



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“INFLUENCIA DEL MODELO INELÁSTICO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE”

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

TANIA MONTSERRATH CHÁVEZ PIÑÓN

ASESORA DE TESIS

PhD. EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, MARZO 2020



DEDICATORIA:

A mis padres por todo el apoyo incondicional en este largo camino, por ser un ejemplo del trabajo duro, dedicación y responsabilidad.

AGRADECIMIENTOS:

A mis padres por el gran sacrificio al darme una educación, inculcarme valores y la importancia de ser alguien en la vida.

A mis hermanos por apoyarme incondicionalmente todo el tiempo y siempre tener a alguien en quien confiar y pedir un consejo.

A Elías por alentarme siempre a ser mejor estudiante y apoyarme en cada decisión que he tomado.

A Andrea, mi mejor amiga, por estar ahí para mí a lo largo de estos seis años de amistad.

A Puga y Espino por siempre ofrecerme su ayuda y amistad en tan poco tiempo de conocernos.

A mis amigos de la licenciatura: Solache, Luis, Iván, Edgar, Zacarías, Carachure, Saíd, Osvaldo, Cálix, Rodrigo y todos mis compañeros con los que compartí un aula, por la amistad y hacer los días en la universidad más llevaderos.

ÍNDICE

Resumen.....	1
Abstract	1
Objetivo.....	2
Introducción	2
Zonificación geotécnica de la Ciudad de México:	2
Zonificación Geotécnica del Distrito Federal	5
Edificios de planta baja flexible	7
Descripción de trabajos relacionados	11
Descripción del edificio	15
Determinación de la demanda sísmica	20
Descripción de la sismicidad de la Ciudad de México	20
Descripción de los modelos inelásticos.....	28
Determinación de la capacidad sísmica del edificio con planta baja flexible	40
Análisis de resultados.....	43
Conclusiones	46
Referencias.....	47

Resumen

En el presente trabajo se estudia un edificio de 8 niveles con planta baja flexible, representativo de un edificio típico de oficinas localizado en la Ciudad de México, donde se desarrolla un modelo numérico con el programa SAP2000 para estimar la respuesta estática no lineal del mismo, ante un conjunto de acelerogramas reales registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. El objetivo del trabajo es estudiar las diferencias que se tienen en la demanda sísmica de las columnas que forman la planta baja flexible ante diferentes acelerogramas registrados en las estaciones sísmicas correspondientes a la zona sísmica IIIa de la Ciudad de México. Los resultados nos permiten concluir que existe claramente la presencia de la planta baja flexible pues en las gráficas se aprecia claramente cómo el valor del cortante en la base y las distorsiones angulares a que llevan las acciones dinámicas del nivel inferior son considerablemente mayores a las que se presentan en los niveles superiores, lo anterior es causa del incremento de rigidez que proporcionan los niveles superiores al nivel inferior y que el efecto de la planta baja flexible es mayor en la dirección transversal del edificio. Se estimaron curvas de fragilidad donde se muestra claramente que el efecto de la planta flexible conduce a un edificio más vulnerable, ya que pequeños incrementos de la aceleración máxima del suelo conducen al edificio rápidamente de un estado de daño ligero a la presencia del colapso.

Abstract

The present work studies an eight-story building with a soft story located at the base of the building. The building is representative of a typical office building located in Mexico City, where a numerical model with the SAP2000 program is developed to estimate its non-linear static response, before a set of real accelerograms recorded during the earthquake of September 19, 2017. The objective of the work is to study the differences that exist in the seismic demand of the columns that form the flexible ground floor before different accelerograms registered in the seismic stations corresponding to the seismic zone IIIa of Mexico City. The results allow us to conclude that there is clearly the presence of flexible ground floor because the graphs clearly show how the value of the shear at the base and the angular distortions to which the dynamic actions of the lower level lead are considerable greater than those present in the upper levels, the above is caused by the increase in stiffness provided by the levels above the lower level and that the effect of the flexible ground floor is greater in the transverse direction of the building. Fragility curves were estimated, and clearly show that the effect of the flexible plant leads to

a more vulnerable building with small increases in the maximum ground acceleration that lead to the building quickly from a state of slight damage to the presence of collapse.

Palabras clave: Curvas de fragilidad, Curva de capacidad, Espectro de diseño, Espectro de respuesta, Distorsión de entrepiso.

Objetivo

Estudiar las diferencias que se encuentran al determinar la demanda sísmica de un edificio con planta baja flexible localizado en la Ciudad de México mediante modelo estático no lineal de plasticidad concentrada ante un conjunto de acelerogramas reales.

Introducción

Zonificación geotécnica de la Ciudad de México:

Debido a sus características particulares, el subsuelo de la ciudad de México ha sido objeto de innumerables estudios, desde la época prehispánica existían personas especializadas en la construcción de edificaciones en el suelo suave de la zona del lago de la ciudad.

Entre 1947 y 1952 se efectuaron un gran número de sondeos y se hicieron ensayos sobre más de 10,000 especímenes extraídos del subsuelo, con lo que comenzó a tenerse una idea más correcta de la distribución de los materiales y de sus propiedades mecánicas. Este largo periodo de estudios e investigaciones sobre la distribución de los materiales del subsuelo y sus propiedades mecánicas, culminó en la publicación del libro “El Subsuelo de la Ciudad de México” (Marsal y Mazari, 1959). En esta obra, de extraordinario alcance y acuciosidad, se propone una división del área urbana en tres zonas geotécnicas: lomas, transición y lago, lo cual se presenta en Figura 1.

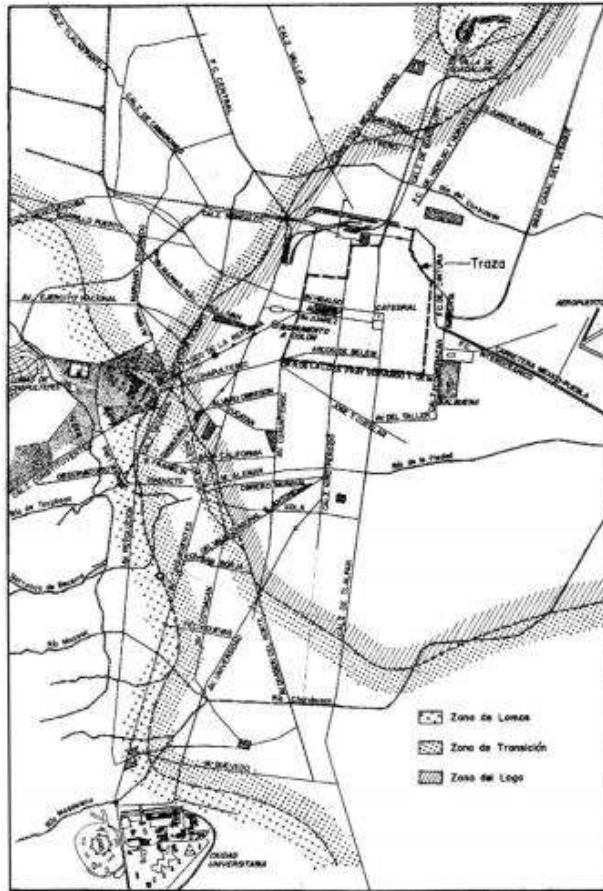


Figura 1 Zonificación de la ciudad de México (Tomada de: Marsal y Mazari, 1959)

A raíz de los sismos de septiembre de 1985, se realizaron exploraciones en diferentes sitios del valle (Jaime y Romo, 1987; Ovando et al. 1988) cuyos resultados combinados con la información recopilada previamente, permitieron definir el mapa de la Figura 2, realizado por M. Mendoza, que fue básicamente el mapa que se adoptó en el Reglamento de Construcciones de 1987 y se conservó en el de 1995.

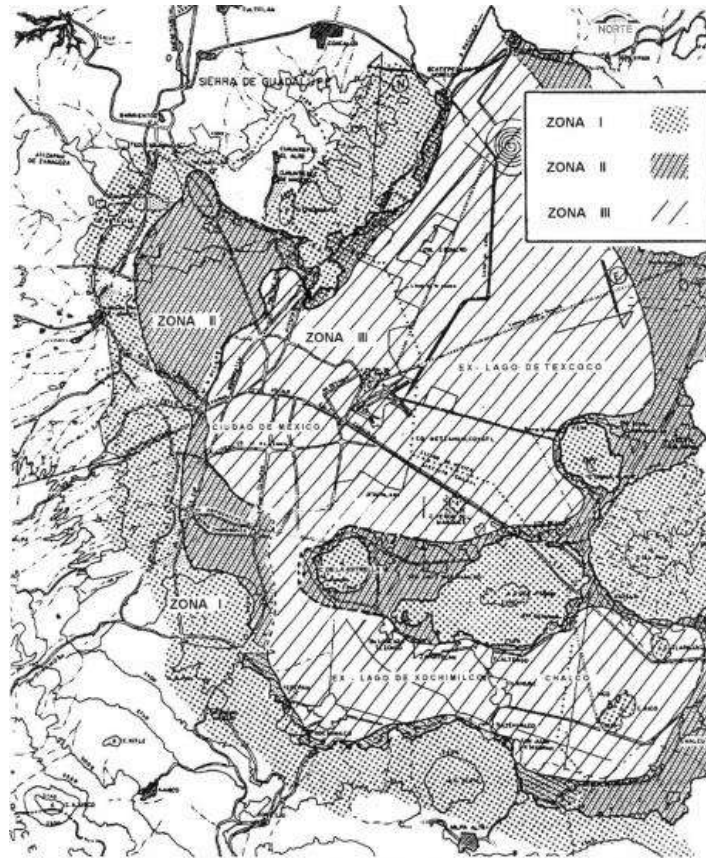


Figura 1 Zonificación geotécnica de 1987. (Tomada de: Jaime y Romo, 1987)

La división en tres zonas se ha conservado en la reglamentación a través de los años por las grandes ventajas que representa su sencillez de implementación y manejo de los ingenieros; sin embargo, se sabe que existen numerosas sub-zonas y sitios particulares en los que la estratigrafía local difiere significativamente de la considerada como típica de cada zona. Es por esto que los trabajos de zonificación geotécnica continúan, dando mayor certidumbre a la distribución de los materiales en el subsuelo del valle de México.

Zonificación Geotécnica del Distrito Federal

En el Capítulo 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del actual Reglamento de Construcción del Distrito Federal (GDF 2004a), se da una descripción de las tres zonas identificadas por Marsal y Mazari, así como un mapa de zonificación geotécnica en donde se muestran las zonas I, II y III:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, o que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo y arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

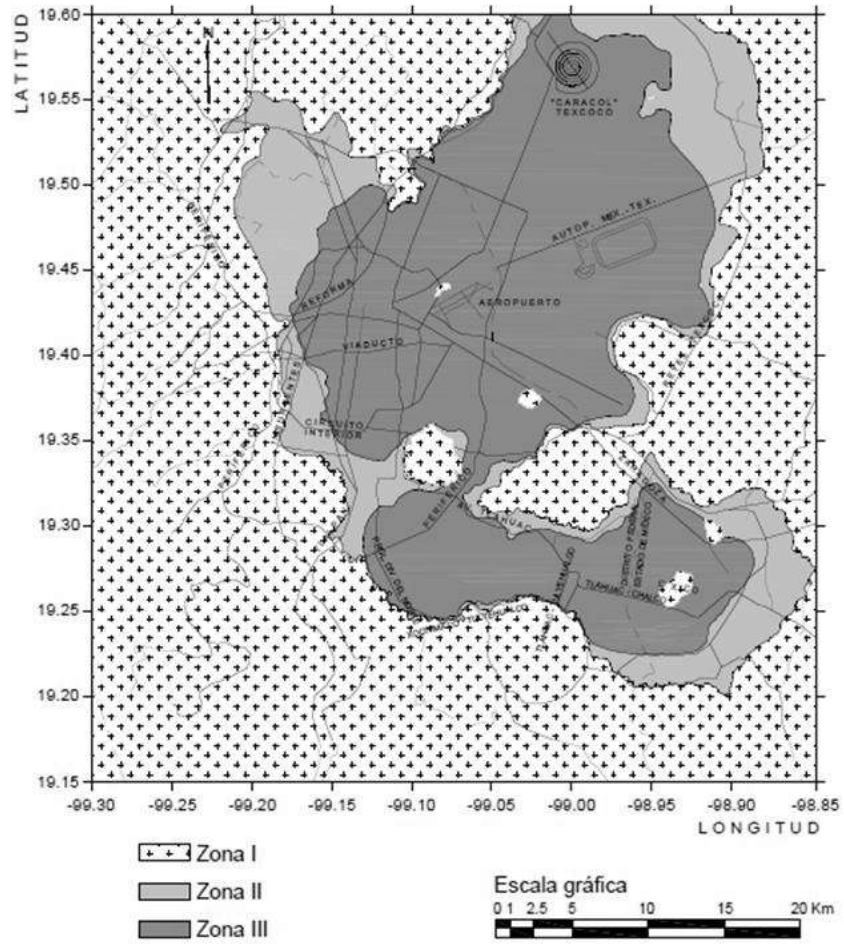


Figura 2. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México. Tomado de NTC-CDMX-2017

Edificios de planta baja flexible

Uno de los problemas que generalmente se presentan en estructuras reticulares, es cuando existe una zona débil en el flujo de transmisión de fuerzas, o si existe un cambio notable de rigideces; cualesquiera de ello, producirá una zona de alto peligro. El más crítico de éste tipo de problemas es el denominado “planta baja flexible”, nombre adoptado por los edificios cuya planta baja es de menor rigidez que las superiores. La presencia de la planta baja flexible provoca que se generen fuerzas mayores en la planta flexible del edificio.

La situación de planta baja flexible se torna aún más crítica cuando los muros de los pisos superiores son muros de cortante. El problema que esto significa reside en la concentración de fuerzas sísmicas, por lo que las deformaciones se concentrarán en el piso más débil; las deflexiones en él serán mucho mayores que en el resto de los pisos y se producirán esfuerzos y daños de magnitud importante, Figura 4. Por lo tanto, no se logrará una distribución de rigidez uniforme en la estructura. Esta planta baja normalmente está estructurada con columnas que forman marcos y soportan losas planas de claros considerables y con ausencia o escasez de muros.

El excedente de peso de los niveles superiores con respecto al inferior y el cambio de rigidez de entrepisos, fueron las principales causas que provocaron el colapso de varios edificios en la Ciudad de México (CDMX) tras el sismo del pasado 19 de septiembre del 2017.

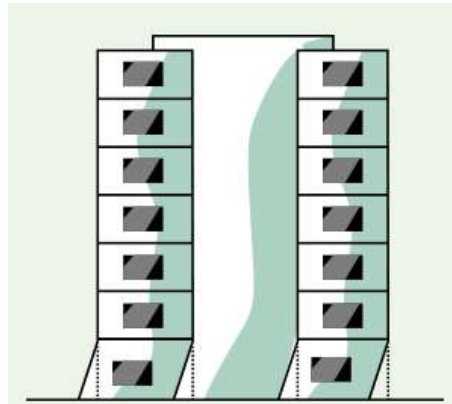


Figura 5 Ejemplo de una planta baja flexible. Tomado de: <https://www.google.com/maps>.

En los edificios contruidos con la técnica de entrepisos blandos o flexibles, donde se aprovecha la primera planta como zona de estacionamiento, la planta inferior puede quedar menos rígida que las superiores, como el que se muestra en la Figura 5. Aunado a que los entrepisos superiores sufren un menor impacto ante un sismo.

Algunas veces para dejar más espacio para los autos o algún tipo de comercio, en ese piso hay pocos elementos estructurales o éstos están mal diseñados, por lo que no tienen la rigidez suficiente para soportar la deformación inducida por un sismo de magnitud importante.



Figura 5. Edificio con planta baja flexible. Tomado de: <https://www.google.com/maps>. 2019

Los edificios colapsados el pasado 19 de septiembre del 2017, no presentaban ningún problema por carga gravitacional, es decir, los inmuebles que colapsaron sí resistían el sobrepeso de los pisos superiores. El problema fue al recibir el movimiento lateral provocado por el sismo.

Las reglamentaciones posteriores al sismo de 1985 hicieron énfasis en que las estructuras deberían poder deformarse sin colapsarse, lo cual se puede conseguir con un correcto detallado de los elementos estructurales y sus uniones.

Las fotografías que se presentan en la Figura 16 a y b, muestran algunos ejemplos de edificios que presentaron colapso durante el sismo del 17 de septiembre del 2017, la primera columna muestra el edificio antes de someterse al terremoto y en la segunda columna se muestra el edificio dañado por el sismo. En todos los casos se tenía presente el mecanismo de colapso de una planta baja débil.



Figura 6a: Imágenes de edificios colapsados en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre del 2017. (Antes y después). Tomado de www.smie.org.mx. 2020



Figura 6b: Imágenes de edificios colapsados en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre del 2017. (Antes y después). Tomado de www.smie.org.mx. 2020

Descripción de trabajos relacionados

En el artículo llamado “EL PISO SUAVE EN EDIFICACIONES: UNA MIRADA A LA NORMATIVA Y AL DISEÑO ACTUAL” (Hernández-García y Tena-Colunga, 2017), nos habla sobre algunos de los errores más comunes que se presentan en las diferentes etapas de diseño y construcción de estructuras, que dan paso a que se propicie una planta baja débil, tales errores son, entre otros, la ausencia de consideraciones adecuadas al momento de definir las variables que afectan el diseño, las libertades que puede permitir el ingeniero encargado de la construcción al sentirse confiado por su experiencia en esos ámbitos, o la falta de competencia al realizar los análisis y revisiones necesarias para ejecutar un proyecto estructural adecuado.

Como se sabe, una planta baja débil se presenta debido a un gran incremento de rigidez entre dos niveles consecutivos a causa de los muros que ayudan a soportar las descargas verticales de los niveles superiores, de aquí que lo que se hace en despachos en el diseño de estructuras es solo considerar el peso de los muros sobre las trabes donde estarán desplantados, bajo la filosofía de “muros desligados de los marcos”, esto quiere decir que se intentará no conectar dichos muros idealizando su peso como una carga distribuida, haciendo que los muros sean componentes “no estructurales”. Sí lo anterior se logra, la idealización de la estructura con muros desligados de los marcos podría funcionar, pero sí el encargado del proyecto no logra idealizar esta estructura, los muros estarían trabajando como muros diafragma aportando rigidez y resistencia lateral a la estructura y entonces se estaría sobreestimando y sub-diseñando a los elementos portantes, disminuyendo así las solicitaciones que serán demandadas sobre la estructura en la realidad.

En el artículo presentan una comparación entre dos modelos de estructuras, uno con un modelo de estructura rígida con piso suave (consideran muros ligados a las trabes) y el otro con un modelo equivalente idealizando la carga distribuida sobre las trabes (consideran muros desligados de las trabes). Realizaron un análisis modal espectral, un análisis de ‘pushover’ y un análisis dinámico no lineal paso a paso de donde determinaron cómo se presenta la planta baja débil en el edificio con muros ligados a los marcos. También se mencionan las consideraciones que se deben tomar en cuenta al momento del diseño sísmico de acuerdo con las NTCS-04, y algunas de las recomendaciones para desarrollar modelos numéricos son:

- Considerar un muro confinado; ya que se desplanta el muro sobre una dala ahogada sobre la trabe del marco de concreto, no conectar ni la dala superior

ni los castillos laterales de los muros a la viga superior y a las columnas que forman el marco. Así se evita darle rigidez y resistencia lateral al marco.

- El lado superior y los dos lados laterales del muro tendrán una separación mínima de 2 cm entre los elementos del marco y el muro con un material deformable, compresible, flexible e impermeable y con ángulos y tornillos antisísmicos para evitar que el muro se salga de su plano.
- Como conclusión mencionan que para verificar los desplazamientos en los marcos es necesario realizar análisis no lineales, para obtener los desplazamientos ante movimientos de la estructura más reales.

En el artículo “Assessment and strengthening strategies of existing RC buildings with potential soft-storey response” (Furtado et al., 2014), estudian la posibilidad de implementar soluciones de fortalecimiento a edificios de concreto reforzado existentes, en particular los edificios con comportamiento potencial de mecanismos de planta baja flexible. Estiman la seguridad sísmica de los edificios tomando en cuenta la influencia de muros de mampostería en los pisos superiores, pero no en la planta baja. Explican que algunas de las técnicas de fortalecimiento para eliminar el piso suave como respuesta son: el revestimiento de columnas de concreto reforzado, la adición de muros de corte de concreto reforzado, la adición de arriostramiento de acero con y sin enlace de corte.

En el trabajo se menciona que descuidar la contribución de los muros de mampostería puede no ser una medida de seguridad debido a que estos elementos pueden reducir drásticamente el periodo natural de la estructura y, consecuentemente reducir la sollicitación esperada e introducir mecanismos inesperados a la estructura.

El mecanismo de planta baja flexible se caracteriza por la concentración de los desplazamientos en el piso donde existen irregularidades de la rigidez, inducidos a causa de discontinuidades de elementos estructurales o no estructurales.

En el trabajo concluyen que los parámetros fundamentales a la respuesta de una estructura debidos a acciones sísmicas son: rigidez, fuerza y ductilidad. Por otro lado, los factores que pueden llegar a afectar el proceso de reforzamiento de las estructuras son: problemas socio-económicos, factores de costo-beneficio, importancia de los edificios, duración del trabajo, funcionalidad y compatibilidad con la intervención que se le dará y la arquitectura del edificio. De aquí que se clasifican las estrategias de retroadaptación principalmente en dos grupos:

- Técnicas de intervención del sistema estructural global.
- Técnicas de intervención de miembros para elementos de concreto reforzado

Las técnicas de reforzamiento del sistema estructural global son menos costosas que una intervención en todos los miembros de la estructura. La intervención local de elementos estructurales o no estructurales aislados tiene por objeto aumentar la capacidad de deformación de los componentes deficientes para que no enriquezcan su estado límite a medida que el edificio responde al nivel requerido.

En este trabajo se considera un modelo numérico de un edificio de 8 niveles con planta baja flexible, el cual se somete a un análisis estático no lineal (Pushover), se estudia la respuesta del edificio con muros de mampostería y sin muros de mampostería. Con base en los resultados obtenidos presentan gráficas de desplazamiento de entrepisos y comparan los resultados estimados con los dos modelos. También presentan una comparación de las curvas de capacidad de ambos casos, de donde concluyen que el edificio con muros tiene un mayor incremento del cortante basal con respecto al que no tiene muros. También reportan los resultados obtenidos de un análisis dinámico no lineal, para estos análisis reportan que generaron series temporales de aceleración de riesgo constante, y sus resultados les permiten verificar la seguridad del edificio como función de los niveles de daño propuestos en varias normas. De estos resultados, los investigadores confirman que la ausencia de muros de mampostería en la planta baja hace más vulnerable al edificio.

Finalmente, en este trabajo se estudia la rehabilitación del edificio, donde los autores estudian tres casos de refuerzo, en el primero se propone implementar revestimiento de columnas de concreto reforzado, en su trabajo presentan los detalles del armado a utilizar para revestir las columnas, también proponen que se adhieran 4 muros de corte de concreto reforzado en la dirección longitudinal y 2 muros de corte de concreto reforzado en la dirección transversal, reportando de igual forma los detalles del armado recomendado. Como segundo caso de refuerzo implementan la adición de arriostramiento de acero con y sin enlace de corte, mediante 4 pares de tirantes de acero HEA 650 y dos pares HEB 650, localizados en la misma posición que los muros de cortante; como tercer caso de refuerzo utilizaron la incorporación de un disipador de energía, esto con el fin de reducir el impacto del sismo en la estructura. De las técnicas propuestas concluyen que la que ofrece mejores resultados en la disminución del desplazamiento de la estructura corresponde a la adición de tirantes de acero.

En el presente trabajo se estudia un edificio de 8 niveles con planta baja flexible, representativo de un edificio típico de oficinas localizado en la Ciudad de México, donde se desarrolla un modelo numérico con el programa SAP2000 para estimar la respuesta estática no lineal del mismo, ante un conjunto de acelerogramas reales registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. El objetivo del trabajo

es estudiar las diferencias que se tienen en la demanda sísmica de las columnas que forman la planta baja flexible ante diferentes acelerogramas registrados en las estaciones sísmicas correspondientes a la zona sísmica IIIa de la Ciudad de México. Los resultados nos permiten concluir que existe claramente la presencia de la planta baja flexible pues en las gráficas se aprecia claramente cómo el valor del cortante en la base y las distorsiones angulares a que llevan las acciones dinámicas del nivel inferior son considerablemente mayores a las que se presentan en los niveles superiores, lo anterior es causa del incremento de rigidez que proporcionan los niveles superiores al nivel inferior y que el efecto de la planta baja flexible es mayor en la dirección transversal del edificio. Se estimaron curvas de fragilidad donde se muestra claramente que el efecto de la planta flexible conduce a que pequeños incrementos de la aceleración máxima del suelo conduzcan al edificio rápidamente de un estado de daño ligero a la presencia del colapso.

Descripción del edificio

Se considera como caso de estudio a un edificio de oficinas de los que se han construido típicamente en la Ciudad de México dentro de la zona sísmica clasificada como IIIa, sin ubicación exacta, es decir representativo de cualquier sitio de esta zona. El edificio consta de 8 niveles, de los cuales la planta baja tiene una estructuración que lo hace clasificar como piso débil, esto de acuerdo a las definiciones que se mencionaron a lo largo de la introducción. El caso que se eligió para este estudio presenta una serie de irregularidades en su configuración estructural, las cuales dan lugar a la existencia de una planta baja flexible, ya que en los niveles superiores se tiene la presencia de muros de mampostería que interrumpen su continuidad en el nivel de planta baja, por lo tanto, se presenta un cambio brusco de rigidez en ambas direcciones para resistir las cargas laterales inducidas por la ocurrencia de sismos. La Figura 7 presenta el modelo numérico desarrollado para el edificio de 8 niveles que se investiga en este trabajo.

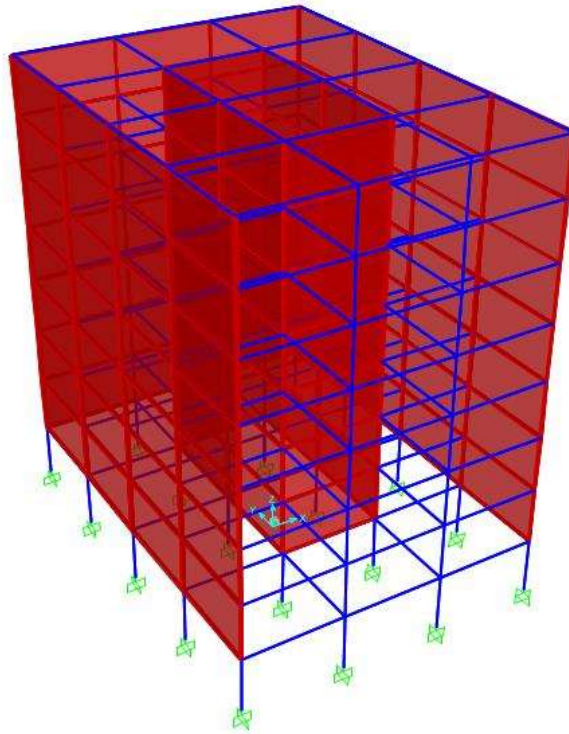


Figura 7 Modelo del edificio de 8 niveles creado en Sap2000.

El edificio presenta una configuración en planta rectangular de 15 metros por 20 metros, la geometría tiene 3 crujiás en la dirección correspondiente a la fachada principal del edificio, y 4 crujiás en el lado largo (20 metros) correspondientes a la colindancia con los edificios localizados a sus costados. El edificio tiene un total de 34 columnas con sección transversal cuadrada de 45 cm de lado, de las cuales, 20 se localizan en la planta baja y las otras 14 se encuentran ubicadas en la fachada principal del edificio, como se muestra en la Figura 8. En su dirección transversal se tienen 3 líneas de muros, mientras que en la dirección longitudinal se tienen 4 líneas de muros. Los claros entre columnas son simétricos, 5 m en ambas direcciones, y las alturas de entrepiso son de 2.8 metros en todos los niveles. En la planta del edificio se tiene un hueco de 10 m x 5 m donde se localizan el cubo de escaleras y elevador.

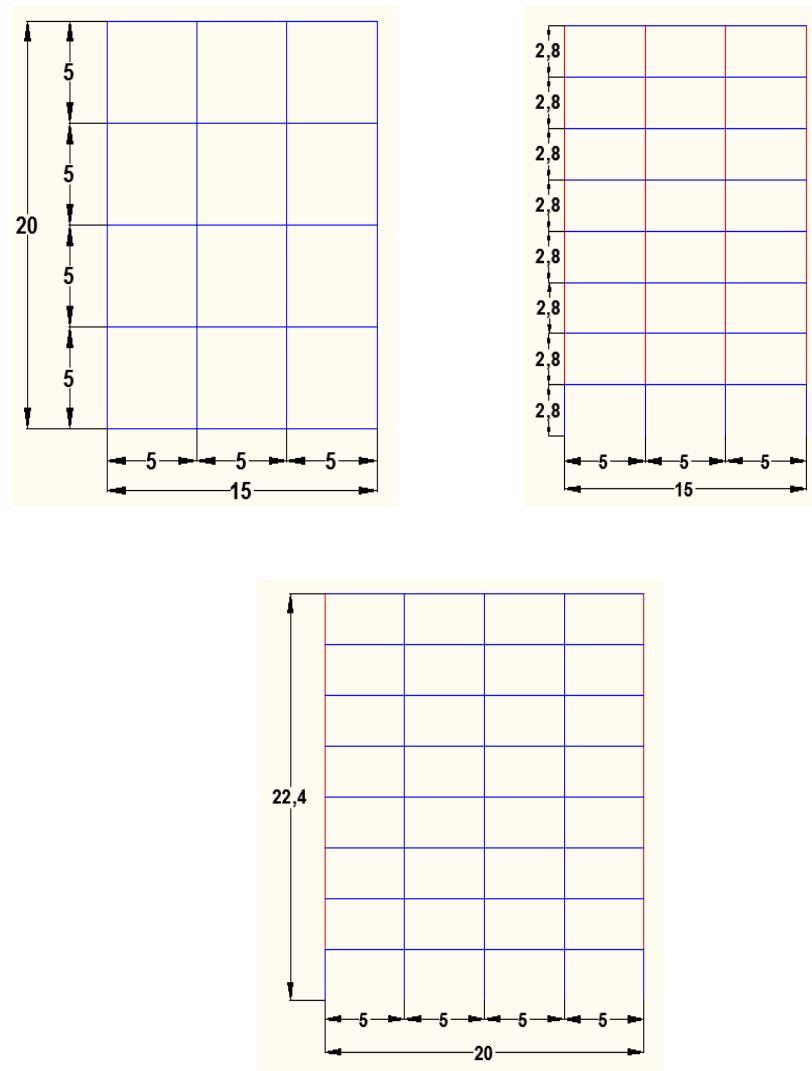


Figura 8 Vistas en: (a) planta, (b) dirección transversal, y (c) dirección longitudinal del edificio. Cotas en metros

En el modelo numérico se asume que las columnas y trabes están construidas con concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 y acero de refuerzo con esfuerzo a la fluencia de 4200 kg/cm^2 . Para las losas de entrepiso se considera un sistema a base de diafragmas rígidos en todos los claros, en todos los niveles. Consideramos que los muros de mampostería son elementos tipo Shell de cascaron delgado de 20 cm de espesor, con una resistencia a compresión de 200 kg/cm^2 . Para desarrollar el modelo numérico se utilizan elementos tipo barra con seis grados de libertad por nodo para representar las trabes y columnas del edificio, mientras que las losas de entrepiso y los muros de mampostería se modelan con elementos finitos del tipo Shell con cuatro nodos y seis grados de libertad por nodo. Se considera la hipótesis de que se tiene una cimentación rígida bien diseñada y construida que se puede considerar como un apoyo empotrado. Para el caso de estudio se asumen una carga muerta de 921.05 kg/m en el nivel de azotea y de 891.8 kg/m en el resto de los niveles inferiores. La carga viva se consideró de 100 kg/m .

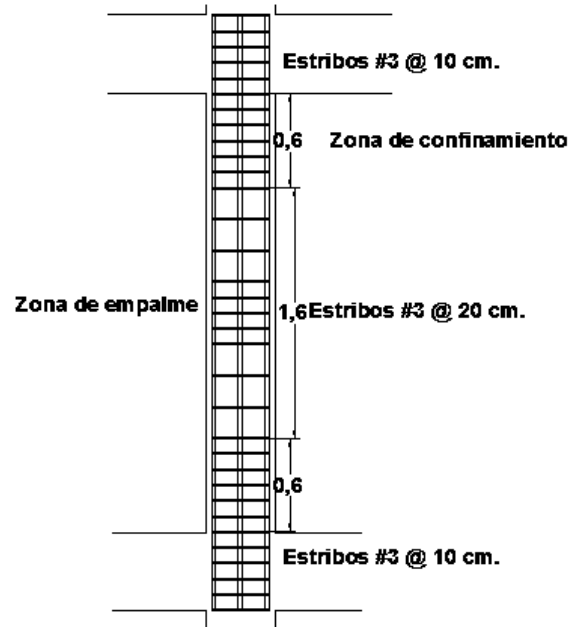
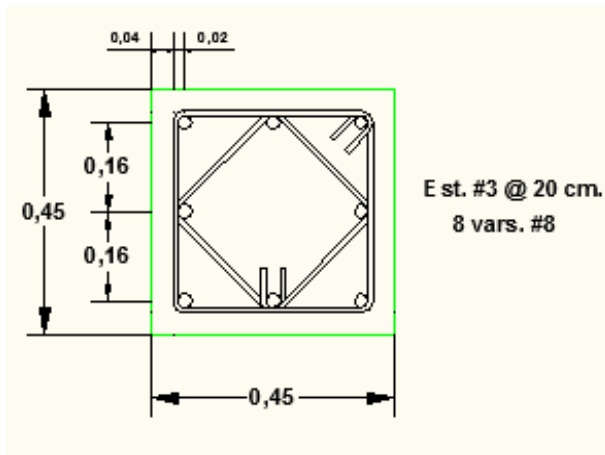
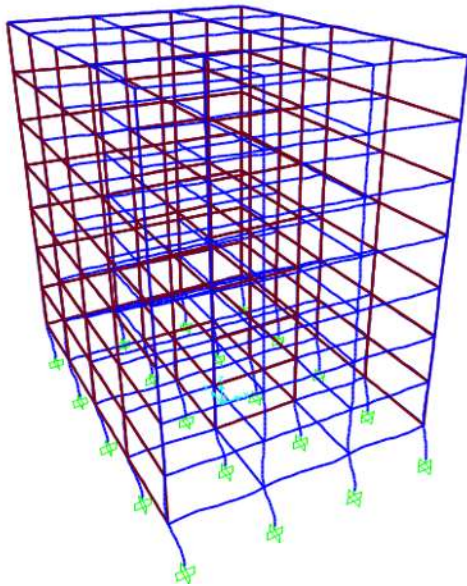
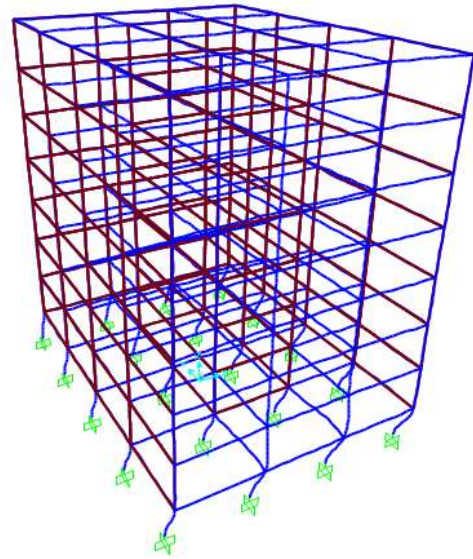


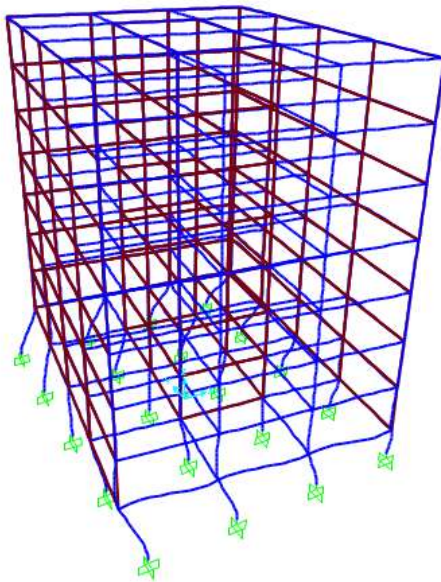
Figura 9. Detalles de armado de columnas. Cotas en metros



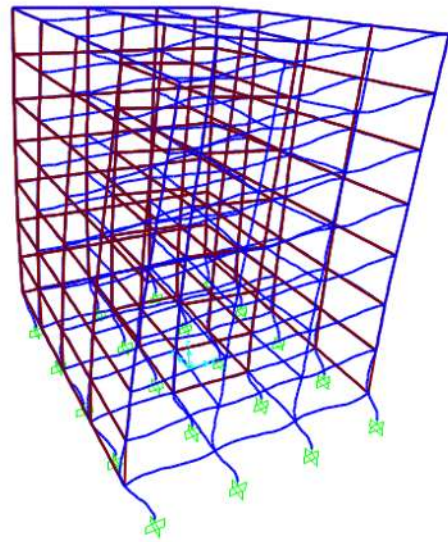
Modo 1 $T = 0.80162$ seg.



Modo 2 $T = 0.64139$ seg.



Modo 3 $T = 0.57368$ seg.



Modo 4 $T = 0.23257$ seg.

Figura 11. Representación de los primeros cuatro modos de vibrar de la estructura, con su periodo correspondiente.

Determinación de la demanda sísmica

Descripción de la sismicidad de la Ciudad de México

La República Mexicana se caracteriza geológicamente por su gran actividad sísmica y volcánica, ya que se encuentra ubicada en el contexto de 5 placas tectónicas: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos. La corteza terrestre está constituida por grandes placas poco deformables, arrastradas por corrientes magmáticas del manto y empujadas por la nueva corteza que se forma entre ciertas aberturas, principalmente submarinas, las placas se mueven una con respecto a la otra ocasionando movimientos relativos resistidos por la fricción entre las placas, cuyo vencimiento suele dar origen a temblores. Estos movimientos relativos entre placas alcanzan varios centímetros por año y pueden ser de tres tipos:

- Por separación horizontal en las aberturas que causan temblores débiles que generalmente no ocurren cerca de áreas pobladas.
- Por deslizamiento horizontal relativo, los cuales tienen lugar en las llamadas fallas de transformación.
- Por subducción, estos se presentan porque una placa se dobla y penetra bajo otra.

La sismicidad de la Península de Baja California y de los estados de Sonora y Sinaloa está dominada por fallas de transformación que forman parte del sistema de San Andrés. Desde Colima hasta Oaxaca domina la subducción de las placas Rivera y de Cocos bajo la de Norteamérica. Al sur de Oaxaca, la placa de Cocos se subduce bajo la del Caribe, afectando al estado de Chiapas. El movimiento horizontal de la placa del Caribe con respecto a la placa Norteamericana produce temblores que afectan a Chiapas. La Figura 11 muestra esquemáticamente estos procesos.



Figura 12. Placas Tectónicas de la República Mexicana. Tomada de: www.sgm.gob.mx, 2019

Como consecuencia de los deslizamientos entre placas y de movimientos del magma, las placas se encuentran sujetas a esfuerzos que pueden llegar a fracturarlas, incluso lejos de sus fronteras, estas fracturas son fallas geológicas donde también se producen sismos a profundidades menos de 25 km. La mayor parte de nuestro territorio está afectado por estos fenómenos; además que las placas Rivera y de Cocos ya subducidas bajo las placas continentales, también están sujetas a esfuerzos que al ocasionar su ruptura también originan temblores, cuya profundidad bajo el territorio mexicano suele denominarse intermedia, ya que se presenta a profundidades de 125 o más kilómetros.

México se encuentra en una de las zonas de subducción (Figura 12), donde el fondo oceánico de la placa tectónica de Cocos está forzando su descenso ("subduciendo") bajo el borde continental de la placa Norteamericana. Las zonas de subducción, Figura 13, son propensas a grandes terremotos, porque las dos placas se mueven una contra otra. Cuando la tensión se acumula hasta el punto de ruptura, la placa superior se libera y regresa a donde había estado, levantando así el fondo del océano. Esto produce un terremoto y a veces un tsunami.

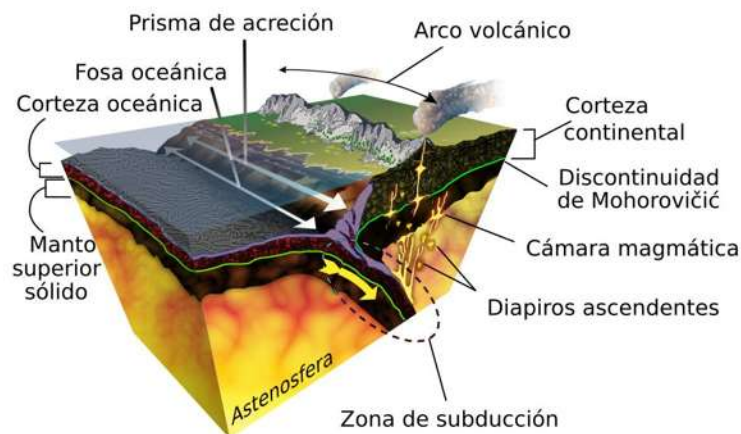


Figura 13 Subducción de placas tectónicas. Tomada de: <https://es.wikipedia.org>

Los sismos se originan en el interior de la tierra y se propaga por ella en todas direcciones en forma de ondas. Son de corta duración e intensidad variable y son producidos a consecuencia de la liberación repentina de energía. Al generarse un temblor las ondas sísmicas que se propagan en todas direcciones, provocan el movimiento del suelo tanto en forma horizontal como vertical. En los lugares cercanos al epicentro, la componente vertical del movimiento es mayor que las horizontales y se dice que el movimiento es *trepidatorio*; por el otro lado, al ir viajando las ondas sísmicas, las componentes se atenúan y al llegar a un suelo blando, como el de la ciudad de México, las componentes horizontales se amplifican y se dice que el movimiento es *oscilatorio*.

Cada superficie del suelo en la Ciudad de México se mueve de forma distinta cuando se produce un temblor o sismo, a causa de la rigidez del subsuelo, de los efectos geológicos y topográficos que se tienen en la zona. Por ello se han establecido distintos tipos de regiones, caracterizados cada uno con parámetros específicos de riesgo ante un temblor, a esto también se le conoce como zonificación sísmica de un sitio. Con la zonificación sísmica se pretende evaluar los riesgos específicos de cada territorio para lograr una planificación urbanística y tomar en cuenta las medidas necesarias a considerar para la construcción de estructuras sismo-resistentes.

En el caso de la Ciudad de México, su normativa vigente la divide en tres zonas sísmicas definidas de acuerdo al impacto y las aceleraciones del terreno esperadas,

y que en consecuencia ponen en riesgo la infraestructura civil ante la ocurrencia de un terremoto, esto de acuerdo a la norma técnica que complementa al reglamento de Protección Civil de la capital. En las secciones correspondientes a los efectos sísmicos se describe el terreno que caracteriza a la capital, el cual se clasifica como: zona de lagos, zona de transición y zona de territorio firme; respectivamente representativo de suelos conocidos, como blandos, intermedios y duros, o de rigidez baja, media y alta.

La norma asigna a cada una de las zonas un coeficiente sísmico, representativo de la fuerza que se espera actúe en la base de los edificios como efecto de acción de un terremoto. Este coeficiente toma en cuenta las características del terreno y añade la base, peso y altura de los edificios, sus valores se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1 Coeficientes sísmicos de la Ciudad de México

ZONA	COEFICIENTE
Zona I	0.16
Zona II	0.32
Zona IIIA	0.45
Zona IIIB	0.45
Zona IIIC	0.40
Zona IIID	0.30

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, la Ciudad de México se divide en tres zonas, como se muestra en la Figura 13, con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros;

- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

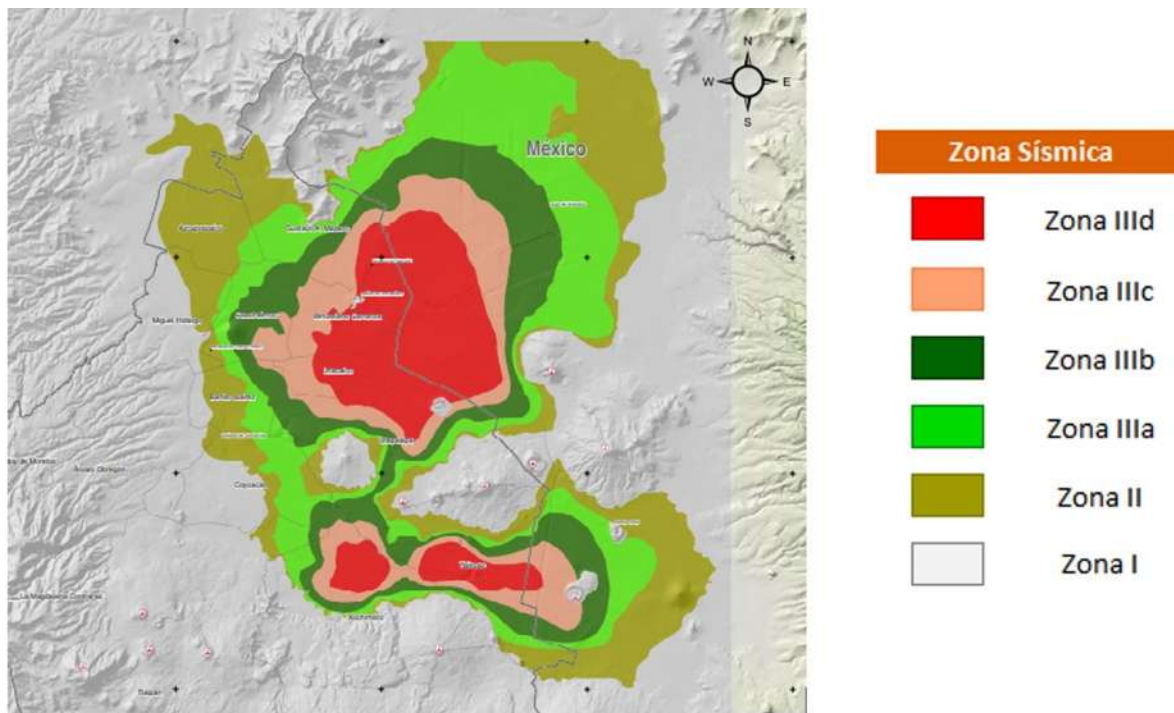
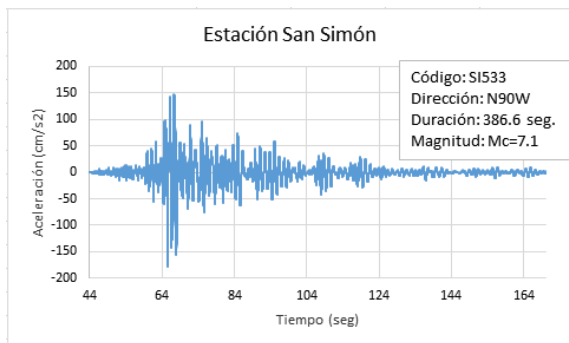
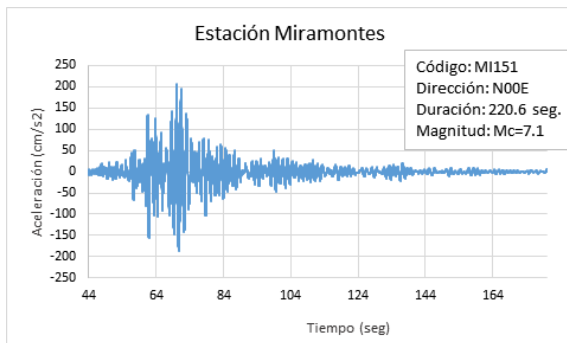
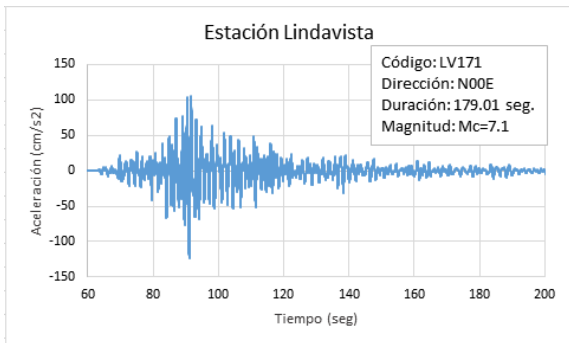
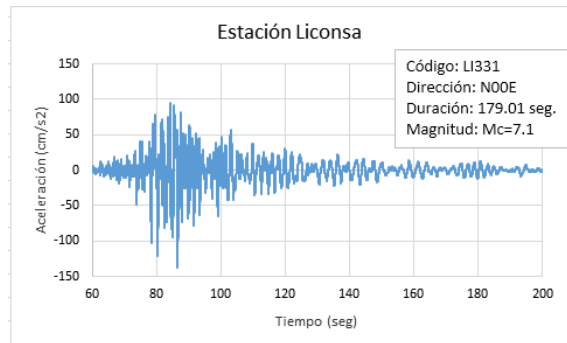
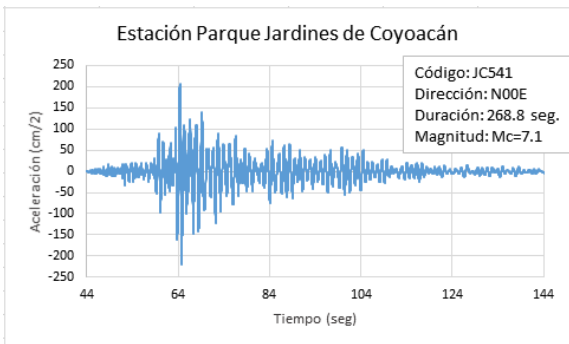
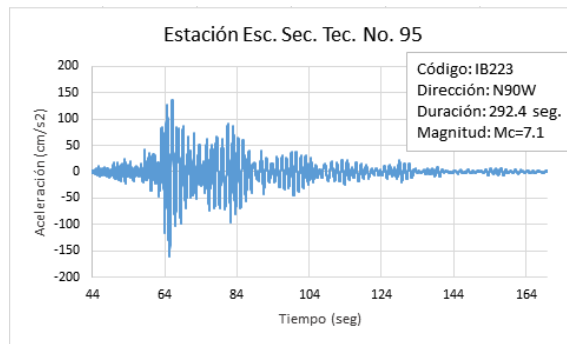
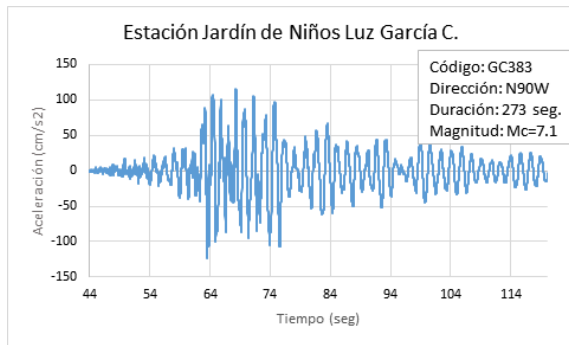
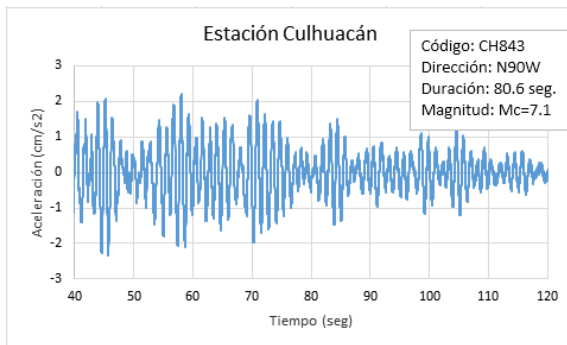


Figura 14. Zonificación sísmica de la Ciudad de México (Tomada de la SMIE, 2019).

Gracias a la instrumentación de sismógrafos que se tienen en la Ciudad de México, se pudo obtener una base de datos de los acelerogramas registrados en la zona en estudio del sismo del 19 de septiembre del 2017, los cuales se resumen en la Tabla 2. Para los fines de este estudio y de acuerdo a la localización del edificio, solo se tomarán los datos de las estaciones sismológicas de la zona IIIA de la Ciudad de México. Los acelerogramas que se presentan en la Figura 15 presentan las aceleraciones registradas en dos direcciones ortogonales, que se considerarán actuando en el edificio, en la figura se presentan las aceleraciones, la estación donde se registró, la duración de la señal y la dirección a la que corresponde el registro.

Tabla 2 Estaciones sísmicas de donde se obtuvieron las acelerogramas que definen la demanda sísmica.

ZONA	ESTACIÓN	NOMBRE	LOCALIZACIÓN	
			LATITUD	LONGITUD
IIIA	LV17	Lindavista	19.493725	-99.127788
	UC44	Unidad Colonia IMSS	19.434389	-99.165902
	SI53	San Simón	19.376284	-99.148205
	IB22	Escuela Secundaria Técnica No. 95	19.34593	-99.130099
	CH84	Culhuacán	19.329428	-99.125575
	JC54	Parque Jardines de Coyoacán	19.313714	-99.127482
	GC38	Jardín de Niños Luz García Campillo	19.316698	-99.106243
	MI15	Miramontes	19.284026	-99.125323
IIIB	LI33	LICONSA	19.307407	-98.963433
	VC09	Venustiano Carranza	19.454777	-99.122767
	TL08	Deportivo Antonio Caso T-II	19.450773	-99.133785
	TL55	Tlatelolco	19.45378	-99.142795
	CCL	CENTRO CULTURAL UNIVERSITARIO TLATELOLCO CAMPO LIBRE	19.449858	-99.137919
	GA62	Escuela Secundaria Técnica No. 2	19.439329	-99.140882
	RM48	Escuela Primaria Rodolfo Menéndez	19.435779	-99.128909
	AL01	Alameda	19.436319	-99.145776
	LI58	Escuela Secundaria Diurna No. 23	19.427038	-99.157373
	BL45	Balderas	19.425653	-99.147927
	PCJR	EDIFICIO PLAZA CORDOBA JARDIN	19.422809	-99.159111
	CO58	Escuela Secundaria Técnica No. 18	19.420682	-99.158818
	CI05	Roma	19.41952	-99.165808
	CJ04	Multifamiliar Juárez II	19.410416	-99.157217
	CJ03	Multifamiliar Juárez	19.410488	-99.155161
	SCT2	SCT-B2	19.394694	-99.148678
	PE10	Escuela Primaria Plutarco Elías Calles	19.390278	-99.132387



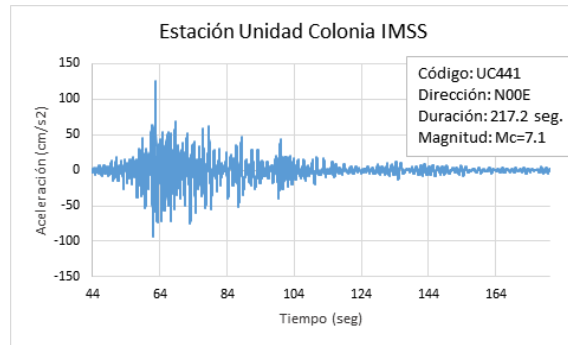
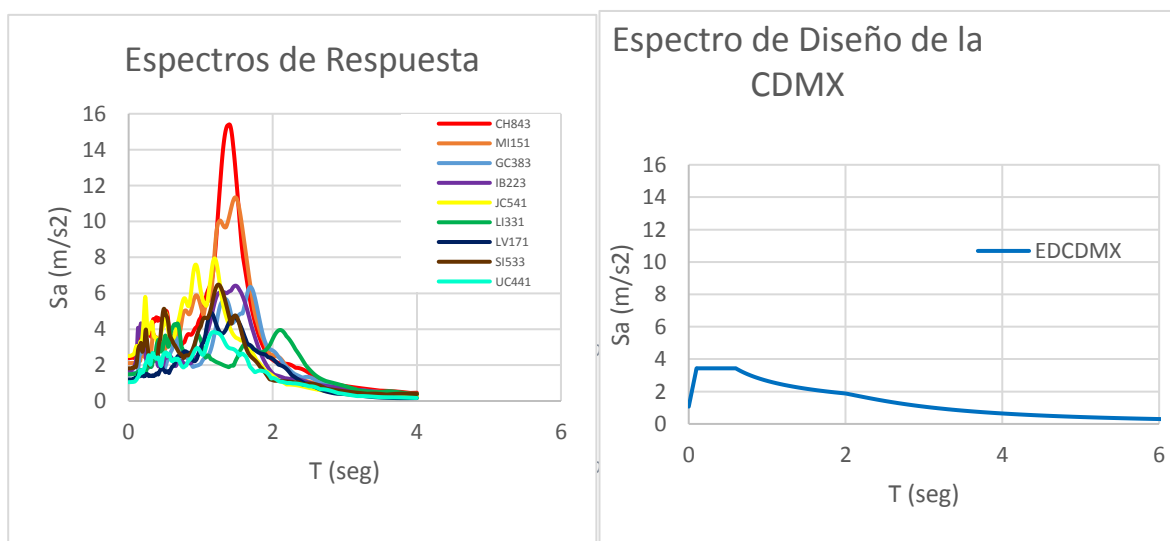


Figura 15 Acelerogramas registrados en la zona sísmica III de la Ciudad de México que definen la demanda sísmica.

Con ayuda del software SeismoSignal (versión 4.3.0.Cracked.tPORT_2.2013) se calcularon los espectros de respuesta de los acelerogramas que fueron seleccionados para definir la demanda sísmica en este trabajo, estos se presentan en la Figura 16a y fueron estimados considerando un porcentaje de amortiguamiento del 5%, además de tomar en cuenta la corrección de línea base de los registros. Los espectros muestran que el periodo dominante del sitio se encuentra en el intervalo de 1.5-1.8 seg, con aceleraciones máximas de 2-15 m/s²; mientras que la Figura 16 b presente el espectro de diseño correspondiente a esta zona.



a) Espectros de respuesta

b) Espectro de diseño

Figura 16. Espectros de los acelerogramas que representan la demanda sísmica

Descripción de los modelos inelásticos

El conocer la capacidad ante carga lateral de un edificio resulta más importante en estructuras localizadas en zonas de alta sismicidad, ya que ésta es representativa de las fuerzas sísmicas que puede soportar ante la ocurrencia de temblores, y mediante análisis paramétricos se pueden estudiar diferentes escenarios que representen diferentes magnitudes de terremotos y asociarse a los estados de daño que se inducirían mediante estas fuerzas, lo cual a su vez, permite estimar cual es la capacidad del edificio para resistir terremotos. Para hacer estos estudios encontramos en la literatura diferentes metodologías que nos permiten obtener esta información, las cuales van desde modelos aproximados hasta métodos complejos donde se hace una representación muy detallada de las leyes constitutivas de los materiales de que están formados los elementos estructurales representativas de los comportamientos lineales y no lineales.

En la mayoría de los análisis que se desarrollan para diseñar edificios comunes se utilizan análisis elásticos que permiten identificar la capacidad elástica de las estructuras e indican el límite que lleva a la fluencia de los materiales, esto es válido a pesar de que los códigos de diseño permiten diseñar para fuerzas sísmicas reducidas, factor de ductilidad, y considerar efectos de sobre-resistencia de los materiales, lo cual, puede generar incertidumbre en la capacidad real del edificio para soportar cargas laterales. Los resultados que se obtienen de análisis elásticos no nos permiten tener una idea clara de cuáles son los mecanismos de falla que se pueden presentar, ni tampoco conocer cómo se presenta la redistribución de fuerzas a lo largo de las etapas fluencia y endurecimiento del material del que están hechos los elementos estructurales, lo cual es muy importante de identificar si se espera que la estructura pueda comportarse en el intervalo inelástico ante cargas accidentales, como son la ocurrencia de terremotos.

El método de análisis inelástico más completo es un análisis no lineal en la historia del tiempo, sin embargo, aún es considerado complejo y de uso general impráctico para la práctica profesional, debido a ello se han planteado métodos simplificados de análisis no lineal, llamados también análisis estáticos no lineales. Los análisis inelásticos ayudan a entender el comportamiento de las estructuras cuando están sujetas a una solicitación que exceda su capacidad elástica. Esto resuelve algunas de las incertidumbres asociadas con los códigos de diseño y los procedimientos elásticos.

El desempeño de una estructura depende de su capacidad para resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método del espectro

de capacidad, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda, desempeño (Figura 17):

Capacidad: la capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento Pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y luego son superpuestos para aproximar un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que alcanza su límite pre-establecido.

Demanda: a diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales como una condición de diseño, ya que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una solicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

Desempeño: una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. La evaluación del desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañando más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

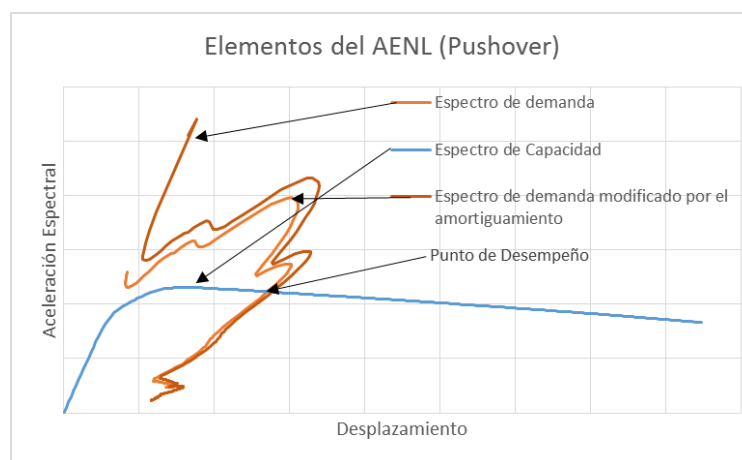


Figura 17 Elementos que definen los análisis estáticos no lineales o Pushover.

Existen varios métodos simplificados para desarrollar análisis estáticos no lineales como son:

a) Método del espectro de capacidad

Este método se basa en obtener un punto referente a la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda, el cual se reduce por efectos del amortiguamiento equivalente. A este punto se le conoce como “punto de desempeño”, y se puede observar claramente en la Figura 17. El espectro de capacidad se obtiene al transformar la curva de capacidad obtenida como resultado del análisis estático no lineal a un sistema de un grado de libertad, lo cual se logra implementando factores definidos en el ATC-40 o en el FEMA-273. La Figura 18 resume esta definición.

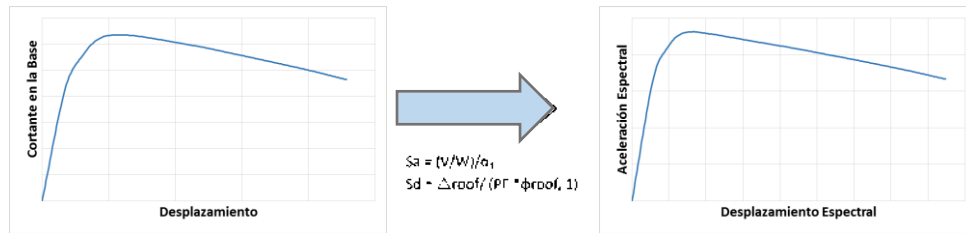


Figura 18 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad.

En el método que presenta el ATC-40, los factores implementados para transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad corresponden a los expresados en las ecuaciones 1 a 4:

$$PF_i = \frac{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g} \quad (1)$$

$$\alpha_i = \frac{[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i \phi_{i1} / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (2)$$

$$S_a = \left[\frac{V/W}{g} \right] \quad (3)$$

$$S_d = \left[\frac{\Delta_{roof}}{PF_i \phi_{roof,1}} \right] \quad (4)$$

donde PF_i es el factor de participación modal para el primer modo natural, α_i es el coeficiente de masa modal para el primer modo natural, w_i/g es la masa asignada al nivel i , ϕ_{i1} representa la amplitud del modo 1 en el nivel i , N es el último nivel, V es el cortante en la base, W es la carga muerta más carga viva probable, Δ_{roof} es el desplazamiento en el nivel de azotea, S_a es la aceleración espectral y S_d es el desplazamiento espectral.

Para aplicar el método primero se determina el espectro de capacidad de la estructura, segundo se estima el espectro de demanda referente al sitio donde se localiza la estructura, tercero se calcula el amortiguamiento equivalente, el cuarto paso es determinar el espectro de demanda afectado por el amortiguamiento equivalente, con este resultado el quinto paso es determinar el punto de desempeño, y el sexto paso es la revisión del comportamiento de la estructura ante el escenario de demanda seleccionado.

b) Método del coeficiente de desplazamiento

El método utiliza el análisis pushover y una versión modificada de la regla de igual desplazamiento para estimar un desplazamiento máximo, las bases y explicación detallada de los pasos a seguir se presentan el FEMA-273.

c) Método de la secante

En este método se utiliza una estructura sustituta y la rigidez secante. La División 95 de la ciudad de los Ángeles fue la encargada de presentar el método; el cual se reporta en la publicación “Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infill” (COLA, 1995).

d) Análisis no lineal en la historia del tiempo

El método se fundamenta en los mismos pasos básicos que el método estático con la única diferencia que consiste en que los análisis no lineales se conducen en la historia del tiempo, así que las fuerzas laterales que se aplican se obtienen a partir del empleo de registros de aceleración que reflejan el peligro sísmico del sitio.

En el presente trabajo se emplea el método del espectro de capacidad propuesto por el ATC-40, para estimar la respuesta no lineal del edificio considerando el método del pushover; por lo que, se estiman las curvas de capacidad del edificio en estudio en dos direcciones ortogonales debido a la geometría de la estructura mediante análisis estáticos no lineales, en seguida se determina la capacidad sísmica de la estructura, en las dos direcciones, al estar sujeta a los acelerogramas reales seleccionados como demanda sísmica, la respuesta obtenida se compara con resultados de trabajo experimental donde se indican los estados límite de daño que se pueden presentar como función de un parámetro de comportamiento, entre los que se tienen a la distorsión angular y a la ductilidad por curvatura, con base en estos resultados es que se entiende el comportamiento esperado del edificio ante cargas laterales, y es que se definen las conclusiones a que se llega con este trabajo.

Como mencionamos antes, el método de pushover consiste en aplicar un patrón de fuerzas horizontal incrementales gradualmente hasta que la estructura presenta su estado límite de falla. El objetivo del método es predecir el comportamiento real de la estructura ante esas cargas. Los resultados de este análisis se resumen en una gráfica fuerza-desplazamiento, donde el eje de las abscisas corresponde al desplazamiento asociado al cortante basal, eje de las ordenadas, de la carga aplicada. Para desarrollar los análisis estáticos no lineales implementamos el programa SAP2000, y los patrones de cargas incrementales utilizados se aplicaron en el primer marco, en dirección “X”, en cada una de las intersecciones de las trabes con la columna, y de la misma forma en dirección “Y” en la fachada del edificio con la configuración que muestra en las Figuras 19 y 20.

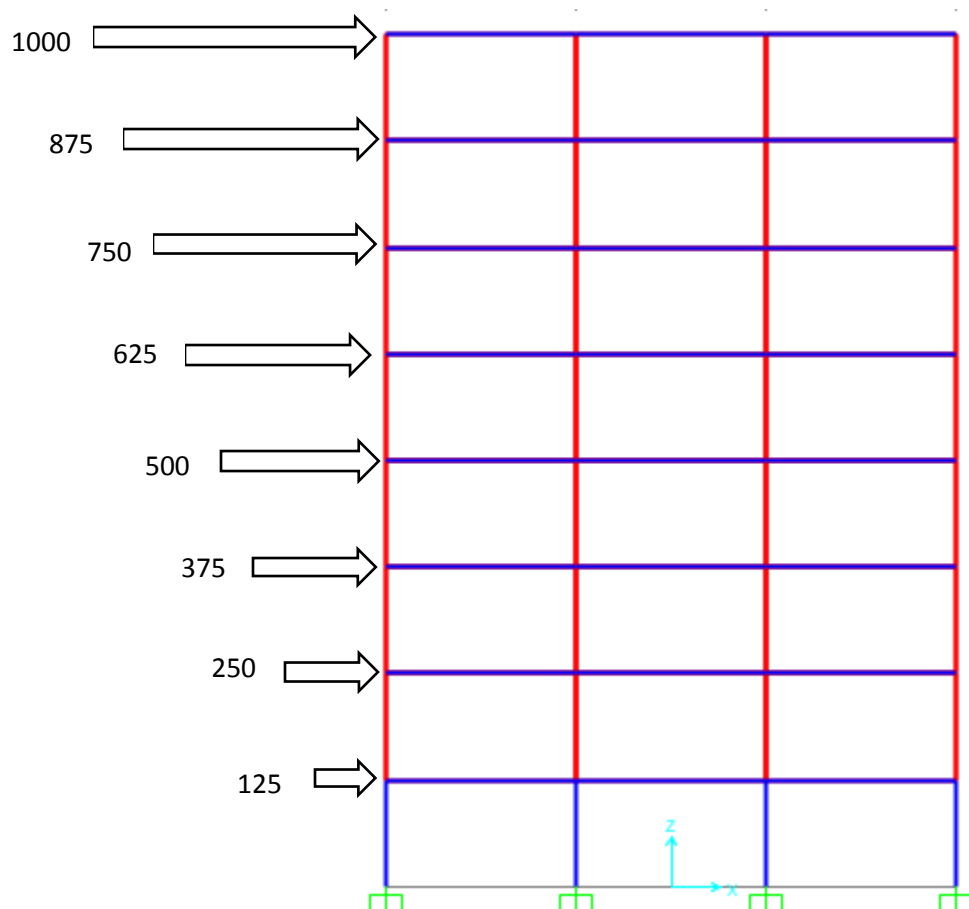


Figura 19. Patrón de cargas incrementales en dirección longitudinal

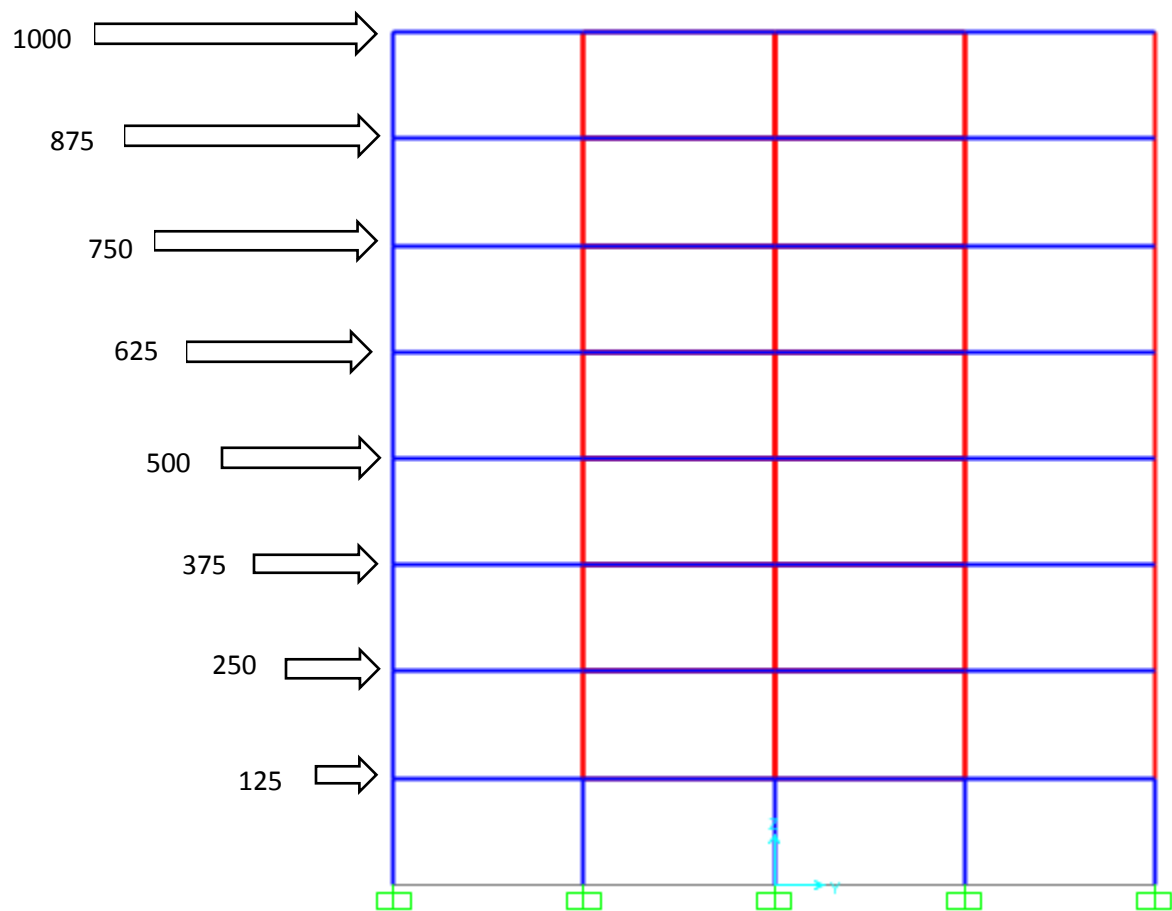


Figura 20. Patrones de cargas incrementales en dirección transversal.

Para desarrollar los análisis pushover es necesario primeramente definir las leyes constitutivas que definen el comportamiento no lineal de los materiales y el tipo de plasticidad a desarrollar, para este modelo se asume un modelo de plasticidad concentrada definido mediante articulaciones plásticas que se presentan cerca de

las uniones de trabes y columnas, la localización esperada de estas debe ser definida en el modelo numérico. La longitud y posición de las articulaciones plásticas es función de las propiedades de los materiales y condiciones del armado y confinamiento que se tengan en los elementos estructurales. En el caso de los edificios se tienen conexiones muy rígidas entre trabes y columnas, y si asumimos que la cimentación ofrece la misma condición de apoyo, podemos asumir que todos los elementos interconectados tenderán a la condición de un empotramiento, por lo que tanto trabes como columnas serían capaces de formar articulaciones plásticas en sus extremos. Para estimar la respuesta no lineal se asumió que el concreto sigue las leyes constitutivas, relación esfuerzo-deformación, propuestas por Mander, Priestley & Park (1998) para representar el comportamiento esfuerzo-deformación uniaxial para concreto confinado y no confinado; mientras que el acero de refuerzo longitudinal se modeló de acuerdo a la propuesta de comportamiento de Park & Paulay (1975). Para los modelos constitutivos del concreto se asumió una resistencia a la compresión $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para el acero se asume un esfuerzo a la fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. En la Figura 21 se presentan las relaciones esfuerzo-deformación que se utilizan en este trabajo.

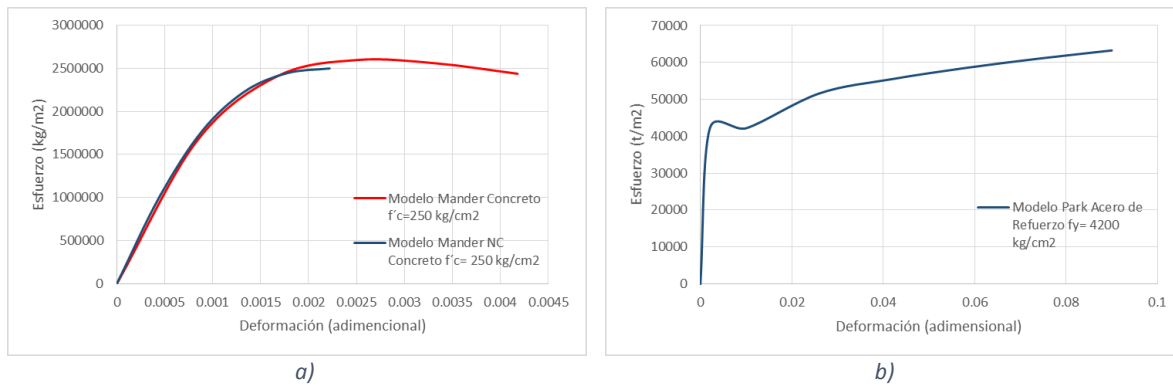


Figura 21 Modelos constitutivos para: a) Concreto con y sin confinamiento y b) Acero de refuerzo.

La articulación se estima usando la expresión propuesta por Priestley (2010), ecuación 5, donde L_p es la longitud de la articulación plástica, l es la altura de entrepiso, d_{bl} es el diámetro de la barra y f_y es la fluencia del acero. En la Figura 22 se muestra la localización de las articulaciones plásticas en los elementos estructurales del edificio. El segmento del elemento donde se espera la formación de articulaciones plástica se debe definir como zona plástica para modelar la flexión inelástica, asumiéndose una articulación plástica rígida.

$$L_p = 0.08l + 0.15(d_{bl}f_y) \geq 0.30(d_{bl}f_y) \quad (5)$$

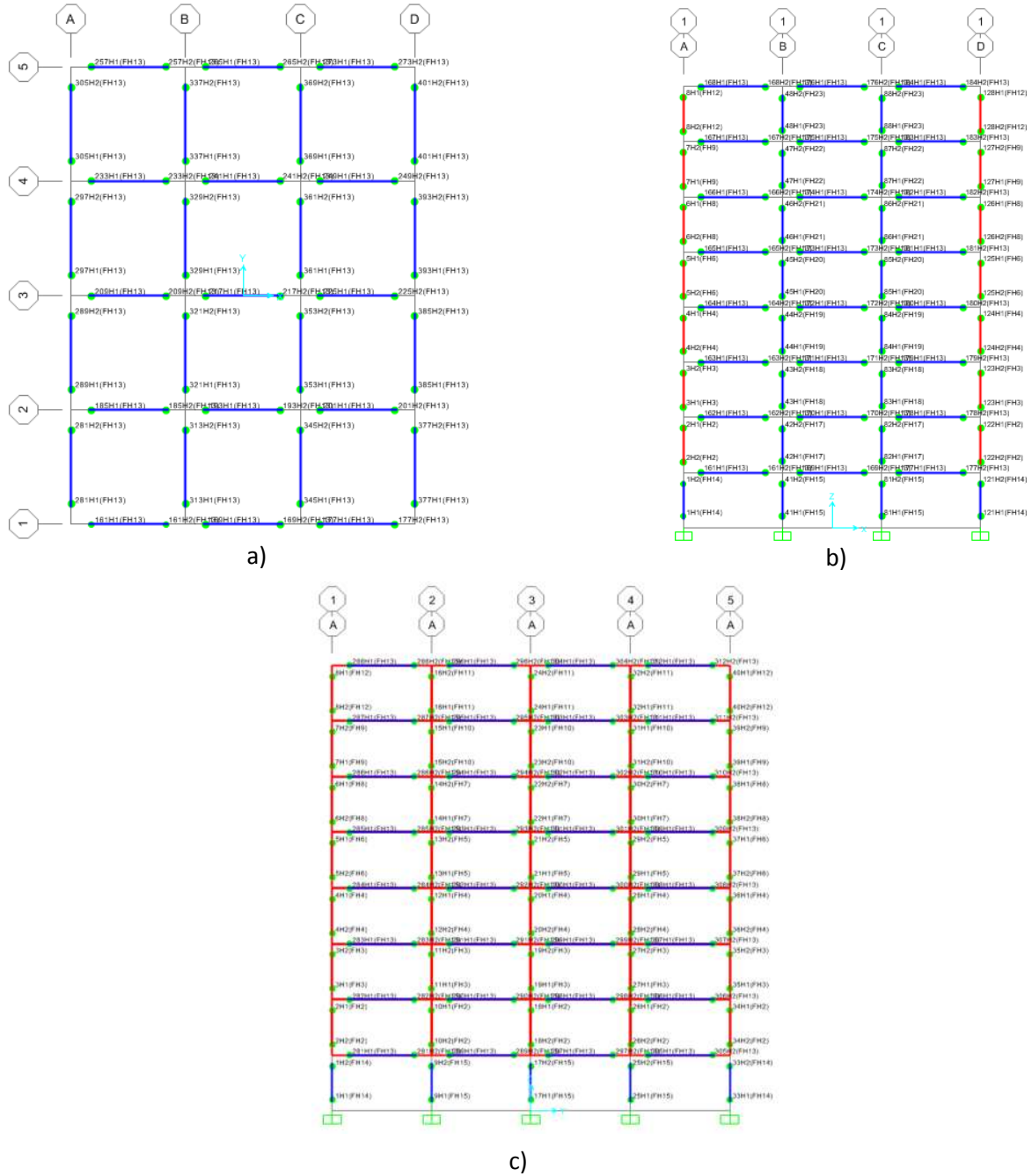


Figura 22. Articulaciones plásticas: a) planta b) dirección X c) dirección Y

Las articulaciones plásticas se definieron mediante los diagramas momento-curvatura, los cuales se obtuvieron con ayuda de lo que se define en el programa SAP2000 como “Section Designer”, la Figura 23 presenta en forma esquemática la información que se obtiene. Todos los elementos se representaron con articulaciones plásticas trabajando a flexión biaxial y carga axial, es decir con interacción P-M2-M3, por lo que su comportamiento depende de los diagramas de interacción de superficie de las secciones transversales de concreto reforzado.

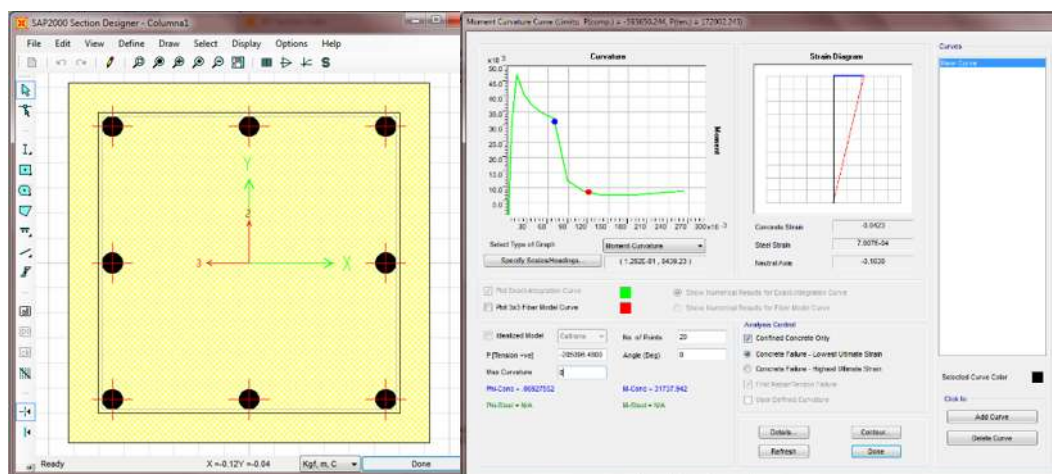


Figura 23 Interacción con la sección “Section Designer” del programa SAP2000.

La Figura 24 resume las propiedades del comportamiento no lineal de columnas y trabes que conforman el edificio, para la sección de columna que se tiene se presentan: los detalles del armado de la sección transversal, las superficies de las curvas de interacción y los diagramas momento rotación calculado e idealizado; en el caso de la sección que define las trabes se presenta: los detalles del armado y los diagramas momento rotación calculado e idealizado.

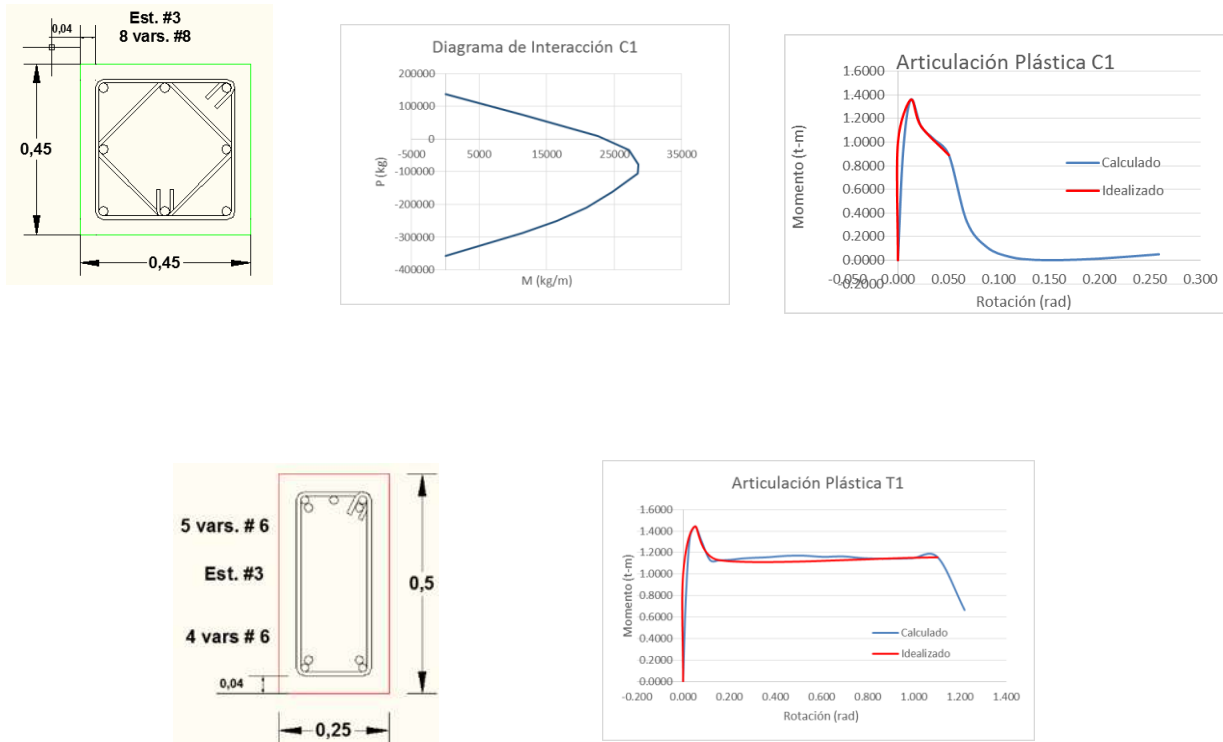


Figura 24. Propiedades del comportamiento de los elementos estructurales del edificio.

Para los modelos no lineales se recomienda utilizar la inercia efectiva o también conocida como inercia agrietada de las secciones transversales de concreto reforzado, I_{eff} , la cual se asigna a la longitud del elemento donde se espera la formación de una articulación plástica, lo cual se realizó en este trabajo ya que en elementos de concreto se presenta agrietamiento a bajos niveles de deformación. La inercia agrietada se define como la relación entre el momento de fluencia y el producto del módulo de elasticidad y la curvatura de fluencia, ecuación 6. Los valores de las propiedades inelásticas de las trabes y columnas que conforman el edificio y donde se puede presentar un comportamiento inelástico se resumen en la Tabla 3.

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E\phi_y} \quad (6)$$

Tabla 3 Propiedades inelásticas de columnas y vigas.

Modelo	Ubicación de la columna	Carga axial		Longitud de AP		Inercia efectiva I_{eff} (m^4)	Fluencia del acero		resistencia última	
		Promedio (t)	Neta (t)	L_{px} (m)	L_{py} (m)		ϕ_y (rad/m)	M_y (t · m)	ϕ_u (rad/m)	M_u (t · m)
Columna 1	esquina	-122.0512	-86.769	0.452	0.452	0.002	0.01051	33231.755	0.1111	30446
Columna 41	lateral	-136696.7	-99.8751	0.452	0.452	0.002	0.01167	36891.490	0.1111	29814
Columna 105	interna	-246115.8	-207.2954	0.4516	0.4516	0.002	0.01083	34242.673	0.1111	969.7954
Viga	interna	0	0	0.5707	0.5707	0.002	0.00529	16735.3	0.0953	24784

Una vez definidas todas las propiedades referentes al comportamiento no lineal, se realizaron los análisis pushover en dos direcciones ortogonales, dirección longitudinal y transversal del edificio, independientemente para determinar las curvas de capacidad en esas direcciones. Los resultados obtenidos de estos análisis se presentan en las Figuras 25 y 26, respectivamente para cada dirección. Estos resultados representan la capacidad ante carga lateral que tiene el edificio en estudio en las dos direcciones, donde se observa que es más débil en la dirección longitudinal, y que el efecto de la planta flexible resulta de mayor importancia en la dirección transversal

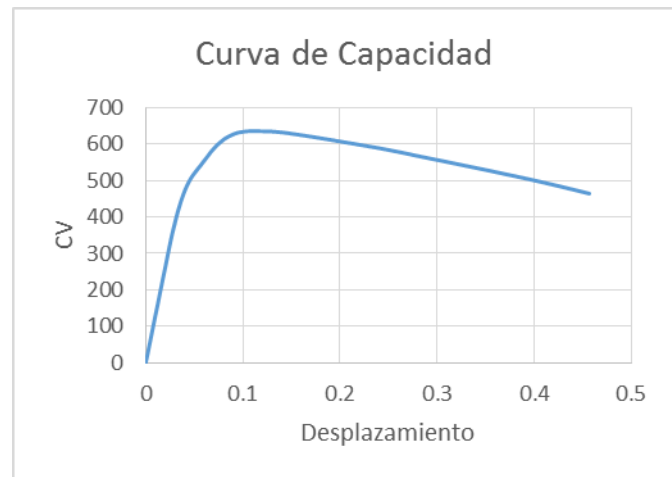
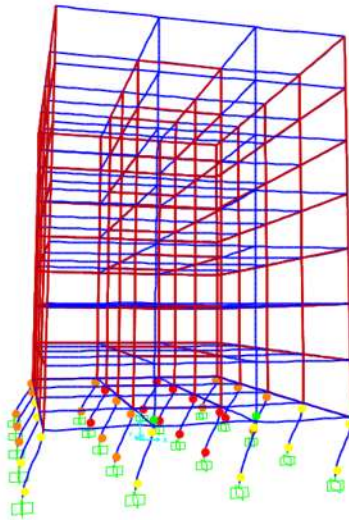


Figura 25 Curva de capacidad del edificio en la dirección longitudinal

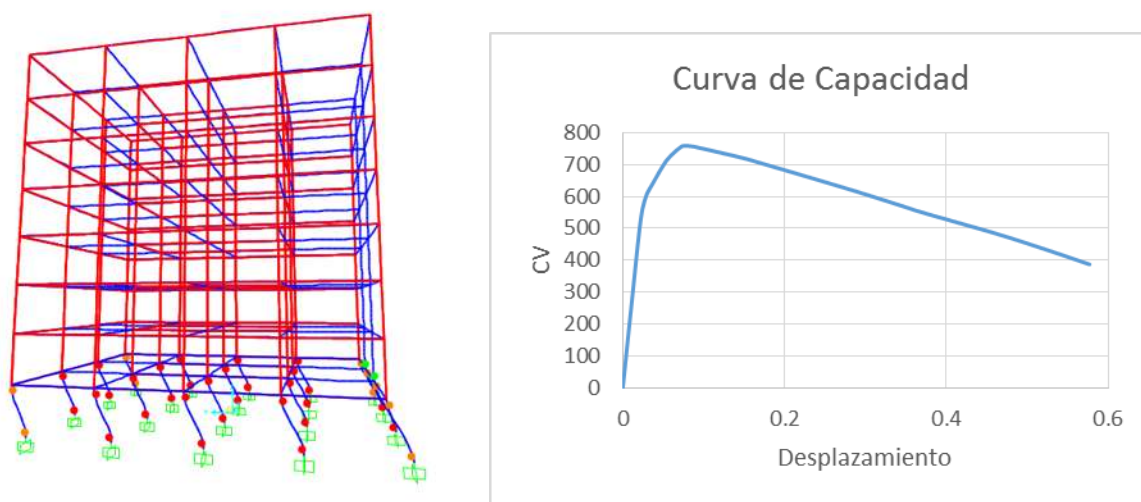


Figura 26 Curva de capacidad del edificio en la dirección transversal.

Determinación de la capacidad sísmica del edificio con planta baja flexible

Una vez que se cuenta con los resultados de los análisis estáticos no lineales, se procesan los resultados de que relacionan las variables de interés, en tal forma que nos permite estudiar el efecto que se tiene en la capacidad de resistencia y deformación en el edificio por la presencia de la planta baja flexible. En las Figuras 27 y 28, respectivamente para las direcciones longitudinal y transversal del edificio, se muestran las gráficas correspondientes a las demandas de distorsión angular que se esperarían en los diferentes niveles del edificio en dirección longitudinal, ante el conjunto de escenarios sísmicos estudiados y que llevarían al edificio a cuatro estados de daño. En el eje de las abscisas se presenta la distorsión de entrepiso y en el eje de las ordenadas se muestra cada uno de los niveles de entrepiso del edificio. Se puede observar cómo hay una diferencia muy significativa entre el primer nivel, que es donde se encuentra la planta baja flexible, y los niveles subsecuentes, mismos que están modelados con losas a base de diafragmas rígidos, los cuales no se deforman ni flexionan ante cargas sísmicas, lo que hace más vulnerable aún a la estructura. Analizando las gráficas de la distorsión se observa que el edificio sufre mayor desplazamiento y distorsión en la dirección transversal.

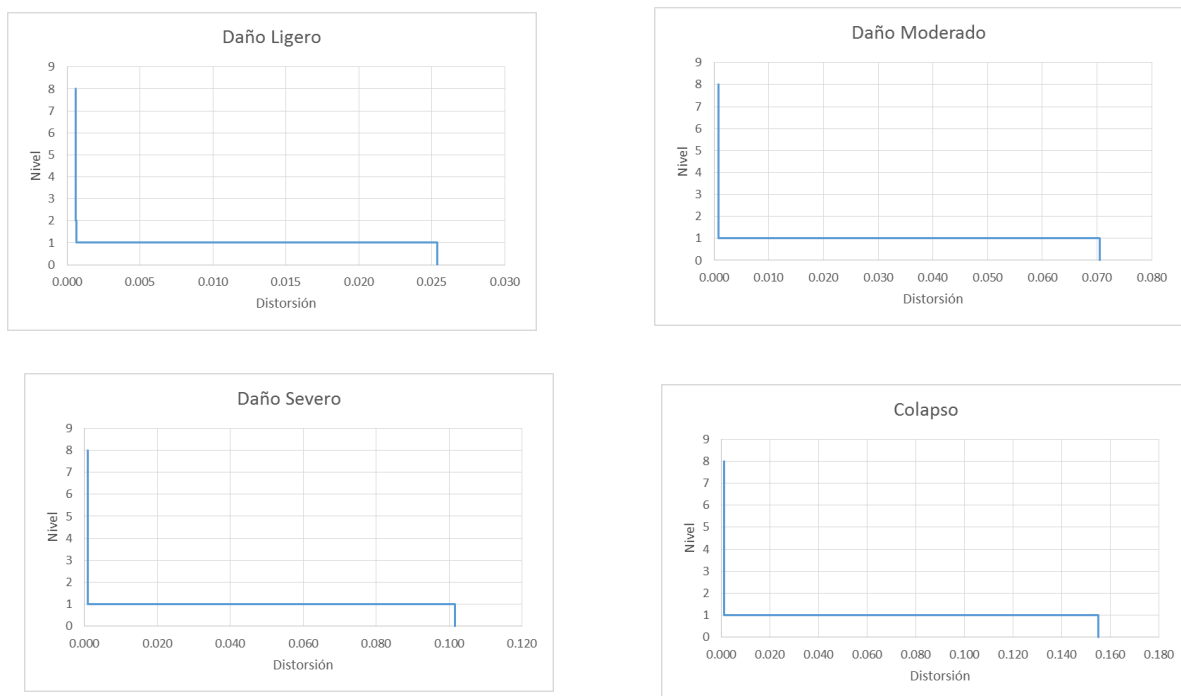


Figura 27. Distorsión angular de entrepiso en la dirección X

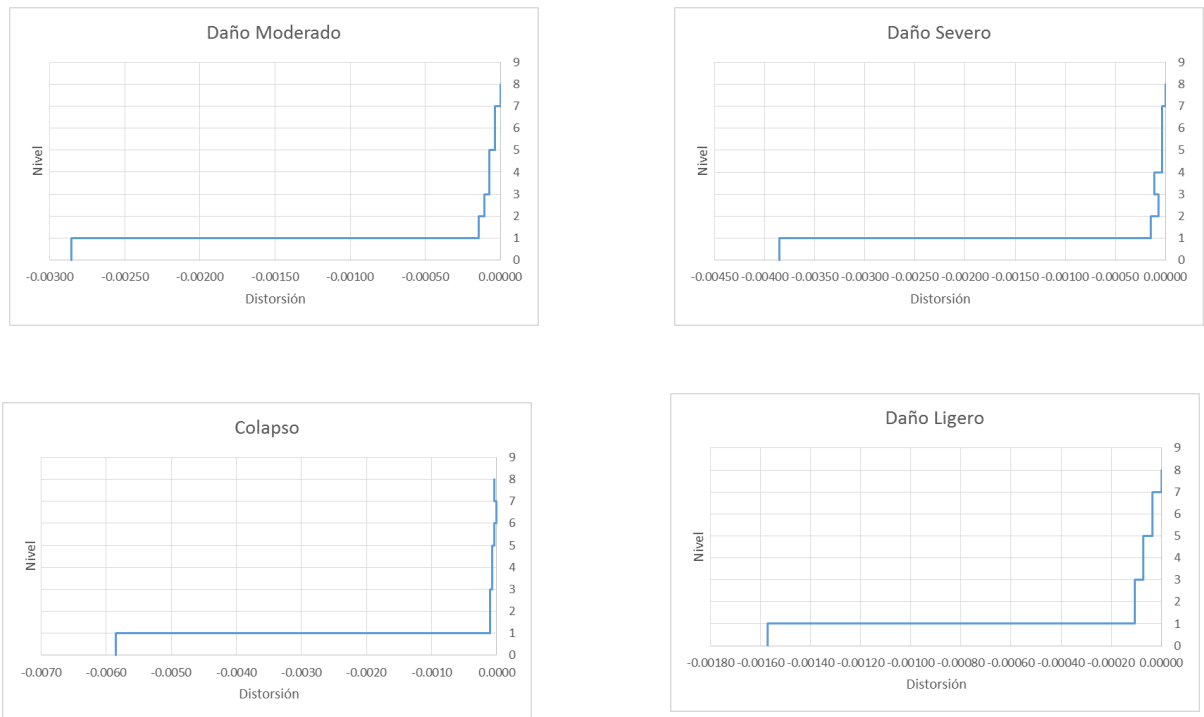


Figura 28. Distorsión angular de entrepiso en la dirección Y

Aunado a los resultados anteriores, se presentan los resultados correspondientes al cortante que actúa en las columnas que conforman cada nivel del edificio. Estos resultados se resumen en las Figuras 29 y 30, donde el eje de las abscisas corresponde a la relación del cortante total entre el peso total del edificio (V/W) y el eje de las ordenadas al nivel donde se presenta. Los resultados muestran que una concentración importante de la fuerza cortante en la planta baja del edificio, como resultado de la presencia de la planta baja flexible.

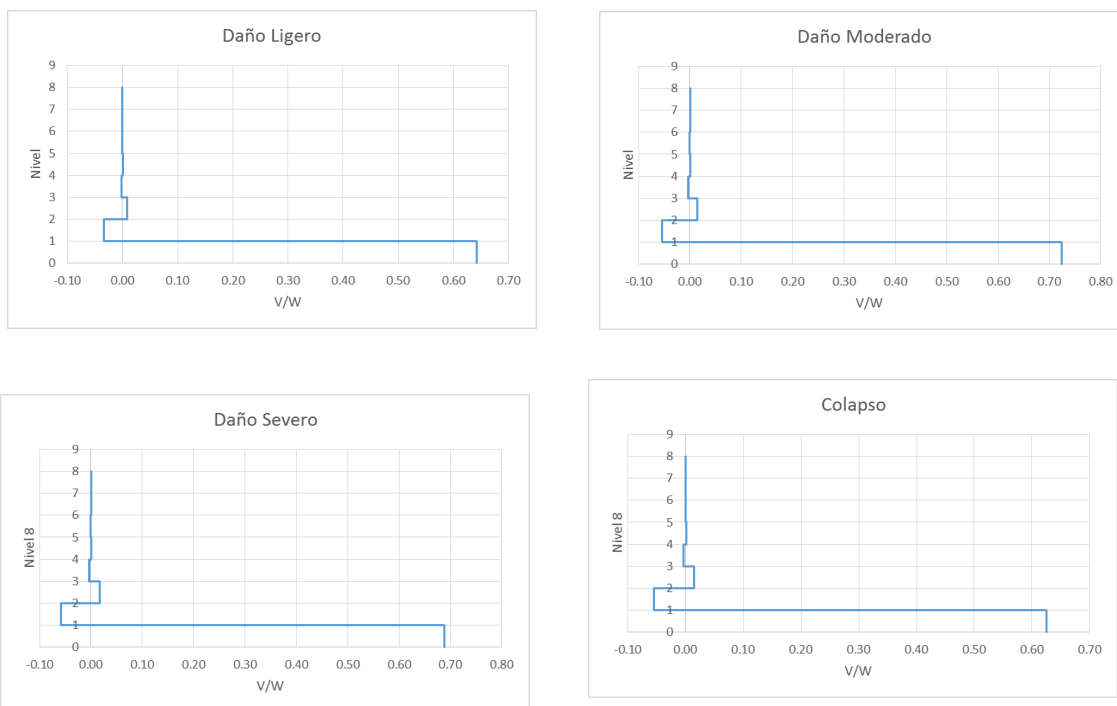


Figura 29. Cortante en la base de entrepiso del edificio en dirección X

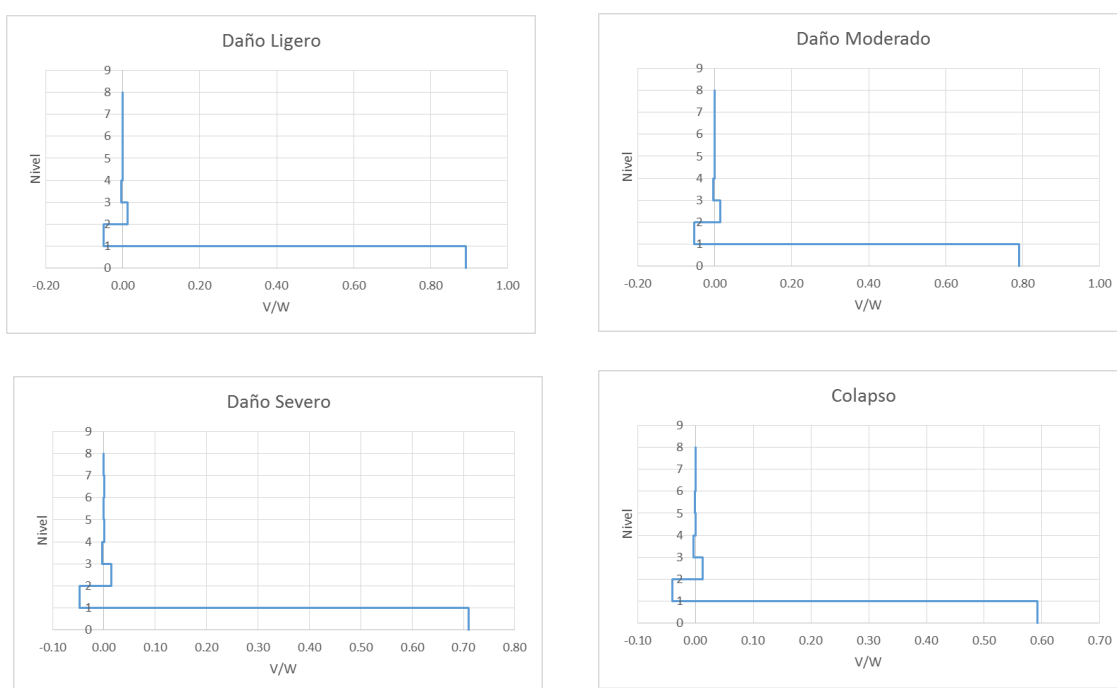


Figura 30. Cortante en la base de entrepiso del edificio en dirección Y.

Análisis de resultados

En el programa Sap2000 se realizó un análisis estático no lineal para poder estudiar el comportamiento de un edificio con configuración de planta baja flexible mediante el análisis estático no lineal de plasticidad concentrada. El edificio fue sometido a la acción sísmica de 9 acelerogramas registrados en la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre del 2017. Se calculó la demanda sísmica del edificio así como las fuerzas cortantes y distorsiones a las que se somete. Una vez obtenidos los resultados del análisis Pushover en el programa Sap2000, se procede a escalar los espectros de diseño para encontrar el valor de la aceleración máxima del suelo que conduce al edificio, de acuerdo con los resultados estimados en los puntos de desempeño, a cuatro estados de daño: ligero, moderado, severo y colapso. Se utilizó como parámetro para definir el estado de daño la ductilidad por curvatura con los límites de daño definidos por Priestley en 1994. La Tabla 4 resume su propuesta.

Tabla 4 Definición de estados de daño (Priestley, 1994).

Estado de daño como función de la ductilidad por curvatura (Priestley, 2010)		
Estado de daño	Descripción	Ductilidad de curvatura
Despreciable	Sin daño (Intervalo elástico)	$\mu\phi < 1.0$
Ligero	Grietas ligeras y desprendimiento parcial	$1.0 < \mu\phi < 3.0$
Moderado	Daños principales en los costados	$3.0 < \mu\phi < 5.0$
Severo	Daños principales en lados opuestos	$5.0 < \mu\phi < 13.0$
Colapso	Daño en toda la sección transversal	$13.0 < \mu\phi$

Una vez realizados los análisis referentes a todos los escenarios sísmicos que conducirían al edificio presentar los cuatro estados de daño se estimaron curvas de fragilidad, donde una curva de fragilidad representa la probabilidad de que una demanda sísmica (D), conduzca al edificio a que alcance o exceda su capacidad (C), la cual se define de acuerdo a niveles de comportamiento de interés. Esta definición se condiciona las demandas sísmicas esperadas medidas como función de la aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés), si asumimos que la demanda y la capacidad son variables aleatorias lognormalmente distribuidas, la fragilidad toma la forma de la Ecuación 6-1.

$$P[D > C|PGA] = \Phi \left[\frac{\ln(S_d/S_c)}{\sqrt{\beta_{d|PGA}^2 + \beta_c^2}} \right]$$

Ec. 6-1

donde:

Φ = es la función densidad de probabilidad normal estándar acumulada.

PGA = es la máxima aceleración del suelo.

y_s = es el valor esperado de la profundidad de socavación.

$\beta_{d|PGA}$ = es la dispersión o desviación estándar logarítmica de la demanda condicionada a una medida de intensidad.

β_c = es la dispersión o desviación estándar logarítmica de la capacidad, en este caso se considera una dispersión de 0.6 de acuerdo con Mander (1999).

Después de obtener estos resultados, se agrupan los valores de aceleración del suelo para cada espectro y cada tipo de daño, se obtiene un promedio y la desviación estándar, lo que nos permite estimar los parámetros que definen a la función de densidad de probabilidad acumulada representativa de las curvas de fragilidad, las cuales se muestran en la Figura 31.

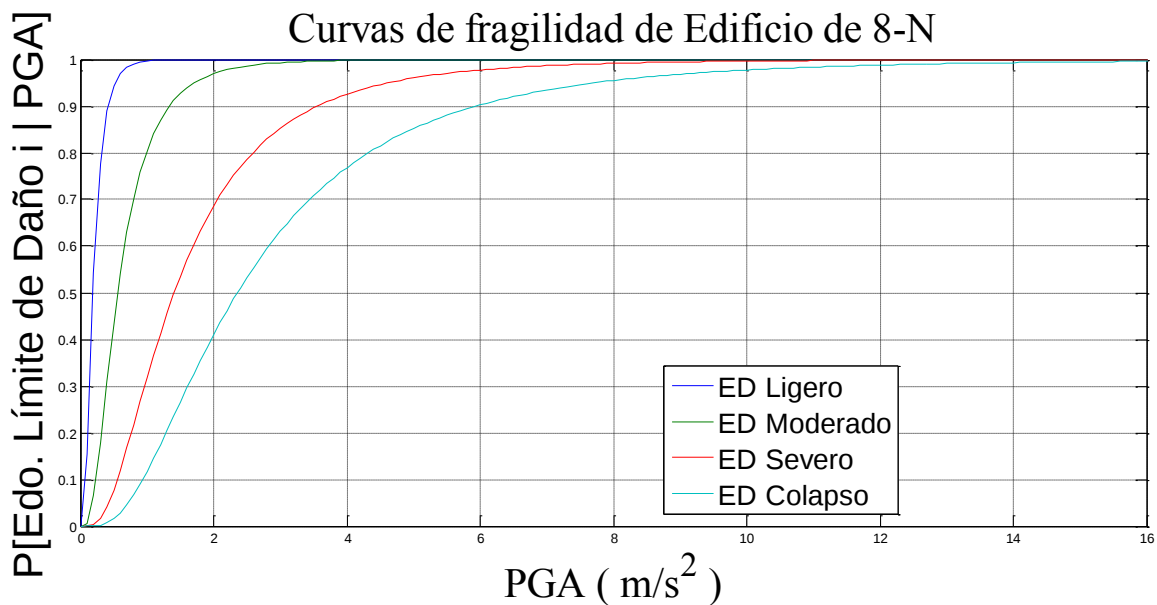


Figura 31. Curvas de fragilidad del edificio para cuatro estados límite de daño.

Las curvas de fragilidad muestran las aceleraciones que serían necesarias de presentarse en el suelo para alcanzar los estados de daño de interés y estos valores asociados a una probabilidad de ocurrencia. En los resultados de observa claramente que para una probabilidad de 50% no es necesario que se incremente mucho la aceleración máxima del suelo para pasar de un estado de daño ligero al colapso. Esto es debido al efecto de la planta flexible que disminuye considerablemente la resistencia del sistema estructural.

Conclusiones

En el presente trabajo se estudia un edificio de 8 niveles con planta baja flexible, representativo de un edificio típico de oficinas localizado en la Ciudad de México, donde se desarrolla un modelo numérico con el programa SAP2000 para estimar la respuesta estática no lineal del mismo, ante un conjunto de acelerogramas reales registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. El objetivo del trabajo es estudiar las diferencias que se tienen en la demanda sísmica de las columnas que forman la planta baja flexible ante diferentes acelerogramas registrados en las estaciones sísmicas correspondientes a la zona sísmica IIIa de la Ciudad de México. Los resultados nos permiten concluir que existe claramente la presencia de la planta baja flexible pues en las gráficas se aprecia claramente cómo el valor del cortante en la base y las distorsiones angulares a que llevan las acciones dinámicas del nivel inferior son considerablemente mayores a las que se presentan en los niveles superiores, lo anterior es causa del incremento de rigidez que proporcionan los niveles superiores al nivel inferior y que el efecto de la planta baja flexible es mayor en la dirección transversal del edificio. Se estimaron curvas de fragilidad donde se muestra claramente que el efecto de la planta flexible conduce a que pequeños incrementos de la aceleración máxima del suelo conduzcan al edificio rápidamente de un estado de daño ligero a la presencia del colapso.

Referencias

- <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Evolucion-tectonica-Mexico.html>
- <https://es.wikipedia.org/wiki/Subducci%C3%B3n>
- Marsal R. and Mazari M. El subsuelo de la Ciudad de México, Facultad de Ingeniería. Vol. I y II, UNAM. México, 1959.
- Jaime, A., Romo, M. P., and Ovando-Shelley, E. [1987] “Características Del sitio SCT,” Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- NTC-CDMX-2017
- <https://www.google.com/maps/d/viewer?mid=1d0JXBfIZIUZJebf3uFQAMz181D8&ll=19.419694706675486%2C-99.16805371447754&z=12>
- www.smie.org.mx
- Furtado, A.; Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A., “Assessment and strengthening strategies of existing RC buildings with potential soft-storey response,” 9th International Masonry Conference 2014 in Guimarães, pp. 1-8, 2014.
- Daniel Alberto Hernández-García, Arturo Tena-Colunga, EL PISO SUAVE EN EDIFICACIONES: UNA MIRADA A LA NORMATIVA Y AL DISEÑO ACTUAL, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A. C., pp. 1-13, 2017.