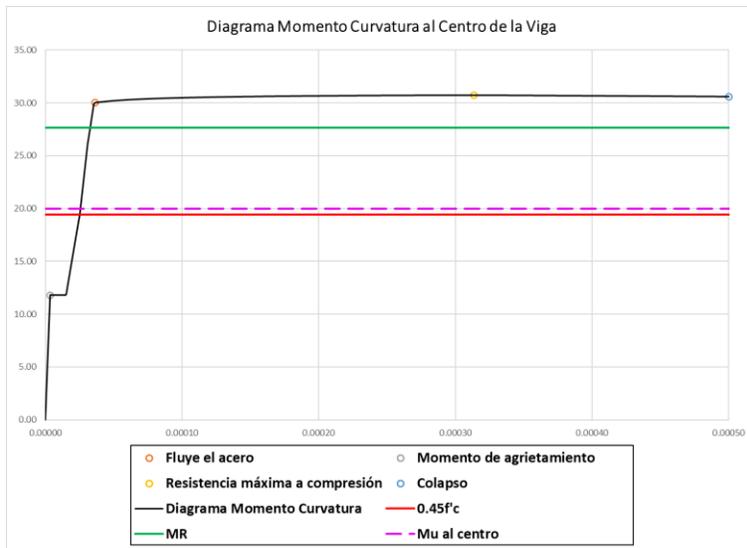


Figura 6.5.3.5.3 Diagrama de Momento-curvatura "Extremos-Grupo 1" Modelo 4N Simétrico.



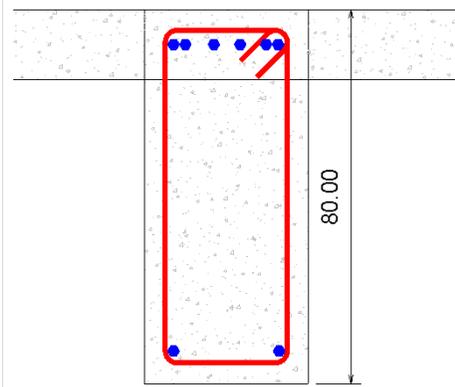
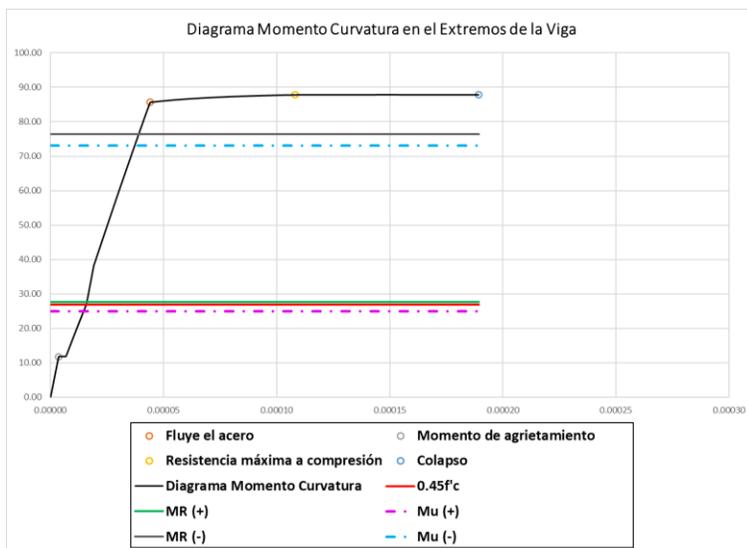
Viga 35x80 cm
 ● 4 Vars. #8
 Estribos #3@25

Figura 6.5.3.5.4 Diagrama de Momento-curvatura “Al centro-Grupo 1” Modelo 4N Simétrico.

Estos armados nos satisfacen para los claros comprendidos sobre el eje 1 y 4 que corresponden al grupo 1, como podemos observar la sección de 35x80 cm satisface las acciones actuantes, en cuestión de los extremos de cada viga se utilizarán 6 varillas del #8 en el lecho superior y en las zonas centrales únicamente será necesario utilizar 2 varillas del número 8. Para el lecho inferior se mantendrá un armado uniforme de 2 varillas del #8 en toda su longitud.

Para estribos, los extremos utilizarán varilla del #3@18 cm hasta una distancia de 2.4m, mientras que el resto utilizará varillas del #3@25 cm.

Para el grupo 2 y 3 tenemos que, en los claros comprendidos entre los **ejes C-D y A-B** se utilizará lo siguiente:



Viga 35x80 cm
 ● 8 Vars. #8
 Estribos #3@25

Figura 6.5.3.5.5 Diagrama de Momento-curvatura “Extremos-Grupo 2” Modelo 4N Simétrico.

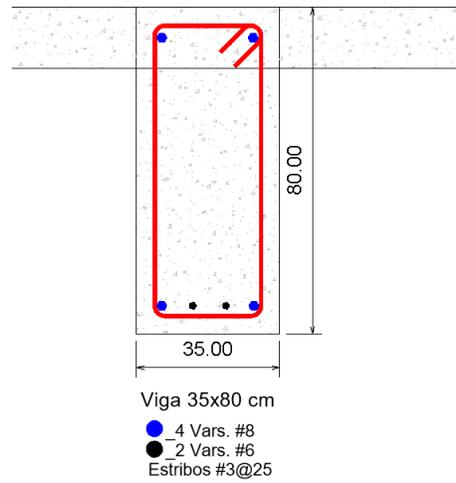
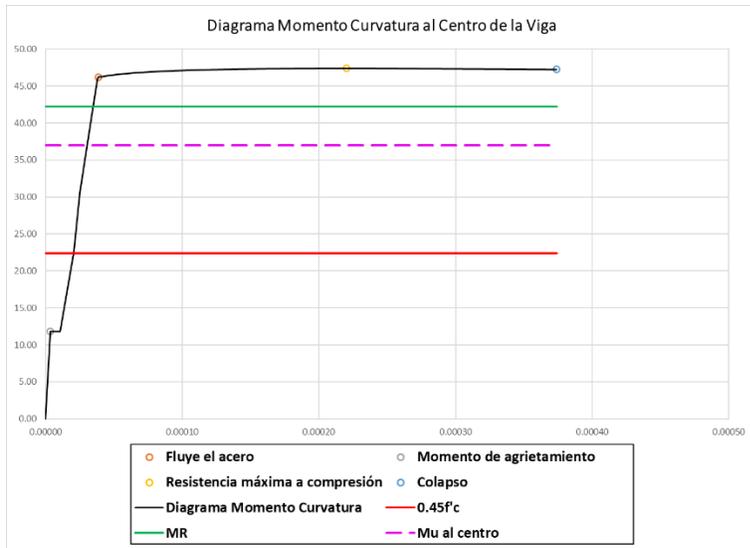
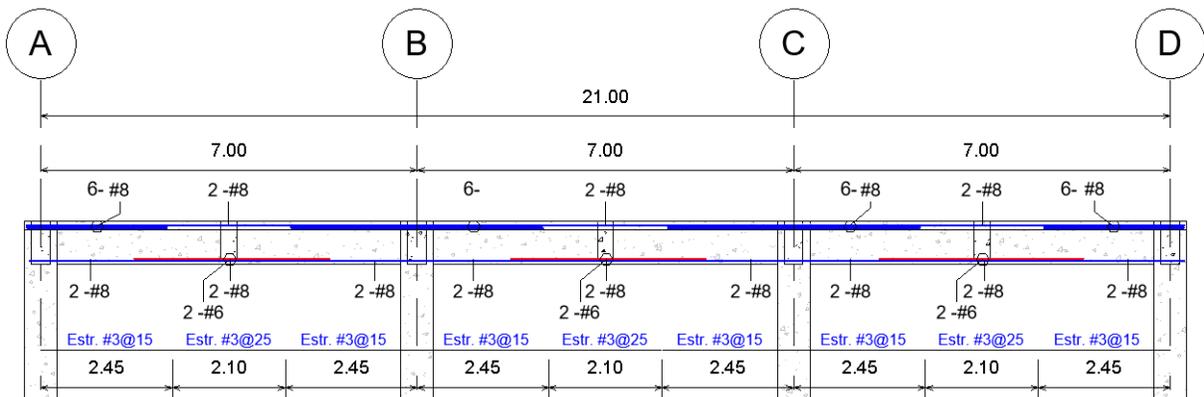
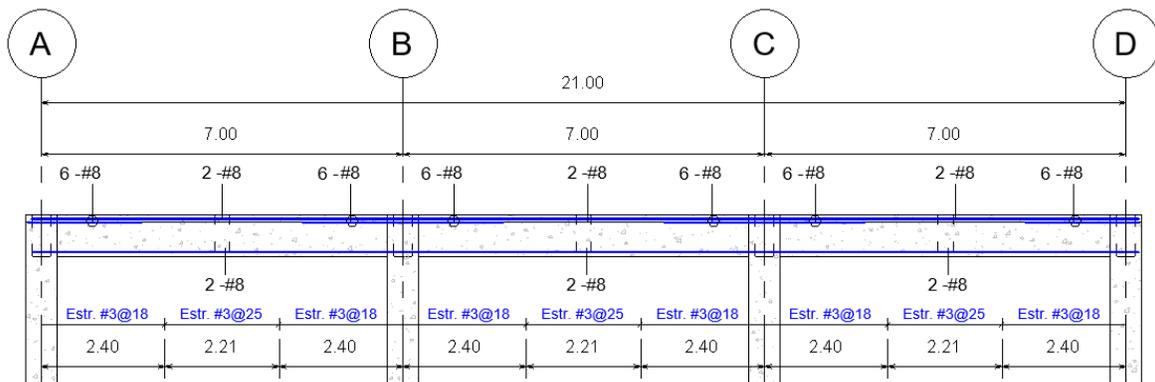


Figura 6.5.3.5.6 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 4N Simétrico.
 De esta forma tenemos que:

Grupo 2 y 3



Grupo 1



Para el caso de las Columnas se obtuvieron de forma gráfica los siguientes elementos mecánicos :

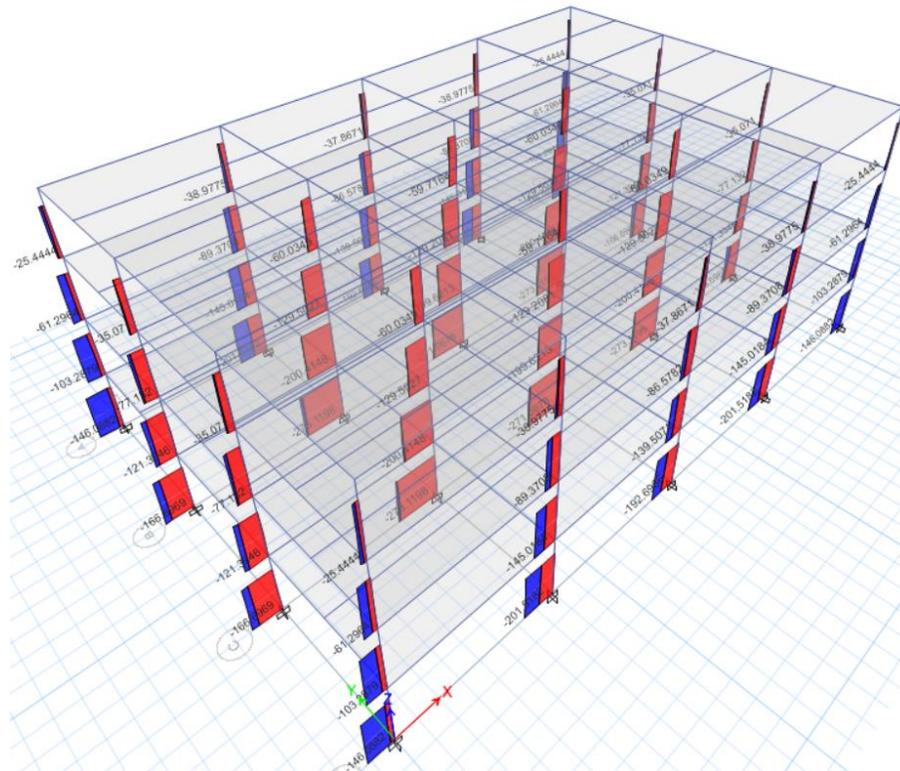


Figura 6.5.3.5.7 Diagrama Elementos mecánicos en columnas.

Donde cómo podemos observar, al igual que las vigas, podríamos formar grupos los cuales podrían dividirse como se muestran en la siguiente figura:

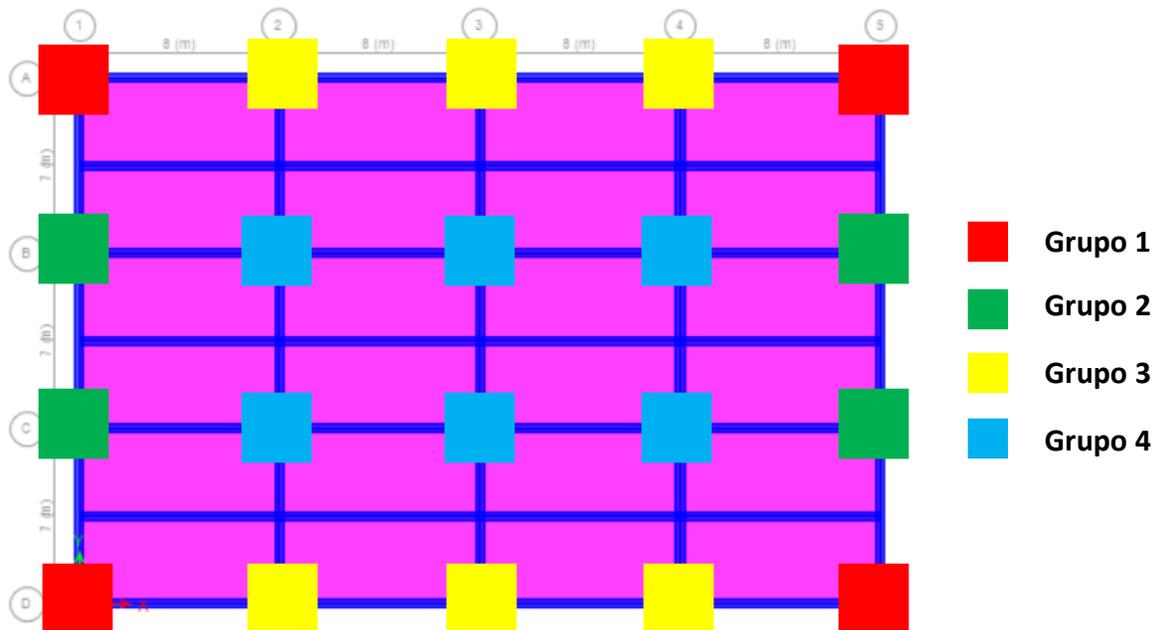
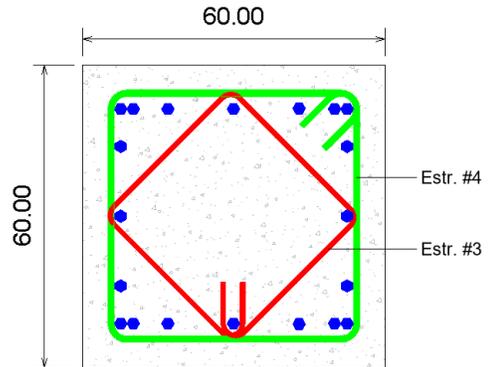
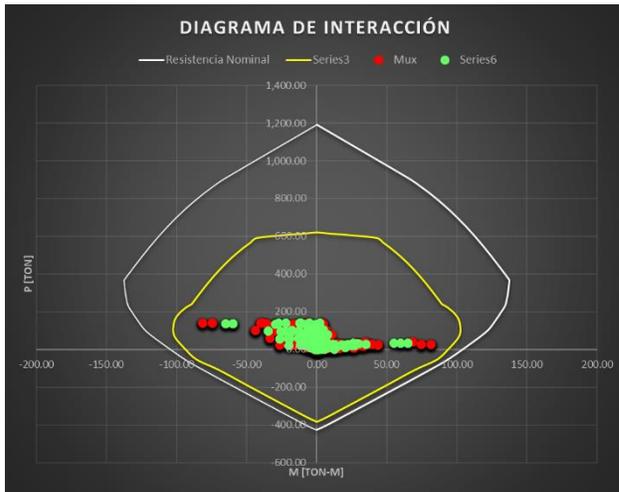


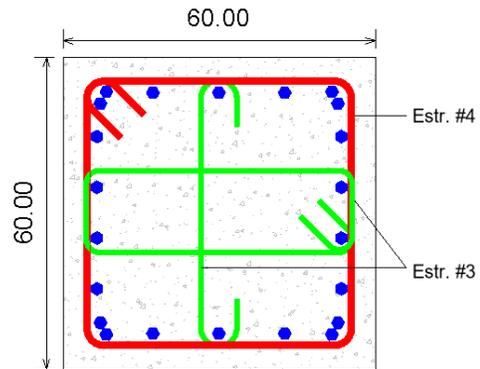
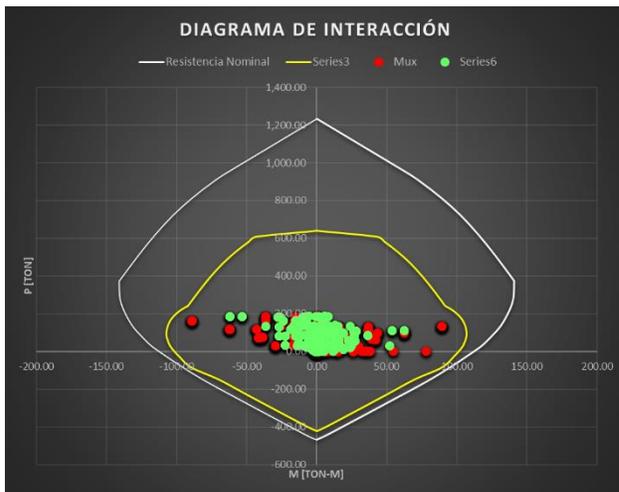
Figura 6.5.3.5.8 Distribución de grupos de columnas en planta.

Ahora bien, realizando el diseño para las columnas de cada grupo, el cual se mantendrá constante en toda la altura del edificio tenemos lo siguiente:



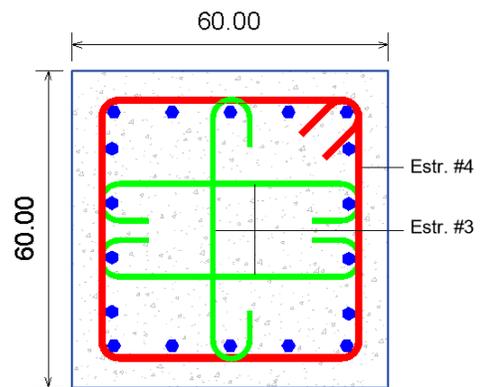
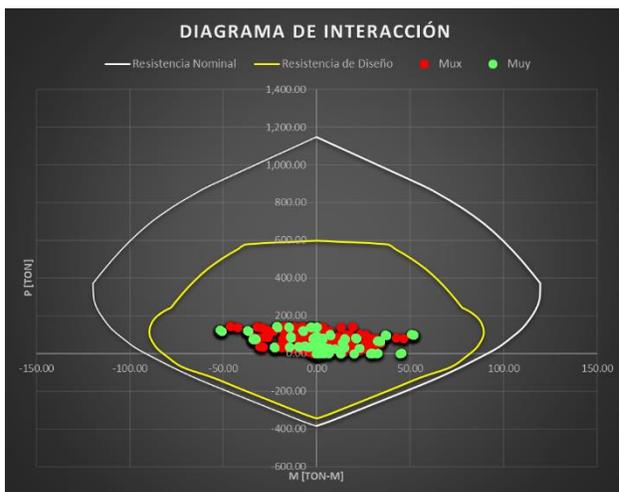
Columna 60x60-Grupo 1

● _20 Vars. #8



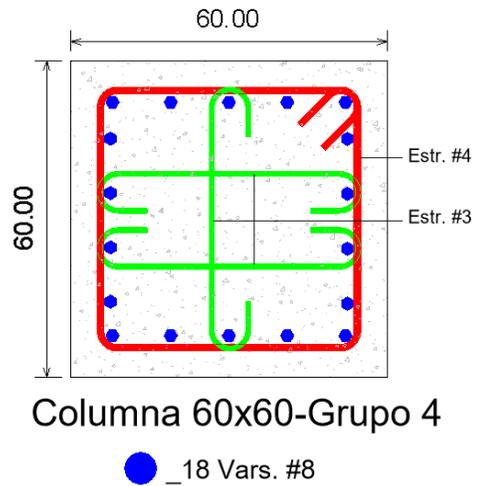
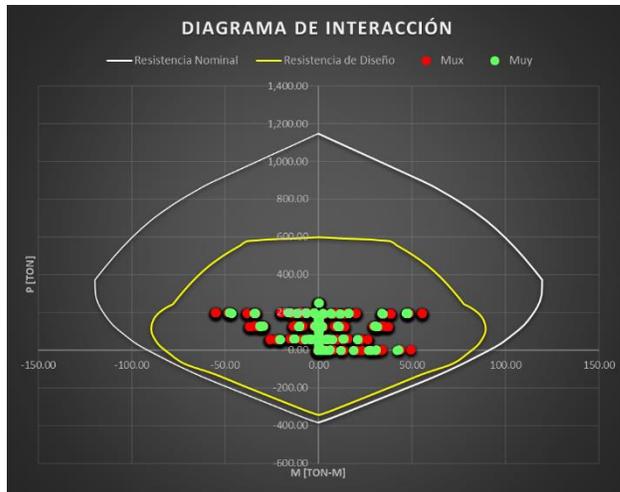
Columna 60x60-Grupo 2

● _22 Vars. #8



Columna 60x60-Grupo 3

● _18 Vars. #8



Ahora bien, para el caso de las vigas que se encontrarán dentro del eje "x" las podemos dividir como a continuación se muestra:



Figura 6.5.3.5.9 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "x" Modelo 4N Simétrico.

De esta forma el área de acero necesaria para cada grupo es como a continuación se muestra:

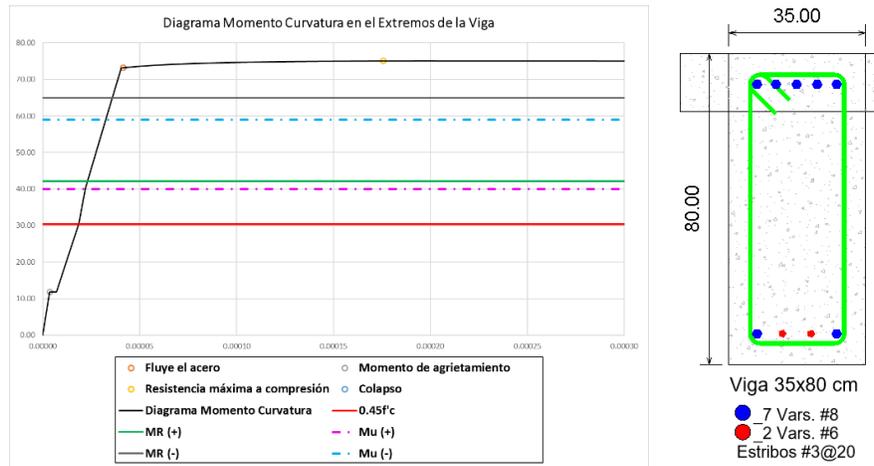


Figura 6.5.3.5.10 Diagrama de Momento-curvatura “Extremos-Grupo 1” Modelo 4N Simétrico.

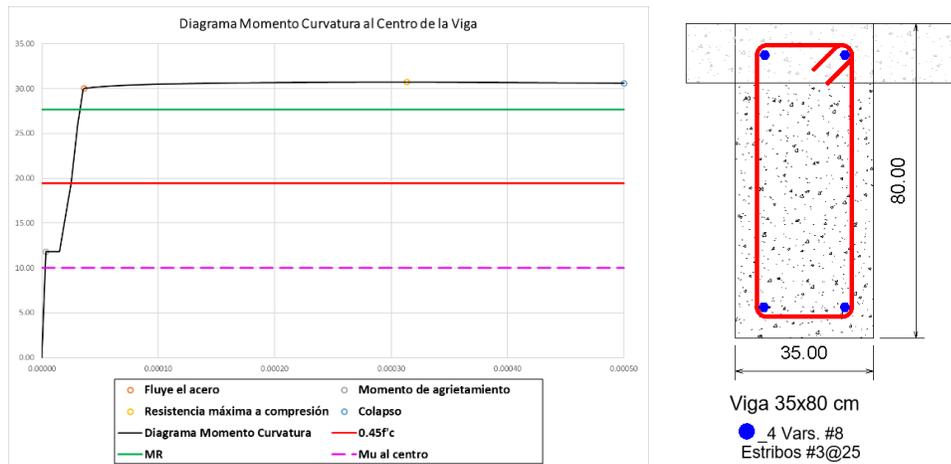


Figura 6.5.3.5.11 Diagrama de Momento-curvatura “Al centro-Grupo 1” Modelo 4N Simétrico.

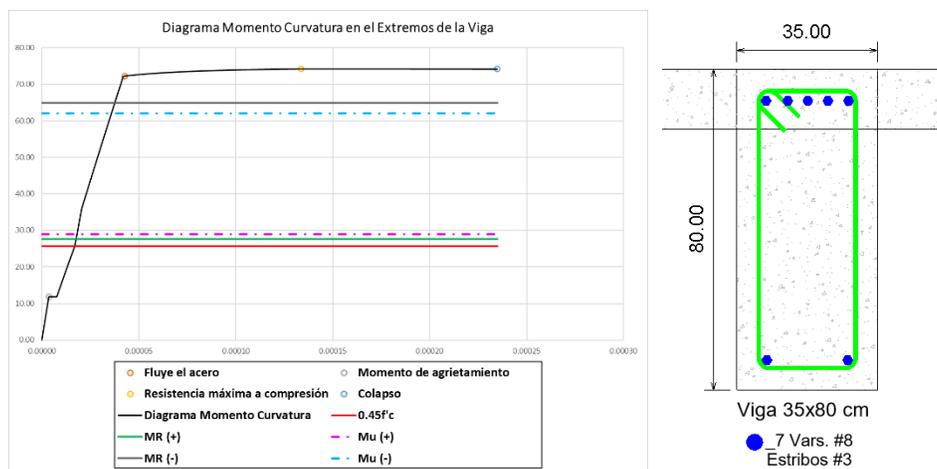


Figura 6.5.3.5.12 Diagrama de Momento-curvatura “Extremos-Grupo 2” Modelo 4N Simétrico.

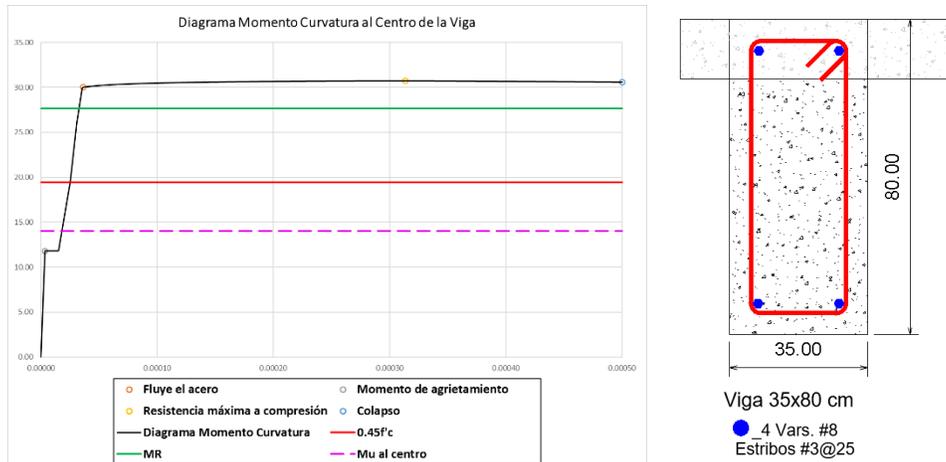
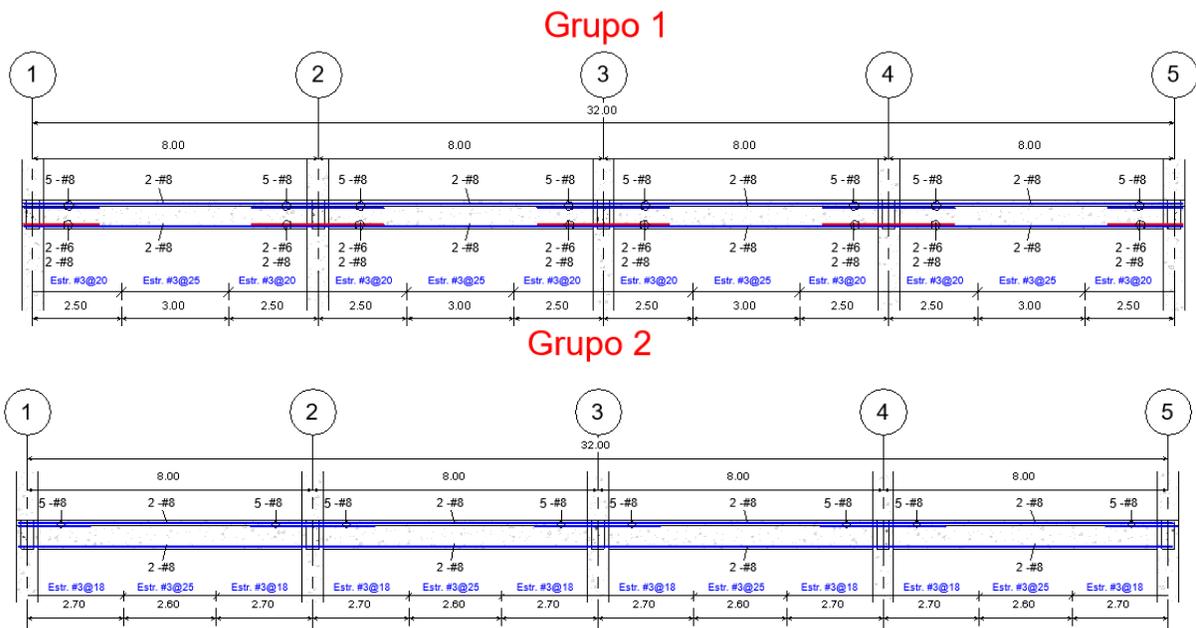


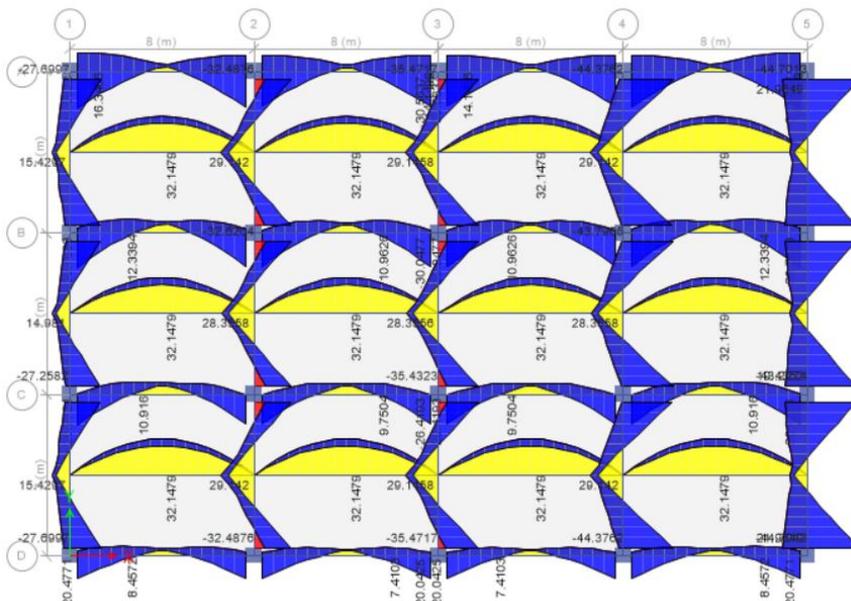
Figura 6.5.3.5.13 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 4N Simétrico.



6.5.3.6 Diseño de elementos Edificio 4 Niveles (Asimétrico)

El modelo se analizó con las secciones necesarias para que el edificio presentara una rigidez adecuada para los desplazamientos de entrepiso, así como sus distorsiones. Para esto se utilizaron columnas de 70x70 y vigas de 35x80 obteniendo para el primer modo de vibrar un periodo de 0.7 segundos en dirección "x", para el segundo modo, se presento un periodo de 0.65 segundo en el sentido "y", mientras que para el tercer modo se encontró un periodo de 0.57 segundos correspondiente a una rotación en el edificio.

De esta forma se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos, con los cuales se realizó el diseño de cada uno de los elementos.



Al igual que en el modelo simétrico, se realizaron grupos para poder juntar los elementos que presentan elementos mecánicos de igual magnitud y poder realizar diseños similares, de esta forma tenemos lo siguiente:

Figura 6.5.3.6.1 Diagrama de Momentos en Vigas Modelo 4N Asimétrico.



Figura 6.5.3.6.2 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 4N Asimétrico.

Como se puede observar, debido a que estamos suponiendo una excentricidad en masas del 20%, que se ubica dentro del primer cuadrante de un sistema de ejes coordenados, la concentración de fuerzas, con respecto al eje "y", se localiza en los elementos que se encuentran recargados sobre el lado derecho y disminuyen conforme se avanza hacia el lado izquierdo, mientras que en el sentido "x", los grupos con mayor intensidad se ordenaron de orden descendente.

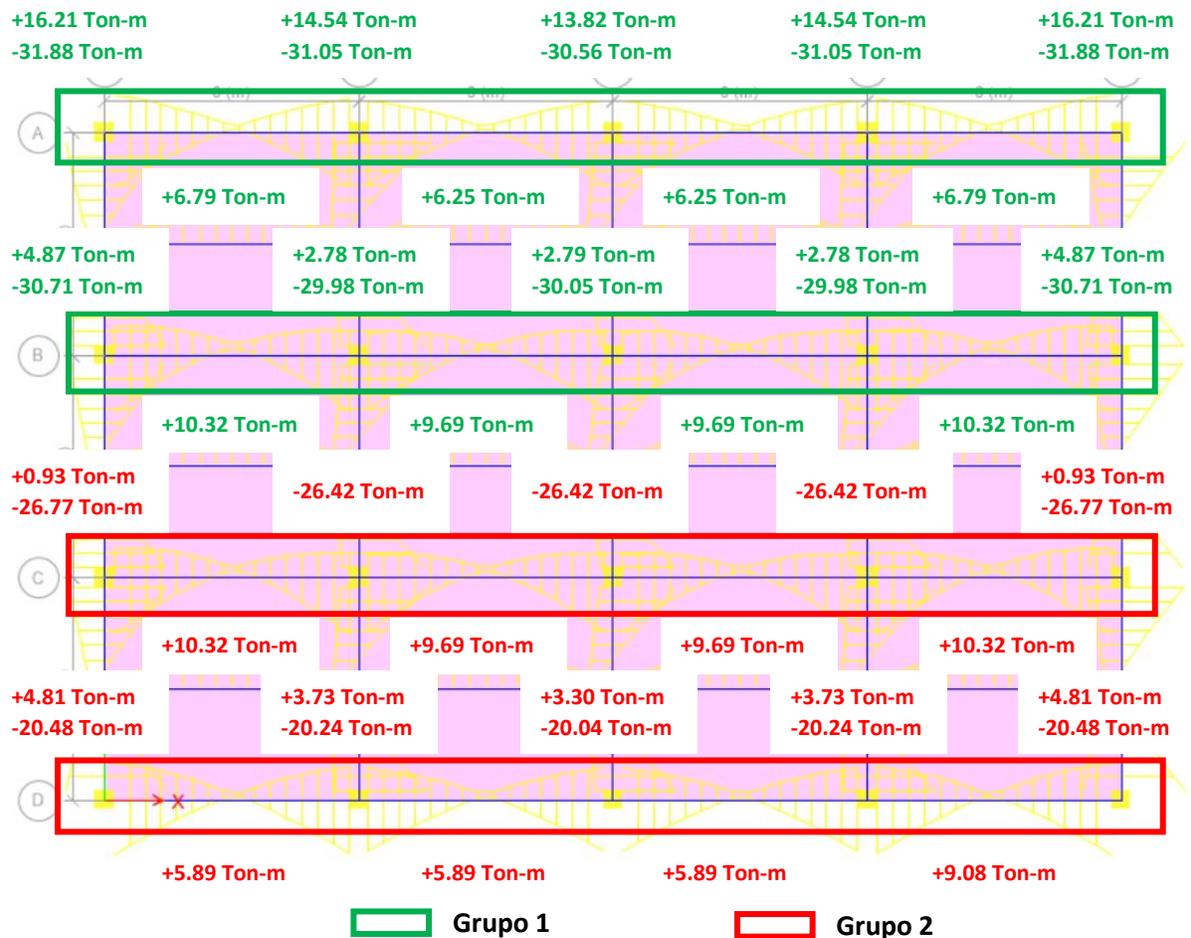


Figura 6.5.3.6.3 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "x" Modelo 4N Asimétrico.

De esta forma el diseño de los elementos es como se muestra a continuación, que al igual como se realizó con el modelo simétrico, se muestra el diagrama de momento curvatura de la sección analizada y un corte transversal de la misma sección donde se incluye el acero longitudinal así como el acero transversal necesario para los elementos mecánicos actuantes.

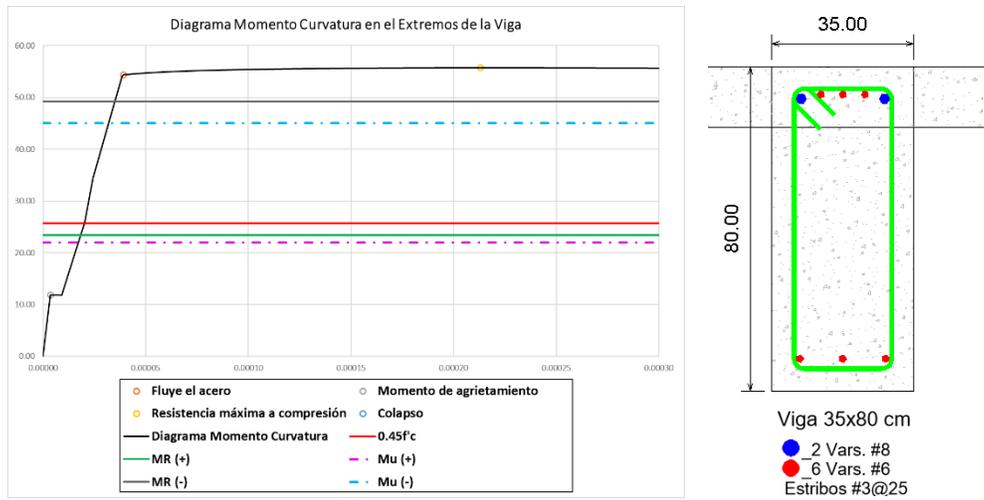


Figura 6.5.3.6.4 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 4N Asimétrico.

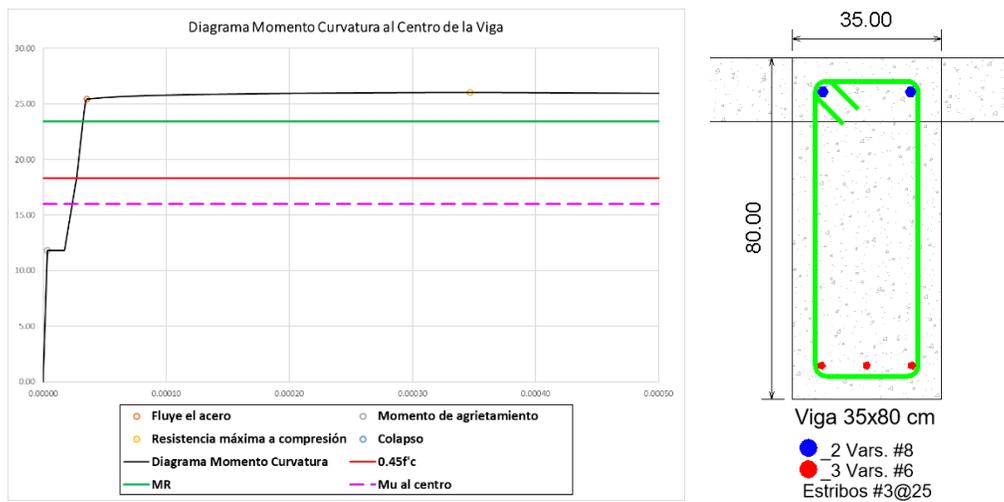


Figura 6.5.3.6.5 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 4N Asimétrico.

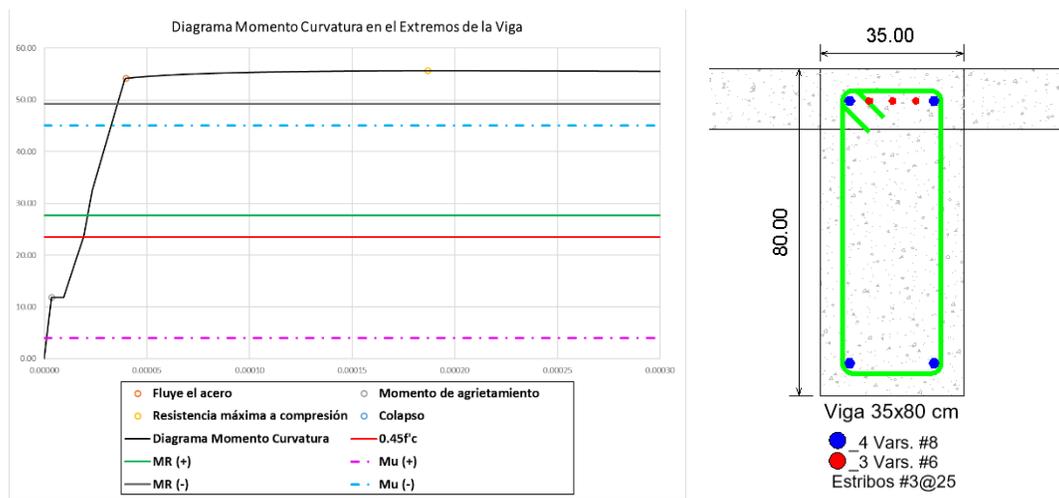


Figura 6.5.3.6.6 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 4N Asimétrico.

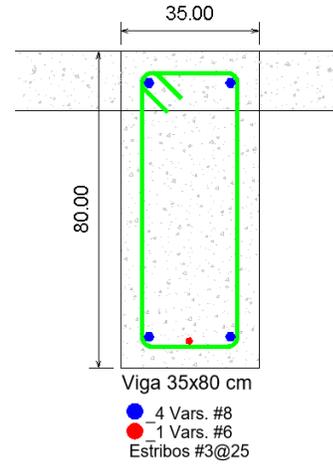
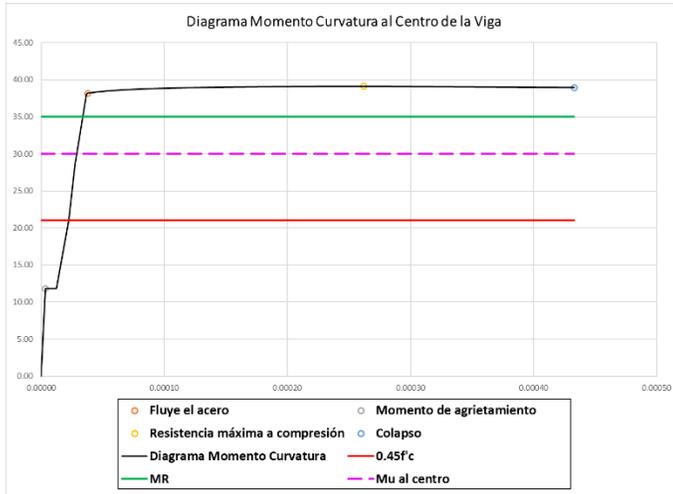


Figura 6.5.3.6.7 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 4N Asimétrico.

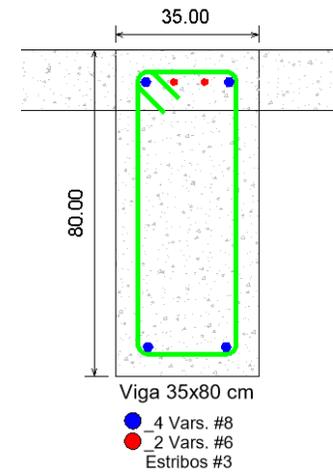
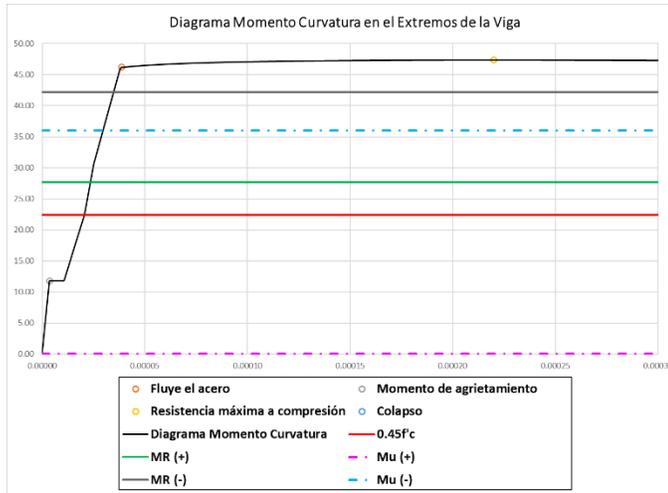


Figura 6.5.3.6.8 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 3" Modelo 4N Asimétrico.

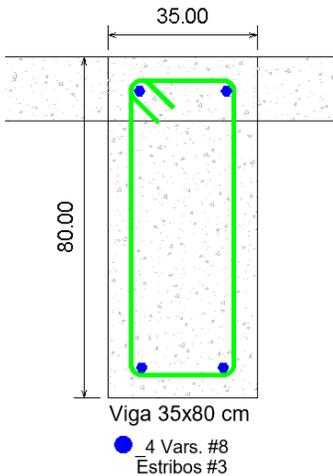
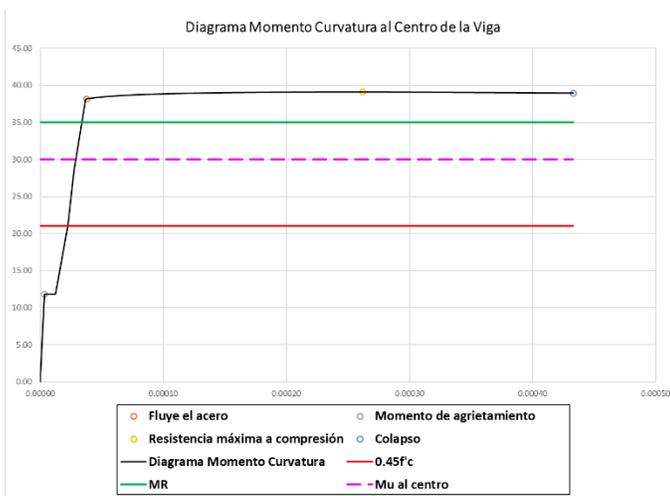


Figura 6.5.3.6.9 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 3" Modelo 4N Asimétrico.

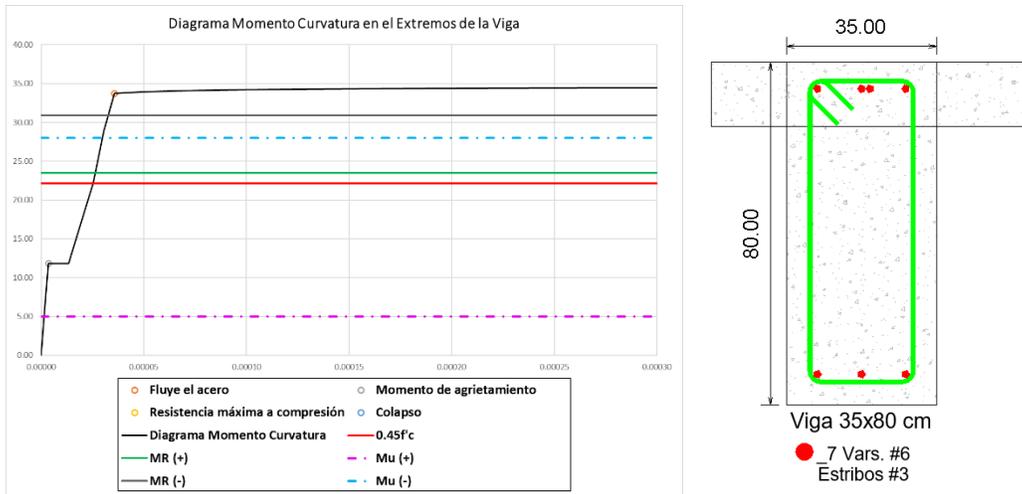


Figura 6.5.3.6.10 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 4" Modelo 4N Asimétrico.

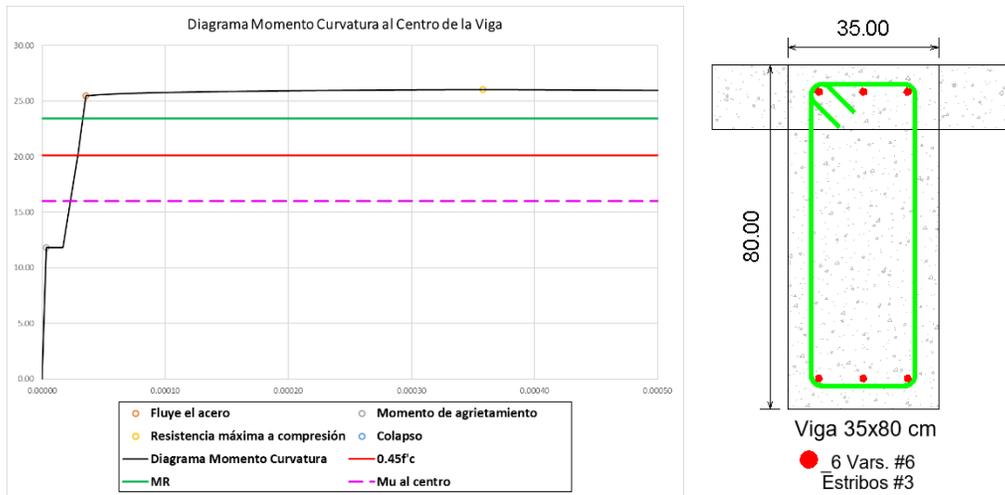
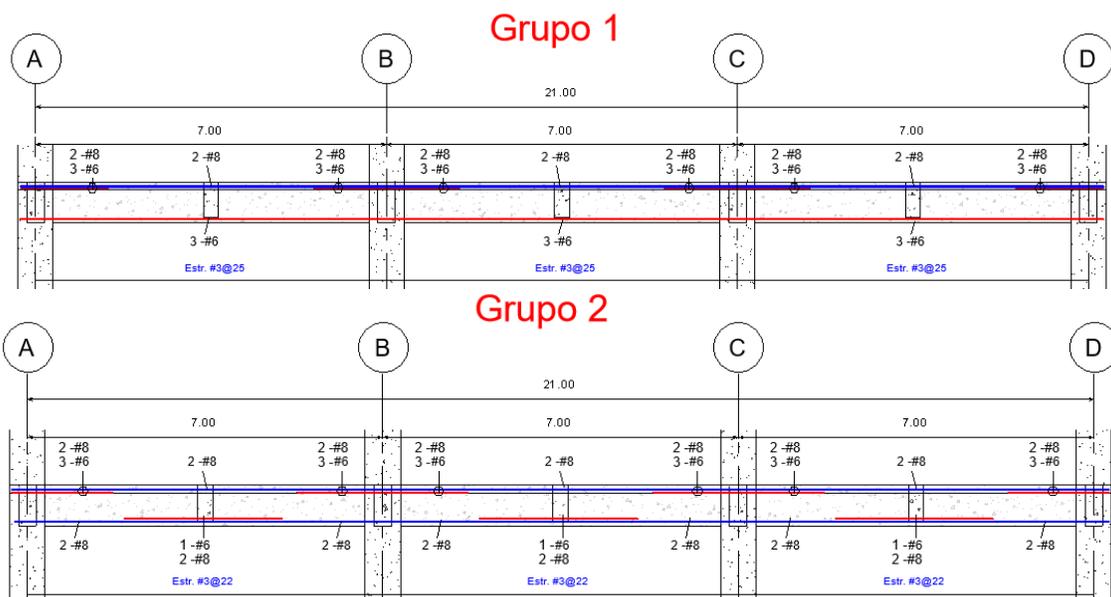
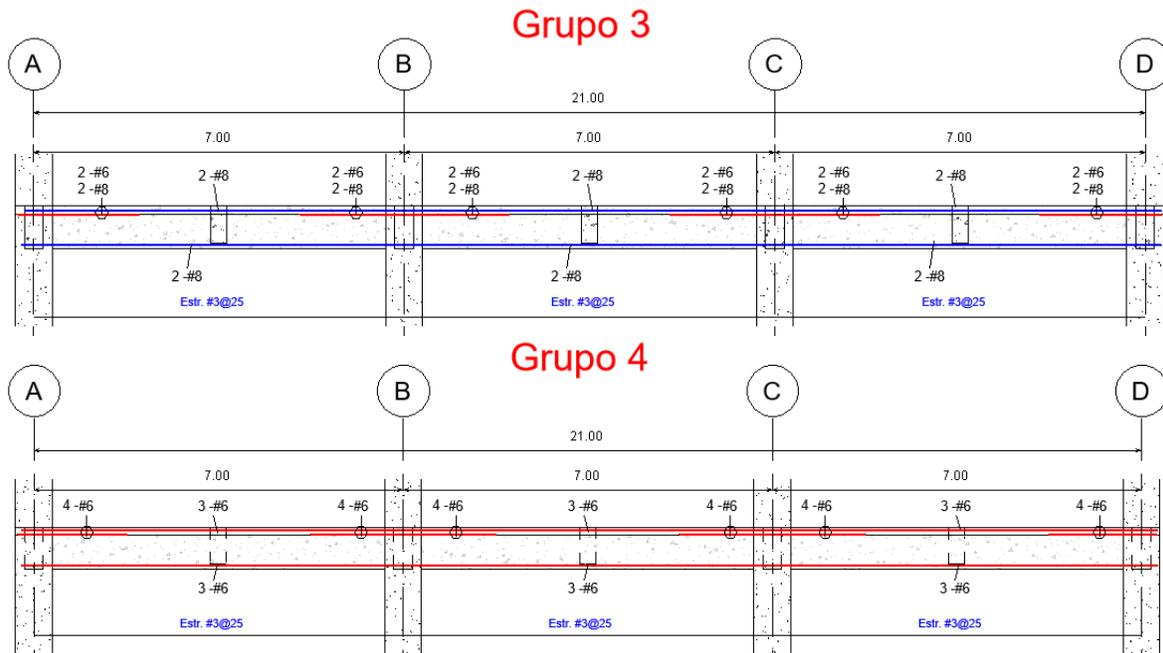


Figura 6.5.3.6.11 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 4" Modelo 4N Asimétrico.





Para el eje "x" contamos con los siguientes datos:

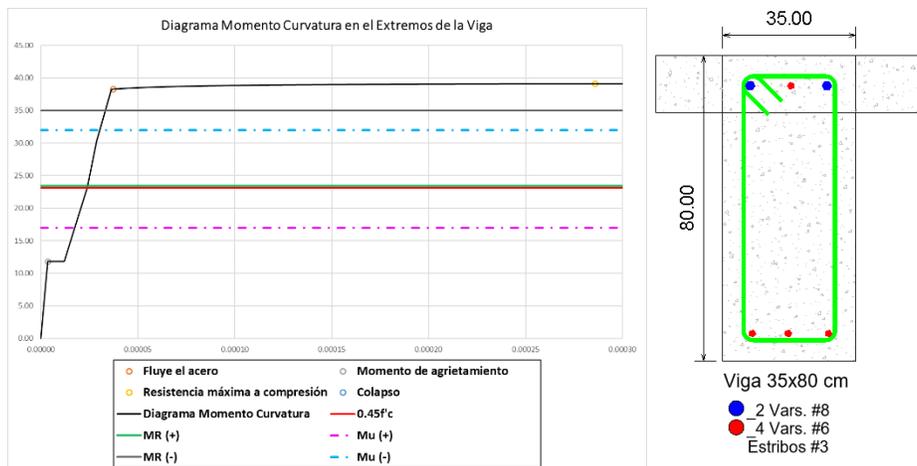


Figura 6.5.3.6.12 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 4N Asimétrico.

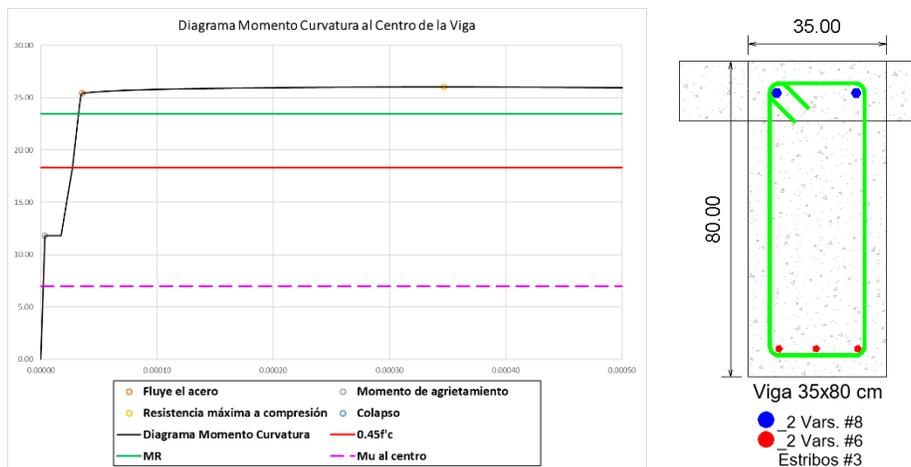


Figura 6.5.3.6.13 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 4N Asimétrico.

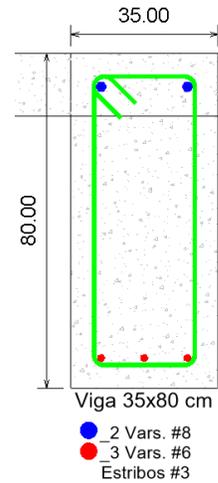
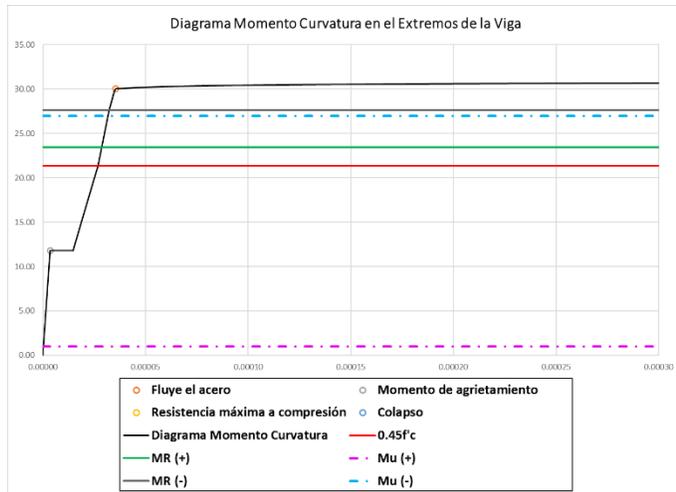


Figura 6.5.3.6.14 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 4N Asimétrico.

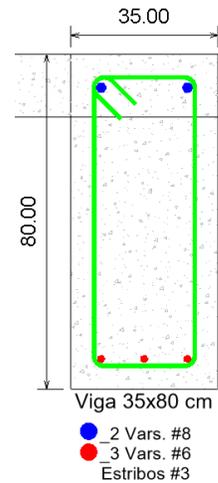
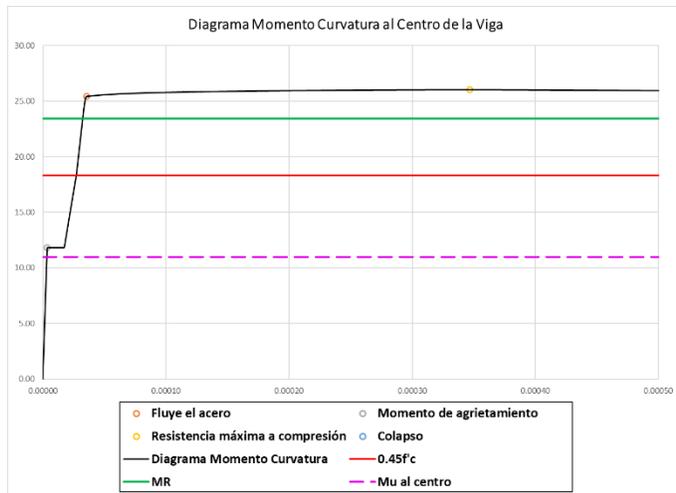
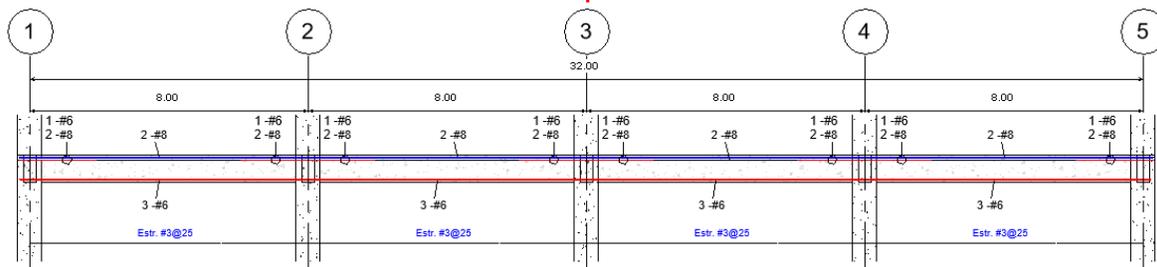
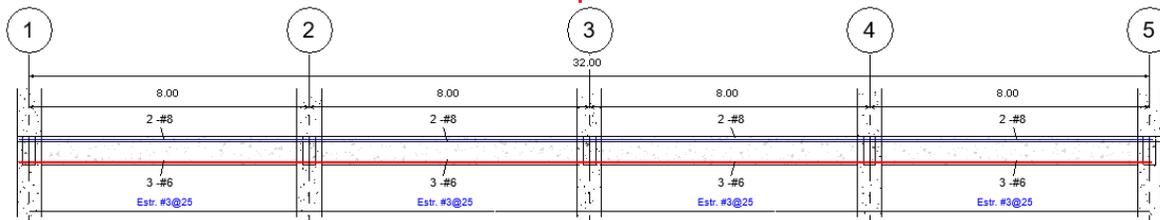


Figura 6.5.3.6.15 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 4N Asimétrico.

Grupo 1



Grupo 2



Para el caso de las columnas tenemos lo siguiente:

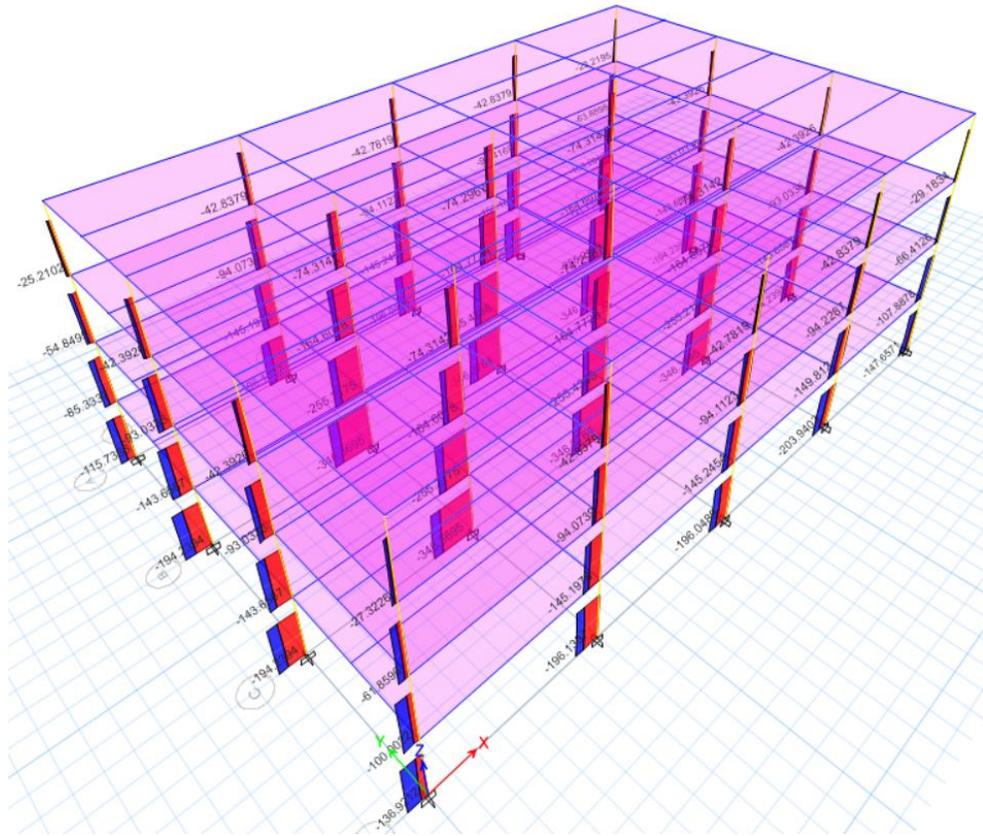


Figura 6.5.3.6.16 Diagrama Elementos mecánicos en columnas.

De esta forma podemos hacer los siguientes grupos:

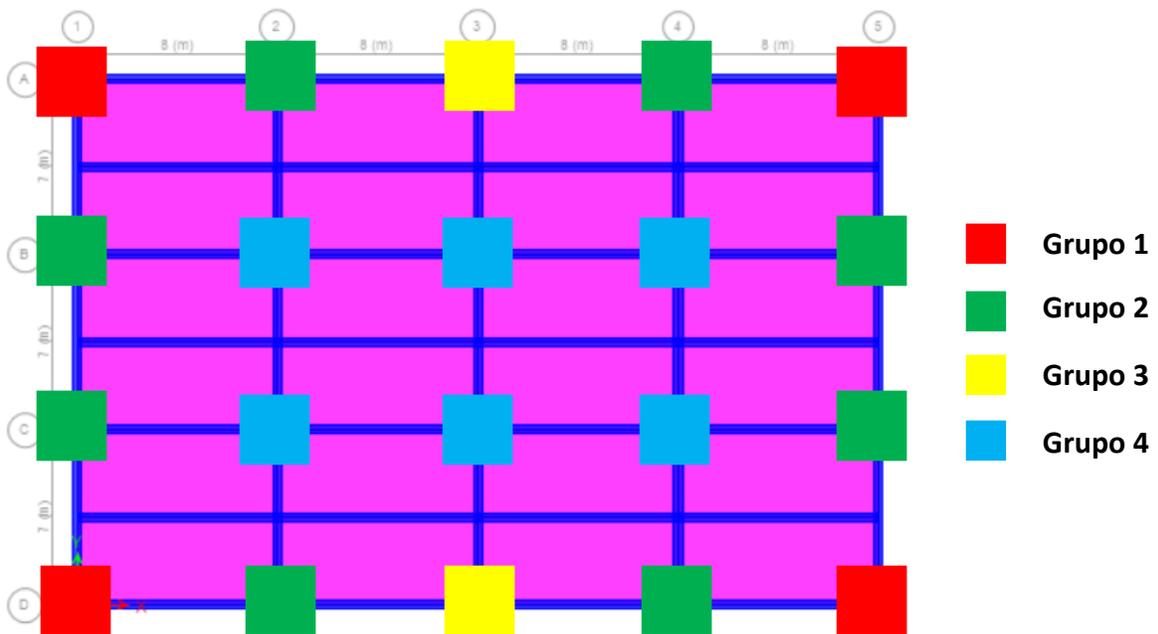
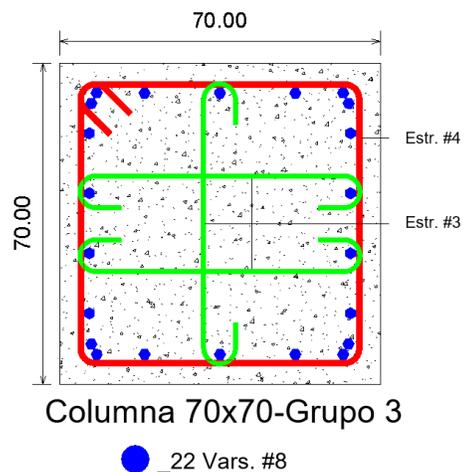
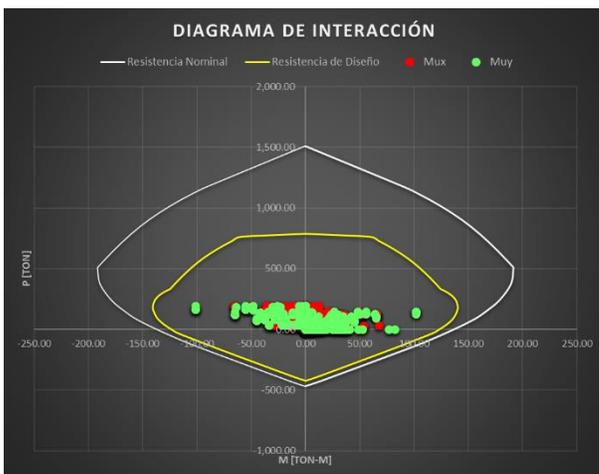
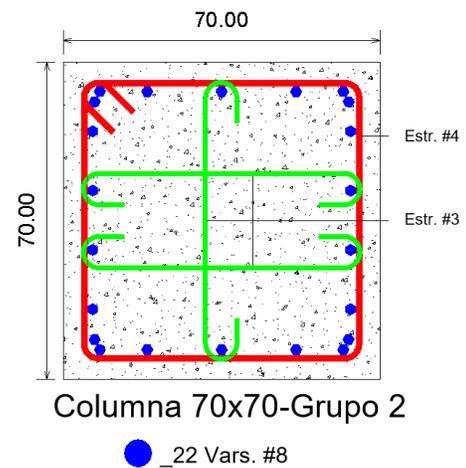
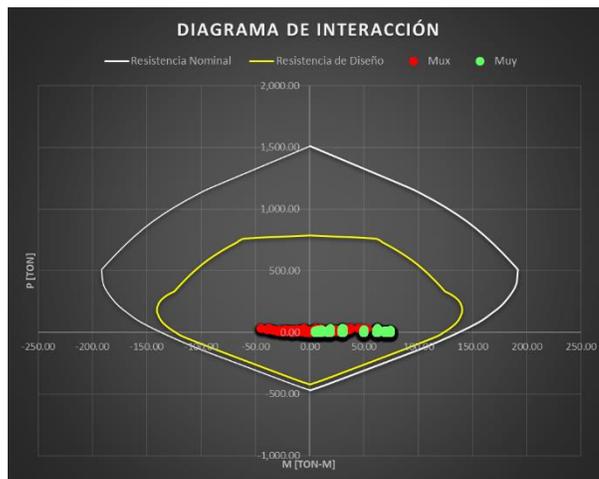
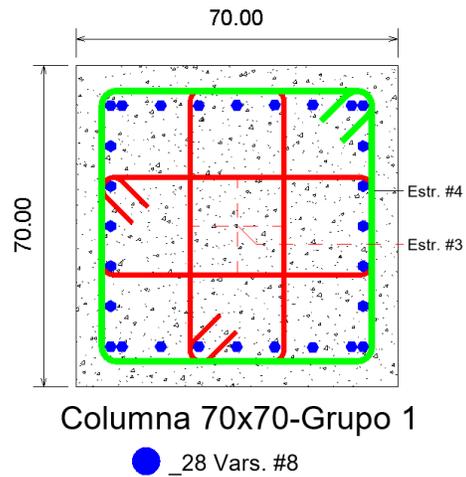
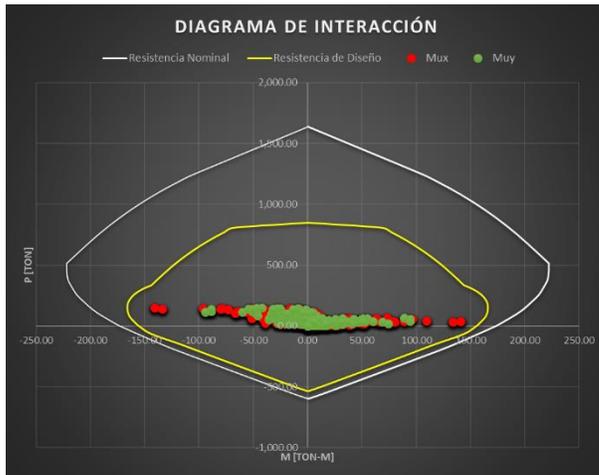
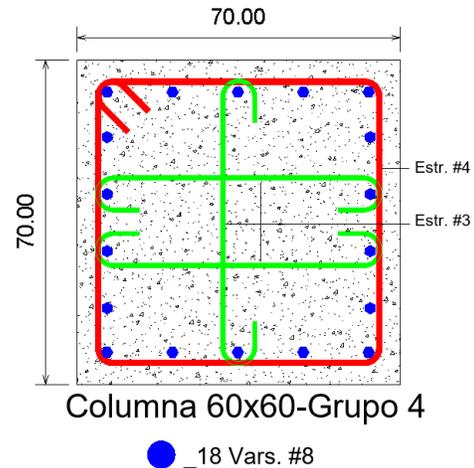
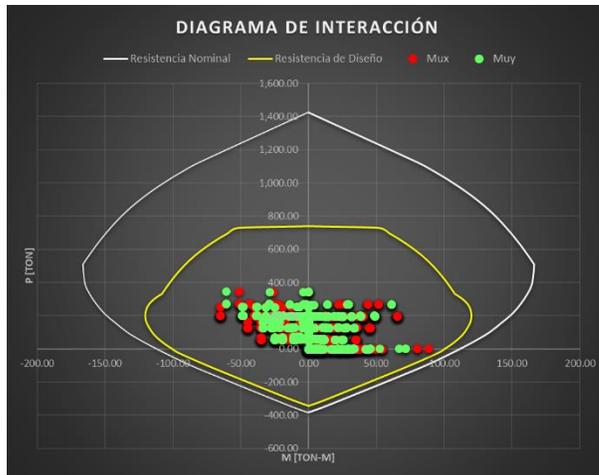


Figura 6.5.3.6.17 Distribución de grupos de columnas en planta.

Ahora bien, realizando el diseño para las columnas de cada grupo, el cual se mantendrá constante en toda la altura del edificio tenemos lo siguiente:





6.5.3.7 Diseño de elementos Edificio 6 Niveles (Simétrico)

Al igual que en el caso de los diseños anteriores, el diseño de los elementos para el edificio de 6 niveles simétrico se realizó de tal forma en que cumpliera con las condiciones límite de distorsiones que se presentan, así como para soportar los estados límite de resistencia. Las secciones de las columnas se mantuvieron constantes en toda su altura, sin embargo, a partir del nivel 5 el armado se cambió para optimizar las secciones. Las columnas utilizadas fueron de 60x60 mientras que las vigas utilizadas fueron de 35x80 cms.

De esta forma el periodo para el primer modo es de 1.19 segundos, para el segundo modo el periodo resulto de 1.16 segundos y para el tercer modo el periodo resultante fue de 1.00 segundo. De esta forma los elementos mecánicos para las vigas son como se muestran a continuación, cabe resaltar que se manejaron 2 grupos para los primeros 3 niveles y dos grupos distintos para los tres niveles restantes.

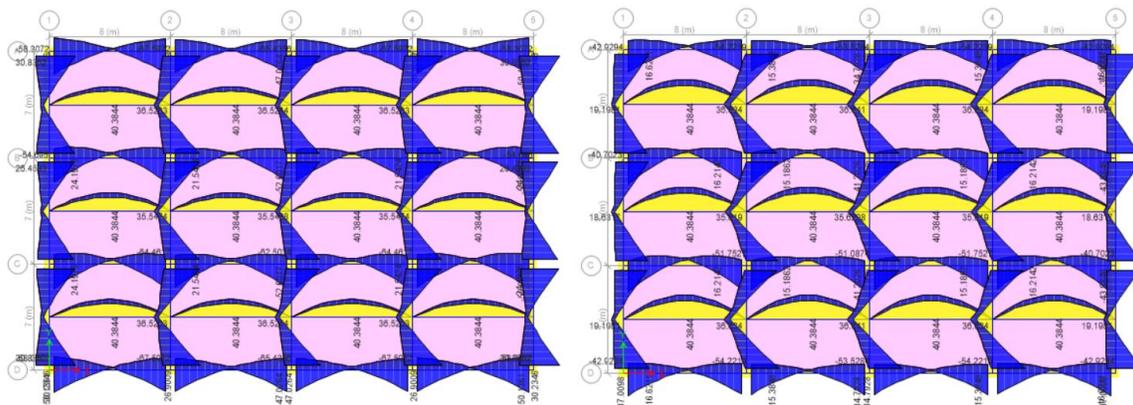


Figura 6.5.3.7.1 Diagrama de Momentos en Vigas Modelo 6N Asimétrico. 1-3 y 4-6

De esta forma los grupos son como se muestran a continuación:

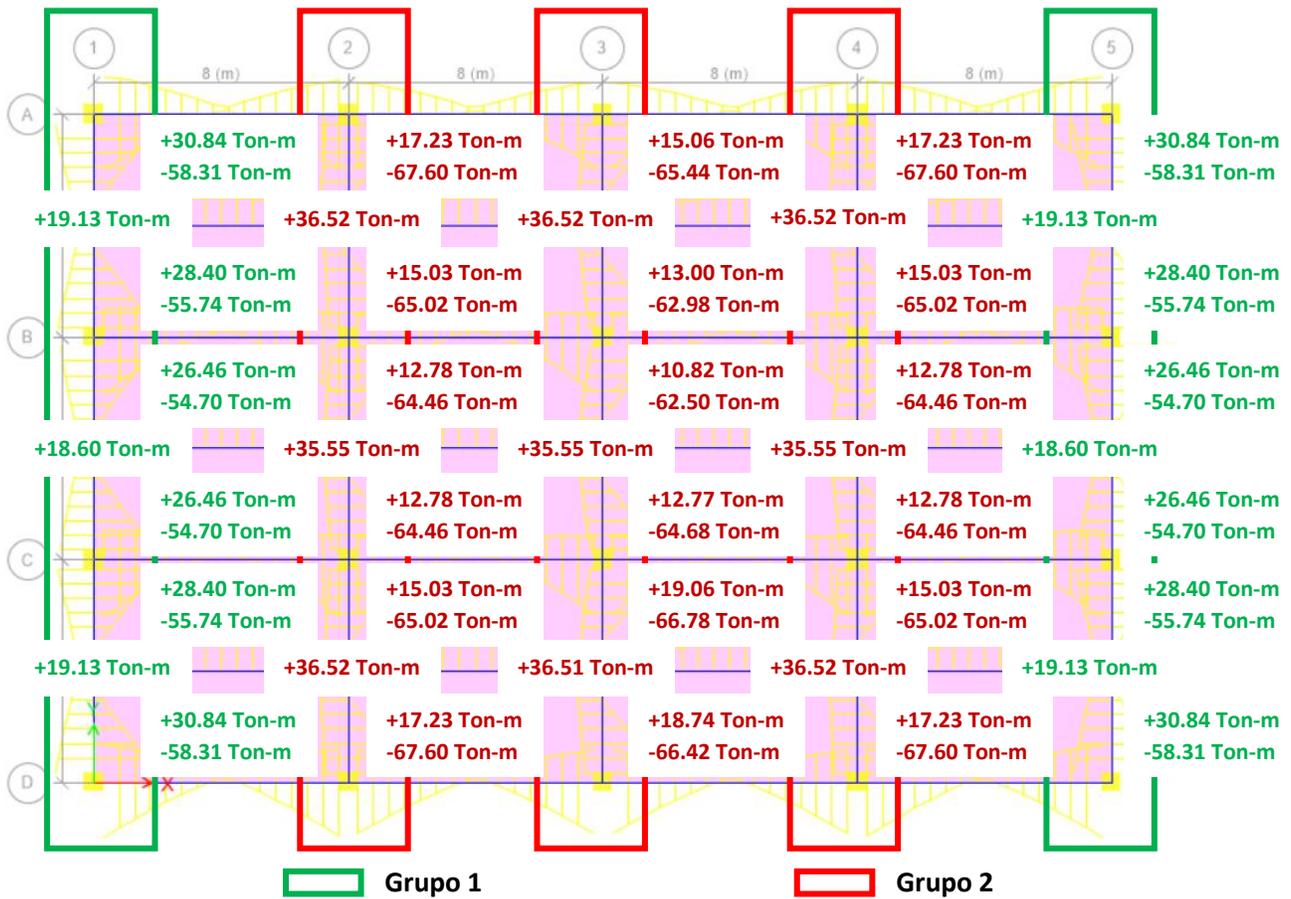


Figura 6.5.3.7.2 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 6N Simétrico. Pisos 1-3

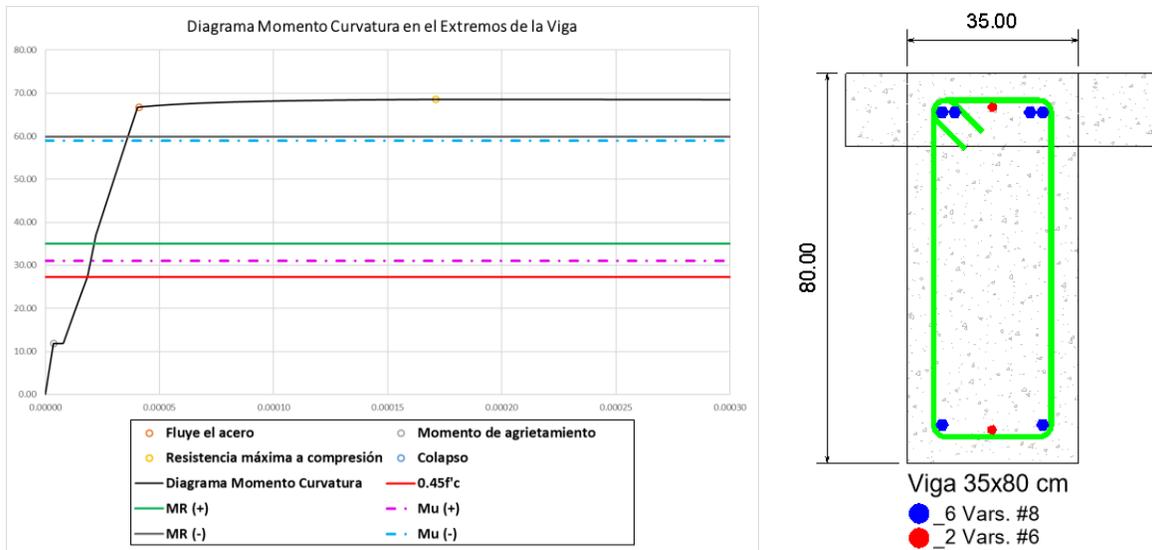


Figura 6.5.3.7.3 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1 " Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

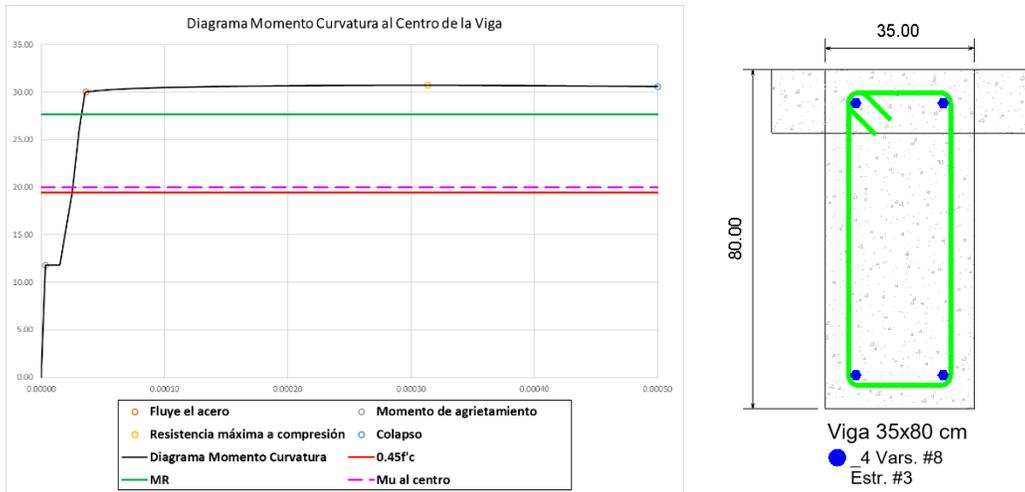


Figura 6.5.3.7.4 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

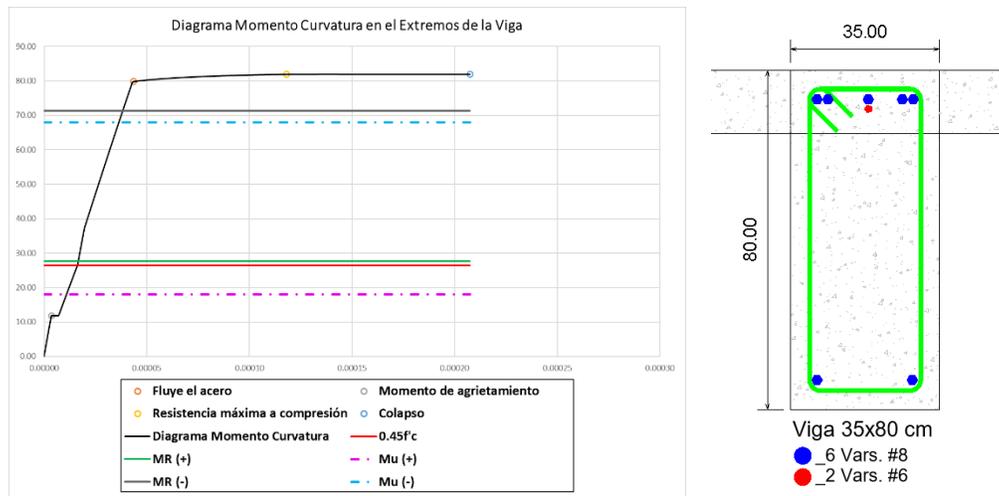


Figura 6.5.3.7.5 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

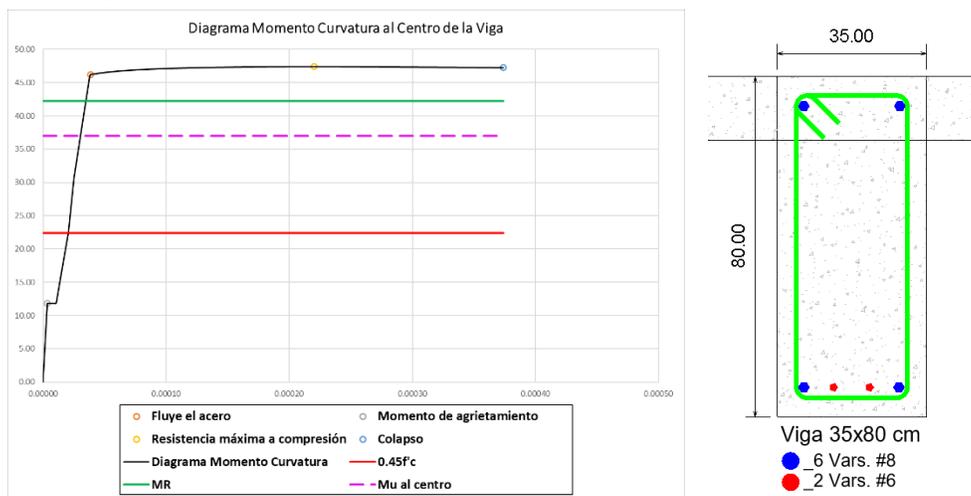


Figura 6.5.3.7.6 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

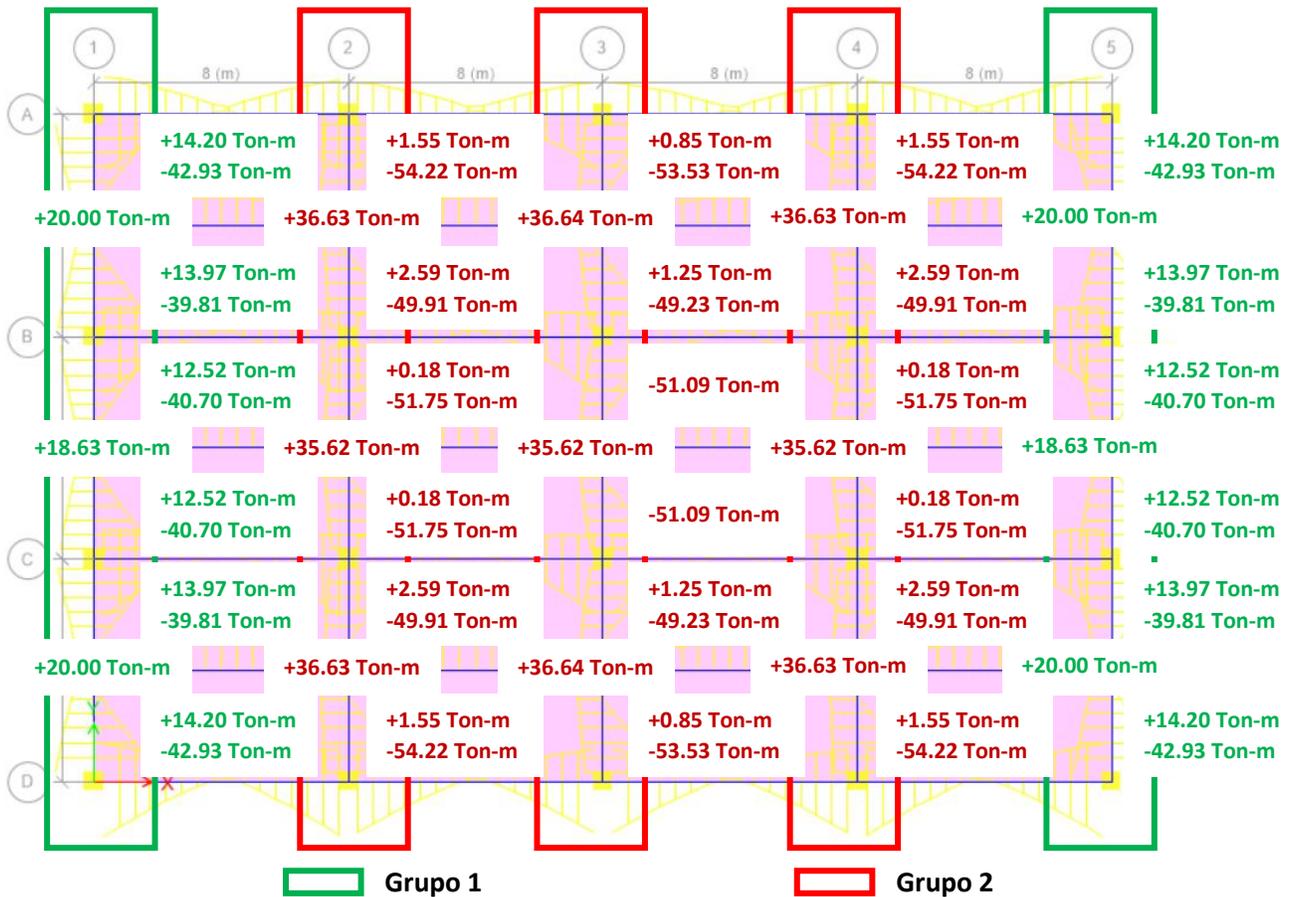
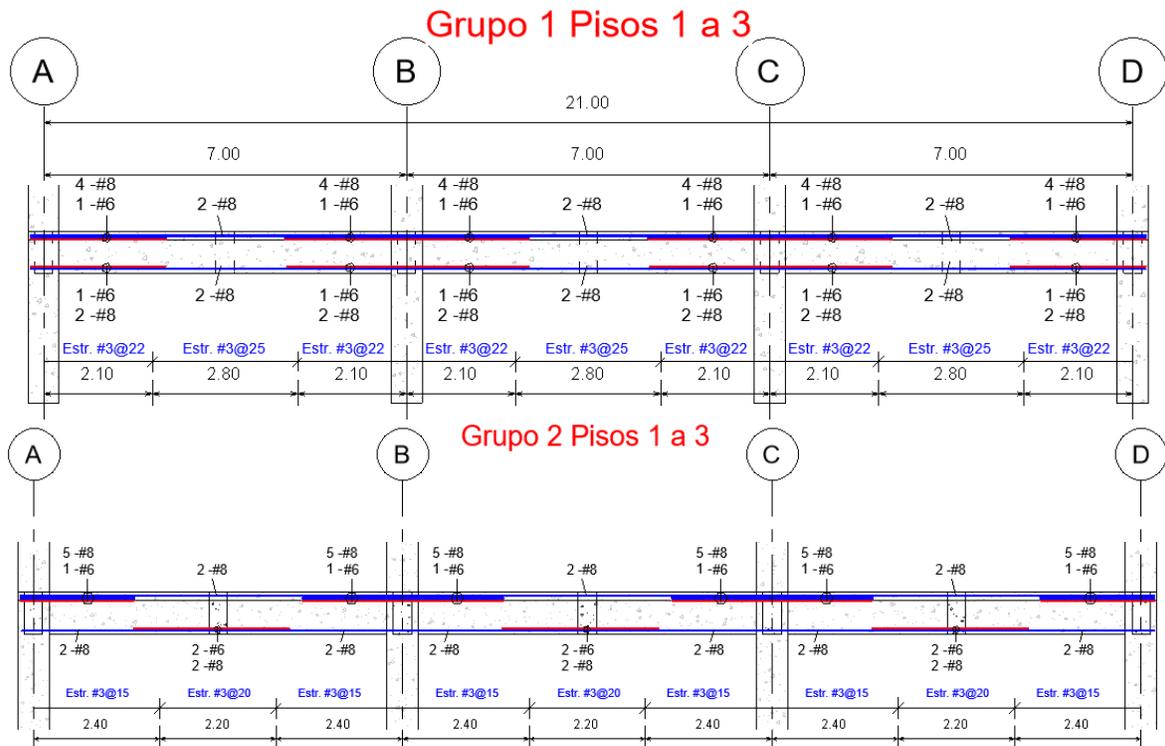


Figura 6.5.3.7.7 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 6N Simétrico. Pisos 4-6

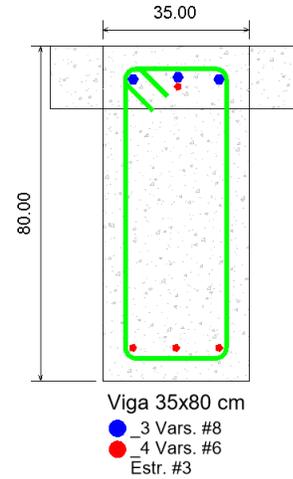
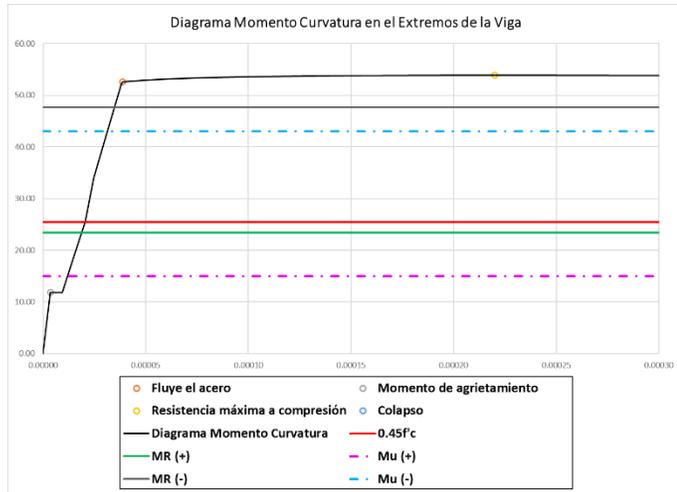


Figura 6.5.3.7.8 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

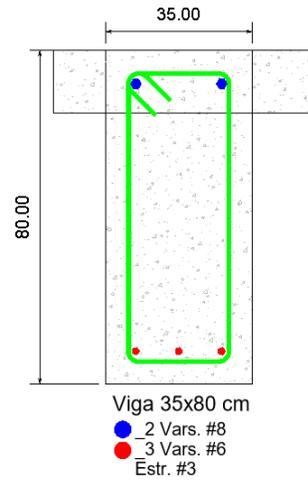
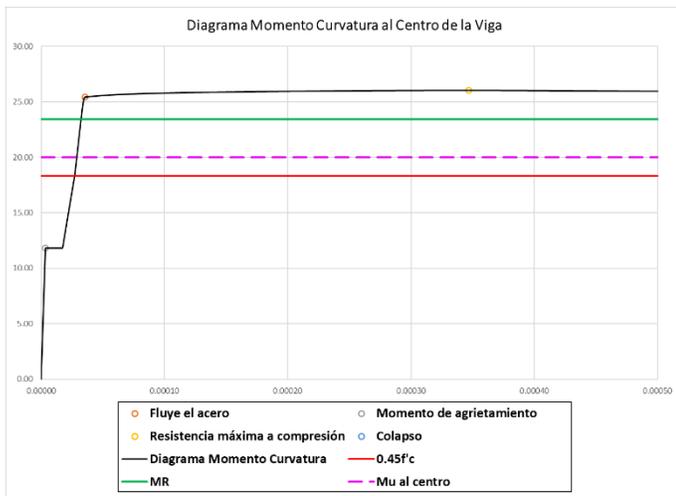


Figura 6.5.3.7.9 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

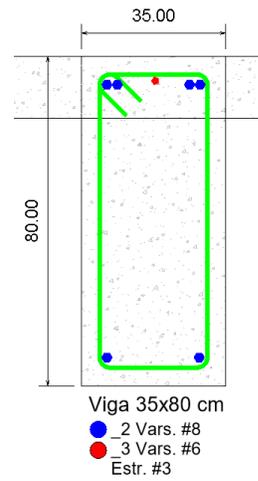
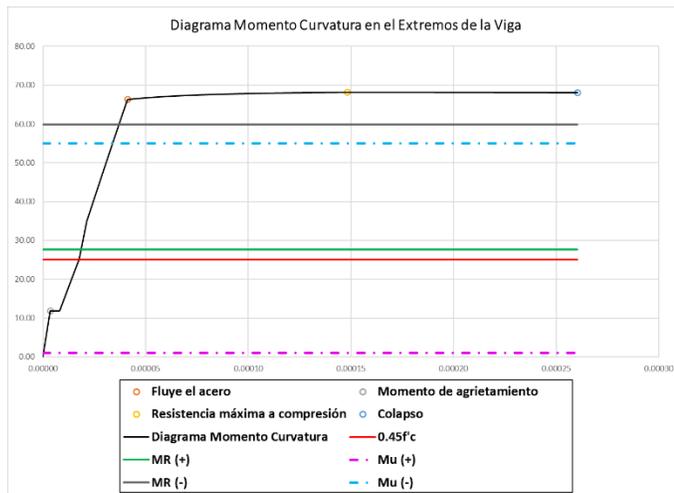


Figura 6.5.3.7.10 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

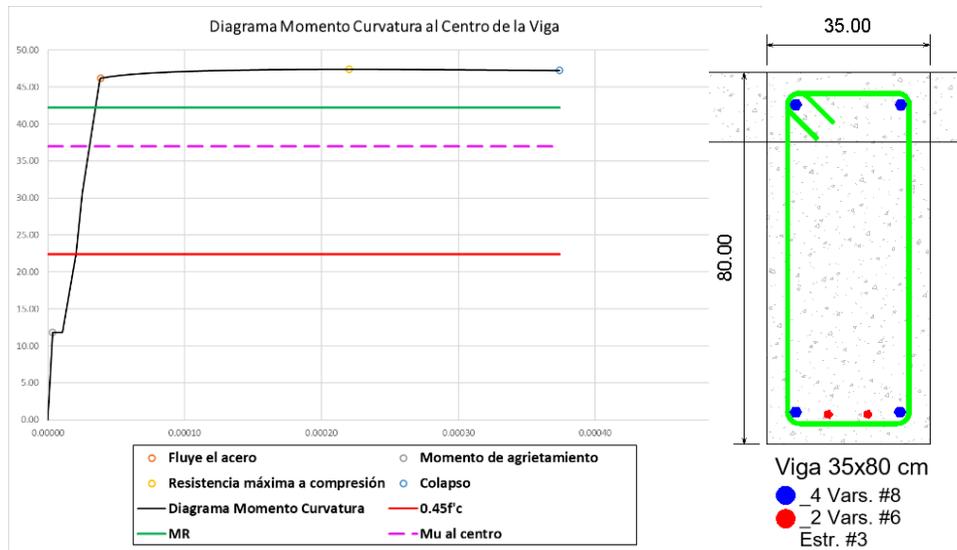
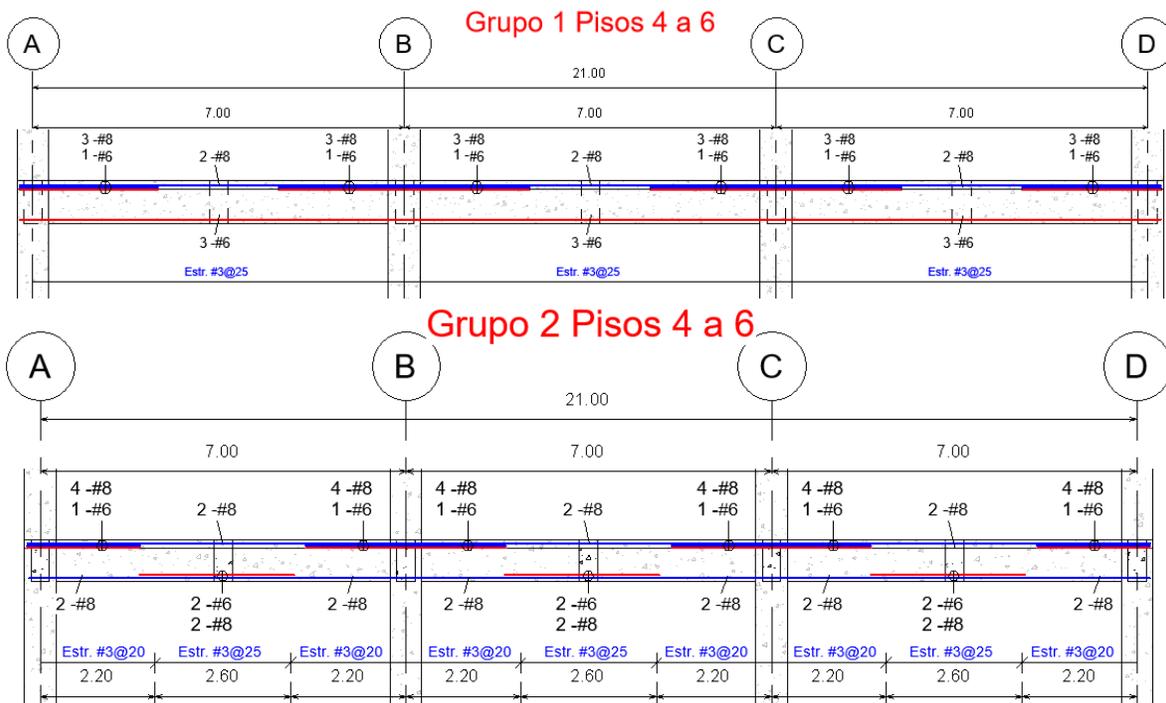


Figura 6.5.3.7.11 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2 " Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6



Para el diseño sobre el eje "X" tenemos lo siguiente, donde al igual que para el eje "Y", presentamos dos grupos de vigas para los primeros tres pisos y dos grupos más para los pisos 4 a 6.



Figura 6.5.3.7.12 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "x" Modelo 6N Simétrico. Pisos 4 a 6

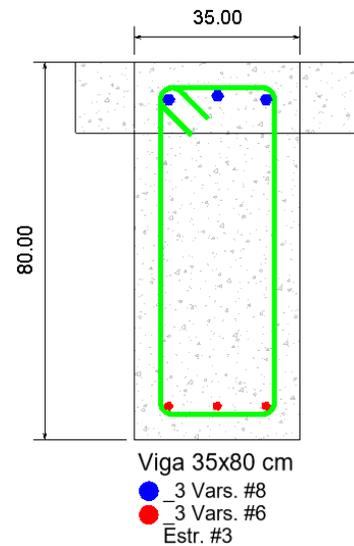
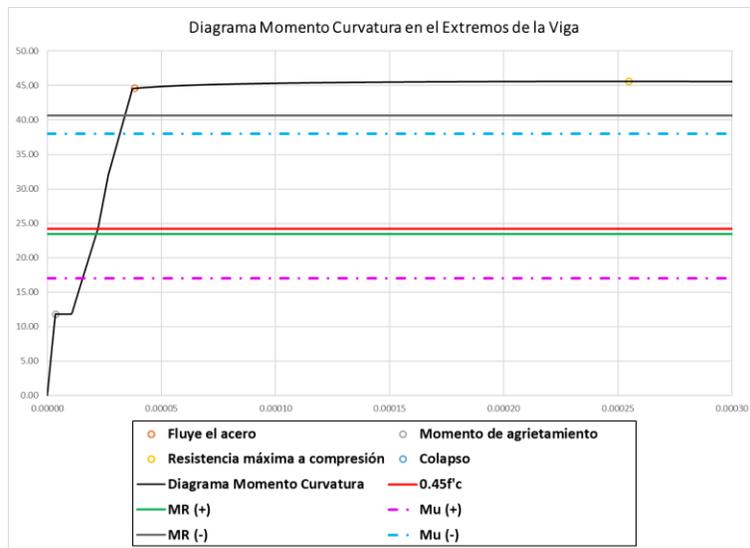


Figura 6.5.3.7.13 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

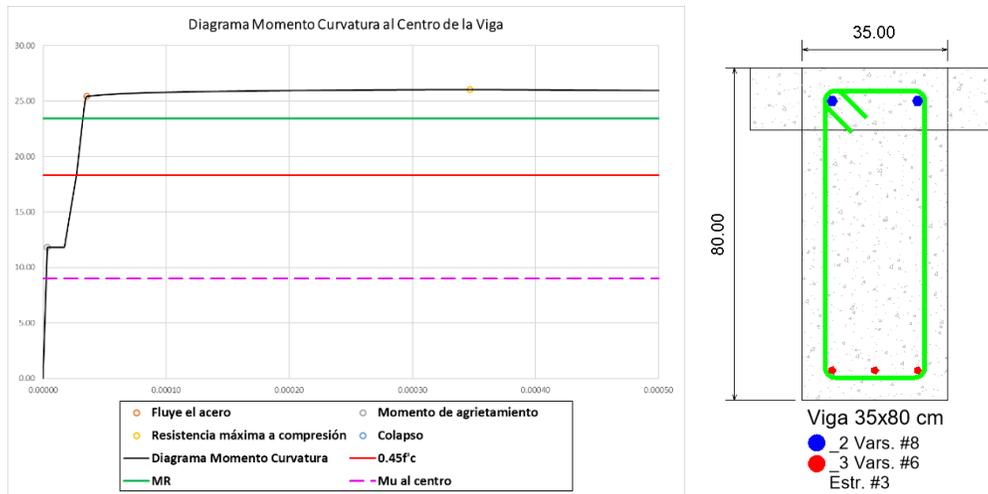


Figura 6.5.3.7.14 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

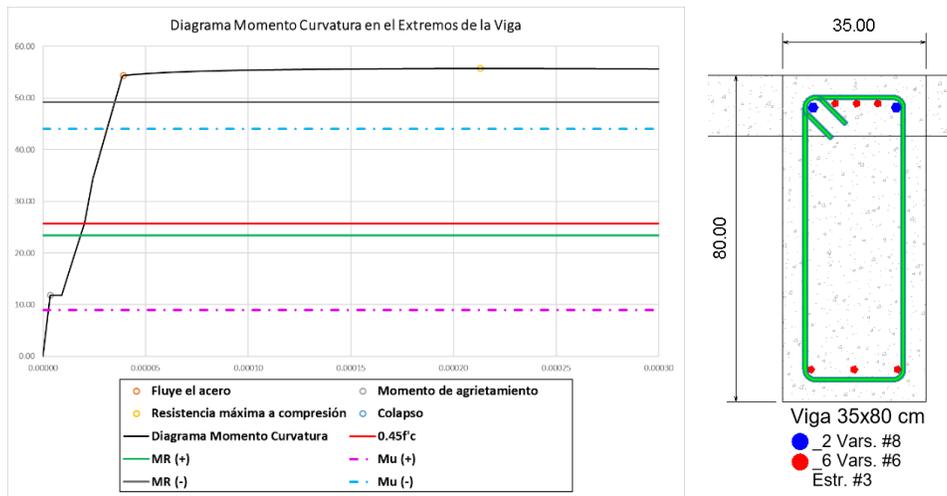


Figura 6.5.3.7.15 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

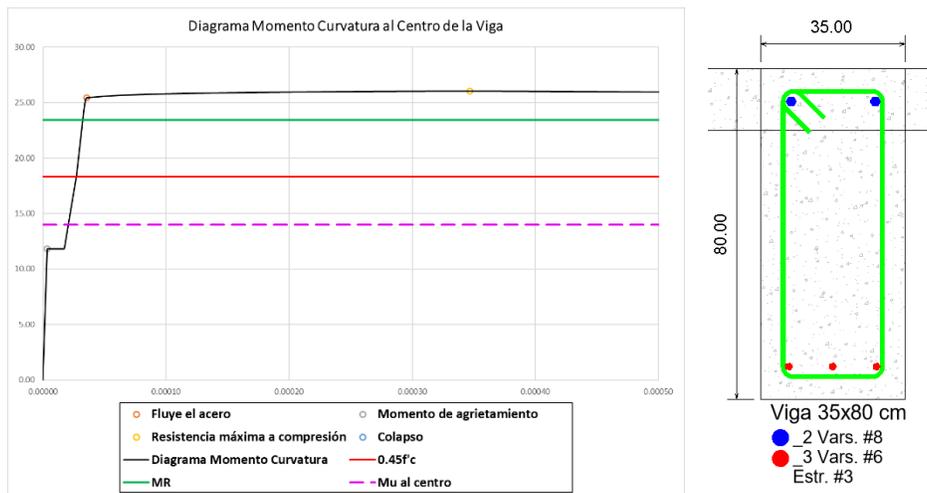


Figura 6.5.3.7.16 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Simétrico. Piso 4a6

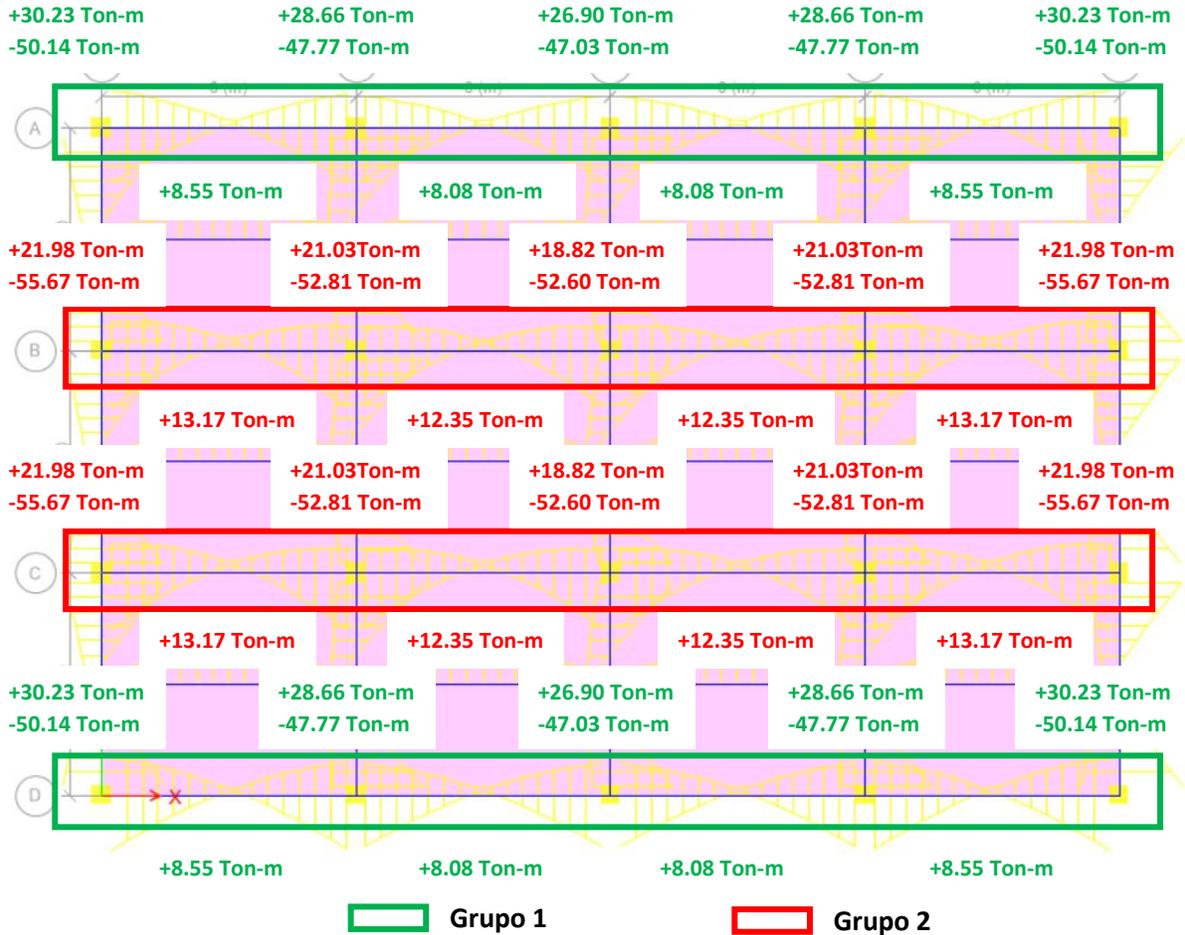


Figura 6.5.3.7.18 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "x" Modelo 6N Simétrico. Pisos 1 a

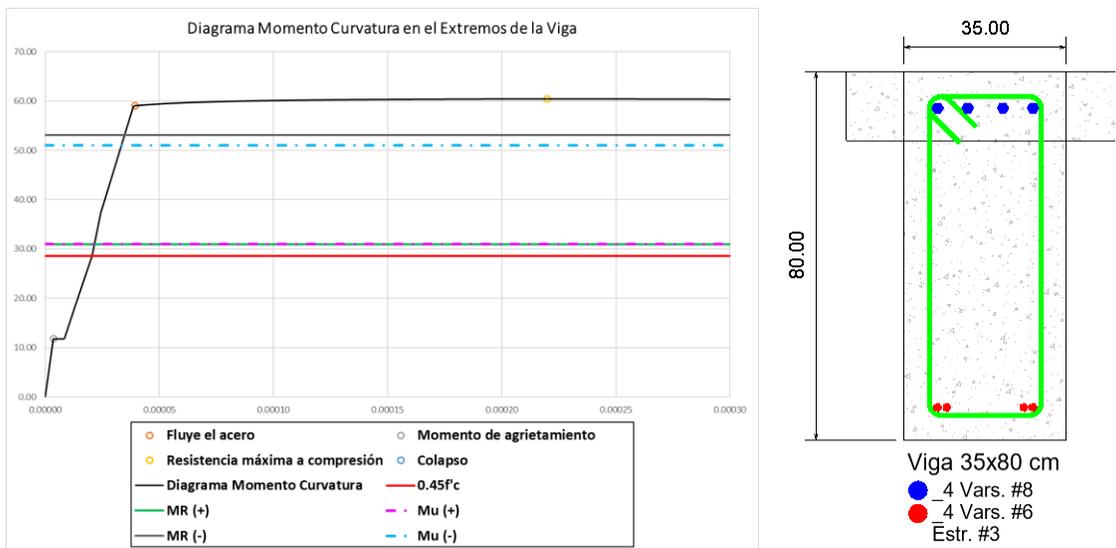


Figura 6.5.3.7.19 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 1a

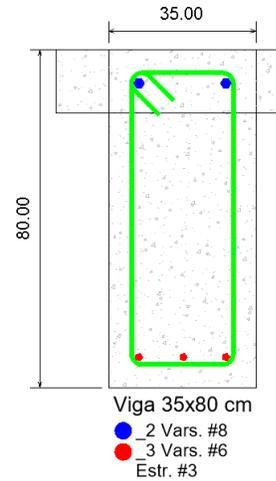
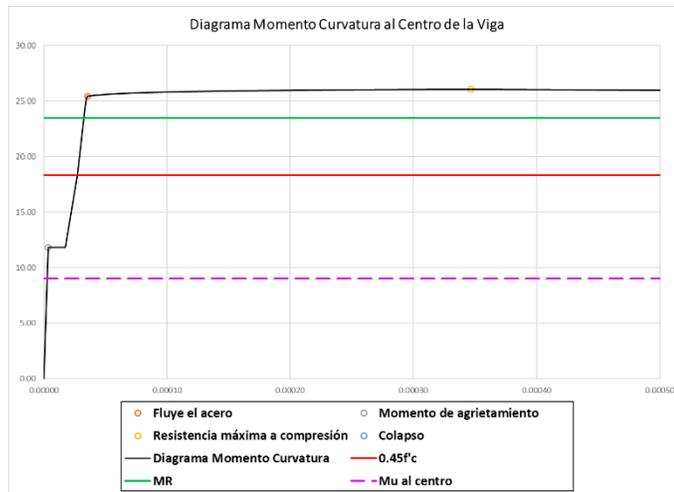


Figura 6.5.3.7.20 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Simétrico. Piso 1a3

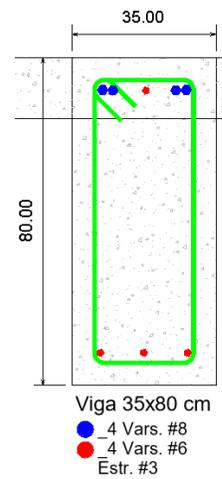
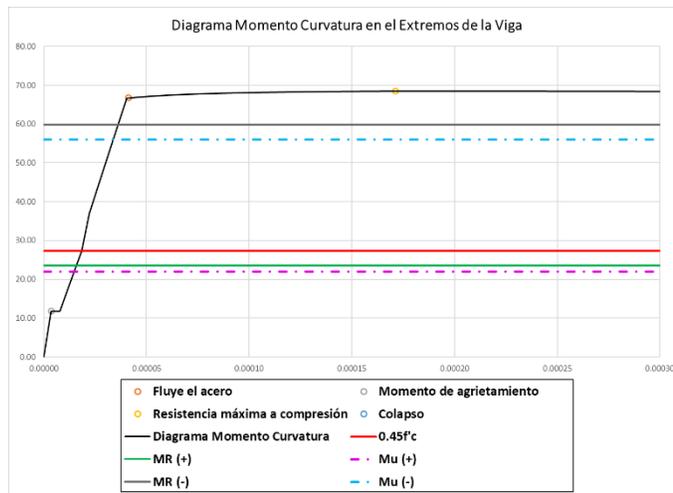


Figura 6.5.3.7.21 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Simétrico. Piso 1a3

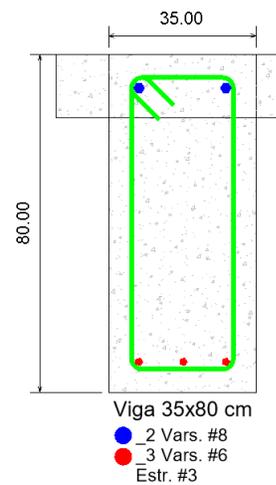
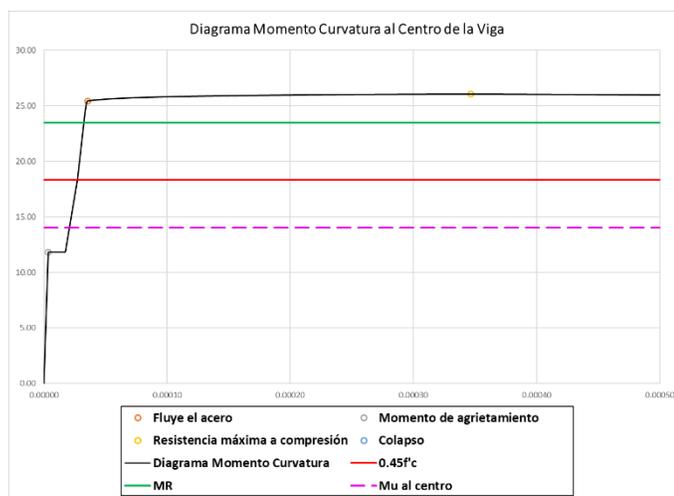
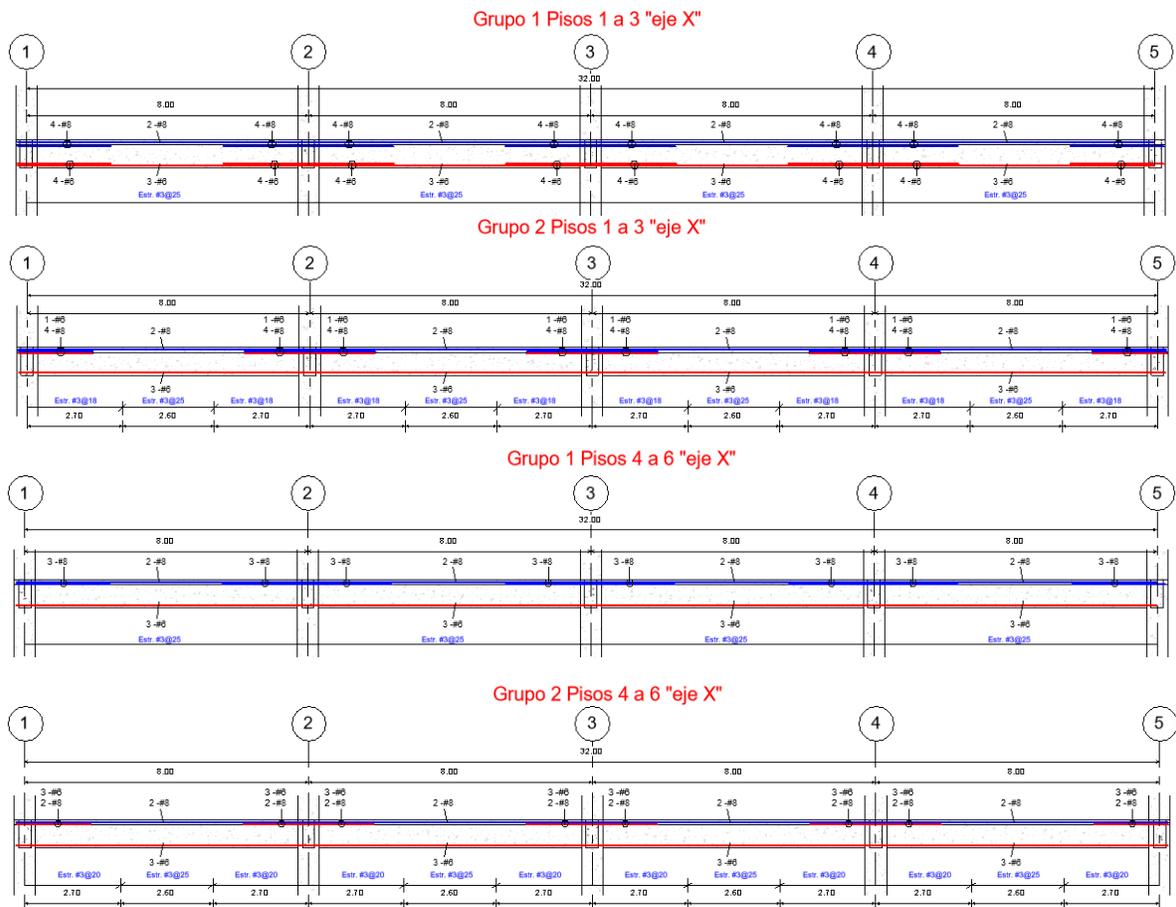


Figura 6.5.3.7.22 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Simétrico. Piso 1a3



Para el caso de las columnas, se agruparon como se muestran a continuación:

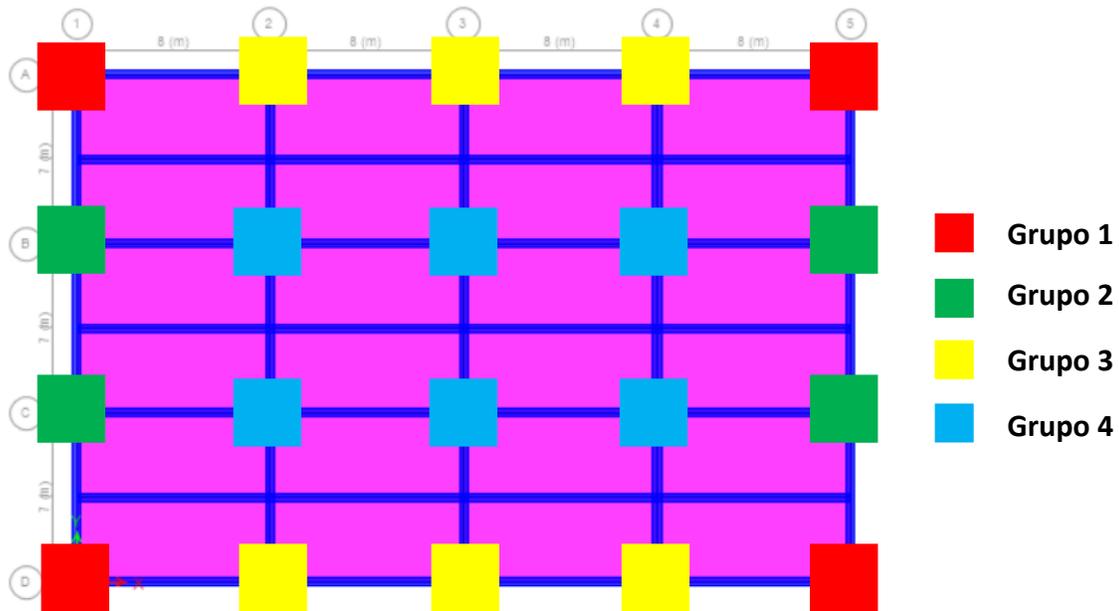
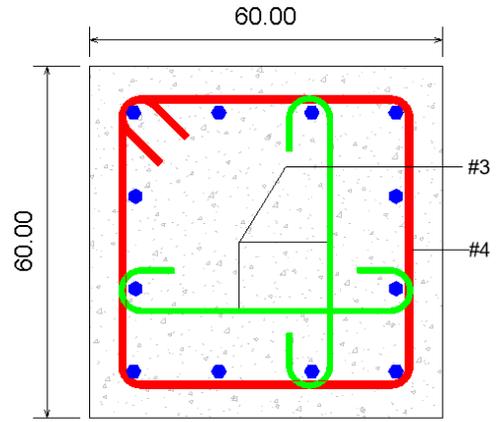
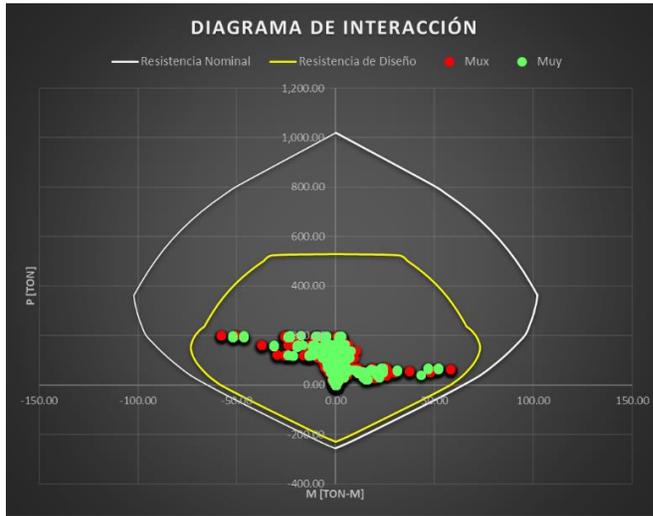


Figura 6.5.3.7.23 Distribución de grupos de columnas en planta.

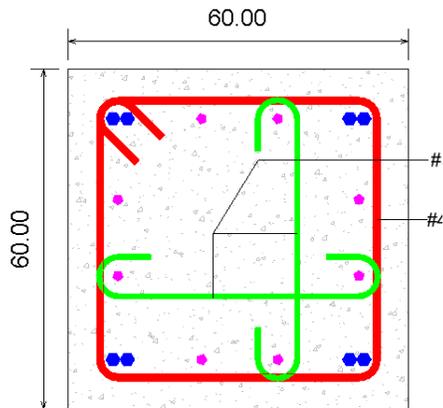
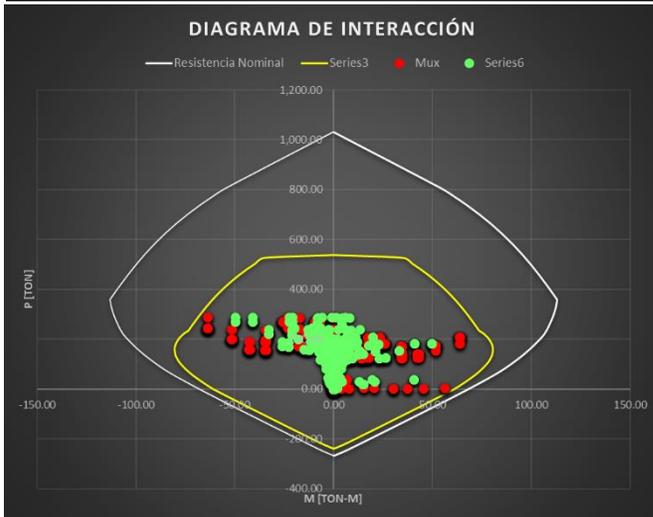
El armado de las columnas se mantuvo constante en toda su altura para los grupos del 1 al 3 ya que solo requiere el armado mínimo, sin embargo, para el grupo 4

se utilizó un armado para los niveles del 1 al 3 y para los niveles del 4 al 6 se redujo la cuantía como se muestra a continuación.



Columna 60x60 Grupo 1 Entr. 1-6

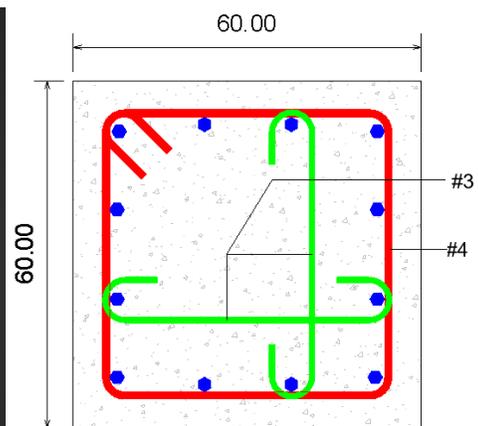
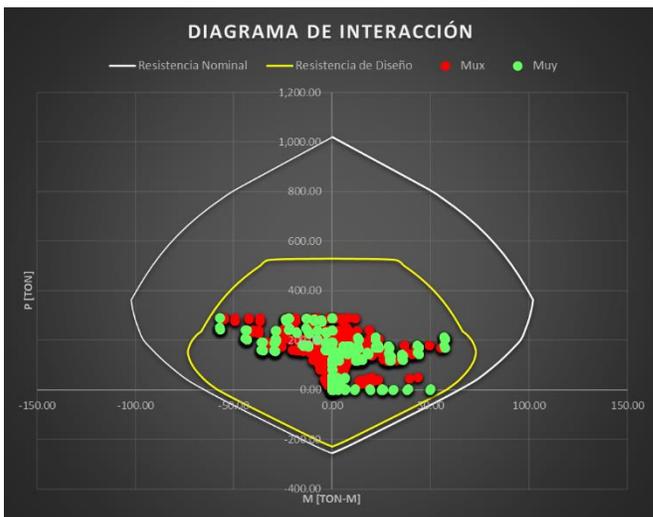
● $_12$ Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 2 Entr. 1-6

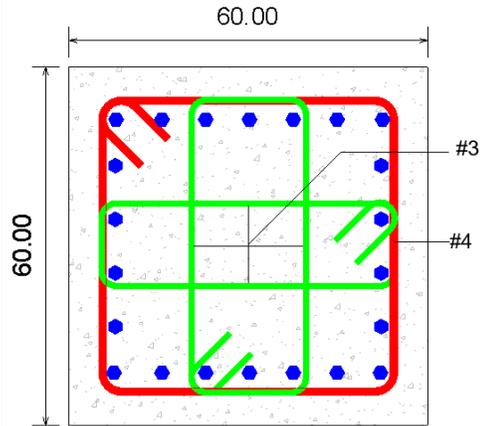
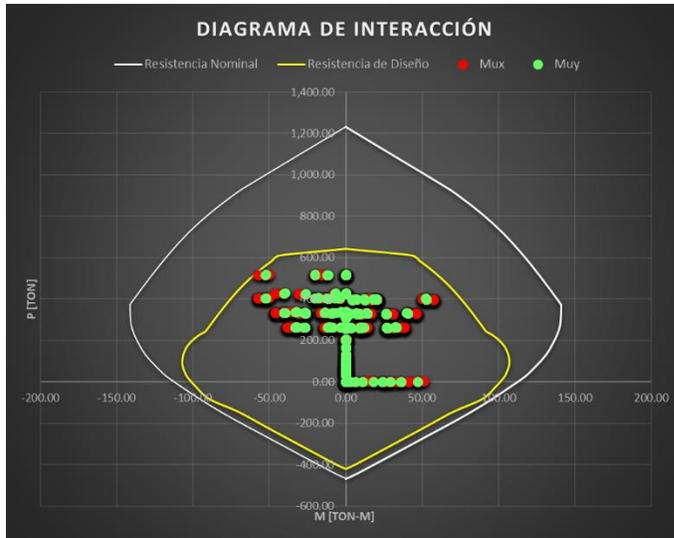
● $_8$ Vars. #8

● $_8$ Vars. #6



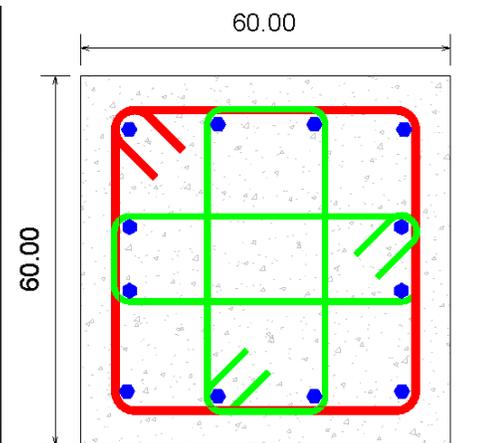
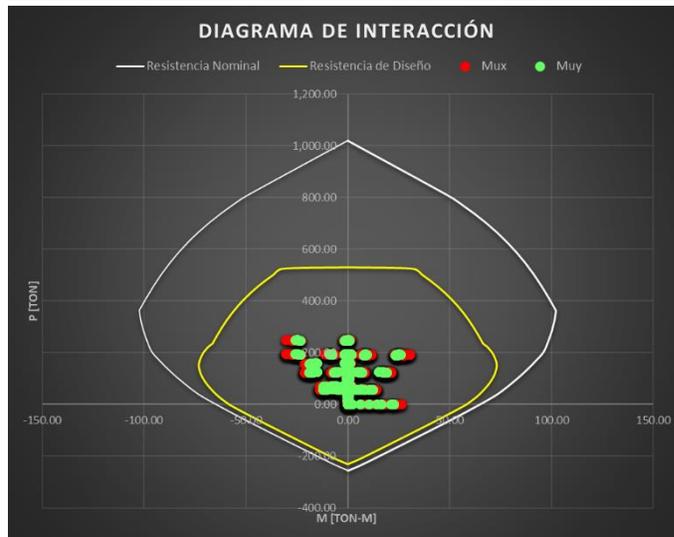
Columna 60x60 Grupo 3 Entr. 1-6

● $_12$ Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 4 Entr. 1-3

● _22 Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 4 Entr. 4-6

● _12 Vars. #8

6.5.3.8 Diseño de elementos Edificio 6 Niveles (Asimétrico)

Al igual que los casos anteriores, el diseño se realizó para que cumpliera por las derivas permisibles, así como por resistencia, además, como ya se comentó, las secciones con las que fue analizado este modelo satisfacían las derivas permisibles, sin embargo, se optó por modificar las secciones de las columnas por unas de 60x60 cms, mientras que las vigas se modificaron por una sección de 35x80 cms. De esta forma, para el primer modo de vibrar de la estructura, se obtuvo un periodo de 1.02 segundos, el segundo modo resultó con un periodo de 0.33 segundos y el tercer modo resultó con un periodo de 0.23 segundos. De esta forma los elementos mecánicos que se obtuvieron, así como el diseño de las secciones resultantes es como se muestra a continuación.

Puede observarse que, en el diseño de vigas se utilizaron 3 grupos para los niveles 1 a 3 y 3 grupos para los niveles 4 a 6 como se muestra a continuación:

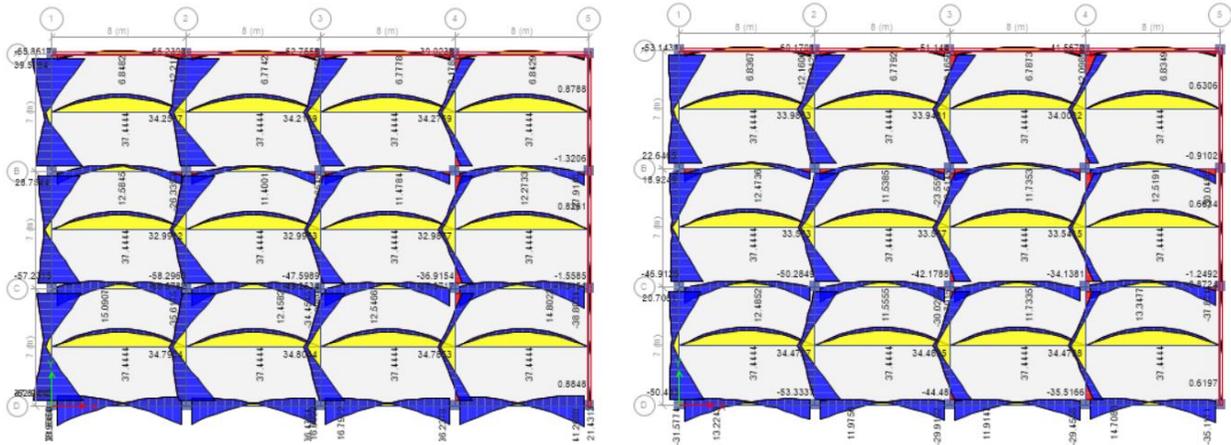


Figura 6.5.3.8.1 Diagrama de Momentos en Vigas Modelo 6N Asimétrico. 1-3 y 4-6

De esta forma, los grupos son como se muestran a continuación:

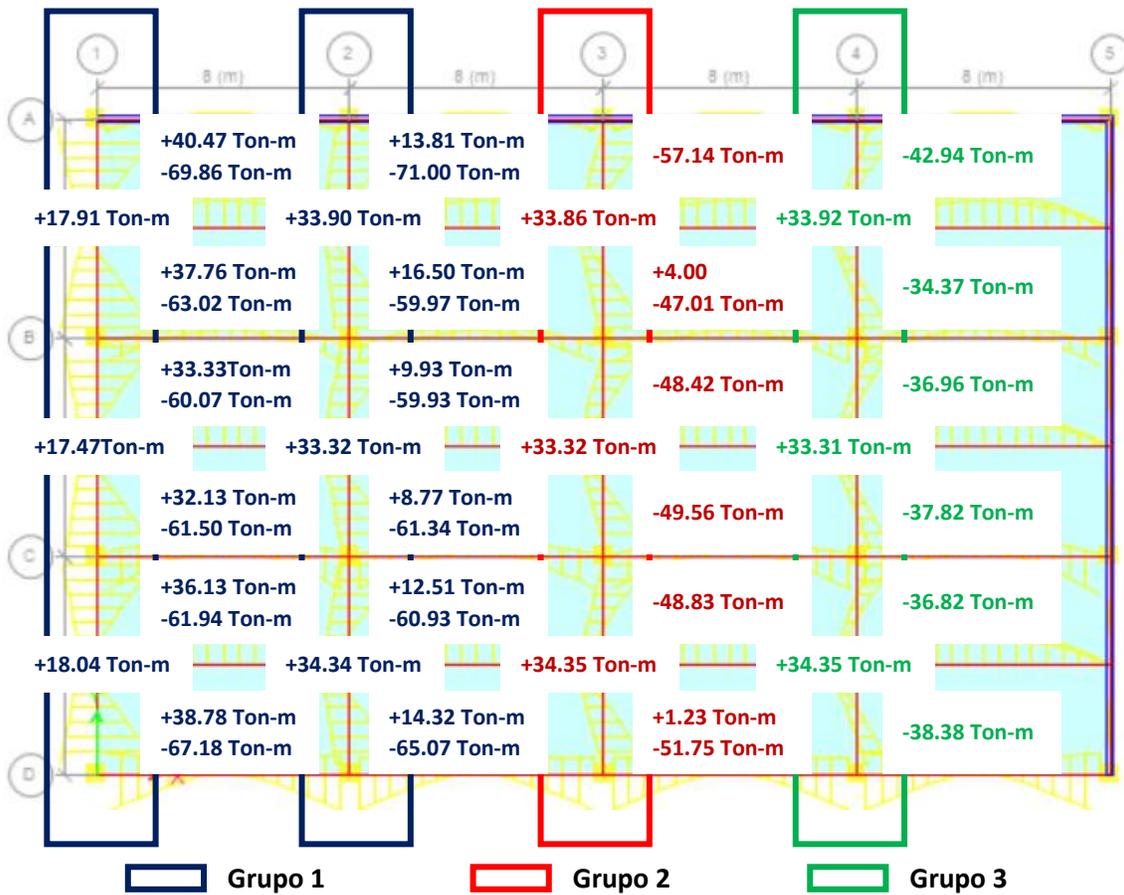


Figura 6.5.3.8.2 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 6N Asimétrico. Niveles 1-3

Para el caso de las vigas en los niveles 4 a 6 tenemos que:

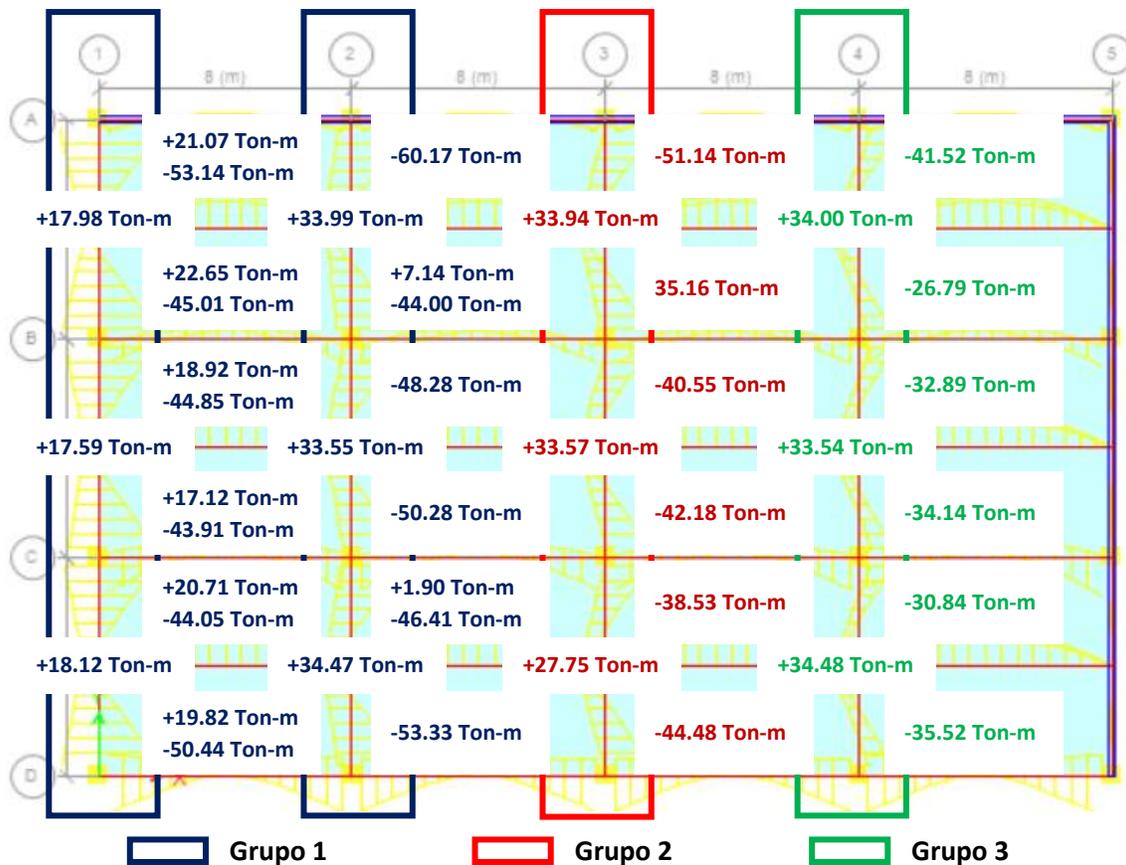


Figura 6.5.3.8.3 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "Y" Modelo 6N Asimétrico. Niveles 4-6

Para el caso de las vigas en el eje "x" tenemos lo siguiente:

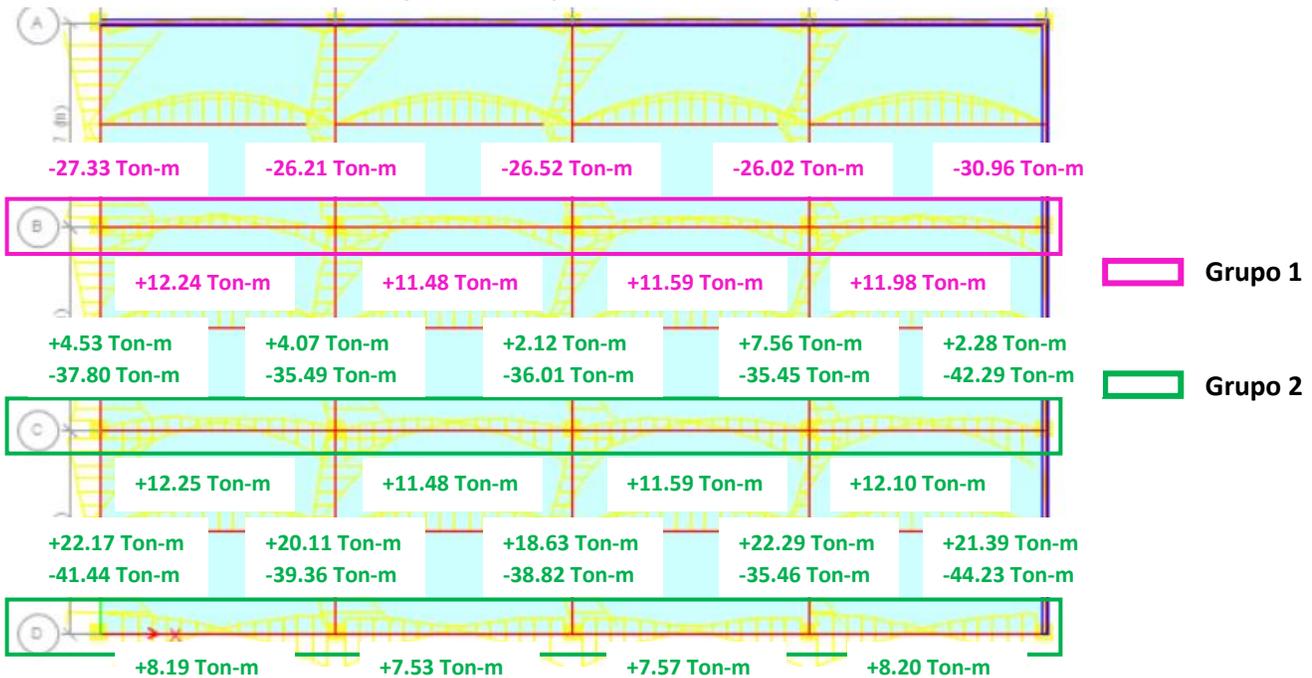


Figura 6.5.3.8.4 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "X" Modelo 6N Asimétrico. Niveles 1-3

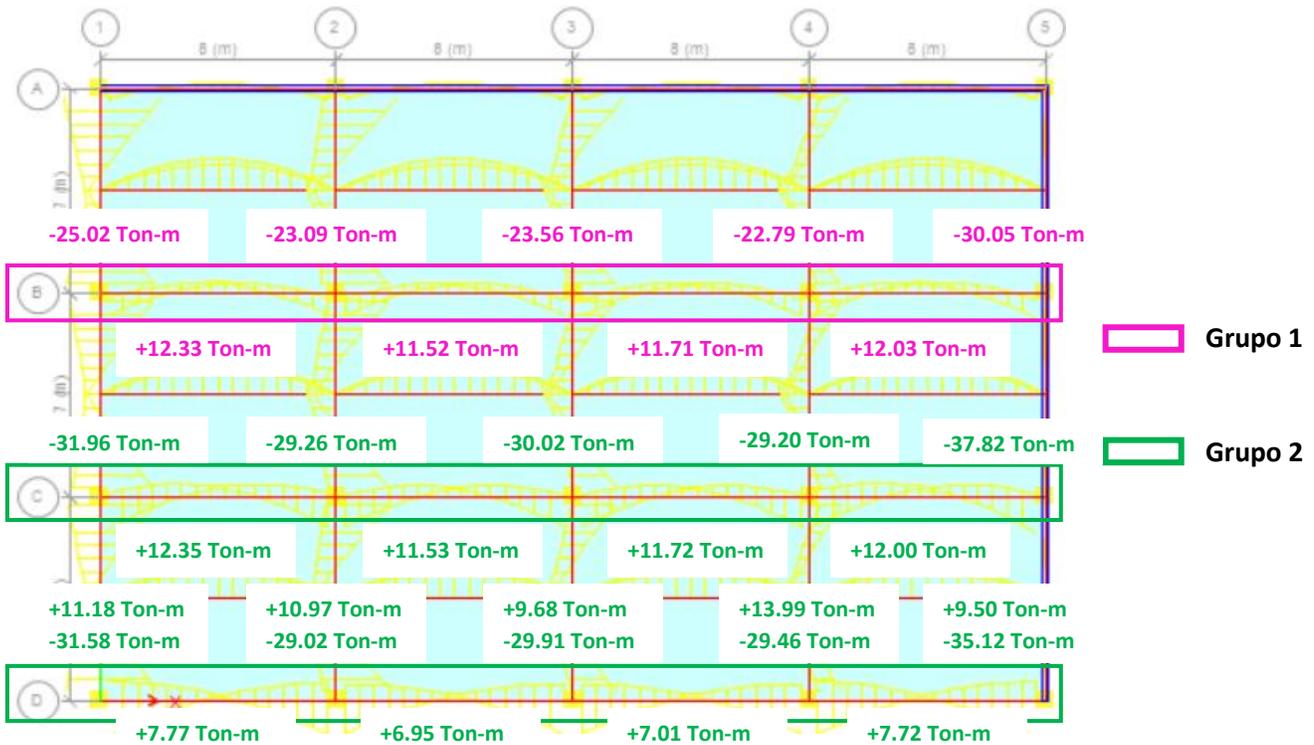


Figura 6.5.3.8.5 Diagrama de Momentos en Vigas-dirección "X" Modelo 6N Asimétrico. Niveles 4-6

De esta forma el armado que ha sido adoptado es como se muestra a continuación, donde, al igual que en los casos anteriores se muestran las secciones mas representativas junto con su diagrama momento-curvatura y consecuentemente se muestra el armado para todo el grupo analizado.

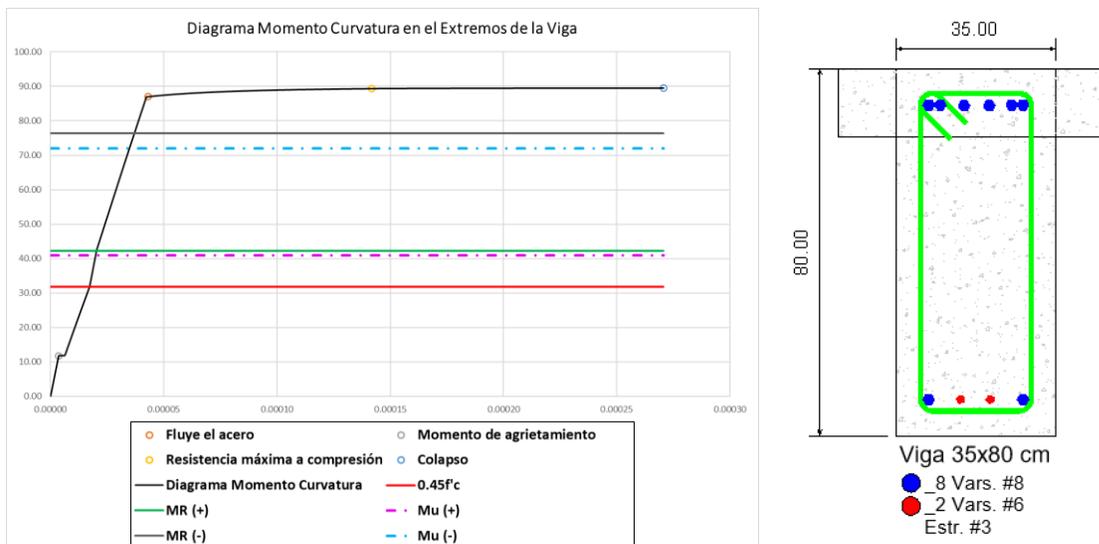


Figura 6.5.3.8.6 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1 " Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

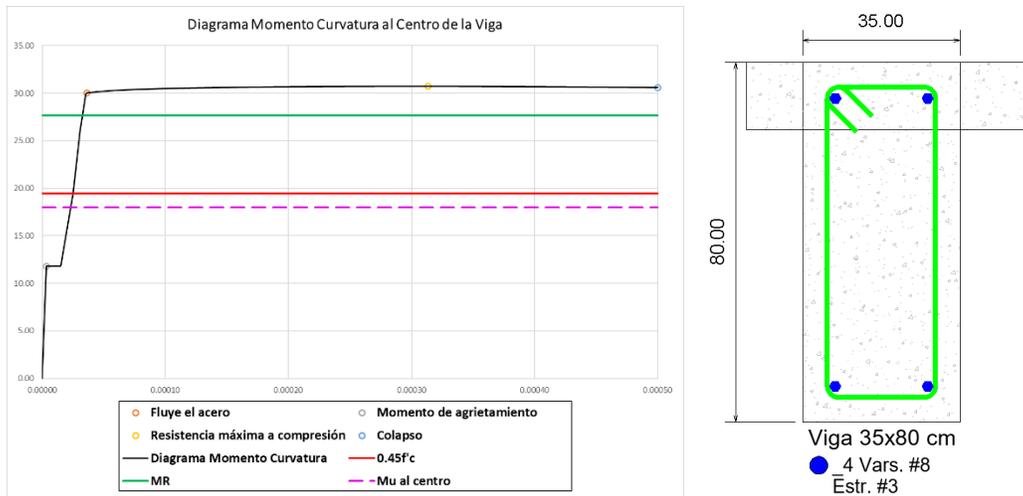


Figura 6.5.3.8.7 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

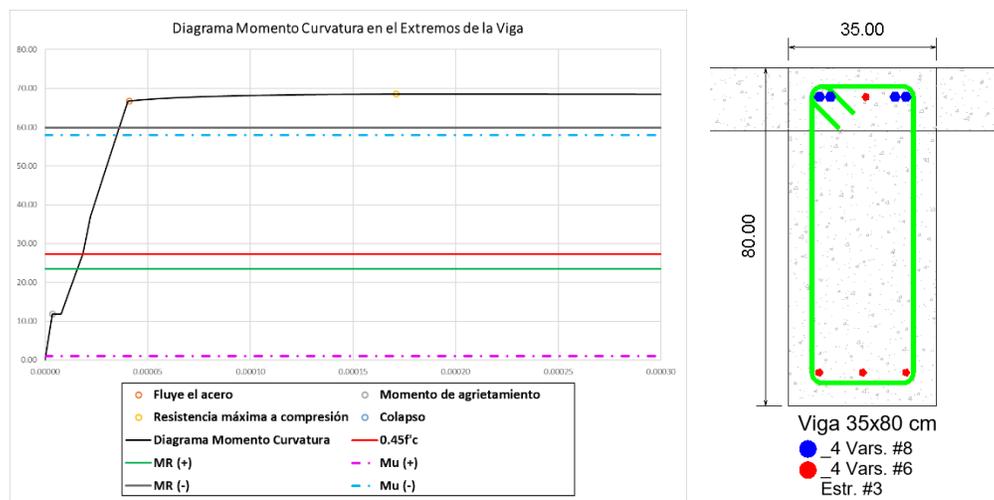


Figura 6.5.3.8.8 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

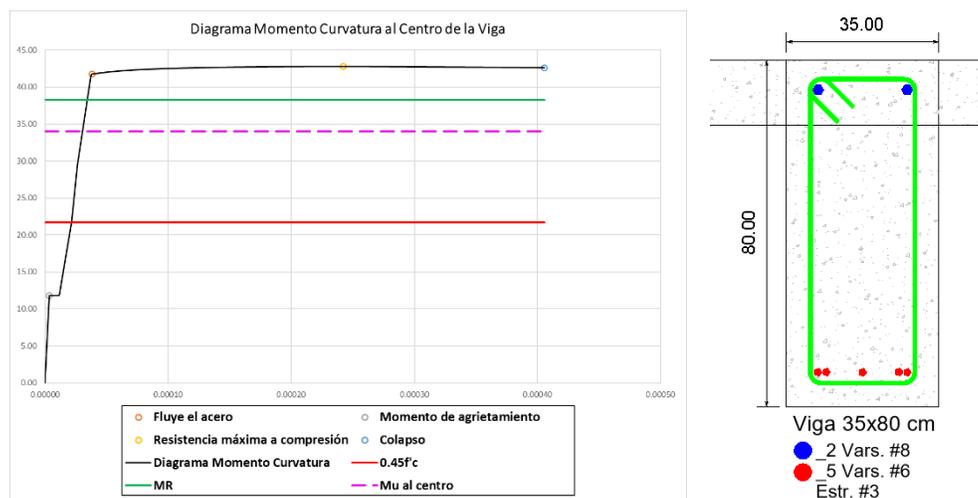


Figura 6.5.3.8.9 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

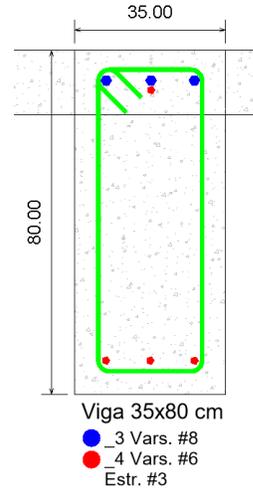
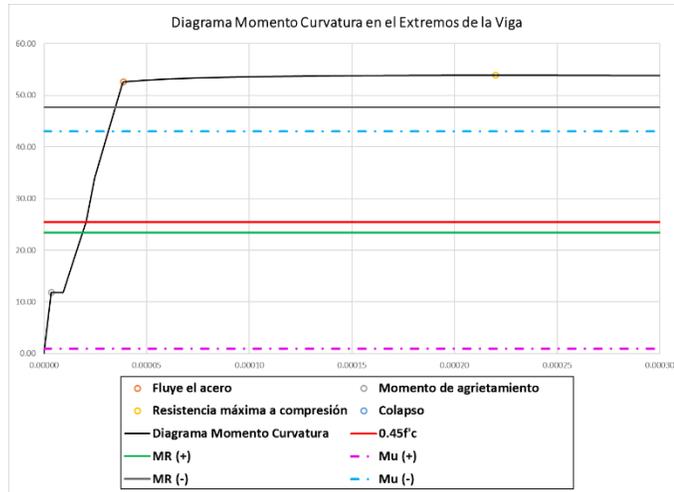


Figura 6.5.3.8.10 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 3" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

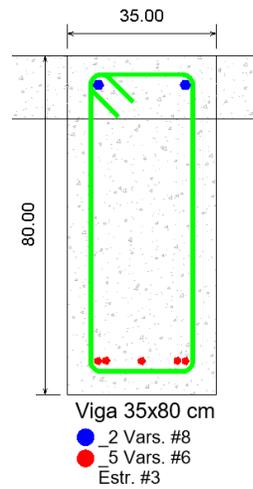
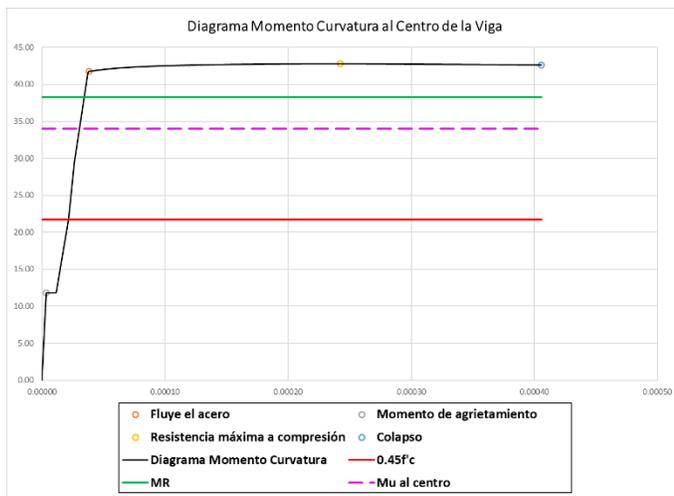


Figura 6.5.3.8.11 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 3" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

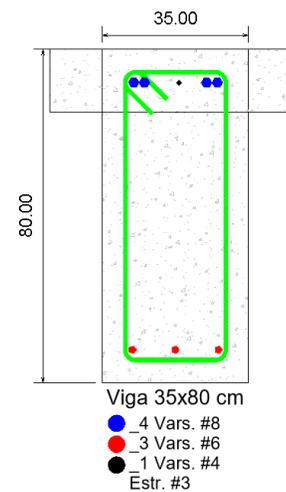
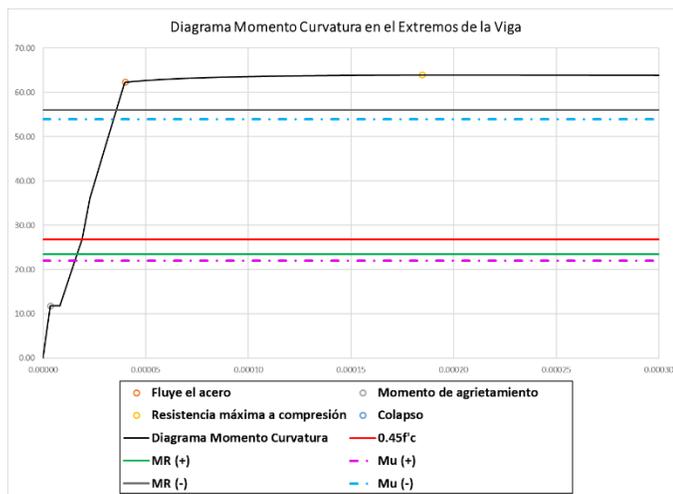


Figura 6.5.3.8.12 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

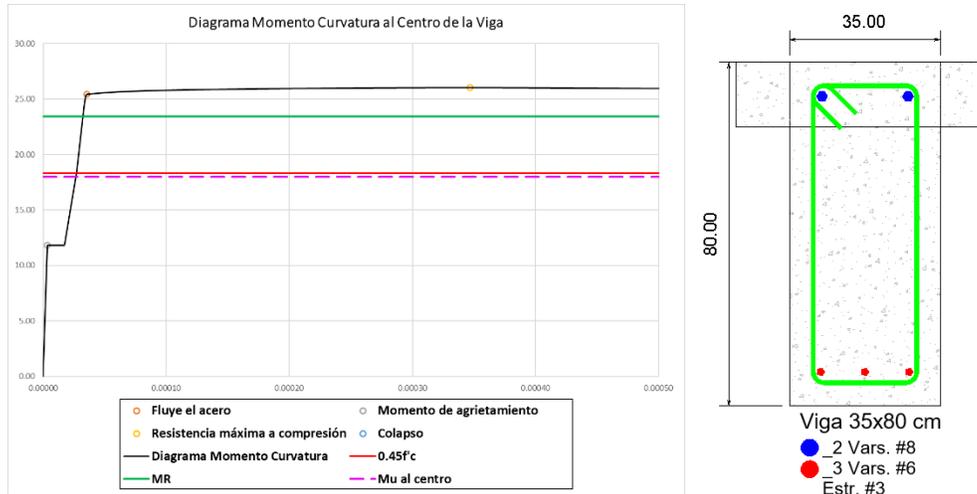


Figura 6.5.3.8.13 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

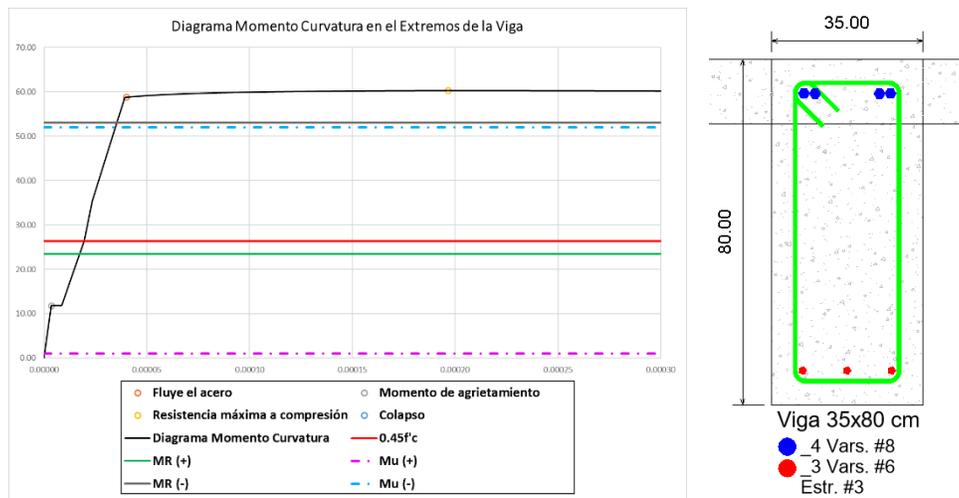


Figura 6.5.3.8.14 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

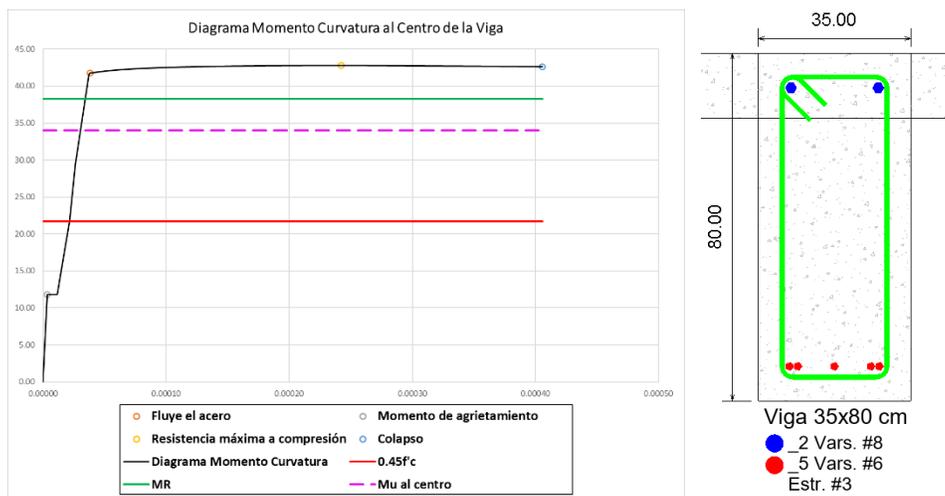


Figura 6.5.3.8.15 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

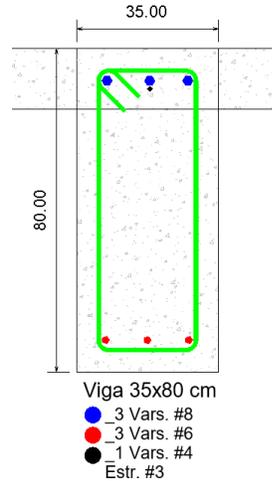
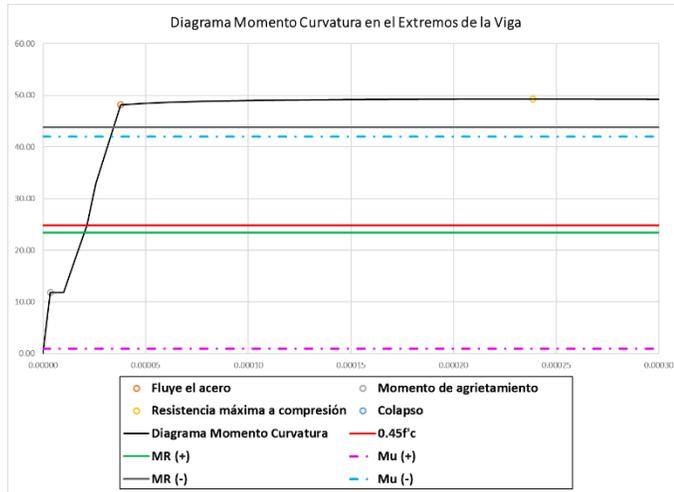


Figura 6.5.3.8.16 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 3" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

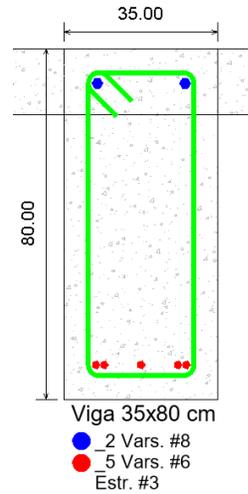
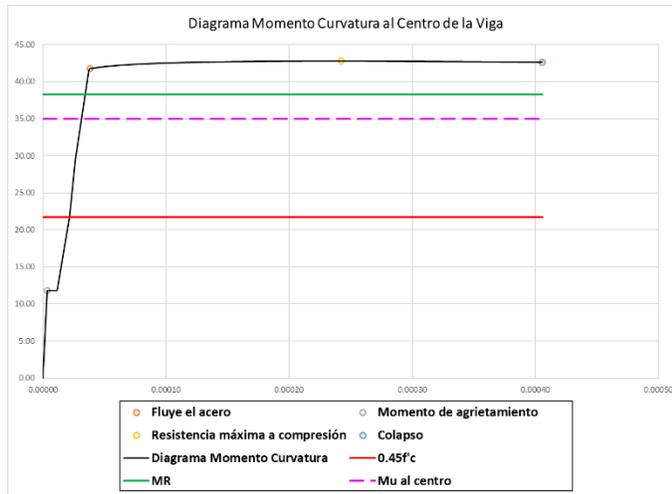
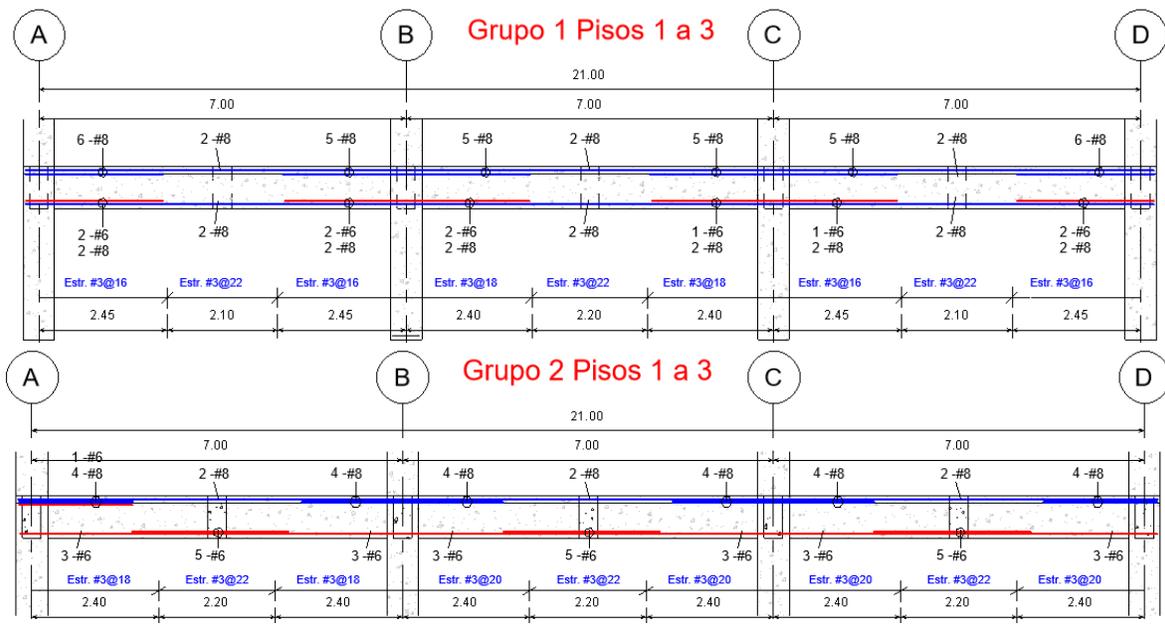
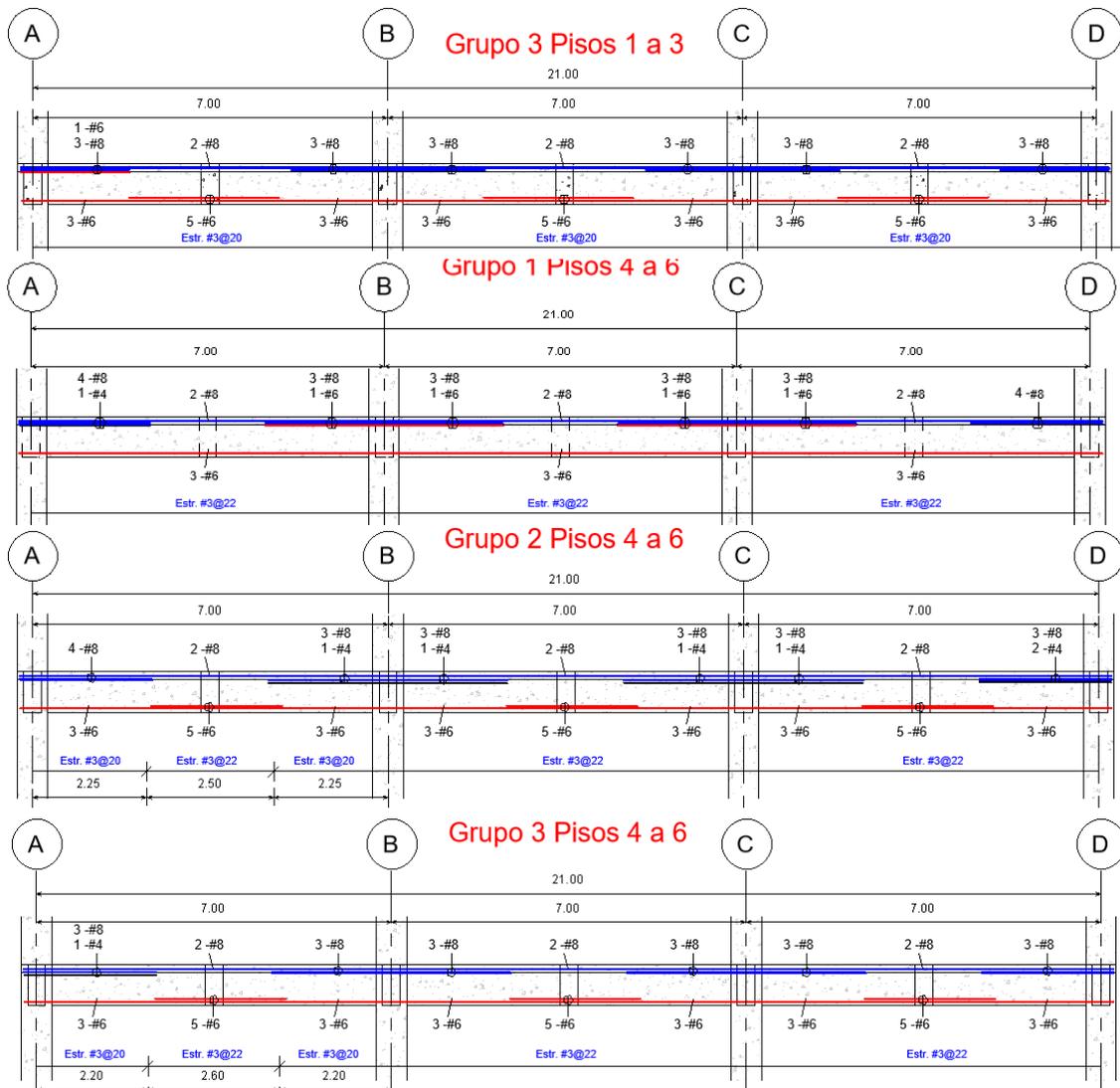


Figura 6.5.3.8.17 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 3" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6





Para el eje "x" tenemos que:

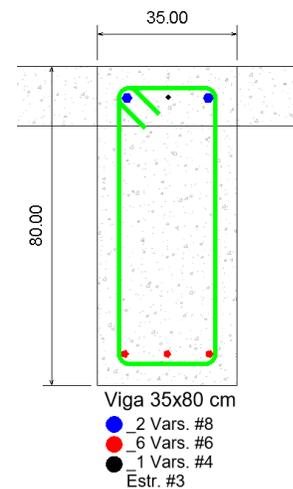
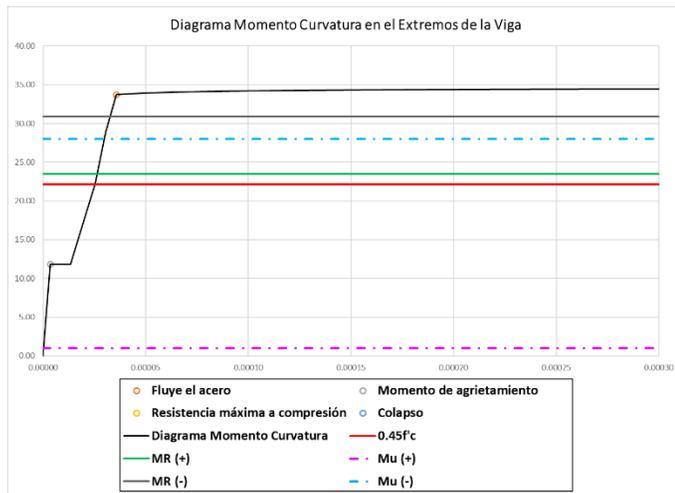


Figura 6.5.3.8.18 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

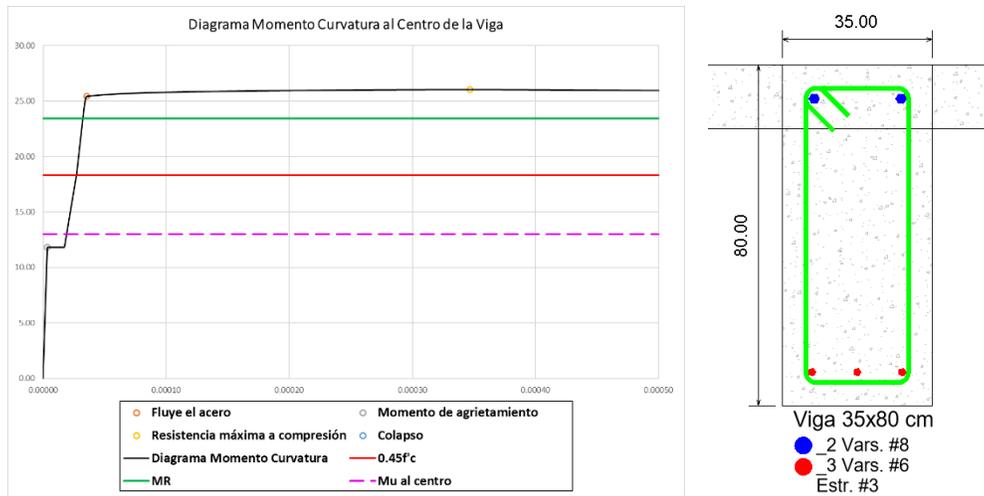


Figura 6.5.3.8.19 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

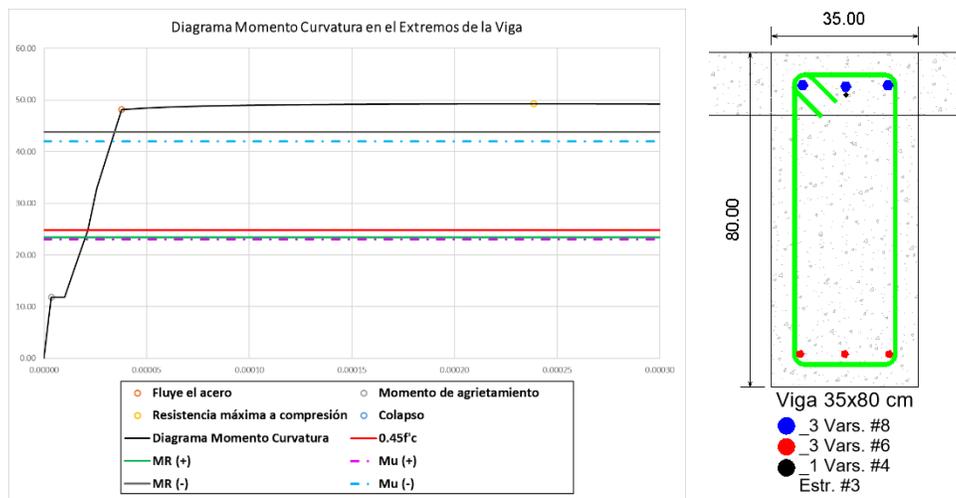


Figura 6.5.3.8.20 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

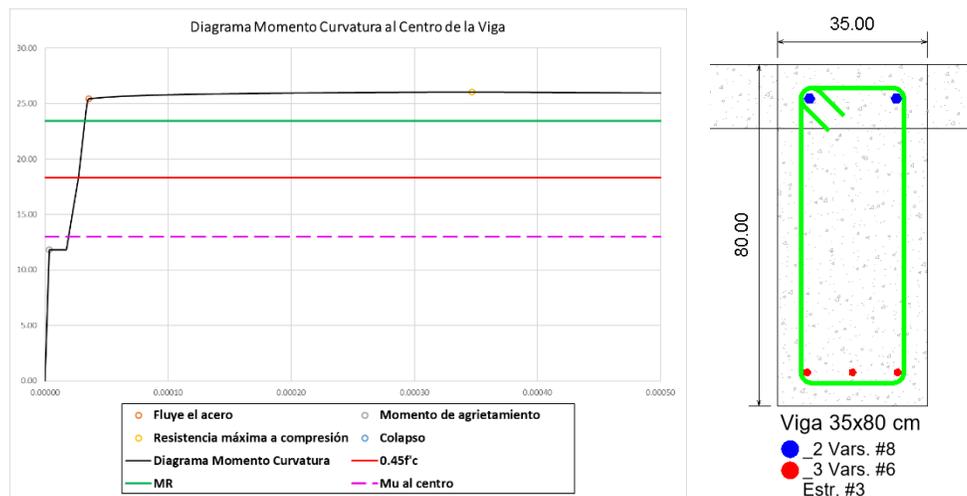


Figura 6.5.3.8.21 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 1a3

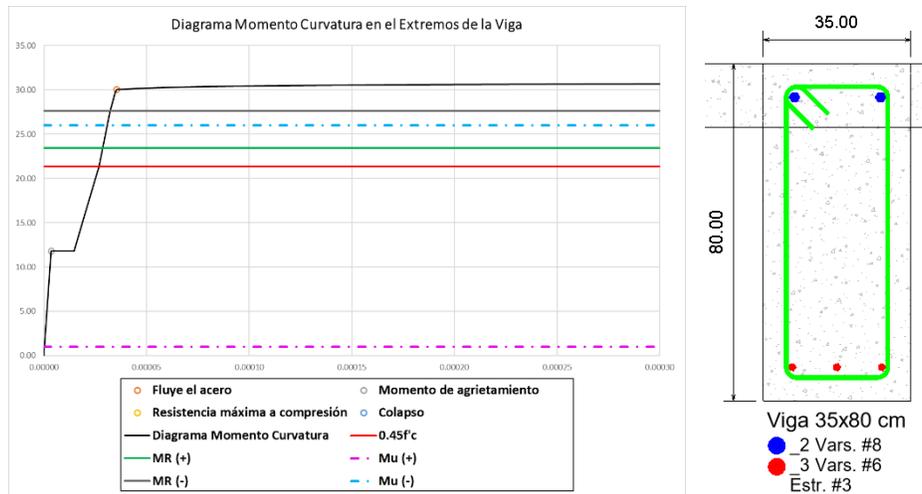


Figura 6.5.3.8.22 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

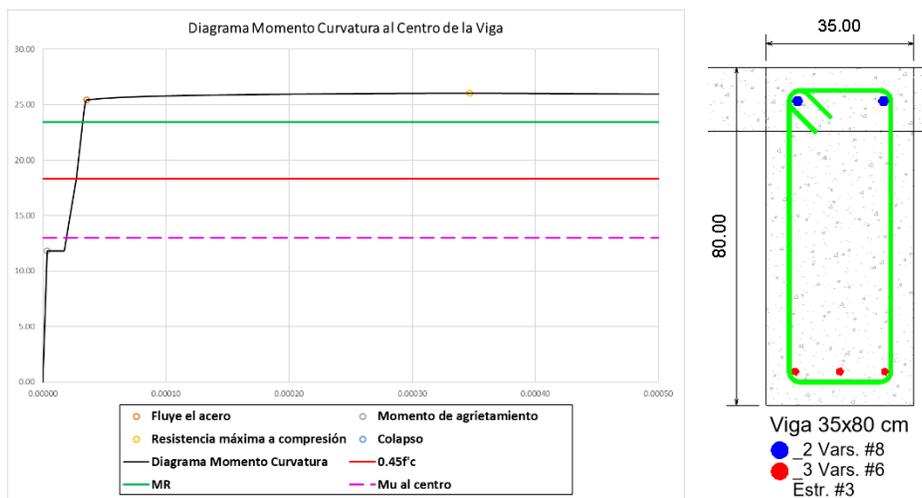


Figura 6.5.3.8.23 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 1" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

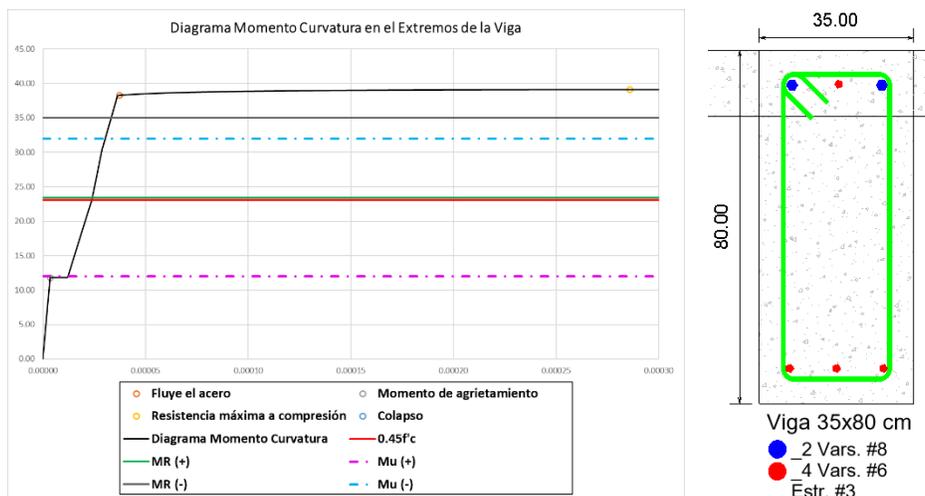


Figura 6.5.3.8.24 Diagrama de Momento-curvatura "Extremo-Grupo 2" Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6

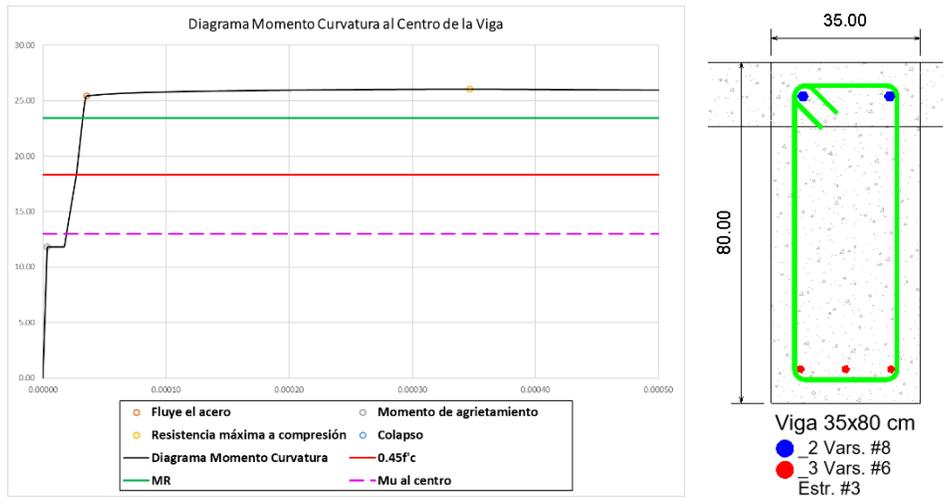
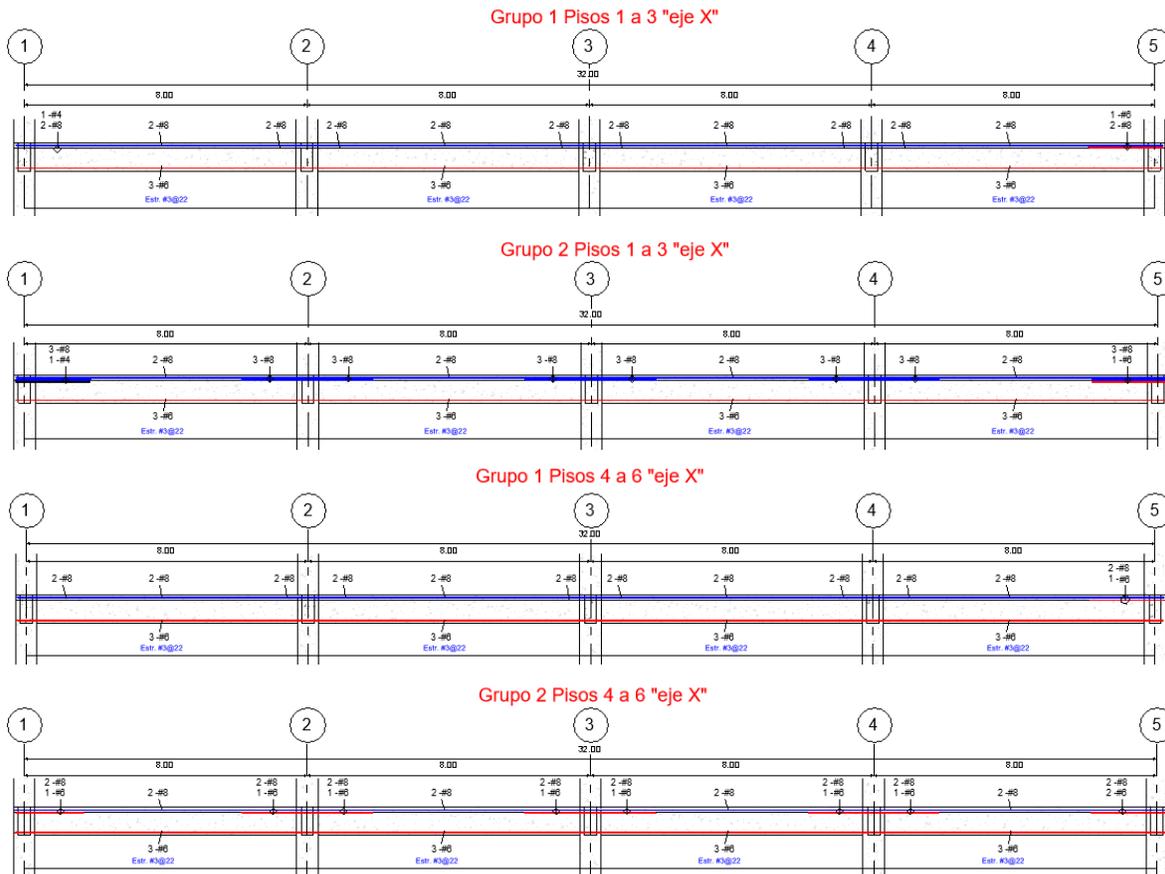


Figura 6.5.3.8.25 Diagrama de Momento-curvatura "Al centro-Grupo 2 " Modelo 6N Asimétrico. Piso 4a6



Ahora bien, revisando los elementos mecánicos en las columnas, podemos obtener 5 grupos que cambiaran su sección después del nivel 3 a una cuantía menor, de esta forma los grupos son como se muestran en la figura siguiente.

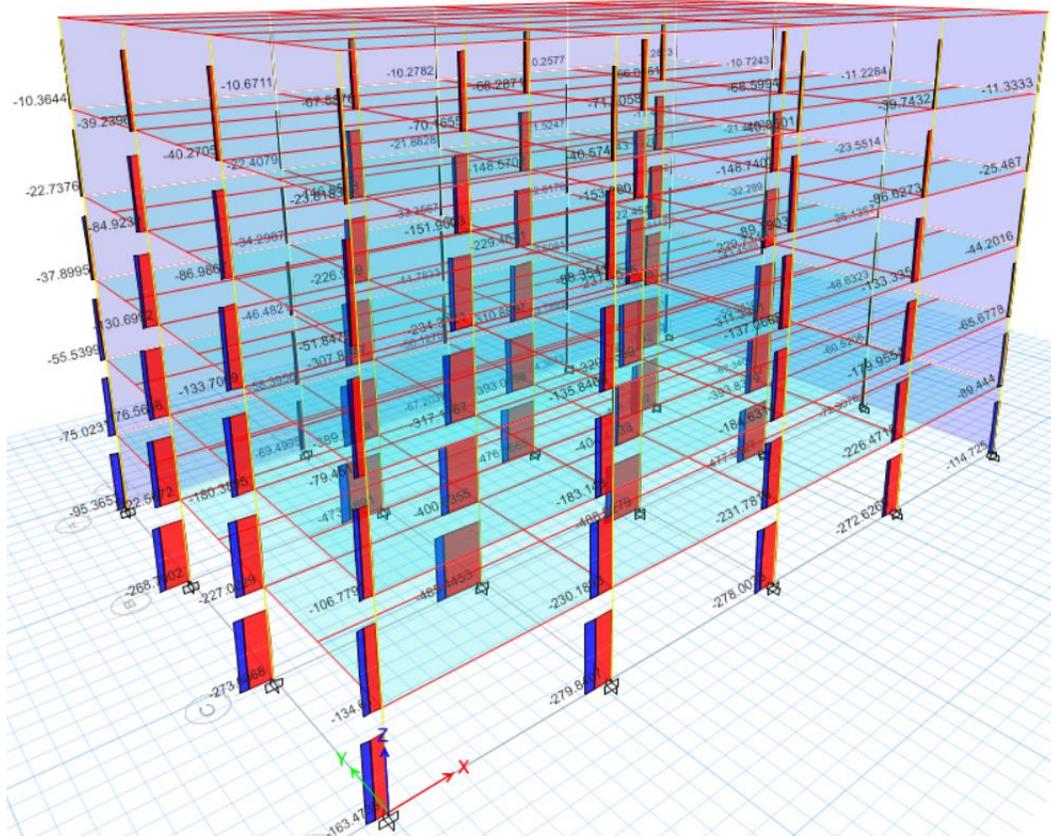


Figura 6.5.3.8.26 Diagrama Elementos mecánicos en columnas.

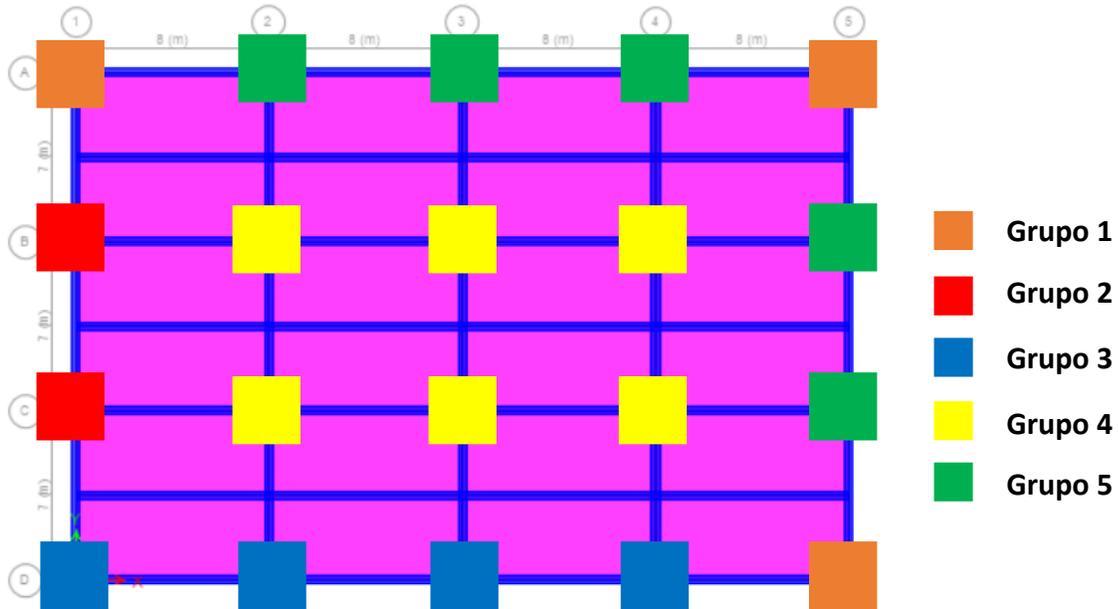
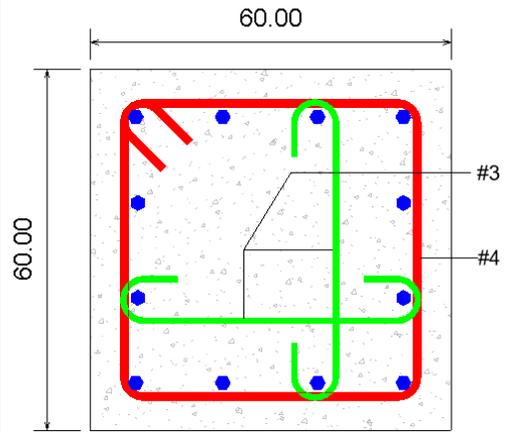
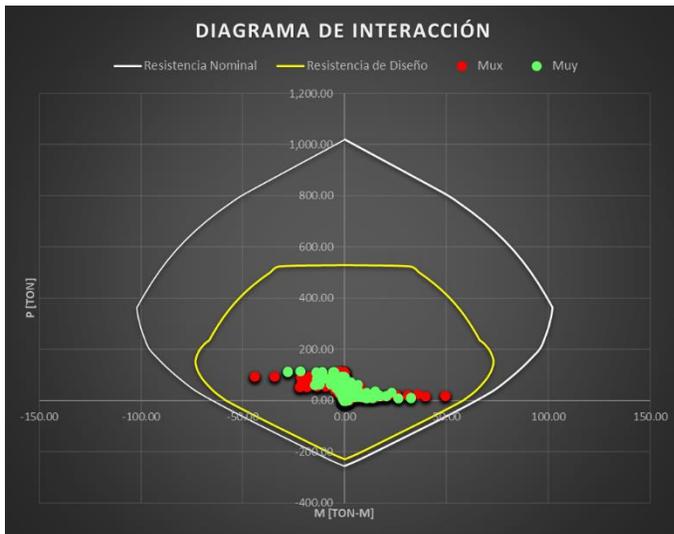


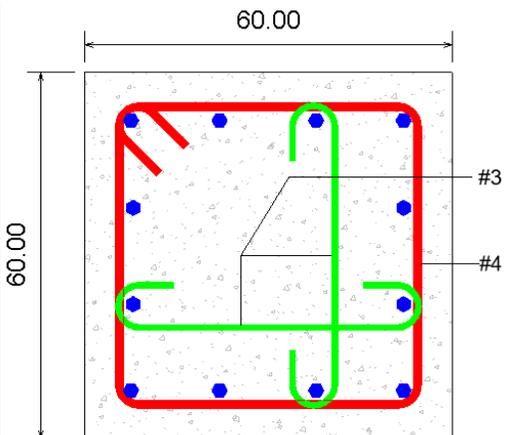
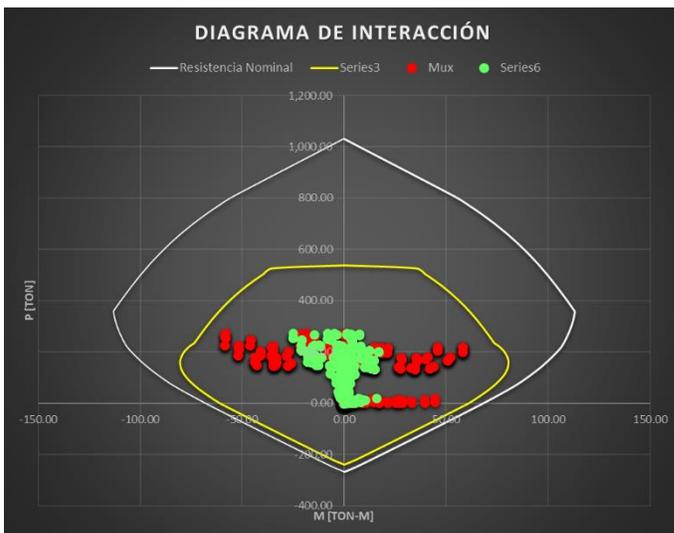
Figura 6.5.3.8.27 Distribución de grupos de columnas en planta.

Por lo tanto, los armados son como a continuación se muestran:



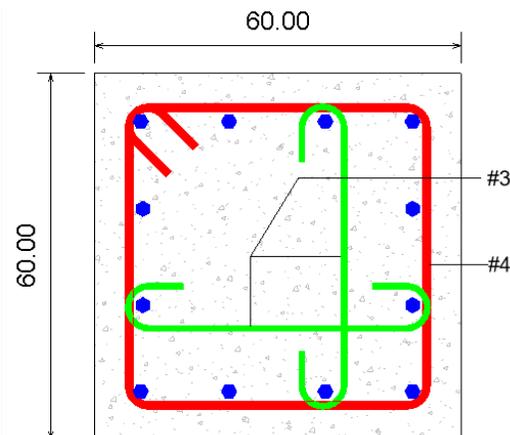
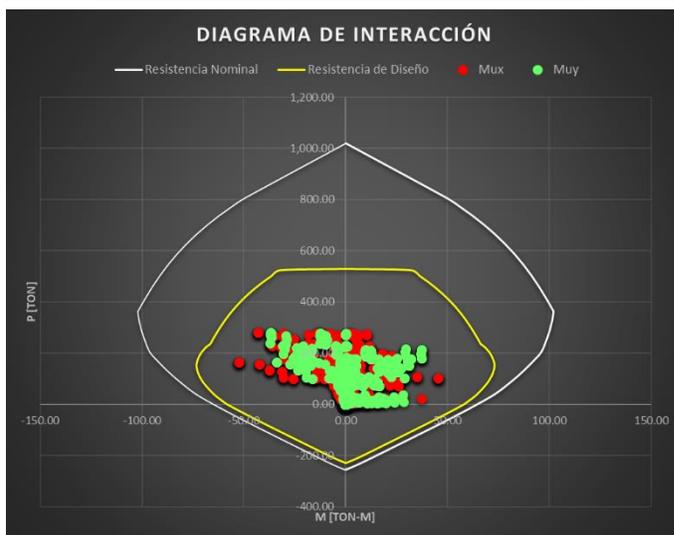
Columna 60x60 Grupo 1 Entr. 1-6

● _12 Vars. #8



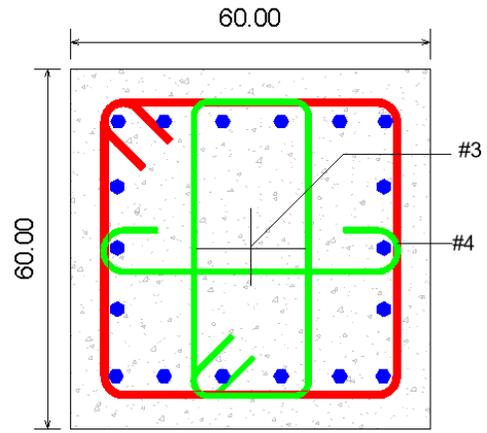
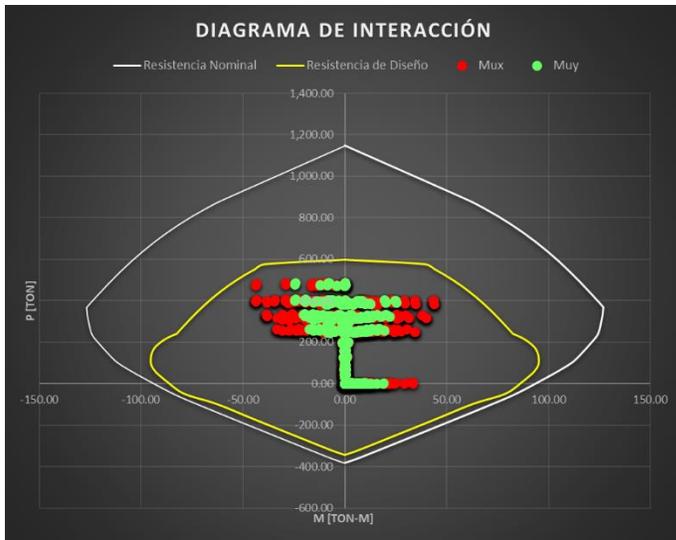
Columna 60x60 Grupo 2 Entr. 1-6

● _12 Vars. #8

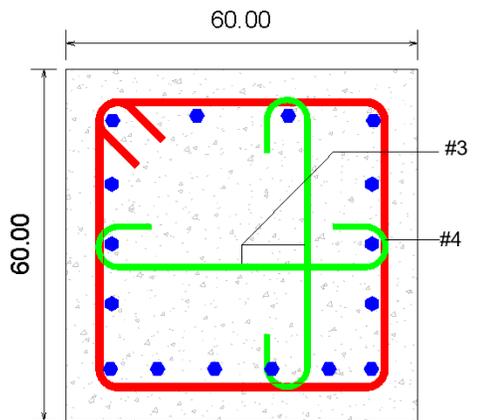
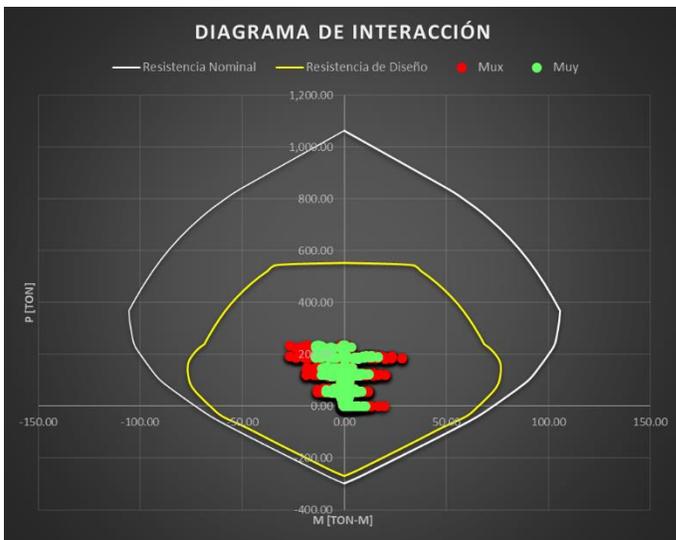


Columna 60x60 Grupo 3 Entr. 1-6

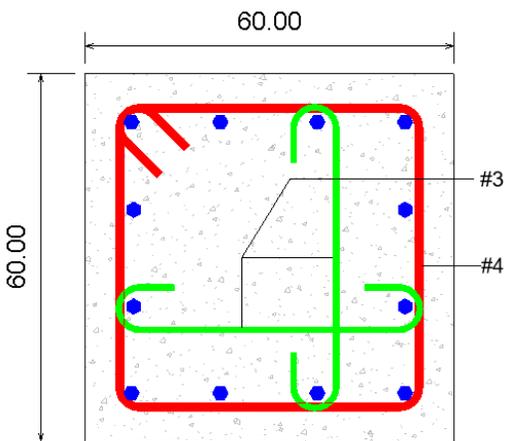
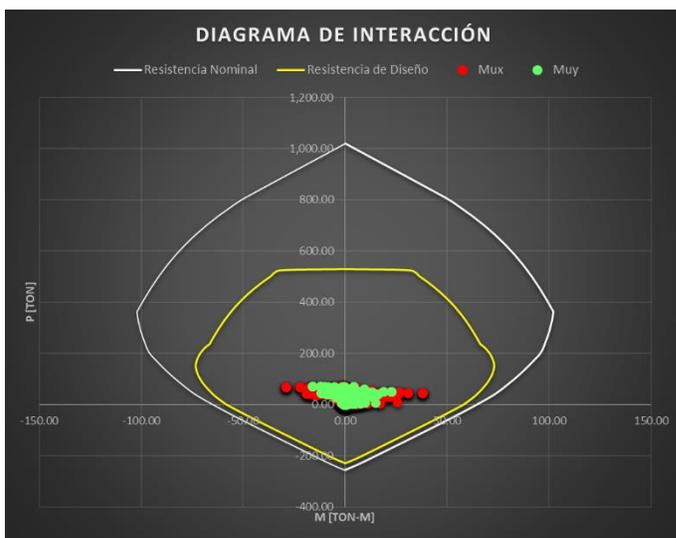
● _12 Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 4 Entr. 1-3
● _18 Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 4 Entr. 4-6
● _14 Vars. #8



Columna 60x60 Grupo 5 Entr. 1-6
● _12 Vars. #8

6.6. Comparación de resultados

En las siguientes tablas se presenta un resumen de los resultados obtenidos de los análisis. Se incluyen desplazamientos laterales de los niveles, el cortante basal obtenido para cada estructura (Regular e Irregular), periodos y dimensiones de vigas y columnas empleadas.

Tabla 6.6.1

Comparación edificios de 4 Niveles desplantados en un Terreno tipo II									
Edificio Simétrico					Edificio Asimétrico (en masa)				
Dimensión Columnas									
60x60 cms					60x60 cms				
Dimensión de Vigas									
35x80 cms					35x80 cms				
Cortante basal									
SDx		SDy			SDx		SDy		
523.00 Ton		518.16 Ton			545.53 Ton		530.13 Ton		
Desplazamiento máximo									
Nivel	SDx		SDy		Nivel	SDx		SDy	
	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Nivel 1	0.98	0.11	0.11	0.91	Nivel 1	0.81	0.41	0.33	0.88
Nivel 2	2.40	0.29	0.29	2.27	Nivel 2	2.09	1.07	0.85	3.00
Nivel 3	3.55	0.44	0.44	3.41	Nivel 3	3.20	1.64	1.31	3.54
Nivel 4	4.22	0.53	0.53	4.11	Nivel 4	3.91	2.01	1.61	4.38
Periodo del Suelo T(s)									
0.7 Segundos									
Modos de Vibrar									
Modo	Periodo (T)			Modo	Periodo (T)				
1er Modo	0.78 Segundos			1er Modo	0.70 Segundos				
2do Modo	0.71 Segundos			2do Modo	0.65 Segundos				
3er Modo	0.63 Segundos			3er Modo	0.57 Segundos				
Grupos de Columnas									
4 grupos					4 grupos				
Grupo 1	20 Vars #8			Grupo 1	28 Vars #8				
Grupo 2	22 Vars #8			Grupo 2	22 Vars #8				
Grupo 3	18 Vars #8			Grupo 3	22 Vars #8				
Grupo 4	18 Vars #8			Grupo 4	18 Vars #8				

Tabla 6.6.2

Comparación edificios de 6 Niveles desplantados en un Terreno tipo I									
Edificio Simétrico					Edificio Asimétrico (en rigidez)				
Dimensión Columnas									
60x60 cms					60x60 cms				
Dimensión de Vigas									
35x80 cms					35x80 cms				
Cortante basal									
SDx		SDy			SDx		SDy		
401.63 Ton		402.04 Ton			445.65 Ton		495.96 Ton		
Desplazamiento máximo									
Nivel	SDx		SDy		Nivel	SDx		SDy	
	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]		[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Nivel 1	0.78	0.10	0.10	0.85	Nivel 1	0.26	0.40	0.41	0.62
Nivel 2	1.99	0.26	0.26	2.13	Nivel 2	0.64	0.98	1.00	1.52
Nivel 3	3.13	0.41	0.41	3.36	Nivel 3	1.00	1.52	1.56	2.37
Nivel 4	4.07	0.53	0.53	4.37	Nivel 4	1.29	1.96	2.01	3.06
Nivel 5	4.73	0.63	0.63	5.08	Nivel 5	1.50	2.27	2.33	3.54
Nivel 6	5.10	0.68	0.68	5.49	Nivel 6	1.61	2.44	2.50	3.80
Periodo del Suelo (Ts)									
0.5 Segundos									
Modos de Vibrar									
Modo		Periodo (T)			Modo		Periodo (T)		
1er Modo		1.19 Segundos			1er Modo		1.02 Segundos		
2do Modo		1.16 Segundos			2do Modo		0.33 Segundos		
3er Modo		1.00 Segundos			3er Modo		0.23 Segundos		
Grupos de Columnas									
4 grupos					5 grupos				
Grupo 1 1-6 Niveles		12 Vars #8			Grupo 1 1-6 Niveles		12 Vars #8		
Grupo 2 1-6 Niveles		8 Vars #8 8 Vars #6			Grupo 2 1-6 Niveles		12 Vars #8		
Grupo 3 1-6 Niveles		12 Vars #8			Grupo 3		12 Vars #8		
Grupo 4 1-3 Niveles		22 Vars #8			Grupo 4 1-3 Niveles		18 Vars #8		
Grupo 4 4-6 Niveles		12 Vars #8			Grupo 4 4-6 Niveles		14 Vars #8		
					Grupo 5 1-6 Niveles		12 Vars #8		

7. CONCLUSIONES

Como se vio, se realizaron 4 diseños distintos, donde podíamos observar el comportamiento de una estructura regular comparada con una estructura irregular. Los edificios analizados fueron seleccionados de tal forma que presentaran características similares a aquellos que sufrieron daños durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, ocurrido en la Cd de México.

Inicialmente se realizó la comparación entre un edificio simétrico de cuatro niveles y un edificio asimétrico en masas, en los cuales ambos se encontraban desplantados en un terreno tipo II. De estos primeros análisis pudieron observarse los siguientes resultados.

Como pudimos observar en la tabla 6.6.1 y 6.6.2, se muestran los resultados para cada edificio, se utilizaron las mismas secciones tanto en vigas como en columnas con la diferencia de armados en cada uno de sus elementos. Como era de esperarse las demandas resultaron con mayor importancia en la estructura asimétrica en masas, pudiéndose observar, que en esta estructura el cortante basal resulto con un valor más desfavorable.

También se observo que los desplazamientos máximos obtenidos resultan con valores considerables ya no solo en una dirección de análisis si no en ambas direcciones (debido a los efectos de torsión que se presentan).

A partir de los resultados obtenidos se pueden emitir las siguientes conclusiones:

- Como era de esperarse, cuando el periodo dominante de la estructura se encuentra sobre la meseta del espectro, en todos los casos se presentaron los mayores efectos dados por desplazamientos y elementos mecánicos sobre cada elemento, ya sean columnas vigas, etc.
- Es importante realizar una revisión adecuada del cortante basal en estructuras irregulares en rigidez ya que muchas veces los resultados que arrojan los programas comerciales ya que pueden ser engañosos, particularmente para estructuras irregulares, cuyo comportamiento dinámico está acoplado y por tanto los vectores resultantes de fuerzas tendrán presencia tanto en sus dos direcciones ortogonales de análisis "x" y "y". Por esta razón, es recomendable obtener las reacciones en cada uno de los nudos de la base en las direcciones mencionadas y determinar un vector resultante que tome en consideración cada uno de los ejes coordenados.

- Se observó que las fuerzas se concentran en zonas donde se localizan los elementos más rígidos y, en el caso de los modelos estudiados, también los de mayor resistencia del sistema. Por ejemplo, en el edificio asimétrico en rigideces, las fuerzas más grandes se concentraron en las zonas de los muros, a diferencia del edificio simétrico, el cual tuvo una configuración más proporcional. Esto permite poder agrupar algunas secciones y poder uniformizar el tipo de armado necesario. Para poder entender de una mejor forma este párrafo véase la siguiente figura, la cual presenta la comparación entre los grupos del edificio simétrico y asimétrico en rigideces:

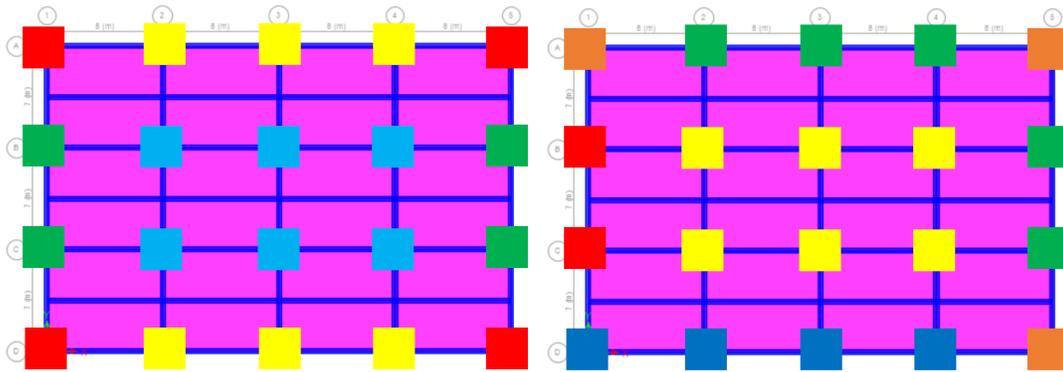


Figura 7.1 Distribución de grupos de columnas en planta para una estructura simétrica y asimétrica.

Aquí podemos observar la distribución de columnas para cada tipo de estructuras. Cuando tenemos estructuras simétricas, por la simetría que existe en la distribución de fuerzas cortantes el diseño de las columnas se puede realizar de forma similar, sin embargo, para el caso de las columnas en estructuras asimétricas, los elementos mecánicos que existen sobre las columnas que están más alejadas del centro de torsión incrementan por lo que será más probable que presenten mayores demandas que el resto de las columnas que se encuentren cerca del centro de torsión.

Lo mismo ocurre con las vigas, para el caso de las estructuras simétricas las vigas más demandadas resultan en los extremos, mientras que en las estructuras asimétricas las más alejadas del centro de torsión (principalmente en la esquina opuesta), presentan mayores demandas.

- Cuando se presenta una asimetría por rigidez debido a la presencia de muros en los extremos de una construcción como fue el caso del edificio de seis niveles analizado, se presenta una condición muy severa ya que a pesar de presentar una rigidez lateral importante, se tendrá un mejor

control sobre las distorsiones permisibles, sin embargo el efecto de torsión resultante genera un incremento en las zonas más alejadas del centro de rigidez por lo cual, como se comentó, este tipo de configuraciones no es recomendable en algún tipo de diseño, por lo que se deberá poner especial atención cuando se traten de edificios en esquina o cuando se pretenda utilizar algún tipo de configuración parecida.

- Se revisó la forma en la que podría realizarse un análisis sísmico estático considerando la excentricidad mencionada en las NTC-DS 2017, donde se observó que no se obtenían los mismos resultados cuando se utilizaban los momentos torsores en el entrepiso y en el nivel, como sí se conseguía con el reglamento del 2004. Se pudo demostrar que las diferencias en el cálculo de los efectos de torsión obtenidas en entrepiso y en nivel, se deben a la variación de la excentricidad accidental con la altura que consideran las NTC 2017, por lo cual es recomendable que el análisis de los efectos torsionales se realice en el entrepiso.
- Sin embargo, debido a la presencia de la gran cantidad de herramientas con las que se cuentan hoy en día, una opción recomendable es realizar un Análisis Sísmico Modal espectral y de esta forma aprovechar los recursos con los que contamos en la actualidad, además de que los resultados obtenidos nos brindan una precisión mucho mayor y resultados más cercanos a la realidad.

Esto no quiere decir que se debería desechar o dejar de estudiar el análisis sísmico estático, que representa de forma satisfactoria el comportamiento de estructuras regulares y nos permite tener una idea de los resultados que podríamos obtener de un análisis más preciso.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alberto Sarria Molina, "Terremotos e infraestructura", Universidad de los Andes, Bogotá D.C., 2008, ISBN: 9789586953313
2. Anil K. Chopra, "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice Hall 5th edition 2017.
3. Archundia-Aranda, Hans Israel & Fernandez-Sola, Luciano & Guerrero, Hector & Peña, Fernando. (2018). "Efecto de los sismos de septiembre de 2017", Sociedad mexicana de Ingeniería Estructural, México, CDMX, recuperado de:
https://www.researchgate.net/publication/329156344_Efecto_de_los_sismos_de_septiembre_de_2017
4. Arturo Tena Colunga (2010), "A 25 años del sismo de septiembre de 1985: breves reflexiones sobre los espectros de diseño sísmico", Conference: XI Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, a 25 años del sismo de 1985: Aprendizaje, Conciencia y Prevención, recuperado de:
https://www.researchgate.net/publication/276207254_A_25_anos_del_sismo_de_septiembre_de_1985_Breves_reflexiones_sobre_los_espectros_de_diseño_sismico
5. Carlo Magno Cisneros Álvarez (2003), "Evaluación de criterios de distribución del cortante por torsión sísmica estática", Tesis de Licenciatura, IPN.
6. Centro Nacional de Prevención de Desastres (2020), "Aniversario 63 del sismo del Ángel de 1957", recuperado de:
<https://www.gob.mx/cenapred/articulos/aniversario-63-del-sismo-del-angel-de-1957?idiom=es>
7. Centro Nacional de Prevención de Desastres (2020), "En el Cinturón de Fuego del Pacífico la actividad sigue siendo normal", recuperado de:
<https://www.gob.mx/cenapred/es/articulos/en-el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-la-actividad-sigue-siendo-normal?idiom=es>
8. Chipol Andrés (2001). "estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados", Tesis de Maestría, UNAM, México.
9. Chipol Andres, Garcia Octavio (2000), "Variación espacial del centro de torsión utilizando modelos de flexión para edificios de varios niveles con asimetría en planta y elevación", XII Congreso Nacional de ingeniería estructural, Leon Guanajuato.
10. Cruz Atienza, Víctor Manuel, Singh, Shri Krishna y Ordaz Schroeder, Mario (2017). "¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?", Revista Digital Univer-sitaria (RDU), vol. 18, núm. 7, septiembre-octubre. Recuperado de:

- <http://dx.doi.org/10.22201/codeic.16076079e.2017.v18n7.a10>
11. D. J. Dowrick, "Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos", Mexico D.F. 1990, editorial limusa.
 12. De la Rosa, Leobardo (2008). "Evaluación de los efectos de amplificación dinámica en edificios asimétricos de varios niveles", Tesis de maestría, UAM, México.
 13. Diario Oficial de la Federación (2022), "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal".
 14. Dolores Luna (2022), "Esta es la diferencia entre sismo y Terremoto", recuperado de:
<https://politica.expansion.mx/mexico/2022/09/20/diferencia-entre-sismo-y-terremoto>
 15. Enrique Bazan y Roberto Meli, Diseño Sísmico de Edificios, Editorial Limusa, México D.F. 2004, ISBN 968-18-5349-0.
 16. Faustino Ventura Marcial (2017), "A 60 años del sismo del Ángel del 28 de Julio de 1957", recuperado de:
https://www.ern.com.mx/boletines/ERNterate_Notas_Sismo28julio1957.p df
 17. Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México.
 18. Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México.
 19. Gaceta Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", México.
 20. García Soto, Adrián David; Pozos Estrada, Adrián; Hong, Hanping y Gomez Martinez, Roberto, " Estimación del peligro sísmico debido a sismos interplaca e inslab y sus implicaciones en el diseño sísmico" Ing. sísm [online]. 2012, n.86, pp.27-54. ISSN 0185-092X
 21. Hector Figueroa (2022), "De Tenochtitlan a nuestros días... los sismos más destructivos en México", recuperado de:
<https://www.excelsior.com.mx/nacional/de-tenochtitlan-a-nuestros-dias-los-sismos-mas-destructivos-en-mexico/1472370>
 22. Jorge Elorduy y Emilio Rosenblueth, "Torsiones sísmicas en edificios de un piso", Instituto de ingeniería, CDMX, recuperado de:
<https://datosabiertos.unam.mx/IINGEN:RUSI:SID164>
 23. Luis Esteva Maraboto, 2018, Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo sísmico, Revista Ciencia, Volumen 69, numero 3.
https://www.revistaciencia.amc.edu.mx/images/revista/69_3/PDF/Peligro_Sismos.pdf

24. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento-Modifican la norma técnica e.030 diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones (Perú-2018)- Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, N°355-2018-VIVIENDA, Diario Oficial del Bicentenario, El Peruano. <https://busquedas.elperuano.pe/download/url/anexo-de-rm-n-355-2018-vivienda-mediante-la-cual-se-modi-anexo-rm-n355-2018-vivienda-1720685-1>
25. National Building Code of Canada 2020
26. Omar Huerta Espinoza (2019), "Evaluación del coeficiente sísmico y zonificación sísmica en la alcaldía Coyoacán", Tesis Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, CDMX.
27. Orozco Narvaez Vicente, "Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica", Revista de ingeniería Sísmica 2017, DOI:10.18867/ris.76.131
28. Roberto Meli, Eduardo molina, Carlos López N y Oscar López Bátiz, "Evaluación de los efectos sísmicos de Septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX", Instituto de Ingeniería, 1986.
29. Servicio Geológico Mexicano (2017), "Escalas de los sismos", recuperado de: https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Informacion_complementaria/Escalas-sismos.html
30. Servicio Geológico Mexicano (2017), "Evolución de la tectónica en México", recuperado de: <http://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Evolucion-tectonica-Mexico.html#:~:text=El%20movimiento%20simult%C3%A1neo%20de%20las%20cuatro%20placas%20tect%C3%B3nicas,y%20la%20del%20Caribe%20hacia%20el%20oriente%20franco.>
31. Servicio Sismológico Nacional (2023), "estadísticas de los sismos reportados por el SSN", recuperado de: <http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/estadisticas/>
32. Tarbuck, E.J. y Lutgens, F.K. (2005): Ciencias de la Tierra: Una introducción a la Geología física. 8ª ed. 710 pp. Pearson Prentice Hall.
33. The New York Times (2017), "La situación de los servicios en México tras el Terremoto", recuperado de: <https://www.nytimes.com/es/2017/09/19/espanol/america-latina/servicios-terremoto-mexico-sismo-cfe-hospitales.html>
34. Unam Global (2022), "¿Cuáles son los objetivos del Servicio Sismológico Nacional?", recuperado de:

<https://unamglobal.unam.mx/cuales-son-los-objetivos-del-servicio-sismologico-nacional/>

35. What is the Tectonic Shift? (2023), recuperado de:
<https://oceanservice.noaa.gov/facts/tectonics.html>

REFERENCIA IMÁGENES

36. Edgar Olivares, "Les juro que vi a esas niñas caer": Una crónica sobre el sismo de 1985 (2018), recuperado de:
<https://codigoespaguetei.com/noticias/opinion/les-juro-que-vi-a-esas-ninas-caer-una-cronica-sobre-el-sismo-de-1985/>
37. Guillermina Ayala "El terremoto, o la FED" (2017), recuperado de:
<https://www.milenio.com/negocios/el-terremoto-o-la-fed>
38. Uriel Bahena, "Sismo exhibe más fallas en L12; cuatro estaciones con fracturas, desgajes", (2017), recuperado de:
<https://www.razon.com.mx/mexico/l-12-con-6-columnas-fracturadas-una-trabe-desalineada-fuga/>
39. 10 most famous landmarks in Mexico, recuperado de:
<https://onestep4ward.com/famous-landmarks-in-mexico/>
40. Jaime Hernandez, "El mundo tardó en conocer la tragedia del sismo en México" (2015), recuperado de:
<https://interactivo.eluniversal.com.mx/sismo85-historias/>
41. Lilia Saul, "Las heridas de la Ciudad de México", 2015, recuperado de:
<https://interactivo.eluniversal.com.mx/sismo85-afectaciones/>
42. Historias de terremotos, 2023, "Como hubiera sido el 19 de Septiembre de 1985 sin sismo", Youtube, recuperado de:
<https://www.youtube.com/watch?v=jWum6BPEmgo>
43. Cristian Peters, 2017, "México: En reconstrucción", recuperado de:
<https://www.construccionlatinoamericana.com/4130044.article>
44. José Rodríguez, 2018, "Temblores de Septiembre dispararon los sismos en el centro de México", recuperado de:
<https://www.luznoticias.mx/2018-02-08/paismundo/temblores-de-septiembre-dispararon-los-sismos-en-el-centro-de-mexico/35203>
45. Techné, 2017, "Ya hay una aplicación para reportar daños a construcciones por los sismos de septiembre", recuperado de:
<http://alef.mx/aplicacion-para-reportar-danos-por-los-sismos-de-septiembre/>
46. La razón online, 2017, "antes y después de edificios colapsados en CDMX", recuperado de:
<https://www.razon.com.mx/archivo/sin-categoria/interactivo-antes-y-despues-de-edificios-colapsados-en-cdmx/>
47. Jack Moehle (2015), "Seismic Design of reinforced concrete", Mc Graw Hill.

48. Dlubal (2023), "RFEM, Results", recuperado de:
<https://www.dlubal.com/en/downloads-and-information/documents/online-manuals/rfem-6-building-model/002404>
49. Arnal simón Luis, Bentacourt Suarez Max, 2020, Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, Editorial Trillas.
50. Carlos Zavala, Miguel Estrada, Patricia Gibu, Leslie Chang, Lourdes Cardenas, Seminario Internacional, "Reporte Preliminar de daños en estructuras debido al sismo del 15/08/03, Universidad Nacional de Ingenieria Lima-Perú (2007)
51. The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, (2015), "Seismic Risk in British Columbia - a multidisciplinary conversation"