



POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**Revisión estructural de un edificio de
concreto reforzado de 7 niveles construido
en la Ciudad de México**

T E S I N A

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

Ing. Miguel Ángel Hernández Zarco

D I R E C T O R D E T E S I N A :

M. I. Octavio García Domínguez



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Contenido

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	OBJETIVO.....	4
1.2	CONTENIDO GENERAL.....	5
2	NORMATIVIDAD DE DISEÑO.....	7
2.1	MÉTODO SIMPLIFICADO.....	8
2.2	MÉTODO ESTÁTICO.....	9
2.3	MÉTODO DINÁMICO.....	11
2.4	PARÁMETROS SÍSMICOS.....	14
2.5	CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	17
2.6	REVISIONES ADICIONALES.....	20
2.7	DISEÑO DE ELEMENTOS.....	21
3	DESCRIPCIÓN E INSPECCIÓN DEL EDIFICIO.....	27
4	DESARROLLO DEL MODELO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	33
4.1	GEOMETRÍA.....	33
4.2	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	34
4.3	ANÁLISIS DE CARGAS.....	35
4.4	COMBINACIONES DE CARGA.....	38
5	RESULTADOS.....	39
5.1	ELEMENTOS MECÁNICOS.....	39
5.2	DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS DE ENTREPISO.....	47
6	REVISIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....	53
6.1	CONDICIÓN ACTUAL.....	53

6.2	SOLUCIÓN PROPUESTA	72
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
8	BIBLIOGRAFÍA.....	85

1 Introducción

A lo largo de la historia el hombre ha tenido que construir estructuras que le permitan satisfacer sus necesidades, desde las más básicas como las de un hogar donde protegerse del clima, hasta otras más sofisticadas como los edificios que albergan cómodamente espacios de trabajo o recreación. Dichas estructuras se han ido adaptando a lo largo del tiempo debido a varios factores, como los materiales disponibles para su construcción, las condiciones climáticas, la estética, el tipo de suelo donde se va a construir, los recursos económicos, los avances tecnológicos, pero sobre todo, para asegurar la permanencia de lo que se ha construido.

Las catástrofes naturales han sido el principal problema para establecer un nivel mínimo de seguridad en las construcciones y es, a través de la experiencia, que el hombre ha modificado y regulado la forma de hacer construcciones estableciendo códigos y reglamentos particulares a las necesidades de la zona donde se construye.

Los reglamentos de construcción en el mundo tienen mucho tiempo de existir, pero desde principios del siglo XIX, con la revolución industrial y los avances tecnológicos como la invención del cemento Portland en Inglaterra, se modificó y, en cierta forma, estandarizó, la forma de construir edificios, provocando que en algunos países se instituyeran códigos más estrictos que regularan la seguridad y el confort que proporcionan las estructuras construidas. A través de los años, con los estudios realizadas por algunos institutos de investigación, pero principalmente por las pérdidas humanas y materiales ocurridas en los desastres naturales, se han modificado los niveles de seguridad tanto de los materiales usados como de los procesos de construcción para dar lugar a los reglamentos que hoy norman las características de los edificios que existen en la actualidad.

En México, la situación no es diferente. La ubicación geográfica de nuestro país lo hace especialmente vulnerable a sismos y huracanes que, a lo largo de su historia, han

ocasionado grandes desastres y que han cambiado la forma en que se concibe a la ingeniería como base para la construcción de estructuras.

Los grandes sismos (7 grados o más en la escala de Richter) en México a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica. La sismicidad en el sur de la República Mexicana es ocasionada principalmente por la subducción de las placas oceánicas Rivera y Cocos bajo la placa continental de Norteamérica, cuyas velocidades relativas son de aproximadamente 2.5 cm/año y 5.0 cm/año , respectivamente. La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta, pero se estima que intersecta a la costa mexicana cerca de Manzanillo, mientras que la placa de Cocos comienza su convergencia al noreste del estado de Colima y continúa hasta la frontera con Guatemala (Singh & Ordaz, 1990). Por otro lado, los huracanes son un tipo de tormentas tropicales. El "cyclón tropical" o la "tormenta tropical" es el término genérico para referirse a un sistema de baja presión, de escala sinóptica que no es de origen frontal; que existe sobre océanos tropicales o sub-tropicales, y que se caracteriza por una convección fuerte y organizada, es decir, múltiples nubes tormentosas, al igual que por vientos de superficie con patrón ciclónico bien definido (Holland, 1993).

El 21 de octubre de 2005, con una duración de 10 días en todo su recorrido, el huracán Wilma afectó principalmente a las playas de Cozumel y Playa del Carmen, dejando a una de las zonas turísticas más importantes de nuestro país con afectaciones, primordialmente económicas, que impidieron el desarrollo de actividades de turismo y de agricultura durante algún tiempo.

En la mañana del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1 grados en la escala de Richter, se originó en las costas de Michoacán el sismo que más daños ha producido en nuestro país afectando ciudades como Zihuatanejo, Lázaro Cárdenas o Ciudad Guzmán, siendo la Ciudad de México la más perjudicada con más de 2000 edificios destruidos en las zonas de suelo lacustre sobre las que fueron construidos. Los daños ocasionados provocaron la modificación en las normas de construcción de aquel tiempo que desde entonces han sufrido varias actualizaciones para establecer lo que hoy

conocemos como el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) publicados en su última versión el 29 de enero de 2004 y el 6 de octubre de 2004, respectivamente.

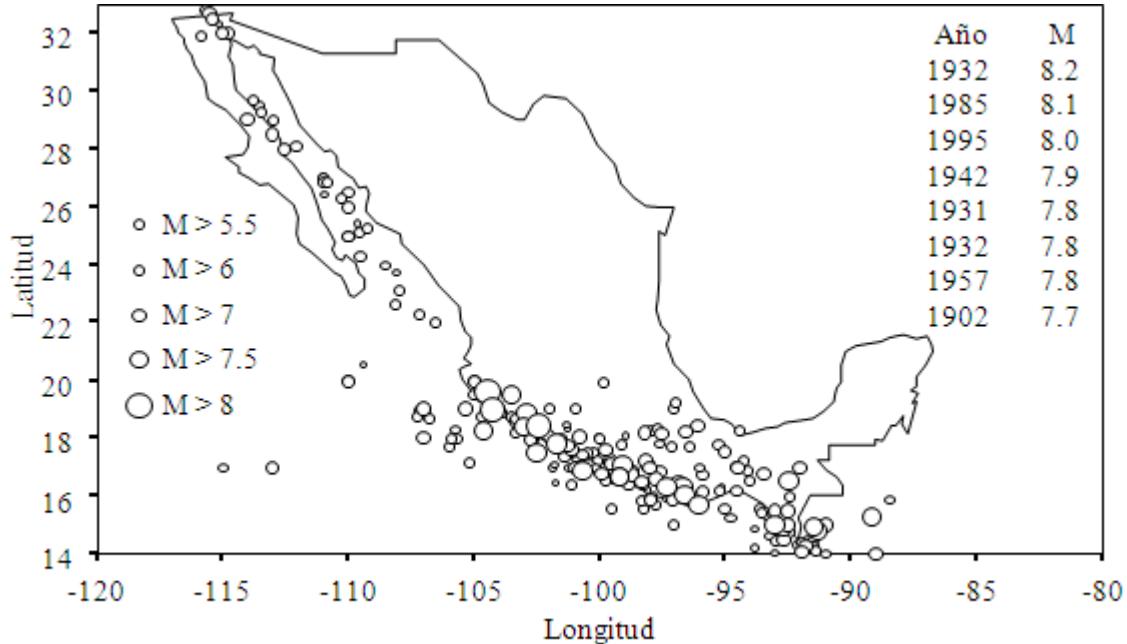


Figura 1.1 Epicentros de los sismos en México

Desde el enfoque de la ingeniería estructural, la seguridad es el punto de partida para cualquier construcción. En ciudades grandes, como el Distrito Federal, donde la densidad de población es la más grande de México ($5\,920\text{ hab/km}^2$)ⁱ y donde se encuentran las instituciones privadas y de gobierno más importantes del país, la seguridad no sólo representa salvar vidas humanas, sino que también es clave para la continuidad en el desarrollo económico de nuestro país. Lo anterior quiere decir que no es que ahora exista mayor peligro de que ocurra un sismo sino que es el riesgo el que ha aumentado, al haber un mayor número de edificios y de habitantes. Por este motivo es que adquiere más relevancia el correcto diseño de nuevos edificios y la revisión de los ya existentes, para minimizar las pérdidas en los eventos sísmicos que seguramente se presentarán en el futuro.

ⁱ INEGI. Censo de Población y Vivienda 2010

Existen estructuras cuya estabilidad después de un evento catastrófico es fundamental para la continuidad cualquier sociedad, ya sea porque albergan un número elevado de personas o bienes y servicios muy importantes, porque constituyen en sí un peligro para la vida humana o porque su funcionamiento es esencial a consecuencia del evento tales como hospitales, instalaciones eléctricas y de telecomunicaciones, estaciones de bomberos, estadios, escuelas, plantas nucleares, etc.

Por ejemplo, la Organización Panamericana de la Salud (PAHO) define como hospital seguro al “establecimiento con Servicios de Salud que deben permanecer accesibles y funcionando a su máxima capacidad, con la misma estructura, inmediatamente después de un desastre natural”. Lo anterior con el objetivo de proporcionar atención ininterrumpida a los pacientes que así lo requieran ya sea por causa o no del desastre natural.

Según el Programa Estratégico Hospital Seguro de la Secretaría de Salud del Gobierno Federal el concepto “Hospital Seguro” no significa que la estructura garantice su desempeño al 100% después de algún desastre como terremoto, huracán o explosión, entre otros, ya que finalmente puede sufrir daños de consideración, pero después de estos eventos su meta debe ser garantizar el funcionamiento de las áreas críticas del centro hospitalario, para otorgar adecuada atención médica a víctimas de desastres.

Sobre la base anterior queda implícito la aplicación de normas y códigos estrictos de construcción que contemplen los mejores niveles de protección a los usuarios, destacando las medidas de prevención, preparativos, mitigación y organización que deber existir y que permitan clasificar a una instalación como una estructura segura.

1.1 Objetivo

El objetivo del presente trabajo es hacer la revisión del diseño estructural de un edificio de concreto reforzado de 7 niveles construido en la Ciudad de México tomando como base la evaluación técnica y las recomendaciones realizadas a partir de la inspección visual y registros topográficos realizados por parte de la Facultad de Ingeniería de la UNAM para verificar el cumplimiento o no, de su estabilidad según el

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias vigentes.

1.2 Contenido General

En los siguientes capítulos se definirá la normatividad vigente aplicable utilizada para la revisión estructural, es decir, lo que establece el gobierno del Distrito Federal como lineamientos para el correcto diseño y construcción de una estructura. Se hará una descripción general del edificio como resultado de la inspección visual realizada por parte de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y con los dictámenes hechos anteriormente al edificio por otras instituciones con el objeto de definir el estado actual del inmueble. Con los datos anteriores, se realizará un modelo que considere la localización, las características del terreno donde está construido, el uso y los materiales empleados para definir el peso propio de la estructura y establecer las cargas externas de servicio y accidentales que correspondan al edificio y que se definen en las normas vigentes. Posteriormente, se usará un programa de análisis estructural que permita obtener los elementos mecánicos que actúan en el edificio y que definen su comportamiento. Con los resultados obtenidos mediante la aplicación del programa, se hará la revisión del diseño estructural para poder así emitir las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

2 Normatividad de diseño

El principal problema que se presenta cuando se diseña una estructura en una zona donde se sabe que han ocurrido y que, por lo tanto, seguirán ocurriendo sismos de gran magnitud, es la incertidumbre que existe para predecir dichos fenómenos y sus características, así como la forma en que la estructura se comportará durante el evento.

Resultaría poco económico hacer que las construcciones soportaran, sin daño alguno en su estructura, las solicitaciones que se presentan durante un sismo de gran magnitud debido a que se presentan, normalmente, con poca frecuencia; es por eso que el criterio de diseño actual es lograr que dichas construcciones sean capaces de soportar los sismos de baja intensidad sin ningún tipo de afectación, que presente daños moderados después de un sismo de intensidad media y que tenga daños importantes, inclusive, irreversibles –pero nunca el colapso– en los sismos de gran magnitud.

Es importante mencionar que dicho criterio de diseño no era una práctica común en las construcciones que se hacían en México hace algunos años, tal como lo indica el reporte científico hecho en 1986 por el EEFIT (Earthquake Engineering Field Investigation Team), para el sismo ocurrido el 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, que señala que muchos de los edificios que tuvieron fallas graves en su estructura, estaban diseñados con niveles bajos o intermedios de ductilidad, según lo definido en el reglamento de 1977, a pesar de la alternativa que dicho reglamento ofrecía para diseñar los elementos con un mayor nivel de ductilidad a cambio de obtener cargas laterales por sismo menores.

Actualmente, el RCDF propone tres métodos de análisis sísmico:

- Método simplificado
- Método estático
- Método dinámico

2.1 Método simplificado

El método simplificado será aplicable al análisis de edificios que cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- a) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , no exceda del 10% de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b . La excentricidad torsional podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor F_{AE} , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad \text{Ec. 2-1}$$

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33 \quad \text{Ec. 2-2}$$

donde H es la altura del entrepiso y L la longitud del muro.

Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales, o de madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas correspondientes.

- b) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el Capítulo 7 de las NTC-Sismo.
- c) La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

2.2 Método estático

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a h , siendo esta la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q' pero no menor que a_0 , donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a $T = 0$ y c el coeficiente sísmico. Los valores de a_0 y c se consignan en la Tabla 2.1.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , resulta ser:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} ; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad \text{Ec. 2-3}$$

2.2.1 Efectos de torsión

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:

$$1.5e_s + 0.1b ; \text{ o}$$
$$e_s - 0.1b \quad \text{Ec. 2-4}$$

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 están arriba del considerado.

En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico, Q , especificado en el Capítulo 5 de las NTC-Sismo sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$. Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total de entrepiso entre en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces, y dichos elementos deben ser de la misma índole, es decir que si, por ejemplo, en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto.

Ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

En los párrafos anteriores se puede observar que la normatividad confunde conceptos de entrepiso con conceptos que corresponden a los niveles, para el cálculo de la excentricidad estática. Por ejemplo, se llama erróneamente fuerza cortante en el nivel

cuando debería ser fuerza sísmica. Es importante distinguir que el centro de masa es el punto por donde se asume que se aplica la fuerza sísmica equivalente, sin embargo, en el entrepiso, este punto se denomina centro de cortante. De un análisis tridimensional que considere rotaciones nulas en los niveles se puede determinar el centro de torsión en dichos niveles y por estática transportarlo al entrepiso, por lo que, la excentricidad estructural a la cual hace referencia el reglamento se debe obtener en función del centro de torsión del entrepiso y del centro de cortante del mismo (Zárate & García, 2003).

2.2.2 Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

2.2.3 Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos, se dividirán los factores de resistencia que corresponden, según las normas respectivas, entre el siguiente valor:

$$1 + 2.5 d Q \quad \text{Ec. 2-5}$$

donde d es la diferencia en los valores de a/Q' , expresados como fracción de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido de la dirección de análisis.

2.3 Método Dinámico

2.3.1 Análisis modal

Para formular las ecuaciones de movimiento necesarias para este tipo de análisis es necesario hacer algunas idealizaciones que simplificarán el problema: se supondrá que las vigas y todo el sistema de piso son infinitamente rígidos a flexión, se desprecian las

deformaciones axiales en vigas y columnas así como el efecto de la fuerza axial en la rigidez de las columnas, las masas del edificio están concentradas en los entrepisos de la estructura (Chopra, 1995).

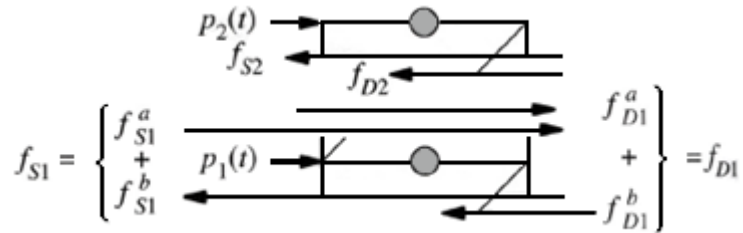


Figura 2.1 Fuerzas que actúan en las masas

El número de desplazamientos independientes necesarios para definir el desplazamiento de cada una de las masas respecto de su posición de equilibrio original es denominado como “grados de libertad”. La estructura mostrada en la Figura 2.1 tiene dos grados de libertad: los desplazamientos laterales u_1 y u_2 , uno por cada nivel, en la dirección del eje X.

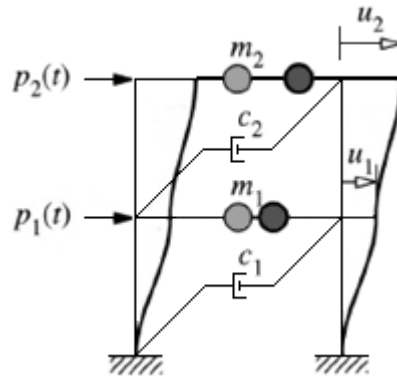


Figura 2.2 Estructura de dos niveles

Usando la segunda ecuación de movimiento de Newton podemos establecer las ecuaciones de movimiento de cada una de las masas de la estructura de la Figura 2.2 en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 2-6}$$

donde $p_j(t)$ es la fuerza externa, f_{Sj} es la fuerza de resistencia elástica (o inelástica) y f_{Dj} es la fuerza de amortiguamiento.

La Ec. 2-6 se puede escribir de manera simplificada como sigue:

$$m\ddot{u} + f_D + f_S = p(t) \quad \text{Ec. 2-7}$$

La fuerza de resistencia a su vez está definida como:

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 2-8}$$

$$f_S = ku \quad \text{Ec. 2-9}$$

donde k es la rigidez lateral del entrepiso.

A su vez la fuerza de amortiguamiento se puede definir como se muestra a continuación:

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 2-10}$$

$$f_D = c\dot{u} \quad \text{Ec. 2-11}$$

Sustituyendo la Ec. 2-9 y la Ec. 2-11 en la Ec. 2-7 se obtiene la ecuación matricial de movimiento formada a su vez por dos ecuaciones diferenciales que gobiernan los desplazamientos u_1 y u_2 y que, por lo tanto, se deberán resolver simultáneamente:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad \text{Ec. 2-12}$$

La Ec. 2-12 es el punto de partida para hacer un análisis dinámico a una estructura bajo la influencia de un sismo, pero existen otros parámetros que define el RCDF, los cuales se definirán más adelante.

2.3.2 Análisis paso a paso

Si se emplea el método de cálculo paso a paso de respuestas a terremotos específicos, podrá acudir a acelerogramas reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que establecen las normas, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

2.4 Parámetros sísmicos

2.4.1 Zonificación

Para efecto de aplicar las normas establecidas por el RCDF es necesario considerar las zonas del Distrito Federal asentadas en el artículo 170.

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir depósitos arenosos o cohesivos.
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre.
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arena.

Adicionalmente, la zona III se divide en cuatro subzonas (III_a, III_b, III_c y III_d), según se indica en la Figura 2.3.

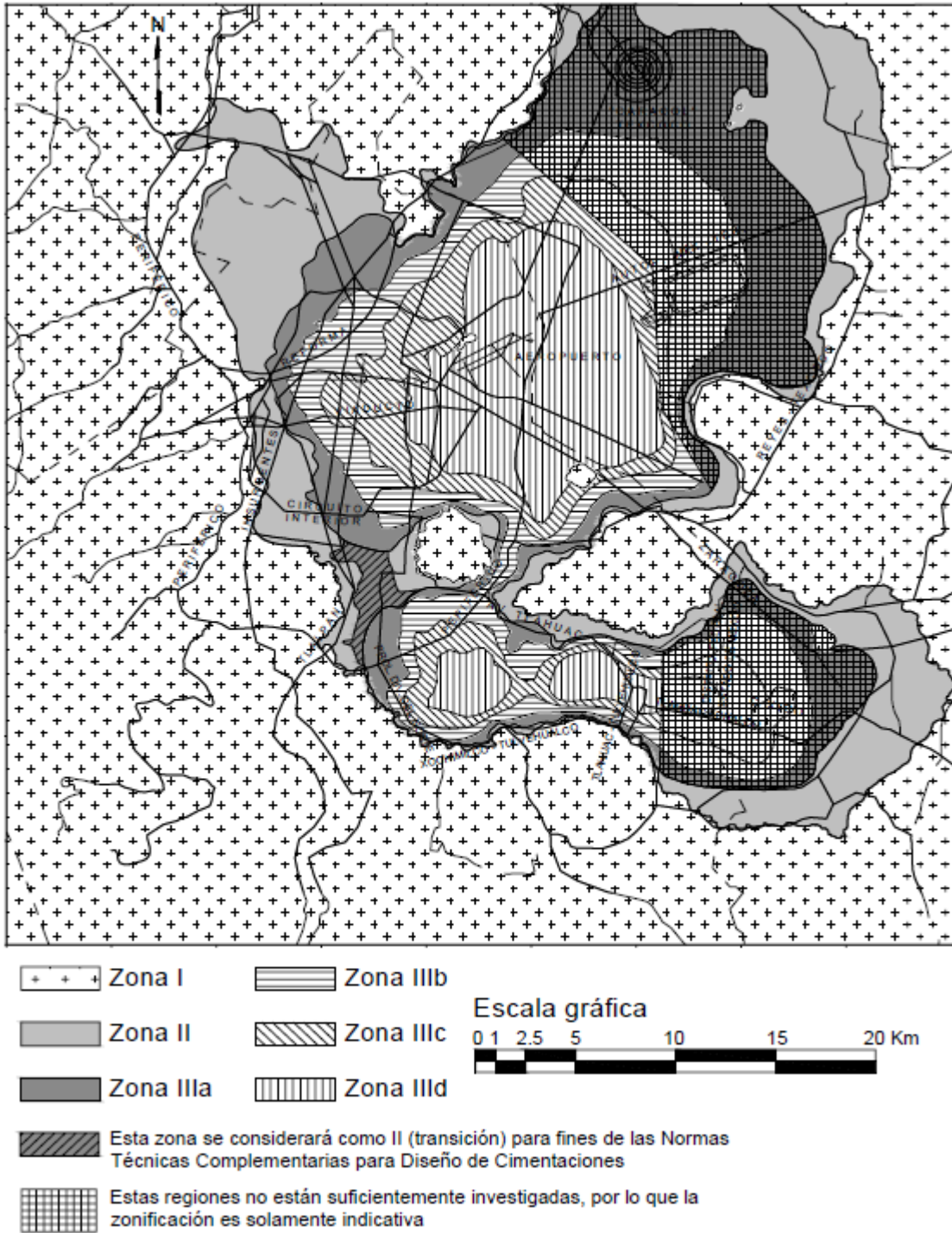


Figura 2.3 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo

2.4.2 Espectros para diseño sísmico en el Distrito Federal

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \quad \text{si } T < T_a$$

$$a = c ; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = qc \quad \text{si } T > T_b \quad \text{Ec. 2-13}$$

donde

$$q = (T_b/T)^r \quad \text{Ec. 2-14}$$

Los valores que intervienen en las ecuaciones anteriores, para los diferentes tipos de suelos en la Ciudad de México, según la zona donde se localicen, son:

Zona	c	a_0	T_a ¹	T_b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

Tabla 2.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

2.4.3 Factor de comportamiento sísmico

El coeficiente sísmico, c , puede reducirse por un factor de comportamiento sísmico, Q , que está asociado con la ductilidad de los elementos de una estructura, aunque también considera, en cierta medida, al deterioro. Las magnitudes que puede tomar Q están en función del tipo de estructuración, el tipo de material que se haya empleado (para el caso del concreto reforzado interviene, evidentemente, la cantidad del

acero de refuerzo) y de las dimensiones de los elementos que conforman a dicha estructura.

El RCDF establece los requisitos que debe cumplir una estructura para tomar los valores de Q , aunque en realidad es responsabilidad del ingeniero hacer la estructuración adecuada para que el comportamiento durante el sismo sea el esperado, es decir, para que obedezca a la filosofía de diseño elegida. Los valores que puede tomar Q definidos en el reglamento son 1, 1.5, 2, 3 y 4.

2.4.4 Factor de reducción de fuerzas sísmicas

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$\begin{aligned} Q' &= Q && \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \\ Q' &= 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) && \text{si } T < T_a \end{aligned} \quad \text{Ec. 2-15}$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico.

2.5 Condiciones de regularidad

Dependiendo de las características de la estructura, se puede clasificar en:

- Regular
- Irregular
- Fuertemente irregular

2.5.1 Estructura regular

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20% del área de la planta.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
- 8) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

- 10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

2.5.2 Estructura irregular

Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de la sección anterior será considerada irregular.

2.5.3 Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

- 1) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.

2.5.4 Corrección por irregularidad

El factor de reducción Q' , definido en la sección 2.4.4, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 2.5.1, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 2.5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

2.6 Revisiones adicionales

2.6.1 Revisión por cortante basal

Según las NTC, si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_0 es menor que

$$0.8 a \frac{W_0}{Q'} \quad \text{Ec. 2-16}$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_0 iguale a este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis, como se indica en la Sección 2.4.2, además en ningún caso V_0 se tomará menor que $a_0 \cdot W_0$.

2.6.2 Revisión de los desplazamientos laterales

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen más atrás, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6 de las NTC-Sismo, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012. El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas según los criterios que se fijan en la sección 2.4.4, multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q .

2.6.3 Revisión de los desplazamientos verticales

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 5 mm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

2.7 Diseño de elementos

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de las NTC, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Flexocompresión:
 - $F_R = 0.8$ cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos de la sección 6.2.4, o con estribos que cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.b de las NTC;
 - $F_R = 0.8$ cuando el elemento falle en tensión;
 - $F_R = 0.7$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión; y

e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- Existente adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c'' igual a $0.85f_c^*$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$

donde

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f_c^* \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65 & \text{si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

c es la profundidad del eje neutro

2.7.1 Trabes

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de la sección anterior conducen a las siguientes expresiones para calcular la resistencia a flexión, M_R . En dichas expresiones F_R se tomará igual a 0.9.

Para secciones rectangulares sin acero de compresión:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad \text{Ec. 2-17}$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad \text{Ec. 2-18}$$

donde

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{Ec. 2-19}$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad \text{Ec. 2-20}$$

b ancho de la sección

d peralte efectivo

f_c'' esfuerzo uniforme de compresión

A_s área del refuerzo de tensión

Las expresiones para calcular la fuerza cortante de diseño que toma el concreto, V_{CR} , que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal, h , es mayor que 700 mm, el valor de V_{CR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.004(h - 700) \quad \text{Ec. 2-21}$$

El factor calculado con la Ec. 2-21 no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8. La dimensión h estará en mm.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*} \quad \text{Ec. 2-22}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Ec. 2-23}$$

Cuando la fuerza cortante última, V_U , sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} \quad \text{Ec. 2-24}$$

donde

A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s .

V_{SR} fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{SR} = V_U - V_{CR}$)

2.7.1.1 Refuerzo mínimo

El área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad \text{Ec. 2-25}$$

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_U , sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v \min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad \text{Ec. 2-26}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

2.7.1.2 Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el 90% de la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \quad \text{Ec. 2-27}$$

El refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el calculado según la Ec. 2-26. La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

2.7.2 Columnas

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 20 \text{ mm}$, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

2.7.2.1 Refuerzo mínimo y máximo

La cuantía del refuerzo longitudinal de la sección no será menor que $20/f_y$, con f_y en kg/cm^2 , ni mayor que 0.06, es decir:

$$\frac{20}{f_y} < \rho < 0.06 \quad \text{Ec. 2-28}$$

El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. Para el refuerzo por tensión diagonal, atender a lo que se indica en las secciones 2.7.1.1 y 2.7.1.2 para los casos de tensión diagonal.

3 Descripción e inspección del edificio

El edificio analizado es una estructura hecha de concreto reforzado, de siete niveles que tiene su ubicación en la Calle Xocongo, en la Delegación Cuauhtémoc.



Figura 3.1 Vista de la fachada del edificio

El inmueble de 7 niveles está destinado para oficinas en un área de 2750 m². El sistema estructural fue resuelto con marcos rígidos formados de vigas y columnas de concreto reforzado. El sistema de piso está conformado por tableros de losas de concreto macizas, de 8 cm de espesor, reforzadas con malla electrosoldada 6-6x10/10, apoyados sobre las trabes y reforzados con vigas metálicas tipo “joist” separadas entre sí 1.20 m. El interior del edificio está formado por muros de tabique rojo que albergan a las escaleras y muros de concreto reforzado para los elevadores de carga y de personal.



Figura 3.2 Refuerzos tipo “joist” en losas

La cimentación está formada por una losa maciza de concreto, rigidizada con una retícula de contratraves invertidas de 2.0 m de peralte y contratraves perimetrales de 4.0 m que hacen las veces de muro de contención. Toda la estructura descansa sobre pilotes de fricción hechos de concreto reforzado.

De los 195 pilotes de 22.10 m de longitud, 193 son de sección triangular de 55 cm de lado y los otros 2 son de sección tipo “TENSA” (Proyecto Estructural S.A., 2010) cuya distribución es la siguiente:

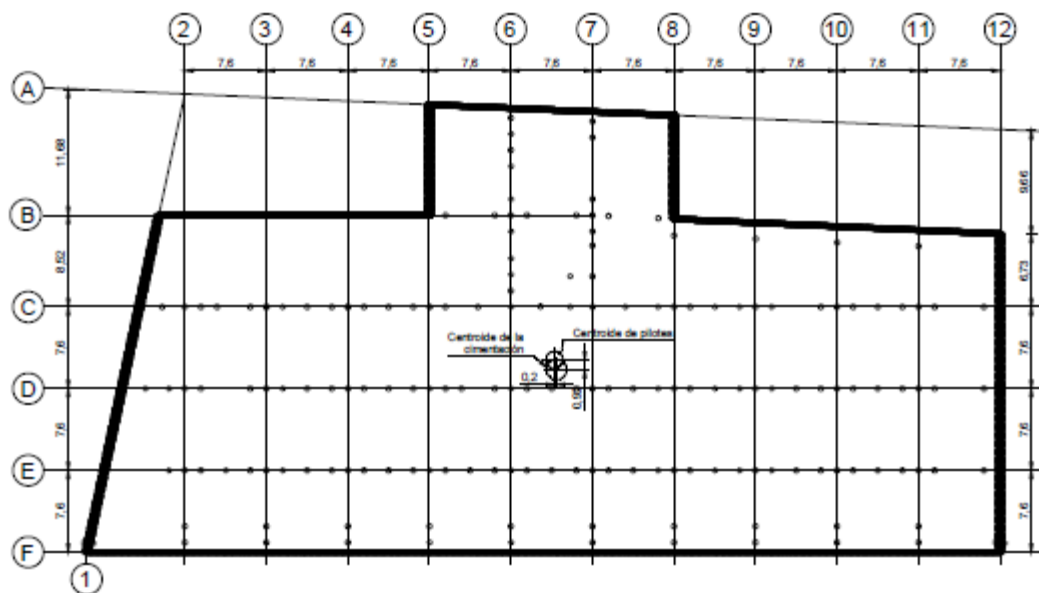


Figura 3.3 Distribución de los pilotes de fricción

Según los reportes proporcionados a la Facultad para la revisión del inmueble, la edad aproximada del edificio es de 40 años.

Durante los meses de mayo, junio y julio de 2010 se llevó a cabo la inspección visual de la cimentación y superestructura para detectar la condición actual del edificio y los daños que se hayan podido originar debido a asentamientos, sismos y otros eventos que hubieran ocurrido desde su construcción.

Para realizar la inspección estructural, se formaron dos brigadas para realizar la memoria fotográfica y se solicitó al personal de mantenimiento y de protección civil del edificio el acceso a todas las áreas del inmueble y la remoción de los paneles que conforman al plafón y así poder observar de forma adecuada el estado de las conexiones trabe-columna y de las losas.



Figura 3.4 Conexión trabe-columna

Se pudieron identificar que algunas traveses fueron reforzadas contra los esfuerzos de tensión diagonal en las zonas cercanas a las columnas mediante soleras metálicas de aproximadamente 40 cm de longitud. Los daños observados en estos elementos son pequeñas grietas que no se considera que afecten la seguridad estructural del inmueble.



Figura 3.5 Refuerzo de cortante con solera metálica en trabes

Los tableros del sistema de piso presentan agrietamientos en los lechos superior e inferior, además de que el poco espesor de la losa produce vibraciones que fueron apreciadas durante la inspección, esto, junto con las deformaciones verticales que se observan a simple vista, genera una sensación de inseguridad en los usuarios. Se identificaron también algunas zonas con una alta densidad de archivo, tal como se aprecia en la Figura 3.6. Los grandes esfuerzos a los que se ve sometida la losa en estas zonas demuestran la resistencia del sistema empleado.



Figura 3.6 Zonas de archivo en el primer entrepiso



Figura 3.7 Sistema de grietas en una losa de la planta baja

Existen desplomes visibles en la zona noreste del edificio que acentúan los agrietamientos en las losas cercanas a esta área.

Los muros en las escaleras principales, así como los de elevadores y monta cargas no presentan ningún daño, no obstante, se identificaron deformaciones en la rampa de escalones que no produce ningún problema estructural.

La fachada del edificio presenta algunos daños en el recubrimiento ornamental debidos a la intemperie que, evidentemente, no representan ninguna afectación estructural.

4 Desarrollo del modelo y análisis estructural

4.1 Geometría

Conforme a los planos proporcionados a la Facultad de Ingeniería y la inspección visual, la planta tipo del edificio es como se muestra en la Figura 4.1:

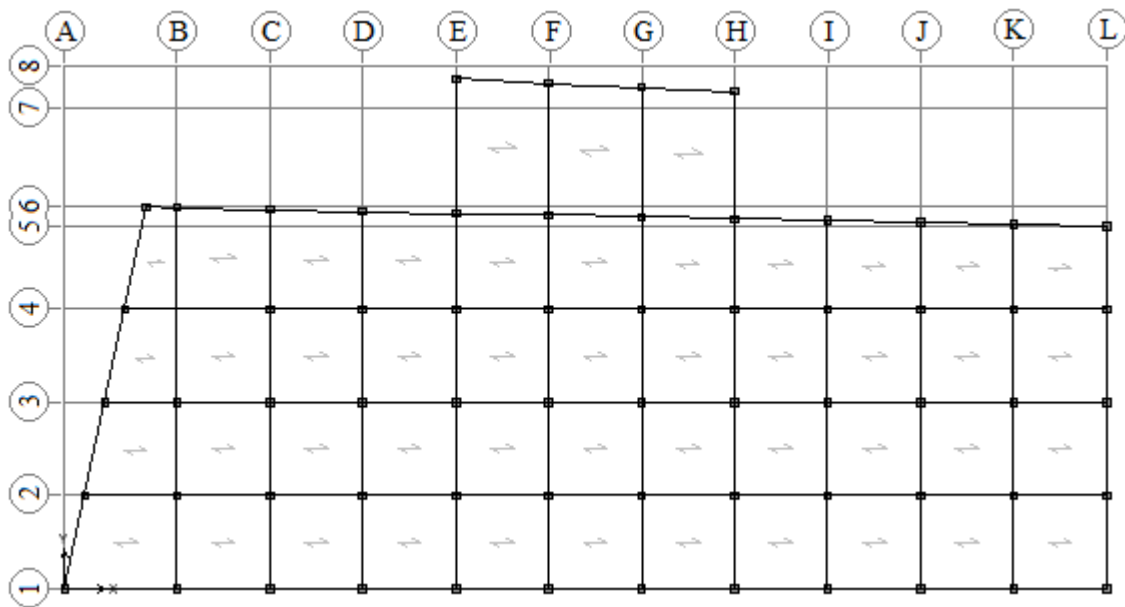


Figura 4.1 Planta tipo del edificio

La mayor parte de los tableros de losa que conforman al edificio son regulares, de 7.6 x 7.6 m. Los entrepisos miden 3.5 m de nivel a nivel. Se desprecia la aportación estructural con que puedan contribuir las vigas tipo “joist” y los muros de mampostería, por lo que no se incluyen en la modelación del edificio.

La cimentación tampoco será incluida en la modelación por no contar con los elementos suficientes para poder representarla de forma adecuada en el programa de computadora.

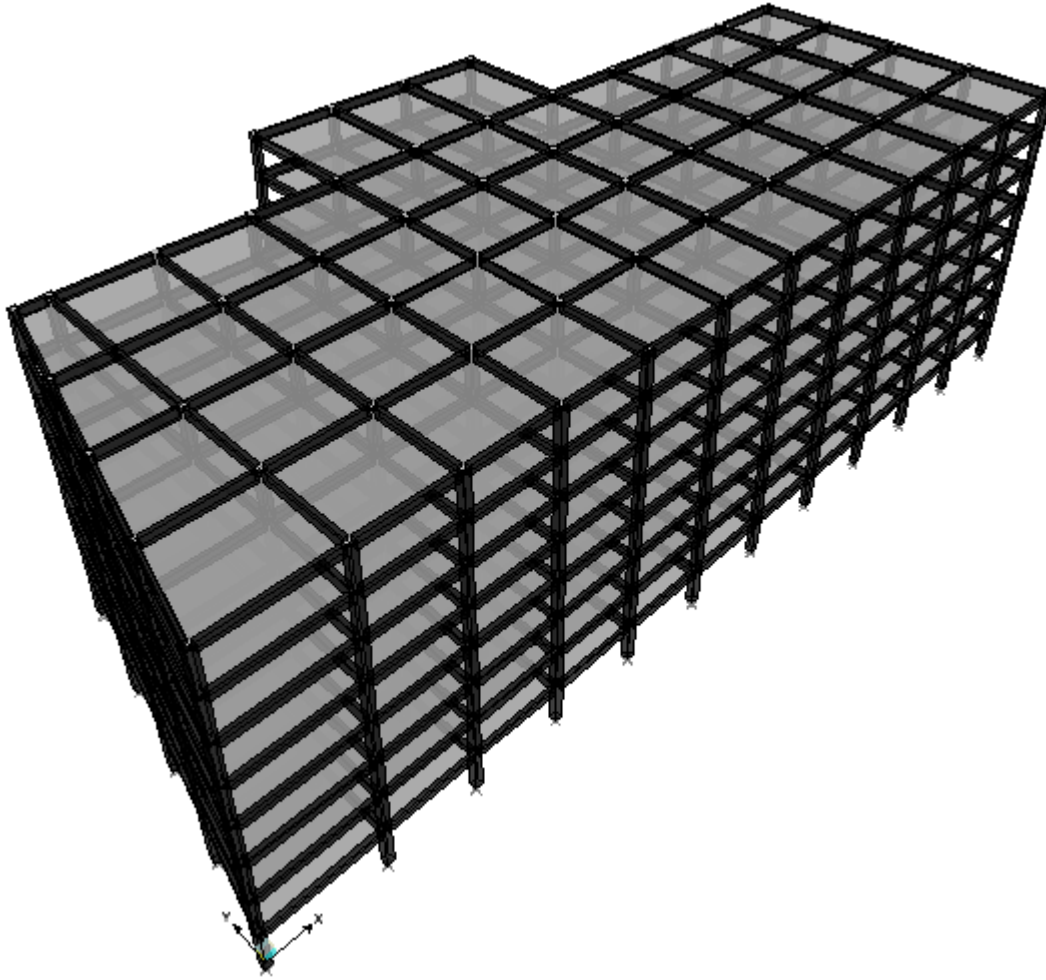


Figura 4.2 Vista en tres dimensiones del modelo en ETABS

4.2 Propiedades de los Materiales

Como se mencionó en la descripción e inspección del edificio, el inmueble está hecho con marcos rígidos de concreto reforzado cuyas propiedades se idealizarán iguales en toda la estructura y se presentan en la Tabla 4.1:

Material	Resistencia kg/cm ²	Peso Volumétrico kg/m ³	Módulo de Elasticidad kg/cm ²
Concreto reforzado	300	2400	138564
Acero	4200	7850	2030000

Tabla 4.1 Propiedades de los materiales

4.3 Análisis de Cargas

El objetivo de este análisis es la cuantificación de las cargas que serán usadas para el modelo en el programa. Dicho análisis fue obtenido de lo que se observó durante la inspección del edificio.

4.3.1 Cargas Muertas

Las cargas muertas son aquellas que no sufren variaciones sustanciales a lo largo del tiempo y se componen básicamente del peso propio del edificio debido a los materiales utilizados para su construcción, a las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias colocadas para los servicios, así como los acabados usados como ornamento.

Las cargas debidas a los materiales utilizados serán las producidas por los pesos volumétricos indicados en las propiedades de los materiales y forman parte del análisis que realiza el programa por lo que no se hará un cálculo independiente para obtenerlo.

Las cargas adicionales debidas a los acabados e instalaciones se mencionan a continuación.

Niveles 1 a 7		
Elemento	Carga kg/m ²	Carga ton/m ²
Muros divisorios	40	0.04
Acabados	80	0.08
Instalaciones y plafón	40	0.04
	160	0.16

Azotea		
Elemento	Carga kg/m ²	Carga ton/m ²
Impermeabilizante y acabados	125	0.125
Plafón	40	0.04
	165	0.165

Tabla 4.2 Análisis de cargas muertas

4.3.2 Cargas Vivas

Las cargas vivas son las que varían a lo largo del tiempo según el uso que se le dé al edificio, es decir, provienen de la cantidad de personas que lo utilizan así como de mobiliario necesario para su ocupación.

Como se mencionó antes, el edificio está destinado para oficinas por lo que, según la Tabla 6.1 de las NTC, las cargas aplicables son las siguientes:

Cargas vivas unitarias, kg/m^2		
Destino de piso o cubierta	CV_a	CV_m
Oficinas, despachos y laboratorios	180	250
Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	70	100

Tabla 4.3 Extracto de la tabla de cargas vivas unitarias de las NTC

La carga viva máxima del reglamento, CV_m , es de 250 kg/m^2 para los niveles del 1 al 7 y de 100 kg/m^2 para la azotea. Estos valores serán usados para el análisis de cargas estáticas.

La carga viva instantánea del reglamento, CV_a , es de 180 kg/m^2 para los niveles del 1 al 7 y de 70 kg/m^2 para la azotea. Estos valores serán usados para el análisis de cargas dinámicas.

4.3.3 Cargas accidentales

Son aquellas que se presentan eventualmente y que contemplan los efectos que se pudieran presentar por la ubicación de la estructura como el sismo o el viento.

Como se mencionó en la descripción e inspección del edificio, el inmueble está ubicado en la Delegación Cuauhtémoc lo que lo ubica dentro de la zona IIIc tal como se muestra en la Figura 4.3:

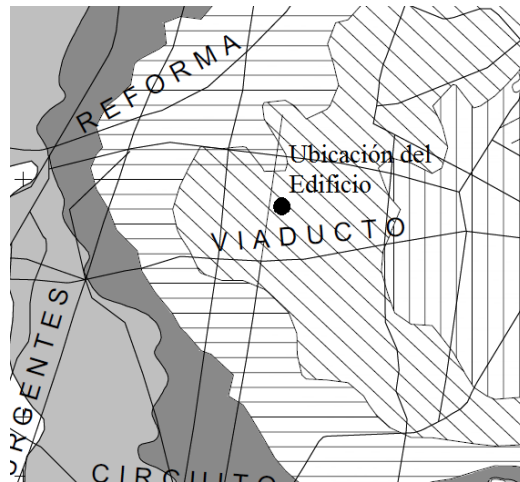
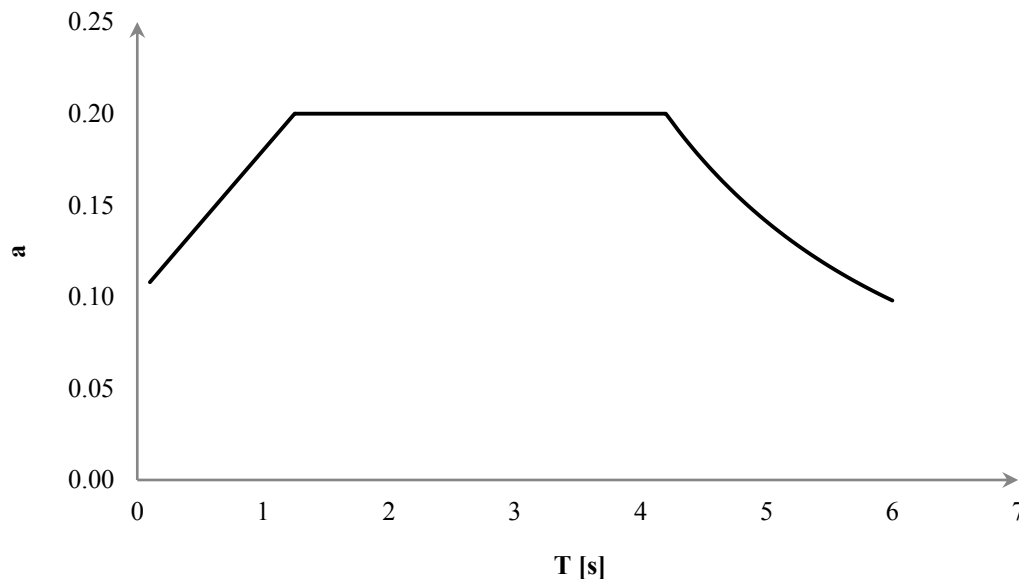


Figura 4.3 Detalle del mapa de Zonificación Geotécnica del RCDF

El coeficiente sísmico que corresponde a este tipo de suelo se toma de la Tabla 2.1: $c = 0.40$. Debido a las condiciones y los materiales con los que se construyó el edificio se utilizará un factor de comportamiento sísmico $Q' = Q = 2$, por lo que:

$$\frac{c}{Q'} = 0.2 \quad \text{Ec. 4-1}$$

Tomando los parámetros y las ecuaciones que define el RCDF se puede graficar el espectro de diseño sísmico:



Gráfica 4.1 Espectro de diseño del edificio

4.4 Combinaciones de carga

Para hacer un análisis más preciso, se requiere hacer combinaciones de carga donde se incluyan cada uno de los casos que se establecieron como acciones a las que se verá sometida la estructura. El RCDF establece factores estadísticos que consideran la incertidumbre que existe al obtener las cargas después de hacer el modelo para realizar un análisis estructural, las fallas o imprevistos que lleven a errores durante la construcción, o la magnitud de los eventos externos como las acciones de sismo o viento, al mismo tiempo que incluye un factor de seguridad dependiendo de la importancia de la estructura.

Para el edificio que se analiza en este trabajo se establecen tres combinaciones que incluyen, en diferentes proporciones, a la carga muerta, la carga viva máxima, la carga viva media, las acciones de sismo sobre el eje X y las acciones de sismo sobre el eje Y. Es importante mencionar que las acciones de viento que pudieran afectar al edificio no se consideraron en el análisis por no ser de una magnitud importante. Las combinaciones de carga usadas en el edificio son:

- COMB1: $1.4CM + 1.4CV_m$
- COMB2: $1.1CM + 1.1CV_a + 1.1SD_X + 0.33SD_Y$
- COMB3: $1.1CM + 1.1CV_a + 0.33SD_X + 1.1SD_Y$

5 Resultados

5.1 Elementos mecánicos

Para elegir las vigas y columnas a analizar, se buscaron a aquellas que presentaran elementos mecánicos importantes para las tres combinaciones de carga a través de las tablas de resultados que proporciona el programa una vez que se ha hecho en análisis. Además de esto, se tomaron varias ubicaciones dentro del edificio, para tener una mejor referencia de los resultados dependiendo de si los elementos se encuentran ubicados en la planta baja o en algún nivel superior, en el interior o en el borde del edificio.

Después de haber revisado los resultados de elementos mecánicos en las tablas mencionadas se determinó mostrar los marcos localizados en las siguientes cuatro ubicaciones:

1. Sobre el eje 1, entre los ejes A y B en la planta baja.

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
B74	COMB1	0.3	0	-3.38	0	-0.12	0	-3.74
B74	COMB1	4.1	0	-0.31	0	-0.12	0	3.27
B74	COMB1	8.85	0	3.52	0	-0.12	0	-4.34
B74	COMB2 MAX	0.3	0	17.66	0	0.33	0	79.29
B74	COMB2 MAX	4.1	0	17.66	0	0.33	0	12.20
B74	COMB2 MAX	8.85	0	17.66	0	0.33	0	71.67
B74	COMB2 MIN	0.3	0	-17.66	0	-0.33	0	-79.29
B74	COMB2 MIN	4.1	0	-17.66	0	-0.33	0	-12.20
B74	COMB2 MIN	8.85	0	-17.66	0	-0.33	0	-71.67
B74	COMB3 MAX	0.3	0	7.96	0	0.64	0	37.00
B74	COMB3 MAX	4.1	0	7.96	0	0.64	0	6.75
B74	COMB3 MAX	8.85	0	7.96	0	0.64	0	31.10
B74	COMB3 MIN	0.3	0	-7.96	0	-0.64	0	-37.00
B74	COMB3 MIN	4.1	0	-7.96	0	-0.64	0	-6.75
B74	COMB3 MIN	8.85	0	-7.96	0	-0.64	0	-31.10
C1	COMB1	0	-313.29	0.33	-5.63	0.00	-6.42	0.50

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
C1	COMB1	2.7	-310.02	0.33	-5.63	0.00	8.77	-0.39
C1	COMB2 MAX	0	63.75	52.61	19.39	0.56	50.22	118.50
C1	COMB2 MAX	2.7	63.75	52.61	19.39	0.56	4.34	23.56
C1	COMB2 MIN	0	-183.73	-52.61	-19.39	-0.56	-50.22	-118.50
C1	COMB2 MIN	2.7	-181.16	-52.61	-19.39	-0.56	-2.16	-23.56
C1	COMB3 MAX	0	212.51	21.11	64.63	1.50	167.39	47.51
C1	COMB3 MAX	2.7	212.51	21.11	64.63	1.50	7.19	9.50
C1	COMB3 MIN	0	-212.51	-21.11	-64.63	-1.50	-167.39	-47.51
C1	COMB3 MIN	2.7	-212.51	-21.11	-64.63	-1.50	-7.19	-9.50
C45	COMB1	0	-199.12	-1.48	-3.29	0.00	-3.83	-1.52
C45	COMB1	2.7	-195.85	-1.48	-3.29	0.00	5.07	2.47
C45	COMB2 MAX	0	127.77	39.32	20.74	0.56	54.86	103.65
C45	COMB2 MAX	2.7	127.77	39.32	20.74	0.56	4.53	4.25
C45	COMB2 MIN	0	-127.77	-39.32	-20.74	-0.56	-54.86	-103.65
C45	COMB2 MIN	2.7	-127.77	-39.32	-20.74	-0.56	-4.53	-4.25
C45	COMB3 MAX	0	178.25	11.80	69.13	1.50	182.87	36.20
C45	COMB3 MAX	2.7	178.25	11.80	69.13	1.50	3.95	7.26
C45	COMB3 MIN	0	-178.25	-11.80	-69.13	-1.50	-182.87	-36.20
C45	COMB3 MIN	2.7	-178.25	-11.80	-69.13	-1.50	-3.95	-7.26

Tabla 5.1 Elementos mecánicos: marco del eje 1, entre los ejes A y B, en la planta baja

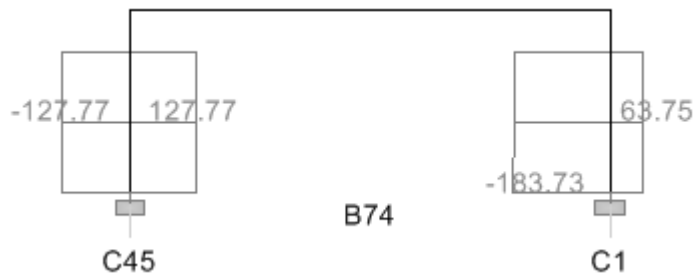


Figura 5.1 Diagrama de fuerza axial para COMB2 en la planta baja

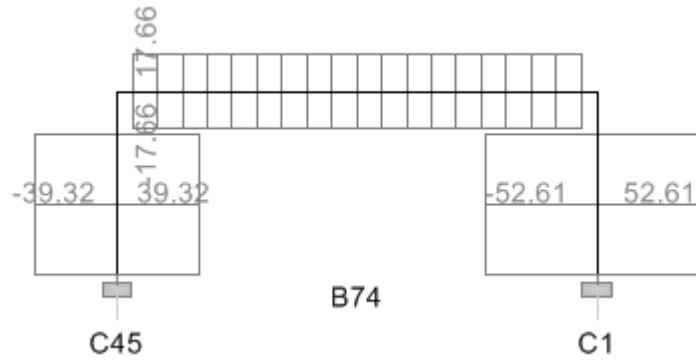


Figura 5.2 Diagrama de fuerza cortante para COMB2 en la planta baja

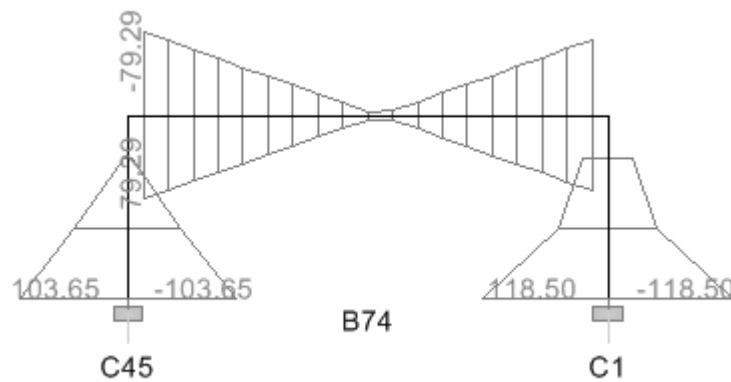


Figura 5.3 Diagrama de momentos para COMB2 en la planta baja

2. Sobre el eje 1, entre los ejes A y B en el quinto nivel.

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
B74	COMB1	0.3	0	-3.94	0	-0.12	0	-6.18
B74	COMB1	4.1	0	-0.88	0	-0.12	0	2.99
B74	COMB1	8.85	0	2.95	0	-0.12	0	-1.93
B74	COMB2 MAX	0.3	0	8.97	0	0.17	0	40.08
B74	COMB2 MAX	4.1	0	8.97	0	0.17	0	6.00
B74	COMB2 MAX	8.85	0	8.97	0	0.17	0	36.61
B74	COMB2 MIN	0.3	0	-8.97	0	-0.17	0	-40.08
B74	COMB2 MIN	4.1	0	-8.97	0	-0.17	0	-6.00
B74	COMB2 MIN	8.85	0	-8.97	0	-0.17	0	-36.61
B74	COMB3 MAX	0.3	0	4.04	0	0.34	0	18.61
B74	COMB3 MAX	4.1	0	4.04	0	0.34	0	3.27
B74	COMB3 MAX	8.85	0	4.04	0	0.34	0	15.92

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
B74	COMB3 MIN	0.3	0	-4.04	0	-0.34	0	-18.61
B74	COMB3 MIN	4.1	0	-4.04	0	-0.34	0	-3.27
B74	COMB3 MIN	8.85	0	-4.04	0	-0.34	0	-15.92
C1	COMB1	0	-113.98	-0.04	-10.76	-0.01	-18.65	-0.06
C1	COMB1	2.7	-110.71	-0.04	-10.76	-0.01	10.39	0.04
C1	COMB2 MAX	0	10.39	28.92	8.31	0.50	11.51	45.61
C1	COMB2 MAX	2.7	10.39	28.92	8.31	0.50	10.97	32.52
C1	COMB2 MIN	0	-69.11	-28.92	-8.31	-0.50	-11.51	-45.61
C1	COMB2 MIN	2.7	-66.54	-28.92	-8.31	-0.50	-10.97	-32.52
C1	COMB3 MAX	0	34.63	12.46	27.71	1.36	38.37	19.71
C1	COMB3 MAX	2.7	34.63	12.46	27.71	1.36	36.56	13.93
C1	COMB3 MIN	0	-69.11	-12.46	-27.71	-1.36	-38.37	-19.71
C1	COMB3 MIN	2.7	-66.54	-12.46	-27.71	-1.36	-36.56	-13.93
C45	COMB1	0	-73.54	-3.43	-6.15	-0.01	-10.65	-5.95
C45	COMB1	2.7	-70.27	-3.43	-6.15	-0.01	5.96	3.32
C45	COMB2 MAX	0	21.90	14.76	8.38	0.50	11.22	19.55
C45	COMB2 MAX	2.7	21.90	14.76	8.38	0.50	11.45	20.40
C45	COMB2 MIN	0	-46.25	-14.76	-8.38	-0.50	-11.22	-19.55
C45	COMB2 MIN	2.7	-43.68	-14.76	-8.38	-0.50	-11.45	-20.40
C45	COMB3 MAX	0	29.19	4.43	27.94	1.36	37.40	5.86
C45	COMB3 MAX	2.7	29.19	4.43	27.94	1.36	38.16	6.12
C45	COMB3 MIN	0	-46.25	-4.43	-27.94	-1.36	-37.40	-5.86
C45	COMB3 MIN	2.7	-43.68	-4.43	-27.94	-1.36	-38.16	-6.12

Tabla 5.2 Elementos mecánicos: marco del eje 1, entre los ejes A y B, en el quinto nivel

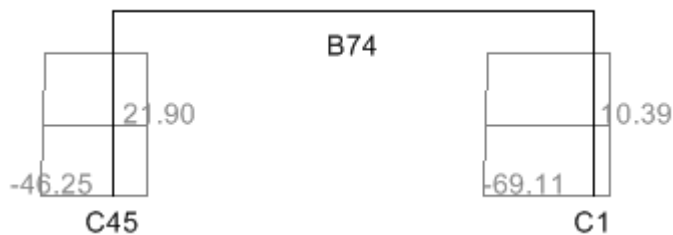


Figura 5.4 Diagrama de fuerza axial para COMB2 en el quinto nivel

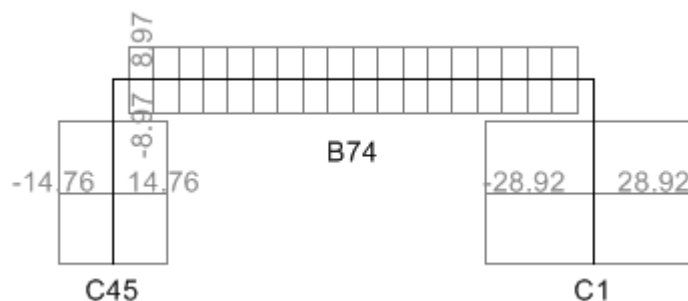


Figura 5.5 Diagrama de fuerza cortante para COMB2 en el quinto nivel

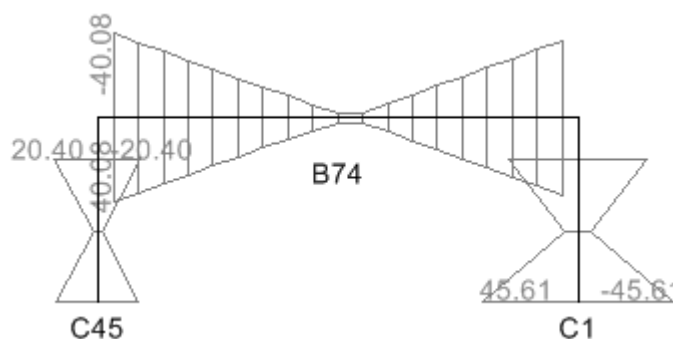


Figura 5.6 Diagrama de momentos para COMB2 en el quinto nivel

3. Sobre el eje G, entre los ejes 3 y 4 en la planta baja.

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton-m	M2 Ton-m	M3 Ton-m
B111	COMB1	0.3	0.00	-25.34	0.00	0.00	0.00	-27.03
B111	COMB1	3.8	0.00	-0.10	0.00	0.00	0.00	17.50
B111	COMB1	7.3	0.00	25.14	0.00	0.00	0.00	-26.33
B111	COMB2 MAX	0.3	0.00	6.23	0.00	0.15	0.00	21.83
B111	COMB2 MAX	3.8	0.00	6.23	0.00	0.15	0.00	8.68
B111	COMB2 MAX	7.3	0.00	12.47	0.00	0.15	0.00	21.79
B111	COMB2 MIN	0.3	0.00	-12.57	0.00	-0.15	0.00	-21.83
B111	COMB2 MIN	3.8	0.00	-6.23	0.00	-0.15	0.00	-0.02
B111	COMB2 MIN	7.3	0.00	-6.23	0.00	-0.15	0.00	-21.79
B111	COMB3 MAX	0.3	0.00	20.77	0.00	0.40	0.00	72.78
B111	COMB3 MAX	3.8	0.00	20.77	0.00	0.40	0.00	8.68
B111	COMB3 MAX	7.3	0.00	20.77	0.00	0.40	0.00	72.63
B111	COMB3 MIN	0.3	0.00	-20.77	0.00	-0.40	0.00	-72.78
B111	COMB3 MIN	3.8	0.00	-20.77	0.00	-0.40	0.00	-0.07
B111	COMB3 MIN	7.3	0.00	-20.77	0.00	-0.40	0.00	-72.63

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
C23	COMB1	0	-509.99	0.08	-0.12	0.00	-0.21	0.20
C23	COMB1	2.7	-506.73	0.08	-0.12	0.00	0.10	-0.02
C23	COMB2 MAX	0	0.01	47.88	14.92	0.56	33.60	107.02
C23	COMB2 MAX	2.7	0.01	47.88	14.92	0.56	6.70	22.26
C23	COMB2 MIN	0	-283.07	-47.88	-14.92	-0.56	-33.60	-107.02
C23	COMB2 MIN	2.7	-280.51	-47.88	-14.92	-0.56	-6.70	-22.26
C23	COMB3 MAX	0	0.03	14.36	49.75	1.50	111.99	32.11
C23	COMB3 MAX	2.7	0.03	14.36	49.75	1.50	22.33	6.68
C23	COMB3 MIN	0	-283.07	-14.36	-49.75	-1.50	-111.99	-32.11
C23	COMB3 MIN	2.7	-280.51	-14.36	-49.75	-1.50	-22.33	-6.68
C24	COMB1	0	-505.73	0.08	0.28	0.00	0.23	0.19
C24	COMB1	2.7	-502.46	0.08	0.28	0.00	-0.53	-0.03
C24	COMB2 MAX	0	0.53	48.48	14.99	0.56	33.66	108.34
C24	COMB2 MAX	2.7	0.53	48.48	14.99	0.56	6.80	22.57
C24	COMB2 MIN	0	-280.88	-48.48	-14.99	-0.56	-33.66	-108.34
C24	COMB2 MIN	2.7	-278.31	-48.48	-14.99	-0.56	-6.80	-22.57
C24	COMB3 MAX	0	1.35	14.54	49.95	1.50	112.21	32.50
C24	COMB3 MAX	2.7	1.35	14.54	49.95	1.50	22.66	6.77
C24	COMB3 MIN	0	-280.88	-14.54	-49.95	-1.50	-112.21	-32.50
C24	COMB3 MIN	2.7	-278.31	-14.54	-49.95	-1.50	-22.66	-6.77

Tabla 5.3 Elementos mecánicos: marco del eje G, entre los ejes 3 y 4, en la planta baja

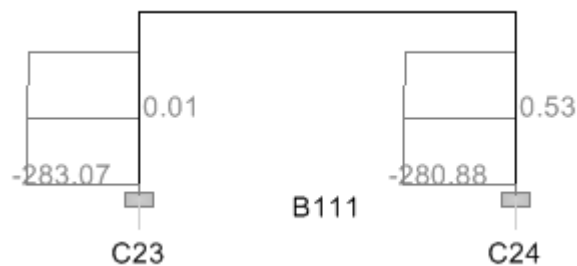


Figura 5.7 Diagrama de fuerza axial para COMB2 en la planta baja

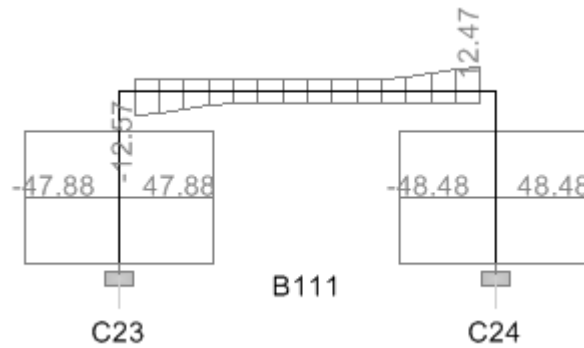


Figura 5.8 Diagrama de fuerza cortante para COMB2 en la planta baja

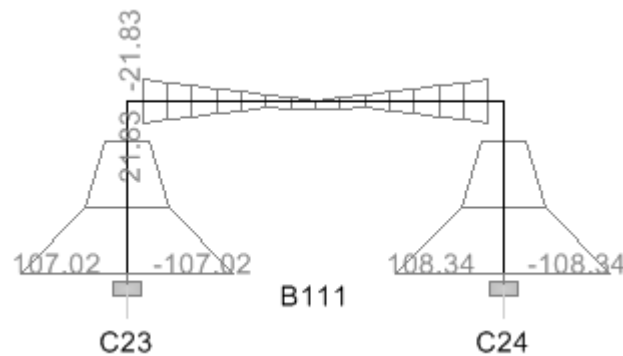


Figura 5.9 Diagrama de momentos para COMB2 en la planta baja

4. Sobre el eje G, entre los ejes 3 y 4 en el quinto nivel.

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton-m	M2 Ton-m	M3 Ton-m
B111	COMB1	0.3	0.00	-25.18	0.00	0.00	0.00	-26.63
B111	COMB1	3.8	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	17.33
B111	COMB1	7.3	0.00	25.30	0.00	0.00	0.00	-27.06
B111	COMB2 MAX	0.3	0.00	3.49	0.00	0.08	0.00	12.21
B111	COMB2 MAX	3.8	0.00	3.49	0.00	0.08	0.00	8.59
B111	COMB2 MAX	7.3	0.00	12.55	0.00	0.08	0.00	12.24
B111	COMB2 MIN	0.3	0.00	-12.49	0.00	-0.08	0.00	-13.20
B111	COMB2 MIN	3.8	0.00	-3.49	0.00	-0.08	0.00	-0.02
B111	COMB2 MIN	7.3	0.00	-3.49	0.00	-0.08	0.00	-13.43
B111	COMB3 MAX	0.3	0.00	11.65	0.00	0.22	0.00	40.71
B111	COMB3 MAX	3.8	0.00	11.65	0.00	0.22	0.00	8.59
B111	COMB3 MAX	7.3	0.00	12.55	0.00	0.22	0.00	40.81
B111	COMB3 MIN	0.3	0.00	-12.49	0.00	-0.22	0.00	-40.71
B111	COMB3 MIN	3.8	0.00	-11.65	0.00	-0.22	0.00	-0.05

Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
B111	COMB3 MIN	7.3	0.00	-11.65	0.00	-0.22	0.00	-40.81
C23	COMB1	0	-183.98	0.15	0.07	-0.01	0.14	0.26
C23	COMB1	2.7	-180.71	0.15	0.07	-0.01	-0.06	-0.14
C23	COMB2 MAX	0	0.07	27.32	9.07	0.50	14.42	43.42
C23	COMB2 MAX	2.7	0.07	27.32	9.07	0.50	10.07	30.39
C23	COMB2 MIN	0	-106.38	-27.32	-9.07	-0.50	-14.42	-43.42
C23	COMB2 MIN	2.7	-103.82	-27.32	-9.07	-0.50	-10.07	-30.39
C23	COMB3 MAX	0	0.23	8.20	30.23	1.36	48.06	13.03
C23	COMB3 MAX	2.7	0.23	8.20	30.23	1.36	33.58	9.12
C23	COMB3 MIN	0	-106.38	-8.20	-30.23	-1.36	-48.06	-13.03
C23	COMB3 MIN	2.7	-103.82	-8.20	-30.23	-1.36	-33.58	-9.12
C24	COMB1	0	-183.01	0.28	-0.10	-0.01	-0.16	0.49
C24	COMB1	2.7	-179.74	0.28	-0.10	-0.01	0.11	-0.27
C24	COMB2 MAX	0	0.18	27.68	9.00	0.50	14.31	44.00
C24	COMB2 MAX	2.7	0.18	27.68	9.00	0.50	10.00	30.76
C24	COMB2 MIN	0	-105.74	-27.68	-9.00	-0.50	-14.31	-44.00
C24	COMB2 MIN	2.7	-103.18	-27.68	-9.00	-0.50	-10.00	-30.76
C24	COMB3 MAX	0	0.60	8.30	30.00	1.36	47.71	13.20
C24	COMB3 MAX	2.7	0.60	8.30	30.00	1.36	33.33	9.23
C24	COMB3 MIN	0	-105.74	-8.30	-30.00	-1.36	-47.71	-13.20
C24	COMB3 MIN	2.7	-103.18	-8.30	-30.00	-1.36	-33.33	-9.23

Tabla 5.4 Elementos mecánicos: marco del eje G, entre los ejes 3 y 4, en el quinto nivel



Figura 5.10 Diagrama de fuerza axial para COMB2 en el quinto nivel

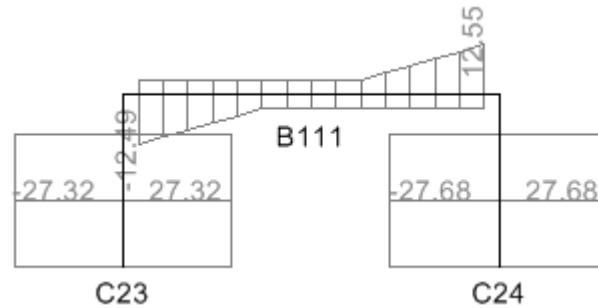


Figura 5.11 Diagrama de fuerza cortante para COMB2 en el quinto nivel

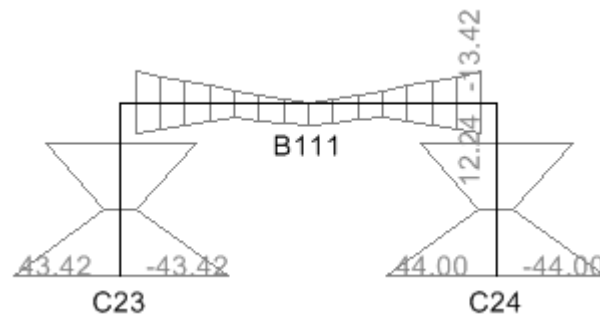


Figura 5.12 Diagrama de momentos para COMB2 en el quinto nivel

5.2 Desplazamientos y derivas de entrepiso

Después de analizar el modelo con las solicitaciones mencionadas anteriormente se obtuvieron los desplazamientos y derivas para cada nivel, afectándolas, como mencionan las NTC, por el factor de comportamiento sísmico, Q , cuya función es reducir las cargas laterales exclusivamente.

Durante la modelación del edificio se establecieron diafragmas rígidos para cada nivel, esta es la simplificación al problema que permite considerar que todos los puntos de cada nivel permanecen equidistantes en todo momento, tal como se menciona en el Método Dinámico.

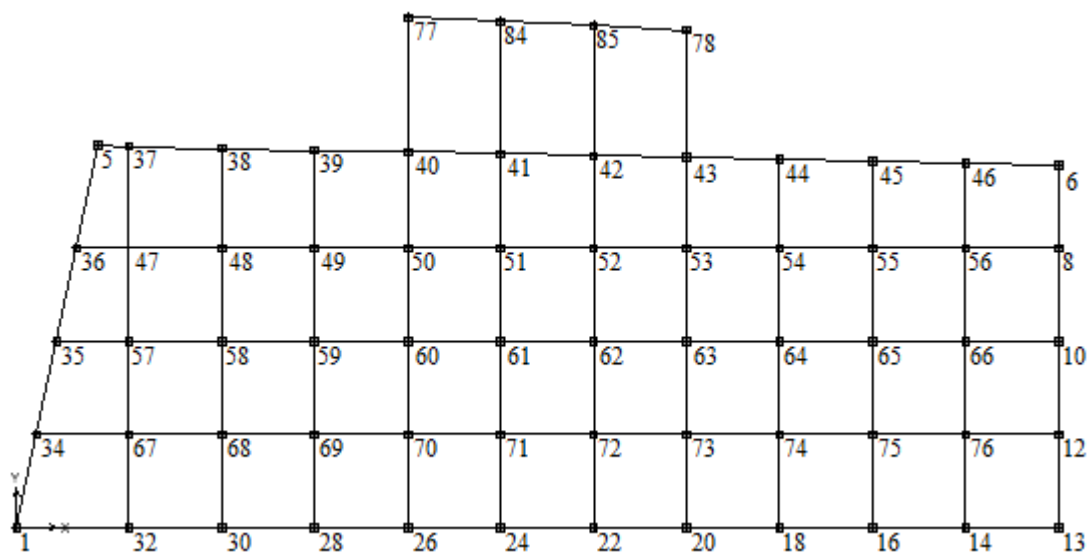


Figura 5.13 Localización de puntos en el modelo de ETABS

Se obtuvieron los valores de los desplazamientos y las derivas del punto que crea el programa, en el centro de masa de cada nivel, al asignar los diafragmas.

Nivel	Diafragma	Combinación de carga	Desp. X cm	Desp. Y cm	Deriva X cm	Deriva Y cm
PB	DPB	COMB1	0.0048	-0.0039	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB1	0.0152	-0.0101	0.0104	-0.0062
NIVEL2	DN2	COMB1	0.0266	-0.0136	0.0114	-0.0035
NIVEL3	DN3	COMB1	0.0384	-0.0151	0.0118	-0.0015
NIVEL4	DN4	COMB1	0.0504	-0.0148	0.0120	0.0003
NIVEL5	DN5	COMB1	0.0624	-0.0132	0.0121	0.0016
NIVEL6	DN6	COMB1	0.0744	-0.0107	0.0120	0.0026
AZOTEA	DAZ	COMB1	0.0860	-0.0122	0.0116	-0.0015
PB	DPB	COMB2 MAX	2.3691	0.7632	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB2 MAX	5.8747	1.9374	3.5056	1.1742
NIVEL2	DN2	COMB2 MAX	9.3169	3.1022	3.4421	1.1648
NIVEL3	DN3	COMB2 MAX	12.4240	4.1567	3.1071	1.0545
NIVEL4	DN4	COMB2 MAX	15.0575	5.0515	2.6335	0.8948
NIVEL5	DN5	COMB2 MAX	17.1136	5.7508	2.0561	0.6994
NIVEL6	DN6	COMB2 MAX	18.5163	6.2293	1.4027	0.4784
AZOTEA	DAZ	COMB2 MAX	19.2571	6.4897	0.7408	0.2604
PB	DPB	COMB2 MIN	-2.3691	-0.7632	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB2 MIN	-5.8747	-1.9374	-3.5056	-1.1742
NIVEL2	DN2	COMB2 MIN	-9.3169	-3.1022	-3.4421	-1.1648
NIVEL3	DN3	COMB2 MIN	-12.4240	-4.1567	-3.1071	-1.0545
NIVEL4	DN4	COMB2 MIN	-15.0575	-5.0515	-2.6335	-0.8948

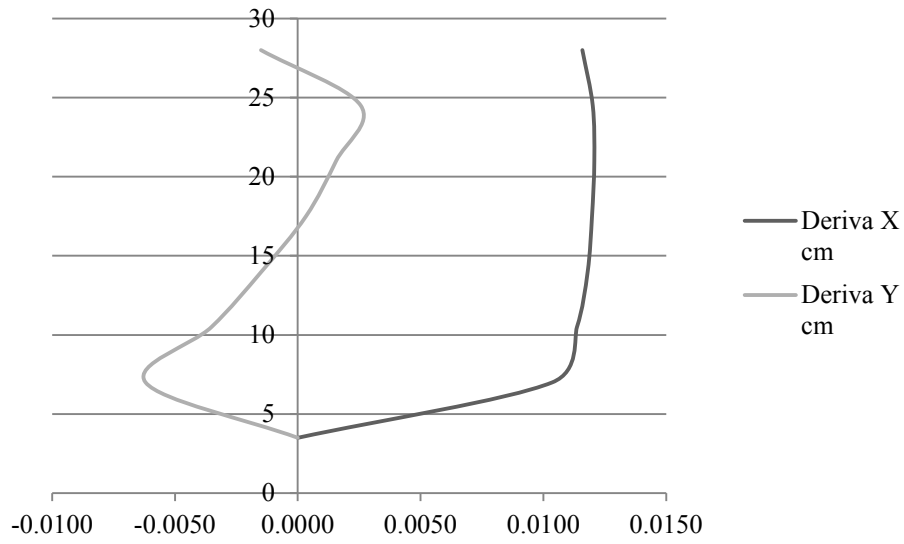
NIVEL5	DN5	COMB2 MIN	-17.1136	-5.7508	-2.0561	-0.6994
NIVEL6	DN6	COMB2 MIN	-18.5163	-6.2293	-1.4027	-0.4784
AZOTEA	DAZ	COMB2 MIN	-19.2571	-6.4897	-0.7408	-0.2604
PB	DPB	COMB3 MAX	0.7107	2.5439	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB3 MAX	1.7624	6.4580	1.0517	3.9141
NIVEL2	DN2	COMB3 MAX	2.7951	10.3408	1.0326	3.8828
NIVEL3	DN3	COMB3 MAX	3.7272	13.8557	0.9321	3.5150
NIVEL4	DN4	COMB3 MAX	4.5172	16.8383	0.7901	2.9826
NIVEL5	DN5	COMB3 MAX	5.1341	19.1695	0.6168	2.3312
NIVEL6	DN6	COMB3 MAX	5.5549	20.7642	0.4208	1.5947
AZOTEA	DAZ	COMB3 MAX	5.7771	21.6322	0.2222	0.8680
PB	DPB	COMB3 MIN	-0.7107	-2.5439	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB3 MIN	-1.7624	-6.4580	-1.0517	-3.9141
NIVEL2	DN2	COMB3 MIN	-2.7951	-10.3408	-1.0326	-3.8828
NIVEL3	DN3	COMB3 MIN	-3.7272	-13.8557	-0.9321	-3.5150
NIVEL4	DN4	COMB3 MIN	-4.5172	-16.8383	-0.7901	-2.9826
NIVEL5	DN5	COMB3 MIN	-5.1341	-19.1695	-0.6168	-2.3312
NIVEL6	DN6	COMB3 MIN	-5.5549	-20.7642	-0.4208	-1.5947
AZOTEA	DAZ	COMB3 MIN	-5.7771	-21.6322	-0.2222	-0.8680

Tabla 5.5 Desplazamientos y derivas, en centímetros, del centro de masa de cada nivel

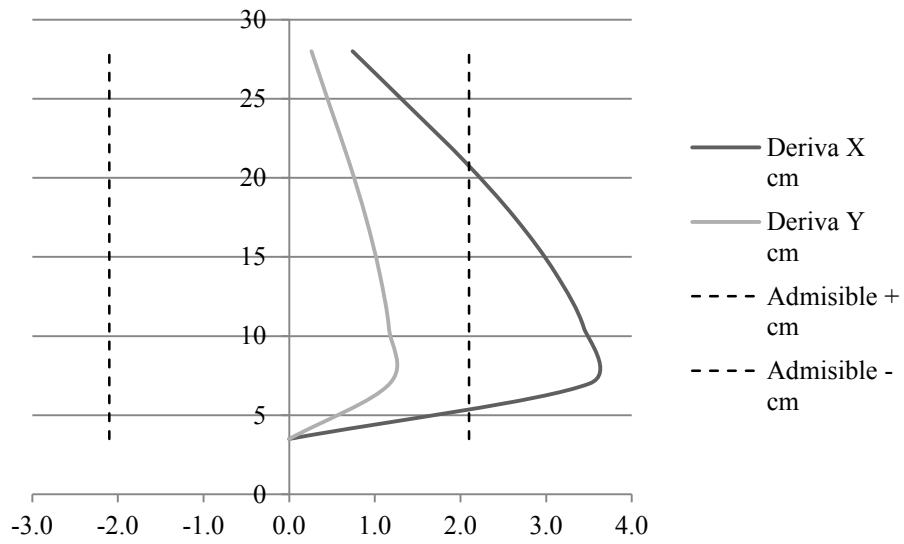
En la sección 2.6.2 se indica que los desplazamientos laterales no pueden ser mayores que 0.006 veces la diferencia entre niveles consecutivos, que para el caso del edificio en análisis es:

$$(0.006)(350 \text{ cm}) = 2.10 \text{ cm}$$

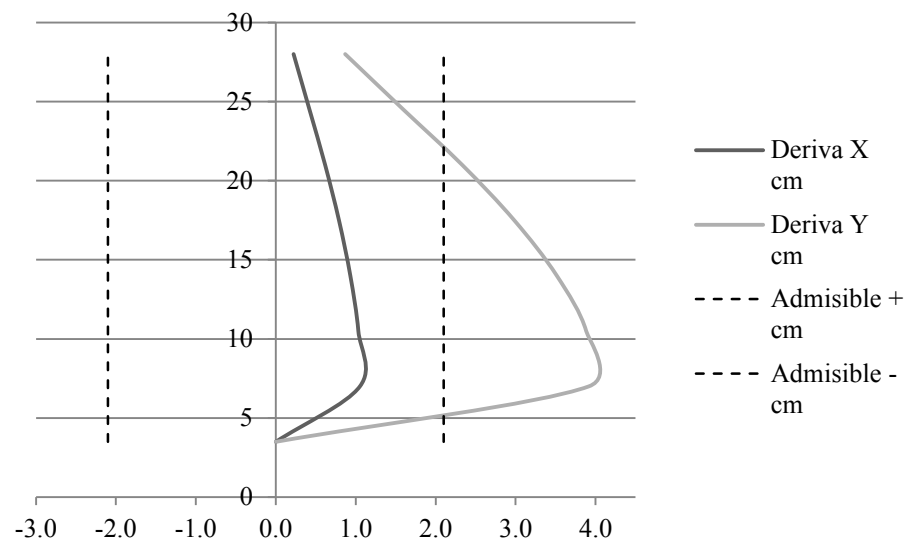
Se presentan los resultados graficados de las derivas para las tres combinaciones de carga aplicadas al modelo. Se debe notar que sólo se graficaron los resultados de derivas positivos (correspondientes a las combinaciones MAX) debido a que los que se obtienen con signo negativo tienen la misma magnitud. Para tener una mayor referencia se graficó también el valor de deriva admisible para las combinaciones de carga COMB2 y COMB3.



Gráfica 5.1 Derivas de los diafragmas para COMB1



Gráfica 5.2 Derivas de los diafragmas para COMB2



Gráfica 5.3 Derivas de los diafragmas para COMB 3

6 Revisión del diseño estructural

En este Capítulo se hará la revisión de las condiciones estructurales del edificio usando el RCDF para determinar si las dimensiones de sus elementos cumplen con los requisitos de diseño vigentes y, debido a que no se tiene información de la distribución de acero de refuerzo, se calculará el área de acero necesaria para soportar los elementos mecánicos obtenidos. Posteriormente, en caso de ser necesario, se presentará una solución estructural que permita que el edificio cumpla con los requisitos establecidos por el RCDF que, en realidad, no se propone como una solución definitiva sino como una forma de aplicar el reglamento debido a que se tendría que hacer una detección del acero estructural existente para poder determinar de forma exacta si es necesaria o no una mayor cantidad en el armado.

6.1 Condición actual

6.1.1 Trabes

Como se mencionó en la descripción del edificio, todas las trabes del edificio tienen las mismas dimensiones y materiales, por lo que su geometría y las propiedades que de ella derivan, serán iguales para todos los elementos que se revisarán:

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; r = 5 \text{ cm} ; d = 75 \text{ cm}$$

Para calcular el área de acero mínimo se usa la Ec. 2-25:

$$A_{s \min} = \frac{0.7 \sqrt{300 \text{ kg/cm}^2}}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 6.495 \text{ cm}^2$$

Para calcular el área de acero máximo se usa la Ec. 2-27:

$$A_{sb} = \frac{204 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \frac{(6000)(0.85)}{4200 \text{ kg/cm}^2 + 6000} = 54.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 0.75 A_{sb} = 40.98 \text{ cm}^2$$

Para obtener la resistencia a flexión de los elementos se emplea la Ec. 2-18. Haciendo uso de un desarrollo algebraico se despeja el área de acero, A_s , para facilitar el cálculo:

$$A_s = -\frac{b f_c''}{F_R f_y} \left(\sqrt{F_R^2 d^2 - \frac{2 F_R M_U}{b f_c''} - F_R d} \right) \quad \text{Ec. 6-1}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la Ec. 2-21 y la Ec. 2-23:

$$1 - 0.0004(800 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) = 0.96$$

$$0.80 < 0.96 < 1.0$$

$$V_{cR} = \left[(0.5)(0.8)(30 \text{ cm})(75 \text{ cm})\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} \right] 0.96 = 13.385 \text{ Ton}$$

El área de acero mínima para resistir fuerzas diagonales en caso de que V_{cR} sea menor que V_U se calcula para un tramo de viga de un metro de longitud:

$$A_{sv \min} = \left(0.30\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} \right) \left[\frac{(30 \text{ cm})(100 \text{ cm})}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right] = 3.32 \text{ cm}^2$$

1. Trabe B74

Planta baja

Los resultados muestran que el momento máximo positivo para este elemento es:

$$+M_U = 79.29 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El área de acero necesaria para resistir el momento máximo, usando la Ec. 6-1 y estableciendo las unidades en kg y cm para que sean compatibles, es:

$$A_s = -\frac{(30)(204)}{(0.9)(4200)} \left(\sqrt{(0.9)^2 (75)^2 - \frac{(2)(0.9)(79.29 \times 10^5)}{(30)(204)}} - (0.9)(75) \right)$$

$$A_s = 32.929 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

Los resultados muestran que el momento máximo negativo para este elemento es:

$$-M_U = 79.29 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El área de acero necesaria para resistir el momento máximo, usando la Ec. 6-1 y estableciendo las unidades en *kg* y *cm* para que sean compatibles, es:

$$A_s = -\frac{(30)(204)}{(0.9)(4200)} \left(\sqrt{(0.9)^2 (75)^2 - \frac{(2)(0.9)(79.29 \times 10^5)}{(30)(204)}} - (0.9)(75) \right)$$

$$A_s = 32.929 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

La fuerza cortante máxima que se obtuvo del análisis es:

$$V_U = 17.66 \text{ Ton}$$

El área de acero necesaria para resistir la fuerza cortante se calcula con la Ec. 2-24 para un metro de viga.

$$A_{sv} = \frac{(17660 \text{ kg} - 13385 \text{ kg})(100 \text{ cm})}{(0.8)(4200 \text{ kg/cm}^2)(75 \text{ cm})} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} < A_{sv \min} \quad \therefore A_{sv} = A_{sv \min}$$

La separación de estribos hechos con varillas del número 3 es:

$$s = \left(\frac{a_s}{A_{sv}} \right) (100 \text{ cm}) = \left(\frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.32 \text{ cm}^2} \right) (100 \text{ cm}) = 21.39 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 2 varillas del #4 y 6 varillas del #8 en ambos lechos y estribos del #3 a cada 20 cm.

Quinto nivel

Los resultados muestran que el momento máximo positivo para este elemento es:

$$+M_U = 40.08 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El área de acero necesaria para resistir el momento máximo, usando la Ec. 6-1 y estableciendo las unidades en *kg* y *cm* para que sean compatibles, es:

$$A_s = -\frac{(30)(204)}{(0.9)(4200)} \left(\sqrt{(0.9)^2 (75)^2 - \frac{(2)(0.9)(40.08 \times 10^5)}{(30)(204)}} - (0.9)(75) \right)$$

$$A_s = 15.194 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

Los resultados muestran que el momento máximo negativo para este elemento es:

$$-M_U = 40.08 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

El área de acero necesaria para resistir el momento máximo, usando la Ec. 6-1 y estableciendo las unidades en *kg* y *cm* para que sean compatibles, es:

$$A_s = -\frac{(30)(204)}{(0.9)(4200)} \left(\sqrt{(0.9)^2 (75)^2 - \frac{(2)(0.9)(40.08 \times 10^5)}{(30)(204)}} - (0.9)(75) \right)$$

$$A_s = 15.194 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

La fuerza cortante máxima que se obtuvo del análisis es:

$$V_U = 8.97 \text{ Ton} < 13.385 \text{ Ton} = V_{cR}$$

El área de acero necesaria es la mínima.

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número 3 es:

$$s = \left(\frac{a_s}{A_{sv}} \right) (100 \text{ cm}) = \left(\frac{0.71 \text{ cm}^2}{3.32 \text{ cm}^2} \right) (100 \text{ cm}) = 21.387 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 2 varillas del #5 y 4 varillas del #6 en ambos lechos y estribos del #3 a cada 20 cm.

2. Trabe B111

El análisis será de forma similar al de la trabe B74, por lo que sólo se presentarán los resultados del diseño.

Planta baja

El momento máximo positivo del elemento es:

$$+M_U = 72.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 29.711 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

El momento máximo negativo del elemento es:

$$-M_U = 72.78 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 29.711 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb} \quad \text{por lo que se usará el área de acero calculada}$$

La fuerza cortante máxima que se obtuvo del análisis es:

$$V_U = 20.77 \text{ Ton}$$

$$A_{sv} = 2.931 \text{ cm}^2 < A_{sv \text{ min}} \quad \therefore \quad A_{sv} = A_{sv \text{ min}}$$

La separación de estribos con varillas del #3 es:

$$s = 21.387 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 6 varillas del #8 en ambos lechos y estribos del #3 a cada 20 cm.

Quinto nivel

El momento máximo positivo del elemento es:

$$+M_U = 40.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 15.452 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb}$ por lo que se usará el área de acero calculada

El momento máximo negativo del elemento es:

$$-M_U = 40.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 15.452 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ min}} < A_s < A_{sb}$ por lo que se usará el área de acero calculada

La fuerza cortante máxima que se obtuvo del análisis es:

$$V_U = 12.49 \text{ Ton}$$

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos con varillas del número #3 es:

$$s = 21.387 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 2 varillas del #3 y 3 varillas del #6 en ambos lechos y estribos del #3 a cada 20 cm.

6.1.2 Columnas

Como se mencionó en la descripción del edificio, todas las columnas del edificio, en todos los niveles, tienen las mismas dimensiones y materiales, por lo que su geometría y las propiedades que de ella derivan serán iguales para todos los elementos que se revisarán:

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; r = 6 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm}$$

Para calcular el área de acero mínima y máxima se usa la Ec. 2-28:

$$\rho_{min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200 \text{ kg/cm}^2} = 4.762 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{max} = 0.06$$

La excentricidad mínima que indican las NTC para el diseño de columnas sujetas a flexocompresión es:

$$e_{min} = 0.05 h \geq 20 \text{ mm}$$

$$e_{min} = (0.05)(60 \text{ cm}) = 3.0 \text{ cm}$$

La fuerza cortante que toma el concreto se calcula con la Ec. 2-21 y la Ec. 2-23:

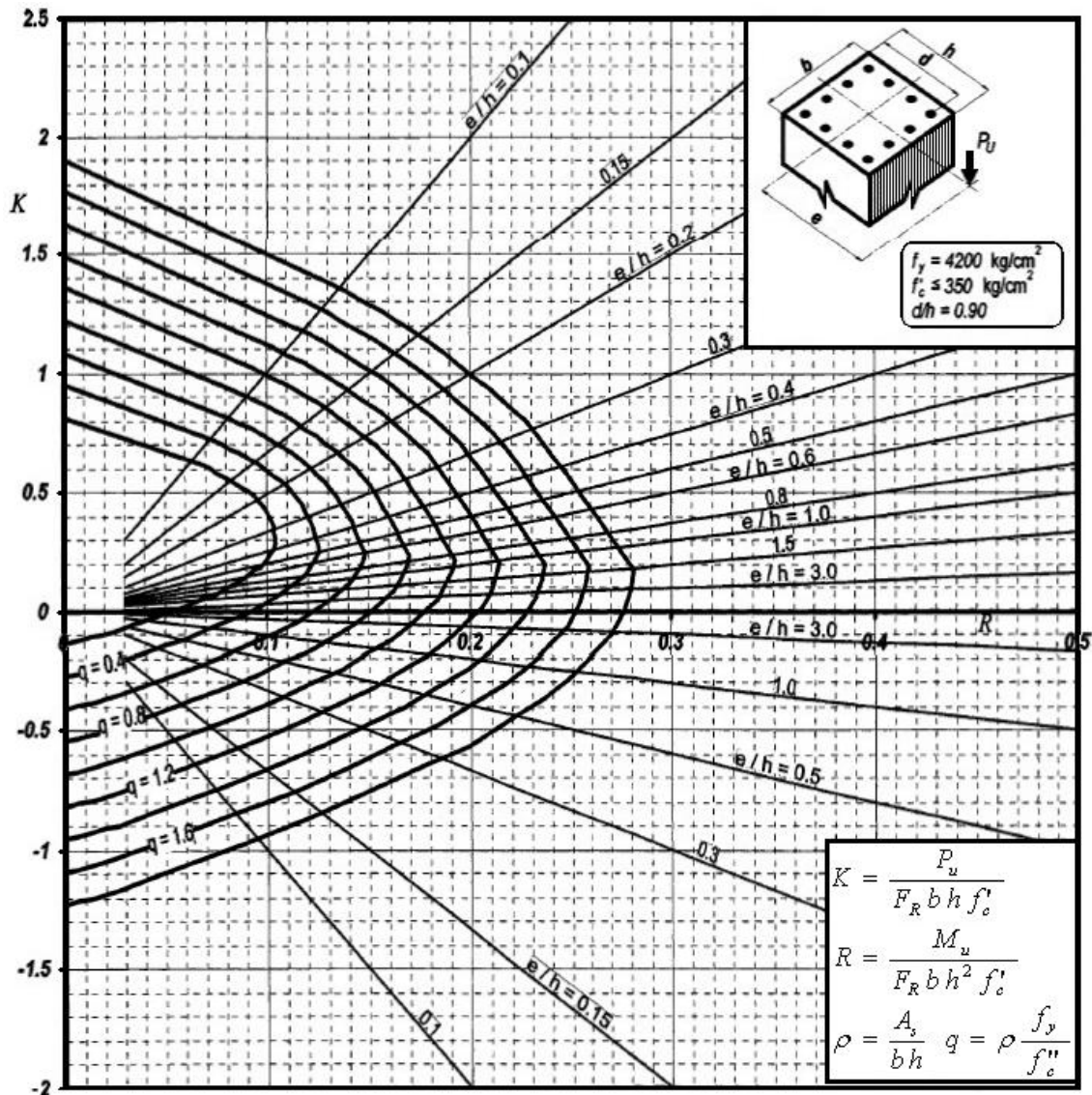
$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(30 \text{ cm})(75 \text{ cm})\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2} = 20.078 \text{ Ton}$$

El área de acero mínima para resistir fuerzas diagonales en caso de que V_{CR} sea menor que V_U se calcula para un tramo de viga de un metro de longitud:

$$A_{sv \text{ min}} = \left(0.30\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}\right) \left[\frac{(60 \text{ cm})(100 \text{ cm})}{4200 \text{ kg/cm}^2}\right] = 6.639 \text{ cm}^2$$

Para hacer el diseño de los elementos se hace uso de los diagramas de interacción que presentan González Cuevas & Robles Fernández - Villegas, 2005. En la Gráfica 6.1 se muestra el diagrama que corresponde a la geometría y características de los materiales de las columnas del edificio:

$$\frac{d}{h} = \frac{54 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.90$$



Gráfica 6.1 Diagrama de interacción para la columna que se analiza

1. Columna C1

Planta baja

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 212.51 \text{ Ton}$$

$$V_U = 64.63 \text{ Ton}$$

$$M_U = 167.39 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = \frac{M_U}{P_U} = 78.77 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = \frac{P_U}{F_R b h f_c''}$$

$$K = \frac{212510 \text{ kg}}{(0.7)(60 \text{ cm})(60 \text{ cm})(204 \text{ kg/cm}^2)} = 0.281$$

$$R = \frac{M_U}{F_R b h^2 f_c''}$$

$$R = \frac{167.39 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(0.7)(60 \text{ cm})(60 \text{ cm})^2(204 \text{ kg/cm}^2)} = 0.369$$

$$\frac{e}{h} = \frac{78.77 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 1.313$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 2.7$$

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} = (2.7) \left(\frac{204 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) = 0.131$$

$$\rho = 0.131 > 0.06 = \rho_{min}$$

Las dimensiones de la columna no son suficientes para albergar al área de acero requerida, por lo que no se hará el diseño para tensión diagonal.

Quinto nivel

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 69.11 \text{ Ton}$$

$$V_U = 27.71 \text{ Ton}$$

$$M_U = 38.37 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = \frac{M_U}{P_U} = 55.52 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = \frac{69110 \text{ kg}}{(0.7)(60 \text{ cm})(60 \text{ cm})(204 \text{ kg/cm}^2)} = 0.091$$

$$R = \frac{38.37 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{(0.7)(60 \text{ cm})(60 \text{ cm})^2(204 \text{ kg/cm}^2)} = 0.0846$$

$$\frac{e}{h} = \frac{16.363 \text{ cm}}{60 \text{ cm}} = 0.925$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.2$$

El área de acero requerida es:

$$A_s = \rho b h$$

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} = (0.2) \left(\frac{204 \text{ kg/cm}^2}{4200 \text{ kg/cm}^2} \right) = 9.714 \times 10^{-3}$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$A_s = (9.714 \times 10^{-3})(60 \text{ cm})(60 \text{ cm}) = 34.971 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 6.639 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #5 es:

$$s = 29.973 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 12 varillas del #8, distribuidas en cuatro varillas por cara, y estribos del #5 a cada 25 cm.

2. Columna C45

El procedimiento de diseño se hará de igual forma que como se realizó para la Columna C1, por lo que sólo se presentarán los resultados.

Planta baja

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 178.25 \text{ Ton}$$

$$V_U = 69.13 \text{ Ton}$$

$$M_U = 182.87 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 102.59 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.236$$

$$R = 0.403$$

$$\frac{e}{h} = 1.71$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 3.0$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.146 > 0.06$$

Las dimensiones de la columna no son suficientes para albergar al área de acero requerida, por lo que no se hará el diseño para tensión diagonal.

Quinto nivel

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 46.25 \text{ Ton}$$

$$V_U = 14.06 \text{ Ton}$$

$$M_U = 37.4 \text{ Ton} \cdot m$$

La excentricidad es:

$$e = 80.87 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.061$$

$$R = 0.083$$

$$\frac{e}{h} = 1.35$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.23$$

El área de acero requerida para flexocompresión es:

$$\rho = 0.011$$

$$A_s = 40.22 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 6.639 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #5 es:

$$s = 29.973 \text{ cm}^2$$

Se propone armar al elemento con 12 varillas del #8, distribuidas en cuatro varillas por cara, y estribos del #5 a cada 25 cm.

3. Columna C23

Planta baja

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 283.07 \text{ Ton}$$

$$V_U = 49.75 \text{ Ton}$$

$$M_U = 111.99 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 39.56 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.374$$

$$R = 0.247$$

$$\frac{e}{h} = 0.659$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 1.51$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.073 > 0.06$$

Las dimensiones de la columna no son suficientes para albergar al área de acero requerida, por lo que no se hará el diseño para tensión diagonal.

Quinto nivel

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 106.38 \text{ Ton}$$

$$V_U = 30.23 \text{ Ton}$$

$$M_U = 48.06 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 45.18 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.141$$

$$R = 0.106$$

$$\frac{e}{h} = 0.753$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.4$$

El área de acero requerida para flexocompresión es:

$$\rho = 0.019$$

$$A_s = 69.94 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 6.639 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #5 es:

$$s = 29.973 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 16 varillas del #8, distribuidas en las cuatro caras, y estribos del #5 a cada 25 cm.

4. Columna C24

Planta baja

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 280.88 \text{ Ton}$$

$$V_U = 49.95 \text{ Ton}$$

$$M_U = 112.21 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 39.95 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.372$$

$$R = 0.247$$

$$\frac{e}{h} = 0.666$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 1.51$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.073 > 0.06$$

Las dimensiones de la columna no son suficientes para albergar al área de acero requerida, por lo que no se hará el diseño para tensión diagonal.

Quinto nivel

Los elementos mecánicos máximos de esta columna son:

$$P_U = 105.74 \text{ Ton}$$

$$V_U = 30.00 \text{ Ton}$$

$$M_U = 47.71 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 45.12 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.14$$

$$R = 0.106$$

$$\frac{e}{h} = 0.752$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.4$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.019$$

$$A_s = 69.94 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 6.639 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #5 es:

$$s = 29.973 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 16 varillas del #8, distribuidas en las cuatro caras, y estribos del #5 a cada 25 cm.

6.1.3 Sistema de losa

Se hace el análisis se para un tablero tipo cuya distribución se muestra en la Figura 6.1.

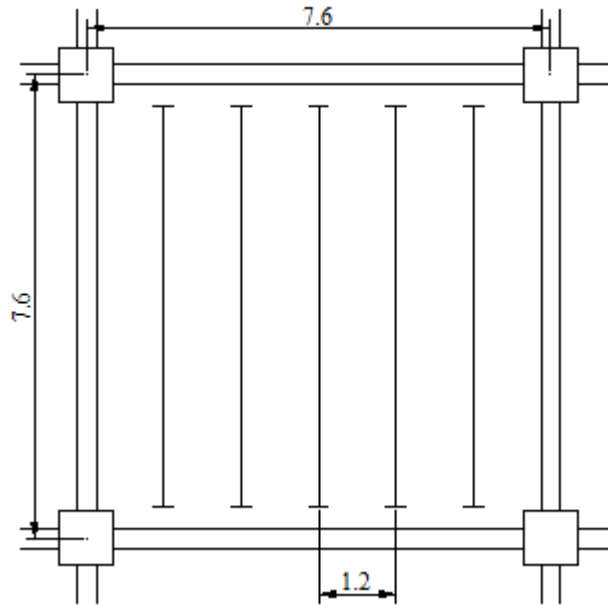


Figura 6.1 Distribución de largueros tipo "joist" en un tablero tipo

Las propiedades del larguero tipo "joist" son las que se muestran a continuación:

$$I_{x_c} = 4382 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_{Nc}} = 13032 \text{ cm}^4$$

$$M_R = 7953 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$W_{adm} = 1100 \text{ kg/m}$$

Se calcula el peso propio de la losa:

$$PP = (0.08 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 192 \text{ kg/m}^2$$

La carga total que actúa en la losa está conformada por la carga viva, la carga muerta y la sobrecarga.

$$CT = CV + CM$$

$$CT = 250 \text{ kg/m}^2 + (160 \text{ kg/m}^2 + 192 \text{ kg/m}^2) = 602 \text{ kg/m}^2$$

Con la carga total que actúa por cada metro cuadrado de losa se puede calcular la carga uniformemente distribuida que se ejerce para cada larguero en un ancho tributario, $l = 1.20 \text{ m}$:

$$\omega = l CT$$

$$\omega = (1.20 \text{ m})(602 \text{ kg/m}^2) = 722.4 \text{ kg/m}$$

Debido al procedimiento constructivo de la losa, se puede idealizar como una viga simplemente apoyada, en cuyo caso el momento máximo es el que ocurre al centro del claro:

$$M_{max} = \frac{\omega L^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{(722.4 \text{ kg/m})(7.6 \text{ m})^2}{8} = 5.216 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Con la información técnica proporcionada para el larguero se pueden comparar las cargas actuantes con las resistentes:

$$\omega = 722.4 \text{ kg/m} < 1100 \text{ kg/m} = \omega_{adm}$$

$$M_{max} = 5.216 \text{ Ton} \cdot \text{m} < 7.95 \text{ Ton} \cdot \text{m} = M_R$$

Como en ambos casos las fuerzas actuantes son menores que las resistentes se comprueba que el diseño resiste las cargas que actúan sobre el tablero de losa.

Finalmente, se revisa la deflexión de la losa y se compara con la permisible determinada por el reglamento.

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{\omega L^4}{E I_{xc}}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{(7.224 \text{ kg/cm})(760 \text{ cm})^4}{(2030000 \text{ kg/cm}^2)(4382 \text{ cm}^4)} = 3.53 \text{ cm}$$

La deformación vertical permisible que establecen las NTC es:

$$\frac{L}{240} + 5 \text{ mm} = \frac{760 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 3.667 \text{ cm}$$

Como se observa, la deformación existente es muy cercana a la permisible, lo que concuerda con lo observado durante la inspección del edificio debido a que durante todo el tiempo que ha estado en uso, se pudieron haber rebasado las cargas de diseño colocando zonas de archivo en lugares donde no estaban contempladas.

6.2 Solución propuesta

Como se observa en la sección anterior, los desplazamientos y elementos mecánicos que resultan del análisis del modelo rebasan los límites establecidos en la norma, por lo que se realizará un nuevo modelo más rígido, conservando las mismas propiedades de los materiales y las dimensiones de los elementos. La solución más conveniente, por economía y para no afectar las operaciones que efectúan los usuarios dentro del edificio, es usar contravientos hechos con perfiles de acero y mantener las dimensiones actuales de las vigas y columnas. La ubicación de dichos perfiles no sólo se pensó, como se acaba de mencionar, para no afectar a los usuarios sino también para conservar lo mejor posible la arquitectura del edificio.

Los contravientos fueron colocados en el perímetro del edificio usando perfiles tubulares de 10 pulgadas de diámetro para los 4 niveles inferiores y de 7 pulgadas de diámetro para las 3 superiores, ambos con 0.375 pulgadas de espesor, tal como se muestra en las vistas de las figuras siguientes:



Figura 6.2 Fachada sur del edificio

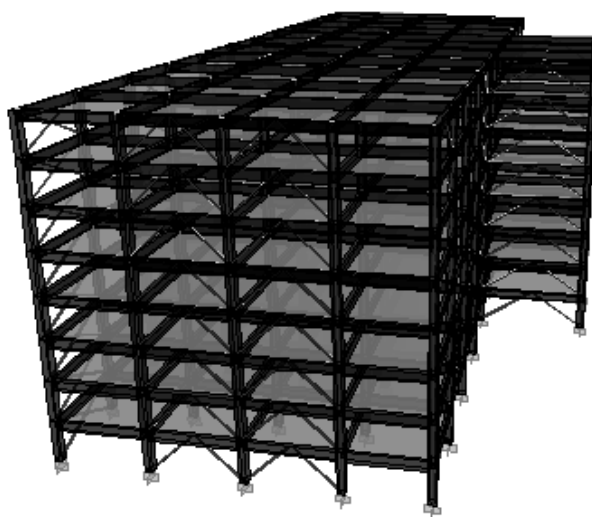


Figura 6.3 Fachada principal del edificio

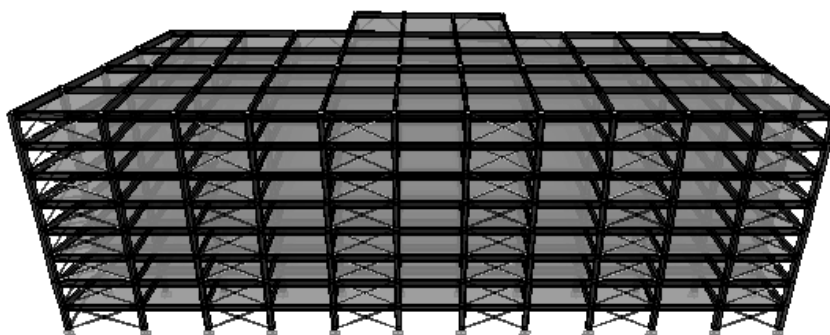


Figura 6.4 Colindancia norte del edificio

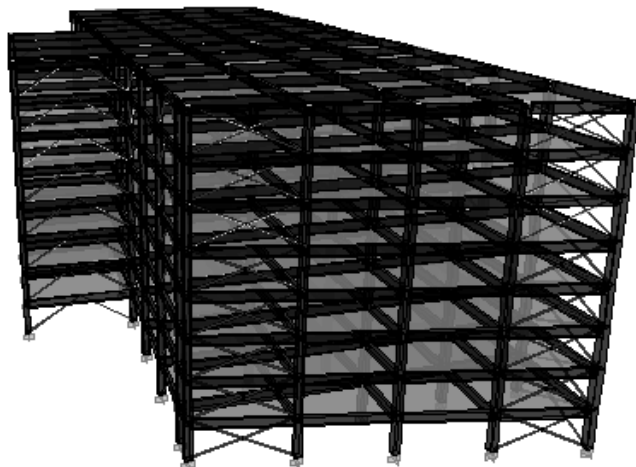


Figura 6.5 Colindancia este del edificio

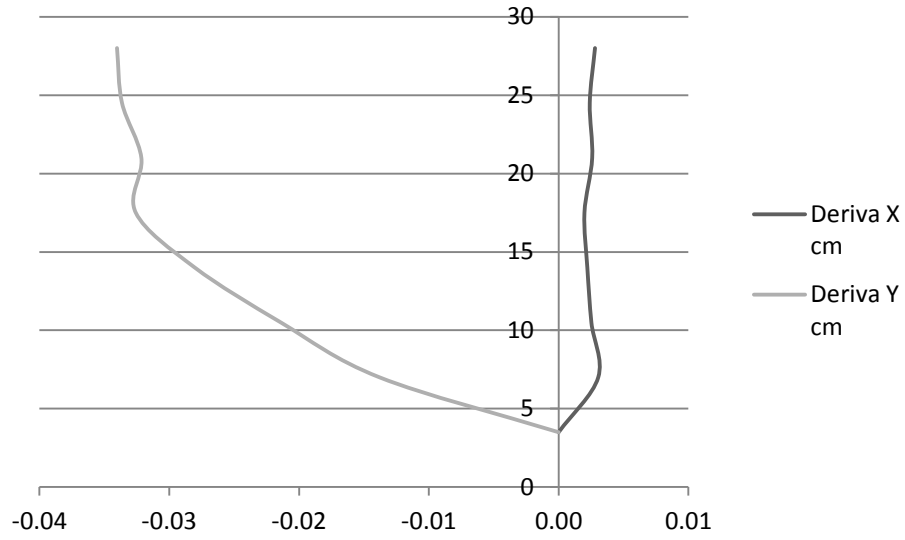
Es importante mencionar que el diseño de los contravientos se realizó con el programa de computadora usando el reglamento AISC-ASD 01 buscando que cada elemento trabajara como máximo al 95% de su capacidad.

Para poder revisar los elementos estructuralmente es necesario que los desplazamientos sean menores a los límites establecidos por las NTC, situación que se logró con el arreglo de contravientos propuesto. Se presentan los resultados tabulados de desplazamientos y derivas de entrepiso del punto que coincide con el centro de masa de cada diafragma creado para cada nivel:

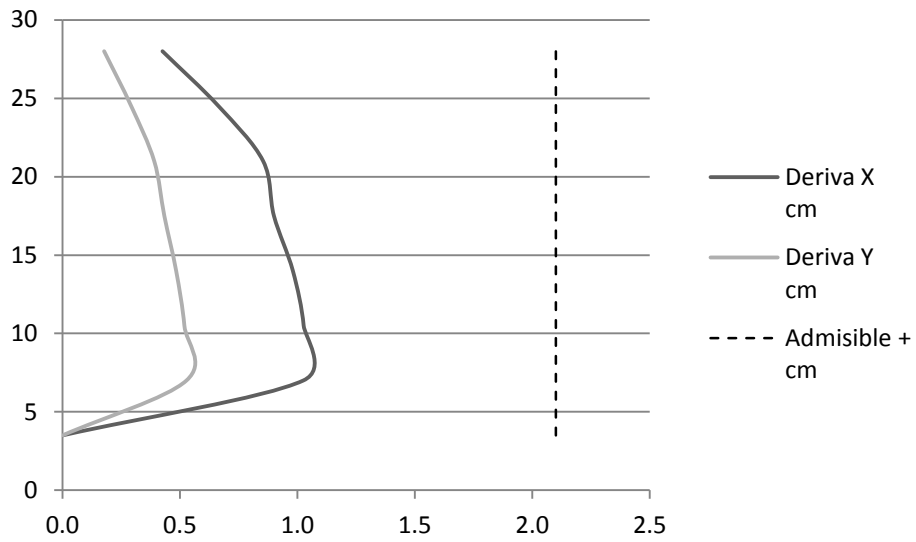
Nivel	Diafragma	Combinación de carga	Desp. X cm	Desp. Y cm	Deriva X cm	Deriva Y cm
PB	DPB	COMB1	0.0018	-0.0039	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB1	0.0048	-0.0177	0.0031	-0.0138
NIVEL2	DN2	COMB1	0.0073	-0.0391	0.0025	-0.0214
NIVEL3	DN3	COMB1	0.0095	-0.0671	0.0022	-0.0280
NIVEL4	DN4	COMB1	0.0115	-0.0997	0.0020	-0.0326
NIVEL5	DN5	COMB1	0.0141	-0.1318	0.0026	-0.0322
NIVEL6	DN6	COMB1	0.0165	-0.1655	0.0024	-0.0336
AZOTEA	DAZ	COMB1	0.0193	-0.1995	0.0028	-0.0340
PB	DPB	COMB2 MAX	0.7912	0.3858	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB2 MAX	1.8160	0.9133	1.0248	0.5275
NIVEL2	DN2	COMB2 MAX	2.8425	1.4321	1.0265	0.5188
NIVEL3	DN3	COMB2 MAX	3.8230	1.9158	0.9804	0.4837
NIVEL4	DN4	COMB2 MAX	4.7229	2.3492	0.8999	0.4334

Nivel	Diafragma	Combinación de carga	Desp. X cm	Desp. Y cm	Deriva X cm	Deriva Y cm
NIVEL5	DN5	COMB2 MAX	5.5767	2.7395	0.8538	0.3903
NIVEL6	DN6	COMB2 MAX	6.2408	3.0319	0.6642	0.2924
AZOTEA	DAZ	COMB2 MAX	6.6664	3.2091	0.4255	0.1772
PB	DPB	COMB2 MIN	-0.7912	-0.3858	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB2 MIN	-1.8160	-0.9133	-1.0248	-0.5275
NIVEL2	DN2	COMB2 MIN	-2.8425	-1.4321	-1.0265	-0.5188
NIVEL3	DN3	COMB2 MIN	-3.8230	-1.9158	-0.9804	-0.4837
NIVEL4	DN4	COMB2 MIN	-4.7229	-2.3492	-0.8999	-0.4334
NIVEL5	DN5	COMB2 MIN	-5.5767	-2.7395	-0.8538	-0.3903
NIVEL6	DN6	COMB2 MIN	-6.2408	-3.0319	-0.6642	-0.2924
AZOTEA	DAZ	COMB2 MIN	-6.6664	-3.2091	-0.4255	-0.1772
PB	DPB	COMB3 MAX	0.2374	1.2862	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB3 MAX	0.5448	3.0444	0.3074	1.7582
NIVEL2	DN2	COMB3 MAX	0.8528	4.7737	0.3080	1.7293
NIVEL3	DN3	COMB3 MAX	1.1469	6.3860	0.2941	1.6123
NIVEL4	DN4	COMB3 MAX	1.4169	7.8305	0.2700	1.4446
NIVEL5	DN5	COMB3 MAX	1.6730	9.1316	0.2561	1.3010
NIVEL6	DN6	COMB3 MAX	1.8723	10.1063	0.1992	0.9747
AZOTEA	DAZ	COMB3 MAX	1.9999	10.6970	0.1277	0.5907
PB	DPB	COMB3 MIN	-0.2374	-1.2862	0.0000	0.0000
NIVEL1	DN1	COMB3 MIN	-0.5448	-3.0444	-0.3074	-1.7582
NIVEL2	DN2	COMB3 MIN	-0.8528	-4.7737	-0.3080	-1.7293
NIVEL3	DN3	COMB3 MIN	-1.1469	-6.3860	-0.2941	-1.6123
NIVEL4	DN4	COMB3 MIN	-1.4169	-7.8305	-0.2700	-1.4446
NIVEL5	DN5	COMB3 MIN	-1.6730	-9.1316	-0.2561	-1.3010
NIVEL6	DN6	COMB3 MIN	-1.8723	-10.1063	-0.1992	-0.9747
AZOTEA	DAZ	COMB3 MIN	-1.9999	-10.6970	-0.1277	-0.5907

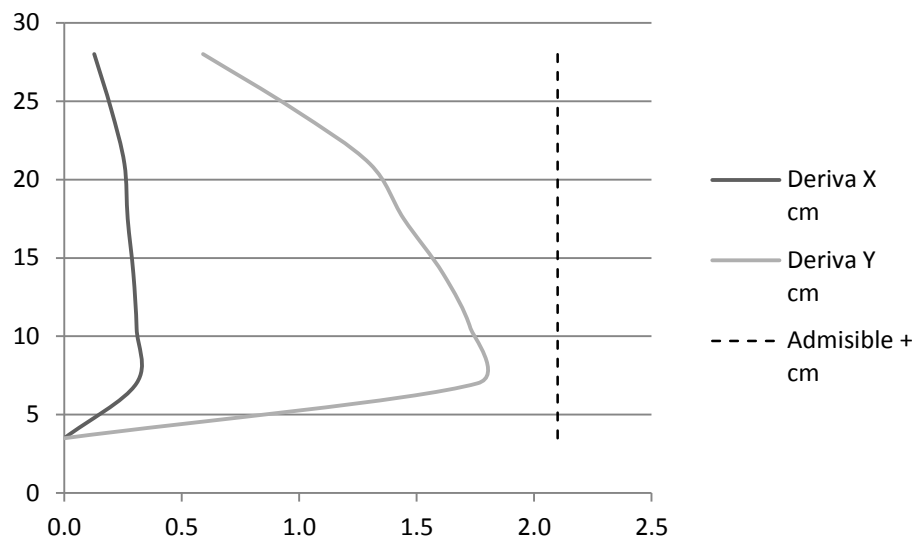
Tabla 6.1 Derivas de entrepiso del modelo contraventeado



Gráfica 6.2 Derivas de entrepiso para COMB1



Gráfica 6.3 Derivas de entrepiso para COMB2



Gráfica 6.4 Derivas de entrepiso para COMB3

En las tablas siguientes se presentan los resultados de elementos mecánicos de dos marcos en donde se hayan colocado contravientos:

Nivel	Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
PB	B86	COMB1	0.30	-0.01	-5.43	0.00	-0.02	0.00	-2.50
PB	B86	COMB1	3.80	-0.01	8.60	0.00	-0.02	0.00	-8.06
PB	B86	COMB1	3.80	0.01	-9.49	0.00	0.03	0.00	-8.12
PB	B86	COMB1	7.30	0.01	4.54	0.00	0.03	0.00	0.55
PB	B86	COMB2 MAX	0.30	11.77	2.41	0.00	0.15	0.00	11.04
PB	B86	COMB2 MAX	3.80	11.77	4.75	0.00	0.15	0.00	2.88
PB	B86	COMB2 MAX	3.80	11.77	5.76	0.00	0.08	0.00	4.01
PB	B86	COMB2 MAX	7.30	11.77	5.76	0.00	0.08	0.00	16.20
PB	B86	COMB2 MIN	0.30	-11.77	-2.61	0.00	-0.15	0.00	-11.04
PB	B86	COMB2 MIN	3.80	-11.77	-2.41	0.00	-0.15	0.00	-4.73
PB	B86	COMB2 MIN	3.80	-11.77	-5.76	0.00	-0.08	0.00	-4.76
PB	B86	COMB2 MIN	7.30	-11.77	-5.76	0.00	-0.08	0.00	-16.20
PB	B86	COMB3 MAX	0.30	28.77	6.96	0.00	0.16	0.00	28.61
PB	B86	COMB3 MAX	3.80	28.77	6.96	0.00	0.16	0.00	4.32
PB	B86	COMB3 MAX	3.80	28.77	12.90	0.00	0.15	0.00	7.15
PB	B86	COMB3 MAX	7.30	28.77	12.90	0.00	0.15	0.00	38.01
PB	B86	COMB3 MIN	0.30	-28.77	-6.96	0.00	-0.16	0.00	-28.61
PB	B86	COMB3 MIN	3.80	-28.77	-6.96	0.00	-0.16	0.00	-4.73
PB	B86	COMB3 MIN	3.80	-28.77	-12.90	0.00	-0.15	0.00	-7.15
PB	B86	COMB3 MIN	7.30	-28.77	-12.90	0.00	-0.15	0.00	-38.01

Nivel	Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
PB	C43	COMB1	0.00	-291.39	0.87	0.00	0.00	-0.02	1.01
PB	C43	COMB1	2.70	-288.13	0.87	0.00	0.00	-0.02	-1.34
PB	C43	COMB2 MAX	0.00	41.64	13.57	12.48	0.34	26.94	33.21
PB	C43	COMB2 MAX	2.70	41.64	13.57	12.48	0.34	6.76	3.45
PB	C43	COMB2 MIN	0.00	-171.55	-13.57	-12.48	-0.34	-26.94	-33.21
PB	C43	COMB2 MIN	2.70	-168.98	-13.57	-12.48	-0.34	-6.76	-3.45
PB	C43	COMB3 MAX	0.00	12.49	4.07	30.11	0.43	65.40	9.96
PB	C43	COMB3 MAX	2.70	12.49	4.07	30.11	0.43	15.89	1.04
PB	C43	COMB3 MIN	0.00	-171.55	-4.07	-30.11	-0.43	-65.40	-9.96
PB	C43	COMB3 MIN	2.70	-168.98	-4.07	-30.11	-0.43	-15.89	-1.04
PB	C44	COMB1	0.00	-281.74	0.83	-1.58	0.00	-1.78	0.96
PB	C44	COMB1	2.70	-278.47	0.83	-1.58	0.00	2.48	-1.28
PB	C44	COMB2 MAX	0.00	194.41	12.82	12.14	0.34	26.56	31.42
PB	C44	COMB2 MAX	2.70	194.41	12.82	12.14	0.34	6.24	3.20
PB	C44	COMB2 MIN	0.00	-194.41	-12.82	-12.14	-0.34	-26.56	-31.42
PB	C44	COMB2 MIN	2.70	-194.41	-12.82	-12.14	-0.34	-6.24	-3.20
PB	C44	COMB3 MAX	0.00	384.96	3.85	29.95	0.43	65.22	9.43
PB	C44	COMB3 MAX	2.70	384.96	3.85	29.95	0.43	15.64	1.31
PB	C44	COMB3 MIN	0.00	-384.96	-3.85	-29.95	-0.43	-65.22	-9.43
PB	C44	COMB3 MIN	2.70	-384.96	-3.85	-29.95	-0.43	-15.64	-1.31

Tabla 6.2 Elementos mecánicos del marco 1

Nivel	Elemento	Combinación de carga	Posición m	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	T Ton·m	M2 Ton·m	M3 Ton·m
PB	B77	COMB1	0.30	0.00	-2.79	0.00	0.00	0.00	-2.87
PB	B77	COMB1	3.80	0.00	0.04	0.00	0.00	0.00	1.94
PB	B77	COMB1	7.30	0.00	2.86	0.00	0.00	0.00	-3.13
PB	B77	COMB2 MAX	0.30	0.00	8.85	0.00	0.14	0.00	30.98
PB	B77	COMB2 MAX	3.80	0.00	8.85	0.00	0.14	0.00	1.52
PB	B77	COMB2 MAX	7.30	0.00	8.85	0.00	0.14	0.00	30.98
PB	B77	COMB2 MIN	0.30	0.00	-8.85	0.00	-0.14	0.00	-30.98
PB	B77	COMB2 MIN	3.80	0.00	-8.85	0.00	-0.14	0.00	0.00
PB	B77	COMB2 MIN	7.30	0.00	-8.85	0.00	-0.14	0.00	-30.98
PB	B77	COMB3 MAX	0.30	0.00	3.31	0.00	0.15	0.00	11.59
PB	B77	COMB3 MAX	3.80	0.00	3.31	0.00	0.15	0.00	1.52
PB	B77	COMB3 MAX	7.30	0.00	3.31	0.00	0.15	0.00	11.59
PB	B77	COMB3 MIN	0.30	0.00	-3.31	0.00	-0.15	0.00	-11.59
PB	B77	COMB3 MIN	3.80	0.00	-3.31	0.00	-0.15	0.00	0.00
PB	B77	COMB3 MIN	7.30	0.00	-3.31	0.00	-0.15	0.00	-11.59
PB	C9	COMB1	0.00	-303.74	0.05	-5.30	0.00	-6.04	0.13

PB	C9	COMB1	2.70	-300.48	0.05	-5.30	0.00	8.27	-0.02
PB	C9	COMB2 MAX	0.00	236.34	20.46	7.73	0.34	19.20	44.59
PB	C9	COMB2 MAX	2.70	236.34	20.46	7.73	0.34	4.10	10.66
PB	C9	COMB2 MIN	0.00	-236.34	-20.46	-7.73	-0.34	-19.20	-44.59
PB	C9	COMB2 MIN	2.70	-236.34	-20.46	-7.73	-0.34	-1.66	-10.66
PB	C9	COMB3 MAX	0.00	162.73	7.48	25.76	0.43	64.01	16.34
PB	C9	COMB3 MAX	2.70	162.73	7.48	25.76	0.43	5.54	3.84
PB	C9	COMB3 MIN	0.00	-178.78	-7.48	-25.76	-0.43	-64.01	-16.34
PB	C9	COMB3 MIN	2.70	-176.22	-7.48	-25.76	-0.43	-5.54	-3.84
PB	C13	COMB1	0.00	-301.15	0.05	-5.30	0.00	-6.02	0.13
PB	C13	COMB1	2.70	-297.89	0.05	-5.30	0.00	8.28	-0.02
PB	C13	COMB2 MAX	0.00	225.32	20.46	7.22	0.34	17.87	44.59
PB	C13	COMB2 MAX	2.70	225.32	20.46	7.22	0.34	4.10	10.66
PB	C13	COMB2 MIN	0.00	-225.32	-20.46	-7.22	-0.34	-17.87	-44.59
PB	C13	COMB2 MIN	2.70	-225.32	-20.46	-7.22	-0.34	-1.63	-10.66
PB	C13	COMB3 MAX	0.00	67.60	7.48	24.07	0.43	59.56	16.34
PB	C13	COMB3 MAX	2.70	67.60	7.48	24.07	0.43	5.43	3.84
PB	C13	COMB3 MIN	0.00	-177.38	-7.48	-24.07	-0.43	-59.56	-16.34
PB	C13	COMB3 MIN	2.70	-174.81	-7.48	-24.07	-0.43	-5.43	-3.84

Tabla 6.3 Elementos mecánicos del marco 2

Como se observa en la Tabla 6.2 todos los elementos que conforman ese marco (vigas y columnas) trabajan a flexocompresión, por lo que se usará el diagrama de interacción para su diseño:

Los elementos mecánicos máximos de la viga B86 son:

$$P_U = 28.77 \text{ Ton}$$

$$V_U = 12.09 \text{ Ton}$$

$$M_U = 38.01 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 132.18 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.057$$

$$R = 0.094$$

$$\frac{e}{h} = 1.65$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.30$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.015$$

$$A_s = 34.97 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = A_{sv \text{ min}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #3 es:

$$s = 21.39 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 6 varillas del #8 y 2 varillas del #6, distribuidas en ambos lechos de la viga, y estribos del #3 a cada 20 cm.

Los elementos mecánicos máximos de la columna C43 son:

$$P_U = 171.55 \text{ Ton}$$

$$V_U = 30.11 \text{ Ton}$$

$$M_U = 65.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 38.12 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.34$$

$$R = 0.16$$

$$\frac{e}{h} = 0.477$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 0.8$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.039$$

$$A_s = 93.26 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = 6.42 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #4 es:

$$s = 19.80 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 6 varillas del #8 y 10 varillas del #10, distribuidas en las cuatro caras de la columna, y estribos del #4 a cada 20 cm.

Los elementos mecánicos máximos de la columna C44 son:

$$P_U = 384.96 \text{ Ton}$$

$$V_U = 29.95 \text{ Ton}$$

$$M_U = 65.22 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

La excentricidad es:

$$e = 16.94 \text{ cm} > 20 \text{ mm}$$

Se calculan K , R y e/h para usar el diagrama y obtener la cuantía de acero necesaria:

$$K = 0.76$$

$$R = 0.16$$

$$\frac{e}{h} = 0.212$$

De la Gráfica 6.1:

$$q = 1.1$$

El área de acero requerida es:

$$\rho = 0.0534$$

$$A_s = 128.23 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para tensión diagonal es:

$$A_{sv} = 6.35 \text{ cm}^2$$

La separación de estribos hechos con varillas del número #4 es:

$$s = 19.99 \text{ cm}$$

Se propone armar al elemento con 10 varillas del #8 y 10 varillas del #10, distribuidas en las cuatro caras de la columna, y estribos del #4 a cada 20 cm.

7 Conclusiones y recomendaciones

Después de haber realizado el análisis del edificio se concluye lo siguiente:

1. Las columnas de niveles inferiores no cumplen con la normatividad vigente.
2. Las trabes no presentan ningún problema estructural.
3. Las deformaciones que presenta son mayores a las que establece el reglamento actual, lo que concuerda con los grandes agrietamientos en los recubrimientos en la fachada y en los aplanados de muros divisorios.
4. El sistema de losas es adecuado para resistir cargas pero se encuentra en el límite establecido para deformaciones, lo que ha disminuido la rigidez vertical del sistema y produce vibraciones sensibles.

Se recomienda, para reducir los desplazamientos del edificio, hacer cambios en la estructura para tener una rigidez lateral mayor agregando contravientos hechos de perfiles de acero estructural, tal como se presentó en la solución propuesta. El resultado de haber aumentado la rigidez lateral del edificio produce menos deformaciones y esto, a su vez, menores momentos flexionantes que, con las dimensiones actuales de las columnas, se encuentran dentro de la capacidad de todas las columnas.

A pesar de que, en general, el edificio no cumple con muchas de las recomendaciones que hacen las Normas Técnicas Complementarias, durante la inspección del edificio no se encontraron daños que puedan considerarse críticos para la estabilidad. Por otro lado, se deben disminuir las cargas en áreas de archivo para no seguir provocando deformaciones visibles en las losas o hacer las reparaciones pertinentes en las mismas a fin de restituir su rigidez y eliminar la sensación de inseguridad que generan sus deformaciones en los usuarios.

8 Bibliografía

Normas Técnicas Complementarias. (6 de Octubre de 2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (29 de Enero de 2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall.

Earthquake Engineering Field Investigation Team. (1986). *The Mexican Earthquake of 19 September 1985*. London: SECED.

Facultad de Ingeniería, UNAM. (2010). *Revisión de los dictámenes de seguridad estructural e inspección de un edificio de concreto de 7 niveles, ubicado en la Del. Cuauhtémoc, Distrito Federal*. Ciudad Universitaria.

González Cuevas, Ó. M., & Robles Fernández - Villegas, F. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. México, D.F.: LIMUSA.

Holland, G. J. (1993). Ready Reckoner. *Chapter 9 of the Global Guide to Tropical cyclone Forecasting WMO/TD-560* (págs. 9.1 - 9.26). Geneva: World Meteorological Organization.

Priego González, H. (2000). *Comparación de la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios de Estructura Metálica de 7 y 17 Niveles en las Zonas de Transición y Compresible del D.F.* Ciudad Universitaria.

Proyecto Estructural S.A. (2010). *Dictamen estructural de un edificio de 7 niveles de concreto reforzado*. México D.F.

Singh, S. K., & Ordaz, M. (Noviembre de 1990). *Sismicidad y movimientos fuertes en México: una visión actual*. México D.F.: CENAPRED.

Zárate, G., & García, O. (2003). Evaluación de Enfoques para la Aplicación de las Normas de Diseño Sísmico por Torsión a Edificios Asimétricos. *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Leon, Guanajuato.