



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluación y comportamiento estructural
de un edificio con sistema dual marco-
muro y piso de vigueta y bovedilla ubicado
en la zona de transición de la Ciudad de
México.**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Mario David Martínez Matías

DIRECTOR DE TESIS

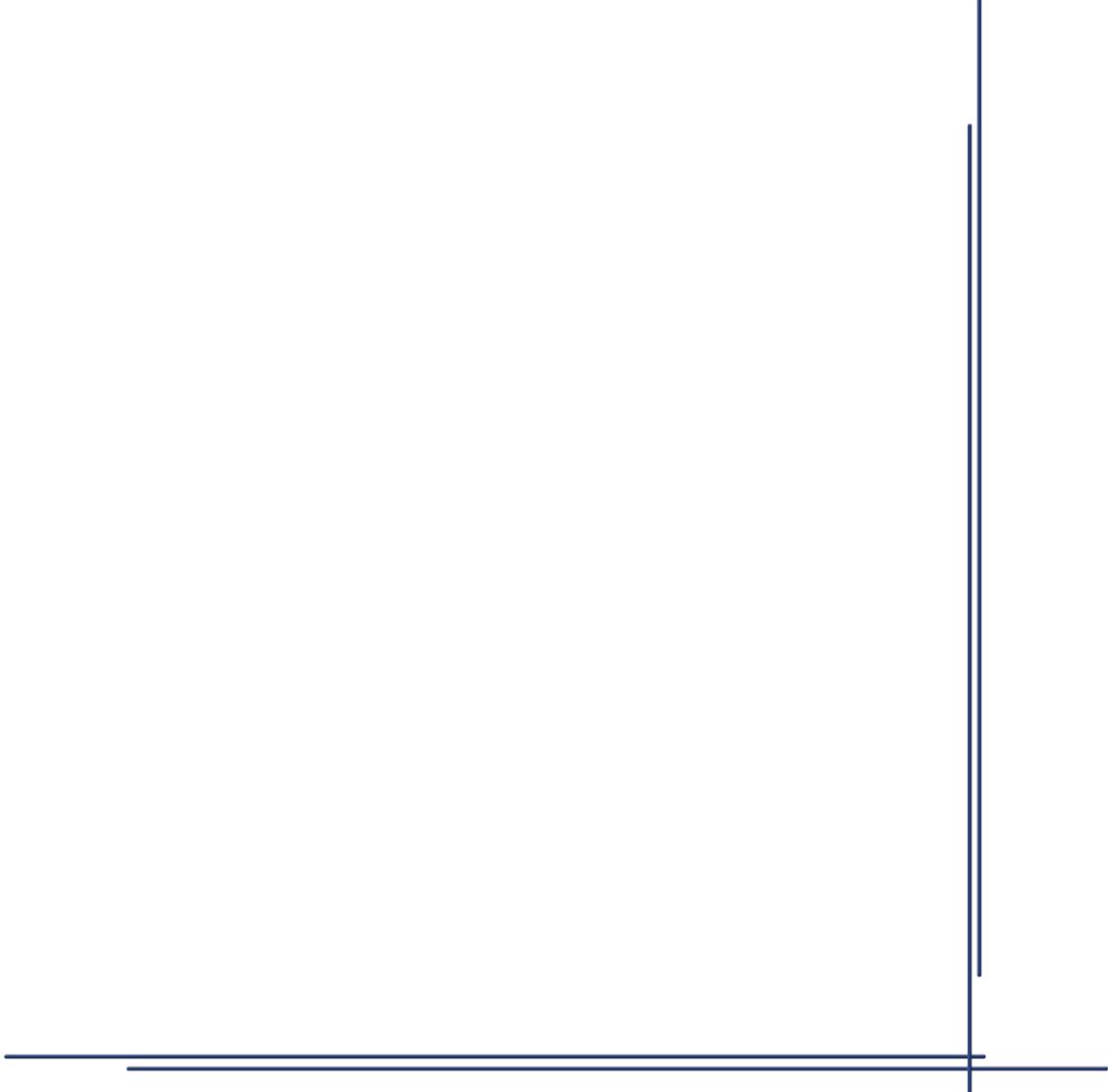
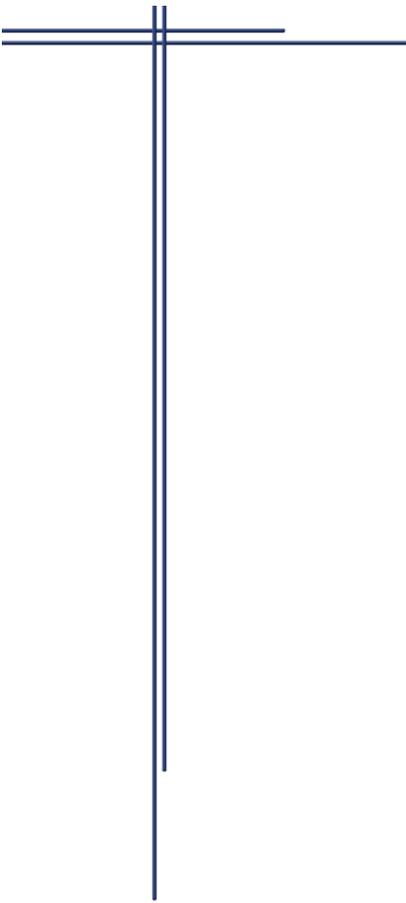
Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria. CDMX, 2021

... A mis padres, hermanos y familia. Dedico con enorme gratitud y cariño este trabajo, por el apoyo y motivación a mi proyecto de vida.

Gracias.



CONTENIDO

CONTENIDO

CAPÍTULO 1.- INTRODUCCIÓN.	1
1.1.- Justificación	4
1.2.- Objetivo	5
CAPÍTULO 2.- ANTECEDENTES.	6
2.1.- Muros de concreto reforzado.....	7
2.2.- Modos de falla en muros de concreto reforzado.....	10
2.3.- Comportamiento estructural de un sistema dual marco-muro.....	11
2.4.- Tipos de falla en sistemas duales marco-muro.....	12
2.5.- Análisis de sistemas duales.....	14
2.6.- Sistemas de piso.....	16
2.6.1.- Sistemas de piso de vigueta y bovedilla.....	17
CAPÍTULO 3.- REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO CON BASE EN EL RCDF - 2004 Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS...	19
3.1.- Descripción de proyecto.....	20
3.2.- Análisis de cargas.....	32
3.3.- Definición de amenaza sísmica.....	33
3.4.- Definición de modelo.....	38
3.4.1.- Periodo fundamental de vibración y rigidez del edificio.....	40
3.5.- Distorsiones de entrepiso.....	44
3.6.- Revisión de elementos mecánicos.....	45
3.6.1- Revisión de elementos mecánicos en vigas.....	46
3.6.2- Revisión de elementos mecánicos en castillos y muros de concreto reforzado.....	52

CAPÍTULO 4.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANTE ACCELERACIONES ESPECTRALES REGISTRADAS DURANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017.....	58
4.1.-Antecedentes.....	59
4.2.-Definición de la amenaza sísmica.....	61
4.3.-Distorsiones de entrepiso.....	63
4.4.- Revisión de elementos mecánicos en vigas.....	65
4.5.- Revisión de elementos mecánicos en castillos y muros de concreto reforzado.....	67
CAPÍTULO 5.- SIMULACIÓN ESTRUCTURAL ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO DE SUBDUCCIÓN.	68
5.1.-Definición de la amenaza sísmica.....	71
5.2.-Distorsiones de entrepiso.....	73
CAPÍTULO 6.- CONCLUSIONES.	74
REFERENCIAS	77, 78, 79

CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1.- Efecto sísmico en una estructura (CENAPRED, 2016).

Figura 2.1.- Principales modos de deformación en muros de cortante (Arango J, 2005).

Figura 2.2.- Secciones geométricas de Muros más Comunes (Paulay y Priestley, 1991).

Figura 2.3.- Modos de falla de muros de concreto reforzado (Arango J, 2005).

Figura 2.4.- Configuración de deformada de sistema dual (Arango J, 2005).

Figura 2.5.- Distribución de estructuras dañadas según el agravante estructural observado (M. Sánchez, E. Reinoso, 2019).

Figura 3.1.- Planta arquitectónica de Sótano.

Figura 3.2.- Planta arquitectónica de planta baja

Figura 3.3.- Planta arquitectónica de niveles superiores.

Figura 3.4.- Corte arquitectónico longitudinal A – A.

Figura 3.5.- Corte arquitectónico transversal y fachadas.

Figura 3.6.- Planta estructural de losa fondo de cimentación.

Figura 3.7.- Planta estructural losa tapa de cimentación.

Figura 3.8.- Planta estructural de cubierta de sótano.

Figura 3.9.- Planta estructural de planta baja.

Figura 3.10.- Planta estructural de los niveles superiores.

Figura. 3.11.- Zonificación geotécnica de la ciudad de México (GDF, 2004).

Figura 3.12.- Espectro elástico para suelo tipo II (GDF, 2004).

Figura 3.13.- Espectro inelástico para suelo tipo II (GDF, 2004).

Figura 3.14.- Vista tridimensional de modelado de edificio en ETABS.

Figura 3.15.- Vista de corte longitudinal de modelo en ETABS.

Figura 3.16.-Comparación de rigidez de entrepiso por sentido del edificio.

Figura 3.17.- Corrección de espectro inelástico por irregularidad para suelo tipo II (GDF, 2004).

Figura 3.18.-Distorsiones máximas de entrepiso.

Figura 3.19.-Ubicación de trabe T-2 eje 10 en losa tapa sótano.

Figura 3.20.-Ubicación de columna C-4 en planta baja.

Figura 4.1 Espectros de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 2017 registrado en la estación AU46.

Figura 4.2 Comparación de pseudoaceleraciones con espectro elástico e inelástico.

Figura 4.3.-Distorsiones máximas de entrepiso debidas al sismo de 2017.

Figura 5.1.-Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones obtenidos a partir de acelerogramas sintéticos para la brecha de Guerrero.

Figura 5.2 Distorsiones de entrepiso en sentido transversal para sismo hipotético de la brecha de Guerrero.

Figura 5.3 Distorsiones de entrepiso en sentido longitudinal para sismo hipotético de la brecha de Guerrero.

CONTENIDO

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.- Factores agravantes de daño debidas al sismo de septiembre del 2017 (M. Sánchez, E. Reinoso, 2019).

Tabla 3.1.- Definición de cargas vivas (GDF, 2004).

Tabla 3.2.- Definición de cargas muertas (GDF, 2004).

Tabla 3.3.- Valores y parámetros para calcular el espectro elástico (GDF, 2004).

Tabla 3.4.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.

Tabla 3.5.- Periodo fundamental de vibración de edificio.

Tabla 3.6. Rigidez de entrepiso de edificio.

Tabla 3.7.-Distorsiones máximas de entrepiso.

Tabla 3.8.-Cuadro resumen elementos mecánicos en vigas más esforzadas.

Tabla 3.9.-Cuadro resumen elementos mecánicos en castillos más esforzados.

Tabla 3.10.-Cuadro resumen elementos mecánicos en muros de concreto más esforzados.

Tabla 4.1.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.

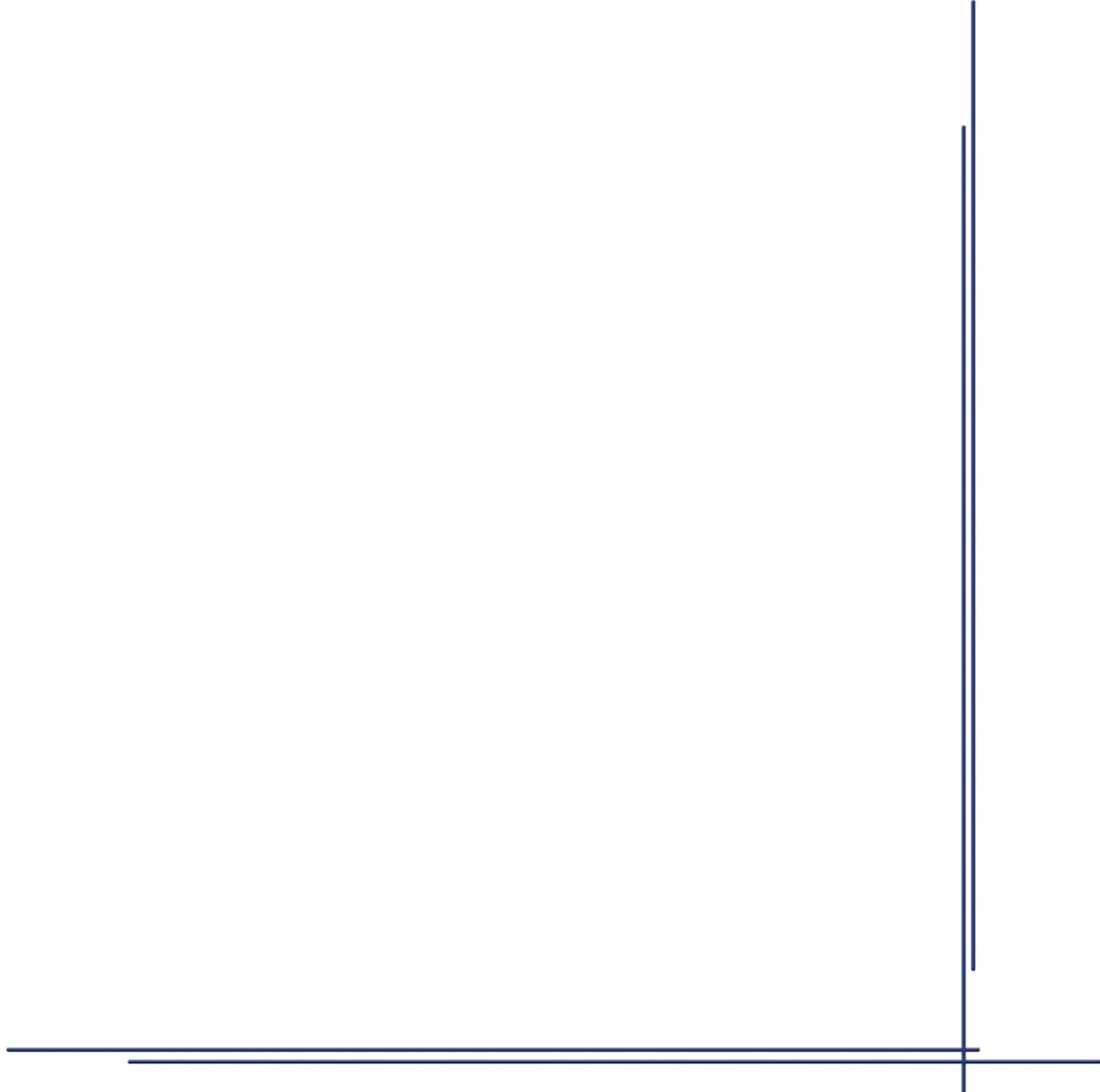
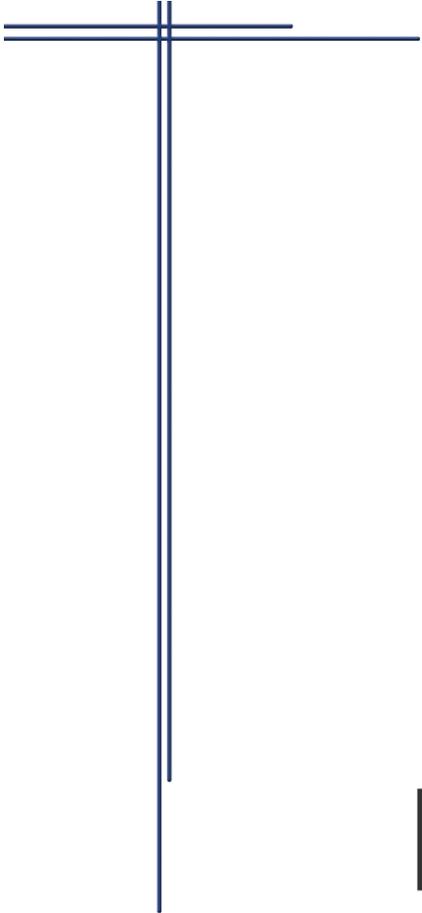
Tabla 4.2.-Distorsiones máximas de entrepiso debidas al sismo de septiembre del 2017.

Tabla 4.3.-Cuadro resumen elementos mecánicos en vigas más esforzadas.

Tabla 4.4.-Cuadro resumen elementos mecánicos en castillos más esforzados.

Tabla 4.5.-Cuadro resumen elementos mecánicos en muros de concreto más esforzados.

Tabla 5.1.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Frecuentemente se habla de la alta vulnerabilidad a la que está sometida la Ciudad de México ante la ocurrencia de sismos de baja, mediana y alta intensidad. Los sismos fuertes en México son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa continental de Norteamérica. Se estima que la frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica interseca muy cerca de Manzanillo, mientras que la placa de Cocos comienza su convergencia al noreste de Colima hasta llegar a la frontera de México con Guatemala (Singh y Ordaz, 1990).

Si bien, la ciudad ha sido afectada por sismos de muchos tipos y diversas magnitudes. Los principales sismos registrados pueden clasificarse en cuatro grupos (Rosenblueth et al., 1987): 1.- Temblores locales ($M \leq 5.5$), originados dentro o cerca de la cuenca del Valle de México; 2.- Temblores tipo Acambay ($M \leq 7.0$), que se originan en el resto de la placa de Norteamérica; 3.- Temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida, pudiendo llegar hasta $M=6.5$ debajo del Valle de México; y 4.- Temblores de subducción ($M \leq 8.2$).

Pese a su gran distancia epicentral (280 a 600 km), la Ciudad de México es particularmente susceptible ante sismos de subducción porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago en el que ésta se encuentra. Por ello, prácticamente cualquier sismo grande que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras que se encuentran en la zona lacustre de la Ciudad de México (Rosenblueth et al., 1987).

Estas condiciones han dado pie a un gran número de investigaciones de los efectos que se producen en las estructuras durante un evento sísmico. Se sabe que un sismo es un fenómeno en que el terreno se mueve cíclicamente en todas las direcciones, cerca del punto donde se originó el sismo (epicentro) se perciben movimientos intensos tanto verticales como horizontales, mientras que en lugares alejados cientos de kilómetros,

el movimiento predominante es el horizontal. Así, cuando se somete una edificación a movimientos provocados por estas fuerzas, se generan fuerzas laterales (fuerzas de inercia o fuerzas sísmicas). Las fuerzas a las que es sometida la estructura dependen de su masa y de su altura; mientras más peso en la parte superior, mayor será la fuerza lateral que se generará en la edificación (Fig. 1.1).

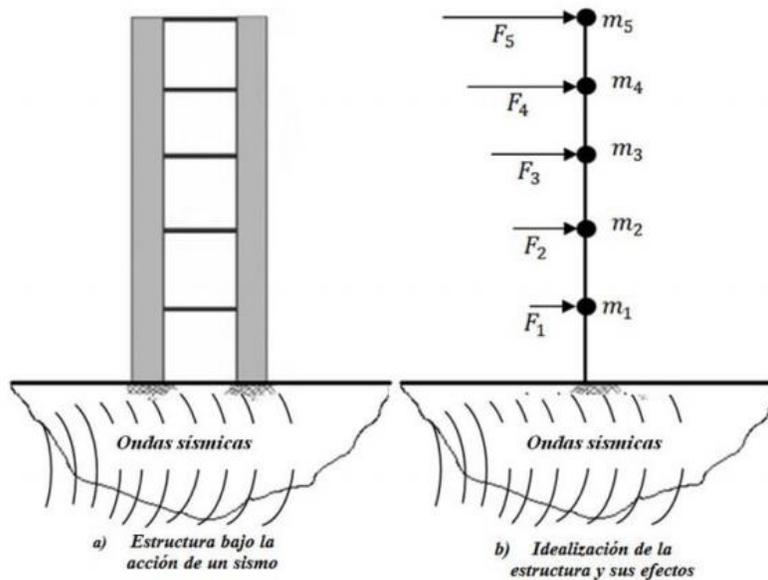


Figura 1.1.- Efecto sísmico en una estructura (CENAPRED, 2016).

Estas fuerzas sísmicas que se presentan en una edificación se transmiten del techo (o la losa del piso) hacia los elementos resistentes (muros o columnas), que a su vez las transmite a los pisos inferiores y finalmente a la cimentación, que transmite dichas fuerzas al terreno de apoyo. Para resistir estas fuerzas la estructura debe tener una cantidad y distribución adecuada de elementos resistentes como columnas o muros de carga, así como elementos horizontales (trabes y losas) que distribuyan las fuerzas sísmicas entre dichos elementos. Cuando se excede la resistencia de los elementos estructurales la edificación sufre daños como agrietamientos, aplastamientos o grandes deformaciones que pueden llegar a causar incluso el colapso (el derrumbe total del edificio). En un mismo evento sísmico, los movimientos de las estructuras son muy diferentes dependiendo del tipo de terreno sobre el cual se desplanten.

En terrenos con suelos blandos, es común que se perciba un mayor movimiento y que los edificios tengan mayor desplazamiento, debido a la amplificación de las ondas sísmicas al pasar por estos suelos.

Generalmente el diseño estructural de edificios construidos en la Ciudad de México estará determinado por las fuerzas que se presentan ante un sismo. Para determinar el diseño de las estructuras por sismo, se busca la obtención de fuerzas sísmicas equivalentes para proporcionar la resistencia suficiente a los elementos estructurales. Se ha observado que esta estrategia no es la que mejor representa el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico real, donde la estructura se ve sometida a deformaciones inelásticas mediante las cuales disipa la energía (Bazán y Meli, 2001).

Este proceso de disipación de energía reduce el nivel de las fuerzas que deben ser resistidas; en la práctica, esto se logra a través de un factor de reducción. El cual está predefinido en las normativas en función de la tipología estructural. Aunque se reconoce que este procedimiento no da niveles de seguridad uniformes, pudiendo llegar incluso a estar del lado de la inseguridad. Por ello, el diseño de las estructuras para resistir sismos radica en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, además se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos.

La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico, en particular el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF-2004, (GDF, 2004a) establece como objetivo, por una parte, evitar el colapso para eventos sísmicos de gran intensidad, aceptando determinado nivel de daño, y por otra parte, mantenerse funcional ante la ocurrencia de eventos sísmicos frecuentes. Estos objetivos se plantean a través de los estados límite último y de servicio respectivamente.

El estado límite último corresponde al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera otro de sus elementos, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles. Por otro lado, el estado límite de servicio tiene lugar cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad para soportar cargas. Para revisar el estado límite de último, se debe verificar que la resistencia de cada elemento estructural y de la propia estructura en su conjunto, sea mayor que las acciones que actúan sobre los mismos. En tanto, para los estados límite de servicio el RCDF-2004, (GDF, 2004a) especifica que se debe calcular la magnitud de las respuestas bajo acciones de carga nominales, es decir, sin aplicar factores de carga.

1.1.- JUSTIFICACIÓN

En la actualidad se ha incrementado el uso del sistema estructural dual marco-muro con sistema de piso de vigueta y bovedilla en edificaciones de índole habitacional en la Ciudad de México. Y dada la gran demanda de vivienda que se está presentando, así como los pocos espacios que quedan con opción a construir en la ciudad, las constructoras requieren optimizar cada vez más los espacios. Esto los está llevando a reducir cada vez más las dimensiones de los elementos estructurales, así como incrementar la altura de los edificios para darle mayor lugar a los espacios que solicita el proyecto arquitectónico.

De ahí parte el interés de revisar qué tanto influye el reducir las dimensiones de estos elementos y evaluar el diseño y comportamiento estructural ante acciones estáticas y dinámicas de un edificio real, construido en 2012, y que fue diseñado con el RCDF-2004, (GDF, 2004a). Para tal fin se aplicarán los criterios de diseño de estructuras postulados en Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTCC-2004 (GDF, 2004b) y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCS-2004 (GDF, 2004c).

1.2.-OBJETIVO

El objetivo es revisar y evaluar el comportamiento estructural de un edificio existente ante acciones estáticas y dinámicas bajo los lineamientos de seguridad que se emplean en un diseño sísmico, mediante un análisis dinámico modal espectral. Para tal caso se revisarán los elementos trabajando como un sistema e individuales bajo la condición que establece el estado límite último.

Posteriormente se realizará un análisis para evaluar el comportamiento estructural del edificio ante un evento sísmico extraordinario como el ocurrido en el sismo del 19 de septiembre de 2017 que afectaron la Ciudad de México. Así como para un sismo hipotético de magnitud 8.2 que se espera ocurra en la brecha de Guerrero (Singh et al., 1988; Kanamori et al., 1993; Ordaz et al., 1995; Pacheco and Singh, 2010).



CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1.- MUROS DE CONCRETO REFORZADO

En la actualidad el uso de muros estructurales, ya sea de mampostería o bien de concreto reforzado (llamados muros de corte), han sido aceptados ampliamente en zonas de alta sismicidad, tal es el caso de la Ciudad de México. Con el incremento de la altura de los edificios y la alta sismicidad a la que se encuentra sometida particularmente la Ciudad de México, ha sido necesario proporcionar una mayor rigidez a las estructuras para resistir las cargas horizontales debidas a los sismos y vientos. Esto ha sido posible mediante muros de concreto reforzado. Los cuales están sujetos a la acción de momentos flexionantes y fuerzas cortantes, que se originan principalmente por cargas laterales debidas a acciones accidentales como sismos, y cargas axiales de compresión, producidas principalmente por las fuerzas gravitacionales.

Particularmente el uso de muros de concreto reforzado como sistema estructural en edificaciones ha proporcionado las siguientes ventajas:

- a) Poseen una mayor rigidez que la de los marcos de concreto reforzado.
- b) Dada su alta rigidez, disminuyen considerablemente los desplazamientos laterales.
- c) Poseen una capacidad de deformación que les permite resistir sismos intensos y una gran capacidad de carga debido a sus dimensiones.

El empleo de muros de concreto en edificios debe garantizar la resistencia y rigidez necesaria para absorber los efectos de las fuerzas a las que quedará sometido, así como contemplar los efectos de rotación y translación, que dependen del mecanismo deformante (Flexión o Cortante) (**Fig. 2.1**).

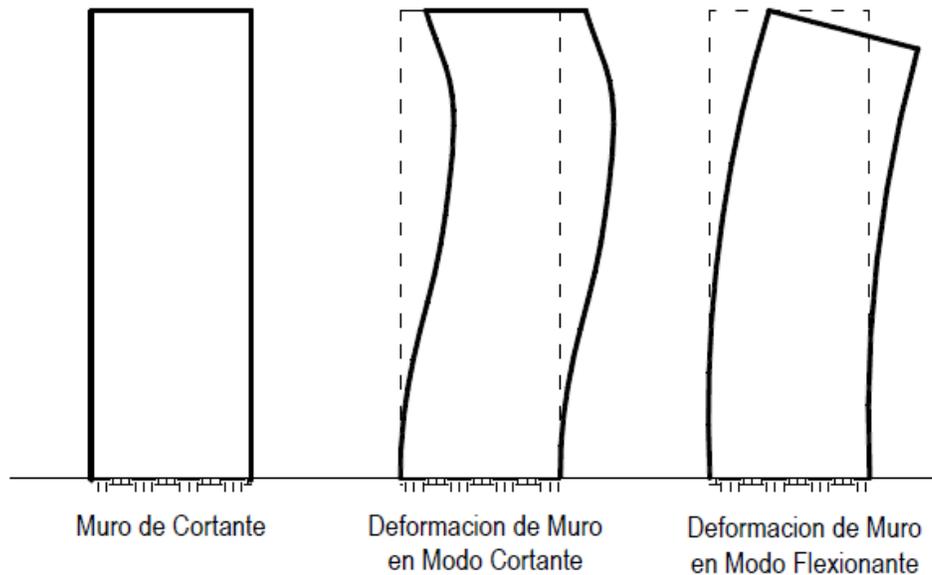


Figura 2.1.- Principales modos de deformación en muros de cortante (Arango J, 2005).

Al proyectar edificaciones con muros de concreto reforzado y tomando en cuenta el tipo de deformaciones a las que están expuestos, se debe contemplar que factores determinan dichas deformaciones. Un factor que determina el comportamiento y estabilidad de las edificaciones es la posición de los muros estructurales, y que usualmente son establecidas con base a sus requerimientos funcionales, o arquitectónicos (distribución del espacio en el plano). Sin embargo, es fundamental establecer desde un principio las configuraciones más deseables para optimizar la resistencia sísmica. Esta configuración estructural tendrá que satisfacer la simetría de rigideces y la estabilidad torsional, ya que dependerá de ello distribuir las deformaciones de una manera razonable y uniforme sobre toda la edificación, en vez de permitir que se concentren en solo una cantidad de muros y evitar que se vean sometidos a demandas de ductilidad excesivas.

Alcocer (1995) planteo una serie de recomendaciones para la elección de configuraciones adecuadas para muros estructurales resistentes a fuerzas laterales:

- a) La mayor cantidad de muros deben ser localizados en la periferia de la edificación, logrando así una mejor resistencia torsional.
- b) Buscar un balance en la distribución de muros para cada dirección principal, tal que exista una configuración simétrica y magnitudes similares de resistencia en ambas direcciones.
- c) Mantener constante la sección transversal del muro en toda la altura de la edificación.
- d) Evitar las discontinuidades geométricas sobre todo en los pisos inferiores donde la demanda de rigidez, resistencia y disipación de energía es mayor.

En la práctica los diseñadores han incorporado algunas secciones transversales tipo, T, L, U, H (Fig.2.2), aunque como ya se ha mencionado siempre son mayormente recomendadas las secciones regulares en planta

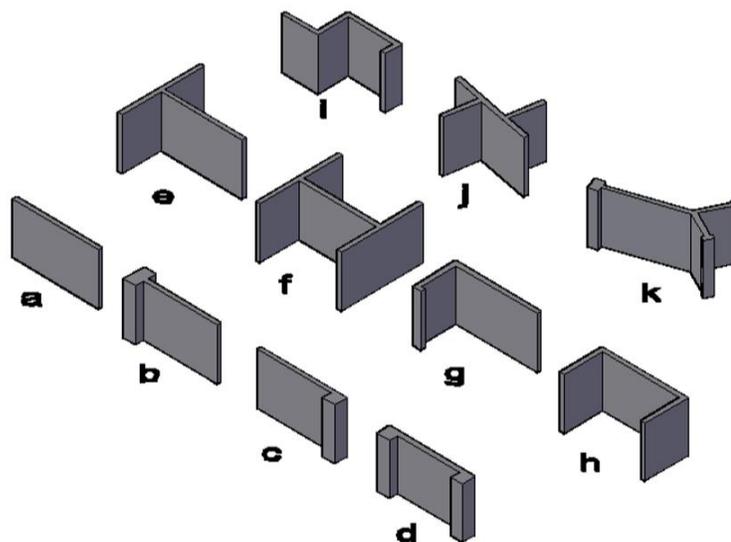


Figura 2.2.- Secciones geométricas de muros más comunes (Paulay y Priestley, 1991).

La elección geométrica de los muros estructurales a utilizar estará directamente relacionada con dos importantes aspectos, el centro de masa y el centro de rigidez. Si estos puntos coinciden, la fuerza sísmica no generara momentos de torsión en planta. En cambio, en distribuciones asimétricas de masa o rigideces estructurales, es común que se generen momentos de torsión en planta, lo que conlleva a una posible inestabilidad sísmica.

2.2.- MODOS DE FALLA EN MUROS DE CONCRETO REFORZADO

La falla en muros de concreto reforzado se pueden presentar por flexión debido a la esbeltez del muro, por cortante asociado a tensión diagonal, antes o después de la fluencia del acero horizontal, por deslizamiento, por compresión diagonal, por junta constructiva, por aplastamiento o por falla por pandeo (Fig. 2.3).

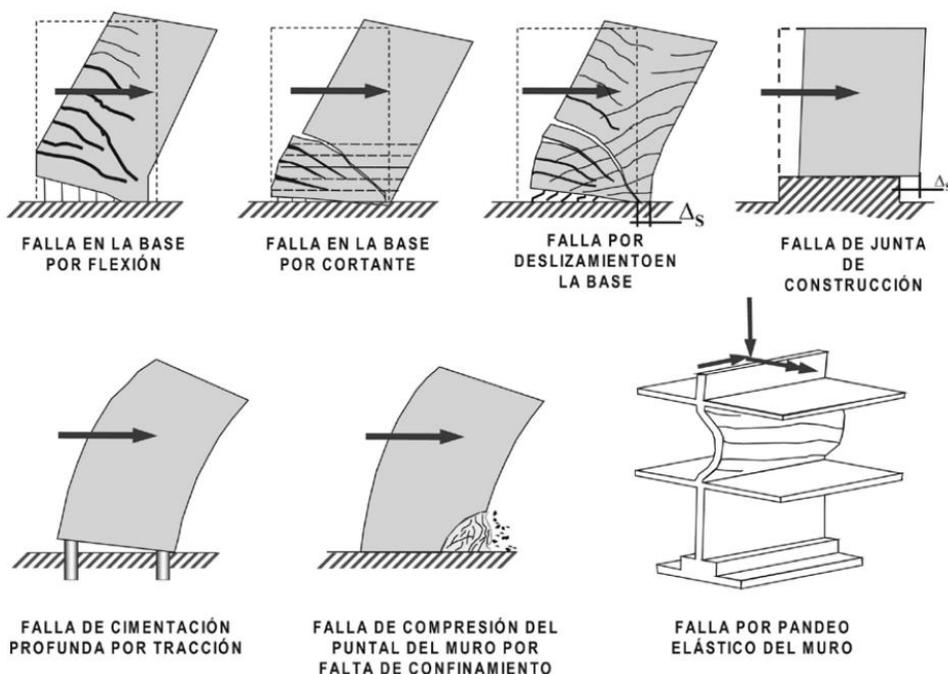


Figura 2.3.- Modos de falla de muros de concreto reforzado (Arango J, 2005).

2.3.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DUAL MARCO-MURO

Un sistema dual marco-muro como un arreglo estructural que combina el uso de marcos con muros de concreto reforzado se emplea de manera frecuente para edificios en zonas sísmicas. En este tipo de sistema estructural, los muros reducen los desplazamientos y absorben la mayor parte de las acciones sísmicas concentrando el daño en su base.

La manera en que trabaja un sistema dual marco-muro ante una acción sísmica es: el muro y el marco presentan una configuración de deformación similar pero cuando estos sistemas se combinan se produce una interacción entre ambos, es decir, se obtiene una deformada que es la combinación de las correspondientes a los sistemas mencionados. En los niveles inferiores, los muros estructurales controlan el comportamiento de un sistema dual (Fig. 2.4), obligando al marco a deformarse, mientras que, en los niveles superiores, el marco controla la acción sísmica, y, por lo tanto, reduce los desplazamientos, siempre y cuando, exista un diafragma rígido en todos los niveles.

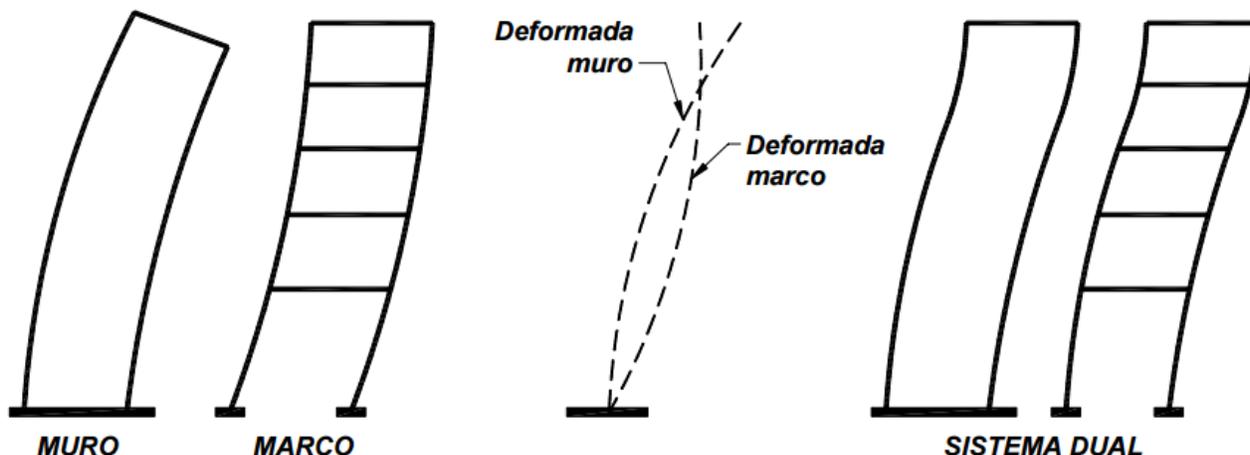


Figura 2.4.- Configuración de deformada de sistema estructural dual (Arango J, 2005).

En comparación con un muro aislado ante cargas laterales, la interacción con el marco produce menores momentos máximos en la base, pero fuerzas cortantes mayores. Esto aumenta la tendencia a una falla por corte. Mientras más flexibles son los muros, mayores serán los cortantes que deben resistir las columnas de los marcos. En realidad, la contribución de los muros estructurales es en los pisos inferiores, que es donde se presentarán los cortantes máximos.

2.4.- TIPOS DE FALLAS EN SISTEMAS DUALES MARCO-MURO

En una recapitulación de los daños que sufrieron las edificaciones por el temblor del 19 de septiembre de 1985 ocurrido en la Ciudad de México, Alcocer (1995) observó que los tipos de falla que se presentaron en edificios con sistema estructural dual fueron:

- a) Baja resistencia de entrepisos debido a la falta de elementos estructurales como columnas y muros.
- b) Grandes esfuerzos de cortante y tensión diagonal en marcos.
- c) Vibración torsional causada por la diferencia del centro de masas y de rigidez. Este debido al cambio brusco de rigidez de entrepisos.
- d) Amplificación de los desplazamientos en entrepisos debido a que el sistema de piso no trabajó como diafragma rígido.
- e) Incompatibilidad de deformaciones entre marcos y muros diafragma.

Durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ocurrido nuevamente en la Ciudad de México, Buendía L. y Reinoso E. (2018) reportaron que algunos edificios con sistemas estructurales duales también resultaron dañados, ya que estos presentaban irregularidades geométricas en planta, o bien, daños en planta baja por piso débil (Fig. 2.5).

Tabla 2.1.- Factores agravantes de daño debidas al sismo de septiembre de 2017

ID	Factor agravante	Efectos negativos
Esq	Efecto de esquina	Demandas adicionales de torsión
I-plan	Irregularidad en planta	Demandas adicionales de torsión
I-ele	Irregularidad en elevación	Demandas adicionales de desplazamientos
Golp	Golpeteo	Demandas adicionales de resistencia
Pbd	Planta baja débil	Demandas adicionales de desplazamientos
C-cor	Columnas cortas	Demandas adicionales de resistencia
E-ala	Edificio alargada	Demandas adicionales de torsión
D-pre	Daños previos	Degradación de resistencia

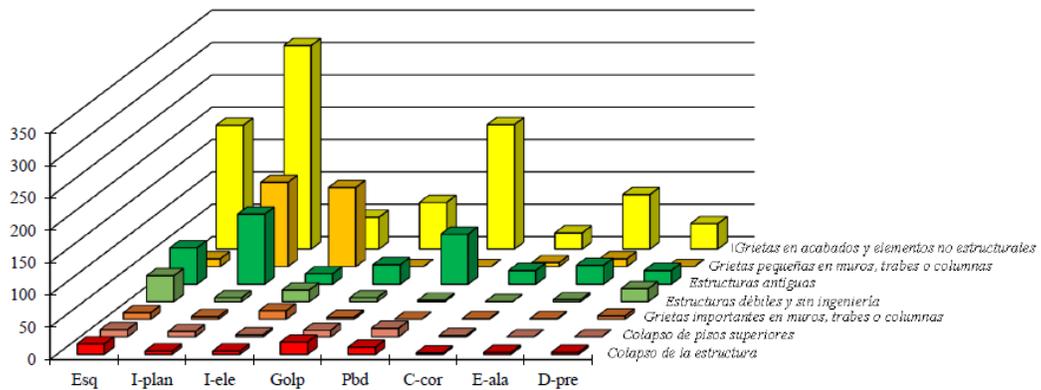


Figura 2.5.- Distribución de estructuras dañadas según el agravante estructural observado (Buendía L. y Reinoso E. 2018)

2.5.- ANÁLISIS DE SISTEMAS DUÁLES

El análisis ante cargas laterales de estructuras con muros y marcos se inició a finales de los años 40 y principios de los 50 del siglo pasado; los primeros intentos de análisis asignaban toda la carga al sistema de muros, en el supuesto de que esto era conservador basándose en la diferencia significativa de rigideces de los sistemas; otras propuestas distribuían la carga horizontal en función de las rigideces de cada sistema. Sin embargo, las propuestas anteriores resultan del lado de la inseguridad para el sistema de marcos, especialmente en los niveles superiores. En las décadas de los 60 y 70, aunque se plantearon soluciones adecuadas pero que eran complejas considerando la escasa disponibilidad de equipos de cómputo en la época, se privilegiaron las soluciones manuales como el método iterativo de Khan y Sbarounis.

Otros investigadores han propuesto otras metodologías para el diseño de estos sistemas estructurales. Paulay y Priestley (1992) plantearon un procedimiento basado en el diseño por capacidad, que considera, inicialmente, el cálculo de las dimensiones y el refuerzo en las vigas y columnas del marco con base en los elementos mecánicos obtenidos de un análisis convencional con fuerzas laterales propuestas en los reglamentos. Para el diseño de los muros, proponen el empleo de envolventes de diseño de cortantes y momentos de volteo.

Paulay (2002) planteó el diseño de sistemas duales basados en una configuración del tipo estático incremental (pushover) enfocado en el control de desplazamientos. Para su planteamiento, transforma los diferentes marcos en un marco único y los muros en un solo muro, asignándole propiedades equivalentes. Este marco y este muro únicos se unen en cada nivel mediante elementos rígidos y con articulaciones en sus extremos, con lo cual se intenta representar el diafragma rígido.

Sullivan et al. (2006), a diferencia de Paulay (2002), consideran en su propuesta la interacción de las vigas del marco que llegan al muro y propone ciertas aproximaciones que consideran dicha interacción. Sin embargo, en los ejemplos que estos autores muestran, los amortiguamientos equivalentes que calculan para el sistema de un grado de libertad alcanzan valores del orden de 13% (Sullivan et al., 2006) y 24% (Sullivan et al., 2005), que pueden considerarse como excesivos y que no correspondería a ningún sistema estructural construido con los materiales empleados en la práctica ingenieril, es decir, se pierde el significado físico del problema.

También existe otro tipo de análisis más práctico, como el análisis de elementos finitos mediante el uso de sistema computacional. El comportamiento sísmico de un sistema dual y particularmente los comportamientos de muros de concreto pueden ser estudiados mediante modelos de elementos finitos, tanto para el rango lineal como para el no-lineal. Estos modelos numéricos de elemento finito pueden ser calibrados de diversas formas, una de ellas es a partir de resultados experimentales de pruebas de materiales y pruebas de muros con carga lateral y vertical.

La principal ventaja de llevar a cabo análisis de este tipo, es que se pueden estudiar a detalle tres tipos de falla que se pueden presentar en muros de concreto: tensión diagonal, falla por deslizamiento, y falla por compresión. Esta técnica es la que más se utiliza en los despachos de diseño estructural, entre otras razones, por la facilidad de elaboración e interpretación de los datos y por qué se puede simular sin ningún problema en software de amplia difusión tales como SAP 2000 o ETABS.

2.6.- SISTEMAS DE PISO

El sistema de piso de una edificación debe ser capaz de transmitir las fuerzas sísmicas actuantes en el piso a los elementos verticales resistentes, comúnmente marcos o muros estructurales. Cuando se logra este objetivo, se dice que existe la acción de diafragma, si la rigidez en su plano es infinita se habla de diafragma rígido. Con esta hipótesis se admite que los grados de libertad de traslación y rotación en el plano, de todos los nodos del piso están relacionados entre sí, como un cuerpo rígido. Esta hipótesis deja de ser válida para diafragmas flexibles, es decir, cuando la planta del edificio es irregular o presenta aberturas considerables en su interior.

El problema es de especial relevancia en sistemas en los que se combinan muros estructurales y marcos, donde los primeros resisten la mayor parte de las acciones sísmicas y los marcos se diseñan principalmente para resistir las acciones gravitacionales. En estos casos si el diafragma no es rígido bajo acciones sísmicas, los marcos podrían tener demandas de deformaciones relativas de piso bastante mayores que las correspondientes a muros estructurales, lo que puede llevar a daños severos o colapsos en éstos si el comportamiento de diagrama flexible no fue considerado en el diseño.

En el sismo de Northridge, California, en 1994, se observaron evidencias de comportamiento de diafragmas diferentes al diafragma rígido para edificios de estacionamientos construidos con elementos prefabricados, construidos a base de la combinación de muros estructurales y marcos, con un firme colado sobre el sistema de piso prefabricado. Los daños ocurridos en estas estructuras fueron causados por falla en los elementos prefabricados que soportaban la carga gravitacional, debido a que la flexibilidad en el diafragma les permitió grandes desplazamientos en regiones alejadas de los muros.

A través de análisis estáticos no lineales, Fleischman et al., (1998), demostró que los diafragmas de algunos de estos edificios alcanzaron deformaciones por flexión importantes, debido principalmente a la forma alargada en planta del sistema de piso. Estas deformaciones llevaron a distorsiones de entrepiso bastante mayores que las consideradas en el diseño original.

2.6.1- SISTEMAS DE PISO DE VIGUETA Y BOVEDILLA

Un sistema de piso difundido y utilizado por los constructores en los últimos años es el sistema de vigueta y bovedilla, que se compone de tres partes principales: Componente portantes (viguetas), componentes aligerantes (bovedillas) y un firme de concreto armado colado en situ que tiene como objetivo principal dar integridad al sistema de piso.

Estructuralmente, el sistema de vigueta y bovedilla proporciona las siguientes ventajas:

- a) El presfuerzo en las viguetas logra aumentar la relación claro/peralte en la losa.
- b) El uso de bovedillas reduce el peso de la losa con el consiguiente ahorro en acero de refuerzo.
- c) Una losa con menor peso reduce las demandas sísmicas en los elementos estructurales de la edificación.
- d) Es posible obtener menores desplazamientos verticales debido a la contra flecha que se deja en las viguetas.

El diseño sísmico de sistemas de piso de vigueta y bovedilla requiere la determinación de las fuerzas que se ejercen sobre los sistemas de piso, para ello se hace la transformación de estas fuerzas en acciones internas en el plano del diafragma (flujo de fuerzas en el diafragma).

Usualmente, la magnitud de la fuerza horizontal que se presenta en cada piso es estimada usando alguna técnica de diseño por capacidad, como lo establece el reglamento de Nueva Zelanda (NZS, 1995) o una distribución de fuerzas de diseño en los diafragmas basada en las cargas laterales equivalentes, como lo especifican el RCDF-2004. Un paso clave en el diseño de sistemas de piso de vigueta y bovedilla es transformar las fuerzas de diseño en fuerzas internas en el diafragma. Para este fin, existen dos métodos indicados en los reglamentos.

El primero de éstos es la analogía de la “viga horizontal” o “viga diafragma”, la cual es usada para el diseño de pisos regulares. Para diafragmas con configuraciones complejas, existe el Método del Puntal y Tirante (MPT) (Mc Saveney, 1997). Este método permite modelar el flujo de cargas mediante una distribución de fuerza internas que satisfacen las condiciones de borde y de equilibrio. Esto se logra modelando la estructura como una armadura con elementos de concreto en compresión “puntales” y tensión “tirantes”. Para emplear el método es necesario definir nodos en los puntos de aplicación de las cargas y en las discontinuidades, posteriormente unirlos mediante elementos “puntales y tirantes” y resolver el sistema con procedimientos de estática.

CAPÍTULO 3

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO
CON BASE EN EL RCDF - 2004 Y SUS
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS**

3.1- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura que se estudia en esta tesis es un edificio con uso habitacional de seis niveles, constituido por un sótano, planta baja y cinco plantas más. El edificio está construido en un predio que tiene un área total de 371.63 m² aproximadamente, en la Alcaldía Benito Juárez.

La geometría del edificio en planta es rectangular con dimensiones de 34m en la dirección más larga y 9.65m en la dirección corta. El sótano está destinado para cajones de estacionamiento, con una superficie de 329 m² en planta (**Fig. 3.1**). Posteriormente se encuentra la planta baja dividida en dos partes; en la parte frontal se encuentra una rampa para cajones de estacionamiento y en la parte trasera se ubica un primer departamento (**Fig. 3.2**). Por último, en los siguientes cinco pisos, existen dos departamentos por nivel (**Fig. 3.3**). Las alturas de entrepiso son: 3.40m en sótano, 2.8m en planta baja y 2.7m en los niveles posteriores (**Fig. 3.4 y 3.5**).

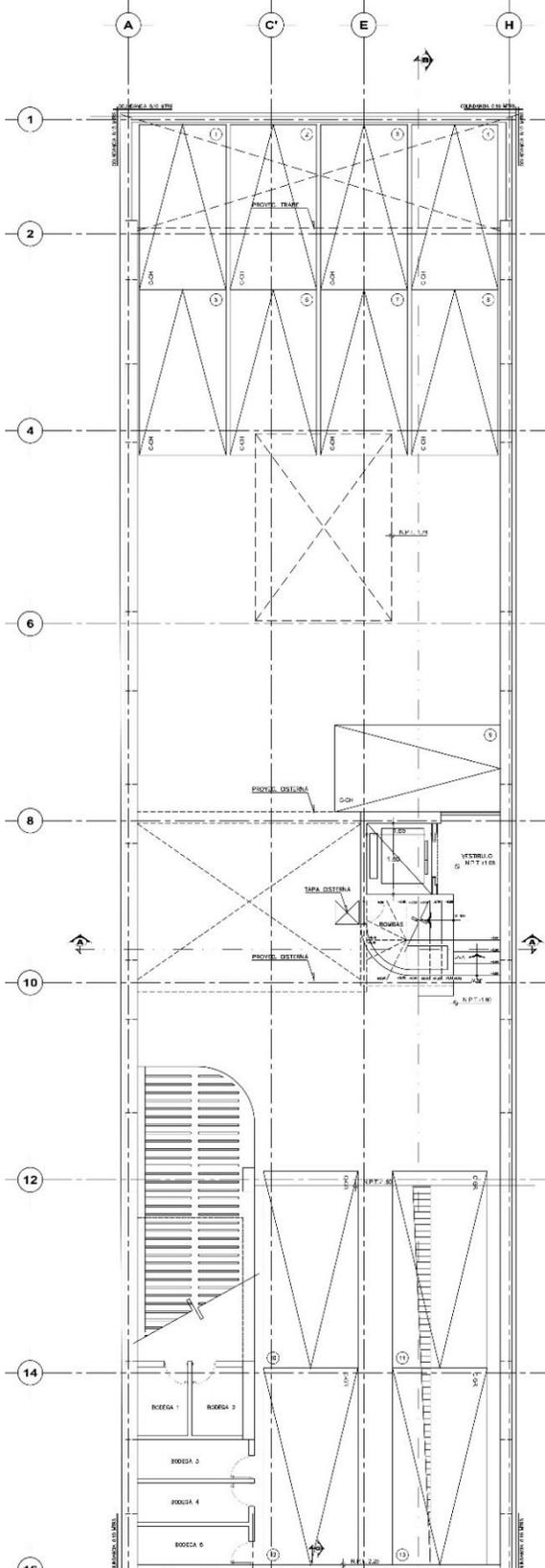


Figura 3.1.- Planta arquitectónica de sótano

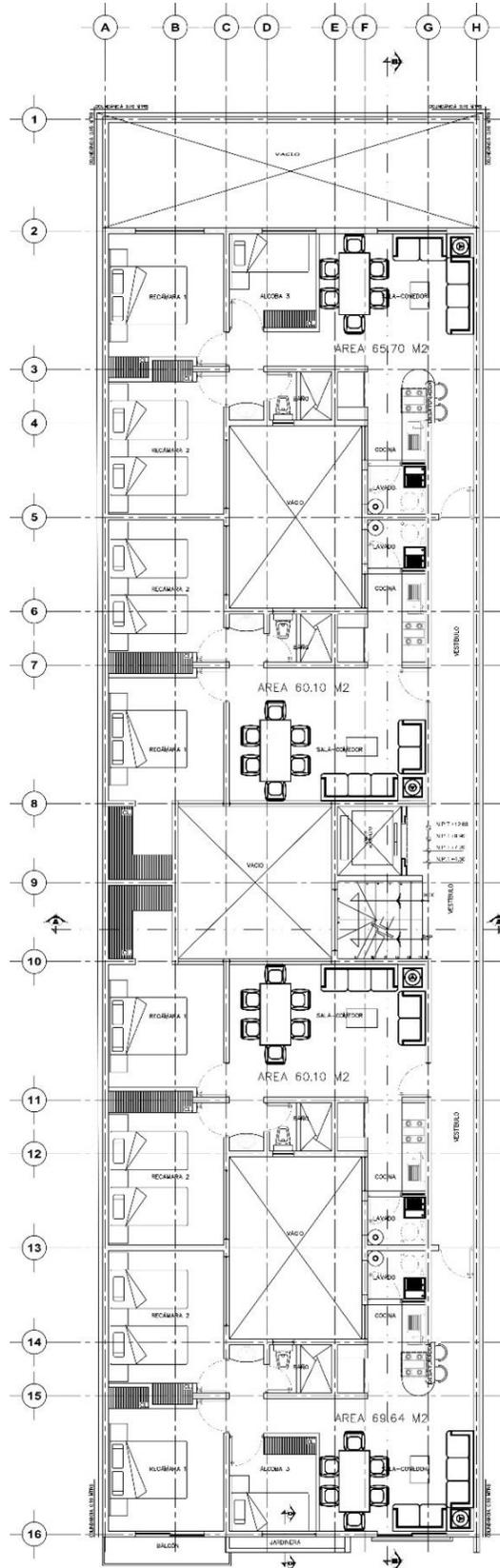


Figura 3.3.- Planta arquitectónica de niveles superiores.

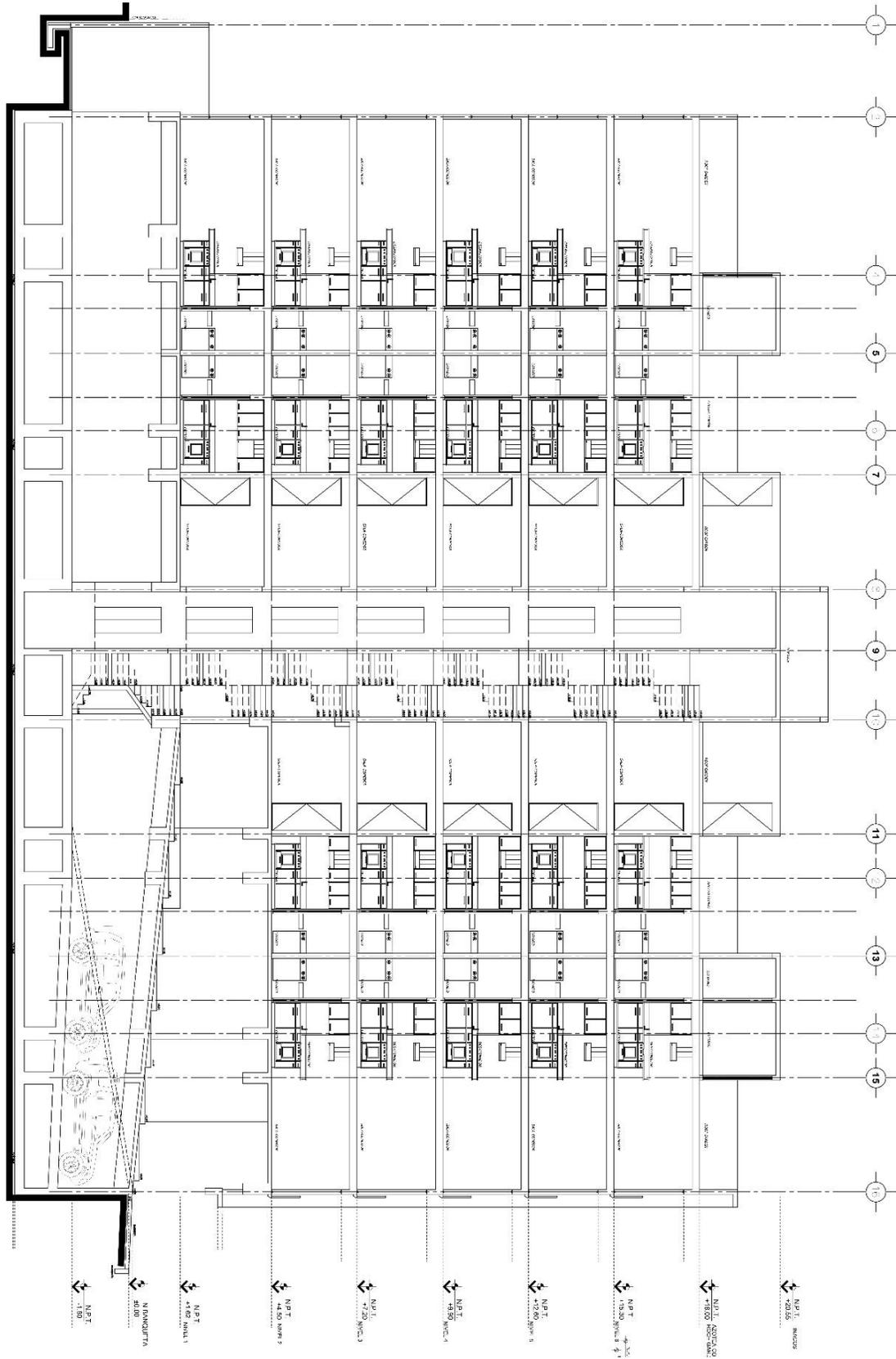


Figura 3.4.- Corte arquitectónico longitudinal A - A.

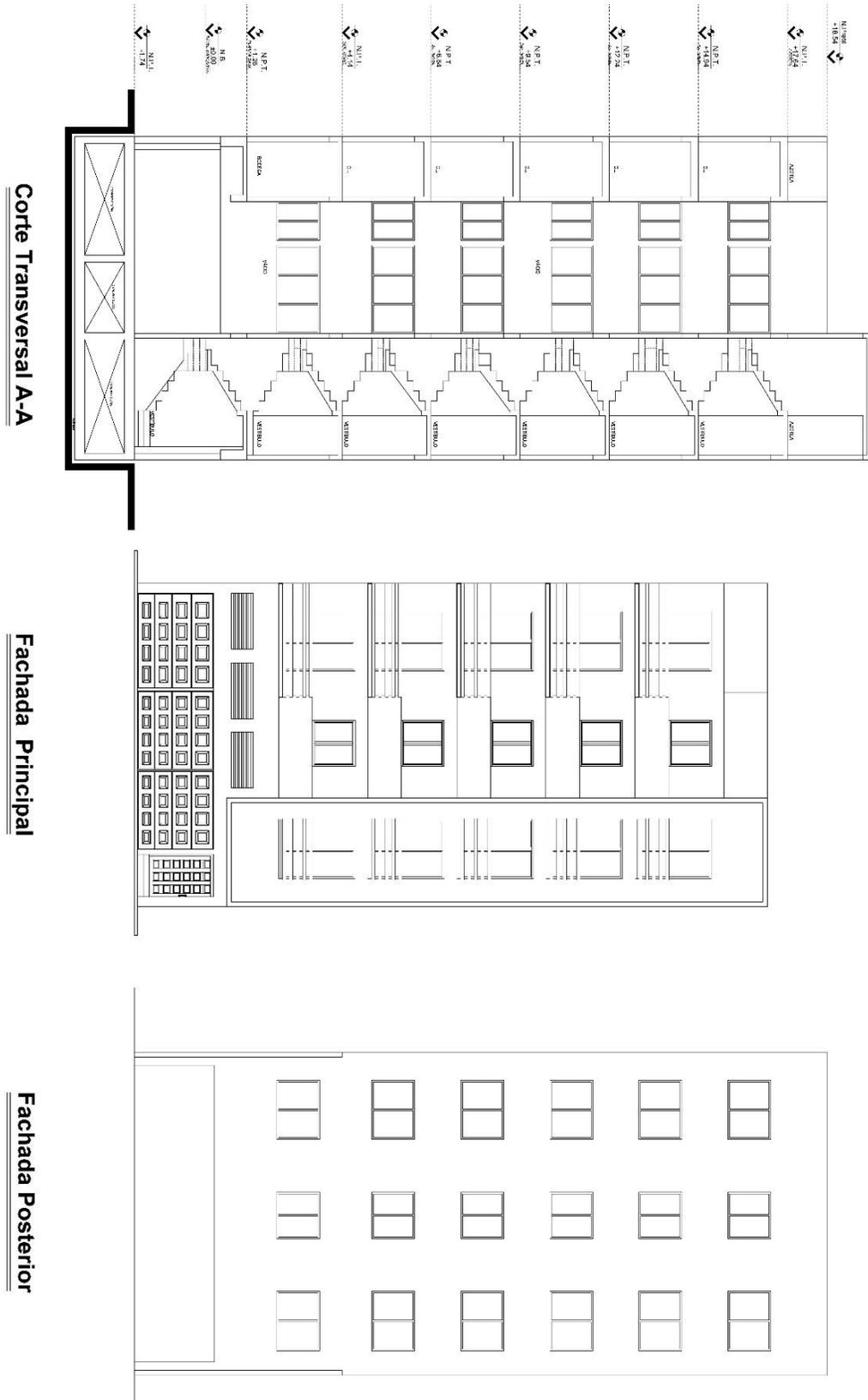


Figura 3.5.- Corte Arquitectónico transversal y fachadas

El sistema estructural usado está compuesto por un sistema dual marco-muro y sistemas de piso de vigueta y bovedilla y losa maciza. Los subsistemas utilizados son los siguientes:

- a) En el sótano existe un cajón de cimentación con losa maciza de fondo de 30 cm de espesor, losa tapa de vigueta y bovedilla con firme de 5cm y contratrabes (**Fig. 3.6 y 3.7**).
- b) A continuación, se encuentra la losa tapa de sótano hecha de concreto reforzado, de 12 cm de espesor y trabes de concreto reforzado de gran peralte (**Fig. 3.8**).
- c) En la losa de planta baja el sistema de piso es mixto, aquí se combina sistema de vigueta y bovedilla en la parte trasera con un firme de 5 cm de espesor, y losa maciza en la parte frontal de 12cm de espesor (**Fig. 3.9**).
- d) En los 5 niveles posteriores el sistema de piso es de vigueta y bovedilla con firme de 5cm de espesor (**Fig. 3.10**).

Además, existen muros de concreto en la periferia del cajón de cimentación de 30 cm de espesor en sótano y planta baja (**Fig. 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9**), columnas y muros de concreto más esbeltos distribuidos asimétricamente en los niveles posteriores (**Fig. 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9**). Las especificaciones mecánicas de los materiales utilizados son:

- a) Acero de refuerzo longitudinal y transversal de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Los elementos de concreto se proyectaron con tres tipos de resistencia: para colado de cimentación, cubierta de sótano, cubierta de planta baja, así como vigas de gran peralte y muros robustos, se utilizó concreto con resistencia a la compresión de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- c) Para losas posteriores, castillos, así como vigas pequeñas la resistencia a compresión es de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- d) Para las viguetas prefabricadas, se usó concreto con resistencia a la compresión de $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$.

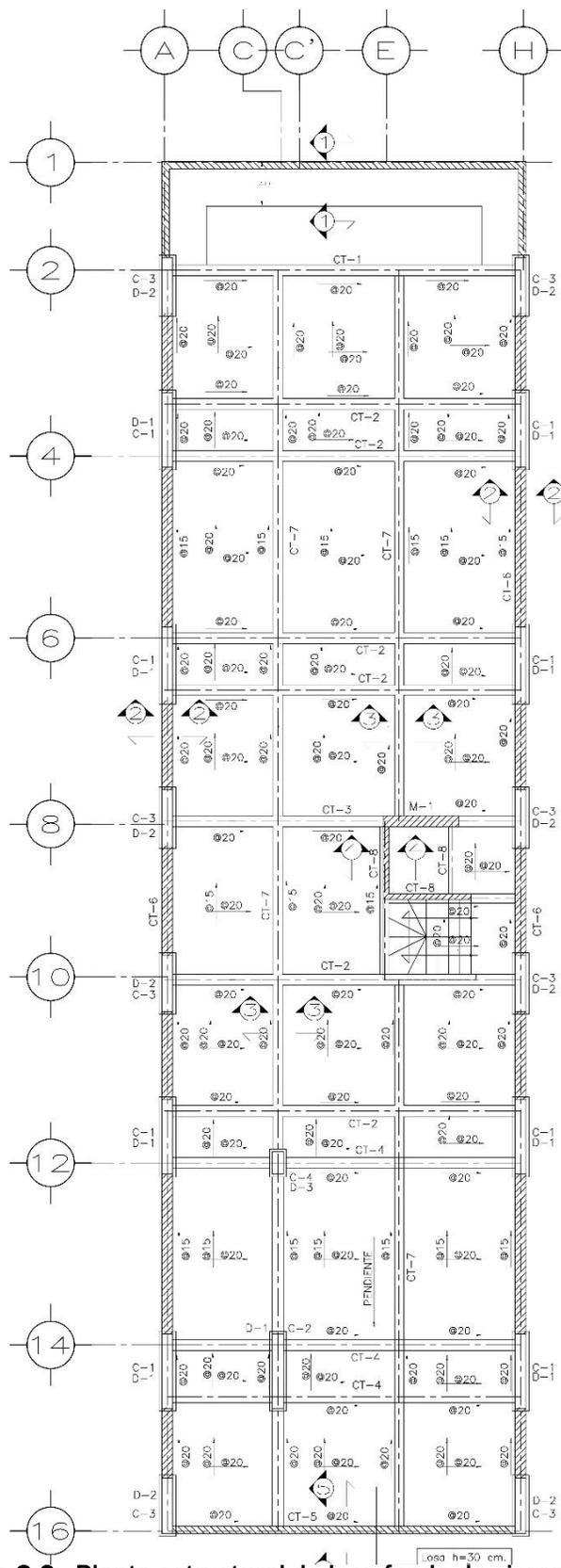


Figura 3.6.- Planta estructural de losa fondo de cimentación

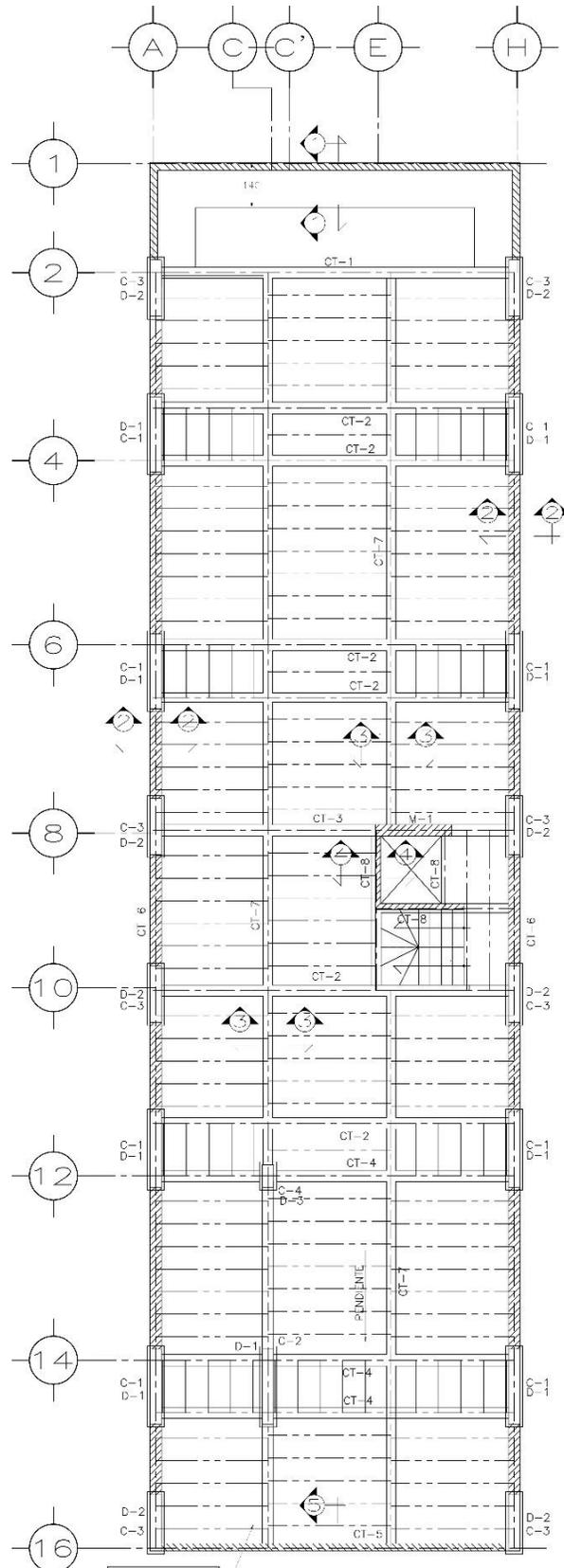


Figura 3.7.- Planta estructural de losa tapa de cimentación.

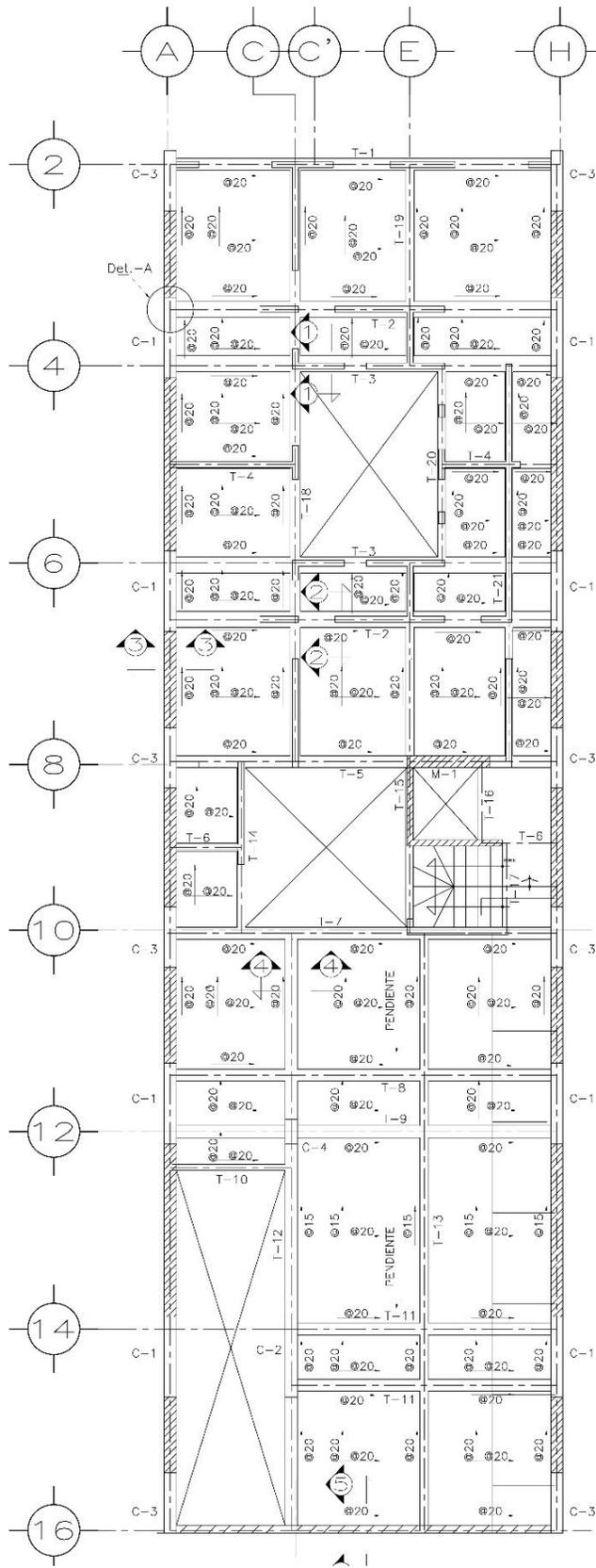


Figura 3.8.- Planta estructural de cubierta de sótano

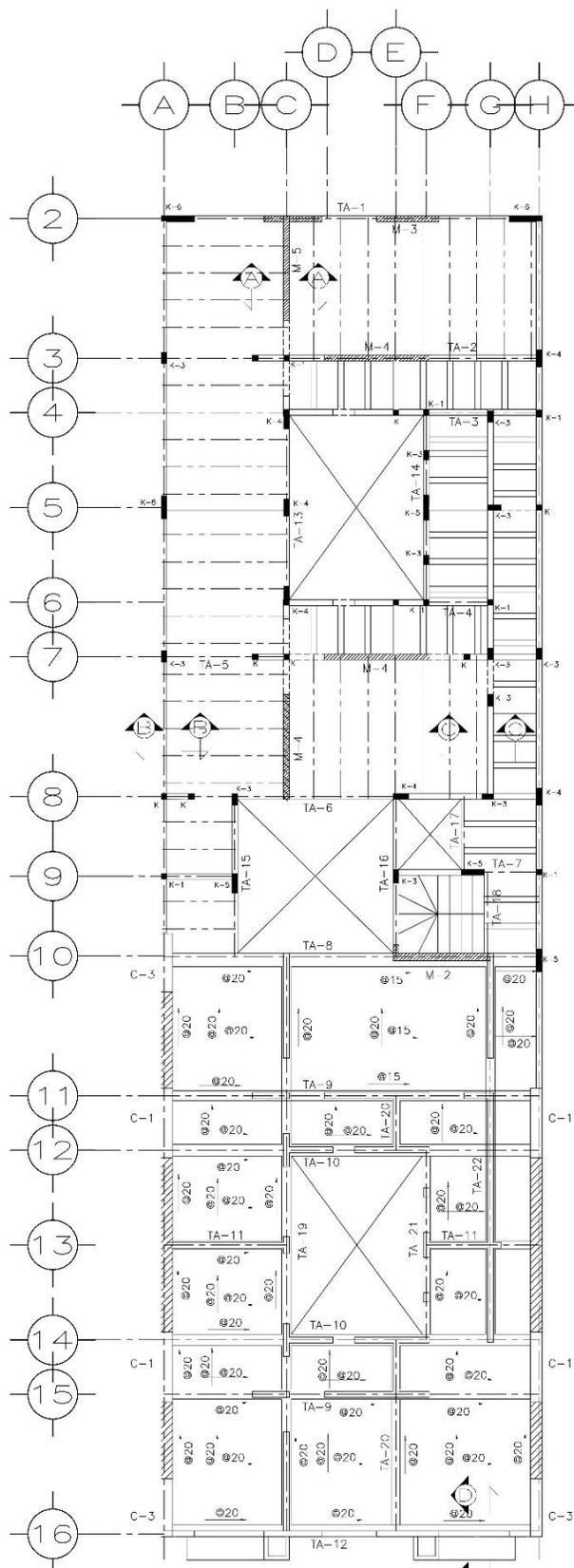


Figura 3.9.- Planta estructural de planta baja.

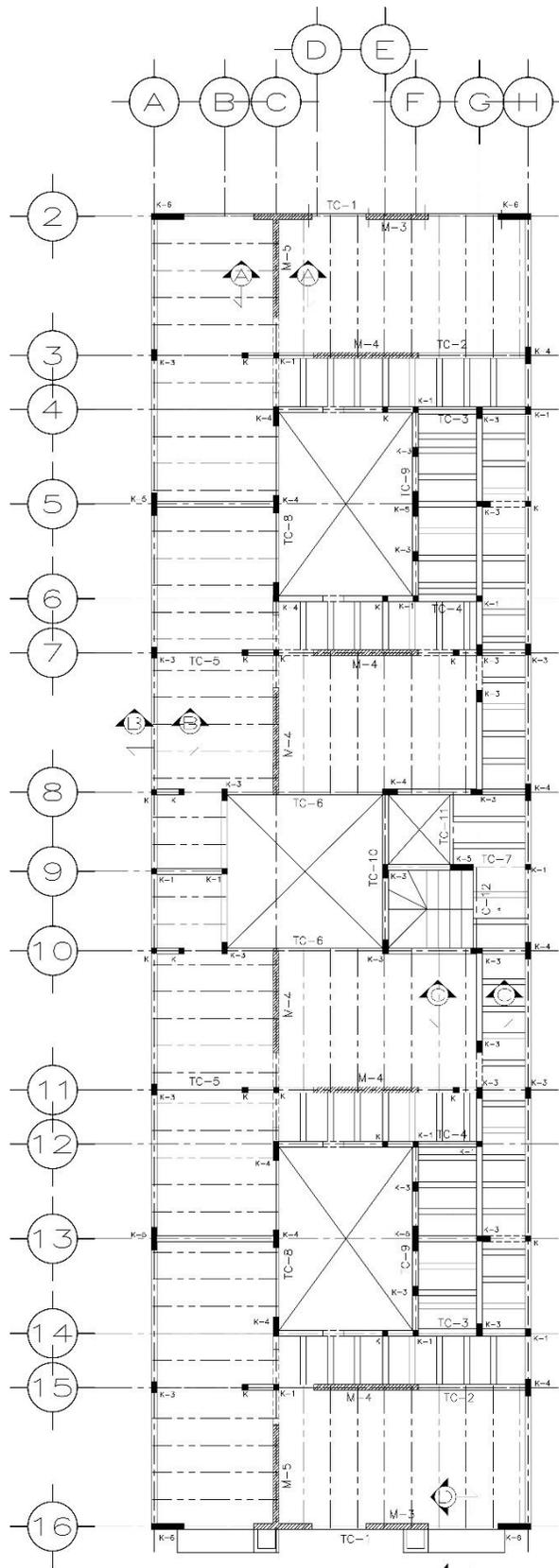


Figura 3.10.- Planta estructural de losa niveles superiores.

3.2.- ANÁLISIS DE CARGAS

De acuerdo a la clasificación del RCDF-2004 (GDF, 2004a), este tipo de estructura corresponde al grupo “B”. Por lo tanto, en la combinación de cargas para revisar por estado límite último se utiliza un factor de carga igual a 1.4 y 1.1 para carga gravitacional y sísmica respectivamente.

Las cargas vivas a aplicar en el modelo estructural, de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones, NTCADDEE-2004 (GDF, 2004d) son las que se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1.- Definición de cargas vivas (GDF, 2004).

Destino de piso o cubierta	Wa	Wm
Habitación	90	170
Estacionamientos	100	250
Azoteas	70	100

Donde:

Wa es la carga instantánea y se usa para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área y

Wm es la carga viva máxima, se emplea para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.

Adicional, de acuerdo a las NTCADDEE-2004 (GDF, 2004d) se considera un peso muerto extra mostrado en la tabla 3.2.

Tabla 3.2.- Definición de cargas muertas (GDF, 2004).

	Estacionamiento(kg/cm ²)	Entrepisos(kg/cm ²)
Reglamento	20	20
Firme 5cm		120
Loseta		30
Casetón	5	5
Total	25	175

3.3.- DEFINICIÓN DE AMENAZA SÍSMICA

Para llevar a cabo la evaluación del comportamiento estructural se plantea un análisis dinámico modal espectral. La razón de este tipo de análisis obedece a considerar de manera explícita la participación de los modos superiores de vibrar en la definición de la respuesta. Con esto se podrán determinar todas las posibles respuestas que pueda tener la estructura a partir de sus deformadas, y en consecuencia la respuesta final será el producto de la combinación de todas las respuestas.

El método implica el cálculo de valores máximos de desplazamientos y de aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño. El RCDF-2004 (GDF, 2004a) y las NTCS-2004 (GDF, 2004c) proporcionan dos maneras para obtener dichos espectros, del Cuerpo Principal y del Apéndice A. La diferencia radica en que el Cuerpo Principal estipula espectros de diseño sísmico en los cuales ya se ha considerado de manera implícita el efecto de la sobre resistencia existente en estructuras, es decir, ya están reducidos por un factor correspondiente al efecto de sobre resistencia, factor que en el Apéndice A de las NTCS-2004 (GDF, 2004c) se denomina R y el cual se emplea de manera explícita.

Una vez identificado el tipo de suelo, se obtienen los coeficientes sísmicos de la tabla 3.3 para definir el espectro elástico tomados del Cuerpo Principal de las NTCS (GDF, 2004c) (Fig. 3.12).

Tabla 3.3.- Valores y parámetros para calcular el espectro elástico.

Zona	c	a ₀	T _a	T _b	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.4	0.1	0.53	1.8	2
IIIb	0.45	0.11	0.85	3	2
IIIc	0.4	0.1	1.25	4.2	2
IIId	0.3	0.1	0.85	4.2	2

Para obtener las ordenadas espectrales se utilizarán las ecuaciones que se muestran a continuación:

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

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

$$a = qc; \quad \text{sí } T > T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

Donde:

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura.

T_a y T_b son los periodos característicos del espectro de diseño que se definidos en las NTCS (GDF, 2004c).

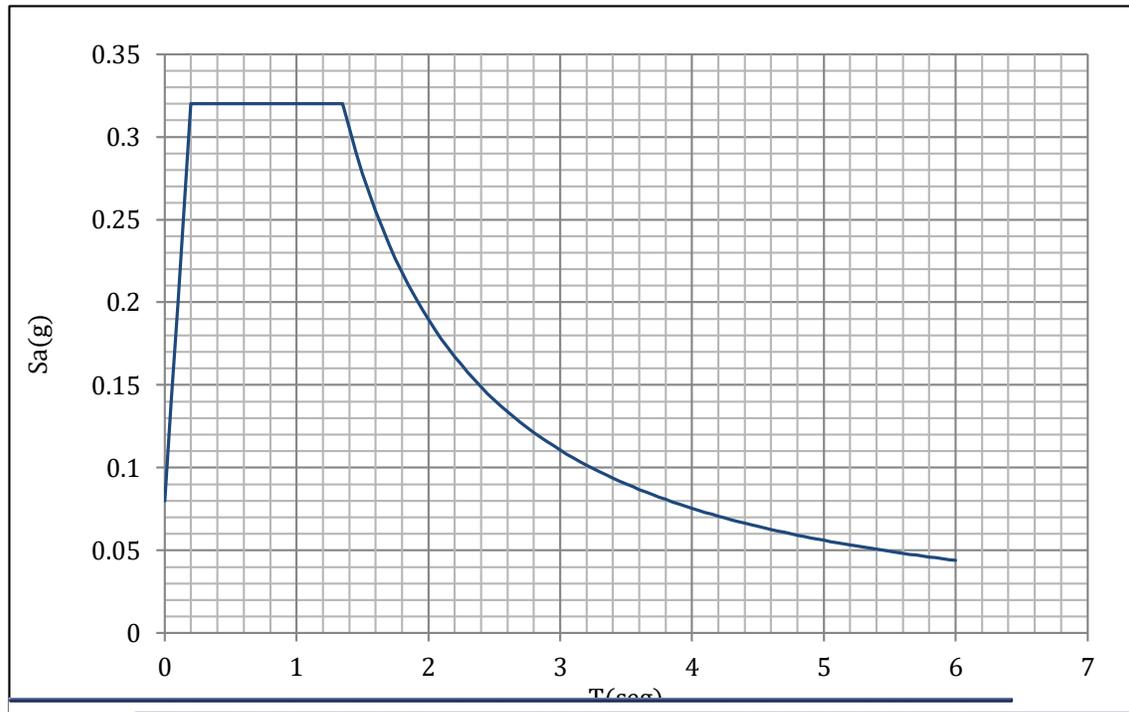


Figura 3.12.- Espectro elástico para suelo tipo II (GDF, 2004).

El uso de un espectro de respuesta elástico implica diseñar las estructuras para que soporten sismos intensos sin ningún daño, lo cual es muy costoso y poco viable para el desarrollo de proyectos.

Por tal motivo, considerando la baja probabilidad de que ocurran sismos intensos durante la vida útil de la estructura, las NTCS (GDF, 2004c) proponen el uso de un espectro de diseño inelástico aplicando una reducción de las fuerzas sísmicas, asumiendo que la misma superará su rango elástico, mediante la disipación de energía.

La manera en que se reducen estas fuerzas es mediante las siguientes expresiones:

$$Q' = Q; \quad \text{si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

En este caso, para obtener el espectro inelástico (**Fig. 3.13**), es necesario conocer un factor de comportamiento Q , el cual depende directamente del tipo de estructuración que tiene el edificio y del nivel de deformaciones que se acepten ocurran en el rango inelástico.

Dado que la estructuración es a base de muros de concreto reforzado robustos en la periferia de la estructura, así como muros más esbeltos distribuidos en planta, y de marcos, se utilizará un factor de comportamiento sísmico $Q=2$ de acuerdo a las NTCS (GDF, 2004c).

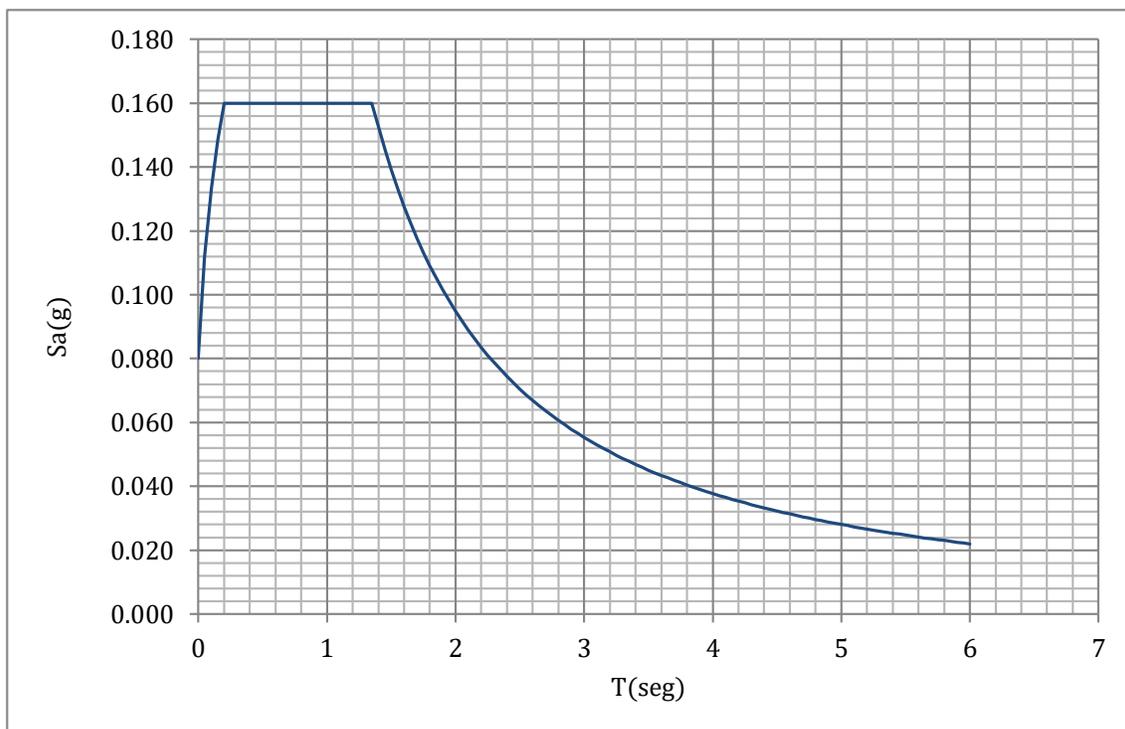


Figura 3.13.- Espectro inelástico para suelo tipo II (GDF, 2004).

3.4.- DEFINICIÓN DE MODELO

El análisis estructural se realizó en el software ETABS (CSI, 2013) (Fig. 3.14, 3.15) debido a que es una plataforma amigable con el usuario ya que trabaja en un entorno gráfico y permite una buena interpretación de datos de entrada y salida.

Para el modelado se utilizaron elementos tipo “frame” para columnas y vigas. En cuanto a los muros de concreto, se modelaron como elementos tipo “shell” para simular la rigidez adecuada. Cabe señalar que para tener el comportamiento adecuado del modelo tridimensional es necesario discretizar correctamente los elementos, para garantizar la continuidad de fuerzas y compatibilidad de deformaciones.

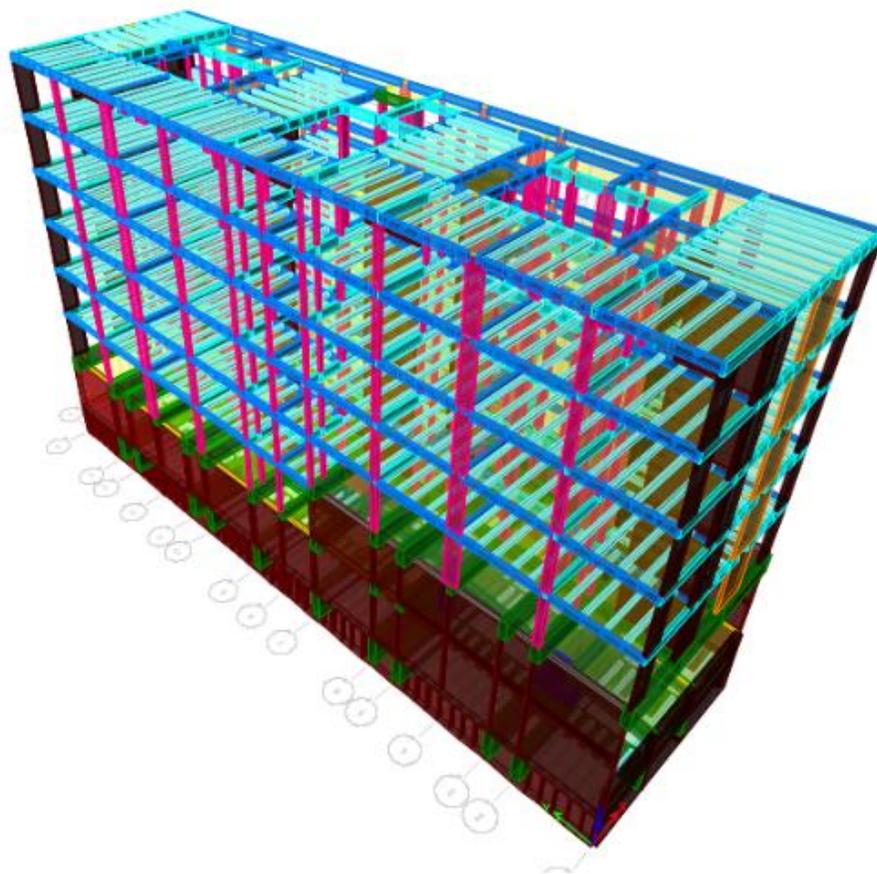


Figura 3.14.- Vista tridimensional de modelado de edificio en ETABS.

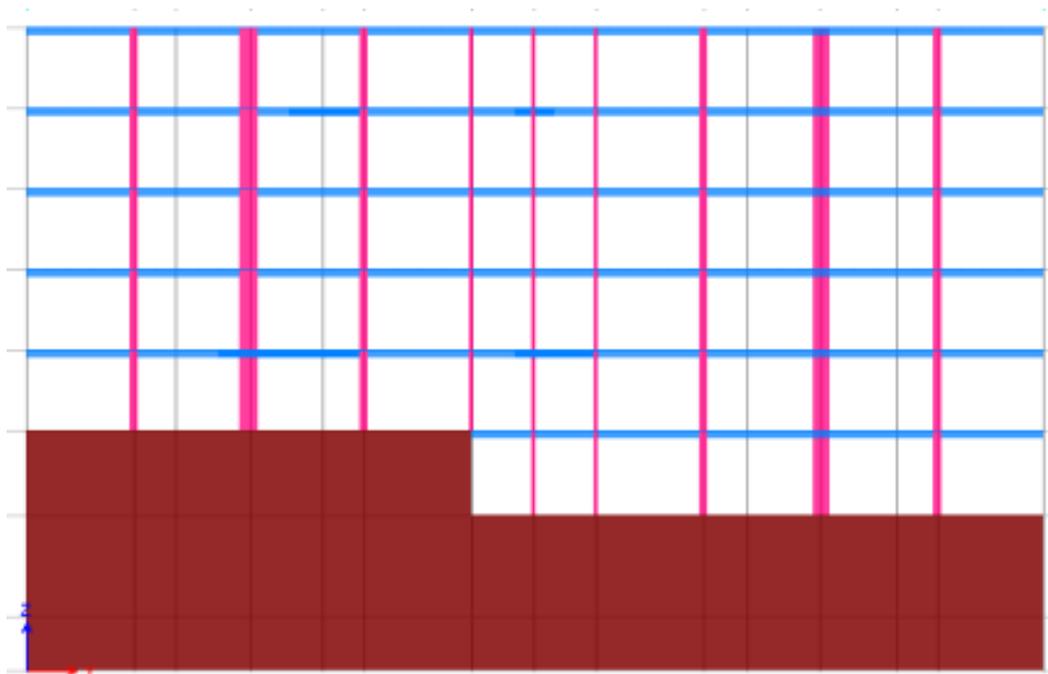


Figura 3.15.- Vista de corte longitudinal de modelo en ETABS.

Para realizar un análisis modal espectral es necesario asignar masas (las cuales están en función del peso de la estructura), que estarán sujetas a las aceleraciones y desplazamientos producidos por las fuerzas sísmicas. El programa ETABS (CSI, 2013) tiene la facilidad de asignar dichas masas a partir del peso volumétrico de los elementos y de las cargas muertas y accidentales.

La manera en que realiza el análisis el programa ETABS (CSI, 2013) es mediante la simulación de fuerzas sísmicas que serán ejercidas sobre la estructura. Para simular estas fuerzas se necesita hacer una combinación de cargas que puedan cubrir las posibles direcciones de incidencia en que se puede presentar el sismo.

Por simplicidad el programa las genera sobre dos ejes ortogonales entre sí, y para el modelo tridimensional elaborado, definió el eje “X” en el sentido corto de la estructura y el eje “Y” en el sentido largo.

Las combinaciones a considerar para la revisión del comportamiento sísmico asociado al estado límite último se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.

Combinación	Carga muerta	Carga viva máxima	Carga viva accidental	Sismo en X	Sismo en Y
1	1.4	1.4	0	0	0
2	1.1	0	1.1	1.1	0.33
3	1.1	0	1.1	1.1	-0.33
4	1.1	0	1.1	-1.1	0.33
5	1.1	0	1.1	-1.1	-0.33
6	1.1	0	1.1	0.33	1.1
7	1.1	0	1.1	-0.33	1.1
8	1.1	0	1.1	0.33	-1.1
9	1.1	0	1.1	-0.33	-1.1

3.4.1- PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN Y RIGIDEZ DEL EDIFICIO

La estimación del periodo natural o fundamental de vibración de una estructura es un procedimiento esencial en el diseño o evaluación sísmica. A partir de esta característica es posible estimar las demandas globales de una estructura sometida determinada acción sísmica.

Para el edificio en estudio, el periodo fundamental de vibración T es 0.657 s, en la dirección transversal (eje X) y 0.557s, en la dirección longitudinal (eje Y). Los demás periodos son mostrados en la tabla 3.5.

Tabla 3.5.- Periodo fundamental de vibración de edificio.

Modo	T(seg)
1	0.657
2	0.557
3	0.398
4	0.254
5	0.128

El periodo fundamental de vibración depende de la masa y la rigidez de la estructura. La rigidez de un piso es un parámetro que permite evaluar y conocer la flexibilidad que tiene una estructura para deformarse ante acciones externas. Esta rigidez está directamente relacionada con el número y robustez de elementos estructurales (muros o columnas de concreto reforzado) que se tengan distribuidos en la planta, así como la dirección en que sean acomodados estos elementos.

Se sabe que es importante evaluar el cambio de la rigidez de un piso a otro, pues puede provocar que al momento del sismo se pueden concentrar esfuerzos en los pisos más flexibles, produciendo una sobre-solicitación en los elementos estructurales. Además, el cambio brusco de rigidez puede originar torsión, lo cual generaría esfuerzos adicionales a los concebidos en su diseño. El programa ETABS (CSI, 2013) permite conocer la rigidez que tiene el edificio tanto en el eje X, como en el eje Y. En la tabla 3.6 se presentan los valores de rigidez y dirección para cada uno de los niveles de la estructura (**Fig. 3.16**).

Tabla 3.6. Rigidez de entrepiso de edificio.

Nivel	Rigidez en eje X (ton/m)	Rigidez en eje Y (ton/m)	% de cambio de rigidez en X	% de cambio de rigidez en Y
5	1,7142	15,313	43.86	41.28
4	30,537	26,080	22.99	23.47
3	39,652	34,080	18.26	19.23
2	48,508	42,193	25.01	27.76
1	64,685	58,408	17.68	92.53
Planta Baja	54,966	782,119	10.43	71.01
Sótano	61,368	2,698,346		

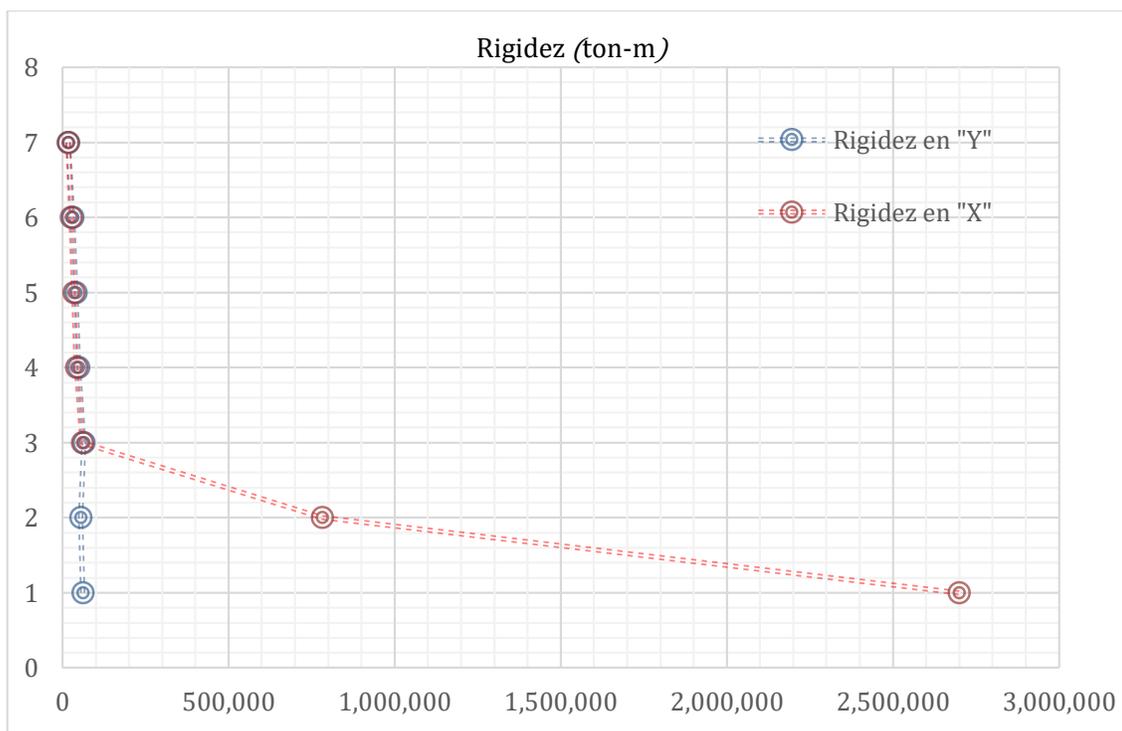


Figura 3.16.-Comparación de rigidez de entrepiso por sentido del edificio.

Como se puede observar la rigidez en planta baja y primer nivel es donde se presenta la mayor variación de rigidez de piso, esto se debe al cambio que existe de sistema estructural, de muros de concreto robustos a marcos de concreto más dúctiles, así como a la forma rectangular del edificio.

Este aspecto de cambio brusco de rigidez de entrepiso se revisa en las NTCS (GDF, 2004c), se menciona una serie de puntos que debe cumplir una estructura para considerarse como estructura regular. En particular el punto 10 menciona que el cambio de la rigidez de piso no deberá de diferir en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. Para este análisis existe un cambio de 71 % y 92% en el eje “Y” que se presenta en planta baja y primer nivel.

Como resultado, la estructura se debe de considerar como irregular, y por consiguiente, El factor de reducción Q' , definido previamente, se deberá de multiplicar por 0.9 (Fig. 3.17).

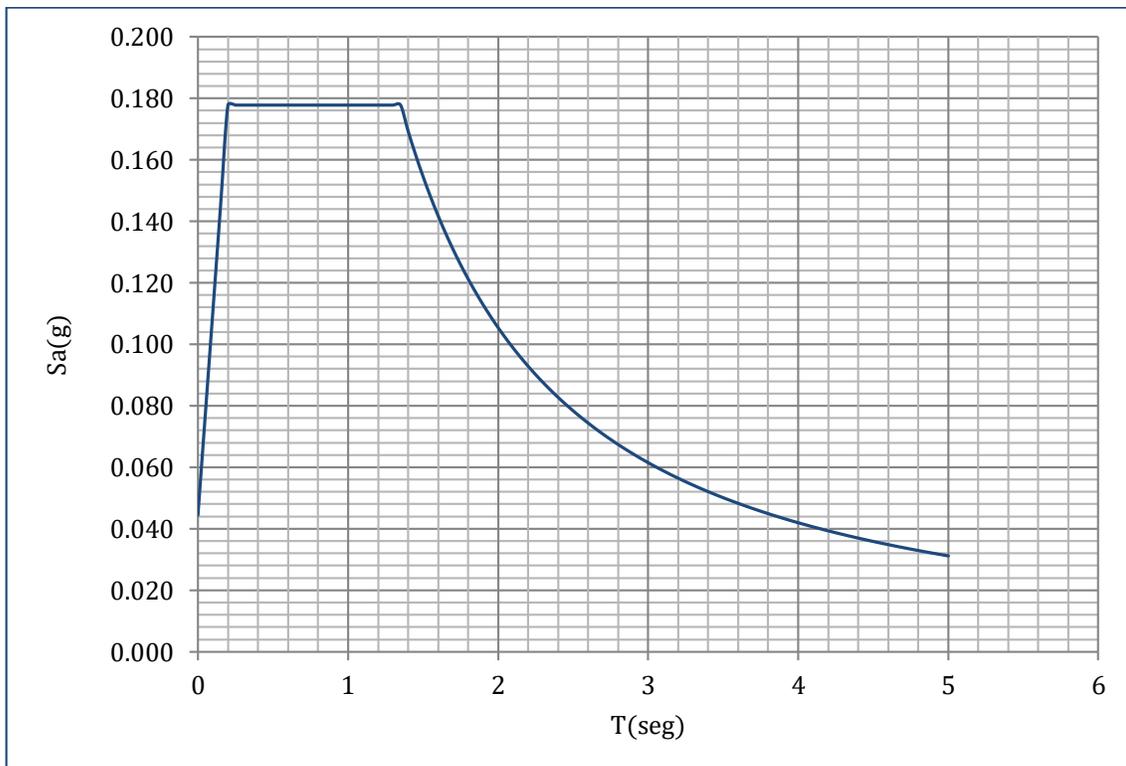


Figura 3.17.- Corrección de espectro inelástico por irregularidad para suelo tipo II.

3.5.- DISTORSIONES DE ENTREPISO

El índice más importante para determinar la magnitud de posibles daños en una estructura es la distorsión de entrepiso, definida como el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos, dividido entre la altura del mismo. El reglamento marca en sus NTCS-2004 (GDF, 2004c), que para el tipo de estructura que se está revisando y habiendo utilizado un $Q=2$, la distorsión máxima de entrepiso no debe ser mayor a 0.006 (**Fig. 3.18**). En este análisis la distorsión máxima presentada es de 0.0051 en el sentido transversal y 0.0034 en el sentido longitudinal (**Tabla 3.7**), por consiguiente, se concluye que ambas cumplen con el reglamento. También se puede observar que la distorsión máxima se presentó en la dirección del periodo dominante, y que es precisamente la dirección más esbelta del edificio.

Tabla 3.7.-Distorsiones máximas de entrepiso.

Piso	Distorsión en X	Distorsión en Y
6	0.0035	0.0029
5	0.0040	0.0032
4	0.0044	0.0034
3	0.0046	0.0033
2	0.0046	0.0027
1	0.0051	0.0003
Planta Baja	0.0043	0.0001
Planta Sótano	0.00	0.00

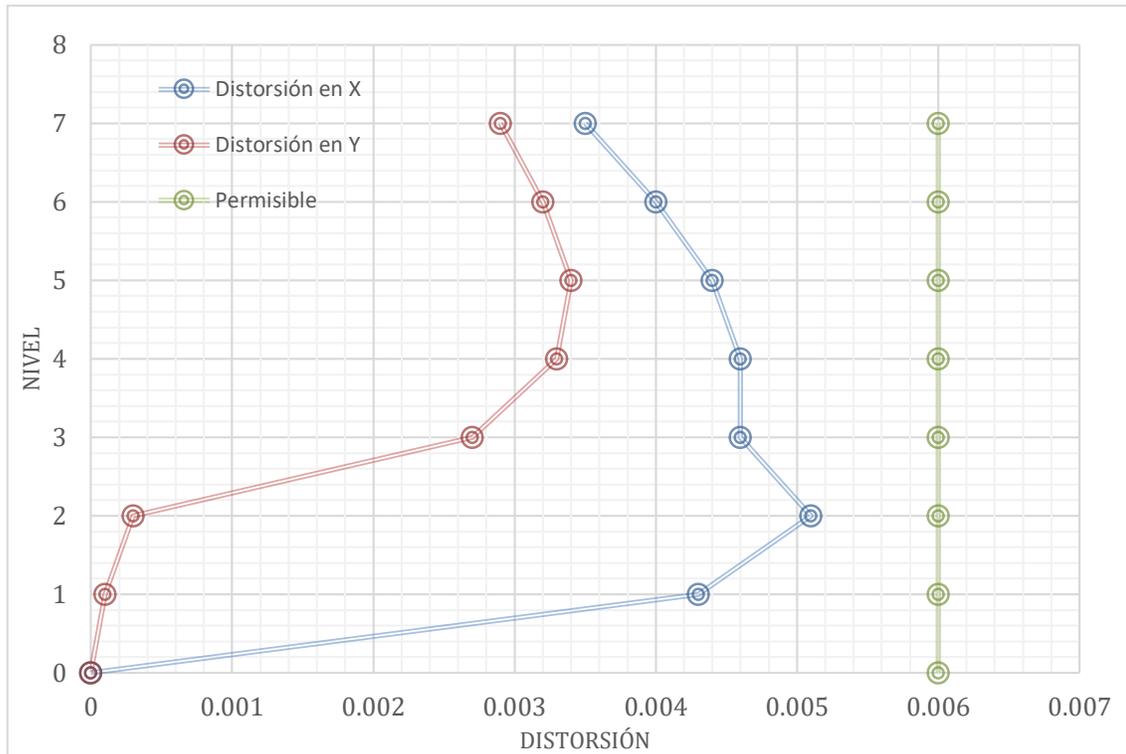


Figura 3.18.-Distorsiones máximas de entrepiso.

3.6.- REVISIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En esta sección se analizará y revisará los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros con base en las especificaciones que marcan las NTCC-2004 (GDF, 2004b) para corroborar que los diseños cumplan con el reglamento. Por practicidad se mostrará únicamente la metodología de revisión para uno de los elementos sujetos a las combinaciones de carga más desfavorables, y posteriormente se mostrará únicamente una tabla resumen de los elementos más esforzados por nivel.

Para realizar tal evaluación, se tomará en cuenta los factores de resistencia y las hipótesis de las NTCC-2004 (GDF, 2004b).

Los factores de resistencia son las siguientes:

- $f_c^* = 0.8f'_c$
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$
- $E = 14000 \sqrt{f'_c}$, en kg/cm^2
- $FR = 0.9$ para flexión.
- $FR = 0.8$ para cortante.
- $FR = 0.7$ para flexo-compresión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

3.6.1.- REVISIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN VIGAS

Para revisar el momento resistente en vigas se aplicarán las hipótesis y expresiones de las NTCC-2004 (GDF, 2004b). 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 $\beta_1 = 0.85$; si $f_c^* \leq 28$ MPa (280 kg/cm^2).

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de compresión $a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{f_c'' b}$.

Profundidad del eje neutro $c = \frac{a}{\beta}$.

Para revisar que acero a compresión fluya $E_s = \frac{0.003}{c} (c - d')$.

Cuantía mínima $\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y}$.

Cuantía balanceada $\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000}$.

Cuantía máxima $\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \rho_b$.

Cuantía de acero a compresión $\rho' = \frac{A's}{bd}$

Cuantía de acero a tensión $\rho = \frac{As}{bd}$

Para el cálculo del momento resistente M_R para vigas doblemente armadas se aplicara la

ecuación $M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$.

Para revisar el esfuerzo cortante resistente en vigas se aplicaron los siguientes conceptos y expresiones:

Factor de reducción para vigas con peralte mayor a 700 mm, $f = 1 - 0.0004 (h - 700)$

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5 y $\rho < 0.015$ el valor del esfuerzo cortante que toma el concreto $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$.

Para obtener el valor del esfuerzo cortante que toma el acero transversal $V_s = \frac{A_s f_y d'}{s}$;

donde S es la separación entre estribos.

A continuación, se detallará la revisión estructural de la viga más esforzada de la losa de sótano. La condición de momento máximo se presentó en la viga T-2, sobre el eje 10 (Fig. 3.19). Con un momento máximo de 155 ton*m al centro del claro y un cortante de 62 ton en los extremos.

El armado de la viga al centro del claro donde se presenta el momento máximo es: en lecho inferior 9#8 mientras en el lecho superior 4#8. Mientras en los extremos tiene: en el lecho inferior 4#8 y lecho superior 8#8. En extremos se utilizó estribos con varilla del #4@10.

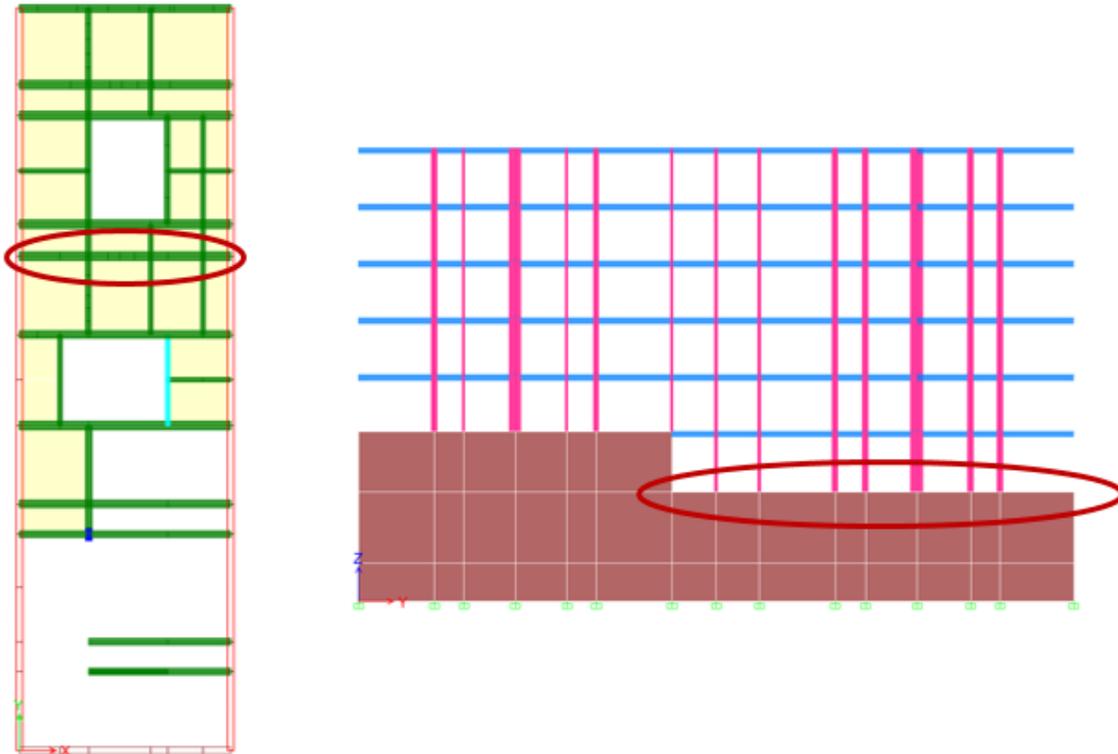
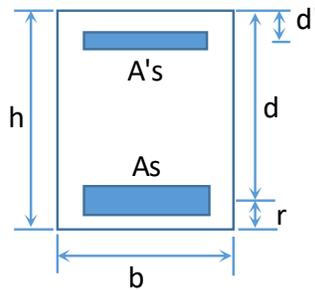


Figura 3.19.-Ubicación de Trabe T-2 eje 10 en tapa sótano

Características geométricas de la viga a partir del siguiente diagrama:



Ancho b (cm)=40 d' (cm)= 3.27 d (efectiva)= 100-5.81; d (efectiva)= 94.19 cm
 Peralte h (cm)=100 r (cm)= 5.81

Propiedades mecánicas de los materiales:

Resistencia a la compresión a los 28 días $f'c$ (kg/cm²)= 250

Fluencia del acero f_y (kg/cm²)= 4200

Por lo tanto:

$$f^*c(\text{kg/cm}^2) = (0.8 \times 250) = 200$$

$$f''c(\text{kg/cm}^2) = (0.85 \times 200) = 170$$

El armado al centro del claro es: en lecho inferior 9#8 mientras en el lecho superior 4#8.

$$9\#8; A_s (\text{cm}^2) = 45.6$$

$$4\#8; A'_s (\text{cm}^2) = 20.27$$

$$A_{s2} = A_s - A'_s; \quad A_{s2} = 45.6 - 20.7; \quad A_{s2} (\text{cm}^2) = 25.34$$

Para obtener el bloque de compresión $a = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{f_c'' b}; a = \frac{25.34 \times 4200}{170 \times 400}; a (\text{cm}) = 15.65$

Por otra parte, para obtener la profundidad del eje neutro $c = \frac{a}{\beta};$ siendo $\beta = 0.85;$

$$c = \frac{15.65}{0.85}; c(\text{cm}) = 18.41$$

A continuación se revisa si el acero a compresión fluye y con ello que los criterios e hipótesis que se están tomando se cumplan mediante la ecuación $E_s = \frac{0.003}{c}(c - d');$

$$E_s = \frac{0.003}{18.41}(18.41 - 3.27)$$

$E_s = 0.0025 > 0.002;$ Lo que nos indica que el acero si fluye.

Ahora se revisan las cuantías de acero:

$$\rho_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000}; \rho_b = \left(\frac{170}{4200}\right)\left(\frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000}\right); \rho_b = 0.02$$

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \rho_b; \quad \rho_{\text{máx.}} = 0.75 \times 0.02; \quad \rho_{\text{máx.}} = 0.015$$

$$\rho_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c''}}{f_y}; \quad \rho_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200}; \rho_{\text{mín.}} = 0.0026$$

$$\rho = \frac{45.6}{40 \times 94.16}; \rho = 0.012$$

Por lo tanto se cumple que la expresión $\rho_{\text{máx}} > \rho > \rho_{\text{mín}}$.

$$\text{Además } \rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad \rho' = \frac{20.27}{40 \times 91.16}; \quad \rho' = 0.0054$$

Por lo tanto

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y}; \quad \rho - \rho' \geq \left(\frac{6000 \times 0.85}{6000 - 4200} \right) \left(\frac{3.27}{94.16} \right) \left(\frac{170}{4200} \right); \quad 0.0066 > 0.003$$

Como si cumple también con las cuantías de acero, ahora se puede proceder a calcular el momento resistente mediante la ecuación para vigas doblemente armadas:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

$$M_R = 0.9 \left[(45.6 - 20.7) 4200 \left(94.19 - \frac{15.65}{2} \right) + 20.17 \times 4200 (94.19 - 3.27) \right] / (1000 * 100)$$

$\phi M_R = 152.37 \text{ ton} * \text{m} < 155 \text{ ton} * \text{m}$; Por lo cual se dice que no cumple, pues el momento resistente es menor al momento actuante.

Ahora bien, para la revisión del acero de refuerzo sometido a esfuerzo cortante de la viga T-2 en los extremos:

$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$; Donde existe un factor adicional de reducción para vigas con peralte mayor a 700 mm, $f = 1 - 0.0004 (h - 700)$.

$$V_R = (0.8 \times 0.88 \times 40 \times 94.16 (0.2 + 20 (0.0054)) \sqrt{200}) / 1000; \quad V_r = 5.7 \text{ ton}$$

Por otro lado, para conocer el esfuerzo cortante que resistirá el acero:

$$V_s = \frac{A_s f_y d'}{s}; \quad V_s = \frac{1.27 \times 4200 \times 94.16}{10 \times 1000}; \quad V_s = 50.11 \text{ ton};$$

$$\phi V_t = 0.8 * (50.11 + 5.7);$$

$\phi V_t = 55.81 \text{ ton} < 62 \text{ ton}$; Por lo cual tampoco cumple pues el esfuerzo cortante actuante es mayor que es esfuerzo cortante resistente.

A continuación, se muestra un resumen del comportamiento de la viga más esforzada por nivel y la comparación de sus elementos actuantes y resistentes (**Tabla 3.8**).

Tabla 3.8.-Cuadro resumen de elementos mecánicos en vigas más esforzadas.

Nivel	Elemento	Ubicación (eje)	M _R (ton*m)	M _A (ton*m)	V _R (ton)	V _A (ton)
Losa sótano	T-2	10	152.4	155.5	55.8	63.5
Losa P.B.	TA-9	6	121.1	93.3	48.4	56.4
Losa 1	TB-1	1 y 15	5.2	21.1	12.8	17.5
Losa 2	TB-1	1 y 16	5.2	21.1	12.8	17.5
Losa 3	TB-1	1 y 17	5.2	21.1	12.8	17.5
Losa 4	TB-1	1 y 18	5.2	21.1	12.8	17.5
Losa 5	TB-1	1 y 19	5.2	21.1	12.8	17.5

Donde:

MR : Es el momento resistente

MA: Es el momento actuante

VR: Es el cortante resistente

VA: Es el cortante actuante

En general, el comportamiento de la mayoría de las vigas del edificio es adecuado, con excepción de las que se muestran en la tabla 3.8. En estos casos particulares, los elementos mecánicos actuantes son mayores a los resistentes, sobre todo en las vigas TB-1 de la losa 1 a la losa 5.

Las vigas TB-1 son secciones pequeñas de 15x40 que se ubican entre los muros grandes de concreto, por lo que en estas zonas se está presentando un sobre esfuerzo en las vigas debido a la baja ductilidad de los muros de concreto.

3.6.2.- REVISIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO.

Para la revisión de columnas y muros de concreto tomaron los lineamientos que marcan las NTCC-2004 (GDF, 2004b) para revisión de efectos de esbeltez, resistencia a flexocompresión.

Para revisar flexocompresión biaxial se utilizan las siguientes expresiones:

$$\text{Cuantía de acero } \rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

En las NTCC-2004 (GDF, 2004b) indica que la revisión por flexocompresión biaxial se puede realizar por medio de la expresión de Bresler:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}}$$

Donde:

PR es la carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ;

PRO carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x=e_y=0$; La ecuación para determinar

$$P_{R0} = F_R [(f'_c A_c + A_s f_y)]$$

PRx carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría; la expresión para determinar la carga es $PR_x = (K_x * F_R * b * h * f'_c)$

PRy carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría. $PR_y = (K_y * F_R * b * h * f'_c)$

Para revisar los efectos de esbeltez se toma la siguiente expresión:

$$\text{Si } 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq \frac{Kl}{r} \text{ se revisan efectos de esbeltez}$$

Para miembros con extremos restringidos lateralmente se diseñarán con un momento amplificado, M_c , que se calculará con la expresión $M_c = F_{ab} \times M_2$

Donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

A continuación, se detalla la revisión estructural de una de las columnas más esforzadas de la planta baja. La condición de carga axial máxima se presentó en la columna C-4, sobre el eje 9 (Fig. 3.20) de 38.83 ton, un momento máximo de 4.70 ton*m en el sentido “x” y 1.31 en el sentido “y”.

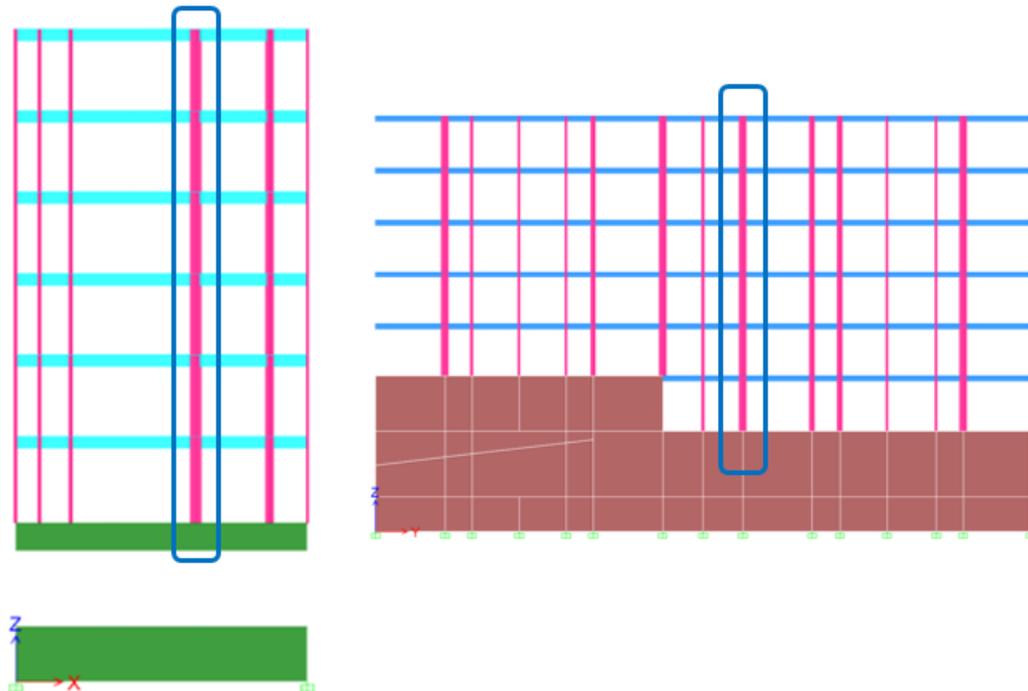


Figura 3.20.-Ubicación de columna C-4 más esforzada.

Características geométricas de la columna.

Ancho b (cm)=40 rec (cm)= 4

Peralte d (cm)=12

Propiedades mecánicas de los materiales:

Resistencia a la compresión a los 28 días f'c (kg/cm²)= 250

f*c(kg/cm²)= (0.8x250)= 200

f''c(kg/cm²)= (0.85x200)= 170

Fluencia del acero fy (kg/cm²)= 4200

El armado de la columna es de 6 varillas del número 4 y estribos del número 3 a cada 20 cm.

Por lo tanto:

As (cm²) = 7.60

La cuantía de acero es $\rho = \frac{7.60}{40 \times 12}$; $\rho = 0.016$

Por consiguiente $q = \frac{0.016 \times 4200}{0.85 \times 0.8 \times 250}$; $q = 0.4$

También se debe obtener las excentricidades en cada sentido:

$$e_x = \frac{4.70}{38.83}; \quad e_x = 12.10 \text{ cm}$$

$$e_y = \frac{1.31}{38.83}; \quad e_x = 3.37 \text{ cm}$$

Por otro lado, se deberán obtener las relaciones d/h para ingresar a las curvas de momento curvatura del libro Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado (Gonzales C., Fernández R., 2005).

$$\frac{d_x}{h} = \frac{12 - 4}{12}; \quad \frac{d_x}{h} = 0.67 \text{ Por lo cual se toma la gráfica de la figura C.1}$$

$$\frac{d_y}{h} = \frac{40 - 4}{40}; \quad \frac{d_y}{h} = 0.9 \text{ Por lo cual se toma la gráfica de la figura C.5}$$

Entonces para ingresar a las grafica de momento curvatura y obtener los parámetros

Kx y R:

$$\text{Con } \frac{e_x}{h} = \frac{12.10}{12} = 1.008 \text{ y } q = 0.4; K_x = 0.2 \text{ y } R = 0.09$$

Y la misma metodología aplica para obtener los parámetros Ky y R:

$$\text{Con } \frac{e_y}{h} = \frac{3.37}{40} = 0.09 \text{ y } q = 0.4; K_x = 0.25 \text{ y } R = 0.11$$

Por consiguiente, para calcular la carga última se puede utilizar la expresión de Bresler

$$P_{RO} = F_R [(f'c A_c + A_s f_y)]$$

$$P_{RO} = (0.7) [(170 \times 472.4) + (7.60 \times 4200)] ; P_{RO} = 78,560 \text{ kg}$$

$$P_{RX} = K_x F_R b d^2 f'c$$

$$P_{RX} = 0.2 \times 0.7 \times 12 \times 40 \times 250 ; P_{RX} = 16,800 \text{ kg}$$

$$P_{RY} = K_y F_R b d^2 f'c$$

$$P_{RY} = 0.2 \times 0.7 \times 12 \times 40 \times 250 ; P_{RY} = 21,000 \text{ kg}$$

Para corroborar que la ecuación de Bresler se puede utilizar, se debe de corroborar

$$\text{que } \frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

$$\frac{P_R}{P_{RO}} = \frac{10.6}{78.56} = 0.135 > 0.1$$

Por consiguiente:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{16800} + \frac{1}{21000} - \frac{1}{78560}} ; P_R = 10.6 \text{ ton} < 38.83 \text{ ton, por lo cual no cumple}$$

Para obtener el momento resistente tanto en la dirección x como y:

$$M_X = R_x F_R b d^2 f'c$$

$$M_X = 0.09 \times 0.9 \times 12 \times 12 \times 40 \times 250 = 116,640 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1.164 \text{ ton} \cdot \text{m} < 4.70$$

$$M_Y = R_y F_R b d^2 f' c$$

$$M_Y = 0.11 \times 0.9 \times 12 \times 40 \times 40 \times 250 = 475,200 \text{ kg}\cdot\text{m} = 4.752 \text{ ton}\cdot\text{m} > 1.31$$

Por lo cual se dice que el elemento no cumple, pues la carga ultima y los momentos actuantes son mayor que la carga y momentos resistentes.

A continuación, se muestra un resumen del comportamiento de las columnas más esforzadas y la comparación de sus elementos actuantes y resistentes (**Tabla 3.9**).

Tabla 3.9.-Cuadro resumen de elementos mecánicos en columnas más esforzados.

Nivel	Elemento	Pu (ton)	MAx (ton*m)	MAy (ton*m)	PR (ton)	MRx (ton*m)	MRy (ton*m)
Planta Baja	C-5	30.78	6.95	1.81	9.07	1.36	2.92
Planta Baja	C-4	38.83	4.7	1.31	10.6	1.16	4.75
C							
Planta Baja	C-3	26	0.88	1.47	7.86	0.58	1.22
Planta Baja	C-1	18	0.3	0.6	6.52	0.24	0.36

Donde:

MR : Es el momento resistente

MA: Es el momento actuante

VR: Es el cortante resistente

VA: Es el cortante actuante

PU: Es la carga axial ultima

PR: Es la carga axial resistente

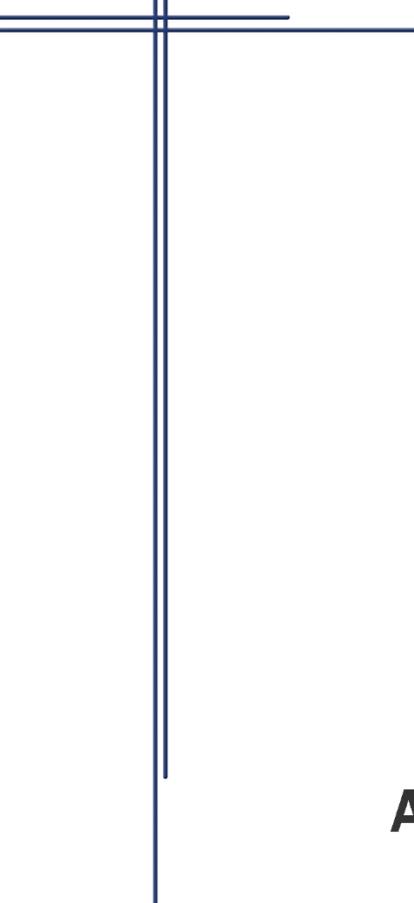
Como se puede observar, en la tabla 3.9, algunas de las columnas que están en planta baja no cumplen con el reglamento, donde la carga Pu y los momentos actuantes son mayores a los resistentes.

Esto es producto de la esbeltez de los elementos, y de la cuantía de acero tan pequeña que utilizan en las columnas considerando que es un edificio de seis niveles, así como el sentido en el que están orientados.

Por otro lado, el comportamiento de los muros de concreto esbeltos (**Tabla 3.10**) no es el adecuado en algunos de estos. Al ser elementos con una mayor área transversal, se puede pensar que su capacidad de carga para resistir una fuerza axial puede llegar a ser muy grande, pero no es así cuando se involucra la flexocompresión a la que están sujetos, y como se puede observar, la resistencia a flexión en el sentido esbelto del muro (sentido y) está muy limitado por esta condición geométrica.

Tabla 3.10.-Cuadro resumen de elementos mecánicos en muros más esforzados.

Nivel	Elemento	Pu (ton)	MAx (ton*m)	MAy (ton*m)	PR (ton)	MRx (ton*m)	MRy (ton*m)
Planta Baja	M-6	62.5	6.5	3.7	29.5	25	3.89
Planta Baja	M-3	34	4.7	3.3	74.32	34.56	6.74
Planta Baja	M-4	28.4	12.6	2.5	28.2	54.7	7.58



CAPÍTULO 4

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
ANTE ACELERACIONES ESPECTRALES
REGISTRADAS DURANTE EL SISMO
DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017**



El objetivo de este capítulo consiste en modelar el comportamiento estructural del edificio ante aceleraciones extraordinarias registradas en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 con el fin de conocer la sobre resistencia que implica trabajar con el espectro elástico e inelástico que marcan las NTCS-2004 (GDF, 2004c), particularmente del Cuerpo Principal.

4.1.- ANTECEDENTES

En la actualidad se ha profundizado en el estudio del comportamiento sísmico tan complejo que tiene el suelo de la Ciudad de México desde sus suelos blandos en la zona lacustre, zona de transición, hasta la zona de suelos firmes, y se ha observado que, bajo ciertas aceleraciones, existen zonas de la ciudad donde se produce una amplificación de ondas sísmicas tal y como ocurrió en el sismo del 17 de septiembre de 2017. Esto debido a que gran parte de la Ciudad está edificada sobre sedimentos blandos de los antiguos lagos que existieron en el Valle de México.

Atienza et al. 2017 mencionan que, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, la aceleración máxima (Amax) registrada por los sismógrafos de Ciudad Universitaria (CU), que está en suelo firme, fue de 30 gal mientras que la Amax registrada durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 fue de 57 gal, es decir, que el suelo en la zona cercana a CU experimentó un movimiento dos veces mayor que en 1985. Mientras que, en algunos sitios de la zona del lago, las aceleraciones máximas del suelo producidas por el sismo del 2017 fueron menores a las registradas en 1985. Por ejemplo, en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), que se encuentra zona de suelos blando, la Amax en 1985 fue de 160 gal, mientras que en 2017 fue de 91 gal. Esto quiere decir que los sismogramas mostraron que la amplitud de las ondas sísmicas con períodos de oscilación menores a 2 segundos fue mucho más grande en 2017 que en 1985 (en promedio unas 5 veces).

Caso contrario para ondas con períodos mayores de 2 segundos cuya amplitud fue mucho mayor en 1985 (hasta 10 veces mayor). Para analizar el comportamiento que tuvieron las estructuras por el sismo de 2017, los ingenieros y sismólogos calcularon aceleraciones espectrales a partir de los acelerogramas registrados. Dichos valores muestran las aceleraciones que experimentaron edificios con diferentes alturas.

Las aceleraciones espectrales en CU (suelo firme) indican que los edificios de 1 a 12 pisos cercanos a la estación sísmica experimentaron una aceleración promedio de 119 gal, que es aproximadamente 2 veces mayor que la observada en 1985. En contraste, las estimaciones en SCT (suelo blando) muestran que, para edificios pequeños de este tipo, y cercanos a la estación, experimentaron una aceleración promedio de 188 gal, muy similares a las de 1985. Por otro lado, edificios más altos, de entre 12 y 20 pisos, experimentaron una aceleración promedio en CU de 60 gal, que es 30% menor a la de 1985, que fue de 85 gal.

La diferencia más clara entre los dos terremotos ocurrió en suelo blando para edificios con más de 15 pisos. Si bien en 1985, los edificios de este tipo cercanos a SCT experimentaron aceleraciones de 1.5 a 4.9 veces más grandes que las observadas el 19 de septiembre de 2017. En 1985, algunas de estas grandes estructuras experimentaron aceleraciones de hasta 760 gal.

En el sismo de 2017, en su mayor parte, estructuras relativamente pequeñas, de entre 4 y 7 pisos, ubicadas a lo largo de una franja con orientación norte-sur dentro de la zona de transición (entre las zonas de suelo firme y blando) al poniente de la zona de lago, fueron las que más resultaron afectadas. En contraste, con las estructuras dañadas en 1985 fueron en su mayoría más grandes, con alturas de entre 7 y 14 pisos.

4.2.- DEFINICION DE AMENAZA SÍSMICA

El 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo entre los estados Puebla y Morelos. El epicentro del sismo se localizó en las coordenadas 18.40 latitud N y -98.72 longitud W, a una profundidad de 57 km. Este fenómeno sismológico ocurrió a la 1:40 p.m. tiempo del centro de México, con una magnitud $M_w = 7.1$, de acuerdo a reportes del Servicio Sismológico Nacional (SSN).

Para evaluar el comportamiento estructural que se asume tuvo el edificio en estudio, se utilizó el registro de este evento, obtenido por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES). Específicamente datos de la estación Esc. Sec. Tec. No. 14 con Clave AU46, localizada en la Alcaldía Benito Juárez, Col. del Valle, dado que es la estación más cercana al sitio en estudio.

A partir de dicho acelerograma se obtuvieron las aceleraciones espectrales mediante el programa DEGTRA (Ordaz, 2011). Los espectros de respuesta en términos de pseudoaceleraciones son los siguientes: Dirección Este-Oeste (EW) y Norte-Sur (NS) (Fig. 4.1).

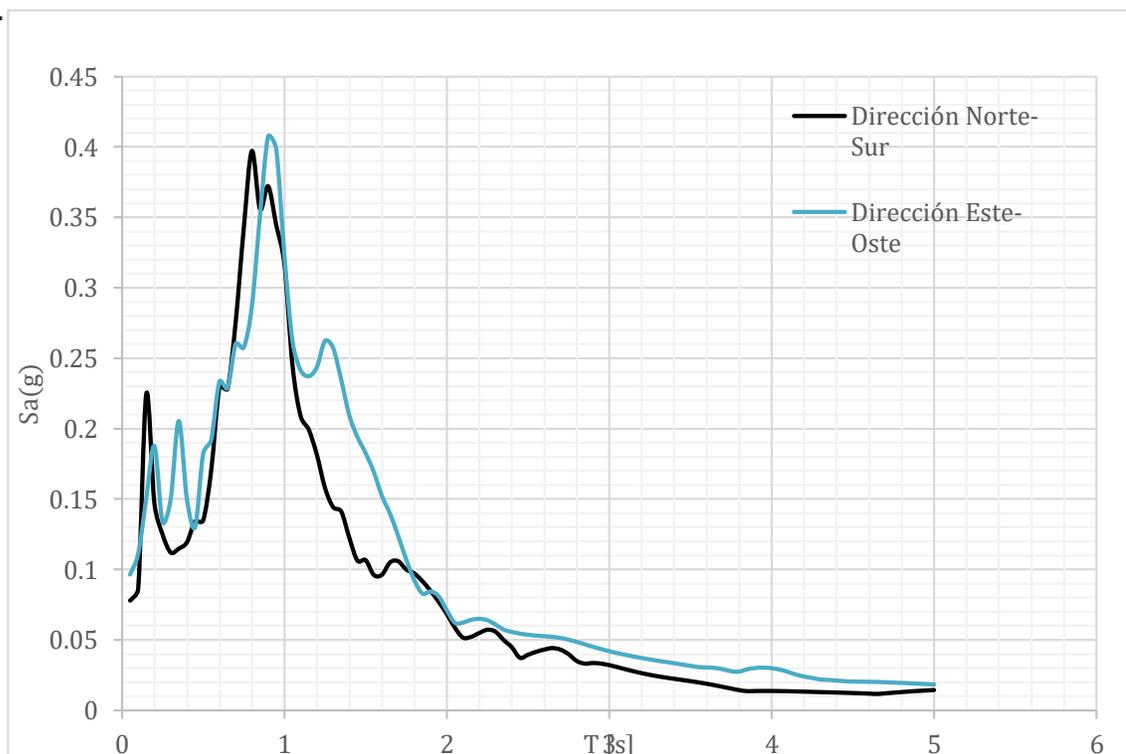


Figura 4.1 Espectros de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 2017 registrado en la estación AU46.

En una comparación previa de las pseudoaceleraciones que se registraron durante el sismo de 2017, con la curva del espectro elástico del cuerpo principal de las NTCS-2004 (GDF, 2004c) para un suelo tipo II (Fig. 4.2), se puede observar como la mayor parte de estas aceleraciones son menores a las que contempla el espectro elástico. La única zona donde son mayores se presenta para periodos entre 0.5 y 1 s, y que se puede traducir en el daño que sufrieron particularmente las estructuras con periodos similares durante el sismo de 2017.

Como es de esperarse se observa que el espectro inelástico de las NTCS-2004 (GDF, 2004c) para suelo tipo II, está por debajo de las aceleraciones espectrales del sismo de 2017, esto deja ver cómo las demandas empleadas para el diseño de estructuras a partir de las NTCS-2004 (GDF, 2004c), aceptan que las estructuras, a través de un comportamiento inelástico disipen energía.

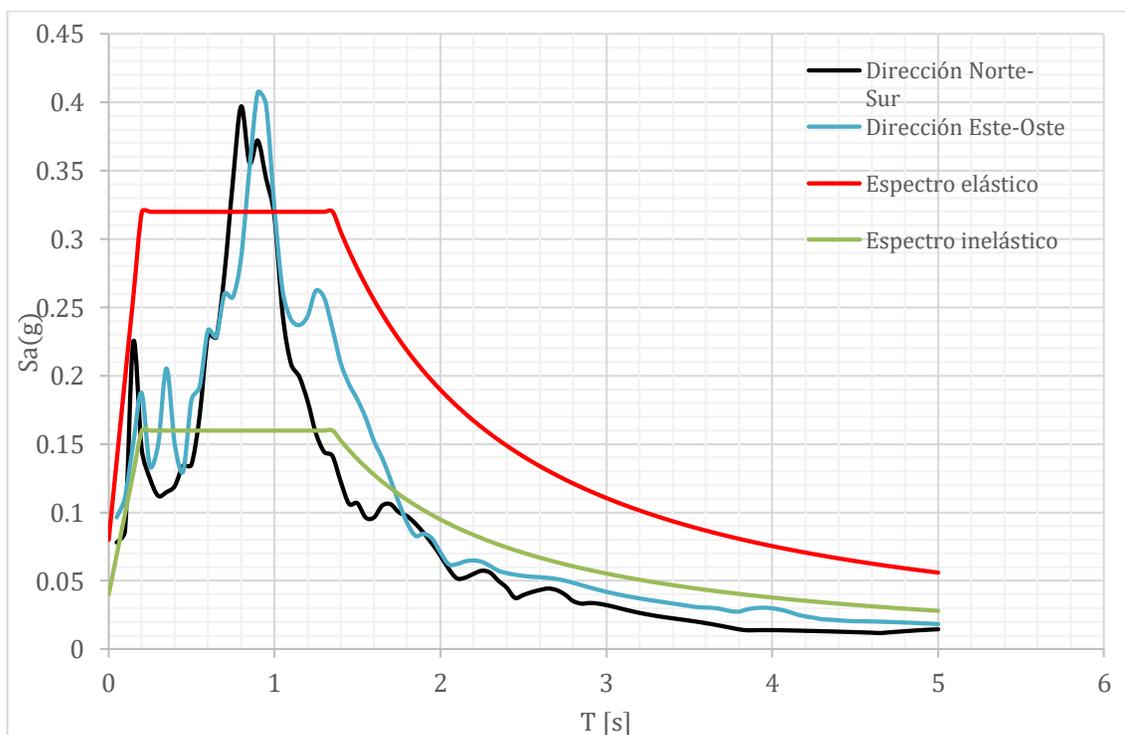


Figura 4.2 Comparación de pseudoaceleraciones con espectro elástico e inelástico.

Para verificar lo comentado anteriormente, y una vez que se obtuvieron los espectros de respuesta del evento sísmico considerado en este capítulo, se procede a aplicar sobre el modelo tridimensional ocho combinaciones carga, con las posibles direcciones de incidencia del sismo para el análisis modal espectral (**Tabla 4.1**).

Tabla 4.1.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.

Combinación	Sismo X	Sismo Y
1	SNS	SEW
2	SNS	- SEW
3	-SNS	SEW
4	-SNS	- SEW
5	SEW	SNS
6	- SEW	SNS
7	SEW	-SNS
8	- SEW	-SNS

Donde:

SNS es la aplicación del sismo en la dirección Norte-Sur

SEW es la aplicación del sismo en la dirección Este- Oeste

4.3.- DISTORSIONES DE ENTREPISO

Dado que el edificio tiene una gran cantidad de muros de concreto reforzado distribuidos en todos los niveles, el aporte de rigidez es bastante significativo y se reducen ampliamente los desplazamientos laterales en la estructura, incluso ante aceleraciones mayores a las que contempla el reglamento, como las producidas por el sismo de septiembre de 2017, pues en este análisis, la distorsión máxima para el estado límite último es de 0.0056 en el sentido transversal y 0.0042 en el sentido longitudinal (**Tabla 4.2**).

Tabla 4.2 Distorsiones máximas de entrepiso debidas al sismo de septiembre de 2017.

Piso	Distorsión en X	Distorsión en Y
6	0.0039	0.0037
5	0.0045	0.004
4	0.005	0.0042
3	0.0052	0.0042
2	0.0048	0.0037
1	0.0056	0.00046
Planta Baja	0.004	0.0001
Planta Sótano	0.00	0.00

Como se puede observar, aunque ambas distorsiones son mayores que las mostradas en el Capítulo 3, siguen estando por debajo de la distorsión permisible (Fig. 4.3). También se puede observar que la dirección donde se presenta la mayor distorsión sigue siendo en el sentido transversal, es decir, en la dirección más esbelta de la estructura.

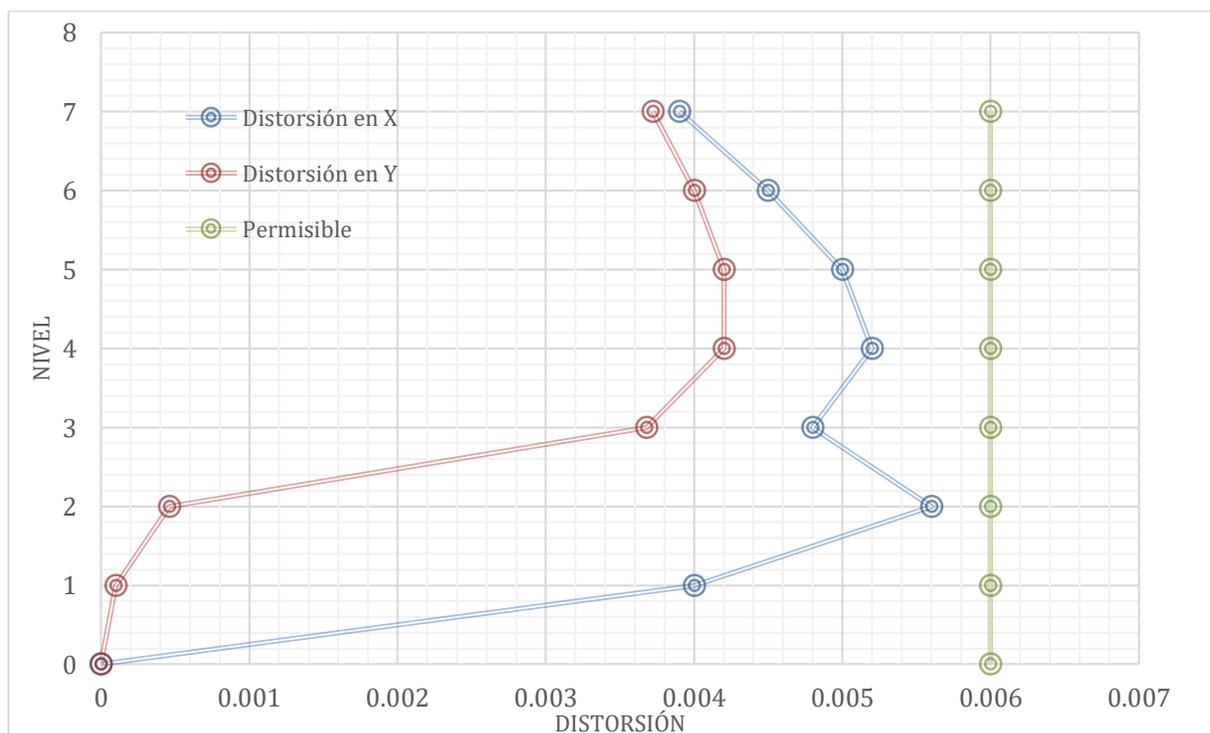


Figura 4.3.-Distorsiones máximas de entrepiso debidas al sismo de 2017.

4.4.- REVISIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN VIGAS

En el análisis mostrado anteriormente el comportamiento estructural de las vigas es muy similar al del análisis del Capítulo 3. La mayoría de las vigas cumplen con el reglamento, es decir, los esfuerzos actuantes son menores a los resistentes, excepto en las mostradas en la tabla 4.3, que son vigas donde sigue existiendo una concentración de esfuerzos.

Tabla 4.3.-Cuadro resumen elementos mecánicos en vigas más esforzadas.

Nivel	Elemento	Ubicación (eje)	M _R (ton*m)	M _A (ton*m)	V _R (ton)	V _A (ton)
Sótano	T-2	10	152.4	188.5	55.8	63.7
Planta Baja	TA-9	6	121.1	100.2	48.4	29.6
1	TB-1	1 y 15	5.2	23.4	12.8	14.9
2	TB-1	1 y 16	5.2	25.35	12.8	14.5
3	TB-1	1 y 17	5.2	20.14	12.8	12.7
4	TB-1	1 y 18	5.2	19.13	12.8	13.5

4.5.- REVISIÓN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN COLUMNAS Y MUROS DE CONCRETO REFORZADO

De igual forma, el comportamiento estructural de las columnas y muros de concreto es similar al del análisis del Capítulo 3. La mayoría de elementos cumplen con el reglamento excepto las mostradas en la tabla 4.4 y tabla 4.5, que son columnas y muros donde sigue existiendo una concentración de esfuerzos.

Tabla 4.4.-Cuadro resumen elementos mecánicos en columnas más esforzados.

Nivel	Elemento	Pu (ton)	MAx (ton*m)	MAy (ton*m)	PR (ton)	MRx (ton*m)	MRy (ton*m)
Planta Baja	C-4	32	3.9	1.6	6.5	1.17	1.3
Planta Baja	C-3	34	2.37	1.15	8.57	0.58	0.97
Planta Baja	C-1	17.5	0.57	0.45	5.93	0.39	0.36

Tabla 4.4.-Cuadro resumen elementos mecánicos en muros más esforzados.

Nivel	Elemento	Pu (ton)	MAx (ton*m)	MAy (ton*m)	PR (ton)	MRx (ton*m)	MRy (ton*m)
Planta Baja	M-6	28.3	7.1	4.1	27.5	23.4	3.5
Planta Baja	M-3	32.3	4.7	1.1	71.50	31.3	5.7
Planta Baja	M-4	30.3	10.5	3.1	29.2	52.5	6.2

CAPÍTULO 5

SIMULACIÓN ESTRUCTURAL ANTE UN SISMO HIPOTÉTICO DE SUBDUCCIÓN

El terremoto de Michoacán, México, del 19 de septiembre de 1985, con magnitud $M_w=8.1$, es el evento sísmico más dañino registrado hasta la fecha en este país. A lo largo de la zona de subducción mexicana, alrededor de 10 terremotos con magnitud mayor a 7.5 han ocurrido durante los últimos 60 años (Singh et al., 1981). Aunque las magnitudes de estos eventos son casi comparables, ninguno de ellos causó tantos daños en la Ciudad de México como el terremoto de Michoacán de 1985.

Existe un segmento en la zona de subducción en la costa de Guerrero (Singh et al., 1981; Astiz y Kanamori, 1984), de unos 200 km de longitud llamada brecha de Guerrero, que no se ha roto desde 1911. La cual es probable pueda romperse y producir un evento sísmico de magnitud de 8.2 en la escala de Richter (Singh et al., 1988; Kanamori et al., 1993; Ordaz et al., 1995; Pacheco y Singh, 2010).

Se han realizado simulaciones de movimientos de tierra que habría en la Ciudad de México mediante terremotos hipotéticos en la brecha de Guerrero empleando un procedimiento basado en el concepto de Funciones Empíricas de Green (EFG). Estas simulaciones se basan en los resultados de estudios detallados sobre el mecanismo patrón de ruptura con espectros de fuente del terremoto de Michoacán y otros grandes eventos en México (Houston y Kanamori, 1986a; Astiz et al., 1987; Houston, 1987).

5.1.- DEFINICION DE AMENAZA SÍSMICA

Para realizar el análisis de EFG, se empleará el propuesto por Niño et al (2018), el cual ha sido usado para simular los registros de velocidad y aceleración de sismos que se espera puedan ocurrir en la brecha de Guerrero. Este método se basa en sumar los registros de pequeños terremotos que ya ocurrieron, y que son utilizados como EGF, para simular un sismo de gran magnitud.

El pequeño terremoto tiene que ser de la misma región que el grande y poseer el mismo mecanismo focal. Este método tiene la ventaja de reproducir los efectos de sitio, de propagación y atenuación, el cual produce un gran número de simulaciones distintas, que representan diferentes procesos de ruptura aleatorios para el mismo mecanismo focal.

Dado que el cálculo de la obtención de estas EGF para realizar el análisis deseado de este capítulo queda fuera del objetivo de esta tesis, no se describirá el procedimiento para la obtención de las mismas, pero si hay que especificar que fueron modelados a partir de un sismo ocurrido en la brecha de Guerrero, y para el posible comportamiento que podría tener dicho sismo en un suelo Tipo II, de la Ciudad de México, que es la zona de estudio donde se encuentra el edificio.

A partir de dicho planteamiento, se obtuvieron dieciséis acelerogramas sintéticos, que representan la gama de posibles aceleraciones que se asume puedan presentarse y, los cuales mediante el programa DEGTRA (Ordaz, 2011), se transformaron en dieciséis registros de pseudoaceleraciones que se pueden presentar para un suelo Tipo II, de la Ciudad de México (Fig. 5.1).

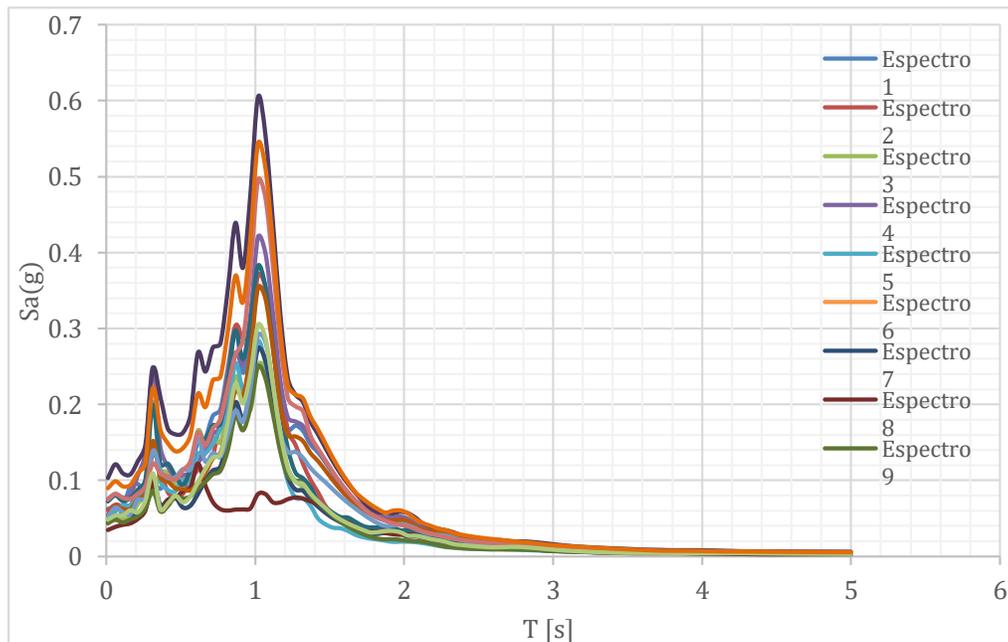


Figura 5.1 Espectros de respuesta de pseudoaceleraciones obtenidos a partir de acelerogramas sintéticos para la brecha de Guerrero.

Una vez que se obtuvieron dichas pseudoaceleraciones, se cargan los dieciséis espectros al modelo tridimensional, ahora con dieciséis combinaciones carga, considerando las posibles direcciones de incidencia de los sismos (Tabla 5.1).

Tabla 5.1.- Combinaciones de carga asignadas en modelo tridimensional.

Combinación	Sismo X	Sismo Y
1	Espectro 1	Espectro 2
2	Espectro 2	Espectro 1
3	Espectro 3	Espectro 4
4	Espectro 4	Espectro 3
5	Espectro 5	Espectro 6
6	Espectro 6	Espectro 5
7	Espectro 7	Espectro 8
8	Espectro 8	Espectro 7
9	Espectro 9	Espectro 10
10	Espectro 10	Espectro 9
11	Espectro 11	Espectro 12
12	Espectro 12	Espectro 11
13	Espectro 13	Espectro 14
14	Espectro 14	Espectro 13
15	Espectro 15	Espectro 16
16	Espectro 16	Espectro 15

5.2.- DISTORSIONES DE ENTREPISO

Para este análisis, se deben de considerar 16 posibles distorsiones, tanto para el sentido transversal (Figura 5.2), como para el sentido longitudinal (Figura 5.3) de la estructura, debido a que se plantearon 16 combinaciones de ocurrencia de sismo.

En el caso del sentido transversal se presentaron 6 posibles combinaciones que sobrepasan la distorsión permisible de 0.006. Siendo la máxima de 0.0069, y que nuevamente se presentan en la dirección más esbelta de la estructura, y particularmente en el piso 2, que es donde se tiene el cambio brusco de rigidez. También se puede destacar que, obteniendo un promedio para las distorsiones de las 16 combinaciones en el sentido transversal, esta se mantiene dentro de lo permisible.

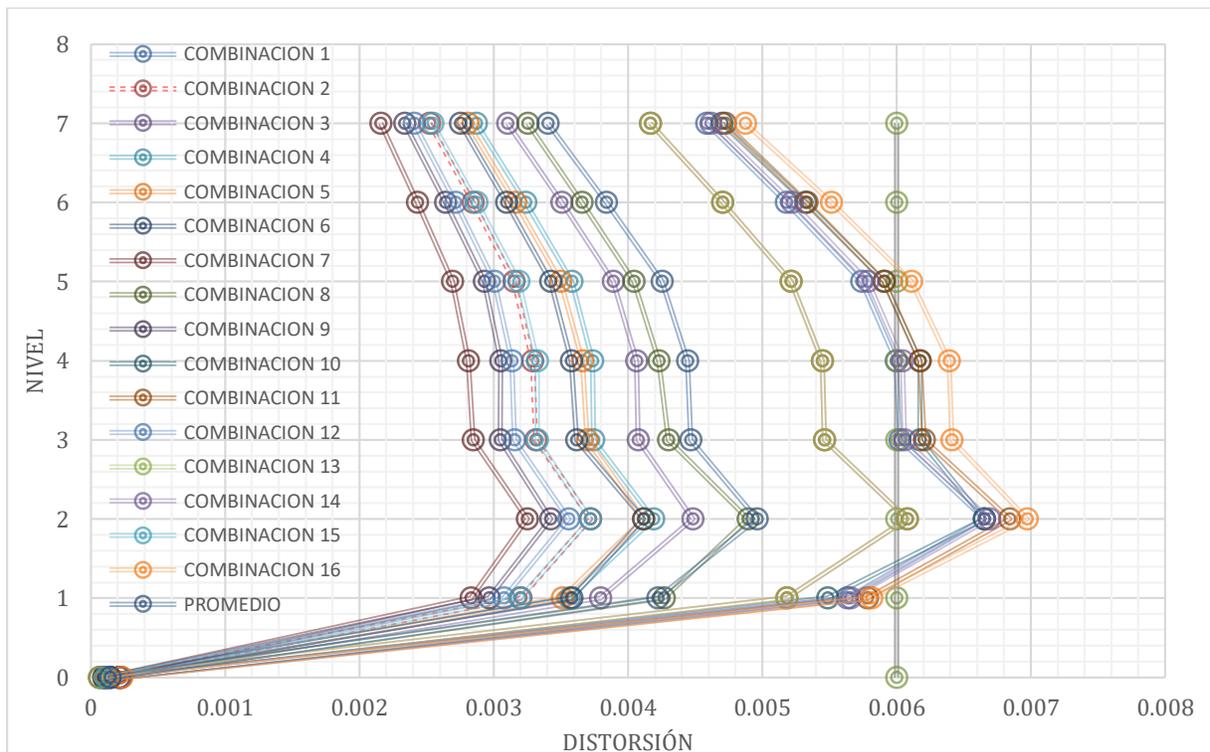


Figura 5.2 Distorsiones de entrepiso en sentido transversal para sismo hipotético de la brecha de Guerrero.

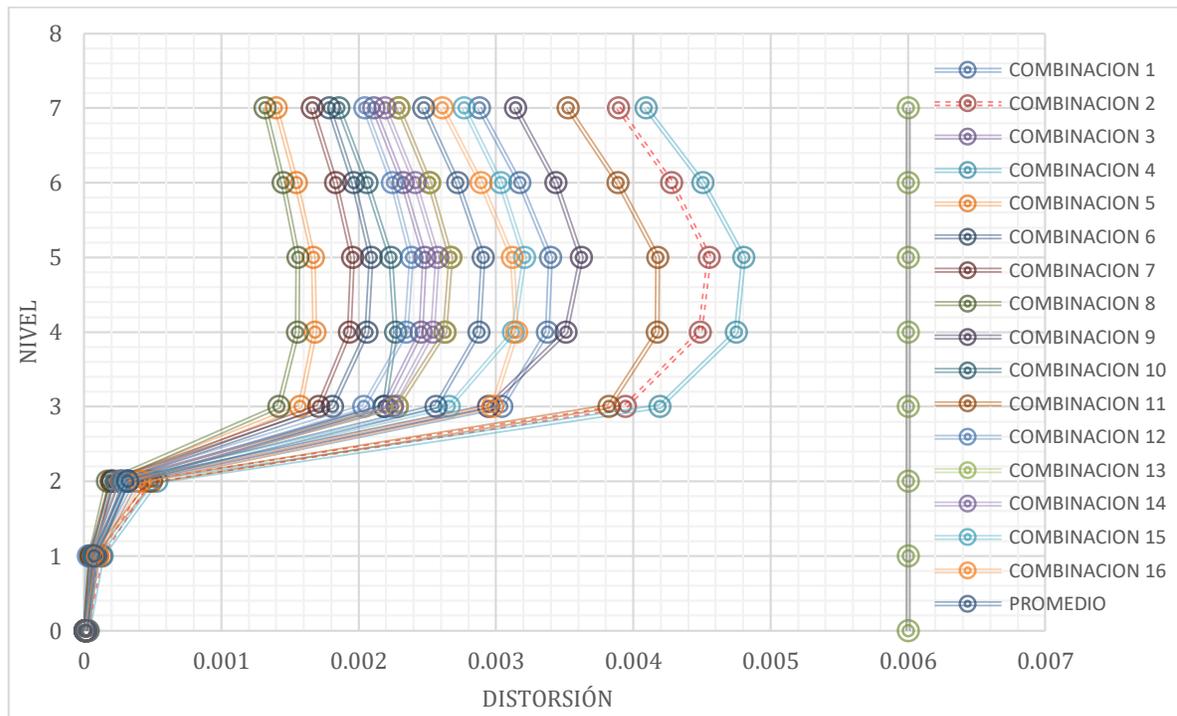
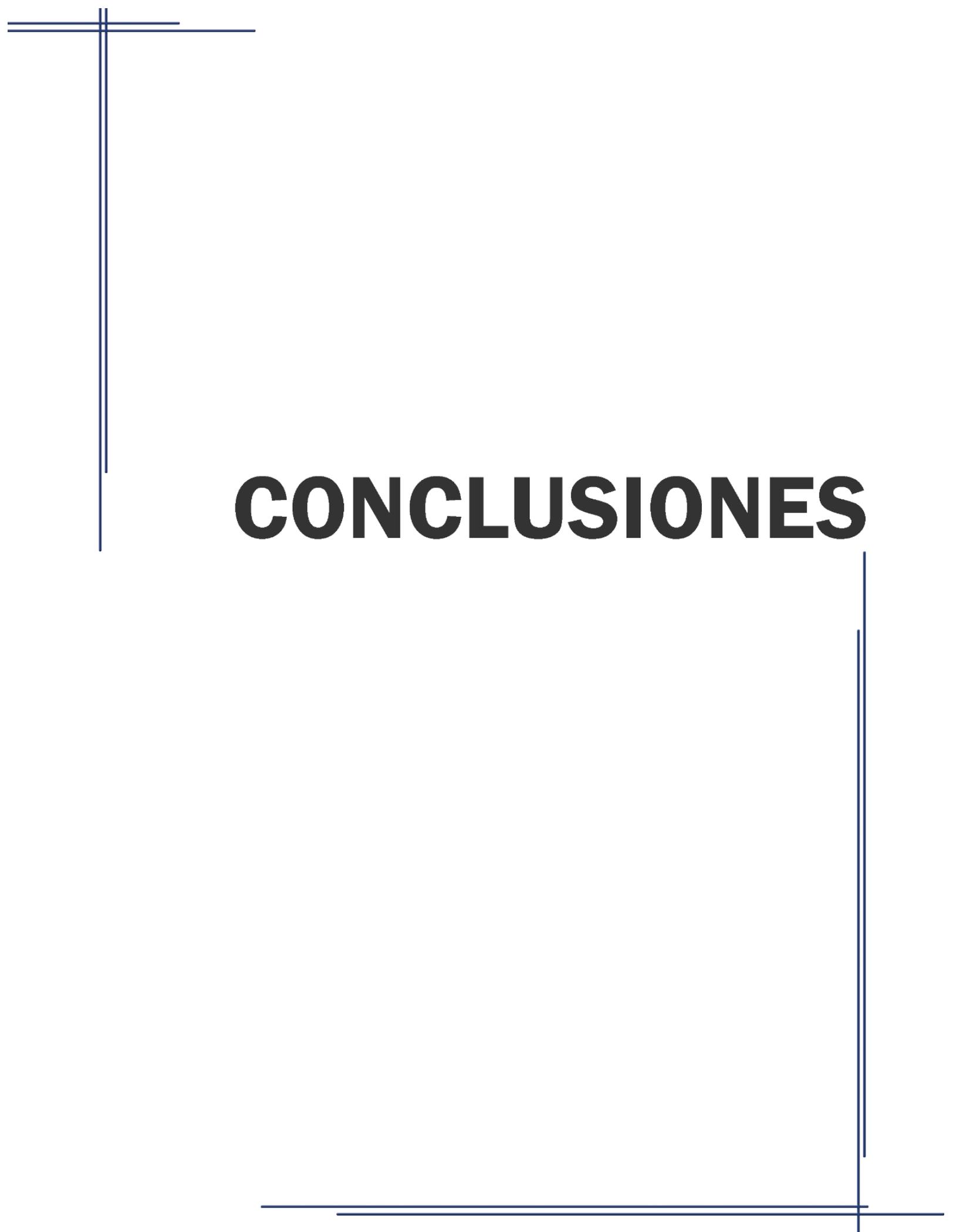


Figura 5.3 Distorsiones de entrepiso en sentido longitudinal para sismo hipotético de la brecha de Guerrero.

Para el caso de las distorsiones en el sentido longitudinal se puede observar que se comportan de manera similar a la de los análisis realizados en el Capítulo 3 y 4, y que en ninguno de los casos sobrepasa la permisible, presentando una distorsión máxima de 0.0048.

Dicho lo anterior, se puede decir que si se presentara el sismo hipotético en la brecha de Guerrero y bajo las aceleraciones calculadas, probablemente la estructura podría llegar a tener un comportamiento adecuado o sufrir daños, pero sin llegar al colapso, considerando que la mayoría de las distorsiones se mantuvieron por debajo de la permisible.



CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

CON BASE EN EL ANÁLISIS Y CÁLCULOS REALIZADOS ANTERIORMENTE, SE PUEDE CONCLUIR LO SIGUIENTE:

Considerando la vulnerabilidad sísmica a la que se encuentra sometida la Ciudad de México, el uso de un sistema estructural dual marco-muro puede llegar a ser una solución muy factible para el diseño de edificios de mediana y gran altura. Esto con el fin de proporcionar la rigidez adecuada a la estructura para soportar las fuerzas laterales que le pueden producir un sismo, así como la ductilidad requerida para deformarse y disipar energía, siempre y cuando se contemplen ciertos parámetros en el diseño.

En la estructura que se está evaluando, y que presenta un sistema estructural dual marco-muro, se puede observar como la función principal de estos muros de concreto es aportar rigidez para limitar los desplazamientos laterales, es decir, la aportación de rigidez de estos elementos ayuda principalmente a disminuir las distorsiones de entrepiso.

En el primer análisis la distorsión máxima fue de 0.0051, la cual está por debajo de la permisible, mismo caso incluso ante aceleraciones espectrales de gran magnitud como las registradas durante el sismo del 19 de septiembre del 2017, revisadas en el Capítulo 4, con una distorsión máxima de 0.0056, que sigue siendo menor a la que permite las NTCS-2004 (GDF, 2004c) para el tipo de sistema estructural utilizado.

También se observa que esta rigidez no es uniforme en toda la altura del edificio, esto debido a la distribución asimétrica de los muros de concreto, y de su orientación. Lo que provoca cambios bruscos de rigidez en planta baja y primer nivel, de 71 y 92.5% respectivamente, que hacen que la estructura se considere como irregular. Este cambio brusco, bajo determinadas circunstancias puede provocar efectos de torsión, falla por piso débil y concentración de esfuerzos en elementos estructurales.

CONCLUSIONES

Esta concentración de esfuerzos en elementos estructurales, se puede apreciar en las vigas que se encuentran entre los muros de concreto, particularmente las vigas TB-1, que son elementos con dimensiones de 12x40 centímetros. La rigidez de estos muros, es tan grande comparada con la de las vigas, hace que el momento y cortante actuante se concentren y sean mayores a los resistentes para los tres análisis presentados en esta tesis.

En las columnas también se aprecia una concentración de esfuerzos, sobre todo en las columnas de planta baja, donde se tiene el cambio de sistema estructural de muros de concreto robustos a marcos de concreto y muros esbeltos, así como el cambio de rigidez de entrepiso, lo que provoca que en algunos de estos elementos las fuerzas resistentes están muy por debajo de las actuantes.

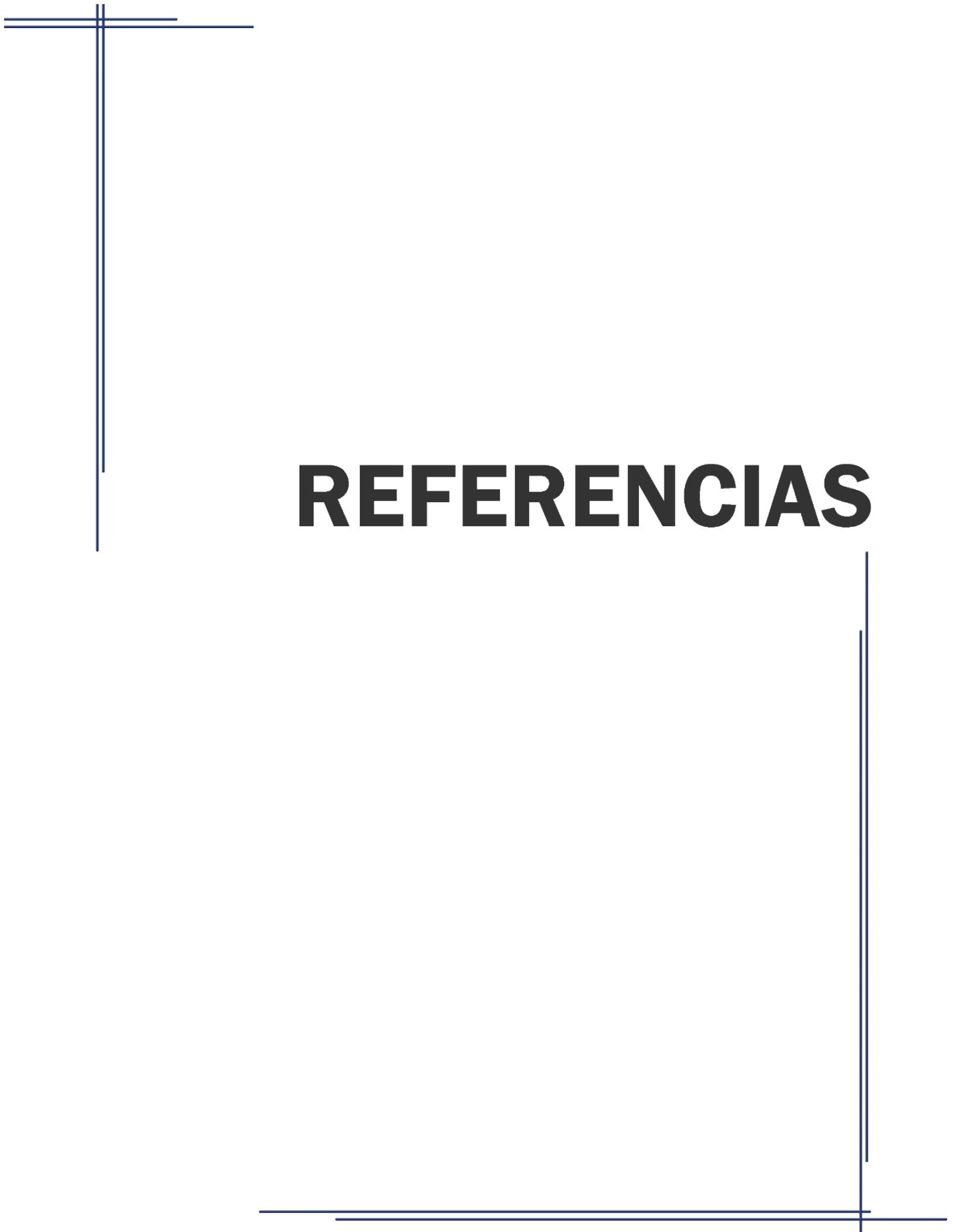
Los factores a los que podemos atribuir esta situación son:

- Las dimensiones de las columnas son pequeñas, considerando que están cargando seis niveles.
- A la esbeltez de estos elementos, es decir las excentricidades presentadas limitan en gran medida la capacidad de carga.
- A que la cuantía de acero de las columnas es muy poca, rondan entre el 1 y 2% del área de la sección transversal, es decir tienen el mínimo.
- La orientación en la que se colocaron, es decir, los colocaron de manera tal que el lado más esbelto de la sección está orientado en la dirección más esbelta del edificio y por ende en la dirección en la q más trabaja la estructura.

CONCLUSIONES

Así también, para los muros de concreto y principalmente los muros esbeltos, se puede concluir que, aunque su área transversal es más grande, no necesariamente su resistencia lo será, es decir, su resistencia por flexocompresión estará limitada por la condición geométrica y por sus cuantías de acero que también utilizan el mínimo, lo cual nos indica que habría que tener un mejor detallado en los elementos estructurales.

Cabe señalar que aunque algunos elementos estén sobre esforzados y no cumplan con el reglamento no quiere decir que la estructura no sea funcional y tendría sentido preguntarse porque no se cae. Si bien, al diseñar se ocupan factores de carga y de reducción que se ocupan de mantener del lado de la seguridad a la estructura, así como espectros, tanto elástico como inelástico que utiliza las NTCS (GDF, 2004c), que nos dan una envolvente de diseño que contemplan factores de sobrerresistencia, lo que hace posible que la estructura en estudio tenga un comportamiento adecuado, incluso ante pseudoaceleraciones como las analizadas en el Capítulo 4, y que se pueden considerar como un evento extraordinario.



REFERENCIAS

REFERENCIAS

- **Gonzales O. y Robles F. (2005).** Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado. 4ª ed, Editorial Limusa, México.
- **Bazán E. y Meli R. (2001).** Diseño Sísmico de Edificios. 1ª ed. México: Editorial Limusa, México.
- **Alcocer S. (1995).** Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- **GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004).** Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- **GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004).** Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- **GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004).** Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- **GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004).** Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- **GDF, Gobierno del Distrito Federal (2004).** Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gaceta Oficial del Distrito Federal, 29 de enero de 2004.
- **Atienza C., Singh S. (2017).** ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?, Revista Digital Universitaria (RDU), vol. 18, núm. 7.
- **Buendía M. y Reinoso E. (1995).** Análisis de los Daños en Viviendas y Edificios Comerciales durante la ocurrencia del Sismo del 19 de Septiembre de 2017. Revista de Ingeniería Sísmica, No. 101.
- **Kappos J. and Panagiotis S. (2010).** Evaluation and suggestions for improvement of seismic design procedures for R/C walls in dual systems. Laboratory of Concrete and Masonry Structures.
-

REFERENCIAS

- Govindan D. (1993). Behaviour of Reinforced Concrete Dual Structural System: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. IACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol. 5, No. 1.
- Kanamori H., Jennings C., Singh S. y Artiz L. (1993). Estimation of Strong Motions in Mexico City expected for large Earthquakes in the Guerrero Seismic Gap. Seismological Society of America, Vol. 83, No. 3, pp. 811-829.
- Ordaz M., Arboleda J. and Singh S. (1995). A Scheme of Random Summation of an Empirical Green's Function to Estimate Ground Motions from Future Large Earthquakes. Seismological Society of America, Vol. 85, No. 6, pp. 1635-1647.
- Pacheco F. and Shri K. (1998). Source parameters of two moderate Mexican earthquakes estimated from a single-station, near-source recording, and from MT inversion of regional data: A comparison of the results. Geofisica Internacional, Vol. 37, Num. 2, pp. 95-102.
- Niño M., Ayala G. and Ordaz M. (2018). Ground-Motion Simulation by Empirical Green's Function Method with a Source Defined by Two Corner Frequencies and a Two-Stage Summation Scheme. Seismological Society of America, Vol. 108, No. 2, pp. 901-912.