



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS**

**EFFECTO DEL DAÑO ACUMULADO POR SISMOS EN ESTRUCTURAS MEDIANTE  
ENERGÍA HISTERÉTICA DISIPADA**

**TESIS**  
**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
**RENÉ FRANCISCO BOJÓRQUEZ HERNÁNDEZ**

**TUTOR PRINCIPAL**  
**DR. EDUARDO REINOSO ANGULO**  
Instituto de ingeniería

**CO-TUTOR**  
**DR. MAURO NIÑO LÁZARO**  
Facultad de ingeniería

**CIUDAD DE MÉXICO. SEPTIEMBRE 2017**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ  
Secretario: DR. AMADO GUSTAVO AYALA MILIAN  
Vocal: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO  
1<sup>er</sup>. Suplente: M.I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ  
2<sup>d</sup>o. Suplente: DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

---

**FIRMA**

*El aspecto más triste de la vida actual es que la ciencia gana en conocimiento más rápidamente que la sociedad en sabiduría.*

- Isaac Asimov.

## **DEDICATORIA**

A mis padres, Ana Cecilia y Antonio, por siempre apoyarme en las decisiones que he tomado en la vida y ser siempre ese pilar que me mantiene y me hace seguir, este logro es por y para ustedes, como fruto de toda una vida de enseñanzas y por ser siempre un ejemplo de vida para mí.

A Patricia Ruiz, mi Paty, mi compañera de vida, por acompañarme durante esta etapa que planeamos, realizamos y terminamos juntos, por ser mi principal motivación siempre para ser mejor cada día, por tu compañía, paciencia, amor, y por todos los momentos a tu lado.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Nacional Autónoma de México y al Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería por permitirme realizar mis estudios de posgrado.

Al Instituto de Ingeniería por otorgar el espacio, instalaciones y herramientas necesarias para realizar este trabajo de tesis.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico otorgado durante la realización de la maestría.

A mi tutor, Dr. Eduardo Reinoso, por su confianza y disposición de recibirme como su alumno y permitirme realizar esta tesis bajo su tutoría, por darse siempre el tiempo para discutir sobre mi trabajo y sobre todo por sus valiosas enseñanzas durante la realización de esta tesis.

Al Dr. Mauro Niño por compartir su tiempo y conocimientos conmigo para realizar este trabajo, agradezco los consejos y enseñanzas que obtuve de su parte durante su asesoría.

A mis sinodales, Dr. Gustavo Ayala, Dra. Sonia Ruiz y M.I. Ismael Vazquez, por sus valiosos comentarios y sugerencias que sin duda enriquecieron este trabajo de tesis.

A Alfredo Contreras, Luis Buendía y Pablo Quinde, por compartir parte de sus conocimientos conmigo y permitir realizar este trabajo de una mejor manera.

## RESUMEN

Se evalúa el efecto de la acumulación de daño en estructuras sometidas a diferentes sismos durante su vida útil considerando la influencia que tienen sismos de menor intensidad a la intensidad de diseño en el desempeño de estas estructuras. Para comprobar esta hipótesis, se estudia un modelo de marco plano de acero estructural con análisis dinámicos no lineales paso a paso para evaluar su comportamiento ante eventos sísmicos reales ocurridos durante el periodo de análisis. Se analiza el comportamiento de la estructura en términos de energía histerética disipada por los elementos y distorsiones máximas de entrepiso, posteriormente se calculan índices de daño para los diferentes casos analizados. Se presentan comparativas entre resultados obtenidos de los análisis con y sin consideración de sismos previos a un sismo de mayor intensidad. Así mismo, se calculan y comparan las funciones de vulnerabilidad de la estructura estudiada para las diferentes condiciones propuestas. Con base en los resultados y para fines de gestión del riesgo sísmico, se discute y propone una metodología que permita considerar el daño acumulado en estructuras que han resistido de manera satisfactoria sismos previos, ya que se observa que el no hacerlo lleva a una sobreestimación en su desempeño estructural y en consecuencia, una subestimación del daño que se podría presentar si un sismo de gran intensidad llegara a presentarse.

## ABSTRACT

An evaluation of the effect of the accumulation of damage on structures submitted to different earthquakes during their useful life considering the influence of different earthquakes with lower intensity than the design intensity is carried out. To verify this hypothesis, a structural steel 2D frame model is studied through nonlinear dynamic step - by - step analysis in order to evaluate its behavior against real seismic events occurring during the analyzed period. The behavior of the structure in terms of hysteretic energy dissipated by the elements and maximum interstory drift ratio is analyzed; then, damage indexes are calculated. Comparisons between results obtained with and without the occurrence of earthquakes prior to a major earthquake are presented. Likewise, the vulnerability functions for the different proposed conditions are calculated and compared. Based on the results and for seismic risk management purposes, it is discussed and proposed to take into account the structural accumulated damage that have successfully withstood previous earthquakes, since it is observed that failure to do so leads to an overestimation of their structural performance and consequently, an underestimation of the damage that could occur if an earthquake of great intensity were to occur.



|  |    |
|--|----|
| RESUMEN.....   | 1  |
| ABSTRACT.....  | 2  |
| ÍNDICE DE FIGURAS.....   | 5  |
| ÍNDICE DE TABLAS.....  | 7  |
| INTRODUCCIÓN.....  | 8  |
| Motivación.....  | 8  |
| Justificación.....   | 8  |
| Objetivo general.....  | 9  |
| Objetivos específicos.....                                       | 9  |
| Alcances y limitaciones.....                                     | 9  |
| 1. PELIGRO SÍSMICO Y REGLAMENTACIÓN EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....  | 10 |
| 1.1 Introducción.....  | 10 |
| 1.2 Sismos importantes en México.....                            | 11 |
| 1.3 Red acelerométrica.....                                      | 13 |
| 1.4 Amplificación en zona de lago y duración del movimiento..... | 13 |
| 1.5 Reglamentación sísmica en la Ciudad de México.....           | 15 |
| 1.5.1 Zonificación.....  | 16 |
| 1.5.2 Coeficientes sísmicos.....                                 | 17 |
| 1.5.3 Desplazamientos horizontales.....                          | 18 |
| 2. DAÑO ACUMULADO EN ESTRUCTURAS.....                            | 19 |
| 2.1 Introducción.....  | 19 |
| 2.2 Energía en estructuras.....                                  | 20 |
| 2.3 Fatiga en estructuras metálicas.....                         | 22 |
| 2.3.1 Mecanismo de falla por fatiga.....                         | 22 |
| 2.4 Daño sísmico en estructuras.....                             | 23 |
| 2.5 Índices de daño.....   | 23 |
| 3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL POR DAÑO ACUMULADO.....            | 27 |
| 3.1 Introducción.....  | 27 |
| 3.2 Vulnerabilidad sísmica en estructuras.....                   | 27 |

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 3.3   | Metodologías.....                          | 28 |
| 3.3.1 | Métodos analíticos.....                    | 28 |
| 3.4   | Análisis dinámico incremental.....         | 30 |
| 3.5   | Consideración del daño acumulado.....      | 32 |
| 4.    | CASO DE ESTUDIO: CONJUNTO PINO SUÁREZ..... | 35 |
| 4.1   | Introducción.....                          | 35 |
| 4.2   | Objetivos.....                             | 36 |
| 4.3   | Selección de acelerogramas.....            | 36 |
| 4.4   | Modelación de la estructura.....           | 37 |
| 4.5   | Daño en elementos estructurales.....       | 41 |
| 4.6   | Curvas de fragilidad.....                  | 41 |
| 4.7   | Vulnerabilidad estructural.....            | 42 |
| 5.    | RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....                | 50 |
| 5.1   | Rigidez estructural.....                   | 50 |
| 5.2   | Distorsiones y ductilidades máximas.....   | 51 |
| 5.3   | Energía histerética.....                   | 54 |
| 5.4   | Índices de daño por elementos.....         | 56 |
| 5.5   | Fragilidad estructural.....                | 59 |
| 5.6   | Vulnerabilidad estructural.....            | 61 |
| 6.    | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....        | 65 |
| 6.1   | Conclusiones.....                          | 65 |
| 6.2   | Recomendaciones.....                       | 66 |
|       | REFERENCIAS.....                           | 68 |

|                    | <b>Pág.</b>   |
|--------------------|---|
| <b>Figura 1.1</b>  | Mapa de sismicidad global desde 1966. 10  |
| <b>Figura 1.2</b>  | Esquema de placas tectónicas de México 11   |
| <b>Figura 1.3</b>  | Aceleraciones registradas durante el sismo de 1995 en México. 14  |
| <b>Figura 1.4</b>  | Zonificación del DF para fines de diseño por sismo. 16  |
| <b>Figura 1.5</b>  | Comparativa de espectros de diseño de reglamentos de 1966 y 2004. 17  |
| <b>Figura 2.1</b>  | Analogía de tanque de almacenamiento con ecuación de energía. 21  |
| <b>Figura 3.1</b>  | Ejemplo de las distorsiones de entrepiso en análisis IDA. 31  |
| <b>Figura 3.2</b>  | Ejemplo de curva IDA vs pushover 31   |
| <b>Figura 3.3</b>  | Diagrama de flujo de procedimiento propuesto. 34  |
| <b>Figura 4.1</b>  | Colapso de edificio de complejo Pino Suárez. 35   |
| <b>Figura 4.2</b>  | Acelerogramas en suelo firme y acelerogramas transferidos a suelo blando utilizados en el estudio 37        |
| <b>Figura 4.3</b>  | Modelo estructural de edificio Pino Suárez. 38  |
| <b>Figura 4.4</b>  | Secciones transversales tipo para columnas, elementos viga y contravientos. 39                              |
| <b>Figura 4.5</b>  | Elemento viga-columna, Tipo 2. 40   |
| <b>Figura 4.6</b>  | Modelo de comportamiento bilineal utilizado en el modelo. 40  |
| <b>Figura 4.7</b>  | Curvas IDA para cortante basal, desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso para el estado I. 44  |
| <b>Figura 4.8</b>  | Curva de capacidad dinámica de la estructura con su ajuste bilineal correspondiente al estado I. 45         |
| <b>Figura 4.9</b>  | Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado I. 46                    |
| <b>Figura 4.10</b> | Índices y función de daño en términos de energía histerética normalizada para el estado I. 46               |
| <b>Figura 4.11</b> | Curvas IDA para cortante basal, desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso para el estado II. 47 |
| <b>Figura 4.12</b> | Curva de capacidad dinámica de la estructura con su ajuste bilineal correspondiente al estado II. 48        |

|                    |   |    |
|--------------------|---|----|
| <b>Figura 4.13</b> | Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado II.                                      | 48 |
| <b>Figura 4.14</b> | Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado II.                                      | 49 |
| <b>Figura 5.1</b>  | Espectros de respuesta elásticos para los sismos considerados en este estudio.  | 50 |
| <b>Figura 5.2</b>  | Distorsiones máximas de entrepiso para cada sismo.  | 51 |
| <b>Figura 5.3</b>  | Ductilidades máximas alcanzadas para cada sismo.  | 52 |
| <b>Figura 5.4</b>  | Comparativa de distorsiones y ductilidades máximas alcanzadas por el sismo de 1985 considerando el daño y sin considerarlo. | 53 |
| <b>Figura 5.5</b>  | Respuesta inelástica de uno de los elementos dañados en la estructura para los sismos de 1973, 1976, 1979 y 1985.           | 54 |
| <b>Figura 5.6</b>  | Energía histerética disipada por la estructura a lo largo del tiempo.   | 55 |
| <b>Figura 5.7</b>  | Índices de daño para los elemento viga en la estructura para cada sismo estudiado.  | 57 |
| <b>Figura 5.8</b>  | Índices de daño elementos para el sismo de 1985 considerando la acumulación de daño y sin considerarla                      | 58 |
| <b>Figura 5.9</b>  | Curvas de fragilidad en términos de distorsión máxima de entrepiso para la estructura sin daño y con daño.                  | 60 |
| <b>Figura 5.10</b> | Curvas de fragilidad en términos de pseudoaceleración para la estructura sin daño y con daño                                | 61 |
| <b>Figura 5.11</b> | Funciones de vulnerabilidad para el estado I de la estructura.  | 62 |
| <b>Figura 5.12</b> | Funciones de vulnerabilidad para el estado II de la estructura.   | 63 |
| <b>Figura 5.13</b> | Comparativa de funciones de vulnerabilidad para los dos estados de la estructura.   | 63 |

|  | <b>Pág.</b> |
|--|-------------|
| <b>Tabla 1.1</b> Coeficientes sísmicos establecidos por los diferentes reglamentos de construcción de la Ciudad de México          | 17          |
| <b>Tabla 4.1</b> Eventos sísmicos considerados en este estudio.  | 36          |
| <b>Tabla 4.2</b> Espesores de placa en columnas.   | 39          |
| <b>Tabla 4.3</b> Intervalos de variación de la distorsión para los estados discretos de daño                                       | 42          |
| <b>Tabla 4.4</b> Registros en suelo blando de la Ciudad de México utilizados en este estudio.                                      | 43          |
| <b>Tabla 5.1</b> Periodo dominante de la estructura para cada condición.   | 50          |
| <b>Tabla 5.2</b> Índices de daño global en la estructura.  | 59          |
| <b>Tabla 5.3</b> Valores de $\beta_{ED}$ utilizados para las curvas de fragilidad en función de la distorsión máxima de entrepiso. | 59          |
| <b>Tabla 5.4</b> Valores de $\beta_{ED}$ utilizados para las curvas de fragilidad en función de la pseudoaceleración.              | 60          |

### **Motivación**

Cuantiosas pérdidas económicas y humanas se producen como consecuencia de los terremotos, las cuales en la mayoría de los casos, están relacionadas con un comportamiento deficiente de las estructuras (Bertero 1992).

Los avances en las investigaciones en el campo del diseño de estructuras han sido de importancia; sin embargo, es obvio que son aplicables únicamente para estructuras nuevas, las cuales representan una mucha menor proporción en comparación con el total de estructuras existentes en una zona (Barbat et al. 2005); es por ello que es necesario considerar el mejoramiento del comportamiento de las estructuras antiguas.

La filosofía de diseño de los reglamentos actuales pretende evitar el colapso y garantizar el buen comportamiento de las estructuras ante eventos de intensidad moderada. La ordenada de intensidad correspondiente está dada por un espectro de diseño construido a partir de las respuestas máximas de osciladores de un grado de libertad con diferentes periodos estructurales, pero no garantizan que las estructuras diseñadas con dicho reglamento tengan un buen desempeño posterior a la ocurrencia de un evento de la intensidad para la que fueron diseñadas. La ocurrencia de una serie de eventos de menor intensidad a lo largo de la vida de la estructura no se considera, sin embargo, pueden dañar y reducir su resistencia de manera que no sea capaz de presentar un desempeño adecuado al presentarse un evento de mayor intensidad.

### **Justificación**

La mayoría de los estudios de vulnerabilidad sísmica que se realizan actualmente (Petrovski & Nocevski 1992; Bonett 2003; Barbat 2004; Buendia 2016), parten del hecho que la estructura no presenta ningún daño previo, lo cual tiende a sobreestimar el desempeño de las estructuras, obteniendo valores de pérdidas menores a los que podrían presentarse ante un evento mayor dado que ya se han presentado eventos de considerable intensidad. Por lo tanto, este trabajo pretende considerar este daño mediante la aplicación de análisis dinámicos no lineales a un modelo estructural considerando la ocurrencia de eventos sísmicos previos y la degradación a la resistencia que estos producen.

## **Objetivo general**

Estudiar el efecto de acumulación de daño en estructuras sometidas a diferentes sismos durante su vida útil considerando la influencia que tienen sismos de menor intensidad a la de diseño en el desempeño de estas estructuras.

## **Objetivos específicos**

- Discutir y proponer una metodología para evaluar el desempeño de estructuras con acumulación de daño debida a sismos previos.
- Mediante un caso de estudio, evaluar el comportamiento de una estructura sometida a distintos sismos durante su periodo de vida útil y obtener sus funciones de vulnerabilidad para los casos estudiados.

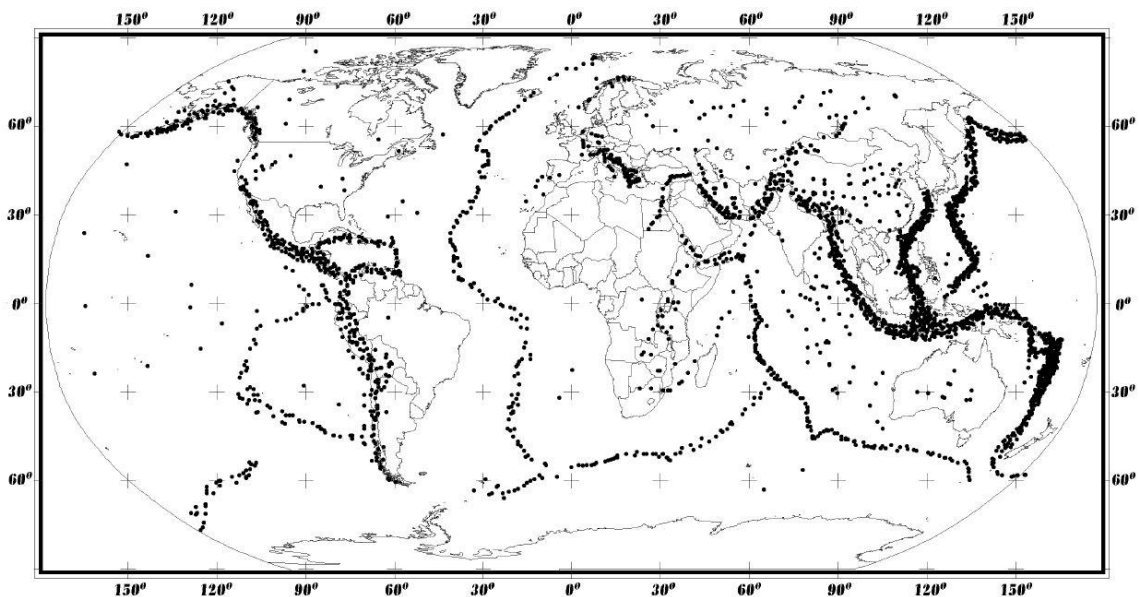
## **Alcances y limitaciones**

- La metodología presentada es aplicable únicamente en estructuras existentes las cuales han sido sometidas a sismos previos al momento del análisis.
- Los acelerogramas utilizados en el caso de estudio se obtuvieron mediante procedimientos analíticos, los cuales pretenden reproducir lo más cercano posible los efectos que tuvieron los sismos en el sitio, sin embargo, pueden existir variaciones a los efectos reales del sismo.
- El modelo de comportamiento considerado es un modelo histerético bilineal, el cual no considera la degradación de rigidez en los elementos durante los ciclos de histéresis.
- La modelación de la estructura se realiza como un marco plano, por lo que no se toman en cuenta posibles efectos de torsión en la estructura real.

# 1. PELIGRO SÍSMICO Y REGLAMENTACIÓN EN LA CIUDAD DE MÉXICO

## 1.1 Introducción

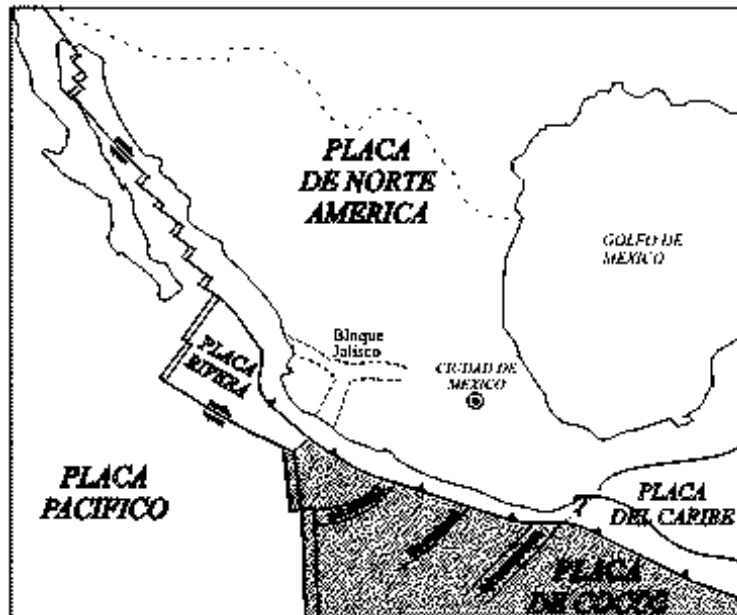
La República Mexicana se encuentra situada en una de las regiones con más actividad sísmica del mundo, debido a que se encuentra dentro del área conocida como *cinturón circumpacífico*, donde se concentra la mayor actividad sísmica del planeta. También conocido como cinturón de fuego, rodea casi en su totalidad el océano Pacífico, a lo largo de las costas de América del sur, hasta Alaska y pasando por Japón y las indias orientales. En esta región se genera entre el 80 y 90% de la energía sísmica de la tierra cada año. En la Figura 1.2 se muestra la distribución geográfica de sismos en el planeta a partir de 1966, con magnitud superior a 6 en la escala de Richter.



**Figura 1.1.** Mapa de sismicidad global desde 1966 (Bolt 1999).

La interacción entre las placas Norteamericana, de Cocos, del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, así como las fallas locales que corren a lo largo de varios estados, son las principales causas de la alta sismicidad que se presenta en el país (Figura 1.2). Los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco son los que presentan la mayor actividad sísmica del país, debido a la interacción de las placas Rivera y de Cocos, que subducen a la placa Norteamericana.





**Figura 1.2.** Esquema de placas tectónicas de México (Servicio Sismológico Nacional, 2005)

Las vibraciones del terreno tienen cierto poder destructivo que depende del conjunto de frecuencias de las vibraciones, amplitudes, duración del movimiento y de las construcciones existentes en el sitio. Dicho poder destructivo de un temblor en un sitio es lo que se mide con el concepto de *intensidad*. Un mismo temblor tiene una sola magnitud dada en cierta escala, pero diferentes intensidades según el punto de la superficie de interés.

La amplitud de las ondas generalmente se atenúa con la distancia, y tanto más rápidamente cuanto mayor sea la frecuencia de vibración, sin embargo; puede amplificarse localmente como consecuencia de factores como la topografía o las propiedades dinámicas del suelo, este efecto se conoce como *efectos de sitio* (Rosenblueth 1985).

La Ciudad de México es afectada por sismos de distintos tipos e intensidades provocadas por diferentes tipos de mecanismo de falla, temblores locales con magnitudes de momento ( $M_w$ ) de hasta 5.5 originados en la cuenca y alrededores; sismos intraplaca, originados en el resto de la placa Norteamericana y que generan temblores con  $M_w \leq 7.0$  como el de 1920 en Jalapa y de Acambay en 1912; temblores de profundidad intermedia de falla normal con magnitudes  $M_w \leq 6.5$ ; y los más frecuentes, los temblores de subducción que pueden llegar a producir magnitudes de hasta  $M_w = 8.2$ .

## 1.2 Sismos importantes en México

México es considerado un laboratorio sismológico, el Servicio Sismológico Nacional reporto en el territorio nacional, 16,540 sismos de magnitud igual o mayor a 3.5 en los últimos 12

años; lo que equivaldría en promedio a cerca de cuatro sismos diariamente con dicho rango de magnitudes. Los sismos no tienen una distribución homogénea, aproximadamente, el 80% de los sismos del país, ocurren en Guerrero, Oaxaca y Chiapas (Atienza 2013).

Existe evidencia histórica basada en crónicas y periódicos de grandes sismos en las costas de Jalisco, Colima, Oaxaca y Guerrero entre el siglo XVII y XVIII, pero es hasta el siglo XIX que se tiene referencias más detalladas de eventos sísmicos, lo cual ha permitido desde entonces la ubicación de zonas epicentrales y origen de sismos con diferentes mecanismos de falla. En el siglo XX con la llegada de los sismógrafos en nuestro país, hizo posible el cálculo con mejor precisión de los epicentros.

A lo largo de su historia, en México se han presentado una gran cantidad de eventos sísmicos de diferentes magnitudes, entre ellos destacan los más devastadores de los que se tiene registro debido a las pérdidas humanas y económicas que representaron.

Aunque no se tiene suficiente información de este temblor, se conoce como el sismo más fuerte de la historia, también conocido como “El gran tsunami mexicano”, ocurrió el 28 de marzo de 1787 en las costas de Oaxaca con una  $M_w$  de 8.6. Inundó todo a su paso hasta seis kilómetros tierra adentro, cerca de Pochutla, hoy Puerto Ángel; debido a la escasez de población en aquella época, provocó un número bajo de víctimas (Atienza 2013).

Uno de los sismos más destructivos producido por una falla normal es el sismo de Acambay. Su ruptura se extendió alrededor de 50 km de largo, provocando un sismo de  $M_w$  7.0 en Acambay, Estado de México, el 19 de noviembre de 1912.

En 1932 se registró el sismo más grande del siglo en México, con una magnitud  $M_w = 8.2$ , se originó en las costas de Jalisco y no se reportaron daños importantes.

Otro de los eventos más importantes en la historia de la ingeniería sísmica en el país, es el llamado “sismo del ángel”, originado al sureste de Acapulco, con una magnitud de 7.8, el 28 de julio de 1957, debe su nombre a la caída de la Victoria alada de la columna del monumento a la independencia. La zona centro del país fue la más afectada por este evento, especialmente la Ciudad de México, con un saldo de 700 muertos y miles de heridos.

El terremoto de Veracruz de 1973 ha sido uno de los terremotos más mortíferos, aunque se desconoce con precisión la cifra exacta, se estiman entre 1,200 y 3,000 muertos y cientos de miles de damnificados. El terremoto fue sentido en la zona centro del país, dejando daños en la Ciudad de México.

En 1979 ocurrió otro sismo de importancia generado en las costas de Guerrero, con una magnitud  $M_w = 7.6$ , produjo daños en algunas colonias de la Ciudad de México y es conocido por el colapso de parte de la Universidad Iberoamericana, aunque fue atribuido a fallas constructivas y de diseño, debido a que nunca se pensó que los efectos de sitio para ese lugar pudieran provocar fuerzas mayores a las establecidas por las normas de diseño vigentes.

El 19 de septiembre de 1985, en las costas de Michoacán ocurrió un sismo de magnitud  $M_w = 8.1$  y su réplica el día siguiente con  $M_w = 7.6$ , a pesar de encontrarse a más de 350 km de distancia, la Ciudad de México sufrió las mayores afectaciones y pérdidas humanas. Las cifras arrojan más de dos mil edificios colapsados o dañados, miles de heridos y pérdidas económicas que representaron el 2.1% del Producto Interno Bruto (PIB) del país, y el 9.9% de la capital.

Cada uno de estos eventos han aportado una gran cantidad de información sobre la tectónica de nuestro país y sobre el comportamiento tanto del suelo, como de las estructuras que han sido sometidas a estos sismos, la ingeniería mexicana se nutre de conocimiento y experiencias a partir de esta clase de desastres naturales.

### **1.3 Red acelerométrica**

A pesar que la instrumentación sísmica en México se inició desde 1910 con la instalación de los primeros observatorios, fue hasta 1960 que se instalan los dos primeros acelerógrafos en la Ciudad de México, uno en la Alameda Central y otro en Ciudad Universitaria (C.U.), dando origen a la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería. Los primeros registros obtenidos, correspondientes a los temblores de 1961 y 1962 en Acapulco, sirvieron para la calibración de modelos de comportamiento dinámico de estructuras y el entendimiento de las características de propagación de las ondas sísmicas en el valle de México.

Previo a los sismos de 1985, se terminaron de instalar una serie de estaciones acelerométrica en la brecha de Guerrero, lo cual fue de suma importancia para la obtención de una importante colección de registros, tanto en zonas próximas al epicentro, como zonas con más de 400km de distancia. A partir de este hecho, la red ha crecido considerablemente, actualmente se cuenta con más de 200 acelerómetros digitales para la obtención de registros sísmicos.

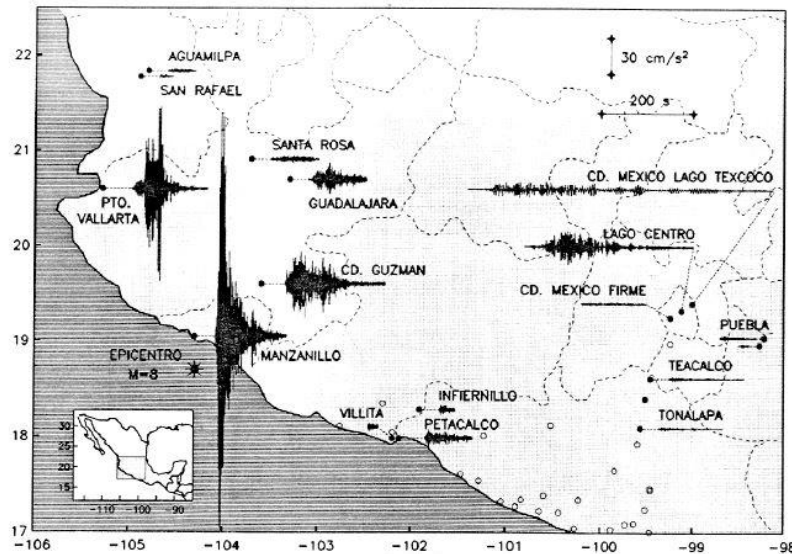
### **1.4 Amplificación en zona de lago y duración del movimiento**

A pesar que los epicentros se localizan principalmente en distintos puntos de la costa del Pacífico, la Ciudad de México se ha convertido a lo largo de los años en un receptor importante de los movimientos sísmicos, principalmente ante sismos de subducción debido a que el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan amplificaciones importantes al atravesar las arcillas del lago (Reinoso 1996), produciendo incluso efectos más dañinos que en otros sitios más cercanos a las fuentes.

En el valle de México se presentan efectos de amplificación dinámica en los depósitos lacustres debido al entrampamiento de ondas y por el contraste entre las características dinámicas de los depósitos superficiales de espesor menor a 150 m y de la roca basal. Para obtener dichas amplificaciones de manera empírica, se utilizan técnicas como la de cocientes espectrales o funciones de transferencia empíricas. La respuesta se refleja en movimientos

más armónicos, un incremento considerable en la duración del movimiento y una mayor amplitud de los registros.

En la Figura 1.3 se muestran distintos acelerogramas registrados en varias estaciones durante un evento ocurrido en 1995, desde la costa cercana al epicentro hasta el centro del país. Se observan claramente las atenuaciones con la distancia al epicentro, así como el aumento de la duración del registro, sin embargo en la zona del lago de la Ciudad de México se observan amplitudes considerablemente mayores en comparación con los registros de terreno firme.



**Figura 1.3.** Aceleraciones registradas durante el sismo de 1995 en México (Reinoso et al. 2000).

Existen modelos de propagación de onda utilizados para conocer la amplificación en forma teórica, la técnica más usada es la de cocientes espectrales, o funciones de transferencia empíricas. Dichos cocientes espectrales representan la amplificación medida en el dominio de la frecuencia y refleja las características dinámicas del sitio como el periodo dominante.

Este procedimiento es útil para casos en los que se requieren registros en sitios específicos en zona de lago en los cuales no existen estaciones acelerométricas, para lo cual se sigue la siguiente metodología:

1. Ubicar una estación acelerométrica que represente una zona firme y una estación cercana al sitio donde se requieran transferir los acelerogramas, que cuenten con uno o varios registros sísmicos en común.
2. Se obtiene una función de transferencia a partir del cociente espectral del registro de zona firme y el registro del lugar próximo al sitio.
3. Los registros sísmicos a transferir son pasados al dominio de la frecuencia.

4. Se realiza la convolución de los registros sísmicos con la función de transferencia para obtener la transferencia en el dominio de la frecuencia.
5. Los registros transferidos se pasan del dominio de la frecuencia al dominio del tiempo, obteniendo así los registros sísmicos transferidos para su utilización.

Otro de los parámetros que resultan afectados por las características del suelo en el valle de México es la duración, la cual está dominada por ondas de periodo largo y amplificaciones dinámicas en zona de lago

Los parámetros de aceleración y desplazamientos máximos no proporcionan una adecuada descripción de la demanda provocada por un sismo (Reinoso et al. 1996). Debido al incremento en la duración de los movimientos de terreno que se presentan en la zona lacustre de la Ciudad de México, es necesario integrar de alguna manera este fenómeno al análisis de estructuras debido al deterioro que sufren debido a cargas cíclicas. Diferentes investigadores; (Reinoso et al. 2000; Terán-Gilmore 2001) han discutido la influencia que tiene la duración de los sismos en el diseño de las estructuras.

### **1.5 Reglamentación sísmica en la Ciudad de México**

La reglamentación sísmica en México, nació como consecuencia del sismo de Michoacán de 1941 con magnitud  $M_w = 7.7$ , debido a los daños provocados por dicho evento en el reglamento de 1942 (DDF 1942) se incluye el diseño sísmico de estructuras por primera vez.

El desarrollo de los reglamentos en la Ciudad de México ha sido constante y de la mano de eventos importantes que han dado lugar a un creciente interés por la investigación y la instrumentación sísmica. Los daños provocados por el sismo del 28 de julio de 1957, impulsaron el interés y estudio del comportamiento sísmico del valle de México dando como resultado nuevos reglamentos como el de 1966 y 1976 (DDF 1966; DDF 1976), que incluían modificaciones que buscaban remediar las deficiencias de los reglamentos previos.

Años después se encontraba en desarrollo un nuevo reglamento el cual incluía nuevos avances en investigaciones realizadas en México y el resto del mundo, además de experiencias posteriores al sismo de 1979; sin embargo, los sismos de septiembre de 1985 obligaron a acelerar la publicación de estas normas de manera emergente para la inspección de los edificios cuya seguridad estructural suponía dudas.

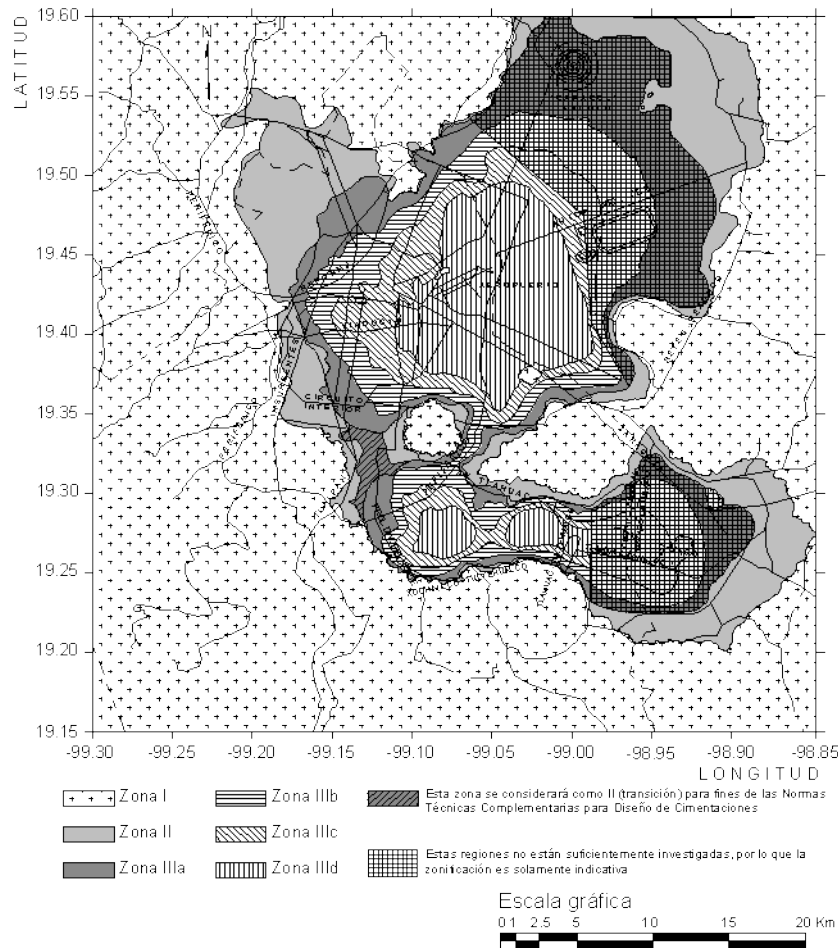
Actualmente el reglamento de construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, emitidas en 2004 (GDF 2004), pueden compararse con los reglamentos vigentes en otros países como Japón y Estados Unidos (Reinoso & Jaimes 2009).

A continuación de presentan algunas comparativas de diferentes aspectos considerados en los últimos reglamentos.

### 1.5.1 Zonificación

Después del sismo de 1941 se incluyó en el reglamento la microzonificación de la ciudad, originada por el estudio de los hundimientos del suelo, debido a la importante correlación entre el daño observado en las estructuras y la composición del subsuelo. Esta zonificación del valle de México ha ido modificándose con las diferentes versiones del reglamento, como la mayoría de los aspectos derivado de nuevas investigaciones y conocimiento generado, de manera que con el paso de los años se tiene mejor conocimiento de las características del suelo y una zonificación más detallada.

En el reglamento de construcción de 1966 solo se consideran dos zonas: de alta compresibilidad y baja compresibilidad, posteriormente el de 1976 ya distingue tres zonas, nombrándolas ahora como terreno firme (Zona I), terreno compresible (Zona III) y una zona intermedia a la cual nombra “de transición” (Zona II) (DDF 1966).



**Figura 1.4.** Zonificación del DF para fines de diseño por sismo (NTC-SISMO, 2004).

En el reglamento de 2004 (GDF 2004) se subdivide la Zona III en cuatro sub-zonas: IIIa, IIIb, IIIc y IIId, las cuales consideran con más detalles las características específicas del suelo (Figura 1.4).

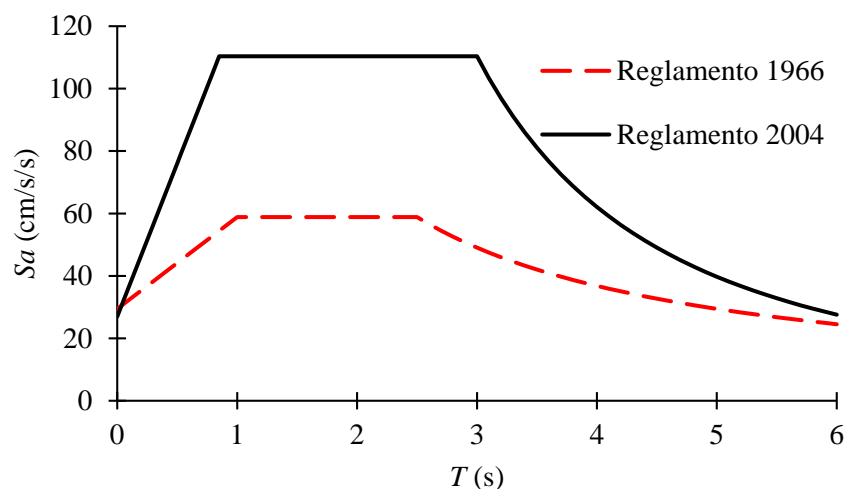
### 1.5.2 Coeficientes sísmicos

El coeficiente sísmico es uno de los parámetros más importantes en el diseño de las estructuras, ya que representa las fuerzas actuantes en las mismas, y va de la mano con la zonificación, por lo que también se han ido modificando con el paso de los años en las diferentes versiones del reglamento, en la Tabla 1.1 se muestra un resumen de los coeficientes sísmicos considerados en los reglamentos mencionados.

**Tabla 1.1.** Coeficientes sísmicos establecidos por los diferentes reglamentos de construcción de la Ciudad de México.

| Reglamento | I    | II   | IIIa | IIIb | IIIc | IIId |
|------------|------|------|------|------|------|------|
| 1966       | 0.04 |      |      | 0.06 |      |      |
| 1973       | 0.16 | 0.20 |      | 0.24 |      |      |
| 1993       | 0.16 | 0.32 |      | 0.40 |      |      |
| 2004       | 0.16 | 0.32 | 0.4  | 0.45 | 0.4  | 0.3  |

Como un claro ejemplo de las diferencias en las consideraciones de acciones sísmicas propuestas por los reglamentos, en la Figura 1.5 se presentan dos espectros de diseño para el reglamento de 1966 y el de 2004, para una estructura del grupo B y tipo de estructuración I para el reglamento de 1966, desplantada sobre terreno de alta compresibilidad o zona IIIb, considerando un factor de comportamiento sísmico  $Q = 4$ .



**Figura 1.5.** Comparativa de espectros de diseño de reglamentos de 1966 y 2004.

En la figura anterior se hace notable la enorme diferencia que existe en las acciones sísmicas a considerar según ambos reglamentos, si tomamos como ejemplo una estructura con un periodo dominante  $T = 2.0$  segundos, la aceleración indicada por el reglamento de 1966 es apenas el 53% comparada con la del reglamento de 2004, lo cual nos da una idea de la gran diferencia de las acciones consideradas en una estructura que actualmente este en pie, pero haya sido diseñada con el reglamento de 1966 sin reforzamientos en ella.

### 1.5.3 Desplazamientos horizontales

Uno de los aspectos que rigen el diseño de estructuras en la actualidad son los desplazamientos horizontales máximos de azotea, los cuales se especifican en los diferentes reglamentos en forma de distorsiones máximas de entrepiso, estos valores se han ido ajustando a lo largo de los años con base en investigaciones y experimentación.

El reglamento de 1966 (DDF 1966) en el artículo 275: limitación de desplazamientos horizontales, indica que el desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos no debe exceder 0.002 (0.2%) veces la diferencia de elevación correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella, en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta, en cuyo caso el valor 0.002 se modificará como sigue: en construcciones del grupo A, 0.003 en la zona de alta compresibilidad y 0.002 en la de baja.

En el reglamento posterior, es decir el de 1976 (DDF 1976), se aumentaron considerablemente las deformaciones permisibles, en el artículo 242 indica que las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 (0.8%) veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016 (1.6%).

A partir del reglamento de 1993 (DDF 1993) y hasta el reglamento vigente se plantea una reducción a los desplazamientos laterales permitidos respecto al reglamento anterior, indicando como 0.006 (0.6%) la diferencia de elevaciones correspondientes y 0.012 (1.2%) para estructuras sin elementos incapaces de soportar deformaciones ligados a ella.



## 2. DAÑO ACUMULADO EN ESTRUCTURAS

---

### 2.1 Introducción

Uno de los principales parámetros utilizados por las normas actuales para medir el desempeño de las estructuras ante cargas laterales es la distorsión máxima de entrepiso, sin embargo, dicho parámetro no es capaz de representar de manera adecuada el daño que pueden sufrir los elementos a causa de los ciclos inelásticos de carga y descarga a los que son sometidos durante la acción sísmica, lo cual es de suma importancia considerar en sitios con movimientos de larga duración como los que ocurren en la Ciudad de México.

La acumulación del daño en estructuras puede considerarse a través de conceptos de energía, el primero en proponer un método basado en energía fue Housner (1956), como una alternativa a los métodos tradicionales que se basan en ductilidad de desplazamientos para el diseño sismorresistente de edificios; indica que un diseño satisfactorio implica que la capacidad de energía de la estructura debe ser igual o superior a la energía demandada por los sismos. A partir de este trabajo aunque varias décadas después, el enfoque ganó la atención de otros investigadores como el trabajo propuesto por Park y Ang (1985) en el que plantean un método para evaluar el daño estructural en edificios de concreto reforzado bajo excitaciones sísmicas. Mediante una gran cantidad de análisis en sistemas de un grado de libertad y para edificios típicos de concreto reforzado, obtuvieron una relación simple entre la destructividad de los movimientos del suelo en términos de una intensidad característica y el daño estructural expresado en términos de índice de daño. Posteriormente Uang y Bertero (1990) estudiaron el significado físico de las ecuaciones de energía propuestas en la literatura y construyeron espectros de energía inelástica de entrada para sistemas de un grado de libertad, y evaluaron su viabilidad para predecir la energía de entrada en un edificio real de varios niveles.

En 1992, Fajfar propone factores de reducción de ductilidad, los cuales toman en cuenta el efecto de reducción de la capacidad de deformación en estructuras sometidas a sismos intensos debido al daño acumulado por los ciclos de carga y descarga. La reducción de ductilidad provocada por fatiga de bajo ciclaje es controlada por un parámetro en función de la energía histerética disipada, el desplazamiento máximo y el periodo natural de la estructura. Este procedimiento permite al diseñador elegir niveles de daño aceptables en la estructura.

Terán-Gilmore (2001) y Bojorquez et al. (2008) también abordó el concepto de fatiga de bajo ciclaje en estructuras y plantea el uso de la demanda de disipación de energía plástica para el diseño sísmico; refiere que el control de daño en una estructura sismorresistente regular puede establecerse a partir de las demandas de deformación máxima y de energía plástica leídas directamente de espectros de respuesta. Siguiendo este enfoque Bojórquez (2007) planteó la propuesta de dos criterios para el diseño sísmico de estructuras, los cuales consideran la confiabilidad estructural mediante espectros de ductilidad y de energía

histerética normalizada con tasa anual de falla uniforme y la acumulación del daño estructural mediante espectros de índice de acumulación lineal de daño con tasa anual de falla uniforme.

Otro de los aspectos estudiados relacionados a la acumulación de daño en estructuras es la larga duración de los movimientos fuertes de terreno en la Ciudad de México, la cual tiene una importante influencia en la respuesta de las estructuras. Reinoso y Ordaz (2001) realizaron un estudio sobre este aspecto en el diseño sísmico de las estructuras, utilizando datos acelerométricos de sismos de subducción y falla normal en México. Propusieron una expresión para predecir la duración en términos de la magnitud, distancia al área de ruptura y el periodo del suelo comparándola con otras expresiones propuestas en la literatura. Otros investigadores como Bommer et al. (2004) y Iervolino et al. (2006) también han investigado el efecto de la duración de los sismos en la respuesta de las estructuras.

## 2.2 Energía en estructuras

Como se mencionó anteriormente, una manera de definir de manera explícita la acumulación de daño en estructuras, es mediante conceptos de energía sísmica. En términos generales, la energía de un cuerpo puede definirse como su capacidad para realizar un trabajo, la cantidad de trabajo realizada por una fuerza aplicada sobre otro cuerpo o partícula es igual al producto de la componente de la fuerza en la dirección del desplazamiento por la distancia desplazada.

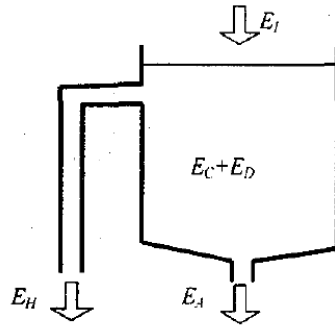
La energía sísmica podría ser una forma útil para estudiar el movimiento de los cuerpos, ya que representa un elemento clave en la descripción de los sistemas físicos por estar relacionada con los cambios o procesos de transformación de la naturaleza (Huerta & Reinoso 2002).

La ecuación 2.1 representa el balance de energía en una estructura (Uang y Bertero, 1990).

$$E_I = E_C + E_A + E_D + E_H \quad (2.1)$$

Las contribuciones del lado derecho de la ecuación representan el suministro de energía en la estructura: la energía cinética relativa ( $E_C$ ), energía de amortiguamiento viscoso ( $E_A$ ) y energía de deformación, la cual se puede descomponer en energía de deformación elástica ( $E_D$ ) que representa la fuerza de la rigidez del sistema que desarrolla energía potencial asociada al desplazamiento, y energía de histéresis ( $E_H$ ), que se refiere a la disipación por deformación plástica, mientras que el término de la izquierda ( $E_I$ ) representa la demanda o entrada de energía que el sismo introduce.

Lo anterior puede ser escrito gráficamente mediante el tanque de agua con orificios propuesto por Popov *et al.* (1993) en la Figura 2.1.



**Figura 2.1.** Analogía de tanque de almacenamiento con ecuación de energía (Popov et al. 1993).

En la analogía anterior se observa que la capacidad de admitir energía, dada por el volumen total del tanque ( $E_C + E_D$ ) y las salidas de agua ( $E_H$  y  $E_A$ ) debe ser mayor que la entrada de agua ( $E_I$ ). Se observa que la energía de amortiguamiento viscoso ( $E_A$ ) siempre está presente, no así la energía de histéresis ( $E_H$ ) la cual solo está presente cuando la energía de entrada es mayor que las energías almacenadas ( $E_C + E_D$ ) más la disipada por amortiguamiento. El caso en el que el tanque funcione sin que el agua llegue al nivel del orificio superior, representa a un sistema elástico en el que la energía es disipada solo por amortiguamiento.

En una estructura con comportamiento inelástico sujeta a movimientos fuertes del suelo, el suministro de energía es disipado en parte por deformación inelástica (energía histerética) y en parte por amortiguamiento viscoso (energía de amortiguamiento). La energía histerética disipada es el parámetro de respuesta estructural asociado al daño acumulado en una estructura (Fajfar & Vidic 1994).

La energía histerética ( $E_H$ ) proporciona una idea del número y magnitud promedio de los ciclos en que la estructura incursiona en su rango plástico; sin embargo, el uso de la energía histerética como tal, puede no proporcionar suficiente información sobre la importancia que las demandas acumuladas de deformación plástica tienen en el desempeño sísmico de la estructura, debido a que pueden existir valores similares de energía histerética asociados a sistemas que tienen gran resistencia y pocos ciclos de carga y sistemas que tienen poca resistencia y muchos ciclos de carga, por lo cual algunos investigadores sugieren la utilización de un parámetro que se correlaciona bien con el daño estructural, la energía histerética normalizada ( $NE_H$ ) (Terán-Gilmore 2001).

$$NE_H = \frac{E_H}{x_y F_y} \quad (2.2)$$

donde  $x_y$  es el desplazamiento lateral de fluencia y  $F_y$  es la resistencia de fluencia, el producto de estos dos valores representa una proporción de la energía elástica de deformación almacenada cuando los elementos estructurales son llevados a su nivel de fluencia.

## 2.3 Fatiga en estructuras metálicas

Actualmente existen una gran cantidad de estructuras construidas sobre suelo blando en la Ciudad de México, una parte importante de ellas son estructuras a base de elementos de acero, el cual se considera un material dúctil, sin embargo, debido a las condiciones sísmicas de esta ciudad, la mayoría de las estructuras son sometidas a diferentes eventos sísmicos de diferente duración e intensidad durante su vida útil, por lo cual son susceptibles a presentar efectos de fatiga en sus elementos. Esto implica un proceso de degeneración de su capacidad, que al ser sometidos a cargas cíclicas con valores, incluso inferiores al límite de fluencia, puede llegar a producir la falla, este hecho es especialmente peligroso debido a que no presenta manifestaciones evidentes de daño hasta la ruptura y se comportan de manera similar a los materiales frágiles donde aparecen fisuras y se propagan rápidamente hasta fallar. Este fenómeno debe considerarse sobre todo en elementos y estructuras sometidas a cargas cíclicas como vehículos, maquinarias, viento, sismos recurrentes, etc. (Romero 2016).

### 2.3.1 Mecanismo de falla por fatiga

Las fallas por fatiga comienzan siempre como una grieta, la cual puede haber existido desde la manufactura del mismo material, o se desarrolló con el paso del tiempo debido a deformaciones cíclicas alrededor de las concentraciones de esfuerzos. Prácticamente todos los miembros estructurales tienen discontinuidades micro o macroscópicas introducidas en el proceso de fabricación. Las grietas por fatiga inician generalmente en una muesca u otro concentrador de esfuerzos, tales como pequeñas separaciones entre placas soldadas de un elemento o discontinuidades en el mismo cordón de soldadura. Existen tres fases en la falla por fatiga: inicio de la grieta, propagación de la grieta y fractura (Romero 2016):

- *Inicio de la grieta:* a nivel microscópico, los metales no son homogéneos ni isotrópicos, conforme oscilan los esfuerzos en las discontinuidades, puede ocurrir la fluencia local por concentración de esfuerzos, aun cuando el esfuerzo nominal en la sección esté muy por debajo de la resistencia a la fluencia del material, la fluencia plástica local provoca distorsión y crea bandas de deslizamiento que al fusionarse generan grietas microscópicas.
- *Propagación de la grieta:* una vez generada la grieta, esta genera una concentración de esfuerzos más grande que la de la discontinuidad original, por lo que se desarrolla una zona plástica en la punta de la grieta cada vez que un esfuerzo de tensión abre la grieta.
- *Fractura:* la grieta generada seguirá creciendo siempre que haya un esfuerzo de tensión cíclica, en algún punto el tamaño de la grieta se vuelve lo suficientemente grande como para aumentar la intensidad del esfuerzo en la punta de la grieta hasta la ocurrencia de la falla repentina.

## 2.4 Daño sísmico en estructuras

El daño es el nivel de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, bienes, sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, se relaciona generalmente con deformaciones irreversibles como son las deformaciones inelásticas (Bonett 2003).

La cuantificación del daño se realiza para los sistemas que se encuentran expuestos dentro de la estructura, principalmente se clasifican en estructurales y no estructurales.

- *Daño estructural.* Se refiere al producido en los elementos que forman parte del sistema estructural, es decir, vigas, columnas, muros, etc. Este tipo de daño está relacionado con las propiedades de los materiales que la conforman y se mide mediante índices locales de daño en cada uno de los elementos estructurales los cuales son ponderados en toda la estructura para obtener un índice global de daño.
- *Daño no estructural.* Este tipo de daño se asocia a elementos que no forman parte del sistema resistente de la estructura, es decir, fachadas, instalaciones, o contenidos en el edificio.

En los estudios de vulnerabilidad sísmica existen diferentes formas de representar los niveles de daño, generalmente la forma en que se cuantifica depende de la manera en que se realice la descripción de los daños. Éstos, pueden representarse mediante escalas de medición cuantitativas y cualitativas que pretenden describir el estado global de la estructura.

Dentro de las medidas cualitativas para indicar el nivel de daño, se encuentran los *estados de daño*, los cuales representan una medida discreta del nivel de deterioro que puede sufrir la estructura. Existen una diversidad de escalas de estados de daño utilizadas por diferentes autores en todo el mundo, sin embargo, la mayoría coinciden en cinco principales estados de daño: ninguno, menor, moderado, severo y colapso. Una descripción más detallada sobre estos estados de daño puede encontrarse en la publicación de la escala macrosísmica europea de 1998 (European Seismological Commission 1998).

## 2.5 Índices de daño

Para representar de una manera cuantitativa y más detallada los niveles de daño, es necesario la utilización de parámetros asociados con el comportamiento no lineal de las estructuras sujetas a movimientos del terreno, uno de los parámetros empleados para describir el daño son los conocidos como *índices de daño*, los cuales pueden ser de carácter local o global y pueden involucrar una o más variables como deformaciones unitarias, rotaciones, desplazamientos, distorsiones de entrepiso, energía absorbida y energía disipada, etc. Estos índices pretenden cuantificar la degradación de los elementos estructurales, la cual depende

principalmente de los *modelos de comportamiento* representativos de las características de los materiales.

Los modelos de comportamiento representan las características de la tipología estructural, las propiedades de los materiales y las características de las acciones aplicadas, y se basan en parámetros estructurales capaces de describir la evolución del daño en los elementos estructurales que al combinarse puedan representar el daño global del sistema, de manera que proporcionen una medida efectiva de la proximidad del fallo (Yépez 1996). Generalmente estos modelos son fundamentados en la relación demanda-capacidad de alguna variable estructural, la evolución de la degradación de alguna propiedad estructural o incluso en parámetros energéticos.

Existen diferentes índices de daño en la literatura que son clasificados según su naturaleza, pueden ser de carácter acumulativo o no acumulativo, dependiendo si se consideran las cargas cíclicas; para la cuantificación del daño se aplican cargas que permitan encontrar las relaciones fuerza-deformación, momento-curvatura o momento-rotación en los extremos de los elementos estructurales (Bonett 2003). Dentro de los *índices no acumulativos* se pueden mencionar los siguientes:

- *Relaciones demanda – capacidad de deformación.* Utiliza la forma más simple y antigua de cuantificar el daño, mediante la ductilidad y la distorsión de entrepiso. La ductilidad hace referencia a la capacidad del elemento o el sistema de deformarse inelásticamente sin fallar, la relación de ductilidad,  $\mu$ , puede definirse en términos de rotación, curvatura o desplazamiento, mediante el cociente del valor máximo alcanzado debido a la demanda del sismo entre el valor al instante de cedencia del elemento. La distorsión de entrepiso suele utilizarse como indicador para las normas de diseño por sismo para el control de daño en las estructuras, sin embargo, al igual que la ductilidad, no considera el efecto cíclico de las cargas durante un sismo.
- *Relaciones demanda – capacidad de resistencia.* Este índice relaciona la demanda con la capacidad de resistencia utilizando los diagramas bilineales de momento-curvatura o cortante-desplazamiento, obtenidos mediante cargas monotónicas crecientes.
- *Degradación estructural.* Cuando una estructura es sometida a un movimiento fuerte del terreno y sobrepasa su límite elástico, su rigidez se degrada debido al agrietamiento de los elementos, de manera que mientras mayor sea el daño, mayor pérdida de rigidez se presenta. Este índice relaciona la rigidez a flexión del elemento ante cargas monotónicas, con la rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica.

Los *índices acumulativos* consideran la aplicación cíclica de las cargas para modelar la acumulación de daño, el cual se considera como una función de la deformación plástica acumulada o incorporando un término relacionado con la energía histerética absorbida

durante el sismo. Los principales índices acumulativos son los basados en deformación, en energía y los que consideran ambos aspectos:

- *Basados en deformación.* Estos índices conservan los conceptos de ductilidad, pero a diferencia de los índices no acumulativos, incluyen el efecto cíclico de las cargas. Diferentes autores (Bañon et al. 19881; Stephens & Yao 1987; Wang & Shah 1987) proponen algunas expresiones para calcular este índice, mediante rotación acumulada y ductilidad de desplazamiento, entre otros.
- *Basados en energía.* Utilizan la relación de energía acumulada, mediante expresiones como la propuesta por Gosain et al. (1977):

$$ID = \sum_{i=1}^n \frac{F_i d_i}{F_y d_y} \quad (2.3)$$

donde  $F_y$  y  $d_y$  la fuerza y desplazamiento de fluencia,  $F_i$  y  $d_i$  la fuerza y desplazamientos en el ciclo  $i$  y  $n$  el número de ciclos histeréticos en los cuales  $F_i \geq 0.75 F_y$ .

Existen también índices que toman en cuenta los efectos de la relación demanda-capacidad además de los efectos del daño acumulado, este tipo de índices son los llamados *índices combinados* y son los utilizados por la mayoría de los modelos que calculan el daño a nivel local de los elementos. En la literatura se pueden encontrar diferentes índices de daño de este tipo, sin embargo, el más utilizado para definir el daño acumulado es el índice de Park y Ang (1985), consiste en la combinación de la deformación normalizada y la energía absorbida:

$$ID_{PA} = \frac{\mu_m}{\mu_u} + \beta \frac{E_H}{F_y d_y \mu_u} \quad (2.4)$$

siendo  $\mu_m$  la ductilidad máxima desarrollada por el elemento cuando se somete a la acción del sismo,  $\mu_u$  la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente y el desplazamiento de fluencia,  $\beta$  un parámetro que depende de las características estructurales, el cual caracteriza la estabilidad del ciclo histerético,  $E_H$  es la demanda de energía histerética y  $F_y$  y  $d_y$  son la fuerza y desplazamiento de fluencia.

Otro de los índices de daño existentes en la literatura es el de Terán y Jirsa (2005), el cual se basa en la teoría lineal de daño acumulado o regla de Miner. Este índice caracteriza el comportamiento estructural utilizando el desplazamiento máximo y la acumulación de deformaciones plásticas dando como resultado la ecuación 2.5:

$$ID_{TJ} = \frac{NE_H (2 - b)}{r(2\mu_u - 1)} \quad (2.5)$$

donde  $r$  es un factor de reducción menor a la unidad,  $b$  un parámetro estructural que mide la capacidad de deformación acumulativa de la estructura y  $NE_H$  la energía histerética normalizada descrita en la ecuación 2.2.

Para la obtención de los índices de daños globales, generalmente se utiliza un promedio ponderado de los índices de daño locales, donde se emplean relaciones que asignen mayor peso a las zonas más dañadas para lo cual se pueden utilizar funciones de peso proporcionales a la energía disipada en el elemento como se muestran en las ecuaciones 2.6 y 2.7.

$$ID_{global} = \sum (\lambda_i)(ID_i) \quad (2.6)$$

$$\lambda_i = \frac{E_i}{\sum E_i} \quad (2.7)$$

donde  $ID_{global}$  es el índice de daño global de la estructura,  $ID_i$  el índice de daño local de cada uno de los elementos que forman el sistema,  $\lambda_i$  es el peso correspondiente a cada elemento estructural, dado por la relación entre la energía disipada por el elemento y la energía total disipada y  $E_i$  es la energía disipada por el elemento  $i$ .

El índice de daño global, al igual que los índices de daño locales, puede tomar valores de cero a uno. El valor cero representa el caso de una estructura con comportamiento elástico, mientras que la unidad representa el colapso total de la estructura; sin embargo, la falla de la estructura puede ocurrir antes de que el índice de daño llegue a uno si es que se forman mecanismos de falla locales que provoquen el colapso de la misma.



## 3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL POR DAÑO ACUMULADO

---

### 3.1 Introducción

En términos generales, la vulnerabilidad se puede definir como el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un suceso desastroso, expresada en una escala desde 0 o sin daño a 1 o pérdida total; en una estructura se refiere al daño o afectación que sufrirá un activo determinado ante una amenaza dada. Usualmente se mide en términos de un porcentaje medio de daño o valor económico requerido para reparar el bien afectado y llevarlo a un estado equivalente al que tenía antes de la ocurrencia del evento (ERN-LA 2009).

Entonces, la vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de ellas, se refiere a la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente a sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat 2004).

La vulnerabilidad estructural considerando la existencia de daño ha sido estudiada por diferentes investigadores, entre ellos Rahman y Grigoriu (1993), quienes proponen un modelo de Markov para evaluar el desempeño y el estado inicial de sistemas estructurales y determinar su vulnerabilidad ante uno o más eventos sísmicos. Este método de análisis está basado en la amenaza sísmica modelada como un proceso de Poisson filtrado, análisis dinámicos no lineales para estimar la respuesta de la estructura, incertidumbres en el estado de daño inicial y las condiciones de falla que incorporan la acumulación de daño durante eventos sísmicos consecutivos.

Singhal (1996) presentó un enfoque sistemático para estimar el daño producido en marcos de concreto reforzado sometidos a diferentes niveles de movimiento del suelo. Utiliza análisis dinámicos no lineales para estimar las curvas de fragilidad, las cuales expresan la probabilidad condicional de alcanzar o exceder diferentes estados de daño, dado un nivel de aceleración del suelo; utilizando simulaciones de Monte Carlo para obtener las probabilidades asociadas a cada estado de daño.

### 3.2 Vulnerabilidad sísmica en estructuras

Se expresa en términos de la llamada “función de vulnerabilidad”, la cual define la distribución probabilística de las pérdidas como función de la intensidad producida durante un evento específico. Las funciones de vulnerabilidad relacionan el valor esperado y la desviación estándar del daño con la intensidad del fenómeno amenazante (ERN-LA 2009). Estas funciones se expresan mediante curvas que relacionan el daño medio ( $\beta$ ), con alguna medida de intensidad de interés como aceleración, velocidad o desplazamientos máximos del terreno, así como valores espectrales para diferentes periodos dominantes de vibración de las

estructuras. Dicha medida de intensidad deberá ser la que mejor se ajuste a la representación de daño de cada construcción en particular. Por ejemplo, para estructuras de gran altura con sistemas de marcos, muros o combinados, el daño se correlaciona normalmente con la deriva espectral inelástica de la estructura.

### 3.3 Metodologías

Existen diferentes métodos para obtener funciones de vulnerabilidad, algunos de ellos más sencillos que otros pero a su vez representan mayor precisión. El método elegido para evaluar dichas funciones deberá ajustarse a los recursos y requerimientos de cada caso:

- *Opinión de expertos.* Se generan a partir de la evaluación cualitativa y cuantitativa de los factores que gobiernan el comportamiento de las estructuras por un grupo de expertos en el tema, quienes evalúan el grado de exposición al que se encuentra sometido un grupo de estructuras.
- *Estadísticos.* Consiste en realizar un análisis estadístico de las estructuras. La evaluación de la distribución de daño se obtiene de la observación y cuantificación estadística de los daños ocasionados por sismos pasados. Este tipo de técnica es conocida también como “vulnerabilidad observada”.
- *Experimentales.* Se realizan pruebas experimentales de componentes estructurales en particular, sometidos a fuerzas externas de manera que se asemejen los efectos de las amenazas consideradas, un ejemplo de este tipo de estudios son las pruebas en mesa vibradora.
- *Analíticos.* Se utilizan modelos para predecir el daño de la estructura por medio de parámetros representativos del comportamiento de la misma, como pueden ser la ductilidad, distorsiones máximas de entrepiso o índices de daño. Estas técnicas se utilizan solo para estructuras que puedan ser representadas por modelos analíticos. Debido a que este tipo de métodos representan mayor complejidad pero a su vez mayor precisión en los resultados para estructuras específicas, en este trabajo se aborda con mayor detalle ese tipo de procedimientos.

#### 3.3.1 Métodos analíticos

Estos métodos son únicamente aplicables a estructuras que puedan ser representadas por modelos computacionales y son utilizados para evaluar estructuras individualmente, esto, debido a la rigurosidad y detalle del análisis; el cual puede ser lineal o no lineal, y a su vez de carácter estático o dinámico.

El tipo de análisis a utilizar depende del tipo de estructura, la capacidad computacional con la que se cuente, así como los pros y contras de cada uno de los tipos de análisis, los cuales se describen brevemente a continuación:

- *Análisis estático lineal.* Es el tipo de análisis más simple, la estructura se modela como un sistema de un grado de libertad con rigidez elástica lineal. La acción del sismo se representa mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes sobre las masas concentradas de cada nivel, dichas fuerzas son iguales a las masas de cada nivel multiplicadas por un factor correspondiente a la altura. Este método está restringido en el reglamento mexicano (NTC-SISMO, 2004) para estructuras regulares de baja altura; además de no representar el fenómeno del sismo en su naturaleza real, es decir de forma dinámica.
- *Análisis estático no lineal.* A diferencia del análisis estático lineal, en este caso, se toman en cuenta las características no lineales de la relación fuerza – deformación de los elementos, debido a la respuesta inelástica de los materiales. La estructura es sometida a un patrón de cargas laterales con incrementos monotónicos hasta alcanzar la capacidad máxima del sistema, dichas fuerzas pueden representarse de forma uniforme, lineal, parabólica, etc. La representación de este tipo de análisis, es la llamada *curva de capacidad*, también llamada *curva pushover*, esta curva representa la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.
- *Análisis dinámico lineal.* En este caso la estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad considerando las propiedades dinámicas del sistema, como la frecuencia, amortiguamiento, modos de vibrar. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal en el que se considera que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando la respuesta de cada modo de vibrar de manera independiente utilizando un espectro de respuesta elástico, y se consideran únicamente los modos que contribuyen considerablemente en la respuesta de la estructura, dichas respuestas modales se combinan principalmente mediante el método de *la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados*.
- *Análisis dinámico no lineal.* Es el tipo de análisis estructural más completo y el cual requiere mayor demanda computacional, la estructura es modelada de manera similar al caso estático no lineal, sin embargo, la acción sísmica se modela empleando acelerogramas (reales o sintéticos). Este análisis representa de manera más aproximada el comportamiento real de la estructura sometida a un sismo, ya que considera el comportamiento de la estructura en términos de sus propiedades dinámicas. La respuesta calculada de la estructura puede ser sensible a las características del registro, por lo que es recomendable realizar varios análisis con diferentes registros, de manera que se consiga una mejor estimación del comportamiento estructural; un tipo de este tipo de análisis es el análisis dinámico incremental, el cual ha sido ampliamente utilizado en los últimos años en estudios de vulnerabilidad estructural debido al nivel de precisión de sus resultados, dicho análisis se describe a detalle en el siguiente punto.

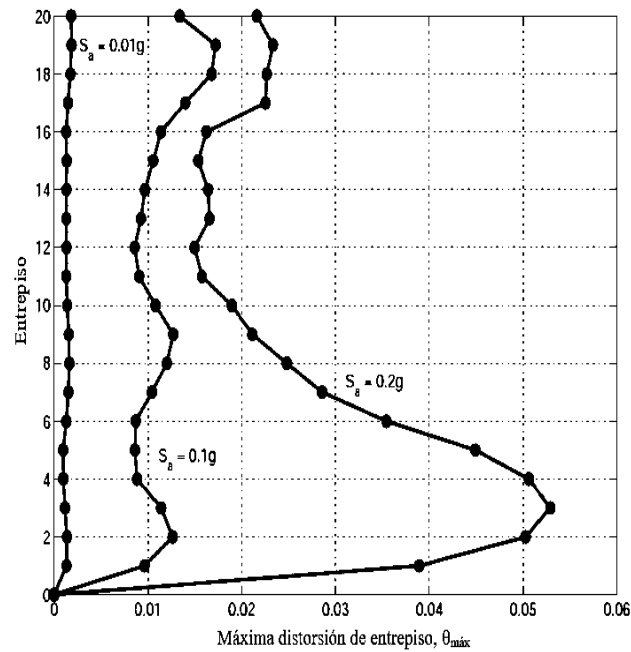
### 3.4 Análisis dinámico incremental

El crecimiento en la capacidad de procesamiento de las computadoras modernas ha hecho posible la implementación de métodos cada vez complejos pero a su vez más precisos. Por lo tanto el estado del arte ha progresado desde el análisis estático lineal hasta el análisis dinámico no lineal, el cual es llevado a cabo usualmente con un conjunto de registros sísmicos de los cuales cada uno produce un solo punto para su respuesta máxima, si a su vez cada uno de los registros es escalado para representar un rango de intensidades, podemos hablar de un análisis dinámico incremental (*IDA*, por sus siglas en inglés).

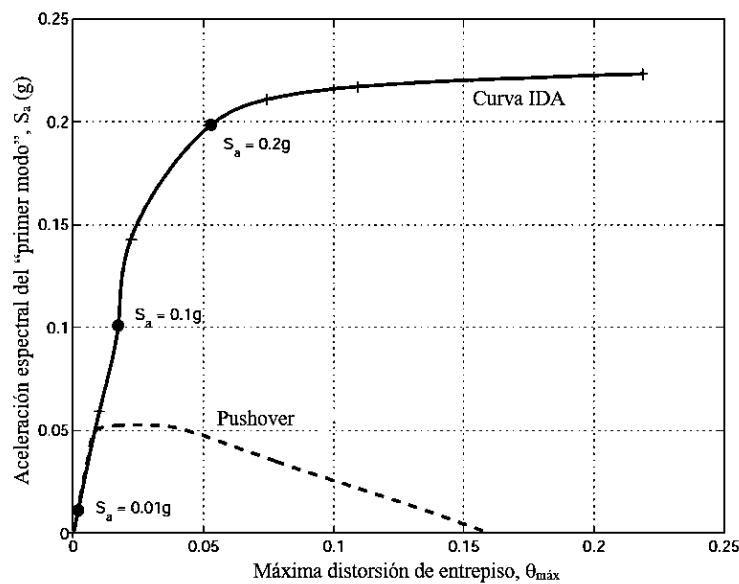
El IDA es un método paramétrico que surgió para estimar con mayor precisión el desempeño estructural ante cargas sísmicas sometiendo un modelo de una estructura a uno o más registros sísmicos, cada uno de ellos escalado a diferentes niveles de intensidad, generando una o varias curvas de la respuesta estructural en términos de cortante basal, desplazamientos o distorsiones máximas de entrepiso contra el nivel de intensidad llamadas curvas IDA (Vamvatsikos & Cornell 2002). Los autores mencionan alguno de los principales objetivos que tiene este análisis:

- Un completo entendimiento del rango de respuestas o *demandas* de la estructura en función del rango de intensidades de un evento sísmico.
- Comprensión de las implicaciones que tendría la estructura ante eventos más intensos y de menor frecuencia.
- Mejor entendimiento de los cambios de la respuesta estructural dado un incremento en la intensidad del movimiento, como la forma de la deformación máxima en la estructura con respecto a la altura, la degradación de la resistencia y rigidez, etc.
- Dado un estudio IDA con múltiples registros, estudiar la estabilidad o variabilidad de dichos registros.
- Estimar la capacidad dinámica del sistema estructural.

En las Figuras 3.1 y 3.2 se muestran algunos de los aspectos antes mencionados sobre la información obtenida en un análisis IDA a partir de un solo registro en un edificio de 20 pisos.



**Figura 3.1.** Ejemplo de las distorsiones de entrepiso en análisis IDA (modificado de Vamvatsikos & Cornell 2002)



**Figura 3.2.** Ejemplo de curva IDA vs pushover (modificado de Vamvatsikos & Cornell 2002)

Algunas definiciones importantes en lo que respecta al IDA para su mejor comprensión, son el factor de escala, la medida de intensidad y la medida del daño:

- *Factor de escala (FE)*. Es un número escalar positivo que al ser multiplicado por el acelerograma original, produce un nuevo acelerograma de menor o mayor intensidad, un FE igual a la unidad representa el acelerograma original.
- *Medida de intensidad (ME)*. Es un número positivo que representa el parámetro de entrada del movimiento del suelo. Existen medidas de intensidad que son difíciles de escalar, o simplemente no se conoce una manera de escalarlas actualmente, como son, la Magnitud de Momento ( $M_w$ ), la duración, o la Intensidad de Mercalli; es por ello que actualmente se utilizan intensidades como la Aceleración máxima del suelo (PGA), Velocidad máxima del suelo (VGA), la aceleración espectral de la estructura asociada al primer modo, etc.
- *Medida del daño (MD)*. Es el parámetro de salida, el cual representa, más que el daño, la respuesta de la estructura ante una intensidad dada. Esta medida puede ser representada en cortante basal máximo, rotación en los nodos, ductilidades máximas de entrepiso o distorsiones máximas de entrepiso y la energía de histéresis acumulada. La selección del DM depende de la aplicación y de la estructura misma.

La representación gráfica de un IDA, se conoce como Curva IDA (Figura 3.2), en la cual se representa la respuesta de la estructura (*MD*) en el eje de las ordenadas, contra una o más medidas de intensidad (*MI*) que caracterizan el acelerograma utilizado, es decir, por cada registro utilizado, se obtiene una curva IDA diferente, la cual representa el comportamiento estructural esperado.

### 3.5 Consideración del daño acumulado

Los estudios de vulnerabilidad sísmica comúnmente parten de la idea de que la estructura analizada se encuentra en un estado tal que no presenta un daño previo al estudio, es decir, los elementos estructurales como trabes y columnas, así como las conexiones de dichos elementos cuentan aún con el total de su capacidad para soportar las fuerzas que se presenten. Aunque existen propuestas simplificadas para tomar en cuenta la degradación de rigidez, o el daño previo en una estructura a través de factores que modifican la función de vulnerabilidad, estas técnicas pueden subestimar o sobrestimar la capacidad real de la estructura estudiada. Por lo anterior, en este trabajo se presenta un procedimiento mediante el cual se pretende considerar el efecto de la acumulación de daño en estructuras por medio de funciones de vulnerabilidad:

1. Realizar una investigación exhaustiva sobre la estructura de interés así como el historial de eventos sísmicos a los que ha sido sometida en su tiempo de vida; de existir modificaciones o reparaciones deben ser considerados.

2. Generar un modelo computacional de la estructura, el cual considere de manera precisa las características de los elementos que forman parte de ella y considerar las cargas reales presentes de manera que se reproduzca el comportamiento de la estructura lo más cercano a la realidad; realizar un análisis IDA y obtener la curva de capacidad dinámica de la estructura en su estado inicial.
3. Identificar los eventos sísmicos ocurridos durante la existencia de la estructura de los cuales haya evidencia de daño en dicha estructura u otras similares a esta; además, deben considerarse los registros de eventos que pudieron haber provocado algún daño en la estructura.
4. Obtener los acelerogramas de los sismos a considerar en el estudio; de no contar con el registro en el sitio específico de la estructura es necesario realizar la transportación de los registros desde el lugar donde fueron registrados al sitio de interés utilizando métodos que consideren las características propias del suelo donde se encuentra la estructura y pueda reproducir el movimiento del suelo ocurrido durante el sismo.
5. Realizar una simulación del comportamiento estructural empleando los sismos considerados en el estudio mediante análisis dinámicos no lineales en el modelo, sometiendo a la estructura a dichos sismos de manera consecutiva en su orden de ocurrencia y obteniendo la historia en el tiempo de los elementos mecánicos producidos en cada elemento estructural del modelo, a manera de identificar articulaciones plásticas y los diagramas de histéresis de estas.
6. Posterior al estado final del paso anterior considerando la degradación de rigidez y resistencia, los desplazamientos residuales, así como las articulaciones formadas en los elementos, se realiza un análisis IDA para obtener la curva de capacidad dinámica de la estructura considerando el daño por los sismos previos.
7. Finalmente se obtienen las funciones de vulnerabilidad a partir de las curvas de capacidad y la definición de una serie de niveles de daño tomando algún parámetro de referencia, como la distorsión de entrepiso, el cual se ha demostrado que presenta la mejor correlación con el daño estructural (Bertero *et al.*, 1991).

El procedimiento anterior es mostrado en forma gráfica en la Figura 3.6, donde se plantea también obtener la comparativa entre la estructura sin daño y con daño:

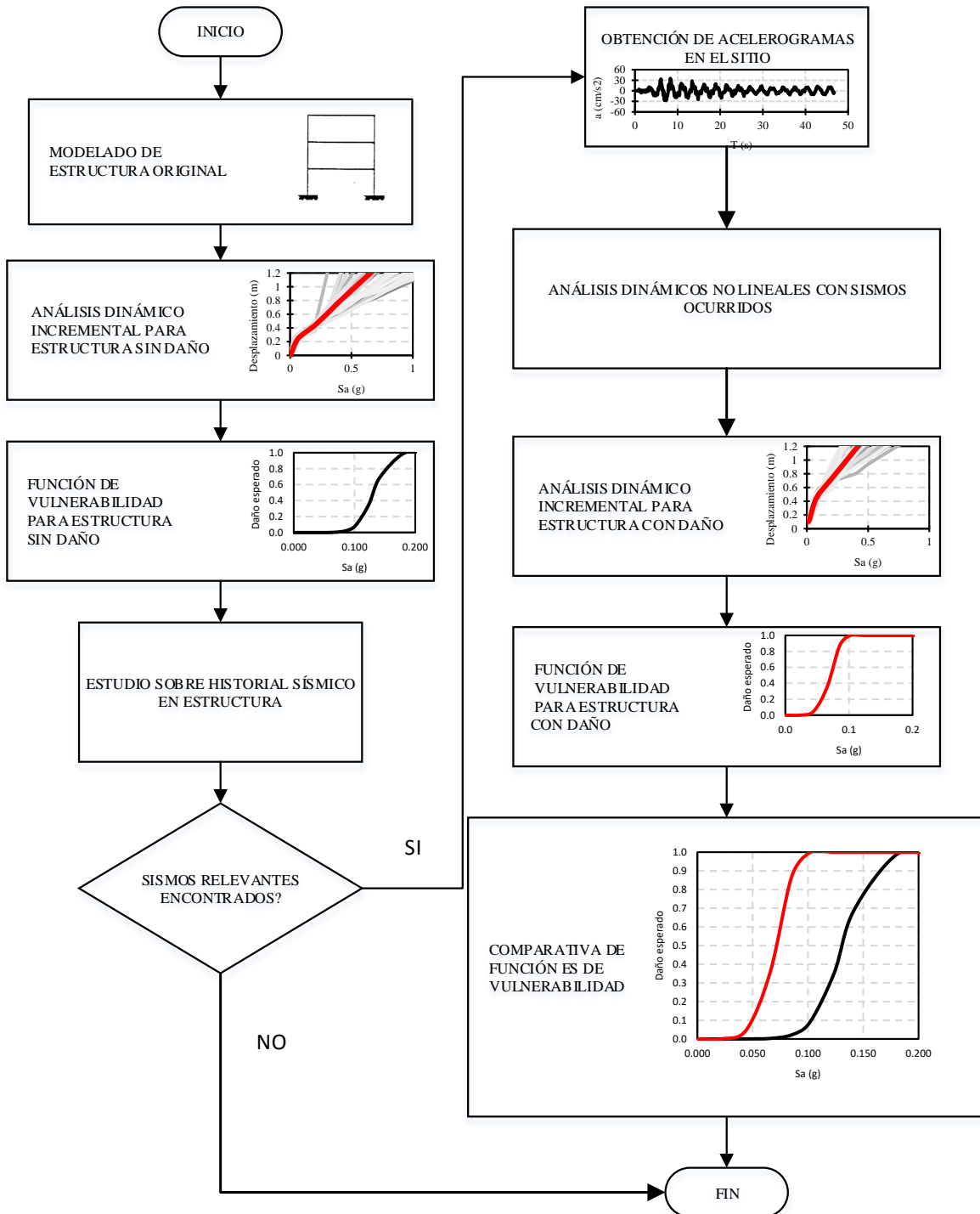


Figura 3.3. Diagrama de flujo de procedimiento propuesto.



## 4. CASO DE ESTUDIO: CONJUNTO PINO SUÁREZ

---

### 4.1 Introducción

En este trabajo se tomó como caso de estudio uno de los edificios que formaron parte del Conjunto Pino Suárez. La relevancia de este caso radica en que es el edificio colapsado de mayor altura en la historia, además el hecho de ser de los pocos casos registrados de estructuras de acero colapsadas por sismo, ya que al ser un material dúctil presenta un mejor desempeño ante este tipo de fenómenos.

El Conjunto Pino Suarez fue un complejo de cinco edificios, dos de ellos de 14 niveles ubicados a los costados y tres centrales de 22 niveles, todos a base de marcos de acero con diagonales de contraventeo en algunas crujías, la losa era a base de concreto ligero, se encontraba desplantado sobre la estación subterránea del Metro del mismo nombre en la Ciudad de México. Durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 el cual afectó seriamente a toda la ciudad, uno de los edificios de 22 niveles colapsó (Fig. 4.1), cayendo sobre uno de los edificios de menor altura situado a un costado, el resto de los edificios quedaron seriamente dañados y fueron demolidos posteriormente.

El colapso de este edificio ha sido caso de estudio de algunos investigadores (Osteraas y Krawlinkler 1989; Ger *et al.* 1993) con la intención de entender su comportamiento durante el sismo de 1985. Mediante análisis lineales y no lineales se ha obtenido información sobre las demandas de ductilidad, el comportamiento histerético de los elementos y deformaciones máximas.



**Figura 4.1.** Colapso de edificio de complejo Pino Suárez.

En este capítulo se estudia a detalle este edificio a manera de evaluar el efecto que tuvieron los sismos previos a su colapso e identificar el daño que pudieron producir en los elementos estructurales, lo cual puede ser crítico para explicar el colapso de la estructura.

#### 4.2 Objetivos

- Obtener acelerogramas que permitan representar los eventos sísmicos ocurridos en el sitio de estudio.
- Calcular los índices de daño en la estructura a nivel elemento, durante los diferentes sismos ocurridos.
- Construir funciones de vulnerabilidad de la estructura estudiada para diferentes estados de daño.

#### 4.3 Selección de acelerogramas

Debido a que no se cuenta con una estación acelerométrica en el sitio de interés, se requirió realizar una transferencia de acelerogramas mediante una metodología de cocientes espectrales con la siguiente metodología:

Este procedimiento se realizó tomando como estación en zona firme la localizada en Ciudad Universitaria (CU), y como estación cercana al sitio de interés, la “HJ72” debido a su cercanía al lugar además de compartir un periodo del suelo similar de 2.7 segundos.

Se eligieron cuatro eventos sísmicos para la realización de este estudio, los cuales ocurrieron durante el periodo de vida del edificio, los primeros tres se sabe por la literatura que pudieron haber causado daños en la estructura (Del Valle et al. 1989) y el último provocó su colapso, en la Tabla 4.1 se muestra la aceleración máxima del suelo (PGA) obtenida por los acelerogramas transferidos.

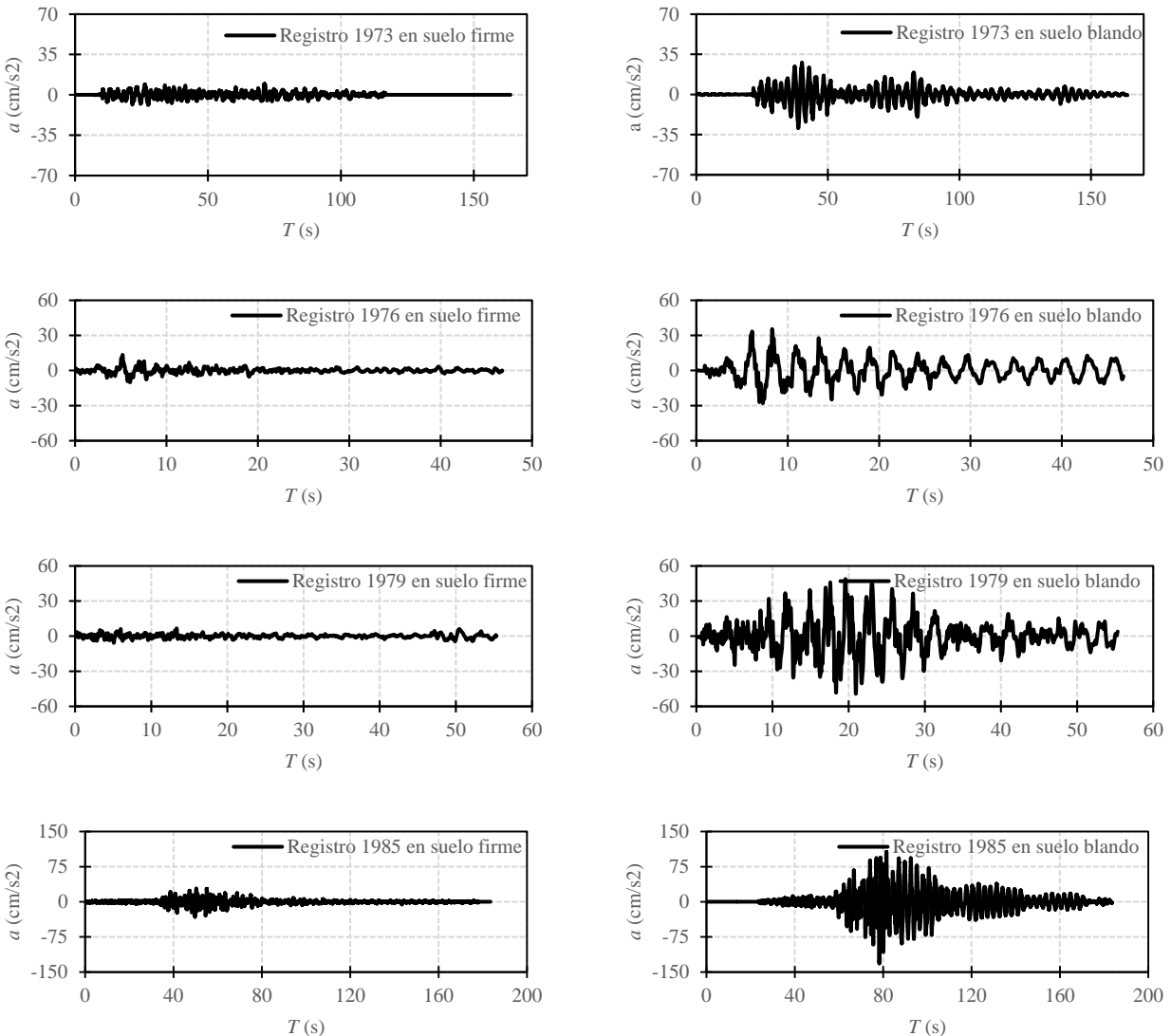
**Tabla 4.1.** Eventos sísmicos considerados en este estudio.

| Fecha      | Epicentro | Magnitud | PGA (cm/s <sup>2</sup> ) |
|------------|-----------|----------|--------------------------|
| 28/08/1973 | Veracruz  | 7.3      | 36.01                    |
| 07/06/1976 | Guerrero  | 6.3      | 35.40                    |
| 14/03/1979 | Guerrero  | 7.0      | 49.26                    |
| 19/09/1985 | Michoacán | 8.1      | 131.42                   |

Cabe destacar que para obtener el acelerograma transferido del sismo registrado en 1973 se realizó un procedimiento un poco más complejo, debido a que no existe registro de este evento en la estación de suelo firme en CU, sino que se registró únicamente en una estación

de suelo blando distinta a la estación cercana al sitio de interés, por lo cual se realizó una primera transferencia a suelo firme, para posteriormente con el acelerograma en suelo firme realizar el procedimiento utilizado con los demás registros para transferirlo al sitio de interes.

Los acelerogramas simulados se muestran en la Figura 4.2, junto a los acelerogramas originales en suelo firme.



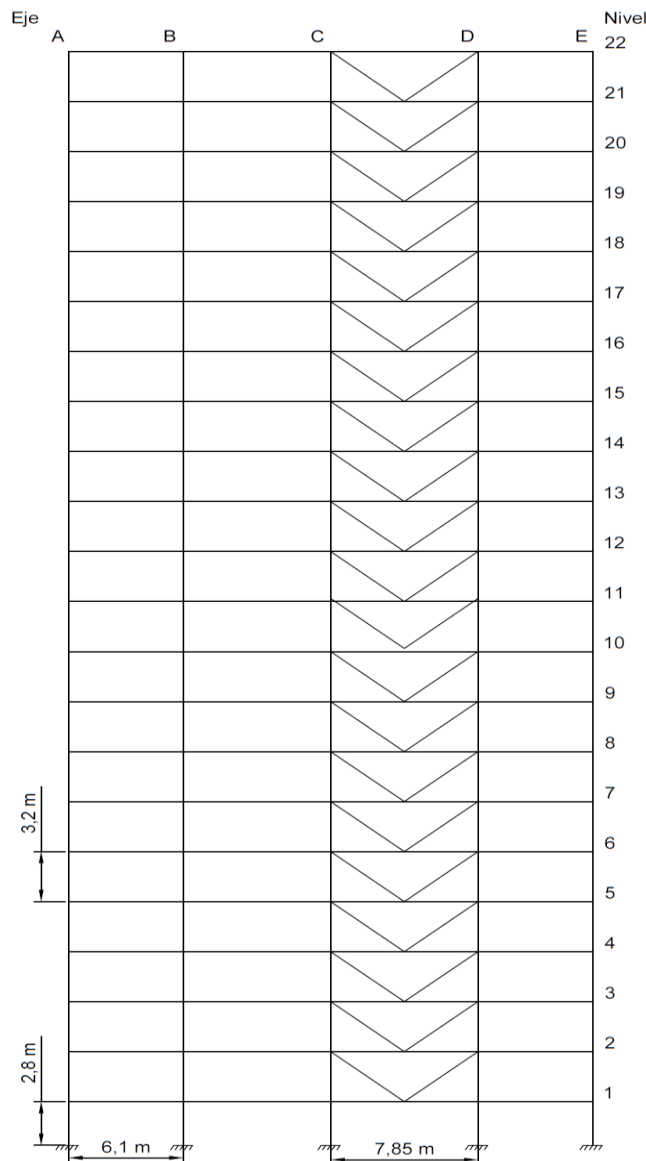
**Figura 4.2.** Acelerogramas en suelo firme (izquierda) y acelerogramas transferidos a suelo blando utilizados en el estudio (derecha).

#### 4.4 Modelación de la estructura

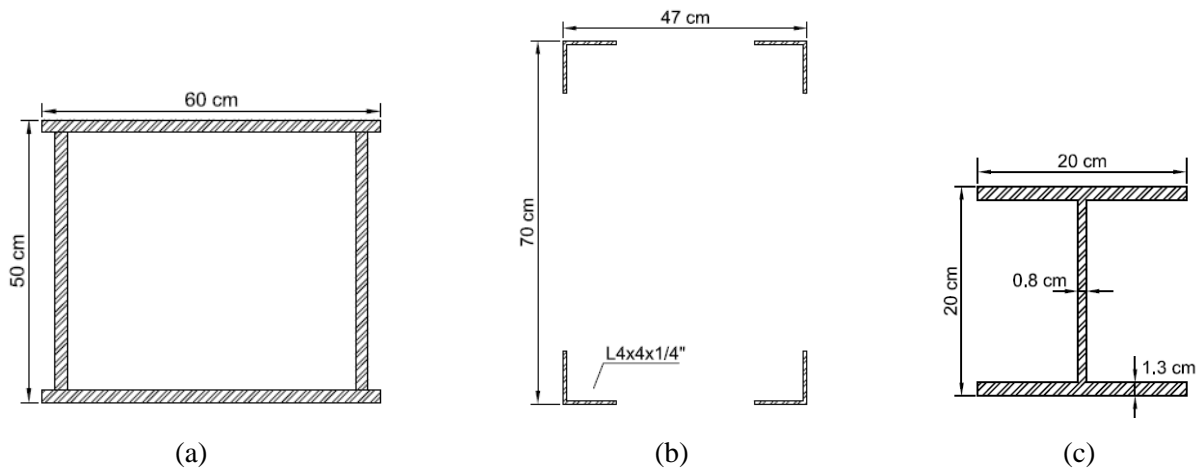
La estructura utilizada en este trabajo hace referencia a uno de los marcos que formaban parte de uno de los edificios de 22 niveles del conjunto Pino Suárez y se construyó a partir de la

información encontrada en trabajos previos relacionados a esta estructura (Osteraas y Krawinkler, 1989).

El modelo mostrado en la Figura 4.3 consta de 22 niveles y cuatro crujiás, dos de ellas de 6.10 m y dos de 7.85 m. La solución estructural para resistir fuerzas laterales es a base de marcos de acero formados por columnas de sección cajón a base de cuatro placas soldadas de espesores variables con la altura del edificio (Tabla 4.2, Figura 4.4a), los elementos horizontales son de alma abierta formados a partir de ángulos y unidas por placas en sus extremos, todos los elementos horizontales de la estructura cuentan con la misma sección, la cual se muestra en la Figura 4.4b; además, en la crujía C-D contaba con elementos diagonales formados por tres placas de acero (Figura 4.4c).



**Figura 4.3.** Modelo estructural de edificio Pino Suárez.



**Figura 4.4.** Secciones transversales tipo para columnas (a), elementos viga (b) y contravientos (c).

**Tabla 4.2.** Espesores de placa en columnas (centímetros).

| Nivel | Eje  |      |      |      |      |      |
|-------|------|------|------|------|------|------|
|       | A    | B    | C    | D    | B    | E    |
| 22    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 21    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 20    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 19    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 18    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 17    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 16    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 15    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 14    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 13    | 0.95 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 1.27 | 0.95 |
| 12    | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.27 | 1.27 | 1.27 |
| 11    | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 10    | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 9     | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 8     | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 7     | 1.27 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 6     | 1.27 | 1.91 | 1.91 | 1.59 | 1.59 | 1.27 |
| 5     | 1.27 | 1.91 | 1.91 | 1.91 | 1.91 | 1.27 |
| 4     | 1.59 | 2.22 | 1.91 | 1.91 | 1.91 | 1.59 |
| 3     | 1.59 | 2.22 | 2.54 | 1.91 | 1.91 | 1.59 |
| 2     | 1.59 | 2.22 | 2.54 | 1.91 | 1.91 | 1.59 |
| 1     | 1.59 | 2.22 | 2.54 | 1.91 | 1.91 | 2.54 |

Se consideró que se utilizó acero A-36, con un esfuerzo de fluencia  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ , y un módulo de Elasticidad  $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$  para todos los elementos de la estructura.

Las cargas gravitacionales consideradas en el modelo se tomaron del estudio realizado por Ger *et al.* (1993), el cual, según información obtenida en aquellos años, señalan una carga muerta para los niveles 1 al 21 de  $330.17 \text{ kg/m}^2$ , y  $484.78 \text{ kg/m}^2$  para la azotea, carga viva para los niveles 1 al 21 igual a  $350.14 \text{ kg/m}^2$  y para la azotea  $100 \text{ kg/m}^2$ ; estos datos se refieren a las cargas existentes al momento del colapso y se suponen las mismas para todos los análisis realizados en este trabajo. Los datos anteriores se utilizaron también para considerar la masa de la estructura en los análisis dinámicos, dividiendo la suma de la carga muerta y carga viva entre el valor de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).

Los análisis dinámicos no lineales se realizaron con el programa DRAIN-2DX con ayuda de la guía de usuario (Prakash *et al.* 1993), se utilizaron elementos viga-columna (Tipo 2), los cuales consisten esencialmente en un elemento elástico con articulaciones plásticas en los dos extremos con comportamiento bilineal (Figura 4.4 y 4.5) considerando una rigidez post-fluencia ( $k_2$ ) del 10% de la rigidez inicial ( $k_1$ ), como un valor propuesto en la literatura para elementos de acero a partir de pruebas de laboratorio.

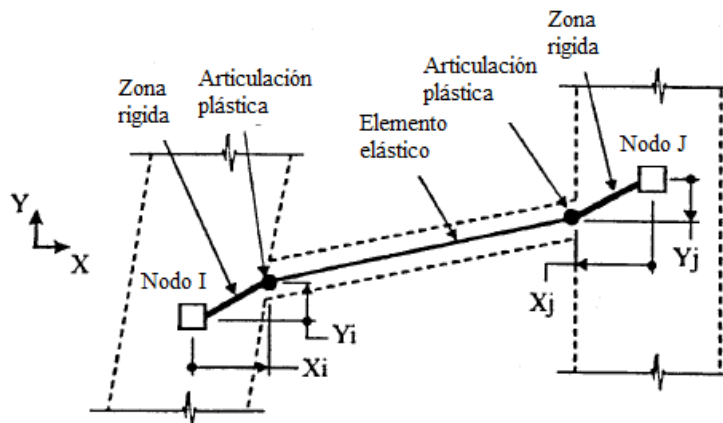


Figura 4.5. Elemento viga-columna, Tipo 2 (modificado de Prakash *et al.* 1993).

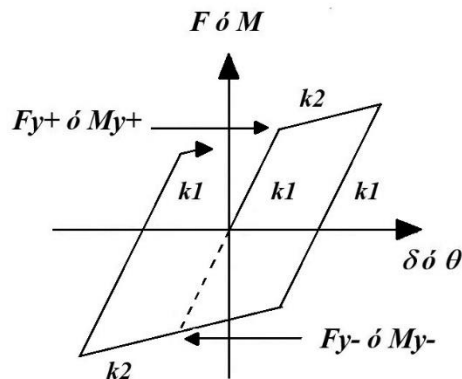


Figura 4.6. Modelo de comportamiento bilineal utilizado en el modelo (modificado de Prakash *et al.* 1993).

#### 4.5 Daño en elementos estructurales

La estructura fue sometida a una serie de acelerogramas consecutivos obtenidos en el punto 4.3, partiendo del estado de deformación producido por las cargas gravitacionales, y llevada al estado de reposo después de la aplicación de cada acelerograma; se realizó una corrida con cada uno de los acelerogramas, considerando como esfuerzos iniciales, los producidos por el acelerograma anterior. Para caracterizar de una manera cuantitativa y detallada los niveles de daño de cada elemento estructural se utilizó la expresión propuesta por Terán y Jirsa (2005) descrita por la ecuación 2.5.

Para el caso de los elementos vigas y columnas de la estructura estudiada, se tomaron en cuenta el momento de fluencia ( $M_y$ ) y la rotación de fluencia ( $\theta_y$ ) para el cálculo de este índice. Para la obtención del índice de daño global de la estructura, se utilizó el promedio ponderado de los índices de daño locales para cada elemento dado por las ecuaciones 2.6 y 2.7.

#### 4.6 Curvas de fragilidad

Una manera de apreciar el daño acumulado en la estructura estudiada, es por medio de curvas de fragilidad, con las cuales es posible determinar la probabilidad de alcanzar cierto estado de daño, dada la ocurrencia de una demanda sísmica. A pesar de que una curva de fragilidad no relaciona directamente las pérdidas cuantitativas en la estructura, para el caso de este estudio sirven como una útil herramienta gráfica para observar la relevancia de la consideración del daño previo provocado por los sismos considerados.

Las curvas de fragilidad pueden modelarse como una distribución lognormal acumulada. Para el daño estructural, dada una distorsión,  $\gamma$ , la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño  $ED$  es expresado como:

$$P[ED | \gamma] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ED}} \ln \left( \frac{\gamma}{\bar{\gamma}_{ED}} \right) \right] \quad (4.3)$$

donde,  $\bar{\gamma}_{ED}$  es la mediana de la distorsión para el cual el edificio alcanza el del estado de daño  $ED$ ,  $\beta_{ED}$  es la desviación estándar del logaritmo natural de la distorsión del estado de daño  $ED$ , y  $\Phi$  es la función de distribución normal estándar acumulada.

Los umbrales de distorsión para los estados discretos de daño se definen en la tabla 4.4, se muestran las expresiones propuestas por la SEAOC Seismology Committee, (1999) para definir los intervalos de variación del distorsión para los cinco estados de daño considerados. Esta propuesta se toma por su amplia aceptación en este tipo de estudios en la comunidad científica (Aktan et al. 2007; Hamburguer et al. 2003; Fleischman et al. 2002).

**Tabla 4.3.** Intervalos de variación de la distorsión para los estados discretos de daño (SEAOC, 1999).

| Estado de daño | Intervalo de $S_d$       |
|----------------|--------------------------|
| Muy ligero     | $\gamma \leq 0.2\%$      |
| Ligero         | $0.2\% < \gamma < 0.5\%$ |
| Moderado       | $0.5\% < \gamma < 1.5\%$ |
| Severo         | $1.5\% < \gamma < 2.5\%$ |
| Colapso        | $\gamma \geq 2.5\%$      |

Las curvas de fragilidad obtenidas para cada uno de los estados de la estructura y su respectiva discusión se muestran a detalle en el capítulo de resultados.

#### 4.7 Vulnerabilidad estructural

Mediante la obtención de funciones de vulnerabilidad para los diferentes estados de daño también es posible apreciar el efecto de la acumulación de daño por los sismos que afectaron previamente a la estructura, de manera que puedan ser comparadas y analizadas a detalle; en este trabajo se obtienen las funciones de vulnerabilidad para la estructura en su estado inicial, es decir, sin daño, y seguido se realiza el procedimiento para la estructura posterior a los sismos considerados, de manera que se incluya en él la acumulación de daño.

Debido al nivel de detalle requerido en este estudio, se obtuvo la respuesta de la estructura mediante análisis dinámicos incrementales (IDA) para poder considerar de manera más cercana a la realidad la respuesta y propiedades dinámicas de la estructura. Se tomaron como base los registros sísmicos utilizados por Ruiz-García y Miranda (2004), los cuales se considera que caracterizan de buena manera el suelo blando de la Ciudad de México.

Ya que este trabajo estudia una estructura específica en un sitio conocido, se seleccionaron únicamente 24 registros de la lista, considerando sólo los acelerogramas registrados en estaciones con un periodo del suelo ( $T_s$ ) cercano al del sitio de interés de 2.7 segundos. Estos acelerogramas corresponden a cinco diferentes sismos registrados en ocho estaciones diferentes y se consideran la componentes Este – Oeste (EW) y Norte – Sur (NS) para realizar los análisis IDA (Tabla 4.3).



**Tabla 4.4.** Registros en suelo blando de la Ciudad de México utilizados en este estudio.

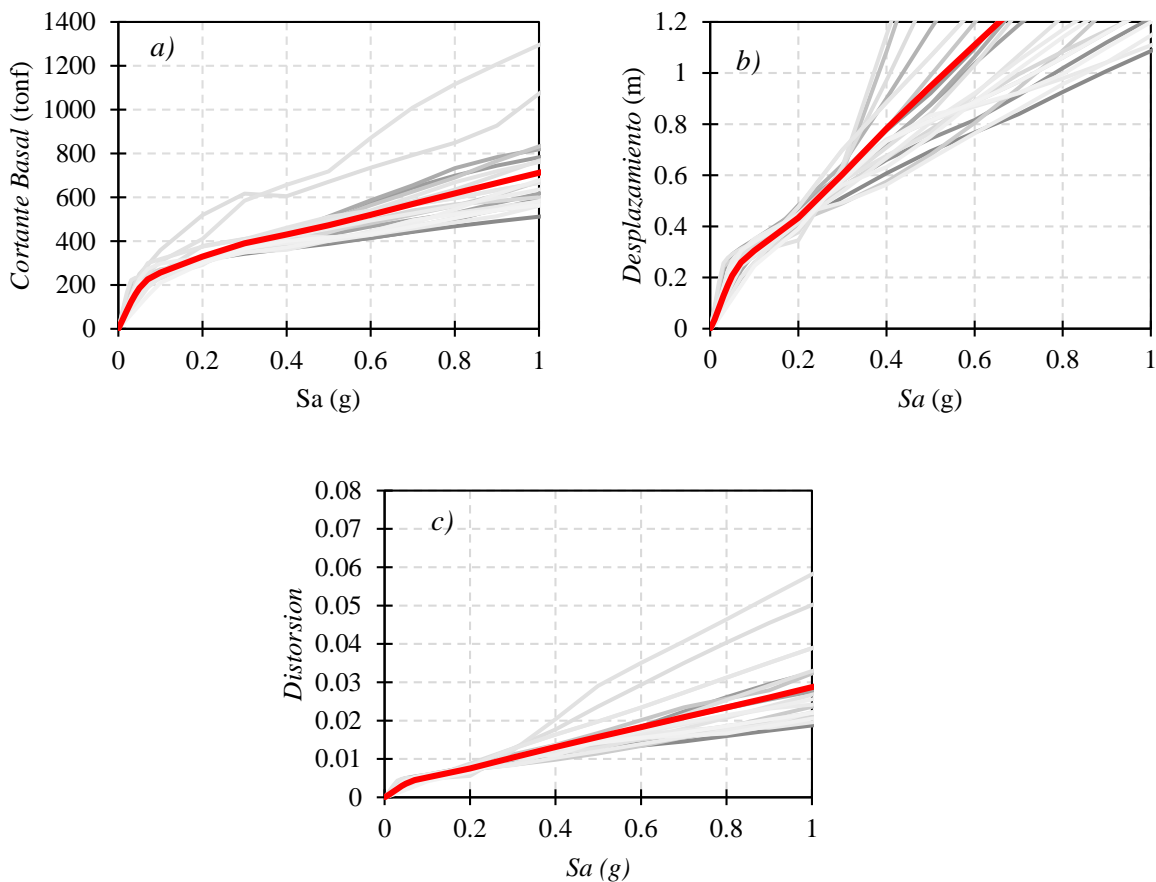
| Estación    | Fecha    | Magnitud ( $M_s$ ) | Componente | PGA ( $\text{cm/s}^2$ ) | Componente | PGA ( $\text{cm/s}^2$ ) |
|-------------|----------|--------------------|------------|-------------------------|------------|-------------------------|
| V. Gómez    | 25/04/89 | 6.9                | EW         | 38.6                    | NS         | 38.6                    |
| P. Elías C. | 14/09/95 | 7.1                | EW         | 30.0                    | NS         | 29.7                    |
| Balderas    | 25/04/89 | 6.3                | EW         | 51.4                    | NS         | 42.6                    |
| Balderas    | 10/12/94 | 6.9                | EW         | 13.7                    | NS         | 11.3                    |
| Candelaria  | 25/04/89 | 6.3                | EW         | 45.2                    | NS         | 28.6                    |
| Candelaria  | 10/12/94 | 6.9                | EW         | 14.1                    | NS         | 14.1                    |
| Roma        | 25/04/89 | 6.9                | EW         | 54.7                    | NS         | 45.4                    |
| Roma B      | 14/09/95 | 7.1                | EW         | 25.0                    | NS         | 23.6                    |
| Roma C      | 14/09/95 | 7.1                | EW         | 28.9                    | NS         | 31.1                    |
| SCT         | 19/09/85 | 8.1                | EW         | 167.9                   | NS         | 97.9                    |
| SCT         | 24/10/93 | 6.6                | EW         | 10.5                    | NS         | 10.9                    |
| SCT         | 10/12/94 | 6.3                | EW         | 15.0                    | NS         | 11.0                    |

Como se describió en el capítulo anterior, cada uno de los acelerogramas fue escalado a diferentes niveles de intensidades de  $S_a$  para el periodo  $T_0$  de la estructura, crecientes desde 0.01 a 1.0 veces la aceleración de la gravedad ( $g$ ) y con cada uno de los acelerogramas escalados se realizó un análisis dinámico no lineal paso a paso de los cuales se obtuvo la respuesta máxima en términos del cortante basal, desplazamiento lateral y distorsión de entepiso, generando con dichos valores máximos de cada análisis una curva IDA en función de la pseudoaceleración para cada acelerograma.

- ESTADO I: ESTRUCTURA SIN DAÑO

En este primer estado de la estructura, se considera el estado inmediato después de su construcción, es decir si ningún tipo de daño previo. Se realizó inicialmente un análisis modal para conocer las formas modales y su periodo fundamental, el cual fue de 2.45 segundos, este periodo se utilizó para el escalamiento de los acelerogramas utilizados en los análisis IDA.

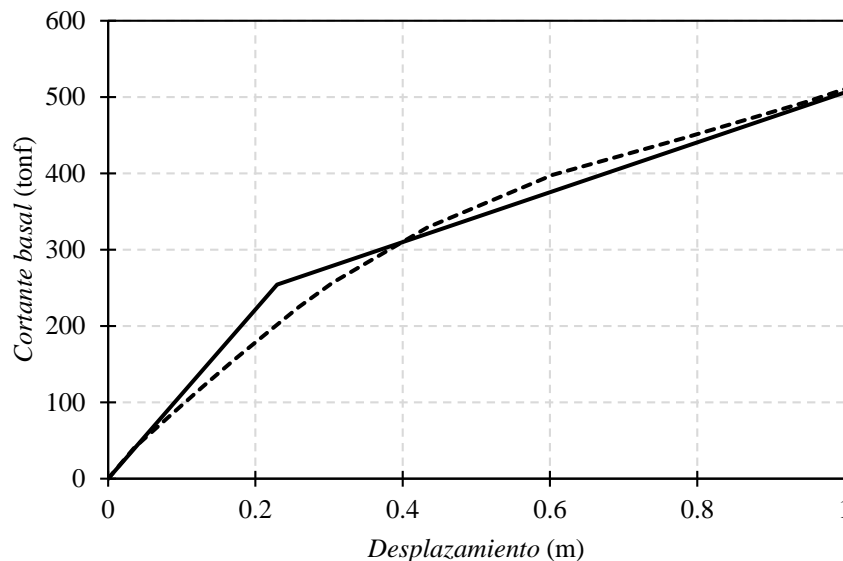
En las figuras 4.7 se muestran las curvas IDA en términos del cortante basal, desplazamiento lateral y distorsión de entrepiso, mostrándose en color rojo la media geométrica de todas las curvas obtenidas.



**Figura 4.7.** Curvas IDA para a) Cortante basal, b) Desplazamientos laterales y c) Distorsiones de entrepiso para el estado I.

En la figura 4.8 se muestra la curva de capacidad dinámica construida a partir de la curva IDA media de desplazamientos y cortante basal asociados a una misma intensidad de aceleración. A partir de la bilinealización de esta curva se obtuvo el desplazamiento de fluencia  $D_y = 0.229$  metros, así como su resistencia al dividir el cortante basal de fluencia

entre la masa total de la estructura  $m = 185.41 \text{ ton-s}^2/\text{m}$ , dando una resistencia de la estructura  $F_y = 1.37 \text{ m/s}^2$  o  $0.14 \text{ g}$ .



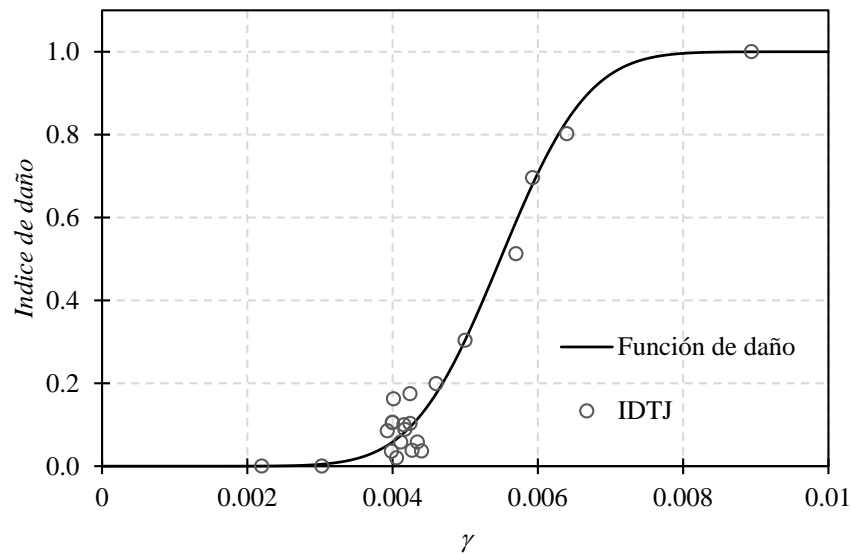
**Figura 4.8.** Curva de capacidad dinámica de la estructura con su ajuste bilineal correspondiente al estado I.

Para obtener un valor de daño esperado asociado a algún parámetro estructural se utilizaron SIGLequivalentes a la estructura sometidos a una serie de acelerogramas de diferente duración e intensidad sin escalar, y se obtuvo su respuesta en términos de energía histerética, desplazamientos y ductilidades, posteriormente se utilizó la expresión propuesta por Teran-Gilmore & Jirsa (2005) descrita previamente en la ecuación 2.5 para obtener una función de daño asociada a las características de la estructura estudiada.

Los valores obtenidos de cada análisis fueron graficados y posteriormente se realizaron regresiones no lineales para obtener funciones que permitan relacionar parámetros como la distorsión de entrepiso y la energía histerética normalizada ( $EH_N$ ) con un índice de daño. En la figura 4.9 se presentan con marcadores los datos obtenidos en los análisis que relacionan la distorsión máxima de entrepiso con su respectivo índice de daño y en línea continua la función obtenida para dichos valores, la cual se presenta como una función de distribución normal expresada en términos de una función error de Gauss en la ecuación 4.1:

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \operatorname{erfc} \left( \frac{\gamma - \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \right] \quad (4.1)$$

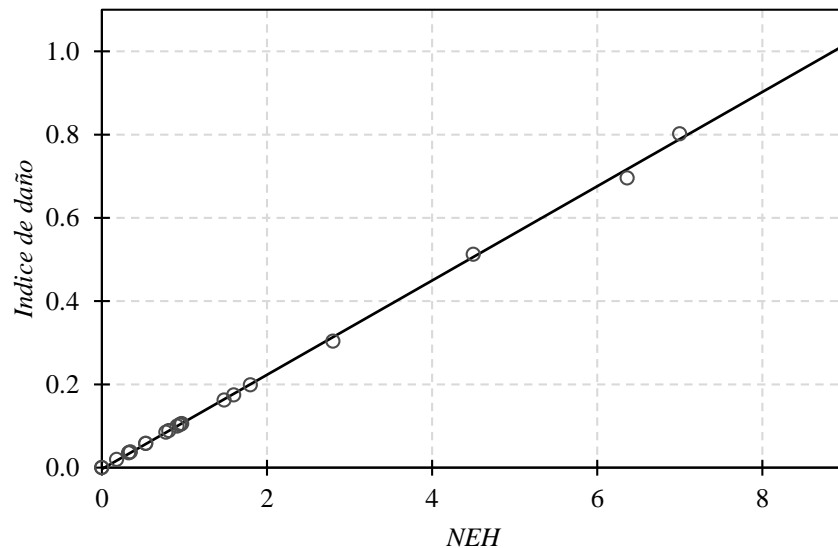
donde,  $ID_{TJ}$  es el índice de daño de Terán y Jirsa,  $\gamma$  es la distorsión máxima de entrepiso,  $\mu$  y  $\sigma$ , son parámetros que definen a la función, en este caso 0.0054 y 0.0009, respectivamente.



**Figura 4.9.** Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado I.

De igual manera que para el gráfico anterior, se obtuvo la función de daño en este caso en términos de la  $NE_H$  y mediante una regresión lineal para obtener una relación entre dicho parámetro y un índice de daño (Figura 4.10). Esta función se representa con la ecuación 4.2 donde  $\alpha = 0.113$ .

$$ID_{TJ} = \alpha(NE_H) \quad (4.2)$$

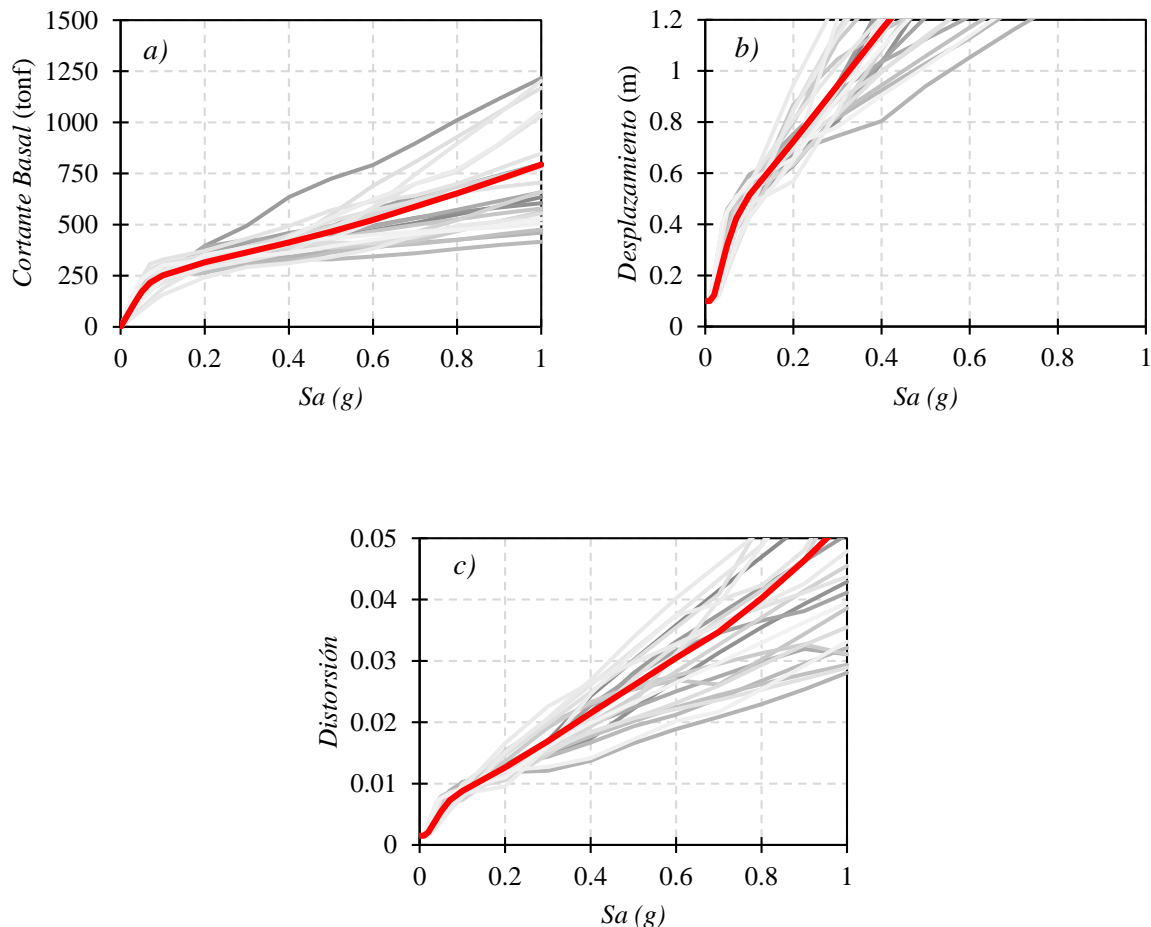


**Figura 4.10.** Índices y función de daño en términos de energía histerética normalizada para el estado I.

- ESTADO 2: ESTRUCTURA CON DAÑO

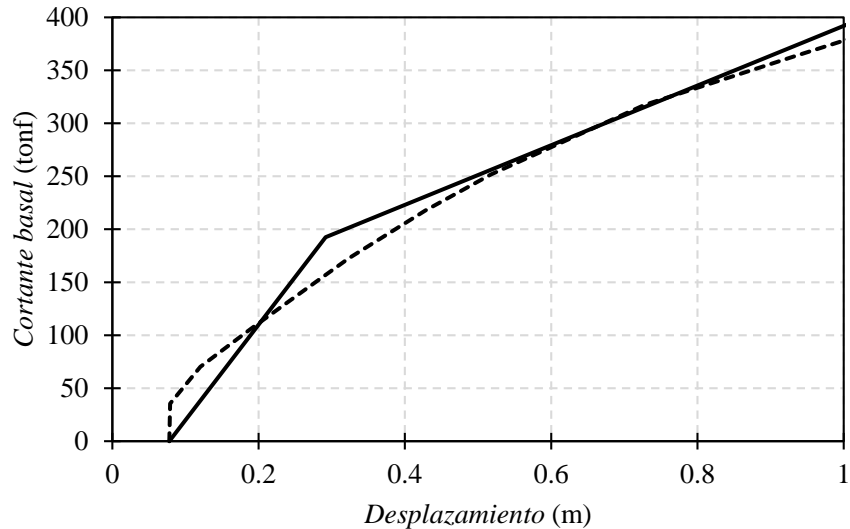
Se consideró un segundo estado de la estructura posterior a la ocurrencia de los sismos de la tabla 4.1. Se realizaron análisis dinámicos no lineales paso a paso con los acelerogramas de los sismos de 1973, 1976 y 1979 uno tras otro considerando un estado inicial igual al estado final del sismo previo, tomando en cuenta los elementos que formaron articulaciones plásticas en sus extremos, así como los desplazamientos residuales producidos por cada sismo. Se realizó un análisis modal nuevamente para obtener el periodo de la estructura, el cual debido a la pérdida de rigidez producida por el daño ocasionado por los sismos previos, obteniendo en este caso un valor de  $T_0 = 3.25$  segundos, periodo con el cual se escalan los acelerogramas en este caso.

En la Figura 4.11 se muestran las curvas IDA correspondientes al estado de la estructura posterior a los tres sismos considerados.



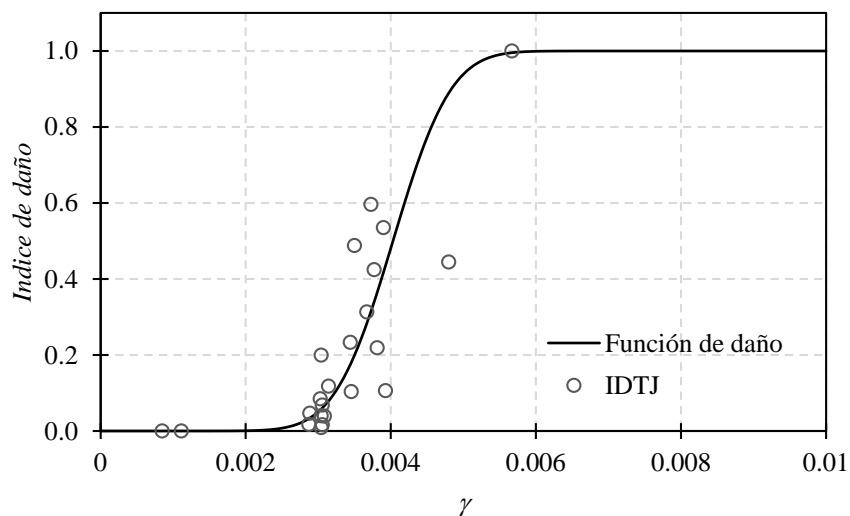
**Figura 4.11.** Curvas IDA para a) Cortante basal, b) Desplazamientos laterales y c) Distorsiones de entrepiso para el estado II.

La curva de capacidad dinámica (Figura 4.11) obtenida de la misma manera para el estado II de la estructura, parte de un desplazamiento residual de 0.1 metros a causa de los sismos previos. A partir de la bilinealización de esta curva se obtuvo el desplazamiento de fluencia  $D_y = 0.29$  metros, así como su resistencia  $F_y = 1.03 \text{ m/s}^2$  ó  $0.105 \text{ g}$ .



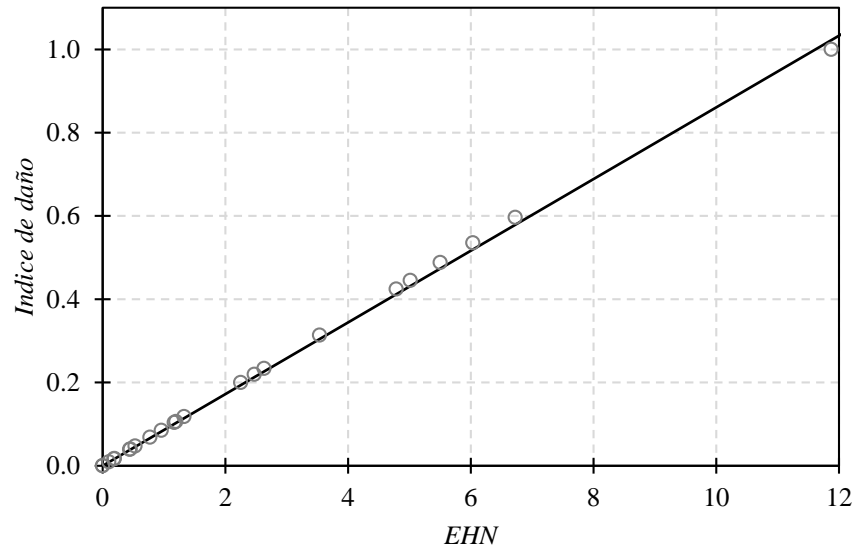
**Figura 4.12.** Curva de capacidad dinámica de la estructura con su ajuste bilineal correspondiente al estado II.

De igual manera que en el caso del estado I, se obtuvieron funciones de daño con la misma expresión utilizada anteriormente considerando en esta caso la resistencia de fluencia obtenida para la estructura dañada por los sismos previos. En la figura 4.12 se muestra la función de daño asociada a la distorsión máxima de entrepiso, obtenida con la ecuación 4.1, con parámetros  $\mu = 0.004$  y  $\sigma = 0.0006$ .



**Figura 4.13.** Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado II.

La función de daño asociada a la  $NE_H$  (Figura 4.13) fue obtenida a partir de una regresión lineal, de igual manera que la figura 4.10, fue obtenida con la ecuación 4.2, con  $\alpha = 0.09$ .



**Figura 4.14.** Índices y función de daño en términos de la distorsión de entrepiso para el estado II.

Además de las funciones de daño obtenidas mediante regresiones no lineales de la respuesta de S1GL, se utilizó la expresión propuesta por Ordaz *et al.* (2000) y ampliamente utilizada en este tipo de estudios para obtener el valor esperado del daño y construir funciones de vulnerabilidad a partir de las distorsiones de entrepiso máximas en el modelo analizado:

$$E(\beta | \gamma_i) = 1 - \exp \left[ \ln 0.5 \left( \frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\varepsilon \right] \quad (4.3)$$

donde  $\beta$  es el valor de daño,  $\gamma_i$  es la distorsión asociada a una pseudoaceleración,  $\gamma_0$  y  $\varepsilon$  son parámetros de vulnerabilidad estructural que dependen del sistema estructural y la fecha de construcción, para el caso del estado I iguales a 0.0066 y 3.5, para el estado II toman valores de 0.0046 y 3, respectivamente.

Se construyeron funciones de vulnerabilidad utilizando ambas expresiones y fueron comparadas entre sí para estudiar y discutir el impacto que existe en ellas al considerar el daño producido por los sismos previos al colapso de la estructura.

## 5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

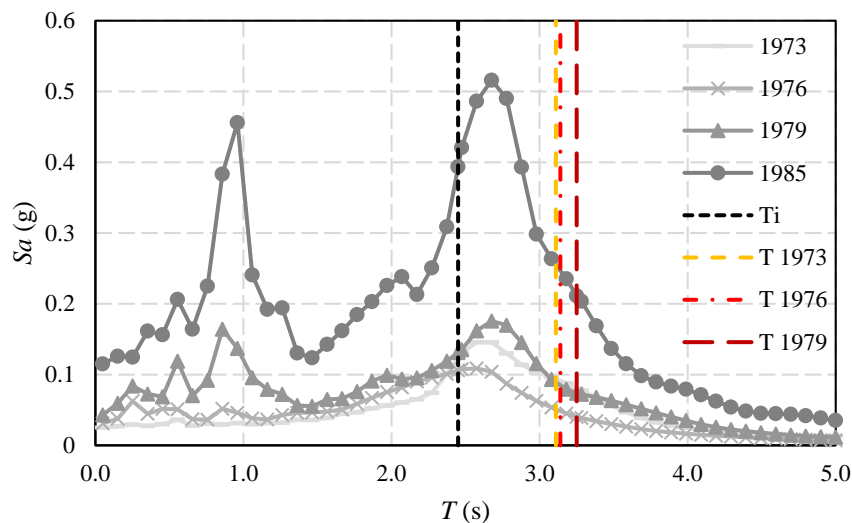
A continuación se presentan los resultados obtenidos en este trabajo y la respectiva discusión de cada uno de ellos, se muestran los distintos aspectos estudiados para los dos estados de la estructura, en términos de rigidez, distorsiones máximas de entrepiso, energía histerética disipada, índice de daño a nivel de elementos y el respectivo índice global de daño en la estructura, además, se muestran los resultados obtenidos de los análisis dinámicos incrementales y las funciones de fragilidad y de vulnerabilidad obtenidas.

### 5.1 Rigidez estructural

Uno de los principales aspectos que pueden ayudar a explicar el daño en la estructura provocado por los sismos a los que fue sometida, es la pérdida de rigidez, lo cual se traduce en un corrimiento del periodo fundamental de la estructura ( $T_0$ ), un aspecto que no necesariamente significa algo desfavorable, como se puede observar en la Figura 5.1 la pérdida de rigidez en la estructura, aleja su  $T_0$  del periodo dominante del suelo ( $T_s$ ) lo cual reduce las amplificaciones de la respuesta de la estructura. En la Tabla 5.1 se muestra el periodo de la estructura para su condición inicial ( $T_i$ ) y posterior a cada sismo.

**Tabla 5.1.** Periodo dominante de la estructura para cada condición.

| Condición        | $T_0$ (s) |
|------------------|-----------|
| Inicial          | 2.45      |
| Posterior a 1973 | 3.11      |
| Posterior a 1976 | 3.14      |
| Posterior a 1979 | 3.25      |



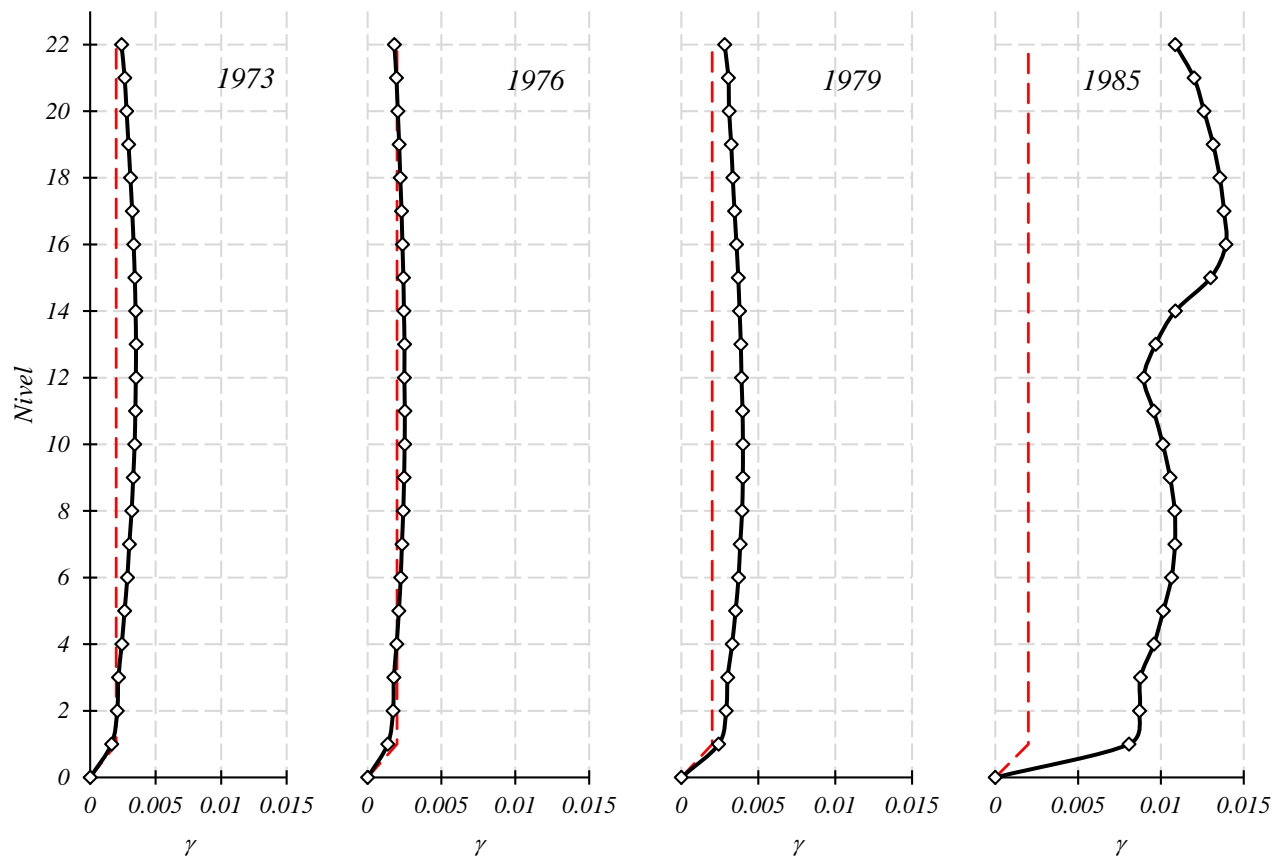
**Figura 5.1.** Espectros de respuesta elástica para los sismos considerados en este estudio.



La pérdida de rigidez se debe a la formación de articulaciones plásticas en algunos de los elementos de la estructura lo que implica un daño en ella, sin embargo, la intención de este punto es poder explicar los resultados posteriores que comparan la respuesta de la estructura considerando el daño por sismos previos y sin considerarlos.

## 5.2 Distorsiones y ductilidades máximas

A partir de los análisis dinámicos no lineales paso a paso, se obtuvieron las distorsiones máximas de entrepiso para cada nivel de la estructura y para cada uno de los sismos aplicados consecutivamente, y se compararon con los valores máximos permitidos por el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal (1966) iguales al 0.2% (línea punteada en la Figura 5.2).

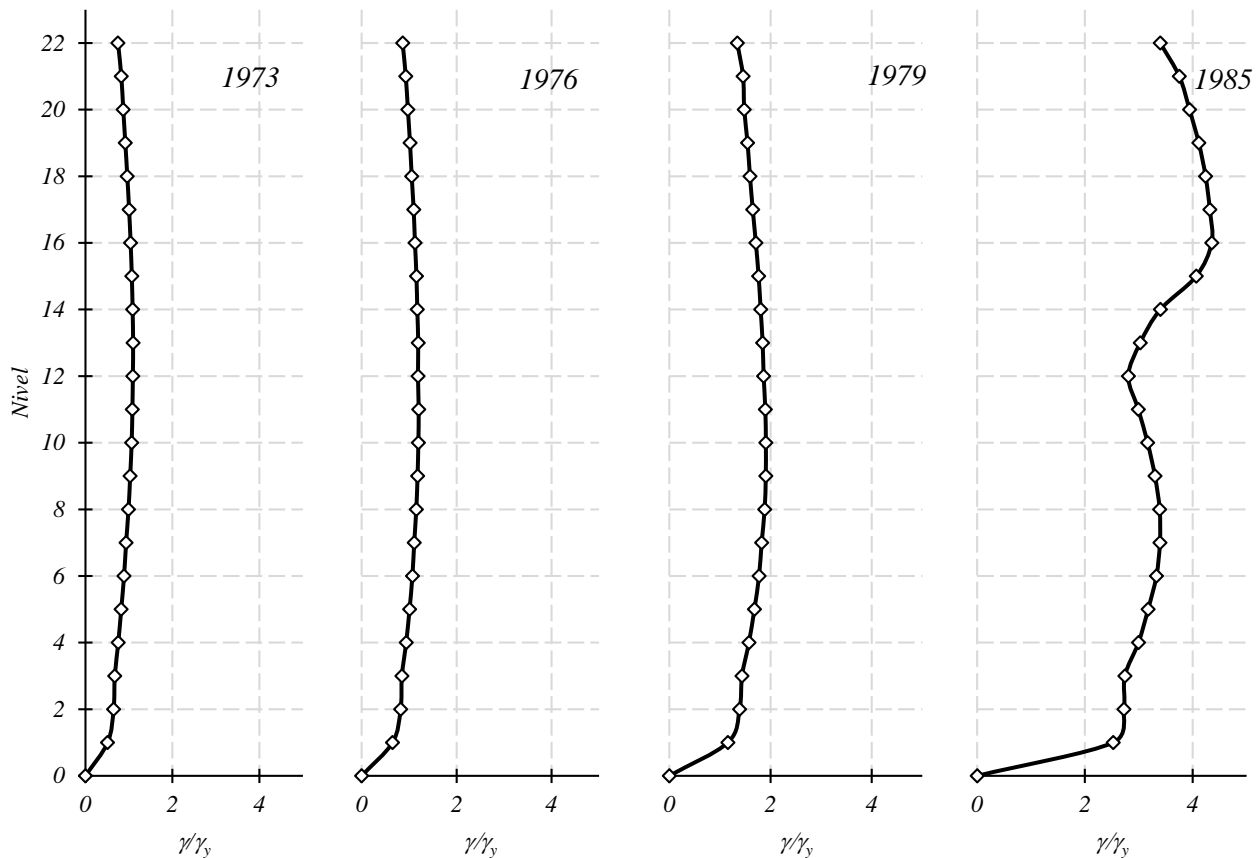


**Figura 5.2.** Distorsiones máxima de entrepiso para cada sismo.

Cabe mencionar que la distorsión máxima permitida por dicho reglamento era tres veces menor a la permitida en reglamentos posteriores por lo que en el reglamento vigente las distorsiones no estarían tan alejadas de las permisibles; sin embargo, los resultados de la curva de capacidad dinámica indican que la estructura fluye a una distorsión aproximada de

0.32%, lo cual implica que la estructura alcanzó niveles de distorsión superiores a su rango de comportamiento elástico.

En la Figura 5.3 se muestran las relaciones entre las distorsiones máximas alcanzadas para cada análisis realizado entre la distorsión de fluencia global obtenida de la curva de capacidad dinámica.



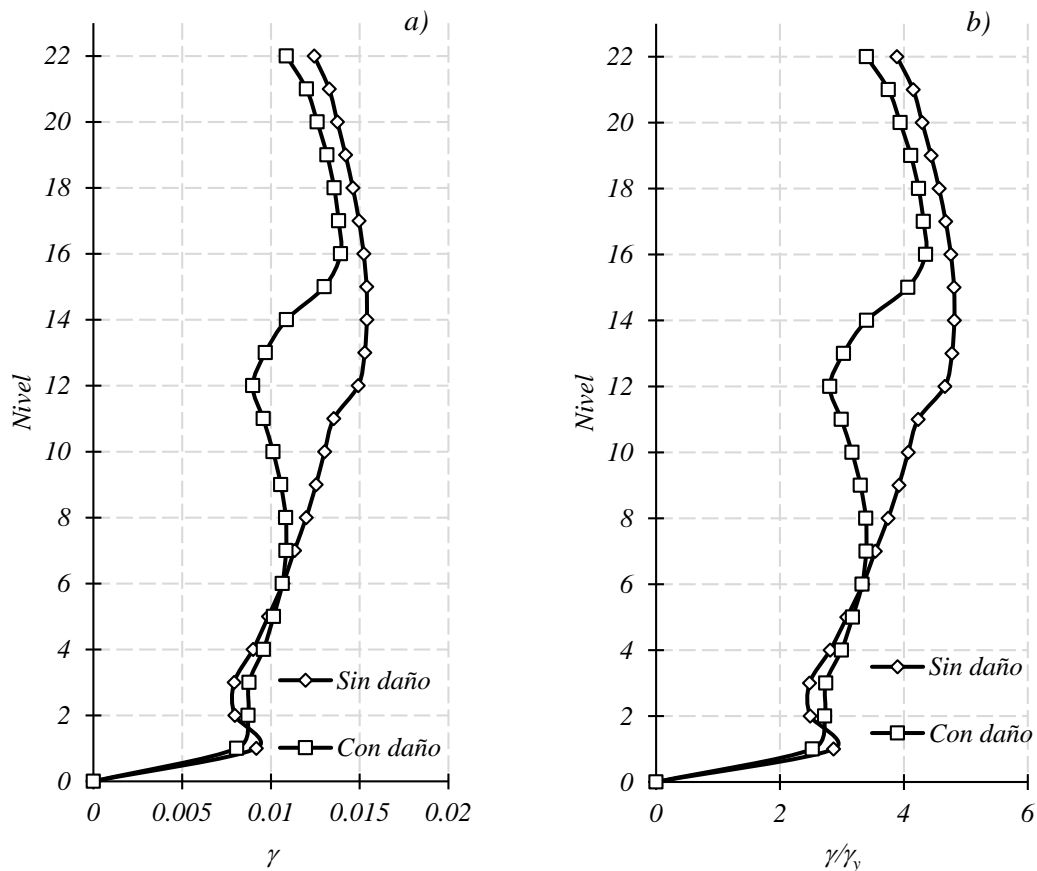
**Figura 5.3.** Relaciones  $\gamma/\gamma_y$  máximas alcanzadas para cada sismo.

Se puede apreciar que en los sismos de 1973, 1976 y 1979 se alcanzaron relaciones mayores a 1, lo cual indica un comportamiento inelástico considerable en la estructura, para el sismo de 1985, el cual provocó su colapso, se alcanzaron relaciones incluso mayores a 4, lo que indica un claro daño en sus elementos estructurales lo que pudo provocar inestabilidad en el sistema resistente de la estructura y producir su falla.

En la Figura 5.4 se muestra una comparativa entre el análisis de la estructura para el sismo de 1985 considerando el daño previo por los sismos aplicados, y sin considerarlos, es decir, tomando a la estructura en su estado inicial. Estos valores son comparables con los reportados por Ger *et al.* (1993) quienes estudiaron la estructura sin considerar la existencia de daño.

Se puede ver que contrario a lo que se podría esperar, la respuesta de la estructura ante el sismo de 1985 es más desfavorable en el caso de la estructura sin daño a pesar que para el caso de la estructura dañada ya existían desplazamientos residuales en ella. Esto se puede explicar debido a la pérdida de rigidez y por tanto el corrimiento del periodo fundamental de la estructura, alejándose del pico máximo correspondiente al periodo del suelo. En la Figura 5.1, vemos como la ordenada correspondiente al periodo de la estructura pasa de una  $Sa$  de 0.4g a 0.25g, es decir, se redujo casi a la mitad.

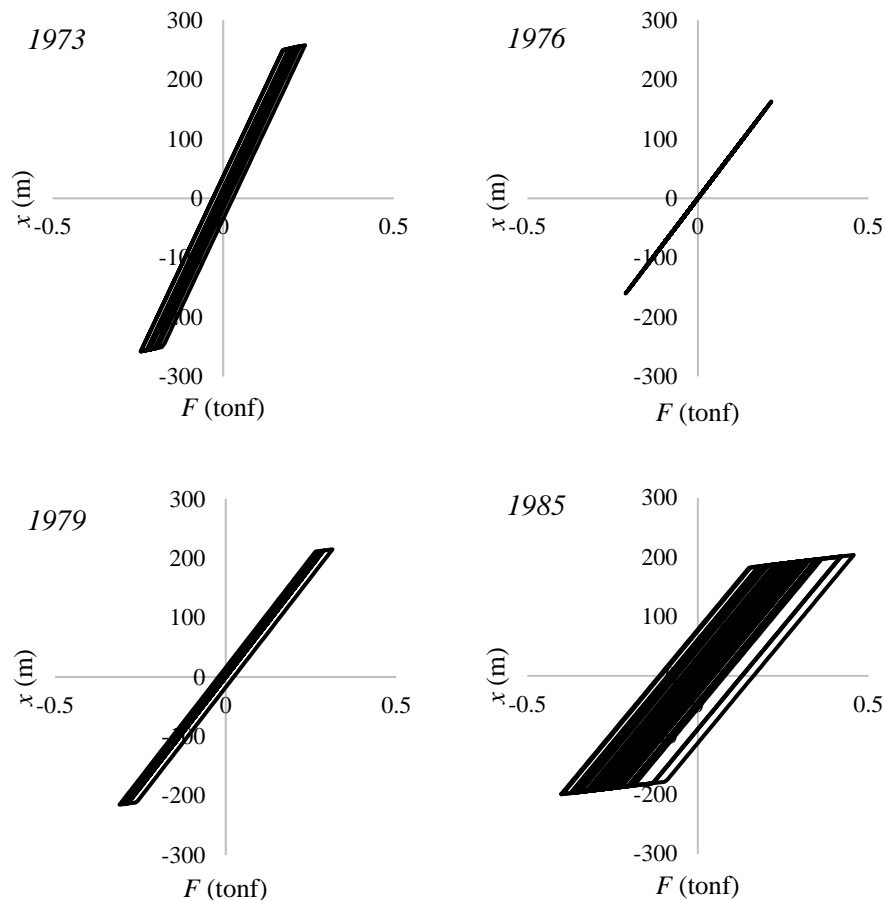
Lo anterior no quiere decir que exista un daño menor, ya que como se explica más adelante para este estudio, la distorsión máxima alcanzada en un análisis no es el único parámetro a considerar para evaluar el daño en la estructura, sino que la disipación de energía de los elementos en forma de deformaciones inelásticas representa también un parámetro importante en la acumulación del daño por sismos.



**Figura 5.4.** Comparativa de a) distorsiones y b) relaciones máximas alcanzadas por el sismo de 1985 considerando el daño y sin considerarlo.

### 5.3 Energía histerética

Se obtuvo la energía histerética de la estructura mediante un sistema de un grado de libertad equivalente (S1GL), así como de cada elemento de la estructura a partir de los análisis dinámicos no lineales de cada sismo considerado, dicha energía se calculó de la respuesta del S1GL y de los elementos en el tiempo. En la Figura 14 se presenta la respuesta del S1GL durante los diferentes sismos, se puede apreciar a simple vista la pérdida de rigidez en la estructura posterior a cada sismo y cómo los ciclos de histéresis para el S1GL durante el sismo de 1985 son mucho más amplios y en mayor cantidad que en el resto de los sismos, esto indica una mayor cantidad de energía disipada por el elemento.



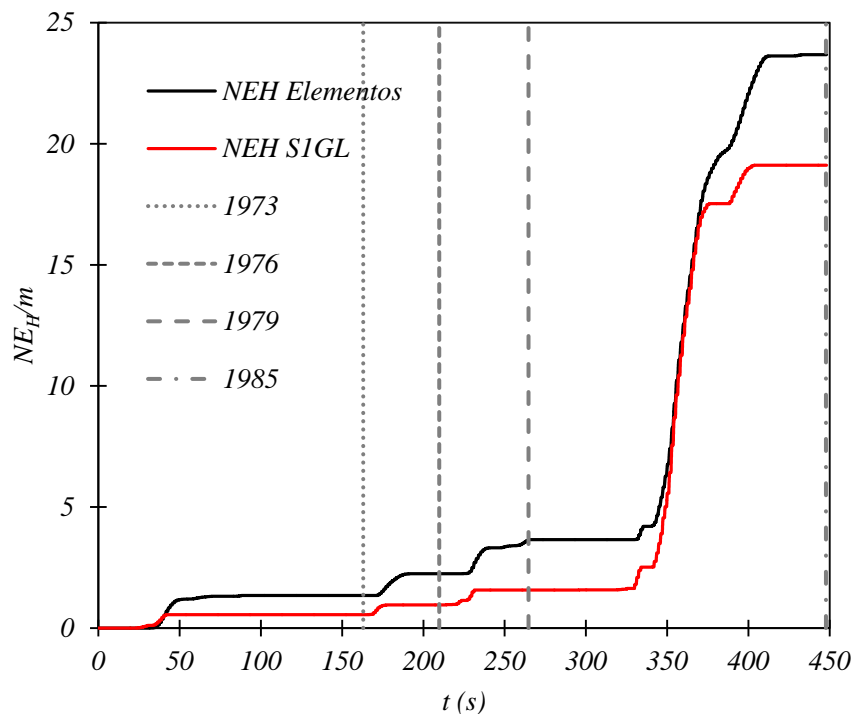
**Figura 5.5.** Respuesta inelástica de uno de los elementos dañados en la estructura para cada sismo.

Se puede apreciar a simple vista cómo los ciclos de histéresis para el elemento durante el sismo de 1985 son mucho más amplios y en mayor cantidad que en el resto de los sismos, esto indica una mayor cantidad de energía disipada por el elemento.

La energía histerética total disipada por la estructura se calculó como la sumatoria de la energía disipada por todos los elementos que la conforman, posteriormente se normalizó

entre la fuerza y el desplazamiento de fluencia para su mejor interpretación ya que la energía histerética normalizada ( $NE_H$ ) representa un parámetro más útil como varios autores lo han demostrado (Terán-Gilmore, 2001; Huerta & Reinoso, 2002).

En la Figura 5.6 se muestra la evolución de la energía histerética normalizada ( $NE_H$ ) disipada a lo largo del tiempo. La línea de color negro representa la energía disipada por la estructura a través de las articulaciones plásticas formadas en sus elementos y la línea roja muestra la evolución de la energía disipada por el sistema de un grado de libertad (S1GL) equivalente a partir de las características de la estructura estudiada; se muestran en el eje horizontal la duración de los sismos considerados de manera consecutiva y se señalan con líneas verticales discontinuas el término de un sismo y comienzo del siguiente.



**Figura 5.6.** Energía histerética disipada por la estructura a lo largo del tiempo.

Se observa cómo la energía total disipada por los elementos de la estructura es igual a 23.6, mientras que la energía disipada por el S1GL es de 19.1, lo que representa una relación de 1.24 veces más energía disipada por los elementos que por el S1GL, sin embargo, para fines prácticos representa una aproximación bastante cercana, lo cual quiere decir que para un S1GL que represente de forma adecuada las propiedades de la estructura real, es posible obtener un valor bastante cercano en términos de energía histerética disipada por los elementos de la estructura.

De esta manera es posible utilizar este parámetro para medir el daño mediante procedimientos mucho más sencillos en comparación al procedimiento que implica obtener la respuesta de

cada uno de los elementos de la estructura para obtener la energía total que se disipa ante un evento sísmico.

La relación de 1.24 obtenida entre la estructura real y el S1GL es una relación propia de la estructura estudiada y si se desea obtener una relación para otro tipo de estructuras es necesario un estudio minucioso de diferentes estructuras con distintos número de niveles, materiales, estructuración, etc., para obtener una relación específica para la estructura que se desee estudiar.

Debido a que la energía histerética no puede utilizarse como un parámetro único para caracterizar el daño en un elemento o de una estructura completa, es necesario utilizar otros parámetros como los desplazamientos, distorsión o ductilidades máximas para obtener valores o índices que caractericen de mejor manera el daño.

#### 5.4 Índices de daño por elementos

Se obtuvieron los índices de daño para cada uno de los elementos estructurales, utilizando la ecuación 2.5 propuesta por Terán-Gilmore & Jirsa (2005), donde ella se utilizan los valores de  $NEH$  y ductilidad  $\mu$ . Los análisis dinámicos paso a paso se realizaron consecutivamente un sismo tras otro, por lo que la energía disipada por cada elemento se fue acumulando a lo largo de cada sismo.

Cabe mencionar que en todos los análisis realizados en este trabajo, únicamente las vigas formaron articulaciones plásticas y por lo tanto daño, a diferencia de la estructura real en la que está documentado hubo columnas y diagonales que fallaron durante el sismo de septiembre de 1985. Esto puede considerarse como un defecto del modelo al no representar de forma adecuada la falla real del caso de estudio, sin embargo, estas fallas pudieron ser producidas por factores relacionados con defectos constructivos y no de diseño de los elementos.

En la Figura 5.7 se presenta de manera gráfica el daño en las vigas, mostrando los valores del  $ID_{TJ}$ . En una escala de colores, se muestran en verde los elementos con menor daño o sin daño y en naranja los elementos que presentaron mayor daño para los sismos previos al de 1985.

El daño producido en los elementos no se presenta de manera uniforme como se aprecia en la figura anterior, debido a que como se muestra en la Figura 4.3 la crujía entre los ejes C y D del marco estaban reforzadas por contravientos en los niveles 2 al 22, por lo que las vigas ubicadas en esas crujías recibieron esfuerzos menores a las ubicadas en el resto de las crujías sin contravientos. De hecho las crujías aledañas a la crujía con contravientos fueron las más afectadas por la transmisión de los esfuerzos de los elementos diagonales.

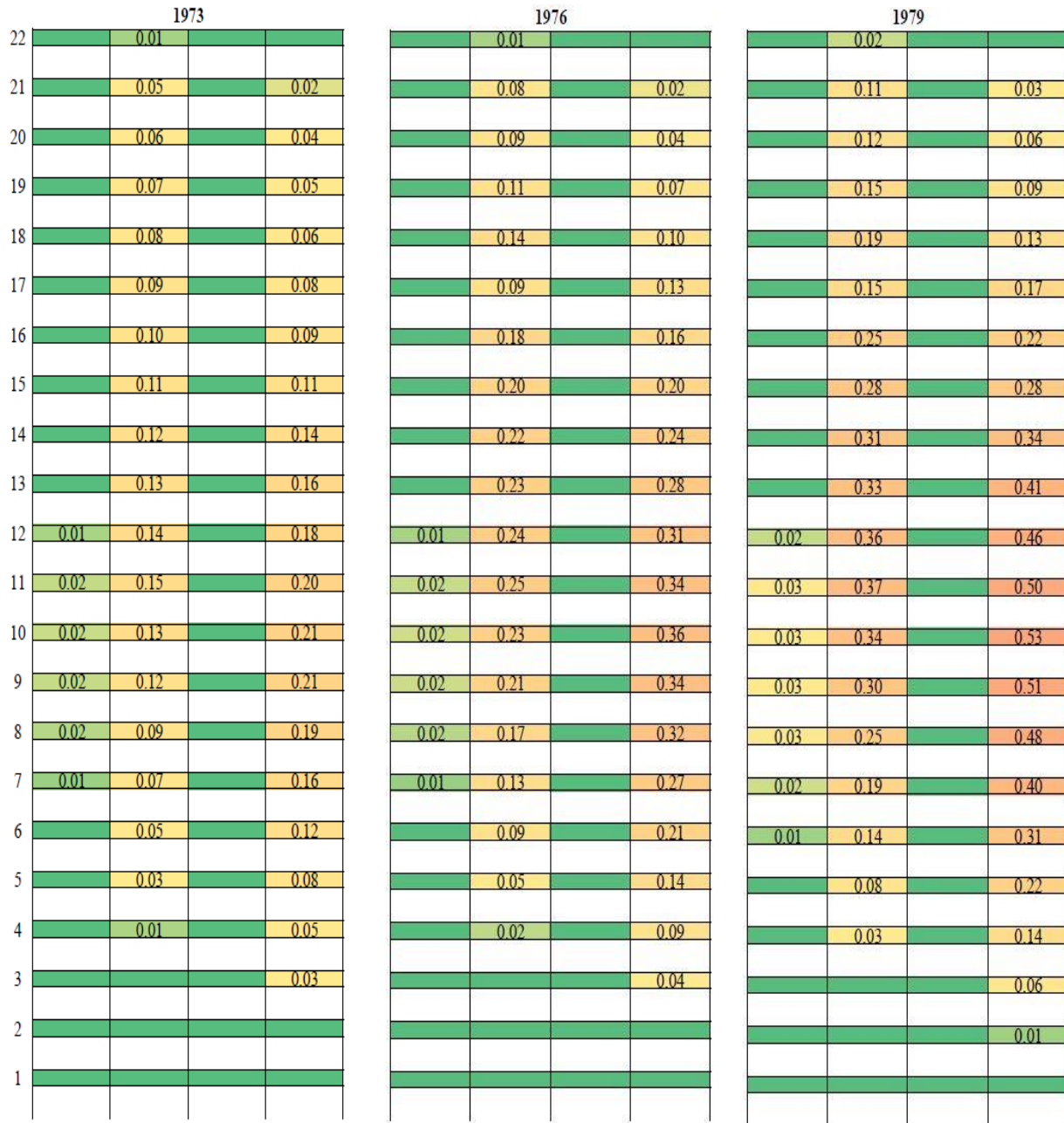


Figura 5.7. Índices de daño para los elemento viga en la estructura para cada sismo estudiado.

La Figura 5.8 muestra una comparativa entre los  $ID_{TJ}$  para cada elemento considerando la acumulación de daño por los sismos previos a los que fue sometida la estructura y sin considerar dicho daño, es decir, tomando en cuenta únicamente la respuesta de los elementos durante el sismo de 1985.

| Con acumulación de daño |      |      |      | Sin acumulación de daño |      |      |      |
|-------------------------|------|------|------|-------------------------|------|------|------|
| 0.05                    | 0.68 |      | 0.75 | 0.05                    | 0.66 |      | 0.75 |
| 0.18                    | 1.00 |      | 0.99 | 0.18                    | 0.97 |      | 0.96 |
| 0.21                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.21                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.25                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.25                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.29                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.29                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.34                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.34                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.39                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.40                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.45                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.45                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.51                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.51                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.56                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.55                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.62                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.60                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.64                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.62                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.64                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.61                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.62                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.59                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.57                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.55                    | 1.00 |      | 1.00 |
| 0.51                    | 1.00 |      | 1.00 | 0.49                    | 0.90 |      | 1.00 |
| 0.43                    | 0.89 |      | 1.00 | 0.42                    | 0.77 |      | 1.00 |
| 0.35                    | 0.68 |      | 1.00 | 0.34                    | 0.61 |      | 0.95 |
| 0.27                    | 0.47 |      | 0.90 | 0.27                    | 0.44 |      | 0.77 |
| 0.19                    | 0.27 |      | 0.61 | 0.19                    | 0.27 |      | 0.55 |
| 0.11                    | 0.13 |      | 0.34 | 0.11                    | 0.13 |      | 0.33 |
| 0.24                    | 0.12 | 0.03 | 0.31 | 0.24                    | 0.12 | 0.03 | 0.30 |

**Figura 5.8.** Índices de daño elementos para el sismo de 1985 considerando la acumulación de daño (izquierda) y sin considerarla (derecha).

Las diferencias en términos del  $ID_{TJ}$  son mínimas en la mayoría de los elementos, con una diferencia máxima alrededor de 0.13 para un par de elementos en la estructura, por lo que se podría decir que el sismo de 1985 provocó tanto daño por sí mismo en la estructura que aun sin la existencia de los sismos previos a los que fue sometida durante su tiempo de vida, la estructura hubiera sufrido un daño similar aun en su estado inicial.



Lo anterior no quiere decir que el daño provocado por los sismos previos haya sido menor. En la Tabla 5.2, el índice de daño global ( $ID_{global}$ ) calculado con la ecuación 2.6. Para los sismos considerados hasta antes del de 1985 el índice es igual a 0.32, considerado como un daño moderado y el cual requiere de reparaciones importantes para reestablecer la capacidad de la estructura, sin embargo, como mencionan Del Valle *et al.* (n.d.), no se realizó entonces ningún tipo de estudio de la seguridad de la estructura ni rigidización de la misma aun cuando se habían realizado las recomendaciones por parte de expertos.

**Tabla 5.2.** Índices de daño global en la estructura.

| <b>Análisis</b> | <b><math>ID_{global}</math></b> |
|-----------------|---------------------------------|
| 1973            | 0.12                            |
| 1976            | 0.21                            |
| 1979            | 0.32                            |
| 1985            | 0.89                            |

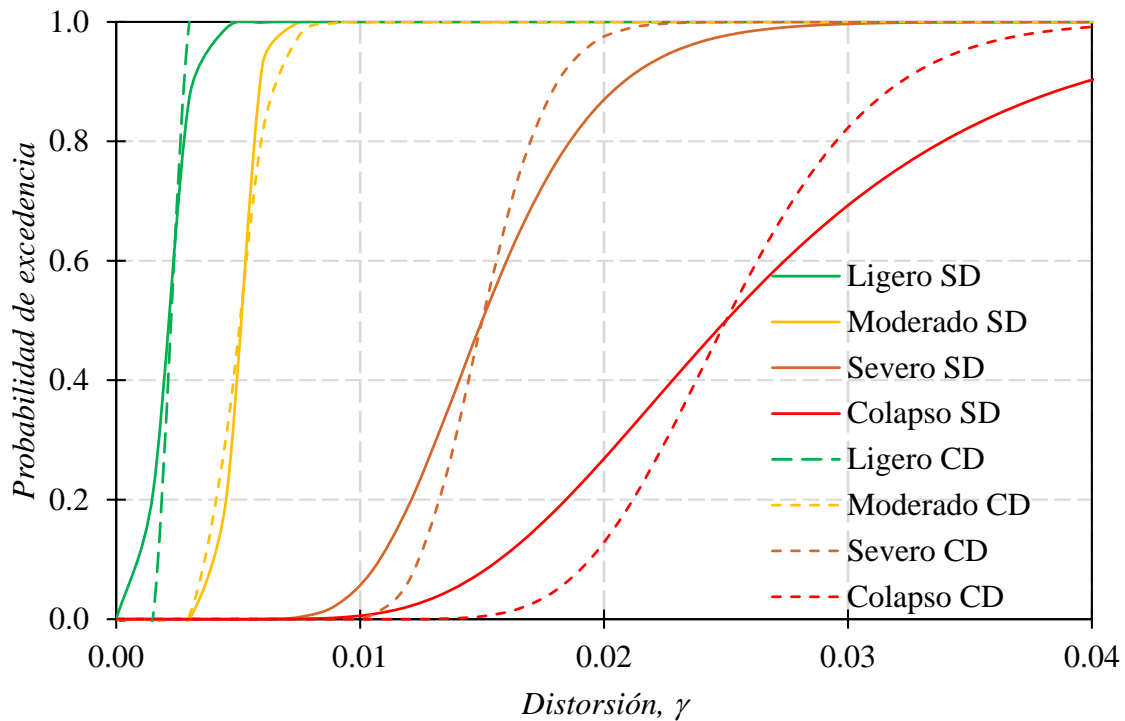
El hecho de que la estructura haya presentado un daño debido al sismo de 1979 puede significar que con un sismo de una intensidad menor al de 1985 hubiera podido provocar un daño importante en la estructura o incluso su colapso.

### 5.5 Fragilidad estructural

A partir de las curvas IDA obtenidas para el estado de la estructura con daño (I) y sin daño (II) se obtuvieron los parámetros requeridos para la construcción de las curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados de daño (Figura 5.9). En la Tabla 5.3 se presentan las desviaciones estándar del logaritmo natural de la distorsión asociado a cada estado de daño.

**Tabla 5.3.** Valores de  $\beta_{ED}$  utilizados para las curvas de fragilidad en función de la distorsión máxima de entrepiso.

| <b>Estado de daño</b> | <b>Estado I</b> | <b>Estado II</b> |
|-----------------------|-----------------|------------------|
| Ligero                | 0.35            | 0.00             |
| Moderado              | 0.12            | 0.20             |
| Severo                | 0.26            | 0.15             |
| Colapso               | 0.36            | 0.20             |

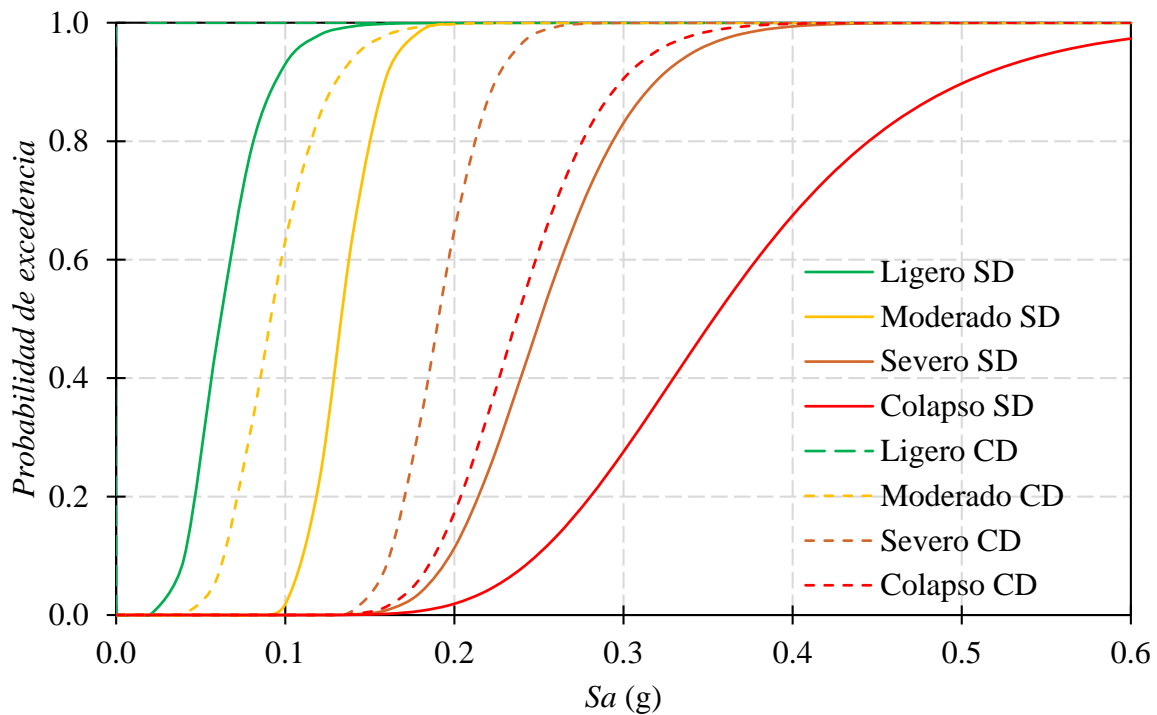


**Figura 5.9.** Curvas de fragilidad en términos de distorsión máxima de entrepiso para la estructura sin daño (SD) y con daño (CD).

Debido a que las curvas para las dos condiciones de la estructura están asociadas a una misma distorsión y la única diferencia entre las dos condiciones es la dispersión de los datos, no resulta suficientemente útil para identificar el efecto del daño previo en la estructura, es por ello que se obtuvieron nuevamente las curvas en términos de la pseudoaceleración asociada a la misma distorsión de entrepiso de la Tabla 4.4. Para ello, se obtuvieron nuevamente los valores de  $\beta_{ED}$  para la pseudoaceleración respectiva a cada distorsión de entrepiso (Tabla 5.4).

**Tabla 5.4.** Valores de  $\beta_{ED}$  utilizados para las curvas de fragilidad en función de la pseudoaceleración.

| Estado de daño | Estado I |              | Estado II |              |
|----------------|----------|--------------|-----------|--------------|
|                | $Sa$ (g) | $\beta_{ED}$ | $Sa$ (g)  | $\beta_{ED}$ |
| Ligero         | 0.06     | 0.33         | 0.00      | 0.00         |
| Moderado       | 0.13     | 0.14         | 0.09      | 0.28         |
| Severo         | 0.25     | 0.19         | 0.19      | 0.13         |
| Colapso        | 0.35     | 0.27         | 0.24      | 0.18         |



**Figura 5.10.** Curvas de fragilidad en términos de pseudoaceleración para la estructura sin daño (SD) y con daño (CD).

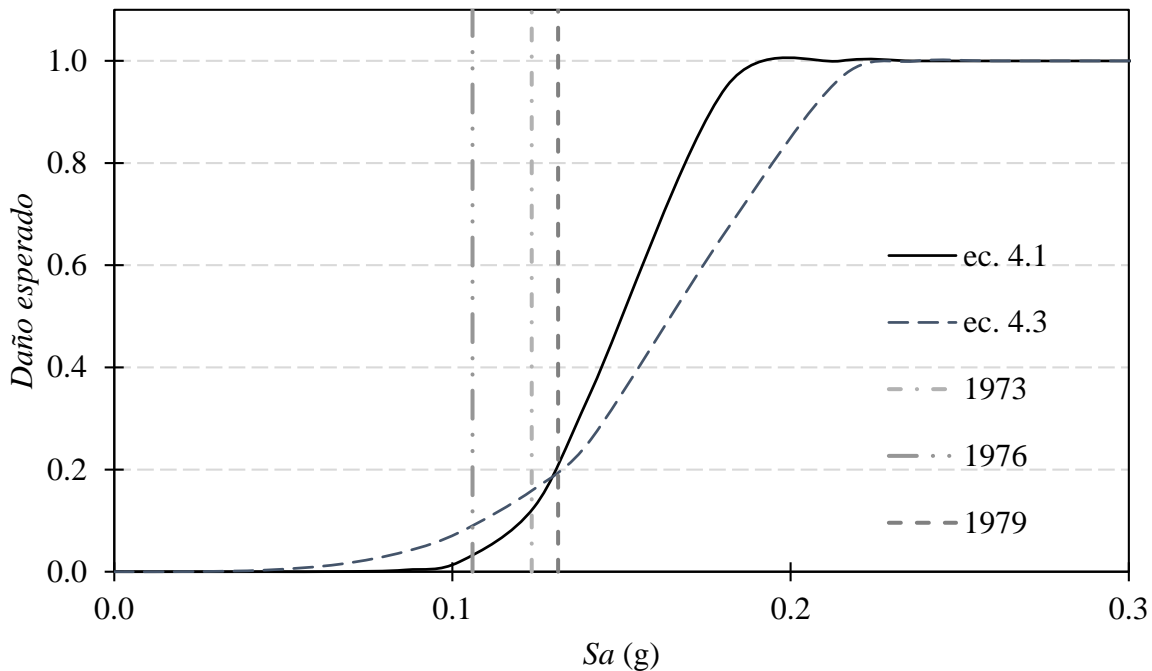
A diferencia de la Figura 5.9, en la Figura 5.10 es posible apreciar de manera adecuada el efecto que tiene en la estructura la consideración del daño acumulado por los sismos previos, se nota un corrimiento hacia la izquierda de todas las curvas, lo cual se traduce en una mayor probabilidad de exceder el respectivo estado de daño para una misma intensidad en ambas condiciones de la estructura.

Es notable que la curva de fragilidad correspondiente al estado *ligero* para la condición de la estructura con daño tome valores de 1 para todas las intensidades, es decir, que la estructura ya cuenta con un daño para los valores límites de esa función, por lo que aun sin someter a la estructura a ninguna intensidad de pseudoaceleración, la probabilidad de que se exceda ese daño, es del 100%.

## 5.6 Vulnerabilidad estructural

De igual manera que el caso de las curvas de fragilidad, las funciones de vulnerabilidad se obtuvieron a partir de la información obtenida en las curvas IDA de la estructura en los dos estados considerados en este trabajo. A partir de la función obtenida en la ecuación 4.1 para el estado I y la ecuación 4.2 para el estado II, además de la propuesta por Ordaz *et al.* (2000)

en la ecuación 4.3, que relacionan desempeño estructural con un daño, se construyeron funciones de vulnerabilidad con la intensidad asociada a dicho desempeño estructural.

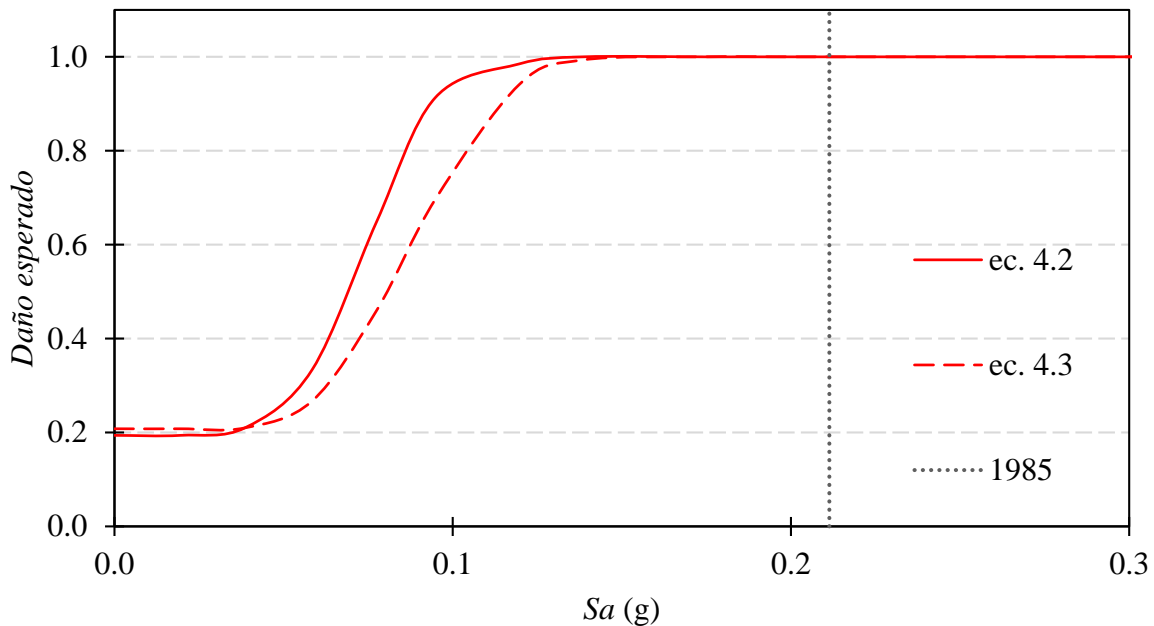


**Figura 5.11.** Funciones de vulnerabilidad para el estado I de la estructura.

La Figura 5.11 muestra las funciones de vulnerabilidad para el estado I de la estructura, se muestra en línea continua la función obtenida de la ecuación 4.1 y en discontinua la propuesta por Ordaz *et al.* (2000). Se indican con líneas verticales la intensidad correspondiente a cada sismo considerado

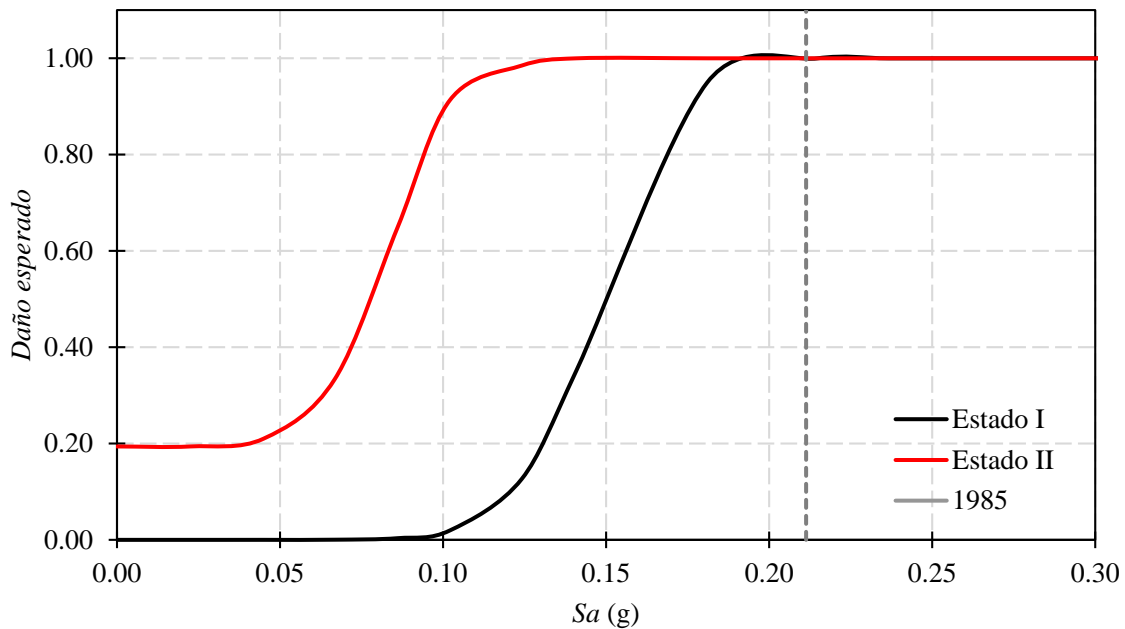
La curva correspondiente a la ecuación 4.1 presenta una mayor pendiente, lo que significa una evolución más rápida del daño que la ecuación 4.3. Los valores de daño obtenidos con estas funciones para cada sismo son muy similares a los valores de daño obtenidos en la Tabla 5.2 con los índices de daño calculados a partir de los elementos de la estructura, lo cual indica que existe una relación cercana entre la consideración detallada de los elementos en la estructura, con la función obtenida a partir del desempeño global de la misma.

En el caso del estado II de la estructura, su curva de vulnerabilidad (Figura 5.12) muestra una forma distinta a las curvas comunes. Esto se debe a la existencia previa del daño con valores de 0.33 según las distorsiones máximas alcanzadas por los análisis en los sismos previos; este valor es similar al obtenido en la Tabla 5.2 para el índice de daño en los elementos de la estructura ocasionado posterior al sismo de 1979 igual a 0.21, lo cual hace ver la estrecha relación entre estos dos métodos para estimar el daño en la estructura.



**Figura 5.12.** Funciones de vulnerabilidad para el estado II de la estructura.

Con respecto a las dos ecuaciones utilizadas para obtener las curvas, se aprecian mucho más similares que para el estado anterior, por lo que puede decirse que la ecuación 4.2 obtenida a partir del índice de daño de Terán-Gilmore y Jirsa (2005) es válida y razonablemente cercana a la propuesta por Ordaz *et al.* (2000).



**Figura 5.13.** Comparativa de funciones de vulnerabilidad para los dos estados de la estructura.

En la Figura 5.13 se muestra la comparativa entre ambas funciones de vulnerabilidad. Al igual que en las funciones de fragilidad, se observa un corrimiento hacia la izquierda para la función en el estado II, lo que se traduce en una estructura más vulnerable, mientras que para el estado I, dada una intensidad de 0.1 veces la aceleración de la gravedad se produce un daño esperado mínimo de 0.02, para el estado II de la estructura provoca un daño esperado de 0.9.

El sismo de septiembre de 1985 produjo al parecer intensidades mucho mayores a las mínimas que producirían el colapso de la estructura, sin embargo, con las curvas mostradas en la figura anterior podemos pensar que aun si la intensidad de este evento hubiera sido del 50% de lo que fueron en realidad, hubieran causado el colapso o un daño cercano al colapso en el edificio.

Si se analizan y comparan las funciones de fragilidad obtenidas en la Figura 5.10 con las funciones de vulnerabilidad de la Figura 5.13 se observa una falta de congruencia. Al comparar una intensidad por ejemplo del 10% de la gravedad, para la función de vulnerabilidad correspondiente al estado II representa el colapso, a diferencia de la función de fragilidad correspondiente para dicho estado, se aprecia que representa un 0% de probabilidad de que exista el colapso.

Esto puede explicarse debido a que los valores utilizados para construir las funciones de fragilidad se obtuvieron de los datos proporcionados por la SEAOC Seismology Committee (1999), el cual no relaciona los estados de daño con las distorsión de fluencia y últimos de la estructura de estudio, sino que propone valores de distorsión generales para todas las estructuras, a diferencia de las funciones de vulnerabilidad que se construyen en función de distorsiones asociadas al daño y colapso en la estructura de interés en específico.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Se estudió el efecto que tiene el daño acumulado por los sismos ocurridos durante el tiempo de vida de una estructura mediante diferentes enfoques. Para ello se realizó una revisión sobre el peligro y la reglamentación sísmica en la Ciudad de México, para estudiar los eventos sísmicos importantes que han afectado a las estructuras y la forma en que los reglamentos han ido evolucionando y adaptándose a las nuevas investigaciones sobre el tema.

Se propuso evaluar el daño acumulado en los elementos de las estructuras para considerar posibles efectos de fatiga y micro grietas que pudieran generar una degradación en la rigidez y resistencia de la estructura. Se describió una metodología para evaluar la vulnerabilidad de una estructura posterior a uno o varios sismos mediante sus propiedades dinámicas.

Como caso de estudio a manera de estudiar de forma detallada el daño acumulado, se utilizó la estructura de uno de los edificios colapsados a causa del sismo de 1985, una estructura de acero de 22 niveles ubicada en el complejo Pino Suárez en zona de lago de la Ciudad de México. Se seleccionaron los acelerogramas de sismos que según la literatura se sabe que provocaron daño en la estructura y se sometió un modelo computacional de la estructura a dichos acelerogramas para estudiar su respuesta. Se evaluó el efecto de los sismos previos desde diferentes enfoques, en términos de distorsiones máximas de entrepiso, energía histerética, índices de daño basado en los elementos estructurales, fragilidad y vulnerabilidad estructural.

### 6.1 Conclusiones

- Las distorsiones máximas de entrepiso por sí solas no fueron un parámetro muy útil para los fines de este trabajo, debido a la degradación de la rigidez en la estructura provocada por los sismos previos, el periodo fundamental de la estructura se alejó del periodo dominante del suelo, lo cual se tradujo en una respuesta menor para la estructura dañada en comparación a su estado inicial
- Se observó que las distorsiones máximas alcanzadas para todos los sismos analizados fueron mayores a las permitidas por el reglamento entonces vigente durante su diseño y construcción.
- A diferencia de las distorsiones, la energía histerética disipada por la estructura sí resultó un parámetro más razonable en la evaluación de la acumulación de daño. Se obtuvo la energía histerética disipada en la estructura por medio de sus elementos para cada sismo, y se encontró que los sismos previos al de 1985 produjeron únicamente el 15% de la disipación de energía total, es decir, que el 85% restante fue disipada únicamente por este último sismo.

- Para antes del sismo de 1985 se obtuvieron valores de índice de daño global de 0.32, lo que indica un daño considerable en la estructura y la necesidad de su reparación para devolver a la estructura a su rigidez y resistencia inicial.
- Se obtuvo la energía histerética disipada por un sistema de un grado de libertad equivalente a la estructura para conocer su aproximación a la estructura real, obteniendo valores sumamente cercanos, lo que significa que una simplificación de este estudio es posible utilizando un S1GL que refleje adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura.
- En el caso de las funciones de fragilidad se observó un corrimiento de las funciones para el estado dañado de la estructura, lo cual indica una mayor probabilidad de excedencia para todos los estados de daño; sin embargo, las distorsiones asociadas a los estados de daño utilizadas resultaron no presentar una buena relación con el daño real en la estructura estudiada en este trabajo.
- Las funciones de vulnerabilidad se obtuvieron mediante dos expresiones diferentes, una propuesta por la literatura, y una más obtenida a partir de someter a un sistema de un grado de libertad equivalente a diferentes registros correspondientes al suelo blando del Valle de México, ambas expresiones presentaron una similitud considerable.
- Al realizar la comparación de las funciones de vulnerabilidad para los dos estados de la estructura, se observó una vulnerabilidad mayor para la estructura dañada con respecto a la estructura sin daño, lo cual puede explicar en parte el colapso de la estructura del complejo Pino Suárez durante el sismo de 1985.

## 6.2 Recomendaciones

Debido a que este trabajo se realizó bajo ciertas limitaciones planteadas en un principio, en próximos trabajos relacionados a este tema se recomienda atender los siguientes puntos:

- De ser posible utilizar acelerogramas reales obtenidos en el sitio o muy cerca al sitio del edificio de estudio para considerar las acciones de los sismos de una manera más cercana a la realidad.
- Utilizar un modelo tridimensional de la estructura de estudio, ya que los efectos de torsión pueden tener una afectación importante en la estructura y al utilizar un marco plano puede subestimarse el daño provocado por los sismos.
- Considerar un modelo de comportamiento histerético más adecuado al tipo de elemento y material utilizado que considere la degradación de rigidez durante las acciones sísmicas.



- Realizar un estudio detallado de diferentes estructuras de distintos materiales y sistemas estructurales a manera de obtener una relación de la energía histerética disipada por la estructuras en comparación con S1GL equivalentes, ya que la relación obtenida en este trabajo puede no representar una relación general para todas la estructuras.

- Aktan, A.E., Ellingwood, B.R. & Kehoe, B., 2007. Performance-based engineering of constructed systems. *Journal of Structural Engineering*, 133(3).
- Atienza, V.M.C., 2013. *Los Sismos: Una amenaza cotidiana* La caja de., Distrito Federal, México. Available at: <http://usuarios.geofisica.unam.mx/cruz/Forros-Indice-Introduccion-Opt.pdf>.
- Banon, H., Max, H. & Biggs, J.M., 19881. Seismic Damage in Reinforced Concrete Frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 107.
- Barbat, A.H., 2004. Evaluación de la vulnerabilidad y del riesgo sísmico en zonas urbanas. Aplicación a Barcelona. *6º Congreso Nacional de Sismología e Engenharia Sísmica*.
- Barbat, A.H., Oller, S. & Vielma, J.C., 2005. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. *Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería*.
- Bertero, V. V. et al., 1991. Design guidelines for ductility and drift limits. *Earthquake Engineering Research Center*, (February).
- Bertero, V. V., 1992. Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes and Associated Research. *Primera Conferencia Internacional Torroja, Instituto Torroja, Madrid*.
- Bojórquez, E., 2007. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios usando conceptos de energía*. Tesis Doctoral. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bojorquez, E., Ruiz, S.E. & Terán-Gilmore, A., 2008. Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts. *Engineering Structures*.
- Bolt, B., 1999. Earthquakes. *W. H. Freeman and Company*.
- Bommer, J.J. et al., 2004. The Influence of Strong-Motion Duration on the Seismic Response of Masonry Structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2, pp.1–26.
- Bonett, R., 2003. Vulnerabilidad Y Riesgo Sísmico De Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos En Zonas De Amenaza Alta Y Moderada. *Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña*, 147, p.25.
- Buendia, L., 2016. *Estimación de espectros de vulnerabilidad uniforme para el diseño sísmico de estructuras*. Universidad Nacional Autónoma de México.

- DDF, 1966. Nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del departamento del Distrito Federal*.
- DDF, 1976. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del departamento del Distrito Federal*.
- DDF, 1993. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del departamento del Distrito Federal*.
- DDF, 1942. Reglamento de las construcciones y de los servicios urbanos en el Distrito Federal. *Diario oficial*.
- ERN-LA, 2009. Vulnerabilidad de edificaciones e infraestructura. *Informe Técnico ERN-CAPRA TI-5*, p.48.
- European Seismological Commission, 1998. *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)*. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie 15*, Luxemburgo.
- Fajfar, P., 1992. Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 21.
- Fajfar, P. & Vidic, T., 1994. Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input energy. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(April 1993), pp.523–537. Available at: <http://doi.wiley.com/10.1002/eqe.4290230505>.
- Fleischman, R.B., Farrow, K.T. & Eastman, K., 2002. Seismic performance of perimeter lateral-system structures with highly flexible diaphragms. *Earthquake Spectra*, 18(2).
- GDF, 2004. Normas Técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta oficial del Distrito Federal*.
- Ger, J., Cheng, F.Y. & Lu, L., 1993. Collapse behavior of Pino Suarez building during 1985 Mexico City earthquake. *Journal of Structural Division, ASCE*, 103, 119.
- Gosain, N.K., Brown, R.H. & Jirsa, J.O., 1977. Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Division, ASCE*, 103.
- Hamburguer, R.O., Foutch, S.A. & Cornell, C.A., 2003. Translating research to practice: FEMA/SAC performance-based design procedures. *Earthquake Spectra*, 19(2).
- Housner, G.W., 1956. Limit design of structures to resist earthquakes. *1st World Conference on Earthquake Engineering. Berkeley, California*.
- Huerta, B. & Reinoso, E., 2002. Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 66, pp.45–72.

- Iervolino, I., Manfredi, G. & Cosenza, E., 2006. Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 35.
- Ordaz, M. et al., 2000. Seismic loss estimation model for Mexico City. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, pp.1–8.
- Osteraas, J. & Krawlnkler, H., 1989. The Mexico Earthquake of September 19, 1985— Behavior of Steel Buildings. *Earthquake Spectra*, 5.
- Park, Y.-J. & Ang, A., 1985a. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. , III(4), pp.722–739.
- Park, Y.-J. & Ang, A., 1985b. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111(1), p.1.
- Petrovski, J. & Nocevski, N., 1992. Evaluation of vulnerability and potential seismic risk level of buildings. *Earthquake Engineering, Tenth Wolrd Conference*.
- Popov, E.P., Yang, T.-S. & Grigorian, C.E., 1993. New Directions in Structural Seismic Design. *Earthquake Spectra*.
- Prakash, V., Powell, V. & Campbell, S., 1993. DRAIN-2DX Base program description and user guide. Version 1.10.
- Rahman, S. & Grigoriu, M., 1993. Markov model por feismic reliability analysis of degrading structures. *Journal of Structural Engineering*, 119.
- Reinoso, E., 1996. Algunos resultados recientes sobre el peligro sísmico en la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 53.
- Reinoso, E., Guerrero, R. & Ordaz, M., 1996. Duración del movimiento durante sismos: Implicaciones en la degradación estructural. In *X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- Reinoso, E. & Jaimes, M.A., 2009. *Ampliación del estudio sobre la observancia del reglamento de construcciones en las edificaciones nuevas del Distrito Federal*,
- Reinoso, E. & Ordaz, M., 2001. Duration of strong ground motion during Mexican earthquakes in terms of magnitude , distance to the rupture area and dominant site period. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 30.
- Reinoso, E., Ordaz, M. & Guerrero, R., 2000. Influence of strong motion duration in seismic design of structures. *12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Romero, I., 2016. Mecánica de sólidos. *Dpto. Ingeniería Mecánica*, p.199.

- Rosenblueth, E., 1985. Sismos y sismicidad en México. In *Macrosismos*. pp. 1–8.
- Ruiz-Garcia, J. & Miranda, E., 2004. Inelastic Displacement Ratios for Design of Structures on Soft Soils Sites Soft Soils Sites. *Journal of Structural Engineering*, 9445(February).
- SEAOC Seismology Committee, 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. *Structural Engineers Association of California*.
- Singhal, A., 1996. Stochastic seismic damage estimation in reinforced concrete frames.PDF. *11th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Stephens, J.E. & Yao, J.T.P., 1987. Damage assessment using response measurements. *Journal of Structural Engineering*, 113(4), pp.787–801.
- Terán-Gilmore, A., 2001. Consideraciones de uso de la energía plástica en el diseño sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 68.
- Terán-Gilmore, A. & Jirsa, J.O., 2005. A Damage Model for Practical Seismic Design That Accounts for Low. *Earthquake Spectra*, 21(3), pp.803–832.
- Uang, C.-M. & Bertero, V. V., 1990. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 19.
- Del Valle, E., Avila R., J. & Durán H., R., 1989. Estudio del colapso de un edificio. In *VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII de Ingeniería Estructural*. Acapulco, Gro.
- Vamvatsikos, D. & Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 514(January 2001), pp.491–514.
- Wang, M. & Shah, S.P., 1987. Reinforced concrete hysteresis model based on the damage concept. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 15(February), pp.993–1003.
- Yépez, F., 1996. Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. *Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España*.