

EVALUACIÓN SÍSMICA Y CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL DE COLAPSO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL

Ricardo Ordaz Miranda⁽¹⁾, Eric Fernando Espinosa Cazarín⁽²⁾ y Eduardo Reinoso Angulo⁽³⁾

RESUMEN

En este artículo se propone evaluar y clasificar la intensidad de la patología de planta baja débil (PBD). La clasificación de la PBD servirá para que, dentro del universo de edificios que presentan esta patología; se tomen decisiones sobre qué edificios requieren atención prioritaria para evitar daños graves cuando se presente el siguiente evento sísmico de gran magnitud. Para el análisis se desarrollaron tres modelos basados en las características geométricas de los casos más representativos de edificios con PBD dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Se evalúa la existencia de la PBD utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2020) y los modelos se clasificaron mediante la aplicación de dos métodos: 1) el método propuesto llamado FEMA P-2018 y 2) una propuesta de adaptación del FEMA P-2018 con los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-2020). Los resultados obtenidos fueron congruentes en cada uno de los casos analizados concluyendo que la aplicación de esta metodología permite identificar a las estructuras con PBD más susceptibles al colapso y que requieren atención prioritaria sobre otras.

Palabras clave: patología estructural; planta baja débil; probabilidad de colapso; mecanismo de falla; marcos de concreto

SEISMIC EVALUATION AND CLASSIFICATION BY POTENTIAL RISK OF COLLAPSE OF BUILDINGS WITH SOFT STORY

ABSTRACT

This article proposes to evaluate and classify the intensity of the pathology of soft story (SS). The SS classification will serve so that, within the universe of buildings that present this pathology, decisions may be made about which buildings require priority attention to avoid serious damage when the next

Artículo recibido el 29 de junio de 2023 y aprobado para su publicación el 31 de mayo de 2024. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, Coyoacán, C.P. 04510, Ciudad de México, México. ROrdazM@iingen.unam.mx

⁽²⁾ ***Autor para correspondencia:** Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, Coyoacán, C.P. 04510, Ciudad de México, México. EEspinosaC@iingen.unam.mx

⁽³⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar S/N, Ciudad Universitaria, Coyoacán, C.P. 04510, Ciudad de México, México. EReinosoA@iingen.unam.mx

major seismic event occurs. For the analysis, three models were developed based on the geometric characteristics of the most representative cases of buildings with SS damaged by the earthquake of September 19, 2017. The existence of the SS is evaluated using the Complementary Technical Standards for Earthquake Design (2020) and the models are classified by applying two methods: 1) the FEMA P-2018 method; and 2) a proposal for adapting the FEMA P-2018 with the guidelines established in the Complementary Technical Standards of Mexico City (NTC -2020). The results obtained were consistent in each of the cases analyzed, concluding that the application of this methodology allows the identification of the structures with PBD that are most susceptible to collapse; therefore, that require priority attention over others.

Keywords: structural pathology; soft story; probability of collapse; failure mechanism; concrete frames

1. INTRODUCCIÓN

Cuando se presenta una situación en la que el entrepiso con menor rigidez con respecto a los demás corresponde al primer entrepiso de una estructura, se denomina planta baja débil (PBD). En este tipo de edificaciones, por un lado, los pisos superiores están destinados al uso habitacional y han sido diseñados con muros de carga poco espaciados y regularmente de dimensiones iguales para todos los entrepisos (con excepción del primero), por lo que la resistencia y rigidez de los entrepisos superiores son mayores con respecto al primer entrepiso. Por otro lado, la planta baja se destina a uso comercial o de estacionamiento; por lo que se requieren de espacios libres usualmente estructurados con columnas de concreto o acero bastante espaciadas unas de otras.

El problema de esta patología estructural en los edificios radica en el comportamiento de la estructura, ya que la energía de entrada será absorbida en su mayoría por el primer nivel y la restante será distribuida en los pisos superiores que son más rígidos y, como consecuencia, la planta baja estará sometida a grandes deformaciones.

El fenómeno de entrepiso débil se presenta comúnmente en las edificaciones debido a una inadecuada distribución de la capacidad de resistencia y rigidez en la altura de un edificio, provocando de esta manera que exista un entrepiso más débil que los otros. Esta definición ha sido adaptada en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS), del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 2020.

Para determinar si un edificio se encuentra en una condición de PBD, la NTC-DS (2020) propone una definición cuantitativa del fenómeno que se encuentra en función de la resistencia de los elementos estructurales verticales. Dicha definición se encuentra en concordancia con la definición de otras normativas a nivel internacional (p.ej. el ASCE 41-22) y será de gran utilidad para reducir esta patología en construcciones futuras.

En el caso de estructuras existentes, sobre todo aquellas construidas con reglamentación previa al sismo del 19 de septiembre de 1985, no basta con clasificar a los edificios como PBD; sino que es necesario establecer, como en el caso de un paciente que asiste a la sala de urgencias de un hospital, un *triage* o nivel de urgencia de atención. Ya que es probable que existan edificios donde el riesgo potencial de colapso debido a la PBD sea mayor que en otros, por lo que resulta de particular interés ubicar estos edificios para tomar decisiones oportunas y así evitar daños o inclusive el colapso de estas.

Los objetivos de este trabajo son los siguientes: 1) utilizar la base de datos recopilada de los daños en los edificios con PBD debidos al sismo del 19 de septiembre de 2017 y proponer una serie de edificios tipo basados en las características geométricas y año de construcción de los casos más representativos de edificios con PBD en la Ciudad de México; 2) clasificar por riesgo potencial de colapso los edificios propuestos utilizando la metodología propuesta en el FEMA P-2018; 3) adaptar la clasificación del FEMA P-2018 con los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTC-2020) y validar su aplicación. El presente trabajo representa un esfuerzo por buscar herramientas que faciliten la evaluación y clasificación de edificios con PBD que permitan identificar, dentro del universo de edificios con esta patología, aquellos edificios que requieren un nivel de atención prioritaria para evitar el daño o colapso de estos en el próximo evento sísmico de gran magnitud.

2. DATOS ESTADÍSTICOS DE LOS DAÑOS EN EDIFICIOS CON PBD DURANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

Uno de los sismos más recientes y el segundo más importante a nivel de intensidad (aceleraciones) que se ha presentado en la Ciudad de México tuvo lugar el pasado 19 de septiembre de 2017, con magnitud de M_w 7.1 y localizado en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, con epicentro ubicado en las coordenadas 18.4° latitud Norte y 98.72° longitud Oeste a una profundidad de 57 km al suroeste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. Debido a su magnitud y cercanía, entre otros factores, generó un movimiento muy intenso del terreno, que provocó daños importantes en las construcciones de la Ciudad de México y en las poblaciones cercanas al epicentro. Como resultado de este sismo, se realizaron una gran cantidad de revisiones en inmuebles, donde se registraron edificios con distintos niveles de daño, llegando incluso a registrarse el colapso de algunas estructuras.

En una base de datos recopilada por el equipo del Centro de Ingeniería de Terremotos John A. Blume de Stanford (misión de reconocimiento internacional que llegó a la Ciudad de México en apoyo) y complementada por información periodística y redes sociales se identificó una lista de 44 edificios que colapsaron y que fueron construidos antes de 1985. De estos edificios, el 57% eran estructuras del tipo residencial cuya planta baja estaba destinada a estacionamientos y que condujo a un mecanismo de colapso de PBD, lo cual implica que fueron diseñados sin un detallado dúctil (Galvis *et al.*, 2020).

De acuerdo con información recopilada por informes técnicos del CICM-SMIE, Google®, EERI, y la plataforma CDMX, se realizó un análisis estadístico de daños posteriores al sismo del 19 de septiembre de 2017 (Buendía y Reinoso, 2019; Reinoso *et al* 2021). Se realizaron inspecciones en los distintos edificios que sufrieron daño ubicados en la Ciudad de México. De esta manera, se lograron identificar edificaciones con patologías estructurales que agravaron los daños por sismo. Como resultado del muestreo se obtuvieron que las estructuras con el mayor número de colapsos corresponden daños por golpeteo y a la presencia de la PBD.

El Instituto de ingeniería de la UNAM (II-UNAM) y el Instituto de seguridad para las construcciones (ISC) con apoyo de las inspecciones realizadas por el programa de reconstrucción del gobierno de la CDMX contabilizaron más de 13 mil revisiones de inmuebles, organizando la información en una base de datos. En esta base de datos se lograron identificar algunas estructuras con daños que van desde menores hasta el colapso, con patologías aisladas y muchas otras con combinación de 2 o más patologías (figura 1), con las siguientes cantidades: 119 casos para planta baja débil (PBD), 75 para el daño por golpeteo (DG), 72 para efecto de esquina (EE), 395 para irregularidad en planta (IP), 79 para irregularidad vertical (IV), 30 para efecto de columna corta (ECC), 4 para ubicación en cuña (UC), 676 sin patologías identificadas (SP) y 12393 edificaciones con combinación de varias patologías (CP).

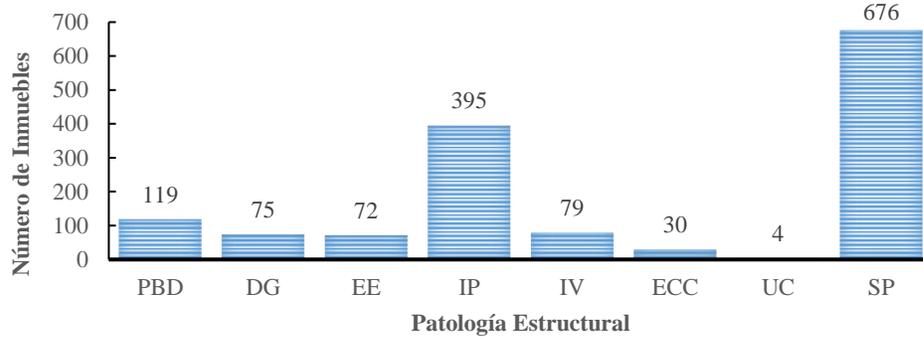


Figura 1. Clasificación de las patologías estructurales de la base de datos

En la figura 2 se muestra la distribución de daños por alcaldías de la Ciudad de México a raíz del sismo del 19 de septiembre de 2017. Alcaldías con mayor número de daños son aquellas que se ubican en terreno blando en la zona del lago.

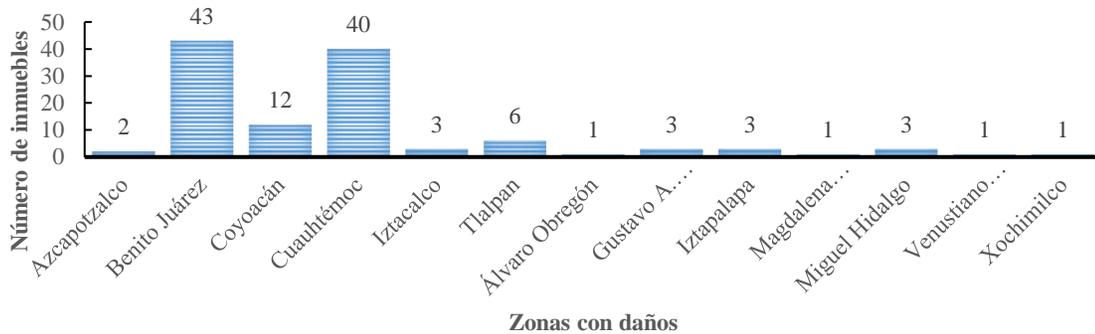


Figura 2. Distribución de daño por alcaldías de la Ciudad de México

En la figura 3 se muestran los tipos de daños presentes en las edificaciones con PBD revisadas en la base de datos. De un total de 119 inmuebles con PBD se tuvieron 5 colapsos totales, que representa menos del 5% de total de los inmuebles con daños. Si bien el porcentaje parece aceptable si se reconoce que el reglamento permite el daño ante cargas sísmicas de gran intensidad, pero si se incluyen aquellas estructuras que tuvieron colapso parcial, alto riesgo de colapso y daños graves, el porcentaje de estructuras crece al 20%. Esto quiere decir que un gran número de personas fueron desalojadas de su vivienda, lo cual representa una problemática tanto social como económica.

De acuerdo con registros de las revisiones de los inmuebles, se tienen los datos aproximados de las fechas de construcción de los edificios. En muchos casos la información fue proporcionada por los dueños de las construcciones. Es por ello, que, asumiendo dicha información como verídica y confiable, se puede intuir la antigüedad de los inmuebles y con ello el reglamento aplicable correspondiente para cada caso (figura 4).

La figura 5 muestra la clasificación de inmuebles de la base de datos por número de niveles, en donde se observa que la mayoría de las construcciones dañadas tienen entre 5 y 8 niveles.

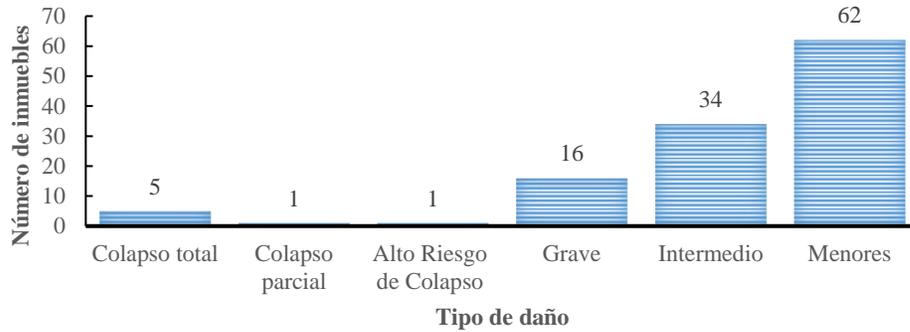


Figura 3. Tipo de daños presentes en los edificios con PBD de la base de datos

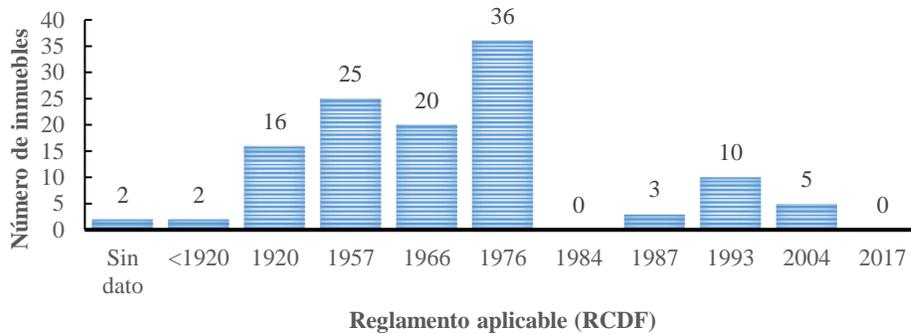


Figura 4. Reglamento de construcción utilizado en los inmuebles de la base de datos

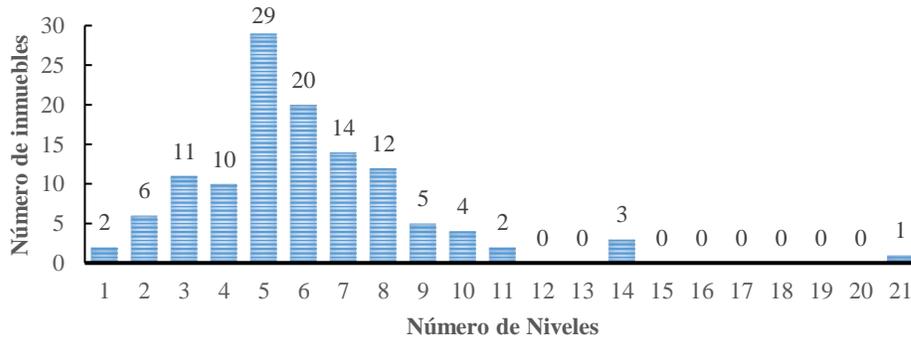


Figura 5. Clasificación de los inmuebles de la base de datos por número de niveles

En la figura 6 se muestra el número de inmuebles con problema de planta baja débil de acuerdo con el tipo de estructuración. Para muros de mampostería no confinada (MMNC) y mampostería histórica (MH) se obtuvieron la menor cantidad de estructuras, con 3 y 4 inmuebles, respectivamente. En el caso de marcos de concreto (MC) se obtuvieron 15 unidades, y para columnas con losa plana de Concreto (CLPC) 16 unidades. Finalmente, para muros de mampostería confinada (MMC) y marcos de concreto con muros de mampostería de relleno (MCMM) se obtuvieron las mayores cantidades de inmuebles con 28 y 53 unidades, respectivamente.

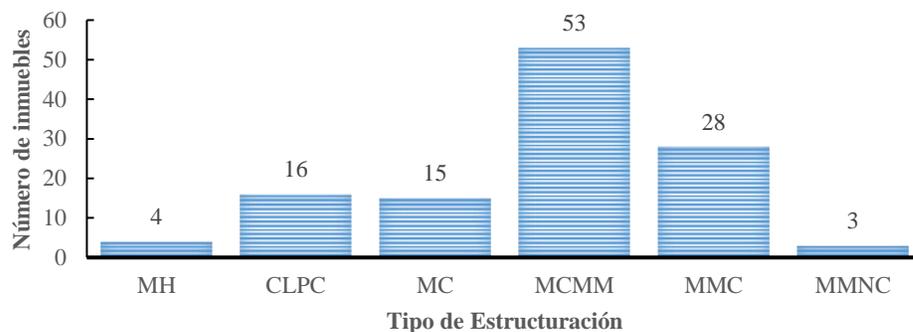


Figura 6. Clasificación de la base de datos por el tipo de estructuración

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de los datos de la base de datos, los edificios tipo que serán definidos y estudiados a detalle en las siguientes secciones de este trabajo deberán tener entre 4 y 6 niveles, su sistema estructural deberá consistir en MCMM y deberán estar localizados entre las delegaciones Cuauhtémoc y Benito Juárez. Finalmente, el año de construcción deberá situarse en la década de 1970.

3. CASOS DE ESTUDIO

3.1 Descripción de los casos de estudio

La estructura desarrollada para el análisis se trata de una edificación de departamentos de 5 niveles, estructurada mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería de relleno (MCMM), con una menor densidad de muros en la planta baja debido a que el uso de ésta es de estacionamiento. La altura de la PB es de 3.5 m y la altura del entrepiso tipo es de 3.0 m, por lo que la altura total del edificio es de 15.5 m (figura 7c). Las columnas son continuas en elevación, por lo que la diferencia de rigidez de la planta baja con respecto a los pisos superiores se origina por los muros de mampostería de relleno.

La figura 7a presenta la planta baja “tipo” propuesta en este trabajo. Las dimensiones de la planta corresponden a 15 m de ancho (dirección X para el análisis) y 18 m de largo (dirección Y para el análisis). Los muros de mampostería de relleno (indicados con línea roja en la figura 7) se encuentran colocados a lo largo de los ejes A y E, de tal manera que únicamente aportan rigidez a la dirección Y del análisis. Tanto en el eje 1 como el 5 se encuentran situados los portones de acceso al inmueble, por lo cual, no existen muros en la dirección X del análisis en la planta baja. En el centro de la planta, entre los ejes verticales B y C, y los ejes horizontales 2 y 4, se encuentra el cubo de escalera para el acceso a los demás niveles, que tiene un área de 18 m².

En la figura 7b se presenta la planta de departamentos “tipo” propuesta en este trabajo. Los muros de mampostería de relleno (indicados con línea roja en la figura 7) se encuentran sobre los ejes A, B, D y E (en la dirección X para el análisis) y en los ejes 1, 3 y 5 (en la dirección Y para el análisis). Los muros restantes no forman parte del análisis estructural ya que son considerados como muros divisorios con la única función de separar los espacios de los departamentos en las siguientes áreas: sala/comedor, recámara principal, recámara, cocina, baño y área de lavado. Cada una de las plantas del modelo tiene la capacidad de albergar 4 departamentos de 55 m² con excepción de la planta baja. En total, la edificación cuenta con 16 departamentos.

El sitio de desplante de la estructura propuesto para este trabajo es Av. Santa Ana L-10, alcaldía Coyoacán, con coordenadas 19.3295, -99.12495. De acuerdo con el reglamento aplicable a esta estructura (RCDF 1976) la zona geotécnica correspondiente a la ubicación de desplante es la zona tipo III.

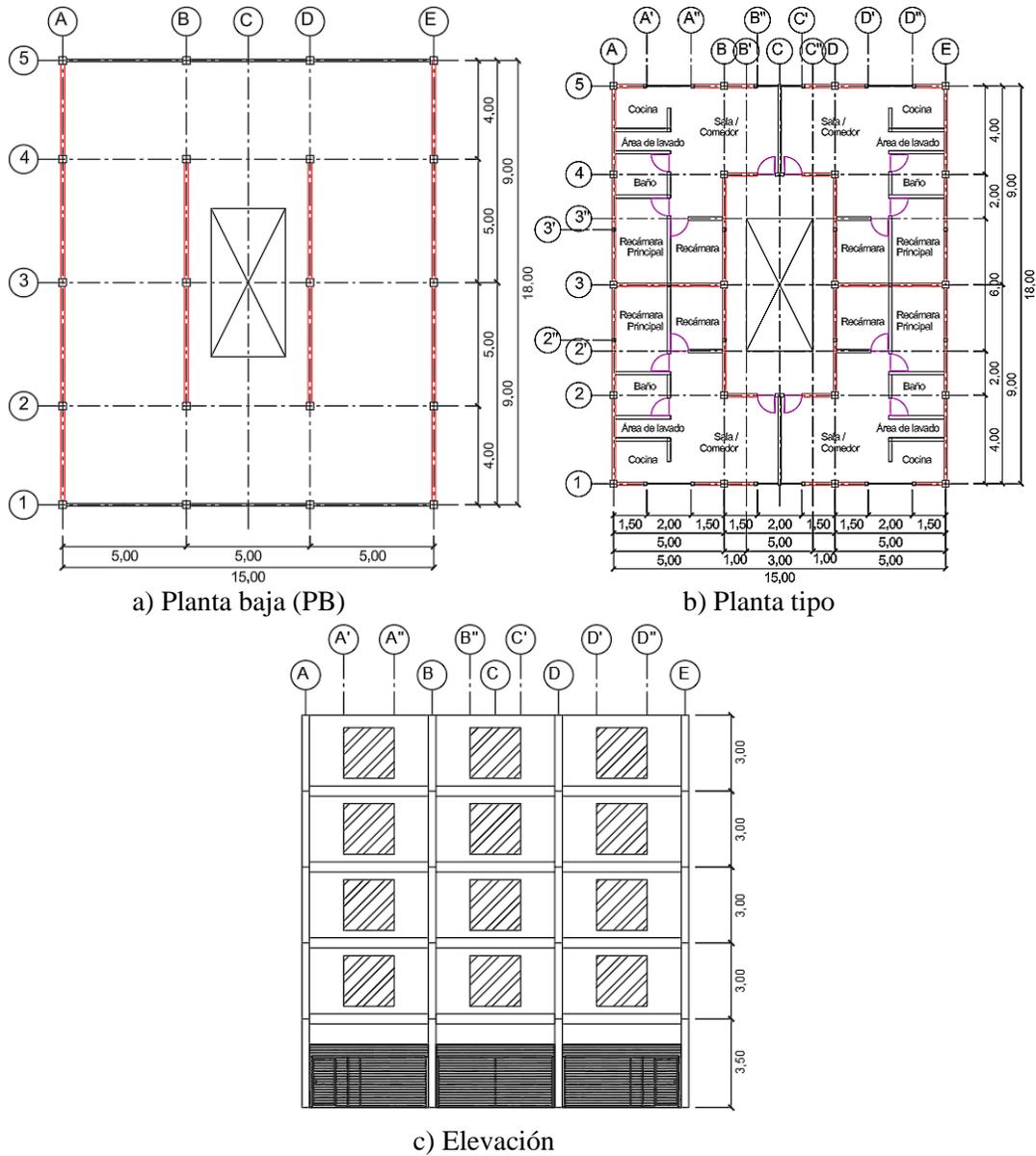
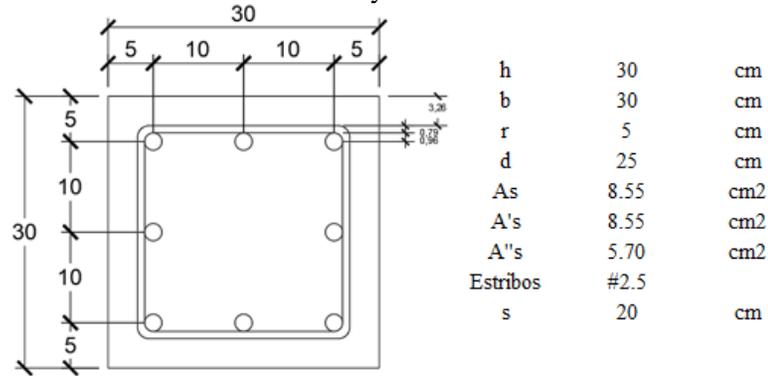


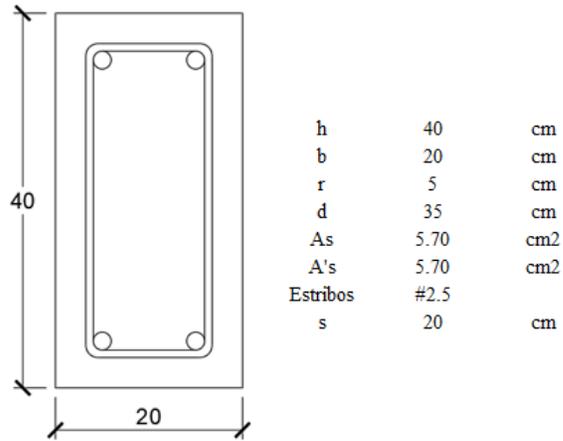
Figura 7. Distribución de planta baja, planta tipo y elevación del modelo estructural

En total se proponen tres casos de estudio cuya geometría, materiales, distribución de espacios y año de construcción serán los mismos. La diferencia entre ellos consiste en los elementos resistentes ante cargas laterales. El primer caso, denominado EC30 corresponde a una edificación de marcos de concreto reforzado con columnas de sección transversal igual a 30x30 cm; el segundo, denotado como EC50 tendrá columnas de 50x50 cm; y el tercero llamado EC70 tendrá columnas de 70x70 cm. La finalidad de este incremento en el tamaño de los elementos sismo-resistentes es verificar la aproximación de los métodos de evaluación utilizados, que están basados en la clasificación de estructuras de acuerdo con el tamaño de los elementos resistentes a fuerzas laterales. En todos los casos se consideran vigas de 40 cm de peralte y 20 cm de base.

Los muros de mampostería tendrán 15 cm de espesor, y las losas de entepiso y azotea 15 y 12 cm de espesor respectivamente. El detallado del refuerzo para los elementos estructurales se presenta en la figura 8, que será el mismo para las columnas de los modelos EC50 y EC70.



a) Columnas



b) Vigas

Figura 8. Detallado de los elementos estructurales del modelo EC30

En la tabla 1 se muestra un resumen de las propiedades de los materiales seleccionados para el análisis de los modelos, basado en estudios realizados sobre las construcciones de aquella época (Meli y Hernández, 1970), en donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto; f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo; f'_m es la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería; v'_m resistencia de diseño a la compresión diagonal de la mampostería; E es el módulo de elasticidad del material; G es el módulo de cortante del material; P_v es el peso por unidad de volumen del material; y ν es la relación de Poisson.

Tabla 1. Propiedades de los materiales para los modelos de análisis y revisión de la resistencia de los elementos estructurales

Concreto		Acero de refuerzo		Mampostería	
f'_c	200 kg/cm ²	f_y	4200 kg/cm ²	f'_m	30 kg/cm ²
E	221360 kg/cm ²	E	2039000 kg/cm ²	v'_m	3 kg/cm ²
G	92233 kg/cm ²	ν	0.25	E_m	18000 kg/cm ²
ν	0.2	P_v	7850 kg/m ³	G	7200 kg/cm ²
P_v	2400 kg/m ³			ν	0.25
				P_v	1500 kg/m ³

Con la finalidad de verificar la estabilidad de la estructura y la resistencia ante cargas gravitacionales, se construyeron modelos de análisis estructural de los tres casos de estudios con el programa ETABS (figura 9). La revisión de los elementos estructurales se realizó con el reglamento del año 1976. Cabe destacar que, en esa época, para el diseño por cortante, no existían las recomendaciones de la separación del acero transversal, por lo que existe la posibilidad que los elementos estructurales se comportaran como elementos “no dúctiles” cuando se someten a acciones laterales.

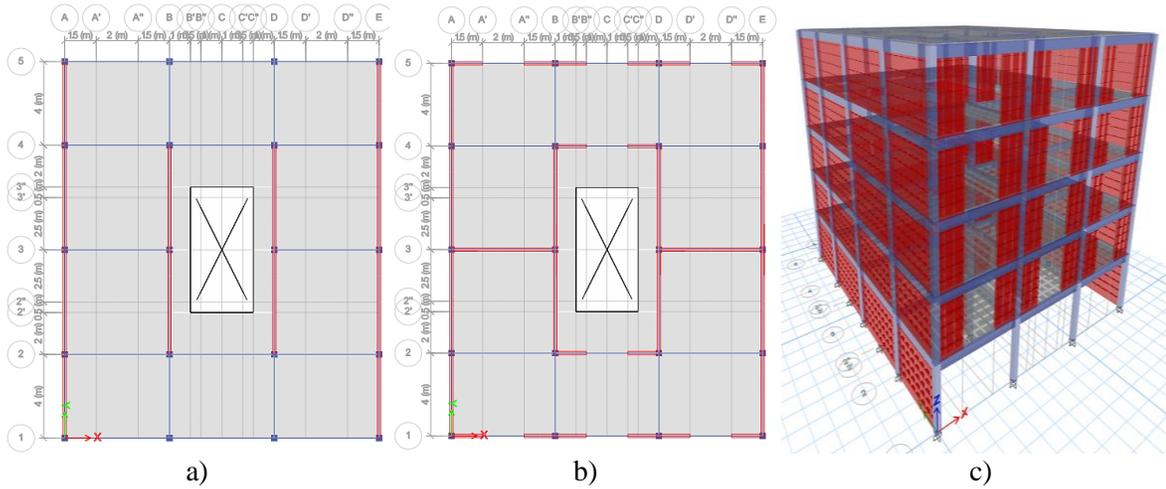


Figura 9. Modelos de análisis: a) Planta baja, b) Planta tipo y c) Modelo 3D

3.2 Selección del sitio de estudio

La selección del sitio de estudio se realizó a partir de un estudio de las zonas más afectadas de la Ciudad de México de acuerdo con la información recabada de los daños del sismo del 19 de septiembre de 2017 (tabla 2).

Tabla 2. Zonas más afectadas por el sismo del 19/S/2017

Daño	Calle	No.	Delegación	T_s (s) ¹	RCDF 1976 Zona
Colapso total	Tokio	517	Benito Juárez	1.1	II/III
Colapso total	Escocia	29	Coyoacán	1	II/III
Colapso total	Av. Santa Ana	L-10	Coyoacán	1.3	II/III
Colapso total	Paseo de las Galias	47	Iztapalapa	1.2	III
Colapso total	Av. México	6	Xochimilco	0.8	I/II
Colapso parcial	Constancia	62	Cuauhtémoc	2	III
Alto riesgo de colapso	República de Honduras	54	Cuauhtémoc	2	III
Grave	Patricio Sanz	33	Benito Juárez	1.1	II/III
Grave	Av. Pacifico	455	Coyoacán	0.7	II/III
Intermedio	Cuauhtémoc	727	Benito Juárez	1.4	II/III

Intermedio	Dr. Lucio	255	Cauhtémoc	2.1	II/III
Menores	Mexicali	19	Cauhtémoc	1.1	II/III

¹obtenido del sistema de acciones sísmicas de diseño (SASID)

Utilizando las consideraciones establecidas en el RCDF (1976) en los artículos 232 al 236, se obtuvieron los espectros de diseño para cada una de las zonas sísmicas correspondientes definidas en el RCDF (1976), los cuales se presentan en la Figura 10.

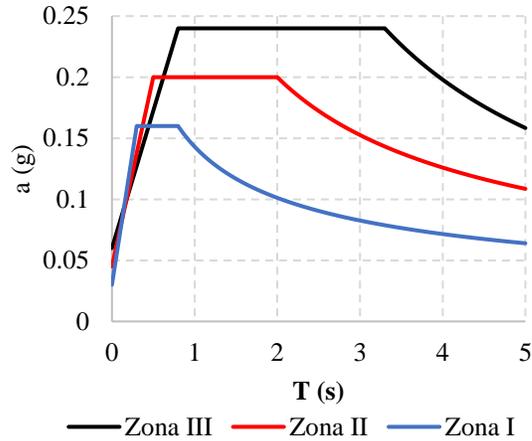


Figura 10. Espectros de diseño elástico.

En la figura 10 se presentan los espectros de las diferentes zonas sísmicas del RCDF 1976 para un factor de ductilidad (Q) de 2.0. De acuerdo con el análisis de los sitios con mayor daño, se tiene que, para el caso de estudio, la estructura está desplantada en terreno comprensible; es decir, en terreno tipo III (Figura 11).

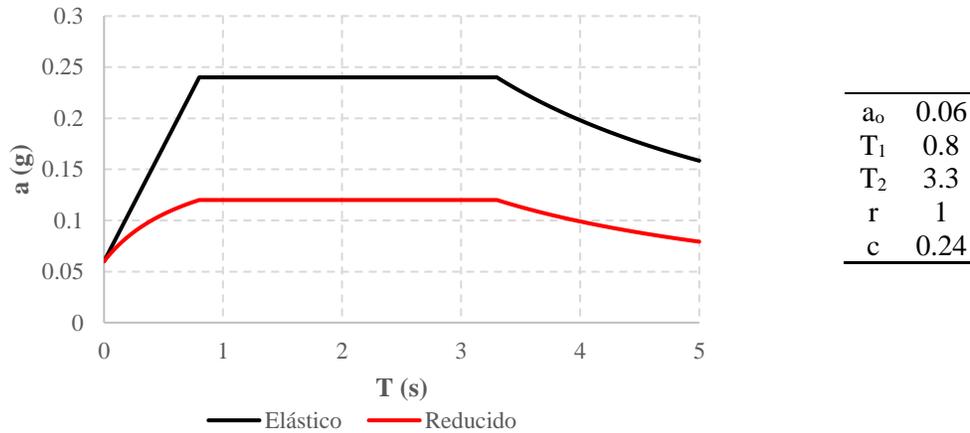


Figura 11. Espectros de diseño y parámetros correspondientes para el terreno tipo III

En la tabla 3 se muestra, para cada uno de los casos de análisis, las primeras 3 formas modales que corresponden a la dirección en X, a torsión y dirección en Y, respectivamente.

Como los modelos de análisis fueron elaborados considerando las características geométricas más relevantes de estructuras con PBD que sufrieron daño por el sismo del 19/S/2017, en este trabajo no resulta de interés realizar el diseño estructural de dichos modelos. La importancia de la revisión de los modelos

radica en poder verificar el comportamiento que tuvieron los edificios con los elementos estructurales que se tenían en las estructuras reales de la época.

Tabla 3. Periodos y formas modales para cada caso de estudio

Modo	Dirección	EC30	EC50	EC70
		Periodo (s)	Periodo (s)	Periodo (s)
1	X	0.947	0.586	0.495
2	Torsión	0.303	0.292	0.284
3	Y	0.291	0.272	0.263

De acuerdo con la tabla 3, la dirección más desfavorable para cada uno de los modelos de análisis corresponde a la dirección X; por lo cual, únicamente se mostrarán resultados para esta dirección.

4. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LA PBD

4.1 Evaluación de la PBD utilizando el RCDF 2020

El capítulo 5 sección 5.4 de las NTC-DS 2020 establece lo siguiente: “Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrespacio es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrespacio y para más de la mitad de los entrespacios restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado de planta baja débil y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso”, en donde se afectará al factor de reducción por comportamiento sísmico (Q'), por un factor de 0.8 en caso de considerar a la estructura como irregular o de 0.7 para el caso de muy irregular.

Para determinar las capacidades resistentes de los modelos de análisis se hicieron las siguientes consideraciones:

- La capacidad resistente a cortante (CRV) de la estructura se determina tomando en cuenta sólo a los elementos que aportan resistencia en la dirección respecta de cada análisis.
- Las columnas aportan la misma capacidad resistente en ambas direcciones debido a que su geometría y refuerzo es igual cada una de las direcciones principales del análisis.
- Se consideran las secciones agrietadas de los elementos estructurales para determinar la capacidad resistente.
- La capacidad a cortante de los elementos de concreto se tomará como se indica en las NTC-DCEC 2020, mediante la contribución del concreto y del acero de refuerzo, a pesar de tratarse de estructuras con mucha antigüedad y con deficiencias en el detallado del refuerzo por cortante.
- Los muros sólo aportan capacidad resistente a cortante para la dirección paralela a su plano. Este inciso se menciona debido a que se han realizado estudios en los cuales se aproxima la capacidad resistente a cortante de los muros fuera del plano (Varela *et al.*, 2017), que, aunque sería importante evaluarla para este tipo de problemas estructurales, no se utilizarán dado la limitada investigación que se tiene al respecto y que incluso en las NTC-DCEC 2020 se considera despreciable.
- La capacidad resistente a cortante que aportan los muros de mampostería se determina de acuerdo con las especificaciones para muros diafragma de la sección 4 de las NTC-DCEM 2020, ya que estos elementos, al no estar desligados aportan resistencia y rigidez lateral a la estructura.
- La capacidad resistente de la columna tomará en cuenta el promedio de la carga axial sobre los elementos respectivos en cada nivel.

Tabla 4. Evaluación de la PBD, modelo EC30

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	CE	0.6 CE	Comparación	
PB	385444	477940.56	1.24	N/A	N/A	N/A
N1	325079	595514.19	1.83	1.099	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	248248	567894.21	2.29	1.373	CE PBD < 0.6CE N2	SI
N3	163943	535636.11	3.27	1.960	CE PBD < 0.6CE N3	SI
N4	73828	503833.37	6.82	4.095	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Planta Baja Débil

Tabla 5. Evaluación de la PBD, modelo EC70

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	CE	0.6 CE	Comparación	
PB	435608	1317281.71	3.024	N/A	N/A	N/A
N1	399945	1434587.66	3.587	2.15	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	329262	1406686.93	4.272	2.56	CE PBD < 0.6CE N2	NO
N3	230550	1371005.11	5.947	3.57	CE PBD < 0.6CE N3	SI
N4	107868	1335842.36	12.384	7.43	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Planta Baja Débil

En las tablas 4 y 5 se presenta la evaluación de la PBD para los modelos EC30 y EC70, en donde, para cada nivel, se obtiene la demanda a cortante (V_u); la capacidad resistente a cortante (CRV); el cociente de la capacidad entre la demanda denominado como coeficiente de evaluación (CE); y se realiza la comparación de establecida en la sección 5.4 de las NTC-DS 2020. Para el caso del modelo EC30, se muestra que el CE de la planta baja es menor al 60 por ciento del CE del primer entrespacio, por lo que se cumple con la comparación de los entrespacios restantes con respecto al entrespacio inmediato superior (con excepción de la última planta) resultando en una estructura con PBD. Lo mismo sucede en el caso del modelo EC50 (Ordaz-Miranda, 2023). Sin embargo, para el modelo EC70 (tabla 5) la revisión se encuentra en el límite de la condición de PBD, ya que el CE cumple con la condición de comparación de la evaluación del segundo entrespacio en adelante con respecto al entrespacio inmediato superior respectivo (con excepción de la última planta), pero no se cumple cuando se compara el CE de la planta baja con respecto al 60 por ciento del CE del primer entrespacio. Lo anterior es consecuencia de la aportación de la resistencia de los elementos más robustos en este modelo. Estrictamente el modelo EC70 no se considera como PBD en la dirección X del análisis; sin embargo, como se encuentra casi en el límite, se tomará como un caso en el cual la planta baja débil no es tan intensa como en los demás casos.

4.2 Evaluación de la PBD utilizando el FEMA P-2018

El FEMA (*Federation Emergency Management Agency*) preparó un documento denominado “Evaluación sísmica de colapso potencial en estructuras antiguas de concreto reforzado” (conocido como FEMA P-2018). El documento consiste en una medición del riesgo potencial de colapso de edificaciones catalogadas como no dúctiles que, en otras palabras, se refiere a edificaciones construidas antes de los códigos modernos de diseño sísmico. Según el FEMA P-2018, la clasificación de riesgo de los edificios de concreto reforzado más antiguos está relacionada con la probabilidad de que el edificio se derrumbe (B_R , por sus siglas en inglés: *Building Raiting*). Los límites que fija esta metodología son los siguientes:

- Riesgo de colapso excepcionalmente alto, si $B_R > 0.7$
- Riesgo de colapso alto, si $0.3 \leq B_R \leq 0.7$

- Riesgo de colapso bajo, si $B_R < 0.3$

El procedimiento para la evaluación sísmica de estructuras de concreto ante el riesgo potencial de colapso (FEMA, 2018) se resumen en los siguientes puntos:

- Estimación las demandas de distorsiones de entrepiso, a partir del movimiento del suelo seleccionado, mediante el uso de algún método aproximado.
- Comparación de las demandas y capacidades de distorsiones en elementos verticales (relación D/C)
- Estimación las capacidades y resistencias de los elementos estructurales basadas en la probabilidad de pérdida de la capacidad de carga por gravedad. La contribución de los muros de relleno es del 6% de la resistencia lateral total, por lo que se decidió ignorar dicha resistencia.
- Estimación de la probabilidad de colapso de los elementos estructurales en función de la relación D/C.
- Combinación de las probabilidades de colapso de todos los elementos en un piso para estimar la probabilidad de colapso de este.
- Estimación de la probabilidad de colapso del piso crítico redondeada a un decimal (0.1 a 0.9) para obtener la “calificación” correspondiente de la estructura global.

De acuerdo con el FEMA (2018), se tienen dos mecanismos de falla para evaluar el colapso de edificios estructurados con marcos de concreto reforzado:

- 1) Mecanismo de falla 1. Está asociado a la condición de PBD y se asume que la edificación está controlada por los elementos estructurales del primer entrepiso. Por lo tanto, para cada una de las columnas se debe calcular la capacidad por cortante y la capacidad por cortante asociada con el desarrollo de la flexión en la columna y tomar la mínima de ambas (figura 12a).
- 2) Mecanismo de falla 2. Supone que las columnas tienen suficiente resistencia para forzar la fluencia a través de la altura del edificio (figura 12b)

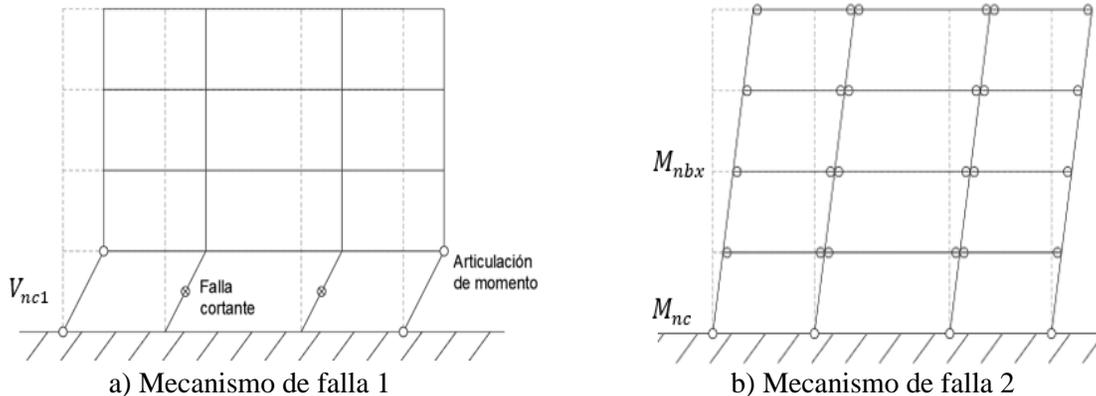


Figura 12. Principales mecanismos de falla para estructuras de concreto

Para determinar las demandas de distorsiones de entrepiso es necesario calcular el periodo fundamental efectivo (T_e). En esta metodología, dicho periodo es conceptualmente similar al período fundamental efectivo definido con el análisis estático no lineal propuesto en el ASCE/SEI 41-17, que corresponde a una rigidez inicial efectiva que explica el agrietamiento del concreto y la falla de elementos más frágiles antes de la falla general, calculado con la ecuación 1:

$$T_e = 0.07 (h_n)^{0.5} \left(\frac{V_y}{W} \right)^{-0.5} \quad (1)$$

En donde h_n es la altura total de la estructura, (en ft); V_y es el cortante en la base, obtenido de los mecanismos de falla, (en kips) y W es el peso sísmico de la estructura, (en kips).

Además del periodo, para obtener la demanda de distorsiones de entrepiso, también es necesario definir el nivel de pseudoaceleración al que se verá sometido la estructura. Para esto el FEMA P-2018 utiliza un espectro de diseño P-2018 que corresponde a un espectro elástico sin reducir, en donde las demandas están asociados a la clasificación del tipo de suelo propuesta en dicho documento. Para aplicar el FEMA P-2018 a una edificación localizada en la Ciudad de México, se utilizará el espectro de diseño obtenido mediante la plataforma SASID de las NTC-DS de 2020. Por tanto, la relación de demanda-capacidad global ($\mu_{strength}$) se determina con la ecuación 2:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (2)$$

En donde S_a es la aceleración espectral para el periodo efectivo de la estructura, (en g); C_m es el factor de masa efectiva (FEMA, 2018) y el resto de las variables ya han sido definidas previamente.

El desplazamiento máximo de la estructura se determina mediante la ecuación 3 que está en función del periodo efectivo y la aceleración espectral para dicho periodo, tomando a consideración factores de corrección por periodo corto (ecuación 3a) y corrección por degradación (ecuación 3b), cuyos parámetros dependen del tipo de zona sísmica:

$$\delta_{eff} = C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (3)$$

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \quad (4a)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (4b)$$

En donde C_1 es el coeficiente de amplificación para periodos cortos (si $T_e > 1.0$, $C_1 = 1.0$); C_2 es el coeficiente de amplificación de distorsión debido a la degradación (si $T_e > 0.7$, $C_2 = 1.0$); g es la aceleración de la gravedad (igual a 386 in/s²) y a es el coeficiente que depende del tipo de suelo en el que se encuentra desplantada la estructura (FEMA, 2018).

La demanda de desplazamiento del entrepiso crítico se determina aplicando las correcciones por efectos del sistema de un grado de libertad (ecuación 5) y por efectos P- Δ (ecuación 6) al desplazamiento máximo de la estructura:

$$\delta_x = \alpha_x h_{sx} \left(\frac{\delta_{eff}}{h_{eff}} \right) \leq \delta_{eff} \quad (5)$$

En donde α_x es el coeficiente de amplificación correspondiente al mecanismo de falla (FEMA, 2018); h_{eff} es la altura efectiva, (en in) y se utiliza $0.7h_n$; h_{sx} es la altura del primer entrepiso, (en in) y δ_{eff} es la demanda de distorsión global, (en in).

$$\delta_{x1} = \delta_x \left(\frac{1}{1 - \frac{W_x \delta_x}{V_{px} h_x}} \right) \quad (6)$$

En donde δ_x es la demanda de distorsión en el entrepiso crítico, (en in); h_x es altura del primer entrepiso, (en in); W_x es el peso del primer entrepiso (en kips) y V_{px} es el cortante en la base debido al mecanismo de falla dominante, (en kips)

La demanda de distorsión en los componentes estará determinada por las ecuaciones 7 y 8, dependiendo de la ubicación de la columna. Para el factor de demanda de distorsión en las conexiones viga columna, el factor Υ es igual a 1.0.

$$\Delta_{Dcol} = \Upsilon_{col} \delta_x \quad (7)$$

$$\Delta_{Dcon} = \Upsilon_{con} \delta_x \quad (8)$$

En donde Υ_{col} es la demanda de distorsión en la columna (FEMA, 2018) y Υ_{con} la demanda de distorsión en la conexión viga-columna

La capacidad de distorsión de los elementos críticos se determina revisando las siguientes condiciones:

- a) Capacidad en la columna crítica

$$\Delta_c = L_u(\theta_c + 0.01) \quad (9)$$

En donde L_u es la altura total de la columna, (en in) y θ_c Capacidad de rotación plástica (FEMA, 2018)

- b) Capacidad en conexión losa-columna (FEMA, 2018)
c) Capacidad en conexión de esquina (viga-columna)

$$\Delta_c = \left(0.1 - 0.33 \frac{P}{A_g f'_{ce}} \right) h_{sx} \quad (10)$$

En donde P es la carga axial actuante en la columna, (en kips); A_g es el área de la sección transversal de la columna, (en in²) y f'_{ce} es la resistencia a la compresión esperada del concreto, (en ksi).

El procedimiento de evaluación del colapso potencial para la estructura comienza con la evaluación de los elementos críticos (ecuación 11 y tabla 6), la evaluación del entrepiso crítico que contempla la combinación de la probabilidad de falla de los elementos estructurales (ecuación 12, 13 y 14) y finaliza con la evaluación de la estructura global (ecuación 15).

$$CR = f\left(\max\left(\frac{\Delta_{Dcol}}{\Delta_{Ccol}}, \frac{\Delta_{Dcon}}{\Delta_{Ccon}}\right)\right) \quad (11)$$

Tabla 6. Calificación de los elementos críticos (FEMA, 2018)

Intervalos de Δ_D/Δ_C	CR
$\Delta_D/\Delta_C \leq 0.25$	0.0
$0.4 \geq \Delta_D/\Delta_C > 0.25$	0.1
$0.5 \geq \Delta_D/\Delta_C > 0.40$	0.2
$0.7 \geq \Delta_D/\Delta_C > 0.50$	0.3
$0.9 \geq \Delta_D/\Delta_C > 0.70$	0.4
$1.1 \geq \Delta_D/\Delta_C > 0.90$	0.5
$1.4 \geq \Delta_D/\Delta_C > 1.10$	0.6
$1.8 \geq \Delta_D/\Delta_C > 1.40$	0.7
$2.5 \geq \Delta_D/\Delta_C > 1.80$	0.8
$3.0 \geq \Delta_D/\Delta_C > 2.50$	0.9
$\Delta_D/\Delta_C > 3.00$	0.93

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i \quad (12)$$

En donde R_{avg} es el promedio de calificaciones de las columnas, f_{col_i} es la fracción de la carga gravitacional soportada por la columna y CR_i la calificación de cada una de las columnas del primer entrepiso.

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) \quad (13)$$

En la ecuación 13, COV es la desviación estándar de las calificaciones de todas las columnas entre el promedio de las calificaciones de las columnas multiplicadas por su fracción de la carga gravitacional correspondiente.

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 \quad (14)$$

$$BR = SR \quad (15)$$

La Figura 13 presenta la discretización para la evaluación de los modelos de análisis mediante el procedimiento FEMA. De esta manera, resulta más práctico el cálculo de las demandas y capacidades de los elementos estructurales.

A continuación, se presentan algunos de los resultados más representativos de la evaluación de la metodología FEMA P-2018 para cada uno de los modelos de análisis. El procedimiento para realizar los cálculos completos se puede revisar en el trabajo de Ordaz-Miranda (2023), en donde se utiliza una resistencia a la compresión del concreto de f'_c de 250 kg/cm².

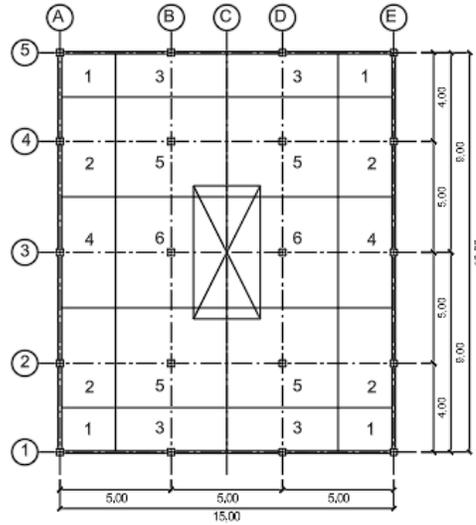


Figura 13. Discretización de la estructura para el análisis FEMA P-2018

Tabla 7. Evaluación de la probabilidad de colapso (CR) para las columnas de la planta baja

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	EC30		EC50		EC70	
					Δ_D/Δ_C	CR	Δ_D/Δ_C	CR	Δ_D/Δ_C	CR
1	1	A	1	Esquina	1.23	0.6	0.63	0.3	0.22	0
		B	3	Lindero	3.99	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		D	3	Lindero	3.99	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		E	1	Esquina	1.23	0.6	0.63	0.3	0.22	0
	2	A	2	Lindero	5.72	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		B	5	Central	5.86	0.93	0.71	0.4	0.43	0.2
		D	5	Central	5.86	0.93	0.71	0.4	0.43	0.2
	3	E	2	Lindero	5.72	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		A	4	Lindero	5.86	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		B	6	Central	5.86	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
		D	6	Central	5.86	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
	4	E	4	Lindero	5.86	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2
A		2	Lindero	5.72	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2	
B		5	Central	5.86	0.93	0.71	0.4	0.43	0.2	
D		5	Central	5.86	0.93	0.71	0.4	0.43	0.2	
5	E	2	Lindero	5.72	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2	
	A	1	Esquina	1.23	0.6	0.63	0.3	0.22	0	
	B	3	Lindero	3.99	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2	
	D	3	Lindero	3.99	0.93	0.70	0.4	0.43	0.2	
	E	1	Esquina	1.23	0.6	0.63	0.3	0.22	0	

En la tabla 7 se presentan los resultados obtenidos para la relación demanda-capacidad (Δ_D/Δ_C) de las columnas de la planta baja y la calificación de las columnas (CR) asignadas utilizando la tabla 6. De acuerdo con los resultados del modelo EC30, se observan relaciones de Δ_D/Δ_C superiores a la unidad en las

columnas centrales y de lindero. Lo anterior indica que, en este modelo, las demandas a las que están sujetas las columnas son mayores que la capacidad resistente de la misma, por tal motivo, las columnas tienen valores del orden 0.93 en la escala de calificaciones, dando como resultado una alta probabilidad al colapso. Por otro lado, para los modelos EC50 y EC70 se observan que los valores para la relación Δ_D/Δ_C tienden a disminuir con respecto al modelo EC30 debido a que se han incrementado las dimensiones de los elementos estructurales.

En el caso del modelo EC50, se tiene que las máximas demandas se encuentran en las columnas centrales, con valores de relación Δ_D/Δ_C de 0.71 correspondientes a una probabilidad de colapso de 0.40, mientras que para el modelo EC70 de acuerdo con la relación Δ_D/Δ_C , las columnas se encuentran con una probabilidad de colapso baja, cuyo promedio está por debajo de 0.3, que representa el rango mínimo de la clasificación FEMA P-2018. Si se compara este resultado con respecto al obtenido en la sección 4.1 de este documento, se tiene que el edificio EC70 estrictamente no se considera como una estructura con PBD al no cumplir con las dos condicionantes de evaluación establecidas en las NTC-DS 2020; sin embargo, para el presente trabajo se evalúa el riesgo potencial de colapso de esta estructura para comparar la variación de los resultados al tener estructuras con la misma configuración geométrica pero con elementos estructurales más robustos.

En la tabla 8 se presentan los resultados para los parámetros de evaluación de las ecuaciones 12 a 14, en donde se incluye el promedio de las calificaciones para las columnas (R_{avg}), el ajuste basado en el coeficiente de variación (R_{adj}) y la evaluación para el entrepiso crítico (SR).

Tabla 8. Evaluación del riesgo potencial de colapso para los modelos de análisis

Parámetro	EC30	EC50	EC70
R_{avg}	0.90	0.48	0.18
R_{adj}	0.76	0.37	0.20
SR	1.05	0.45	0.20
BR	0.90	0.45	0.20

Tabla 9. Clasificación FEMA para los modelos de análisis

Modelo	BR	Clasificación (FEMA)
EC30	0.90	Riesgo excepcionalmente alto de colapso
EC50	0.45	Riesgo alto de colapso
EC70	0.20	Riesgo bajo de colapso

La Tabla 9 presenta las clasificaciones para cada uno de los modelos de análisis. De acuerdo con las dimensiones de los elementos estructurales, la clasificación para el tipo de estructuración estudiada muestra que mientras las columnas sean más robustas, el riesgo potencial por colapso tenderá a disminuir.

4.3 Evaluación de la PBD utilizando una adaptación del FEMA-RCDF 2020

Debido a la alta demanda de edificaciones con problemas estructurales como resultado de la acción sísmica en la Ciudad de México, en específico el problema de PBD, se ha propuesto utilizar una metodología basada en el FEMA P-2018 pero con la adaptación de las ecuaciones y criterios de las NTC-DS y NTC-DCEC del RCDF 2020, cuya aplicación funciona como complemento de la evaluación de la planta baja débil descrita en la sección 5.4 de la NTC-DS 2020 enfocada en la clasificación de las estructuras que ya están construidas y que se encuentran con la patología de PBD.

4.3.1 Columnas no dúctiles

En términos generales, este tipo de columnas denominadas como “potencialmente no dúctiles” son elementos cuya función principal es soportar las cargas por gravedad pero que no son diseñadas bajo las disposiciones sísmicas. Ya que no se consideran capaces de contribuir a la resistencia del sistema lateral, y que, de acuerdo con investigaciones sobre edificios dañados, el mal diseño de estos elementos afecta la pérdida de capacidad de carga axial lo que produce mecanismos de falla súbitos (Stirrat *et al.*, 2014).

Las evaluaciones desarrolladas para la revisión de estas columnas involucran la determinación de la capacidad de desplazamiento lateral, a través de la revisión detallada de varios mecanismos potenciales de falla que pueden conducir a la pérdida de la capacidad de carga de las columnas (Amirsardari *et al.*, 2016). Para que este tipo de columnas funcionen adecuadamente, deben seguir siendo capaces de soportar carga axial mientras experimentan los desplazamientos laterales del sistema estructural al menos hasta el estado límite último; es decir, deben tener suficiente capacidad bajo acciones inducidas por desplazamientos. Si estos desplazamientos son particularmente grandes, o más grandes de lo previsto, existe la posibilidad de que se conviertan en una debilidad estructural crítica con consecuencias potencialmente catastróficas.

Además de las bajas cuantías del refuerzo transversal (como suele presentarse en columnas de edificios construidos antes de 1985 en Ciudad de México), existen otros factores que contribuyen a la vulnerabilidad de las columnas ante un terremoto, incluso dichos factores han sido adaptados en reglamentos como el de Nueva Zelanda (NZS 3101.1, 1982).

Los factores están asociados con la pérdida de capacidad de carga axial de las columnas y que son indicativo del comportamiento “no dúctil” de elementos tipo columna son los siguientes:

- Cuantías de refuerzo transversal bajas o inadecuadas con espaciamientos mayores que la mitad del peralte efectivo $\left(s > \frac{d}{2}\right)$
- Alta demanda de carga axial $\left(\frac{P}{A_g f'_c} > 0.3\right)$
- Área bruta del núcleo de concreto baja $\left(\frac{A_c}{A_g} < 0.7\right)$
- Alta demanda inelástica de distorsión de entrepiso $\left(> 0.015 \frac{\Delta}{L}\right)$
- Detallado: longitud inadecuada del empalme traslapado, empalme traslapado ubicado en una posible zona de articulación plástica, detalles deficientes del anclaje de refuerzo transversal como ganchos a 90°, detalles de soldadura o falta de apoyo a las barras longitudinales, entre otros factores.
- Ubicación de las columnas: localizada en zonas propensa a la amplificación torsional inelástica de los desplazamientos; por ejemplo. columnas de esquina o columnas en la cara opuesta al núcleo de corte excéntrico, entre otros.

Para considerar el comportamiento de columnas no dúctiles se ha propuesto el siguiente procedimiento derivado de una adaptación del RCDF 2020 a las investigaciones sobre este tipo de elementos estructurales y que toma en cuenta una posible reducción por pérdida de capacidad de carga axial en las columnas (Stirrat *et al.*, 2014):

1) Determinar la falla gobernante de la columna.

- Resistencia probable a la flexión en la región plástica potencial, M_p , asociada al diagrama de Momento-Curvatura de la columna.
- Resistencia al corte suponiendo articulaciones plásticas en la parte superior e inferior del elemento:

$$V_P = \frac{2M_P}{L_c} \quad (16)$$

- Resistencia cortante probable

$$V_n = \phi(V_C + V_S) \quad (17)$$

$$\text{Si } \rho < 0.015, \quad V_C = k(0.2 + 20\rho) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} b d \quad (17a)$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015, \quad V_C = k(0.5) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} b d \quad (17b)$$

$$V_S = \frac{A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{s} \quad (17c)$$

En donde V_P es la resistencia al corte suponiendo articulaciones plásticas en la columna, (en kg); M_P es el momento plástico del elemento obtenido del diagrama de momento-curvatura, (en kg-cm); L_c es la longitud de la columna, (en cm); ϕ es el factor asociado a la reducción de resistencia asociada al comportamiento no dúctil de las columnas, con valor de 0.72 (propuesto de acuerdo con el NZS 3101-1982 por falta de estudios experimentales en México); V_n es la resistencia cortante de la columna que incluye la aportación del concreto, del refuerzo y de la carga axial, (en kg); V_C es la resistencia al corte que aporta el concreto NTC-DCEC 2020, (en kg); V_S es la resistencia al corte que aporta el refuerzo NTC-DCEC 2020, (en kg); k es el factor de reducción de resistencia que aporta el concreto en columnas no dúctiles, 0.29 para falla por cortante y 0.10 para falla por pandeo de varillas en la flexión; P_u es la carga axial última (factorizada) soportada por la columna, (en kg); A_g es el área de la sección transversal de la columna, (en cm²); f'_c es la resistencia a la compresión del concreto, (en kg/cm²); b es la base de la sección transversal de la columna (en cm); d es el peralte efectivo de la columna, (en cm); A_v es el área del refuerzo transversal, (en cm²); f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, (en kg/cm²); s es la separación de estribos, (en cm) y θ es el ángulo del refuerzo transversal, para este caso todos están a 90°.

2) Determinar la capacidad de desplazamiento de la columna.

- Desplazamiento de fluencia para el comportamiento dominado por flexión

$$\phi_y = \frac{2.12\varepsilon_y}{h} \quad (18)$$

$$L_{eff} = L_c + 2L_{sp} \quad (19)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_b \quad (20)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y}{6} L_{eff}^2 \quad (21)$$

En donde ε_y es la deformación unitaria de fluencia del refuerzo longitudinal; h es el peralte de la sección transversal de la columna, (en mm); ϕ_y es la curvatura de fluencia, (en rad/mm); L_{sp}

es la longitud de penetración de la deformación, (en mm); L_{eff} es la longitud efectiva de la columna, (en mm); d_b es el diámetro de una barra del refuerzo longitudinal, (en mm) y Δ_y es el desplazamiento lateral de fluencia de la columna, (en mm).

- Desplazamiento último por aplastamiento del concreto para el comportamiento dominado por flexión

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \left(\frac{1.4 \rho_s f_{yt} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \right), \quad f_{cc} = 1.5 f'_c \quad (22)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (23)$$

$$\Delta_u = \frac{M_u}{M_y} \Delta_y + L_P \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y} \right) (L_{eff} - L_P) \quad (24)$$

$$L_P = 0.08 \left(\frac{L_c}{2} \right) + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (25)$$

En donde ε_{cu} es la deformación unitaria última del concreto en compresión; ρ_s es la relación volumétrica del refuerzo transversal; f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal. (en MPa); ε_{su} es la deformación unitaria última del refuerzo transversal; f_{cc} es el esfuerzo de compresión del concreto confinado, (en MPa); c es la distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro, (en mm); ϕ_u es la curvatura última de la columna, (en rad/mm); M_u es el momento último en la columna, obtenido del diagrama momento-curvatura; M_y es el momento de fluencia de la columna, obtenido del diagrama momento-curvatura y L_P es la longitud de la articulación plástica, (en mm).

- Desplazamientos para el comportamiento dominado por cortante

La falla por cortante de columnas de concreto reforzado no implica necesariamente la pérdida en la capacidad de carga axial. Después de la falla por cortante, la carga axial todavía puede ser soportada por las barras del refuerzo longitudinal y la transferencia de fuerza por fricción cortante; por lo tanto, el desplazamiento de una columna por cortante cuando está completamente gobernada por cortante se calcula con la expresión (26) desarrollada por Elwood y Moehle (2005):

$$\Delta_s = L_c \left(0.03 + 4\rho_s - 0.024 \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - 0.025 \frac{P}{A_g f'_c} \right) \geq 0.01L_c \quad (26)$$

Se requiere un mayor nivel de demanda de desplazamiento para provocar la pérdida de capacidad de carga axial. Con base en datos experimentales, Elwood y Moehle (2005) propusieron que la capacidad última de desplazamiento lateral de una columna totalmente gobernada por cortante se calcule como la expresión (27):

$$\Delta_u = 0.04 L_c \left(\frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan 65^\circ} \right)} \right) \quad (27)$$

En donde v es el esfuerzo cortante correspondiente a la capacidad plástica de corte de una sección, MPa; P es la carga axial última soportada por la columna, (en N); A_{st} es el área de refuerzo transversal paralela al cortante aplicado y con espaciamiento s , (en mm^2); d_c es el peralte del núcleo de concreto medido paralelamente a la aplicación de la fuerza cortante, (en mm).

- Desplazamiento último por pandeo de varillas

$$\Delta_u = 0.0325 L_c \left(1 + k_{ebb} \rho_{eff} \frac{d_b}{H} \right) \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \right) \left(1 + \frac{L_c}{20H} \right) \quad (28)$$

$$\rho_{eff} = \rho_s \frac{f_y}{f'_c} \quad (29)$$

En donde ρ_{eff} es la relación efectiva del refuerzo transversal; k_{ebb} es el factor asociado al refuerzo transversal efectivo, para este tipo de columnas se utiliza un valor de 0 para columnas con relación $\frac{s}{d_b} \geq 6$, 40 para columnas rectangulares y 150 para columnas con refuerzo en espiral; d_b es el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal, (en mm) y H es el peralte total de la sección transversal de la columna, (en mm)

3) Determinar la capacidad de desplazamiento último de la columna

Si la columna está totalmente gobernada por cortante, la capacidad última de desplazamiento es la que se determina usando la ecuación (27). Si la columna está gobernada por flexión, la capacidad última de desplazamiento se puede estimar como el menor de los desplazamientos calculados utilizando la ecuación (24) y la ecuación (28). La evaluación de la columna se completa comparando esta capacidad de desplazamiento con una demanda de desplazamiento impuesta por un sismo de nivel de diseño. Es importante tener en cuenta que otros mecanismos son posibles y se debe realizar una evaluación de su capacidad si es probable que gobiernen. Estos incluyen, pero no se limitan a juntas viga-columna y anclaje de cimentación y capacidades de empalme traslapado. El procedimiento para realizar el cálculo de la capacidad de desplazamiento último de la columna se presenta en el trabajo de Ordaz-Miranda (2023).

Con respecto al tipo de falla dominante en la columna, se establecen dos casos para la construcción del modelo de comportamiento de columnas no dúctiles que se muestra en la figura 14.

- Quando la columna está dominada por flexión, el modelo de Elwood y Moehle (2005) estará delimitado por los desplazamientos Δ_y y Δ_u obtenidos con las expresiones del comportamiento en flexión, ecuaciones 18 a 25, y el desplazamiento Δ_a estará limitado por el efecto del pandeo de varillas del refuerzo longitudinal con las ecuaciones 28 y 29. Las fuerzas F_y y F_u estarán asociadas al diagrama de Momento-Curvatura.
- Quando la columna está dominada por cortante, el modelo de Elwood y Moehle (2005) estará delimitado por los desplazamientos Δ_y y Δ_s obtenidos con las expresiones del comportamiento en cortante, ecuaciones 26 y 27, y el desplazamiento Δ_a estará limitado por el caso más desfavorable entre el pandeo de varillas y el desplazamiento último por cortante, ecuaciones 27 a 29. En este caso, las fuerzas laterales asociadas a los desplazamientos se obtendrán como se indican en las ecuaciones 16 a 17c.

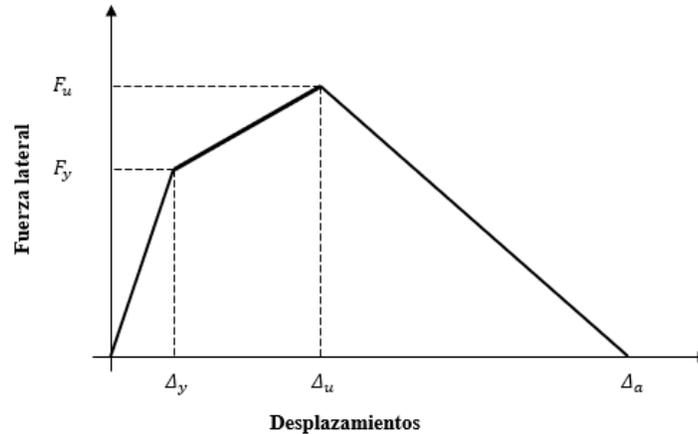


Figura 14. Definición de los puntos críticos para la respuesta de columnas no dúctiles (Amirsardari *et al*, 2016).

En la figura 14 se presenta la curva que describe la envolvente del comportamiento cíclico de una columna no dúctil tomando en cuenta los puntos críticos que establece el modelo de Elwood y Moehle (2005), en donde se encuentran ubicados el desplazamiento de fluencia (Δ_y), desplazamiento último (Δ_u) debido a la falla dominante y el desplazamiento máximo en falla por carga axial (Δ_α) debido a la combinación del pandeo de varillas y el efecto dominante. En el eje vertical se encuentran la resistencia de fluencia (F_y) y la resistencia última (F_u) correspondientes al efecto dominante.

4.3.2 Adaptación del mecanismo de falla FEMA-RCDF 2020

De acuerdo con el tipo de estructuración de los modelos de análisis, el mecanismo de colapso a evaluar corresponde al mecanismo 1 descrito en la metodología FEMA. Este mecanismo de falla asociado a la planta baja débil considera lo siguiente:

- El entrepiso crítico estará en la planta baja débil, por lo cual los elementos contenidos en él serán considerados como componentes críticos según se establece en los criterios y lineamientos del análisis FEMA P-2018.
- Las columnas de edificios se consideran como potencialmente no dúctiles, por lo cual, será necesario realizar la evaluación descrita en la sección 4.3.1 para determinar la falla dominante y la capacidad correspondiente asociada al mecanismo dominante, utilizando los esfuerzos esperados para este caso.
- Debido a que este mecanismo de falla se utiliza específicamente para evaluar la patología de PBD, se considerará la capacidad de los elementos del caso más crítico, bajo la hipótesis que el colapso de los edificios con esta condición se da de manera súbita.
- El cortante basal de la estructura asociado a este mecanismo de falla estará determinado por la aportación de todos los elementos estructurales de la planta baja (columnas) cuyo comportamiento se describe en la figura 11a, tomando en cuenta que la fuerza de fluencia f_y se asocia al comportamiento no dúctil de las columnas.
- En caso de que las columnas no cumplan con los criterios de evaluación de elementos potencialmente no dúctiles establecidos en la sección 4.3.1, podrá utilizarse el valor de F_u para el cálculo del cortante basal de la estructura.

En la figura 11a se muestra el mecanismo de falla propuesto para evaluar el riesgo potencial por colapso que toma en cuenta la aportación de resistencia lateral de cada elemento estructural mediante la aplicación del análisis de elementos no dúctiles y que será determinada por la ecuación 30 y 31.

$$V_{n1c} = \text{mín} (V_{n_{flexión}}, V_{n_{cortante}}) \quad (30)$$

$$V_y = \sum_{i=1}^{No.columns} V_{n1c_i} \quad (31)$$

En donde V_{n1c} es el cortante resistente de una columna, (en kg) y V_y es el cortante basal de la estructura (en kg).

4.3.3 Espectro de diseño NTC-DS 2020

El espectro de diseño se determinará utilizando el capítulo 3 de las NTC-DS 2020 a partir de los espectros de diseño propuestos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://saside.unam.mx/webNormasCDMX/>.

Como se tratan de edificios con problemas de irregularidad, es necesario realizar la evaluación de las condiciones establecidas en la sección 5.1 de las NTC-DS 2020 para poder asignar el factor de irregularidad correspondiente y con ello calcular el espectro de diseño reducido. Aunque la norma vigente establece que el diseño de las estructuras con PBD debe realizarse con las especificaciones de la sección 5.2 de las NTC-DS, para este caso, al tratarse de una revisión y no un diseño, la estructura se evaluará con el espectro de diseño reducido tomando en cuenta el caso más desfavorable y con ello obtener una clasificación de la estructura adecuada.

4.3.4 Evaluación de los modelos de análisis

Esta metodología modificada pretender evaluar a los elementos estructurales por medio de sus demandas y capacidades, tomando en cuenta el criterio de evaluación de columnas no dúctiles descrito en la sección 4.3.1, por lo que se ha propuesto la siguiente metodología que resulta ser una alternativa del FEMA aplicable a edificios de la Ciudad de México, de cual, las modificaciones más relevantes son:

- Determinación de las resistencias de los elementos utilizando el RCDF 2020.
- Análisis de columnas no dúctiles evaluando la falla gobernante de los elementos.
- Incorporación del mecanismo de falla basado en el modelo de Elwood y Moehle (2003) para la obtención del cortante basal de la estructura (Amirsardari et al, 2016).
- Evaluación de las condiciones de regularidad para la obtención del espectro de diseño en el programa SASID.

En la tabla 10 se presentan los resultados para los parámetros de evaluación de las ecuaciones 12 a 14, en donde se incluye el promedio de las calificaciones para las columnas (R_{avg}), el ajuste basado en el coeficiente de variación (R_{adj}), la evaluación para el entrepiso crítico (SR) y la probabilidad de colapso de la estructura (BR).

Tabla 10. Evaluación del riesgo potencial de colapso para los modelos de análisis, FEMA-RCDF 2020.

Parámetro	EC30	EC50	EC70
R_{avg}	0.84	0.42	0.22
R_{adj}	0.71	0.38	0.19
SR	0.96	0.47	0.18
BR	0.90	0.47	0.20

Tabla 11. Clasificación FEMA-RCDF2020 para los modelos de análisis.

Modelo	BR	Clasificación (FEMA)
EC30	0.90	Riesgo excepcionalmente alto de colapso
EC50	0.40	Riesgo alto de colapso
EC70	0.30	Riesgo bajo de colapso

La tabla 11 presenta la clasificación para cada uno de los modelos de análisis de acuerdo con la metodología modificada FEMA-RCDF 2020, así como una clasificación equivalente relacionada con la patología de PBD. La equivalencia de la clasificación del FEMA P 2018 y la propuesta en este trabajo es la siguiente:

- Excepcionalmente alto riesgo de colapso = PBD intensa
- Alto riesgo de colapso = PBD moderada
- Bajo riesgo de colapso = PBD ligera

Tabla 12. Resumen de resultados de las diferentes metodologías utilizadas.

Modelo	Columnas (cm)	Evaluación PBD (NTC-DS, 2020)	Riesgo potencial de colapso (FEMA P-2018)	Evaluación y clasificación de PBD (Adaptación FEMA con RCDF 2020)
EC30	30x30	PBD	Excepcionalmente Alto	PBD intensa
EC50	50x50	PBD	Alto	PBD moderada
EC70	70x70	PBD	Bajo	PBD ligera

En la tabla 12 se presenta el resumen de los resultados obtenidos al evaluar cada uno de los modelos de análisis, en donde se puede observar que tanto para la metodología FEMA como para la FEMA-RCDF 2020 se utilizan escalas equivalentes en la clasificación, ya que al realizar las modificaciones respectivas en la metodología original los resultados son congruentes.

5. CONCLUSIONES

En este trabajo se evaluó y se clasificó la presencia de la patología estructural de la planta baja débil en tres modelos desarrollados con base en las características de edificios estructurados mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería construidos entre 1970 y 1980, y que contaron con una altura de 15.5 metros distribuida en 5 niveles.

Los resultados obtenidos en el análisis estadístico de la base de datos del II-UNAM permitieron identificar la gravedad de daños presentes en edificios con planta baja débil en la Ciudad de México. La mayoría de los edificios que presentaron daños mayores e incluso el colapso parcial y total fueron

construidos antes de 1980; lo cual implicó el uso de reglamentos limitados en cuanto al detallado estructural de elementos de concreto sometidos a acciones sísmicas. Además, los edificios más dañados tuvieron la particularidad de estar desplantados en zonas II y III, de acuerdo con la clasificación actual del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que pertenecen a transición y zona de lago, respectivamente.

El problema que se identificó en los reglamentos de construcciones pasados es la ausencia de los requerimientos mínimos en el detallado del refuerzo de los elementos estructurales de concreto y que ha sido sustentado por investigaciones en diferentes partes del mundo; que derivó estructuras con comportamiento no dúctil. Estas estructuras tienen la particularidad de estar soportadas por elementos no dúctiles, con problemas de altas demandas de carga gravitacional, ubicaciones con altas concentraciones de esfuerzos y deficiencias en el detallado del armado asociadas a bajos porcentajes del acero de refuerzo longitudinal y grandes separaciones en el acero de refuerzo transversal.

En el primer análisis se realizó la revisión del reglamento vigente (RCDF, 2020) determinando la existencia de la PBD en los modelos mediante la revisión de las condiciones de regularidad y las especificaciones de los criterios para la evaluación de la PBD de las NTC-DS.

Con respecto a la segunda parte de los análisis, se utilizó el procedimiento mostrado en el FEMA P 2018. Con los resultados obtenidos, cada modelo se clasificó de acuerdo con los rangos establecidos por dicho procedimiento; en donde se observó la diferencia entre el comportamiento de estructuras con la patología de la planta baja débil cuando se tienen elementos esbeltos y elementos más anchos.

Finalmente, se propuso y evaluó un procedimiento alternativo para la evaluación y clasificación de la planta baja débil por riesgo potencial de colapso, sustentado en la metodología del FEMA y adaptado con el RCDF 2020, en el cual los principales criterios de análisis fueron los siguientes:

- Incorporación de los criterios para la determinación de la PBD de acuerdo con las NTC-DS 2020, cuyo objetivo reconocer si una estructura tiene o no la patología de PBD por medio de la comparación de las demandas y capacidades de los elementos estructurales.
- Revisión sobre el comportamiento dúctil de las columnas, enfocada en estudios sobre las demandas de carga axial a las que se encuentran sometidas, el detallado del refuerzo transversal y separación de estribos, la demanda de distorsión a la que está sometida y la revisión mecanismos de falla dominante.
- Revisión e incorporación de las condiciones de regularidad para las estructuras de acuerdo con la NTC-DS 2020 y la consideración de las penalizaciones en la determinación de los espectros de diseño procedentes del SASID.

Con los resultados presentados en este trabajo en donde se utilizó una resistencia a la compresión del concreto f'_c de 200 kg/cm² como los presentados en el trabajo de Ordaz-Miranda (2023) con un f'_c de 250 kg/cm² se obtuvieron resultados congruentes al comparar la metodología FEMA P-2018 y la metodología propuesta que se ha denominado como FEMA-RCDF 2020 a pesar de incluir pequeñas modificaciones tanto en la obtención de las resistencias de los elementos y deducción del mecanismo de falla asociado a la planta baja débil.

Cuando una estructura tiene la patología de PBD presenta un riesgo latente ante futuros eventos sísmicos. El hecho de que esta sea capaz de resistir las cargas por gravedad no garantiza que sea capaz de soportar cargas dinámicas derivadas de la acción de sismos. Es por ello por lo que, siguiendo el enfoque del diseño resiliente, la clasificación de la PBD permite desarrollar un inventario más completo previo al reforzamiento y rehabilitación de estructuras en función de la atención prioritaria correspondiente, para reducir el impacto de futuros desastres e impulsando el mejoramiento de programas para la mitigación de

este tipo de patologías presentes en las estructuras y cuya aplicación está orientada hacia ingenieros de la práctica mexicana.

REFERENCIAS

- ACI-318-14, (2014), Building code requirements for structural concrete and commentary (*ACI 318-14*), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 524 pp.
- ASCE (2016), Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE 7-16, *American Society of Civil Engineers*, Vol. 2, 889 pp.
- ASCE (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building, ASCE/SEI 41-17, *American Society of Civil Engineers*, 623 pp.
- Amirsardari, A, P Rajeev, H M Goldsworthy y E Lumantarna (2016), “Modelling non-ductile reinforced concrete columns”. *Australian Earthquake Engineering Society Conference*.
- Buendía, L M, y E Reinoso (2019). “Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017”. *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS. No 101, pp. 19-35. <https://doi.org/10.18867/ris.101.508>
- Elwood, K.J. and Moehle, J.P. (2003) “Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced concrete Frames”, PEER report 2003/01, Berkeley: *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California.
- FEMA (2018). Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential, FEMA P-2018, *Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C, 352 pp.
- Gobierno del Distrito Federal (1976), “Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, *Diario Oficial de la Federación*, Distrito Federal, México
- Gobierno del Distrito Federal (2020), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Diario Oficial de la Federación*, Distrito Federal, México
- Gobierno del Distrito Federal. (2020), “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo”, *Diario Oficial de la Federación*, Ciudad de México, México
- Gobierno del Distrito Federal. (2020). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.
- Instituto de Ingeniería UNAM (1977). “Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, *Diseño y construcción de estructuras de concreto con comentarios, ayudas de diseño y ejemplos*, UNAM, 302 pp
- Meli, R., y Hernández, Ó. (1970). Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal. Facultad de Ingeniería, UNAM.
- New Zealand Standard (NZS 3101.1:1982). (1982). *Code of practice for the design of concrete structures*.
- Ordaz-Miranda, R (2023), “Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México”, *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM, México.
- Stirrat, A T, A S Gebreyohannes, R D Jury y W Y Kam (2014), “Seismic performance assessment of non-ductile columns, 2014 NZSEE Conference, Beca Ltd, New Zealand, 17 pp.