



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA ARQUITECTURA Y DISEÑO**



## **INGENIERÍA CIVIL**

### **“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS SOMETIDOS A SECUENCIAS SÍSMICAS”**

Tesis  
para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de  
**Licenciado** en Ingeniería

Presenta:  
**Pedro Manuel Dueñas Carrillo**

Director de tesis:  
**Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero**

Co-director de tesis:  
**Dr. Éden Bojórquez Mora**

Ensenada, Baja California, México, abril de 2023.

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA ARQUITECTURA Y DISEÑO  
INGENIERÍA CIVIL

**“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS  
SOMETIDOS A SECUENCIAS SÍSMICAS”**

TESIS

Requisito para obtener el grado de  
LICENCIADO EN INGENIERÍA

PRESENTADA POR

Pedro Manuel Dueñas Carrillo

y aprobada por el siguiente Comité

*Manuel Barrata*

Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero

Director de tesis

*Edén Bojórquez Mora*  
Dr. Edén Bojórquez Mora

Co-Director de tesis

*Herian Leyva*

Dr. Herian Alberto Leyva Madrigal

Sinodal

*[Signature]*  
M.I. Ernesto Lluhen Ruiz

Sinodal

*[Signature]*  
M.I. Joel Melchor Ojeda Ruiz

Sinodal

Ensenada, Baja California, México, abril, 2023.

Resumen de la tesis que presenta **Pedro Manuel Dueñas Carrillo** como requisito parcial para la obtención del grado de **Licenciado** en Ingeniería.

**“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS SOMETIDOS A SECUENCIAS  
SÍSMICAS”**

Resumen aprobado por:

*Manuel Barraza*  
**Dr. Manuel Antonio Barraza Guerrero**  
Director de tesis

Escriba el texto aquí

## **Resumen de la tesis**

En la presente investigación se tiene como objetivo el analizar el comportamiento de una estructura de acero estructural ante distintas secuencias sísmicas, la estructura es diseñada con 8 pisos a base de marcos resistentes a momentos, estando bajo el efecto de los eventos sísmicos conocidos como evento principal-replica (secuencia sísmica) en la zona del estado de Baja California y sur de California, y así conocer las distorsiones de entrepiso, las cuales permitirán entender los efectos de las secuencias sísmicas y se propondrán mejoras en los sistemas constructivos de la región. Dicha zona no cuenta con investigaciones del tema mencionado anteriormente a pesar de contar con una actividad sísmica relevante, estando en el famoso Cinturón de Fuego del Pacífico.

Para el presente trabajo se desarrolló la metodología del Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) siguiendo lo establecido según el manual “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structure” (ASCE Standard 7-22). El diseño de los elementos estructurales es realizado en base al “Steel Construction Manual 14th Edition”. El ADNL fue realizado mediante condiciones de movimiento a través de distintos registros sismos obtenidos, con el fin de comparar los desplazamientos y distorsiones con los permitidos según la normatividad correspondiente.

**Palabras clave: Secuencia sísmica, análisis no lineal, distorsión, desplazamiento.**

## **Abstract.**

At the present investigation, the objective is to analyze the behavior of a structural steel structure in the face of different seismic sequences, the structure is designed with 8 floors based on moment-resistant frames, being under the effect of seismic events known as the main event. -replica (seismic sequence) in the area of the state of Baja California and southern California, and thus know the mezzanine distortions, which will allow us to understand the effects of seismic sequences and improvements will be proposed in the construction systems of the region. Said area does not have investigations of the subject mentioned above despite having relevant seismic activity, being in the famous Pacific Ring of Fire.

For the present work, the Nonlinear Dynamic Analysis (ADNL) methodology was developed following the provisions of the manual "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structure" (ASCE Standard 7-22). The design of the structural elements is carried out based on the "Steel Construction Manual 14th Edition". The ADNL was carried out using movement conditions through different seismic records obtained, in order to compare the displacements and distortions with those allowed according to the corresponding regulations.

**Keywords: Seismic sequence, nonlinear analysis, distortion, displacement.**

## **Dedicatoria**

**A mis padres, Gabriela Carrillo Gracieux y Pedro Dueñas Machain**, por todos los sacrificios que han hecho en mi formación no solo profesional, si no como persona, que me han apoyado siempre que los he necesitado sin importar nada.

**A mi hermana, Daniela Dueñas Carrillo**, por aconsejarme cada vez que he necesitado quien me guíe, por todos los momentos que hemos pasado a lo largo de los años y que sin importar la peleas siempre puedo contar con ella.

**A mi sobrina, Emma Miranda Álvarez Dueñas**, por llegar a mi vida y sin darme cuenta la llenaste de luz.

**A mis amigos**, por ser las grandes personas que son al demostrarme el significado de amistad y estar disponibles cada vez que los he necesitado.

## **Agradecimientos**

**Al Dr. Manuel Barraza**, director de tesis, por brindarme de su tiempo y conocimientos a lo largo de esta investigación, que a pesar de los contratiempos siempre estuvo dispuesto a ayudarme.

**Al Ing. Ernesto Lluhen**, sinodal, por estar desde el inicio de este proyecto, invirtiendo de su tiempo y paciencia al guiarme por el camino correcto durante toda la investigación, muchas gracias.

**Al Ing. Ricardo Sánchez**, maestro, por haberme dado la oportunidad de iniciar este proyecto y el poder recibir los conocimientos necesarios para poder realizar este.

**A mis compañeros de trabajo**, David & Missael por apoyarme a resolver cualquier duda y problema que haya tenido y haya recurrido a ellos.

**A mi amiga Kathleen Jaime**, compañera y más grande amiga que me dio la carrera, por sus consejos que me dio, siempre estar dispuesta ayudar y motivar para seguir adelante con este proyecto.

## Tabla de contenido

Resumen de la tesis .....	4
Abstract.....	5
Dedicatoria.....	6
Agradecimientos.....	7
Tabla de contenido.....	8
Lista de Figuras. ....	10
Lista de Tablas.....	11
Capítulo 1. Introducción.....	12
1.1 Antecedentes .....	12
1.2 Justificación.....	15
1.3 Hipótesis.....	17
1.4 Objetivos .....	17
1.4.1 Objetivo general .....	17
1.4.2. Objetivos específicos.....	17
Capítulo 2. Metodología.....	19
2.1. Análisis Gravitacional.....	19
2.2. Diseño de elementos estructurales. ....	19
2.2.1 Vigas de acero. ....	19
2.2.2. Columnas de acero .....	20
2.3. Espectro de Diseño.....	21
2.4. Distorsiones de edificio.....	25
2.5. Secuencias Sísmicas.....	26
2.6. Análisis Dinámico no Lineal (ADNL) .....	30
2.6.1 Acción sísmica. ....	30
2.6.2. Acelero gramas.....	30
2.6.3. Ecuación de movimiento.....	31
2.6.4. Matriz de masas.....	32
2.6.5. Matriz de amortiguamiento. ....	32
2.6.6. Matriz de rigideces.....	32
2.7. Análisis Dinámico Incremental (ADI) .....	34
2.8. Reglamentación.....	34

Capítulo 3. Resultados.....	36
3.1 Modelo a utilizar.....	36
3.2 Diseño del edificio.....	36
3.3 Secuencias sísmicas.....	40
3.3.1. PGA 0.1 sin réplica.....	41
3.3.2. PGA 0.1 con réplica.....	43
3.3.3. PGA 1.0 sin replica.....	46
3.3.4. Factor de escala 1.0 con replica.....	48
3.3.5. Factor de escala 2.0 sin replica.....	51
3.3.6. Factor de escala 2.0 con replica.....	53
Capítulo 4. Comparativa.....	57
Capítulo 5. Conclusiones.....	63
Bibliografía.....	65

## Lista de Figuras.

<b>Figura 1.1</b> Edificio colapsado después del terremoto de 1985. (La Nación, 2017).....	14
<b>Figura 2.1</b> Espectro de diseño. ....	24
<b>Figura 2.2.</b> Distorsiones de la estructura en X y distorsiones permisibles de las normas.....	25
<b>Figura 2.3.</b> Distorsiones de la estructura en Y distorsiones permisibles de las normas. ....	26
<b>Figura 4.</b> .....	60
<b>Figura 2.4.</b> Rigideces de entrepiso. <b>Gutiérrez, E. (2016)</b> .....	32
<b>Figura 2.5.</b> Estructura de cortante. <b>Gutiérrez, E. (2016).</b> .....	33
<b>Figura 2.6.</b> Estructura por flexión. <b>Gutiérrez, E. (2016).</b> .....	33
<b>Figura 3.1.</b> Modelo a utilizar para la realización de esta investigación.....	37
<b>Figura 3.2.</b> Planta de entrepiso de la estructura usada para la presente investigación .....	37
<b>Figura 3.3.</b> Planta de azotea de la estructura usada para la presente investigación .....	38
<b>Figura 3.4.</b> Vista en elevación de la estructura con nodos. ....	39
<b>Figura 3.5.</b> Distorsiones en X con PGA de 0.1, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	42
<b>Figura 3.6.</b> Distorsiones en Y con PGA de 0.1, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	43
<b>Figura 3.7.</b> Distorsiones en X con PGA de 0.1, con réplica, y distorsiones permisibles.....	45
<b>Figura 3.8.</b> Distorsiones en Y con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.....	46
<b>Figura 3.9.</b> Distorsiones en X con PGA de 1.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	47
<b>Figura 3.10.</b> Distorsiones en Y con PGA de 1.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	48
<b>Figura 3.11.</b> Distorsiones en X con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.....	50
<b>Figura 3.12.</b> Distorsiones en Y con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.....	50
<b>Figura 3.13.</b> Distorsiones en X con PGA de 2.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	52
<b>Figura 3.14.</b> Distorsiones en Y con PGA de 2.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.....	53
<b>Figura 3.15.</b> Distorsiones en X con PGA de 2.0, con réplica, y distorsiones permisibles.....	55
<b>Figura 3.16.</b> Distorsiones en Y con PGA de 2.0, con réplica, y distorsiones permisibles.....	55
<b>Figura 3.17.</b> Desplazamientos en X del nodo 155. ....	56
<b>Figura 3.18.</b> Desplazamientos en Y del nodo 155. ....	56
<b>Figura 21.</b> Distorsiones en X.....	60
<b>Figura 22.</b> Distorsiones en Y.....	61
<b>Figura 23.</b> Espectro de Pseudoaceleraciones. ....	62

## Lista de Tablas.

<b>Tabla 1.</b> Tipos de suelo según el ASCE 07-22. ....	22
<b>Tabla 2.</b> Categoría de riesgo según el ASCE 07-22. ....	23
<b>Tabla 3.</b> Distorsiones de la estructura en sentido X. ....	25
<b>Tabla 4.</b> Distorsiones de la estructura en sentido Y. ....	26
<b>Tabla 4.</b> Estaciones Sísmicas con sus respectivos registros.....	30
<b>Tabla 6.</b> Secciones estructurales del edificio. ....	39
<b>Tabla 7.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 del sismo de Northridge. ....	41
<b>Tabla 8.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de L-Aquila.....	41
<b>Tabla 9.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.....	42
<b>Tabla 10.</b> Desplazamientos y distorsiones con factor de escala de 0.1, con replica, del sismo de Northridge. ....	43
<b>Tabla 11.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 y con réplica del sismo de L-Aquila. ....	44
<b>Tabla 12.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 y con réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán. ....	44
<b>Tabla 13.</b> Distorsiones con PGA de 1.0, sin replica, del sismo de Northridge. ....	46
<b>Tabla 14.</b> Distorsiones con PGA de 1.0 y sin réplica del sismo de L-Aquila. ....	46
<b>Tabla 15.</b> Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán. ....	47
<b>Tabla 16.</b> Distorsiones con PGA de 1.0, con replica, del sismo de Northridge. ....	48
<b>Tabla 17.</b> Distorsiones con PGA de 1.0 y con réplica del sismo de L-Aquila. ....	49
<b>Tabla 18.</b> Distorsiones con PGA de 1.0 y con réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán. ....	49
<b>Tabla 19.</b> Distorsiones con PGA de 2.0, sin replica, del sismo de Northridge. ....	51
<b>Tabla 20.</b> Distorsiones con PGA de 2.0, sin réplica del sismo de L-Aquila.....	51
<b>Tabla 21.</b> Distorsiones con PGA de 1.0, sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.....	52
<b>Tabla 22.</b> Distorsiones con PGA de 2.0, sin replica, del sismo de Northridge. ....	53
<b>Tabla 23.</b> Distorsiones con PGA de 2.0, sin réplica del sismo de L-Aquila.....	54
<b>Tabla 24.</b> Distorsiones con PGA de 1.0, sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.....	54
<b>Tabla 25.</b> Distorsiones en X a escala 0.1 sin réplica.....	57
<b>Tabla 26.</b> Distorsiones en X a escala 1.0 sin réplica.....	57
<b>Tabla 27.</b> Distorsiones en X a escala 2.0 sin réplica.....	58
<b>Tabla 28.</b> Distorsiones en Y a escala 0.1 sin réplica.....	58
<b>Tabla 29.</b> Distorsiones en Y a escala 1.0 sin réplica.....	58
<b>Tabla 30.</b> Distorsiones en Y a escala 2.0 sin réplica.....	58
<b>Tabla 31.</b> Distorsiones en X a escala 0.1 con réplica.....	59
<b>Tabla 32.</b> Distorsiones en X a escala 1.0 con réplica.....	59
<b>Tabla 33.</b> Distorsiones en X a escala 2.0 con réplica.....	59
<b>Tabla 34.</b> Distorsiones en Y a escala 0.1 con réplica.....	59
<b>Tabla 35.</b> Distorsiones en Y a escala 1.0 con réplica.....	60
<b>Tabla 36.</b> Distorsiones en Y a escala 1.0 con réplica.....	60

# Capítulo 1. Introducción

---

## 1.1 Antecedentes

La capa más externa de la Tierra está formada por las llamadas placas tectónicas, que se mueven y deslizan unas respecto a otras. Este movimiento relativo genera zonas de deformación en el límite entre placas. Las cadenas montañosas, la actividad volcánica, la formación de la corteza oceánica y los terremotos están vinculados a esta deformación.

A inicios del siglo XX se tenía la creencia que los fuertes movimientos de tierra eran las causantes de las rupturas en la superficie terrestre. Fue hasta 1910 que, en base en observaciones del terremoto sucedido en San Francisco en 1906, que Henry Fielding Reid ideó la teoría del rebote elástico; concluyendo que los sismos son el resultado de la liberación de energía elástica que se ha acumulado en las fallas. **(González, J. 2014)**

A medida que ha pasado el tiempo, los eventos sísmicos se han cobrado incontables pérdidas económicas como de vidas a lo largo de todo el mundo. Estos eventos son indicio de que nuestro planeta está vivo por dentro, y se deben a la liberación de la energía acumulada a lo largo de décadas, o incluso siglos, del movimiento de las placas tectónicas.

Como ejemplo de secuencias sísmicas se puede mencionar el sismo ocurrido en Northridge, California, el 17 de enero de 1994. Su magnitud en la escala de Richter fue de 6.7, seguido por 8 réplicas mayores a los 5.0 grados y 48 réplicas entre los 4.0 y 5.0 grados registrados entre los días 17 y 30 de septiembre de 1994. **(Aguilar Solis, 2014)**

**Aguilar Solis (2014)** también menciona que la evaluación del potencial colapso de edificaciones ante réplicas recientemente se ha convertido en un tema al que se le ha puesto atención y la comunidad de la ingeniería sísmica ha enfocado en dicho campo. La mayoría de los estudios existentes se han concentrado de realizar análisis no lineales en sistemas equivalentes de un grado de libertad (SE1GL) para estudiar el colapso de edificios ante secuencias sísmicas, mientras que solo unos pocos utilizaron sistemas de múltiples grados de libertad (SMGL).

En la investigación realizada por **Luco et al. (2004)** se propone una metodología con el objetivo de encontrar la capacidad residual de un edificio de 3 pisos de altura con marcos acero resistentes a momento. Se desarrolló mediante el análisis de un estado de libertad considerando 3 tipos de comportamiento histéretico. El estado de daño se obtuvo a partir de una curva de capacidad cortante

basa-distorsión de azotea, a partir de un análisis estático no lineal. Los autores realizaron 900 secuencias sísmicas a partir de registros sísmicos. Cada evento principal se escaló para inducir un estado de daño definido en el sistema de un grado de libertad para después someterse a cada una de las réplicas. Como resultado de su investigación se encontró que la capacidad residual del edificio ante réplicas disminuye conforme aumenta el estado de daño y que la capacidad residual está relacionada al nivel de desplazamientos residuales al final del evento principal.

**Bazurro et al. (2004)** realizaron una guía que clasifica las edificaciones según su estado después del evento sísmico, se clasifican de la siguiente manera:

- Verde. El edificio fue inspeccionado y es considerado apto para su ocupación.
- Amarillo. El edificio fue inspeccionado y hasta que tenga una evaluación más profunda, el acceso a este está restringido su ocupación, solo a una a una parte especializada del personal o alguna parte del edificio.
- Rojo. El edificio fue inspeccionado y declarado peligroso. No se permite su acceso hasta un detallado análisis de ingeniería y reconstrucción.

La investigación de **Jeon et al. (2012)** fue realizada con el objetivo de evaluar el daño potencial de un edificio de concreto reforzado ante múltiples eventos sísmicos utilizando curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que la estructura dañada llegue o exceda un determinado de daño, en medida de la intensidad de una réplica y un estado de daño previo debido al evento principal. Modelo de marco utilizado fue un edificio de concreto con tres pisos de altura a una escala de 1:3 el cual fue puesto en una mesa vibratoria de la Universidad de Buffalo, Estados Unidos. Este marco fue sometido al movimiento del registro sísmico de Taft de 1952, en la componente N21E, el cual fue escalado para obtener una aceleración de 0.2g con un tiempo de excitación de  $1/\sqrt{3}$ . Los resultados fueron verificados comparando los datos experimentales con los analíticos. En el estudio se escogieron registros de 80 excitaciones sísmicas en 4 diferentes zonas. Los estados de daños los obtuvieron a partir de análisis estático no lineal cíclico. En cada uno de los estados de daño obtenidos se desarrollaron curvas de fragilidad con las cuales encontraron que mientras más grande sea el daño del edificio en el evento principal, la demanda sísmica de este será mayor para las réplicas.

Uno de los peores episodios en la historia de nuestro país es el terremoto sucedido el 19 de septiembre de 1985, hasta el momento el más significativo y dañino en la historia contemporánea de México. Su epicentro se ubicó en el océano pacífico frente a las costas de Michoacán, con una

magnitud de 8.1 grados en la escala de Richter. Este fue el denominado evento principal, el cual marcó un antes y después en la historia de nuestro país, provocando la caída de numerosos edificios, pérdidas millonarias e incontables vidas. Si bien muchos edificios no cayeron subsecuentemente de este sismo le siguieron réplicas.

La mayor de las réplicas se presentó el día siguiente, 20 de septiembre de 1985, con una magnitud de 7.3 grados en la escala Richter, dicho evento provocó el derrumbe de edificios que habían soportado al evento principal y el daño irreparable de varios más, los cuales tuvieron que ser demolidos por sus excesivas distorsiones laterales. **(Rosenblueth y Meli, 1986)**



**Figura 1.1** Edificio colapsado después del terremoto de 1985. (La Nación, 2017)

A partir de todo esto se pudo observar la ineficacia de los métodos constructivos usados en el país ante eventos sísmicos de tal magnitud. Debido a esto, al momento de diseñar un edificio no solo debe evaluarse su nivel de seguridad ante el evento sísmico, sino que también ante las réplicas, con el fin de observar el comportamiento que este tendrá.

Como antecedente local se hace mención al mayor evento, en la historia reciente, el cual es el sismo de El Mayor-Cucapah, sucedido en el valle de Mexicali el 4 de abril de 2010, con una magnitud de 7.2, el cual afectó de la ciudad de Mexicali y fue sentido en todo el estado de Baja California, algunos municipios del norte de Sonora y ciudades al sur de California y Arizona.

En regiones como la de Baja California se está expuesto a más de un evento sísmico, los precursoros (eventos sísmicos que se presentan antes del evento principal), el evento principal (evento sísmico de mayor magnitud) y las réplicas (eventos sísmicos que se presentan después del evento principal, en caso que una réplica sea de mayor magnitud esta se volverá a en el nuevo evento principal y el evento principal anterior se convierte en un precursor), normalmente las réplicas van disminuyendo su magnitud hasta que la secuencia sísmica termina. Toda esta serie de eventos sísmicos (secuencia sísmica) es una reacción en cadena que inicia cuando un evento sísmico libera la energía necesaria para desencadenar una reacción en cadena de la región, liberando el estrés acumulado.

A partir de estadísticas de escenarios de sismo principal-réplicas de diferentes regiones sísmicas se han propuesto 3 leyes empíricas de escala para caracterizar la ocurrencia de las réplicas; (1) la escala de frecuencia-magnitud de Gutenberg-Richter, (2) la ley de Bath para la magnitud de la réplica más grande y (3) la ley de Omori modificada para el decrecimiento temporal de las réplicas. **(Shcherbakov, 2005)**

Los movimientos sísmicos en acelerogramas son de gran importancia para desarrollar análisis dinámicos de tiempo-historia de estructuras. Siendo las características más importantes para describir el movimiento del suelo de un sismo la amplitud, frecuencia y la duración del movimiento. **(Ruiz-García, 2012)**

Baja California, desde el punto de vista sismotectónico, se encuentra dentro de la provincia denominada “zona de cizalla del sur de California” **(Suárez et al., 1991)**, la cual destaca por un complejo sistema de fallas que transmiten el movimiento paralelo entre las placas Norteamericana y del Pacífico; mientras que otras funcionan como fallas de ajuste de movimientos en otras direcciones **(Suárez Vidal, et al., 1991)**

## **1.2 Justificación**

La región de Baja California se encuentra en una zona sísmica activa, la cual cuenta con diferentes sistemas de fallas como lo es la famosa falla de San Andrés, con una alta actividad sísmica, debido al régimen tectónico del sistema San Andrés-Golfo de California **(Wong, et. al, 1986)**, además de formar parte del también famoso cinturón de fuego del pacifico, lo cual todo esto representa un riesgo latente en la zona ya que se espera en un futuro suceda un evento

sísmico de gran magnitud el cual con mucha probabilidad pueda desencadenar una serie de réplicas, creando con esto una secuencia sísmica.

A pesar de lo anterior dicho ninguna de la normatividad utilizada para el presente trabajo toma en consideración las secuencias sísmicas, a excepción del ASCE 07-22 que en capítulo 15, sección C15.6.5 contempla el evento de réplicas sísmicas en sistemas de contención secundarias, además de aclarar que el diseño de réplica no es un requisito de diseño.

“La actividad tectónica en la región tiene su origen en la interacción de las placas Norteamericana y del Pacífico, las cuales tienen un significativo movimiento relativo (~5 cm/año), lo que produce grandes concentraciones de esfuerzos en la corteza terrestre” **(Acosta Chang et al., 2009)**

En esta región actualmente no se cuenta con estudios enfocados al comportamiento de estructuras ante secuencias sísmicas por lo que es de vital importancia realizar dicha investigación para conocer el comportamiento de estructuras ante secuencias en el Noroeste de México, permitiendo la actualización de la normatividad y mejorar el dimensionamiento de los edificios.

En los recientes años, dentro de la región de Baja California, se ha tenido un alto crecimiento en la construcción de edificaciones en, y entre las ciudades, por lo que es de gran importancia estudiar el peligro sísmico de la región y los efectos de los sismos sobre las estructuras. **(Arce, R. 2016)**

Los diferentes eventos sísmicos sucedidos en el país a lo largo de los años, destacando los eventos ocurridos en 1985 y 2017, así como el de 2010 a nivel local en Baja California, han puesto al descubierto las numerosas deficiencias que cuentan los procesos constructivos utilizados ante eventos de tal magnitud como los mencionados anteriormente.

En la presente investigación se propone el análisis de un edificio construido a base de marcos resistentes a momentos, de acero estructural, el cuál será sometido a análisis de secuencias sísmicas y con base a los resultados obtenidos se podrá determinar cuál de estos tiene un mejor comportamiento.

### 1.3 Hipótesis

- Despreciar el efecto de las secuencias sísmicas y considerar solo al evento principal puede ocasionar una subestimación de las curvas de fragilidad sísmicas en los edificios.
- Las edificaciones a base de acero estructural pueden aportar una mayor resistencia ante el colapso por secuencia sísmica

### 1.4 Objetivos

#### 1.4.1 Objetivo general

Realizar una investigación enfocada a analizar el comportamiento de un edificio de acero estructural, ante distintas secuencias sísmicas, en la región de Baja California y sur de California, con el objetivo de conocer los desplazamientos, y distorsiones, de cada entrepiso y con base a estos resultados proponer mejoras en los sistemas constructivos de la zona.

#### 1.4.2. Objetivos específicos

- Revisar la bibliografía enfocada al comportamiento de secuencias sísmicas.
- Revisar los métodos de diseño sísmico nacionales e internacionales para definir la metodología con la cual trabajar.
- Investigar los métodos distintos de análisis sísmicos en estructuras de concreto y acero estructural (Método dinámico lineal y método dinámico no lineal)
- Definir los modelos a utilizar en la investigación.
- Definir los registros sísmicos que serán usados en los análisis sísmicos.
- Conocer los materiales adecuados para la resistencia de secuencias sísmicas y en base a estos poder definir el método de construcción más adecuado para resistir dichos eventos.
- Determinar las curvas de capacidad y curvas de demanda sísmica para cada modelo analítico.

- Determinar las curvas de fragilidad sísmica para las edificaciones de acero y concreto sujetas a acciones sísmicas (evento principal) y secuencias sísmicas (evento principal y réplica) para así realizar una comparativa de distorsiones entre las distorsiones máximas de entrepiso, así como las aceleraciones de piso.
- Observar la normatividad actual a la que está sujeta y en base a los resultados vistos en los análisis ver las deficiencias presentes en estas.

## Capítulo 2. Metodología

---

Para la presente investigación se realiza el diseño de un edificio de 8 niveles, de uso comercial, construido a base de cuatro marcos de acero estructural resistentes a momentos, con tres crujiás cada uno, claros de 5m en dirección “X” y 6m en dirección “Y”, con una altura en cada entrepiso de 3.5m y un periodo de 1.6224 segundos. Tomando en cuenta la importancia de la edificación y su ubicación, se tomaron en cuenta las especificaciones mostradas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México, al igual que las de Baja California (NTC-BC 2017), ASCE Estándar 7-22 y el Steel Construction Manual 14th Edition, para el diseño de los elementos estructurales.

### 2.1. Análisis Gravitacional.

Para el análisis de cargas gravitacionales se tomaron en cuenta las cargas de servicio (carga viva y carga muerta) en unidades de kilogramo por metro cuadrado (kg/m<sup>2</sup>). Las cargas vivas han sido obtenidas de la tabla 3. De las Normas Técnicas Complementarias de Baja California “Criterios y Acciones de Diseño Estructural” considerando el uso de la edificación como otros lugares de reunión. La carga muerta ha sido obtenida exclusivamente de los materiales utilizados en la estructura.

### 2.2. Diseño de elementos estructurales.

En el diseño de los elementos estructurales se consideraron las especificaciones establecidas en el Steel Construction Manual 14th Edition.

#### 2.2.1 Vigas de acero.

Según el manual AISC en el apartado D.2 se demuestra que para el método de diseño LRFD, se tiene que el factor de resistencia a la flexión es el siguiente:

$$\phi_b = 0.9$$

Para la fluencia tenemos la siguiente formula, también dentro del AISC.

$$M_n = Mp = Fy Zx \quad (1)$$

Donde:

Fy = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

$Z_x$  = Modulo de sección plástica en torno al eje x.

Necesitando cumplir con la siguiente afirmación:

$$\phi_b M_n \geq M_U \quad (2)$$

Por lo que despejando se tiene la siguiente ecuación:

$$\phi_b F_y Z_x = M_u \quad \longrightarrow \quad Z_x = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad (3)$$

Donde:

$M_u$  = momento máximo actuante.

Comparando los valores obtenidos con los mostrados en la tabla 3-2, presente en el manual AISC, se comprobó que las secciones propuestas cumplan con las solicitaciones de esta estructura.

Para la revisión del cortante se utilizan las mismas tablas del AISC, mostradas anteriormente. En la columna  $\Phi_v V_{nx}$ , viene presente el cortante admisible de las secciones, los cuales serán comparados con los cortantes actuantes obtenidos con el software de análisis estructural.

### 2.2.2. Columnas de acero

En el caso de las columnas se realizaron dos análisis, el análisis por flexo compresión y por flexión, estos análisis son realizados por partes, es decir que se realizan en la parte superior y en la parte inferior de la columna, cabe mencionar que al igual que con el caso de las vigas, para el análisis de columnas se seleccionó la columna más crítica de todas para realizar estos cálculos.

Donde:

$F_y$  = tensión de fluencia mínima especificada del tipo de acero utilizado.

$E$  = módulo de elasticidad del acero.

$A$  = área neta del perfil de la sección  $W$ .

$Z_x$  = Modulo de sección plástica en torno al eje x (obtenido de la tabla 3-2 del AISC).

$Z_y$  = Modulo de sección plástica en torno al eje y (obtenido de la tabla 3-2 del AISC).

Con estos datos se calcula la fuerza axial nominal y los momentos plásticos nominales resistentes a flexión en los ejes X y Y. Todo esto según las Normas Técnicas Complementarias “Diseño y construcción de estructuras de acero (metálicas)”

$$P_y = A * F_y \quad (4)$$

$$M_{px} = Z_x * F_y \quad (5)$$

$$M_{py} = Z_y * F_y \quad (6)$$

Donde

$P_y$  = Fuerza Axial nominal.

$M_{px}$  = Momento plástico nominal en X.

$M_{py}$  = Momento plástico nominal en Y.

Ya con esto se procede a realizar la revisión por flexo compresión de la columna, ya que la columna es sección W se tiene que cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{ux}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (7)$$

Donde:

$P_u$  = Fuerza axial sobre la columna.

$M_{ux}$  y  $M_{uy}$  = Momentos de diseño en los extremos de la columna, en dirección X y Y respectivamente.

$F_R$  = Factor de reducción, se considera como 0.9.

Los valores de  $P_u$ ,  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$  son obtenidos mediante un análisis estructural, con el cual se consiguieron los siguientes valores.

Seguido de esto se procede a conocer el porcentaje de trabajo que realiza la columna por flexión, la fórmula para esto es la siguiente:

$$\frac{0.85 M_{ux}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (8)$$

A diferencia de la formula anterior en esta se le retira el termino relacionado a la compresión, de esta manera se puede conocer la cantidad de trabajo a flexión que se realiza.

### 2.3. Espectro de Diseño

Los espectros de diseño regionales son de gran simplicidad para su aplicación, ya que estos no conllevan gran dificultad. Se construyen a partir de factores que dependen de zonas sísmicas y el tipo de terreno. Como criterio se toma en cuenta variaciones continuas para evitar ambigüedad

cerca de la frontera entre zonas. Estos espectros regionales cubren la mayoría de las condiciones que se puedan presentar en la práctica. Se construyen a partir de la aceleración máxima en roca. Con factores y parámetros se toman en cuenta las condiciones del terreno. Los espectros que se obtienen corresponden al 5% de amortiguamiento estructural. (Pérez, L. et. al, 2015)

Para la elaboración del espectro de diseño, se ha llevado a cabo a partir del procedimiento mostrado en la normativa del ASCE 07-22, en capítulo 11, donde se detalla paso a paso el diseño de este. Los factores a considerar para el diseño del espectro, un tipo de suelo clase C (Suelo muy denso y roca blanda) y tiene un tipo de riesgo II.

#### **Clases de sitio**

---

- A. Roca dura
  - B. Roca medianamente dura
  - BC. Roca blanda
  - C. Arena muy densa o arcilla dura
  - CD. Arena densa o arcilla muy rígida
  - D. Arena medianamente densa o arcilla rígida
  - E. Arena muy suelta o arcilla blanda
  - F. Suelos que requieren un análisis de respuesta de sitio de acuerdo con la Sección 21.1
- 

**Tabla 1.** Tipos de suelo según el ASCE 07-22.

### Categoría de riesgo

Edificaciones y otras estructuras que representan un bajo riesgo en caso de falla	I
Todas las edificaciones y otras estructuras excepto las que están en la categoría 1,3 y 4	II
Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4, con potencial a causar un substancial impacto económico y/o interrupción masiva de la vida civil en el día a día en el caso de falla. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4 (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias combustibles peligrosas, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas, donde su cantidad es superior a una cantidad umbral establecido por la autoridad competente y que sea suficiente para representar una amenaza para el público en caso de ser liberado	III
Edificaciones y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Edificaciones y otras estructuras, donde el fallo podría suponer un riesgo considerable a la comunidad Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias peligrosas como combustibles, productos químicos peligrosos, o residuos peligrosos) que contienen cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas, cuando la cantidad exceda de una cantidad umbral establecido por la autoridad competente, para resultar peligroso para el público si se libera y es suficiente para representar una amenaza para el público en caso de vertido. Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras categoría de riesgo IV.	IV

**Tabla 2.** Categoría de riesgo según el ASCE 07-22.

Para periodos menores a  $T_0$  se sigue la siguiente ecuación:

$$S_{\alpha} = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \left( \frac{T}{T_0} \right) \right) \quad (9)$$

Para periodos mayores, o iguales, a  $T_0$  y menores, o iguales, a  $T_s$ , el parámetro  $S_{\alpha}$  será tomado igual a  $S_{DS}$ .

Para periodos mayores a  $T_s$  y menores, o iguales a  $T_L$ , el parámetro  $S_{\alpha}$  a partir de la fórmula que se mostrara a continuación.

$$S_a = \left( \frac{S_{D1}}{T} \right) \quad (10)$$

Por último, para periodos mayores a  $T_L$ , se sigue la siguiente fórmula.

$$S_a = \left( \frac{S_{D1} * T_L}{T} \right) \quad (11)$$

Donde:

$S_a$  = Aceleración de espectro de diseño.

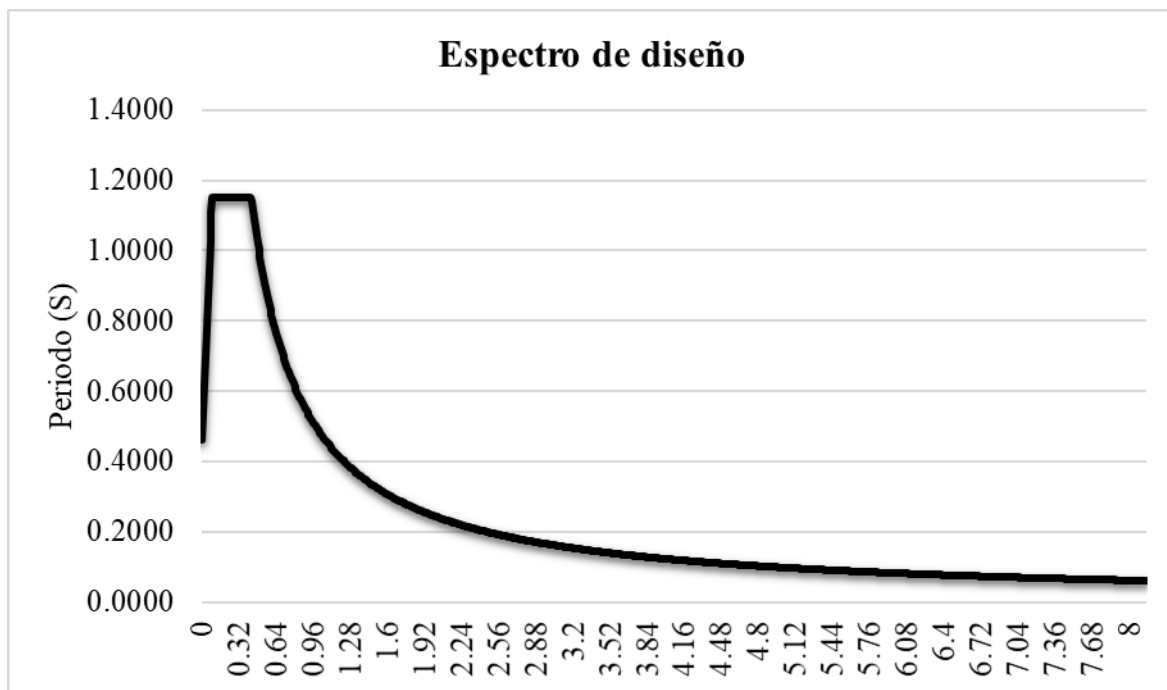
$S_{DS}$  = Aceleración del espectro de respuesta en periodo corto.

$T$  = Periodo fundamental de la estructura.

$$T_0 = 0.2 \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)$$

$$T_s = \left( \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \right)$$

$T_L$  = Periodo de transición.



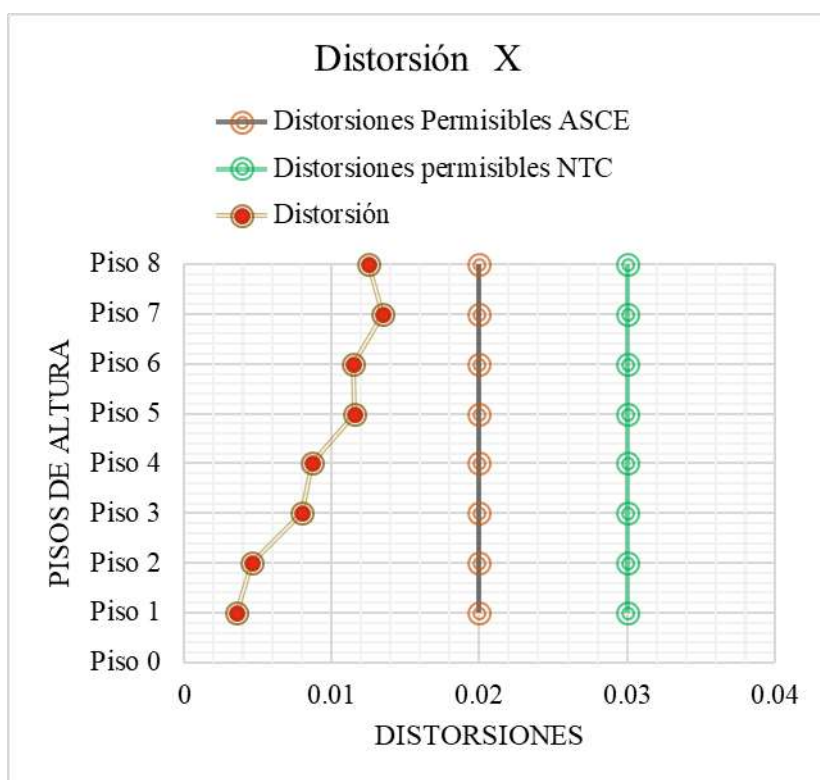
**Figura 2.1** Espectro de diseño.

## 2.4. Distorsiones de edificio.

Aplicando cargas sísmicas a la estructura, se pueden observar los desplazamientos de entrepiso los cuales permiten calcular sus correspondientes distorsiones, en sentido X como en sentido Y, las cuales se pueden observar en la siguiente tabla y gráfico.

	Desplazamiento (cm)	Distorsión X
Piso 1	1.25	0.0036
Piso 2	2.87	0.0046
Piso 3	4.43	0.0080
Piso 4	5.85	0.0087
Piso 5	7.07	0.0115
Piso 6	8.05	0.0115
Piso 7	8.73	0.0134
Piso 8	9.09	0.0125

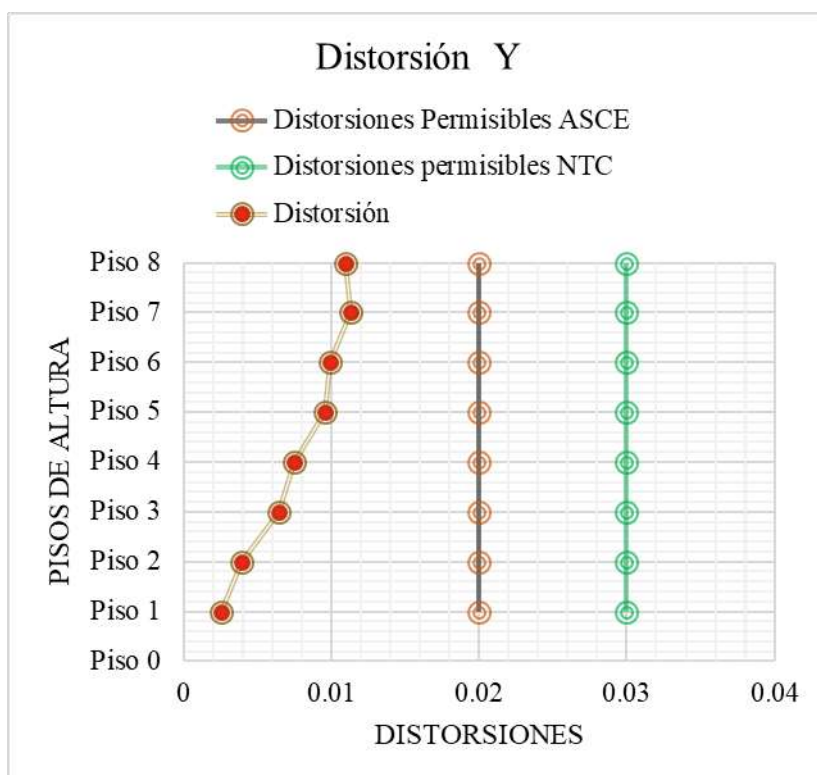
**Tabla 3.** Distorsiones de la estructura en sentido X.



**Figura 3.2.** Distorsiones de la estructura en X y distorsiones permisibles de las normas.

	Desplazamiento (cm)	Distorsión Y
Piso 1	0.89	0.0025
Piso 2	2.26	0.0039
Piso 3	3.63	0.0065
Piso 4	4.88	0.0075
Piso 5	5.96	0.0095
Piso 6	6.82	0.0099
Piso 7	7.42	0.0113
Piso 8	7.77	0.0109

**Tabla 4.** Distorsiones de la estructura en sentido Y.



**Figura 4.3.** Distorsiones de la estructura en Y distorsiones permisibles de las normas.

Como se puede observar, en ambos casos la estructura cumple con las distorsiones permisibles de las normas ASCE 07-22 y las NTC BC-2017, por lo que la estructuración es apropiada la investigación.

## 2.5. Secuencias Sísmicas.

Esta investigación tiene como finalidad el entender el comportamiento de las edificaciones de acero estructural que son sometidas a secuencias sísmicas en zonas de alta actividad sísmica, como lo es en el sur de California. Para esto se realizó un análisis dinámico no lineal (ADNL) en cual se trabaja

con secuencia sísmicas, las cuales cuentan con su evento principal y su réplica, la cual es ocurrida posteriormente al evento principal.

Se realizó una revisión detallada de sismos sucedidos en el sur de California y otras partes del mundo, los cuales se encuentran dentro de la base de datos de la Pacific Earthquake Engineering NGA [PEER, 2010]. Para la selección de los eventos se tomaron en cuenta los siguientes criterios:

- La magnitud de la réplica principal deberá ser igual o mayor de 4.0.
- Las secuencias sísmicas deberán tener un PGA mayor a 100 cm/s<sup>2</sup> en la componente horizontal del evento principal y mayor de 50cm/s<sup>2</sup> para las réplicas.

Bajo los criterios ya mencionados fueron seleccionados tres conjuntos de secuencias sísmicas. Las secuencias están compuestas por las señales captadas en 3 estaciones sismológicas del sismo ocurrido en Northridge 1994 con magnitud Mw=6.7, 3 de L' Aquila Italy en 2009 con Mw=6.3, y 2 del sismo ocurrido en Chi Chi Taiwan en 1999 con Mw= 7.3.

Los registros seleccionados han sido tomados del Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), dicha institución cuenta con una amplia base de datos, la cual permite seleccionar los sismos según la estación sísmica, o evento sísmico sucedido, según se requiera.

Para el procedimiento de ensamble de secuencias sísmicas se determinan los factores de escala para diferentes niveles de Pseudoaceleración (Psa) con base al periodo de la estructura.

F.S. para 0.1 Psa, 1.0 Psa y 2.0 Psa en  $T_\varepsilon = T_S$

$$\frac{0.1}{PS_a(T_S=T_\varepsilon)} \quad \frac{1.0}{PS_a(T_S=T_\varepsilon)} \quad \frac{2.0}{PS_a(T_S=T_\varepsilon)} \quad (12)$$

Se escala el evento principal para niveles de intensidad de 0.1, 1.0 y 2.0.

Se determina el factor de escala de la réplica para alcanzar niveles de 0 y 100% de la relación de la aceleración máxima del terreno para el evento principal, con respecto a la aceleración de terreno para la réplica.

$$\frac{PGA_{m\acute{a}x} ep}{PGA_{m\acute{a}x} R} * 0\% \text{ y/ó } 1.0 \quad (11)$$

Para el ensamble de las secuencias sísmicas se ha dejado un espacio entre el evento principal y el evento de réplica de 20 segundos.

En la siguiente tabla se podrá observar la relación de los sismos mencionados con sus estaciones y sus registros respectivos registros.

Sismo	Estación	Secuencia sismica
Northridge 1994	Beverly Hills - 1252 Mulhol	0.1BEHIEP000R
		0.1BEHIEP100R
		1.0BEHIEP000R
		1.0BEHIEP100R
		2.0BEHIEP000R
		2.0BEHIEP100R
	Jensen Filter Plan Generator Building	0.1JFPIEP000R
		0.1JFPEP100R
		1.0JFPEP000R
		1.0JFPEP100R
		2.0JFPEP000R
		2.0JFPEP100R
	Silicon Valley	0.1SYCOEP000R
		0.1SYCOEP100R
		1.0SYCOEP000R
		1.0SYCOEP100R
		2.0SYCOEP000R
		2.0SYCOEP100R
L- AQUILA	Gran Sasso	0.1GRSAEP000R
		0.1GRSAEP100R
		1.0GRSAEP000R
		1.0GRSAEP100R
		2.0GRSAEP000R
		2.0GRSAEP100R
	V-Aterno Centro valle	0.1VACEP000R
		0.1VACEP100R
		1.0VACEP000R
		1.0VACEP100R
		2.0VACEP000R
		2.0VACEP100R
	V-Aterno F. Aterno	0.1VAFEP000R
		0.1VAFEP100R
		1.0VAFEP000R
		1.0VAFEP100R
		2.0VAFEP000R
		2.0VAFEP100R
Chi Chi Taiwan	TCU073	0.1TCU073EP000R
		0.1TCU073EP100R
		1.0TCU073EP000R
		1.0TCU073EP100R
		2.0TCU073EP000R
		2.0TCU073EP100R
	TCU079	0.1TCU079EP000R
		0.1TCU079EP100R
		1.0TCU079EP000R
		1.0TCU079EP100R
		2.0TCU079EP000R
		2.0TCU079EP100R

**Tabla 5.** Estaciones Sísmicas con sus respectivos registros.

## **2.6. Análisis Dinámico no Lineal (ADNL)**

El análisis dinámico no lineal (ADNL) es similar al dinámico lineal con la diferencia que se incorpora el comportamiento inelástico de los elementos estructurales por las leyes de histéresis (**Peralta, M. 2012**). Este análisis debe realizarse con una modelación tridimensional considerando la respuesta de dos componentes horizontales ortogonales simultaneas, parejas de acelerogramas registrados durante temblores reales, de movimientos simulados, o de combinaciones de éstos. Todo esto mencionado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020 de las Ciudad de México.

El análisis no lineal considera el comportamiento tenso deformativo de los materiales y la no linealidad geométrica, por lo que los principios de superposición no son aplicables. En las estructuras de concreto el comportamiento elástico-lineal es muy diferente al real, en especial cuando se cuentan con grandes niveles de cargas. Esto es por las características propias de los materiales de la estructura, su interacción y su proceso constructivo. (**Maldonado, R. 2012**).

El análisis dinámico no lineal, también llamado tiempo historia, consiste en calcular la respuesta dinámica de una estructura en distintos intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos. (**Núñez, A. 2017**)

A partir de la metodología mostrada por **Esteba, A. 2017** se muestran los siguientes puntos.

### **2.6.1 Acción sísmica.**

Los movimientos sísmicos que usan para diseño están en función de parámetros de sitio como lo son la aceleración pico ( $A_a$ ) y la velocidad pico efectiva ( $A_v$ ), con una probabilidad del 10% de ser excedidos en un periodo de 50 años, estos parámetros se definen para cada zona y región. También es necesario conocer el tipo de perfil del suelo la cual se encuentra la cimentación de la estructura, ya que este influye en la respuesta sísmica.

### **2.6.2. Acelerogramas.**

Según lo explicado por la Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México, para caso cuando el periodo de la estructura sea mayor a 1s deben usarse, al menos, doce parejas de

movimientos representativos. A de registros sísmicos se realiza el análisis, dichos acelerogramas deben contar con las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. Para estos registros se tomarán la respuesta máxima de los parámetros. Si no se cuenta con los eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales. (Núñez, A. 2017)

### 2.6.3. Ecuación de movimiento.

**Esteba, A. 2017.** Nos dice en su investigación que la ecuación de movimiento de un sistema de múltiples grados de libertad, de masas concentradas, puede ser expresada como una función del tiempo de la forma:

$$F(t)i + F(t)D + F(t)s = F(t) \quad (12)$$

Donde:

- ❖  $F(t)i$  es el vector de acciones de inercia en las masas concentradas.
- ❖  $F(t) D$  es el vector de fuerzas por amortiguamiento, supuesto como de tipo viscoso.
- ❖  $F(t) s$  es el vector de fuerzas por deformación de la estructura.
- ❖  $F(t)$  es el vector de cargas aplicadas externamente.

El análisis dinámico no lineal utiliza la ecuación de movimiento de una estructura para sistema de varios grados de libertad, la ecuación se puede deducir por el principio de D'Alembert de la siguiente forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (13)$$

Donde:

- ❖  $u$ : es el desplazamiento
- ❖  $M$ : la matriz de masa
- ❖  $C$ : la matriz de amortiguamiento
- ❖  $K$ : la matriz de rigidez

❖  $F(t)$ : la fuerza sísmica.

#### 2.6.4. Matriz de masas.

La matriz de masas es obtenida por medio de los pesos de los entrepisos y dividiendo estos entre la gravedad.

#### 2.6.5. Matriz de amortiguamiento.

El amortiguamiento es la capacidad de disipar la energía cinética en otra forma de energía. En el análisis dinámico no lineal la matriz de amortiguamiento  $[C]$  se formula como una combinación lineal de la matriz de masas  $[M]$  y la matriz de rigidez  $[K]$ , los cuales están restringidos por los coeficientes de Rayleigh  $\alpha$  y  $\beta$ . (Perez, A. 2018)

$$C = \alpha M + \beta K \quad (14)$$

#### 2.6.6. Matriz de rigideces.

La matriz de obtiene la matriz de rigideces mediante la fórmula de Wilbur. Entendemos a la rigidez como la relación entre la fuerza cortante de un marco y el desplazamiento que este sufre por dicha fuerza.

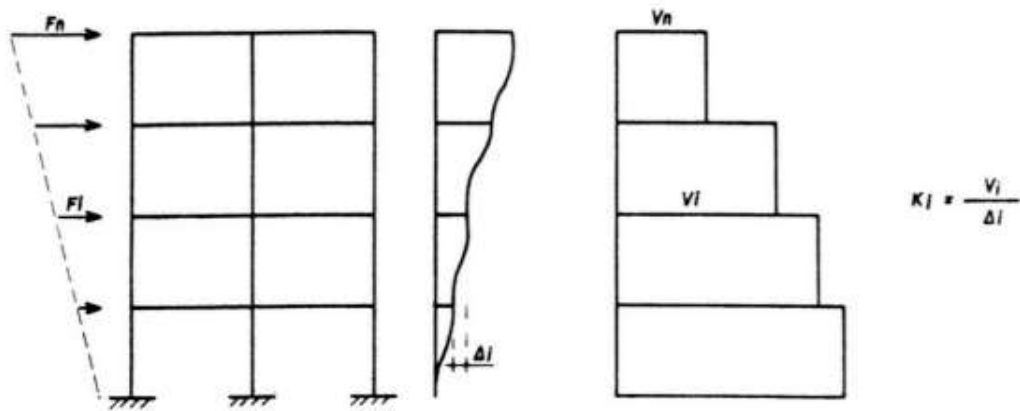


Figura 5.4. Rigideces de entrepiso. Gutiérrez, E. (2016)

Como lo menciona Gutiérrez, E. (2016). Podemos clasificar a las estructuras en dos según su rigidez; estructuras por cortante en la cual la distribución de cada entrepiso es independiente de la distribución de cargas laterales (Ilustración 2); y también están las estructuras por flexión en las

que no existe independencia entre la rigidez de entrepiso y la distribución de cargas aplicadas (Ilustración 3).

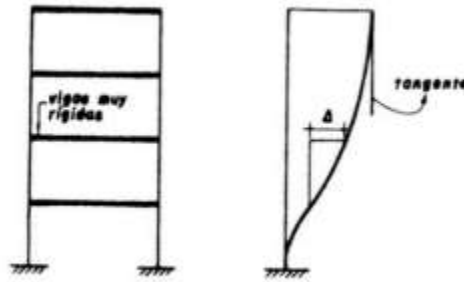


Figura 6.5. Estructura de corte. Gutiérrez, E. (2016).

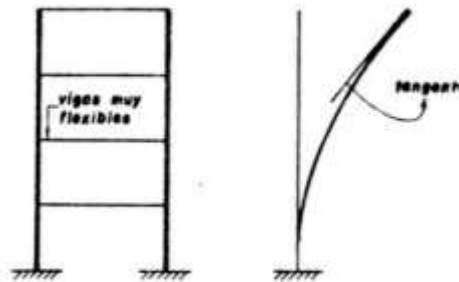


Figura 7.6. Estructura por flexión. Gutiérrez, E. (2016).

A continuación, se muestra la fórmula de Wilbur para calcular rigideces.

$$K_n = \frac{48E}{D_n h_n} ; D_n = \left( \frac{48E}{\Sigma k_{cn}} \right) + \left( \frac{h_{inf} + h_n}{\Sigma k_{vinf}} \right) + \left( \frac{h_n + h_{sup}}{\Sigma k_{vn}} \right) \quad (14)$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad

$K_n$  = Rigidez latera del piso n

$k_{vn}$  = Rigidez de las vigas en el nivel n (I/L)

$k_{cn}$  = Rigidez de las columnas en el nivel n, (I/L)

I = Momento de inercia de la sección transversal

L = Longitud del elemento

$h_n$  = Altura del entrepiso n

inf = Inferior

sup = Superior

Obteniendo mediante un análisis estructural los centros de masas de cada entrepiso, y la aceleración de la gravedad, se puede realizar la matriz de masas de la estructura ( $M$ ) en cuestión. Al mismo tiempo con las rigideces obtenidas con la fórmula de Wilbur realizamos la matriz de rigideces ( $K$ ). Ya con las dos matrices formadas se puede realizar la matriz de valores característicos  $|K-\omega^2M|$ , donde  $\omega$  es la frecuencia. Lo que debe realizar seguido de esto obtener la determinante de la matriz igual a 0, esto se hace iterando el valor de la frecuencia  $\omega$  hasta obtener los periodos de cada entrepiso.

## **2.7. Análisis Dinámico Incremental (ADI)**

El análisis dinámico incremental es un método paramétrico diseñado para estimar de manera más exacta el comportamiento de una estructura bajo cargas sísmicas (**Vamvatsikos, et. al, 2002**). Este método consiste en realizar una serie de análisis no lineales paso a paso a un modelo estructural ante uno, o varios, registros sísmicos, cada uno escalado a diferentes niveles de intensidad, para obtener una o varias curvas de respuesta parametrizada contra el nivel de intensidad (Mendoza, et. al, 2013). De estos análisis se obtienen gráficos que representan índices de desempeño dependientes de niveles de intensidad de demanda, y curvas de capacidad dinámica, donde el comportamiento de la estructura se representa en el espacio cortante basal vs desplazamiento máximo de azotea (**Fragiadakis, et. al, 2011**)

## **2.8. Reglamentación.**

Para esta investigación se tomaron en cuenta las reglamentaciones más actualizadas, al momento del desarrollo de esta. Respecto a las consideraciones para las cargas de servicio (cargas vivas y cargas muertas) se consideraron los parámetros establecidos en las “Normas Técnicas Complementarias de Baja California 2017 – Criterios y Acciones de Diseño Estructural”. Para el procedimiento de los análisis sísmicos se tomaron en cuenta las consideraciones en el ASCE Standard 7-22, Minimum Design Loads for Building and Other Structures y de las “normas Técnicas Complementarias de Ciudad de México 2020”, las cuales en el apartado 6.2.1. explica que para periodos iguales o mayores a 1s se utilizaran al menos doce parejas de acelerogramas. Además se propone usar la reglamentación ASCE Standard 7-22, la cual es utilizada en el estado de California, Estados Unidos, ya que es una reglamentación más actualizada que utilizada en el estado de Baja California, además de que en las “Normas Técnicas Complementarias de Baja California 2017 – Criterios y Acciones de Diseño Estructural” en el inciso g del punto 1.1 se

menciona que “Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en estas Normas y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando este ordenamiento.”, agregando además que dada a la proximidad geográfica que existe entre la Baja California y el estado de California, se puede considerar que nos encontramos en la misma región sismo-tectónica y se pueden aplicar los mismos criterios de evaluación, tanto gravitacional como sísmica. En el diseño de los elementos de acero estructural se aplicarán las especificaciones dadas por el “Steel Construction Manual 14th Edition” (ANSI -AISC 360-10).

## Capítulo 3. Resultados

---

### 3.1 Modelo a utilizar.

Para la elaboración de esta investigación con ayuda de software de análisis estructural tridimensional, en el cual se le aplicaron las cargas, obtenidas con los análisis realizados previamente, de esta manera se obtuvieron los valores de los elementos mecánicos, de la misma manera que se obtuvieron los desplazamientos en cada nivel de la estructura.

### 3.2 Diseño del edificio.

Para fines de la presente investigación se realizó el diseño de una estructura de ocho niveles estructurada con marcos de acero resistentes a momento con conexiones rígidas en los nodos viga-columna. La geometría y tipología estructural fueron elegidas tomando como representación el tipo de estructuras de mediana altura más común en la región de Baja California.

Las condiciones de apoyo en las bases de las columnas fueron consideradas de fijas, restringiendo todos los grados de libertad de la base en la columna.

Las cargas aplicadas al modelo corresponden a las cargas gravitacionales, obtenidas de dicho análisis, sin factorizar. El edificio es diseñado a base de marcos de acero estructural, con vigas y columnas sección “W”, los cuales cuentan con un  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . La edificación es considerada para uso comercial por lo que, de acuerdo a las NTC BC-2017, se considera una carga viva de  $350 \text{ kg/m}^2$ , considerando también que se desplantaría sobre un suelo tipo C.



Figura 8.1. Modelo a utilizar para la realización de esta investigación.

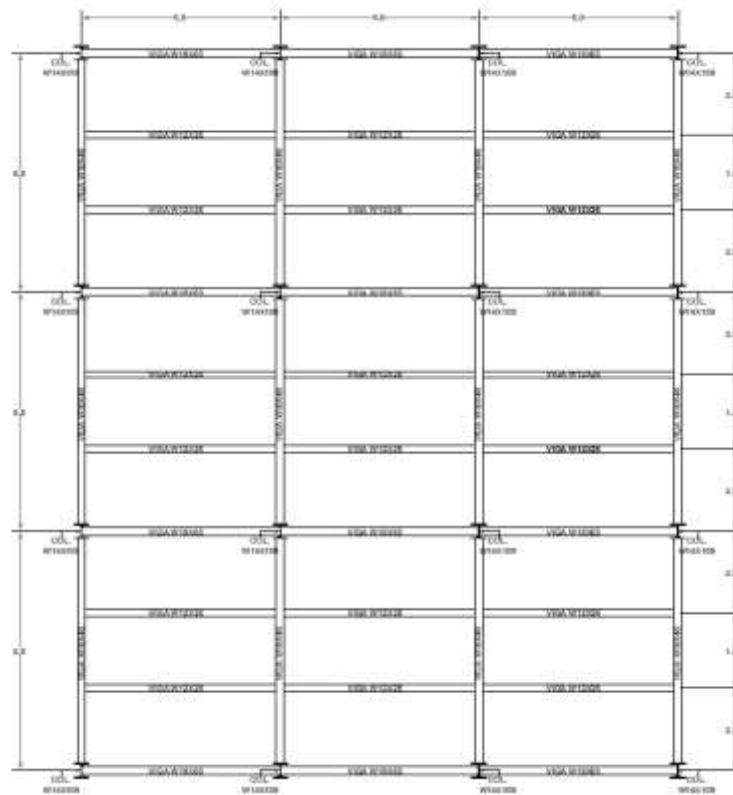
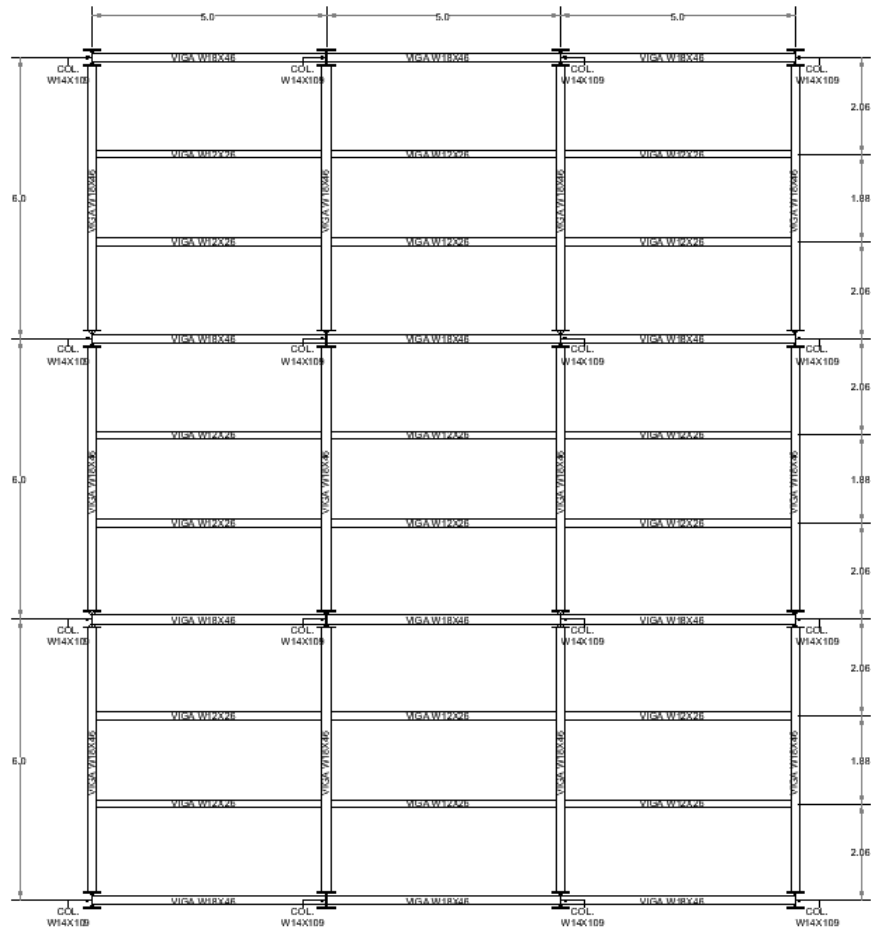
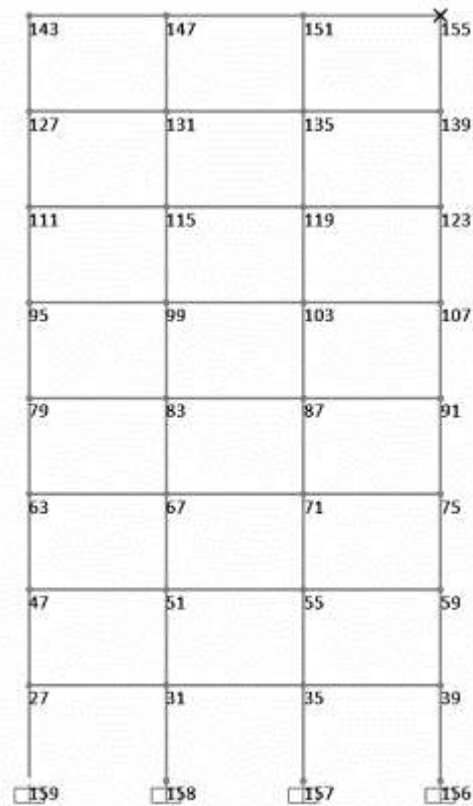


Figura 9.2. Planta de entrespiso de la estructura usada para la presente investigación



**Figura 10.3.** Planta de azotea de la estructura usada para la presente investigación



**Figura 11.4.** Vista en elevación de la estructura con nodos.

La tabla XX presenta las secciones estructurales mediante el análisis y diseño de la edificación.

Número de piso	Columna	Viga principal	Viga secundaria
8	W14X109	W18X65	W12X26
7	W14X109	W18X46	W12X26
6	W14X109	W18X46	W12X26
5	W14X109	W18X46	W12X26
4	W14X109	W18X46	W12X26
3	W14X109	W18X46	W12X26
2	W14X109	W18X46	W12X26
1	W14X109	W18X46	W12X26

**Tabla 6.** Secciones estructurales del edificio.

### 3.3 Secuencias sísmicas.

Las secuencias sísmicas fueron analizadas mediante el análisis dinámico incremental, con dicho análisis se obtuvieron los desplazamientos ( $\delta_x$ ), tanto en dirección X y dirección Y, para cada uno de los sismos y sus estaciones, una vez obtenidos los desplazamientos se procede a revisar las distorsiones de entrepiso, las cuales se obtienen con diferencia entre el desplazamiento anterior con el actual y dividirlos entre la altura de entrepiso ( $h$ ), tal y como podemos observar en la siguiente expresión.

$$\Delta_x = \frac{\delta_x - \delta_{x-1}}{h_x} \quad (15)$$

Donde:

$\Delta_x$  = es la distorsión de entrepiso.

$\delta_x$  = Desplazamiento del entrepiso actual.

$\delta_{x-1}$  = Desplazamiento del entrepiso anterior.

$h_x$  = Altura del entrepiso actual.

Ya con estos datos calculados, se comparan con la tabla 12.12-1 del ASCE 7-22.

$$\Delta_a = 0.020h_{sx}$$

Donde:

$\Delta_a$  = Desplazamiento máximo permisible.

$h_{sx}$  = Altura del entrepiso.

Ya con el desplazamiento máximo permisible, en el cual en el caso de este edificio es 7 cm en todos los entrepisos, también nos permite saber la distorsión máxima permisible, la cual es de 0.02.

Una vez realizado lo anterior se procede a realizar una tabla, en la cual se registrarán las distorsiones obtenidas en cada uno de los entrepisos, en dirección X y dirección Y. Con estas tablas hechas, se grafican las distorsiones de los registros de los tres sismos analizados. Como medida de intensidad sísmica se utilizó la aceleración máxima del terreno "PGA", considerando 3 niveles de intensidad distintos, los cuales son 0.1, 1.0 y 2.0, así mismo las replicas fueron escaladas al 0% y 100%.

El primer conjunto se compone del evento principal (EP) escalado a diferentes niveles de intensidad y replicas escaladas a 0% de PGA, denominado 0.1BEHIEP000R, donde BEHI es el nombre de la

secuencia sísmica, “0.1” el nivel de intensidad al que se escaló el evento principal y “000” el porcentaje al que se escaló la réplica.

### 3.3.1. PGA 0.1 sin réplica

Se muestran las distorsiones de entrepiso de los sismos analizados con una medida de intensidad basada en la aceleración máxima del terreno (PGA) de 0.1 sin réplica, en las siguientes tablas se puede observar las distorsiones de cada uno de los sismos junto con las distorsiones permisibles del ASCE 07-22 y las NTC-BC 2017.

#### *Northridge*

	<b>0.1BEHIEP000R</b>		<b>0.1JFPEP000R</b>		<b>0.1SYCOEP000R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0012	0.0009	0.0021	0.0012	0.0023	0.0012
Piso 2	0.0014	0.0014	0.0025	0.0018	0.0029	0.0024
Piso 3	0.0012	0.0013	0.0023	0.0017	0.0027	0.0020
Piso 4	0.0012	0.0011	0.0019	0.0014	0.0023	0.0017
Piso 5	0.0012	0.0010	0.0015	0.0011	0.0019	0.0014
Piso 6	0.0011	0.0010	0.0012	0.0008	0.0015	0.0010
Piso 7	0.0009	0.0009	0.0008	0.0006	0.0010	0.0007
Piso 8	0.0005	0.0005	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004

**Tabla 7.** Distorsiones con PGA de 0.1 del sismo de Northridge.

#### *L-Aquila*

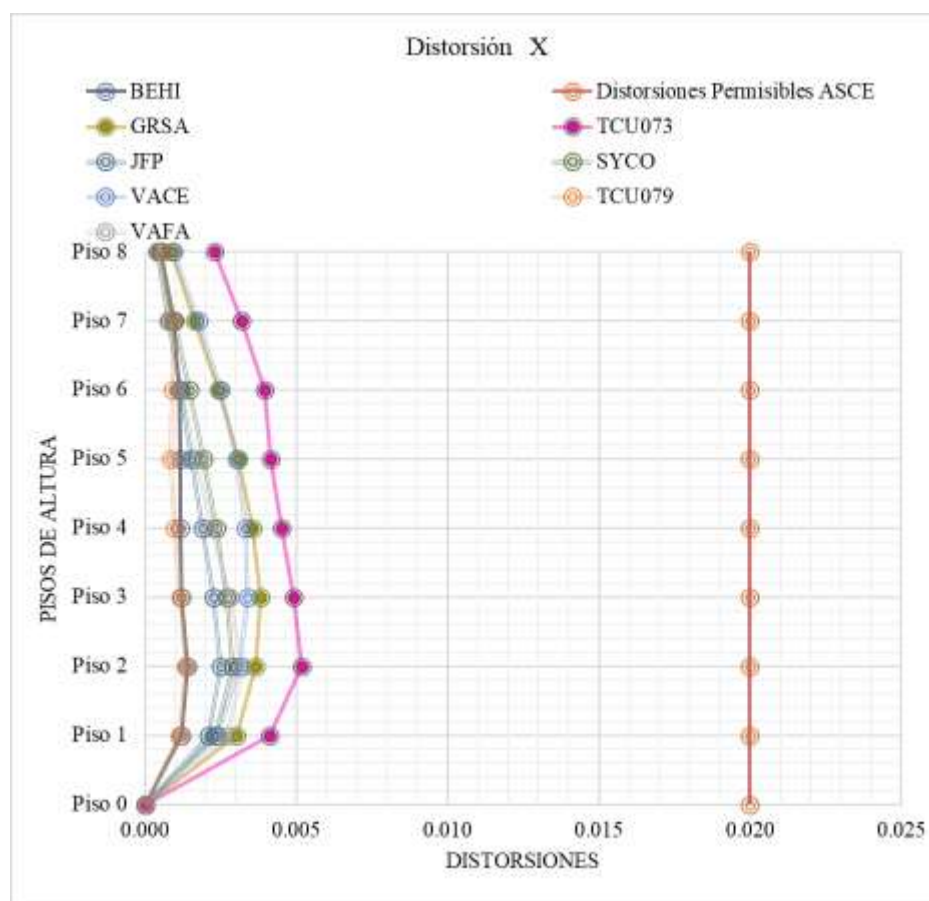
	<b>0.1GRSAEP000R</b>		<b>0.1VACEP000R</b>		<b>0.1VAFAEP000R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.003	0.002	0.002	0.002	0.003	0.001
Piso 2	0.004	0.004	0.003	0.004	0.003	0.002
Piso 3	0.004	0.004	0.003	0.004	0.003	0.002
Piso 4	0.004	0.003	0.003	0.004	0.002	0.002
Piso 5	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002	0.002
Piso 6	0.002	0.002	0.002	0.003	0.001	0.001
Piso 7	0.002	0.001	0.002	0.002	0.001	0.001
Piso 8	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.001

**Tabla 8.** Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de L-Aquila.

*Chi-Chi Taiwán*

	0.1TCU073EP000R		0.1TCU079EP000R	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0
Piso 1	0.0041	0.0038	0.0011	0.0009
Piso 2	0.0052	0.0056	0.0013	0.0014
Piso 3	0.0049	0.0054	0.0012	0.0014
Piso 4	0.0045	0.0049	0.0010	0.0013
Piso 5	0.0042	0.0046	0.0008	0.0013
Piso 6	0.0040	0.0040	0.0009	0.0011
Piso 7	0.0032	0.0030	0.0009	0.0009
Piso 8	0.0023	0.0018	0.0005	0.0006

**Tabla 9.** Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.



**Figura 12.5.** Distorsiones en X con PGA de 0.1, sin réplica, y distorsiones permisibles.

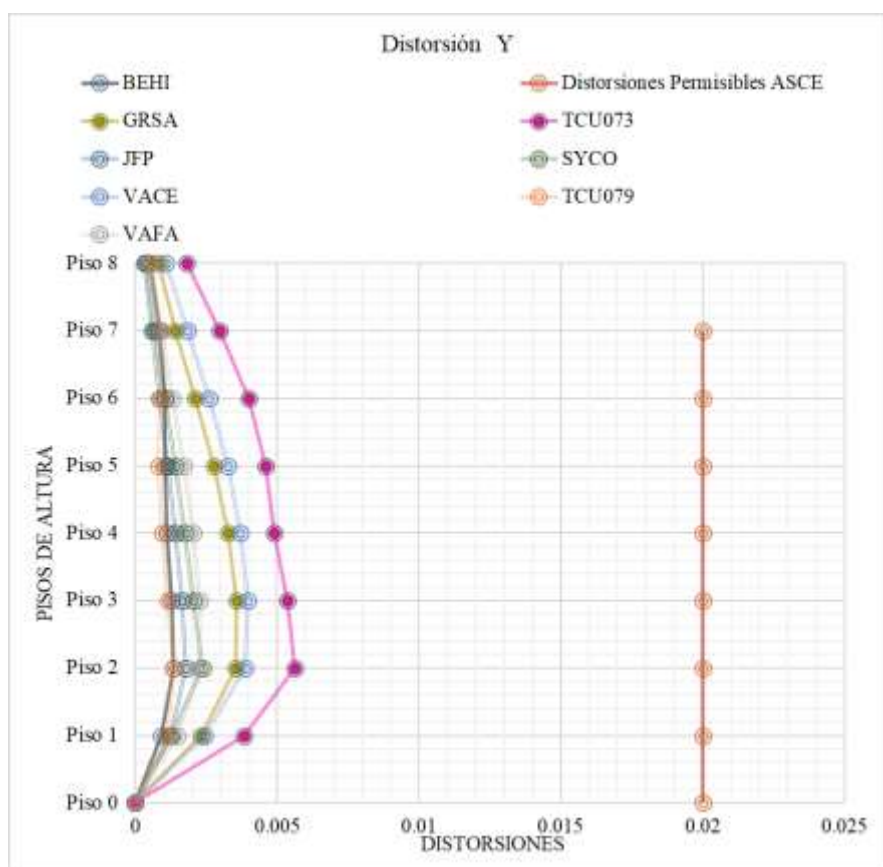


Figura 13.6. Distorsiones en Y con PGA de 0.1, sin réplica, y distorsiones permisibles.

### 3.3.2. PGA 0.1 con réplica.

#### *Northridge*

	<b>0.1BEHIEP100R</b>		<b>0.1JFPEP100R</b>		<b>0.1SYCOEP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0012	0.0009	0.0021	0.0012	0.0023	0.0015
Piso 2	0.0014	0.0014	0.0025	0.0018	0.0023	0.0021
Piso 3	0.0012	0.0013	0.0022	0.0017	0.0033	0.0020
Piso 4	0.0012	0.0011	0.0019	0.0014	0.0023	0.0017
Piso 5	0.0012	0.0010	0.0015	0.0011	0.0019	0.0014
Piso 6	0.0011	0.0010	0.0012	0.0008	0.0015	0.0010
Piso 7	0.0009	0.0009	0.0008	0.0006	0.0010	0.0007
Piso 8	0.0005	0.0005	0.0004	0.0003	0.0005	0.0004

Tabla 10. Desplazamientos y distorsiones con factor de escala de 0.1, con réplica, del sismo de Northridge.

*L-Aquila*

<b>0.1GRSAEP100R</b>			<b>0.1VACEP100R</b>		<b>0.1VAFAEP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Piso 1	0.0030	0.0023	0.0024	0.0024	0.0027	0.0015
Piso 2	0.0037	0.0035	0.0031	0.0039	0.0032	0.0022
Piso 3	0.0038	0.0036	0.0034	0.0040	0.0028	0.0023
Piso 4	0.0036	0.0033	0.0033	0.0037	0.0022	0.0020
Piso 5	0.0031	0.0028	0.0030	0.0033	0.0017	0.0017
Piso 6	0.0024	0.0021	0.0025	0.0026	0.0012	0.0013
Piso 7	0.0016	0.0014	0.0018	0.0018	0.0008	0.0009
Piso 8	0.0009	0.0008	0.0009	0.0011	0.0004	0.0005

**Tabla 11.** Distorsiones con PGA de 0.1 y con réplica del sismo de L-Aquila.*Chi-Chi Taiwán*

<b>0.1TCU073EP100R</b>			<b>0.1TCU079EP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Piso 1	0.0041	0.0038	0.0011	0.0009
Piso 2	0.0052	0.0056	0.0013	0.0014
Piso 3	0.0049	0.0054	0.0012	0.0014
Piso 4	0.0045	0.0049	0.0010	0.0013
Piso 5	0.0042	0.0046	0.0008	0.0013
Piso 6	0.0040	0.0040	0.0009	0.0011
Piso 7	0.0032	0.0030	0.0009	0.0009
Piso 8	0.0018	0.0018	0.0005	0.0006

**Tabla 12.** Distorsiones con PGA de 0.1 y con réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.

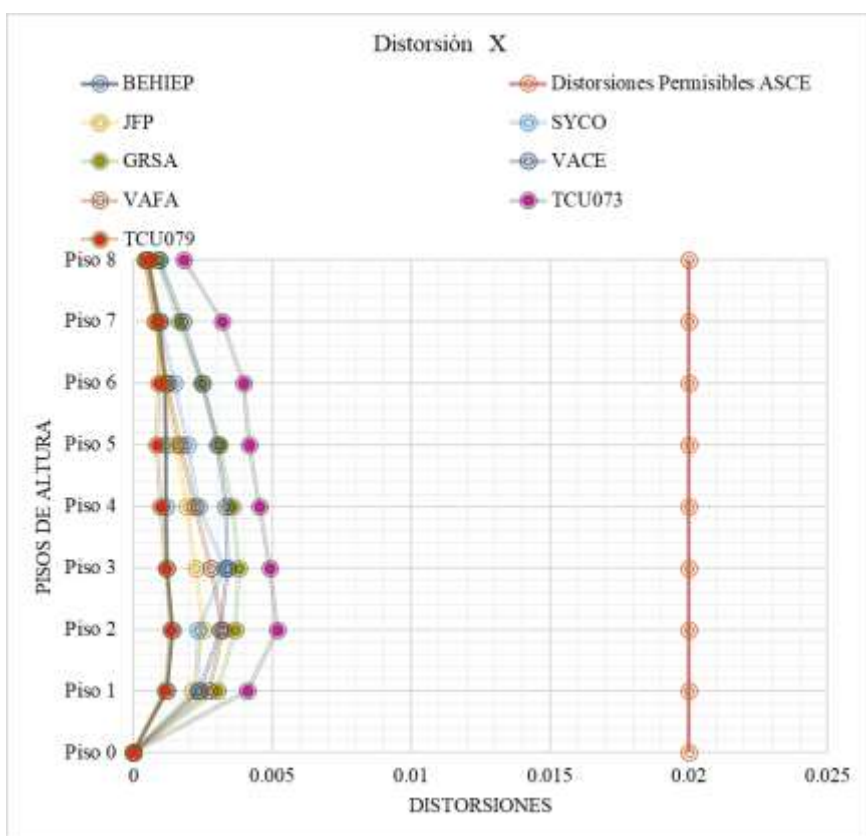
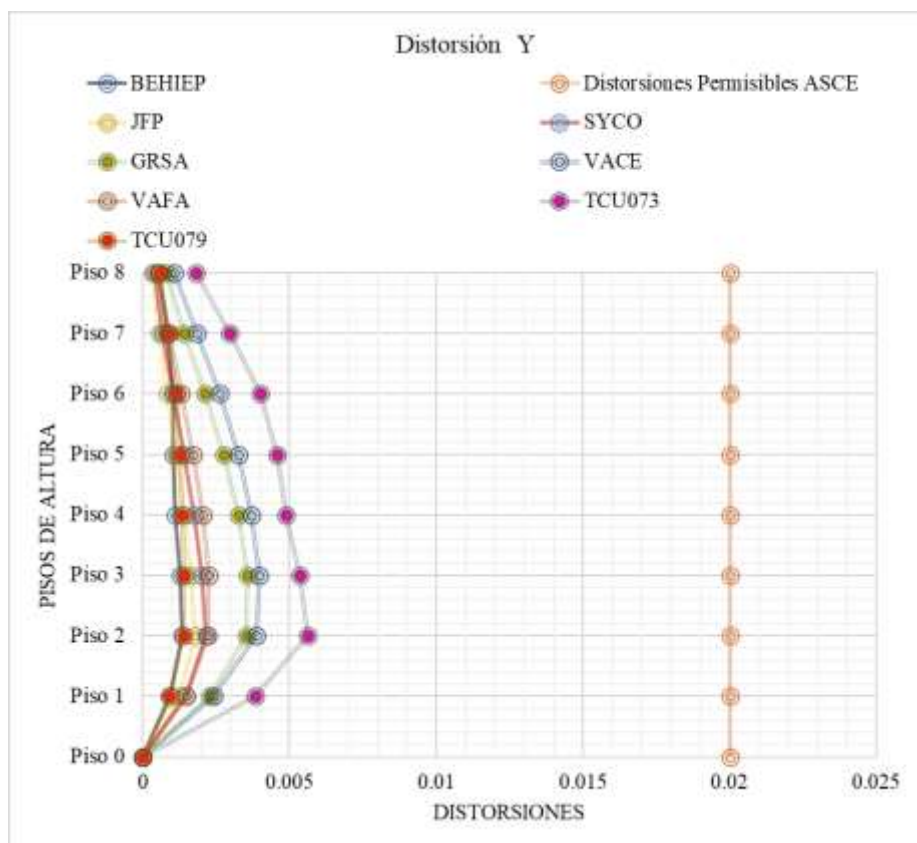


Figura 14.7. Distorsiones en X con PGA de 0.1, con réplica, y distorsiones permisibles.



**Figura 15.8.** Distorsiones en Y con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.**3.3.3. PGA 1.0 sin replica.***Northridge*

<b>1.0BEHIEP000R</b>		<b>1.0JFPEP000R</b>		<b>1.0SYCOEP000R</b>		
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0119	0.0093	0.0271	0.0124	0.0326	0.0130
Piso 2	0.0139	0.0136	0.0263	0.0178	0.0317	0.0184
Piso 3	0.0119	0.0128	0.0204	0.0166	0.0232	0.0161
Piso 4	0.0117	0.0112	0.0171	0.0141	0.0168	0.0139
Piso 5	0.0116	0.0103	0.0139	0.0113	0.0147	0.0124
Piso 6	0.0114	0.0104	0.0106	0.0085	0.0122	0.0100
Piso 7	0.0093	0.0085	0.0070	0.0057	0.0083	0.0067
Piso 8	0.0051	0.0052	0.0037	0.0032	0.0044	0.0038

**Tabla 13.** Distorsiones con PGA de 1.0, sin replica, del sismo de Northridge.*L-Aquila*

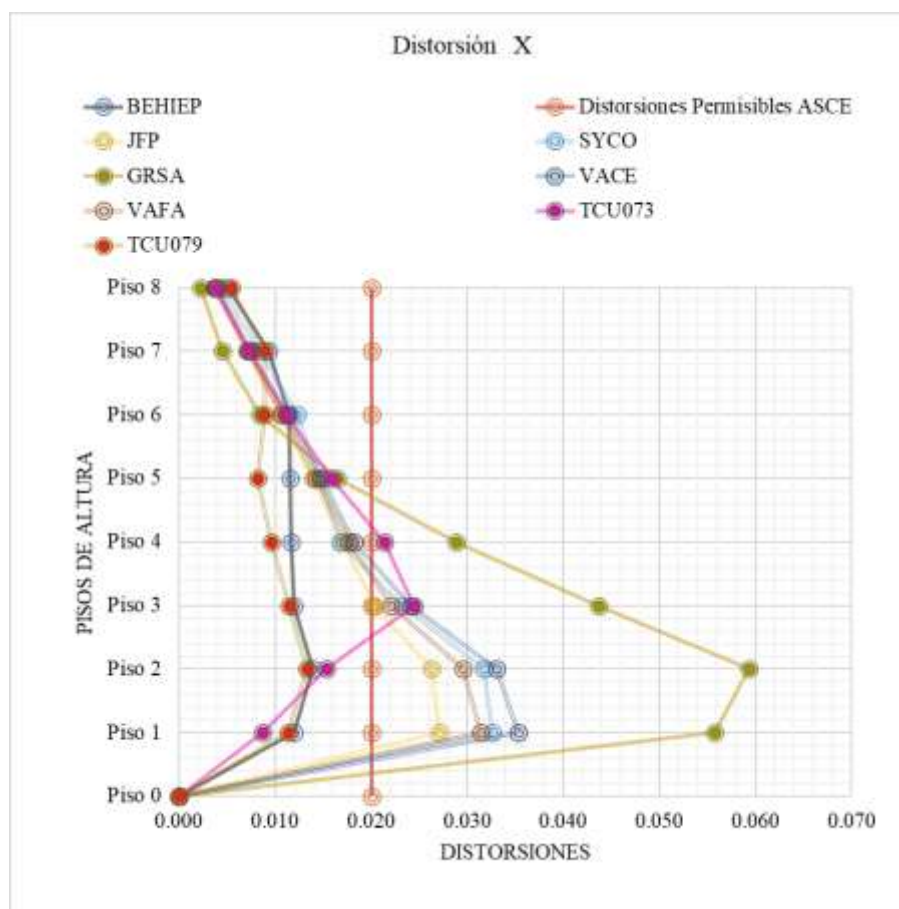
<b>1.0GRSAEP000R</b>		<b>1.0VACEP000R</b>		<b>1.0VAFAEP000R</b>		
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0558	0.0365	0.0353	0.0163	0.0314	0.0148
Piso 2	0.0593	0.0426	0.0331	0.0225	0.0296	0.0206
Piso 3	0.0437	0.0384	0.0241	0.0207	0.0221	0.0188
Piso 4	0.0288	0.0309	0.0182	0.0173	0.0177	0.0158
Piso 5	0.0165	0.0210	0.0148	0.0138	0.0143	0.0126
Piso 6	0.0084	0.0137	0.0112	0.0102	0.0107	0.0093
Piso 7	0.0045	0.0098	0.0074	0.0068	0.0071	0.0062
Piso 8	0.0023	0.0062	0.0039	0.0039	0.0037	0.0035

**Tabla 14.** Distorsiones con PGA de 1.0 y sin réplica del sismo de L-Aquila.

*Chi-Chi Taiwán*

	1.0TCU073EP000R		1.0TCU079EP000R	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0
Piso 1	0.0087	0.0209	0.0114	0.0090
Piso 2	0.0153	0.0381	0.0133	0.0137
Piso 3	0.0244	0.0435	0.0115	0.0140
Piso 4	0.0213	0.0409	0.0096	0.0135
Piso 5	0.0158	0.0338	0.0082	0.0127
Piso 6	0.0112	0.0238	0.0089	0.0114
Piso 7	0.0073	0.0143	0.0089	0.0089
Piso 8	0.0038	0.0077	0.0054	0.0056

**Tabla 15.** Distorsiones con PGA de 0.1 y sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.



**Figura 16.9.** Distorsiones en X con PGA de 1.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.

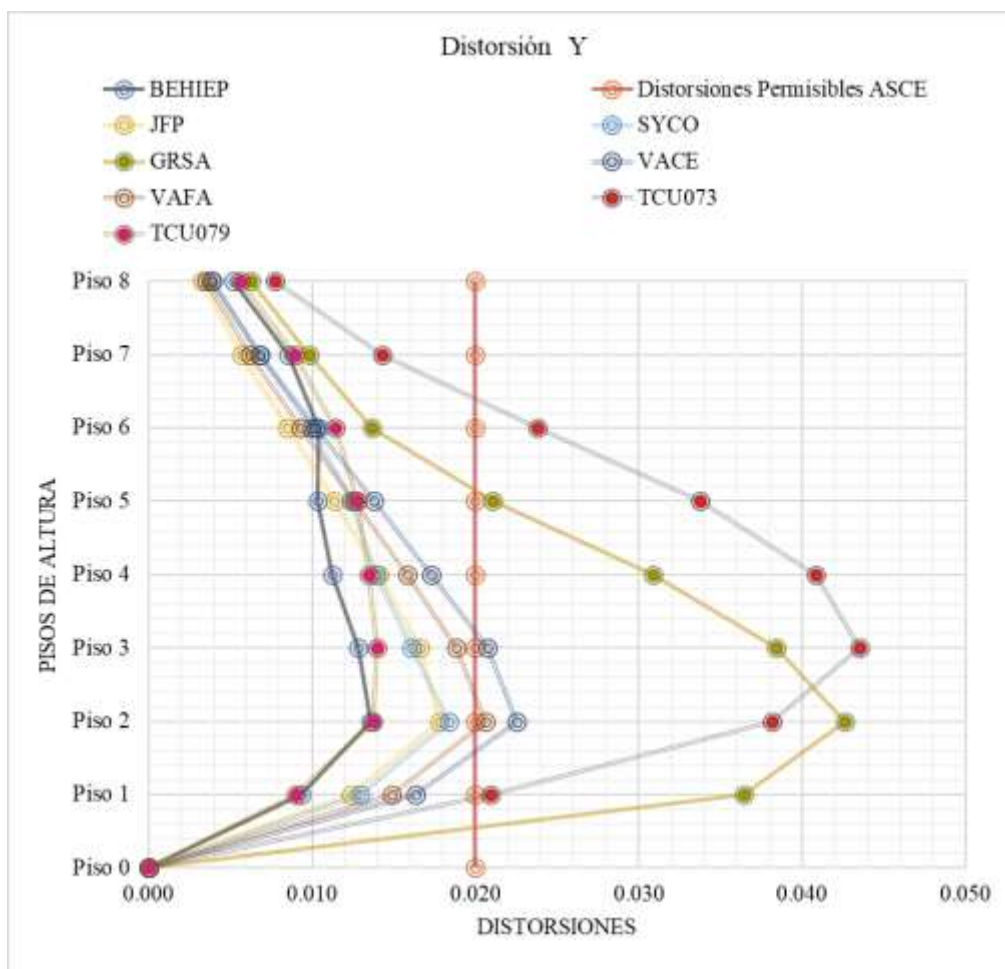


Figura 17.10. Distorsiones en Y con PGA de 1.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.

### 3.3.4. Factor de escala 1.0 con réplica.

#### *Northridge*

	<b>1.0BEHIEP100R</b>		<b>1.0JFPEP100R</b>		<b>1.0SYCOEP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0119	0.0093	0.0271	0.0124	0.0326	0.0130
Piso 2	0.0139	0.0136	0.0263	0.0178	0.0317	0.0184
Piso 3	0.0119	0.0129	0.0204	0.0166	0.0232	0.0161
Piso 4	0.0117	0.0112	0.0171	0.0141	0.0168	0.0139
Piso 5	0.0116	0.0103	0.0139	0.0113	0.0147	0.0124
Piso 6	0.0114	0.0104	0.0106	0.0085	0.0122	0.0100
Piso 7	0.0093	0.0085	0.0070	0.0057	0.0083	0.0067
Piso 8	0.0051	0.0052	0.0037	0.0032	0.0044	0.0038

Tabla 16. Distorsiones con PGA de 1.0, con réplica, del sismo de Northridge.

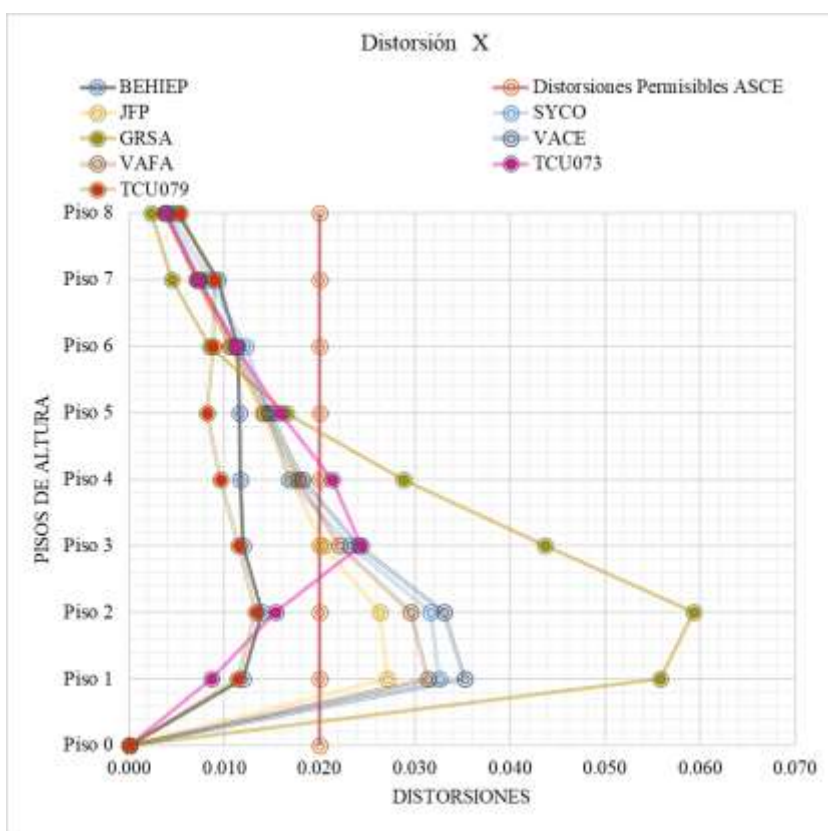
*L-Aquila*

<b>1.0GRSAEP100R</b>			<b>1.0VACEP100R</b>		<b>1.0VAFAEP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0558	0.0365	0.0353	0.0163	0.0314	0.0148
Piso 2	0.0593	0.0426	0.0331	0.0225	0.0296	0.0206
Piso 3	0.0437	0.0384	0.0241	0.0207	0.0221	0.0188
Piso 4	0.0288	0.0309	0.0182	0.0173	0.0177	0.0158
Piso 5	0.0165	0.0210	0.0148	0.0138	0.0143	0.0126
Piso 6	0.0084	0.0137	0.0112	0.0102	0.0107	0.0093
Piso 7	0.0045	0.0098	0.0074	0.0068	0.0071	0.0062
Piso 8	0.0023	0.0068	0.0039	0.0039	0.0037	0.0035

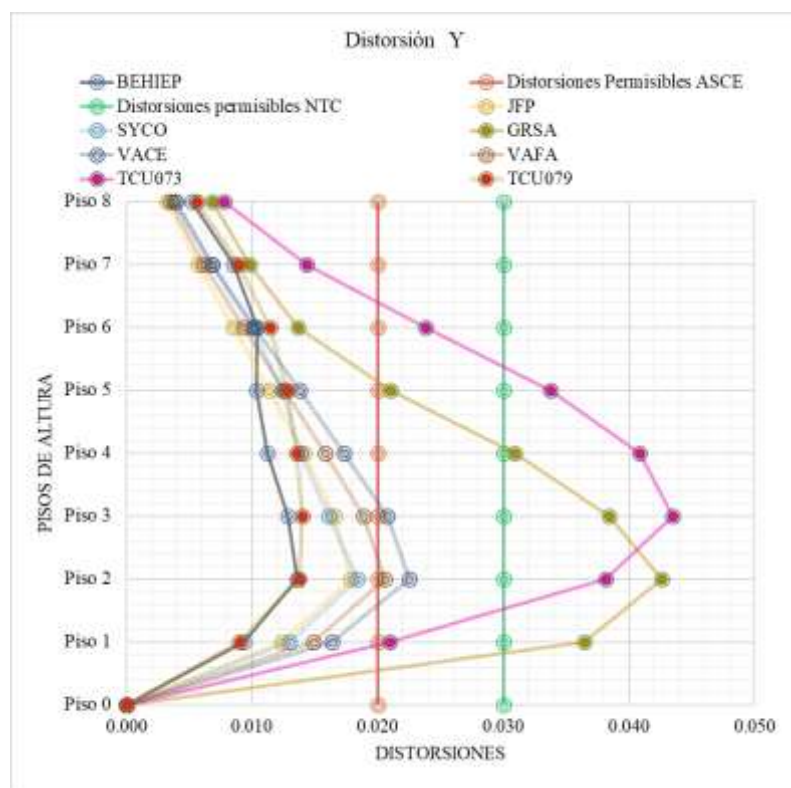
**Tabla 17.** Distorsiones con PGA de 1.0 y con réplica del sismo de L-Aquila.*Chi-Chi Taiwán*

<b>1.0TCU073EP100R</b>			<b>1.0TCU079EP100R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0
Piso 1	0.0087	0.0209	0.0114	0.0090
Piso 2	0.0153	0.0381	0.0133	0.0137
Piso 3	0.0244	0.0435	0.0115	0.0140
Piso 4	0.0213	0.0409	0.0096	0.0135
Piso 5	0.0158	0.0338	0.0082	0.0127
Piso 6	0.0112	0.0238	0.0089	0.0114
Piso 7	0.0073	0.0143	0.0089	0.0089
Piso 8	0.0038	0.0077	0.0054	0.0056

**Tabla 18.** Distorsiones con PGA de 1.0 y con réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.



**Figura 18.11.** Distorsiones en X con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.



**Figura 19.12.** Distorsiones en Y con PGA de 1.0, con réplica, y distorsiones permisibles.

### 3.3.5. Factor de escala 2.0 sin replica.

#### *Northridge*

<b>2.0BEHIEP000R</b>			<b>2.0JFPEP000R</b>		<b>2.0SYCOEP000R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0299	0.0203	0.1021	0.0440	0.1362	0.0562
Piso 2	0.0318	0.0275	0.0831	0.0489	0.0965	0.0587
Piso 3	0.0283	0.0266	0.0430	0.0389	0.0499	0.0450
Piso 4	0.0247	0.0235	0.0251	0.0261	0.0257	0.0287
Piso 5	0.0214	0.0213	0.0168	0.0176	0.0171	0.0182
Piso 6	0.0175	0.0202	0.0124	0.0123	0.0126	0.0125
Piso 7	0.0137	0.0153	0.0080	0.0080	0.0083	0.0081
Piso 8	0.0081	0.0093	0.0043	0.0045	0.0043	0.0046

**Tabla 19.** Distorsiones con PGA de 2.0, sin replica, del sismo de Northridge.

#### *L-Aquila*

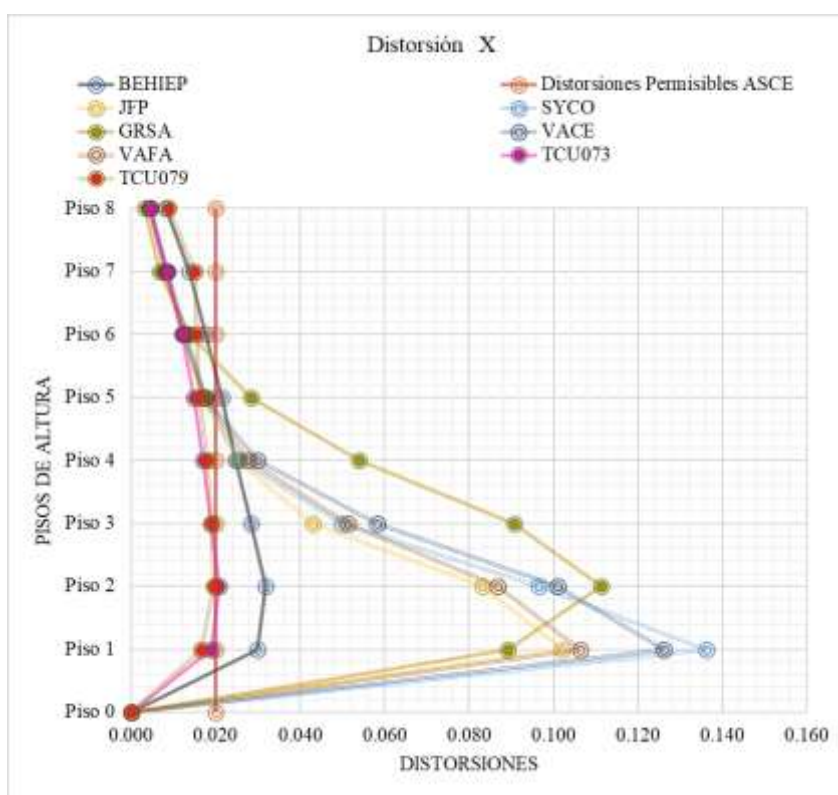
<b>2.0GRSAEP000R</b>			<b>2.0VACEP000R</b>		<b>2.0VAFAEP000R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0892	0.0715	0.1261	0.0612	0.1063	0.0527
Piso 2	0.1113	0.1080	0.1009	0.0659	0.0867	0.0574
Piso 3	0.0907	0.0837	0.0582	0.0517	0.0513	0.0447
Piso 4	0.0540	0.0547	0.0299	0.0341	0.0278	0.0291
Piso 5	0.0283	0.0329	0.0177	0.0210	0.0175	0.0185
Piso 6	0.0137	0.0166	0.0129	0.0138	0.0123	0.0127
Piso 7	0.0066	0.0074	0.0086	0.0089	0.0080	0.0081
Piso 8	0.0031	0.0034	0.0046	0.0051	0.0043	0.0046

**Tabla 20.** Distorsiones con PGA de 2.0, sin réplica del sismo de L-Aquila.

#### *Chi-Chi Taiwán*

2.0TCU073EP000R		2.0TCU079EP000R		
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0
Piso 1	0.0189	0.0341	0.0165	0.0163
Piso 2	0.0207	0.0286	0.0196	0.0251
Piso 3	0.0188	0.0409	0.0188	0.0261
Piso 4	0.0170	0.0498	0.0181	0.0257
Piso 5	0.0149	0.0439	0.0161	0.0243
Piso 6	0.0121	0.0318	0.0154	0.0213
Piso 7	0.0084	0.0183	0.0149	0.0162
Piso 8	0.0045	0.0089	0.0088	0.0101

**Tabla 21.** Distorsiones con PGA de 1.0, sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.



**Figura 20.13.** Distorsiones en X con PGA de 2.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.

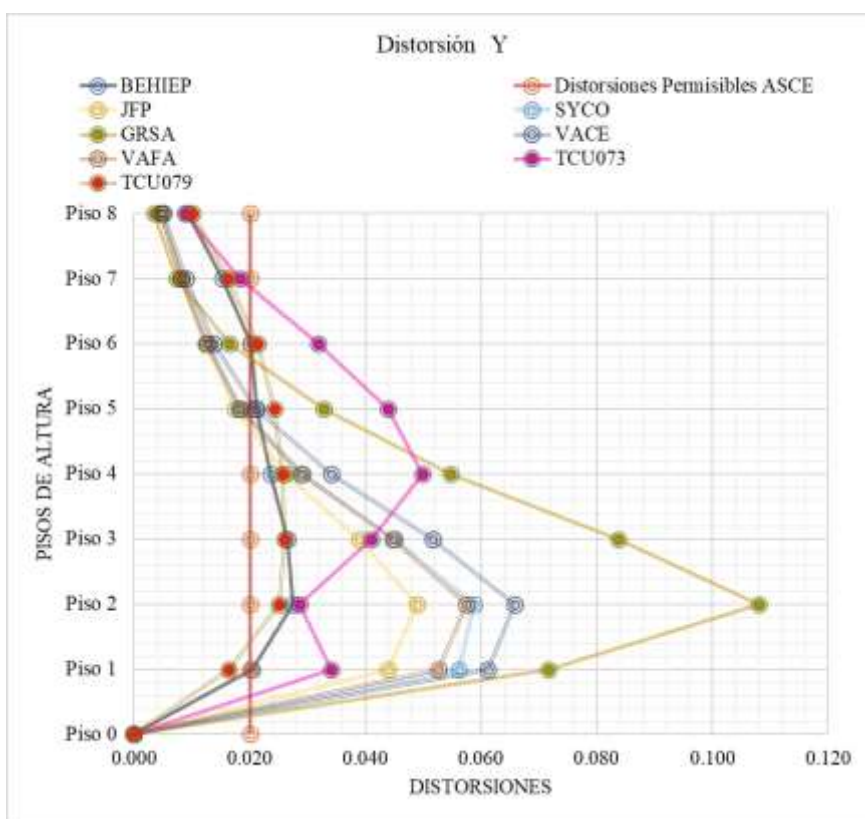


Figura 21.14. Distorsiones en Y con PGA de 2.0, sin réplica, y distorsiones permisibles.

### 3.3.6. Factor de escala 2.0 con réplica.

#### *Northridge*

	<b>2.0BEHIEP000R</b>		<b>2.0JFPEP000R</b>		<b>2.0SYCOEP000R</b>	
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0299	0.0203	0.1021	0.0440	0.1362	0.0562
Piso 2	0.0318	0.0275	0.0831	0.0489	0.0965	0.0587
Piso 3	0.0283	0.0266	0.0430	0.0389	0.0499	0.0450
Piso 4	0.0247	0.0235	0.0251	0.0261	0.0257	0.0287
Piso 5	0.0214	0.0213	0.0168	0.0176	0.0171	0.0182
Piso 6	0.0175	0.0202	0.0124	0.0123	0.0126	0.0125
Piso 7	0.0137	0.0153	0.0080	0.0080	0.0083	0.0081
Piso 8	0.0081	0.0093	0.0043	0.0045	0.0043	0.0046

Tabla 22. Distorsiones con PGA de 2.0, sin réplica, del sismo de Northridge.

L-Aquila

<b>2.0GRSAEP000R</b>		<b>2.0VACEP000R</b>		<b>2.0VAFAEP000R</b>		
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0	0	0
Piso 1	0.0892	0.0715	0.1261	0.0612	0.1063	0.0527
Piso 2	0.1113	0.1080	0.1009	0.0659	0.0867	0.0574
Piso 3	0.0907	0.0837	0.0582	0.0517	0.0513	0.0447
Piso 4	0.0540	0.0547	0.0299	0.0341	0.0278	0.0291
Piso 5	0.0283	0.0329	0.0177	0.0210	0.0175	0.0185
Piso 6	0.0137	0.0166	0.0129	0.0138	0.0123	0.0127
Piso 7	0.0066	0.0074	0.0086	0.0089	0.0080	0.0081
Piso 8	0.0031	0.0034	0.0046	0.0051	0.0043	0.0046

**Tabla 23.** Distorsiones con PGA de 2.0, sin réplica del sismo de L-Aquila.Chi-Chi Taiwán

<b>2.0TCU073EP000R</b>		<b>2.0TCU079EP000R</b>		
	Dist. X	Dist. Y	Dist. X	Dist. Y
Piso 0	0	0	0	0
Piso 1	0.0189	0.0341	0.0165	0.0163
Piso 2	0.0207	0.0286	0.0196	0.0251
Piso 3	0.0188	0.0409	0.0188	0.0261
Piso 4	0.0170	0.0498	0.0181	0.0257
Piso 5	0.0149	0.0439	0.0161	0.0243
Piso 6	0.0121	0.0318	0.0154	0.0213
Piso 7	0.0084	0.0183	0.0149	0.0162
Piso 8	0.0045	0.0089	0.0088	0.0101

**Tabla 24.** Distorsiones con PGA de 1.0, sin réplica del sismo de Chi-Chi Taiwán.

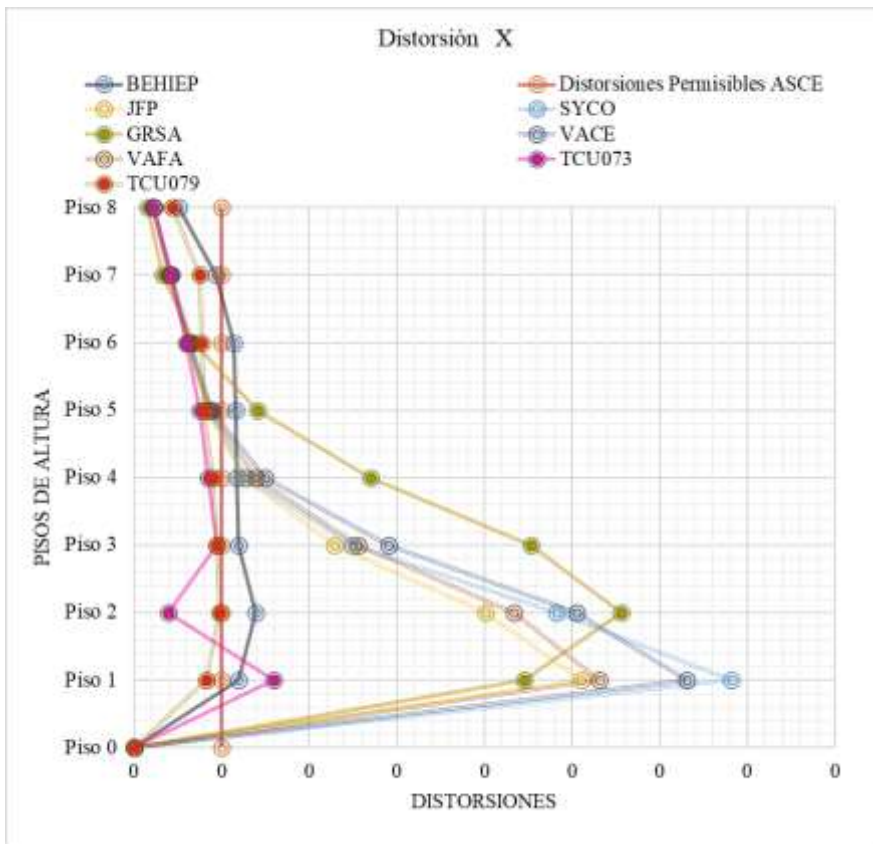


Figura 22.15. Distorsiones en X con PGA de 2.0, con réplica, y distorsiones permisibles.

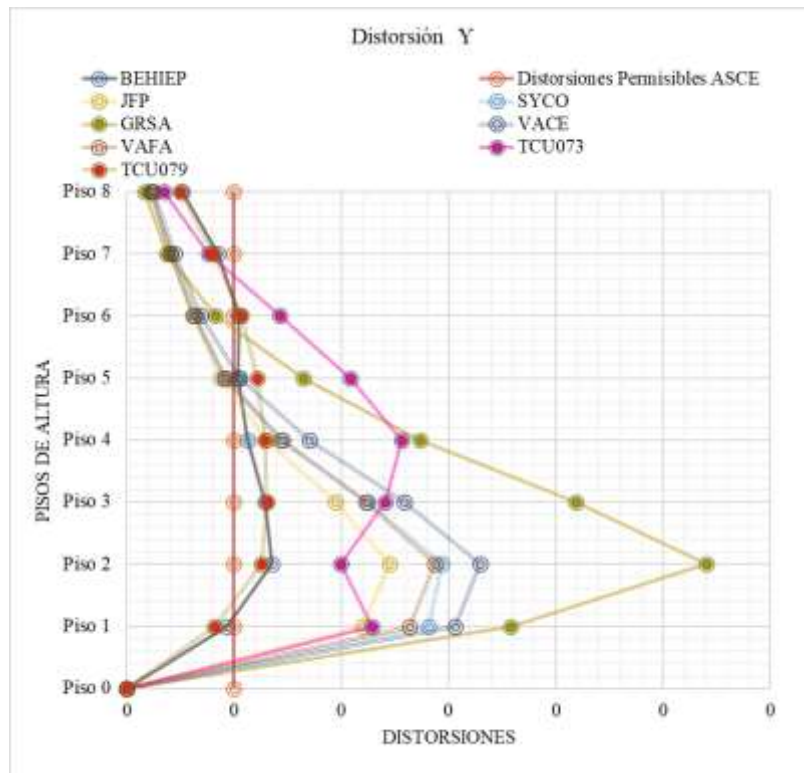
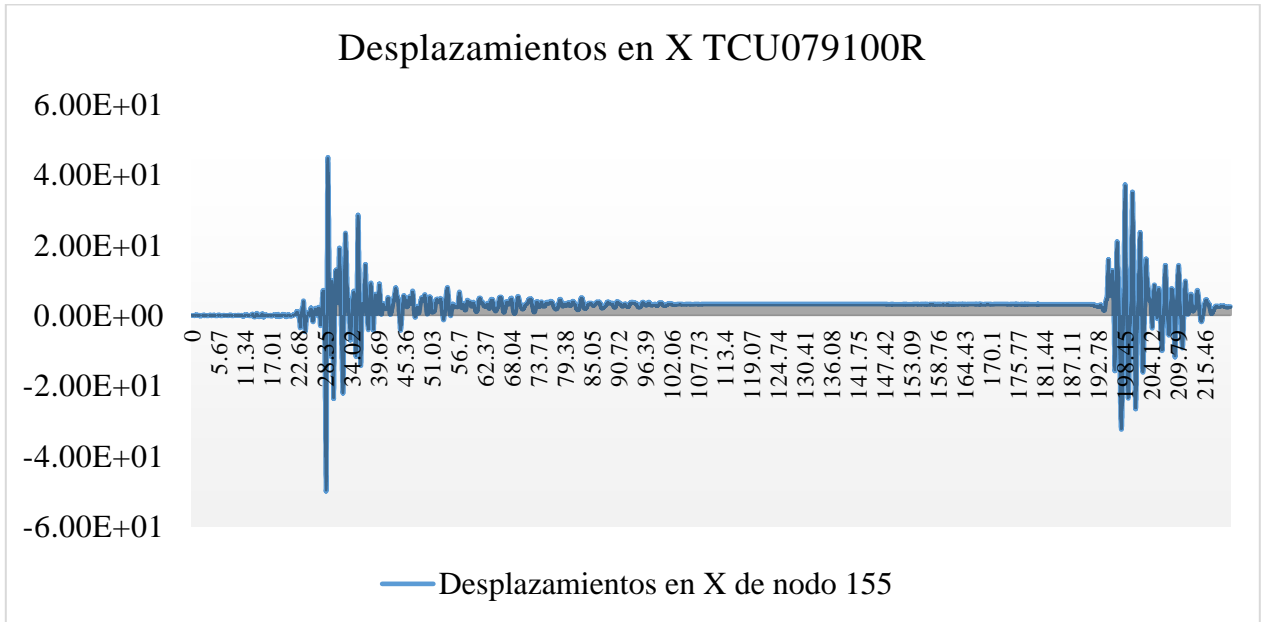
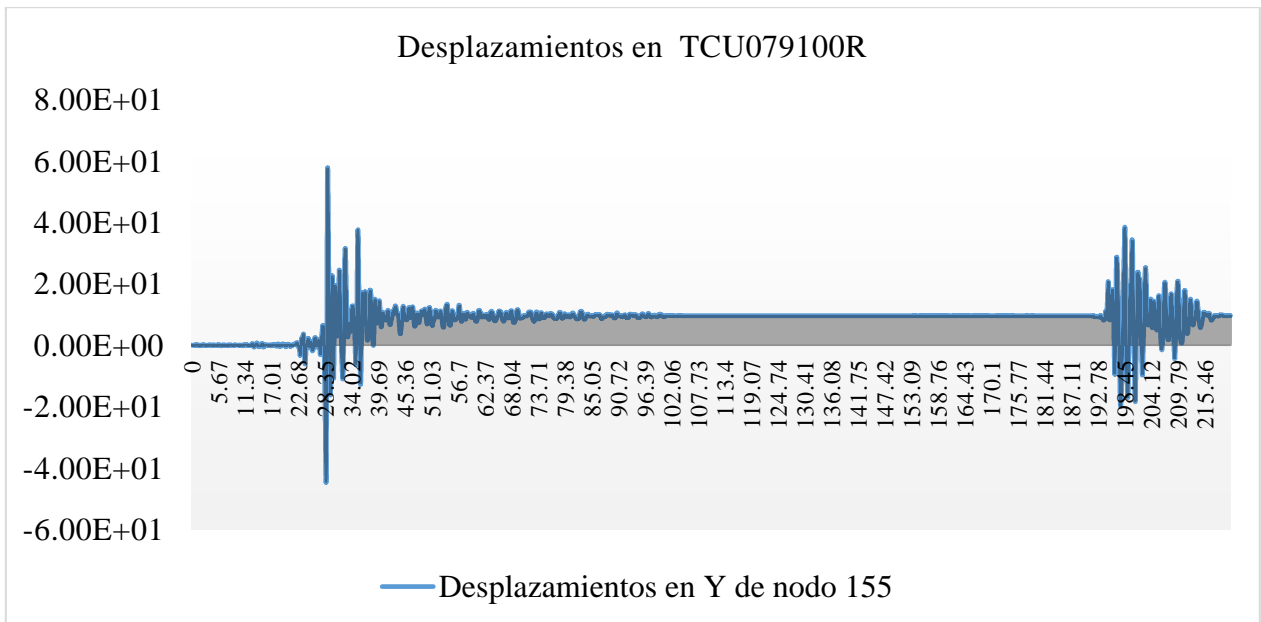


Figura 23.16. Distorsiones en Y con PGA de 2.0, con réplica, y distorsiones permisibles.

De manera adicional a las distorsiones también se demuestran los siguientes gráficos los cuales demuestran los desplazamientos, en ambas direcciones, del nodo 155 de la estructura. Los desplazamientos mostrados son a partir del registro TCU079100R.



**Figura 24.17.** Desplazamientos en X del nodo 155.



**Figura 25.18.** Desplazamientos en Y del nodo 155.

## Capítulo 4. Comparativa.

De las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico incremental, mostradas en el capítulo anterior, se realiza la comparativa de los valores obtenidos de los análisis con réplica y sin réplica, en su respectiva escala, además de la media de las distorsiones. Dichas comparaciones permiten tener un mejor entendimiento del comportamiento de la estructura ante diferentes secuencias sísmicas, mostrándose que en la mayoría de los casos las mayores distorsiones se encuentran en los registros que contienen de forma exclusiva la información acerca del evento principal, sin embargo, también se puede observar que en algunos casos las mayores distorsiones se encuentran en los registros con réplica, mostrándose en las siguientes gráficas las comparativas de dichos casos.

0.1 Distorsión en X sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0012	0.0021	0.0023	0.0030	0.0024	0.0027	0.0041	0.0011	0.0024	0.0010
Piso 2	0.0014	0.0025	0.0029	0.0037	0.0031	0.0032	0.0052	0.0013	0.0029	0.0012
Piso 3	0.0012	0.0023	0.0027	0.0038	0.0034	0.0028	0.0049	0.0012	0.0028	0.0013
Piso 4	0.0012	0.0019	0.0023	0.0036	0.0033	0.0022	0.0045	0.0010	0.0025	0.0012
Piso 5	0.0012	0.0015	0.0019	0.0031	0.0030	0.0017	0.0042	0.0008	0.0022	0.0011
Piso 6	0.0011	0.0012	0.0015	0.0024	0.0025	0.0012	0.0040	0.0009	0.0018	0.0010
Piso 7	0.0009	0.0008	0.0010	0.0016	0.0018	0.0008	0.0032	0.0009	0.0014	0.0008
Piso 8	0.0005	0.0004	0.0005	0.0009	0.0009	0.0004	0.0023	0.0005	0.0008	0.0006

**Tabla 25..** Distorsiones en X a escala 0.1 sin réplica.

1.0 Distorsión en X sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0119	0.0271	0.0326	0.0558	0.0353	0.0314	0.0087	0.0114	0.0268	0.0158
Piso 2	0.0139	0.0263	0.0317	0.0593	0.0331	0.0296	0.0153	0.0133	0.0278	0.0151
Piso 3	0.0119	0.0204	0.0232	0.0437	0.0241	0.0221	0.0244	0.0115	0.0227	0.0099
Piso 4	0.0117	0.0171	0.0168	0.0288	0.0182	0.0177	0.0213	0.0096	0.0176	0.0059
Piso 5	0.0116	0.0139	0.0147	0.0165	0.0148	0.0143	0.0158	0.0082	0.0137	0.0027
Piso 6	0.0114	0.0106	0.0122	0.0084	0.0112	0.0107	0.0112	0.0089	0.0106	0.0013
Piso 7	0.0093	0.0070	0.0083	0.0045	0.0074	0.0071	0.0073	0.0089	0.0075	0.0015
Piso 8	0.0051	0.0037	0.0044	0.0023	0.0039	0.0037	0.0038	0.0054	0.0040	0.0010

**Tabla 26..** Distorsiones en X a escala 1.0 sin réplica.

2.0 Distorsión en X sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0299	0.1021	0.1362	0.0892	0.1261	0.1063	0.0189	0.0165	0.0782	0.0490
Piso 2	0.0318	0.0831	0.0965	0.1113	0.1009	0.0867	0.0207	0.0196	0.0688	0.0382
Piso 3	0.0283	0.0430	0.0499	0.0907	0.0582	0.0513	0.0188	0.0188	0.0449	0.0238
Piso 4	0.0247	0.0251	0.0257	0.0540	0.0299	0.0278	0.0170	0.0181	0.0278	0.0115
Piso 5	0.0214	0.0168	0.0171	0.0283	0.0177	0.0175	0.0149	0.0161	0.0187	0.0043
Piso 6	0.0175	0.0124	0.0126	0.0137	0.0129	0.0123	0.0121	0.0154	0.0136	0.0019
Piso 7	0.0137	0.0080	0.0083	0.0066	0.0086	0.0080	0.0084	0.0149	0.0096	0.0030
Piso 8	0.0081	0.0043	0.0043	0.0031	0.0046	0.0043	0.0045	0.0088	0.0052	0.0020

**Tabla 27..** Distorsiones en X a escala 2.0 sin réplica.

0.1 Distorsión en Y sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0009	0.0012	0.0012	0.0023	0.0024	0.0015	0.0038	0.0009	0.0018	0.0010
Piso 2	0.0014	0.0018	0.0024	0.0035	0.0039	0.0022	0.0056	0.0014	0.0028	0.0015
Piso 3	0.0013	0.0017	0.0020	0.0036	0.0040	0.0023	0.0054	0.0014	0.0027	0.0015
Piso 4	0.0011	0.0014	0.0017	0.0033	0.0037	0.0020	0.0049	0.0013	0.0024	0.0014
Piso 5	0.0010	0.0011	0.0014	0.0028	0.0033	0.0017	0.0046	0.0013	0.0021	0.0013
Piso 6	0.0010	0.0008	0.0010	0.0021	0.0026	0.0013	0.0040	0.0011	0.0018	0.0011
Piso 7	0.0009	0.0006	0.0007	0.0014	0.0018	0.0009	0.0030	0.0009	0.0013	0.0008
Piso 8	0.0005	0.0003	0.0004	0.0008	0.0011	0.0005	0.0018	0.0006	0.0007	0.0005

**Tabla 28..** Distorsiones en Y a escala 0.1 sin réplica.

1.0 Distorsión en Y sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0093	0.0124	0.0130	0.0365	0.0163	0.0148	0.0209	0.0090	0.0165	0.0089
Piso 2	0.0136	0.0178	0.0184	0.0426	0.0225	0.0206	0.0381	0.0137	0.0234	0.0110
Piso 3	0.0128	0.0166	0.0161	0.0384	0.0207	0.0188	0.0435	0.0140	0.0226	0.0117
Piso 4	0.0112	0.0141	0.0139	0.0309	0.0173	0.0158	0.0409	0.0135	0.0197	0.0105
Piso 5	0.0103	0.0113	0.0124	0.0210	0.0138	0.0126	0.0338	0.0127	0.0160	0.0079
Piso 6	0.0104	0.0085	0.0100	0.0137	0.0102	0.0093	0.0238	0.0114	0.0122	0.0049
Piso 7	0.0085	0.0057	0.0067	0.0098	0.0068	0.0062	0.0143	0.0089	0.0084	0.0028
Piso 8	0.0052	0.0032	0.0038	0.0062	0.0039	0.0035	0.0077	0.0056	0.0049	0.0016

**Tabla 29..** Distorsiones en Y a escala 1.0 sin réplica.

2.0 Distorsión en Y sin réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0203	0.0440	0.0562	0.0715	0.0612	0.0527	0.0341	0.0163	0.0445	0.0196
Piso 2	0.0275	0.0489	0.0587	0.1080	0.0659	0.0574	0.0286	0.0251	0.0525	0.0275
Piso 3	0.0266	0.0389	0.0450	0.0837	0.0517	0.0447	0.0409	0.0261	0.0447	0.0181
Piso 4	0.0235	0.0261	0.0287	0.0547	0.0341	0.0291	0.0498	0.0257	0.0340	0.0118
Piso 5	0.0213	0.0176	0.0182	0.0329	0.0210	0.0185	0.0439	0.0243	0.0247	0.0092
Piso 6	0.0202	0.0123	0.0125	0.0166	0.0138	0.0127	0.0318	0.0213	0.0177	0.0067
Piso 7	0.0153	0.0080	0.0081	0.0074	0.0089	0.0081	0.0183	0.0162	0.0113	0.0045
Piso 8	0.0093	0.0045	0.0046	0.0034	0.0051	0.0046	0.0089	0.0101	0.0063	0.0026

**Tabla 30..** Distorsiones en Y a escala 2.0 sin réplica.

0.1 Distorsión en X con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0012	0.0021	0.0023	0.0030	0.0024	0.0027	0.0041	0.0011	0.0024	0.0010
Piso 2	0.0014	0.0025	0.0023	0.0037	0.0031	0.0032	0.0052	0.0013	0.0028	0.0013
Piso 3	0.0012	0.0022	0.0033	0.0038	0.0034	0.0028	0.0049	0.0012	0.0028	0.0013
Piso 4	0.0012	0.0019	0.0023	0.0036	0.0033	0.0022	0.0045	0.0010	0.0025	0.0012
Piso 5	0.0012	0.0015	0.0019	0.0031	0.0030	0.0017	0.0042	0.0008	0.0022	0.0011
Piso 6	0.0011	0.0012	0.0015	0.0024	0.0025	0.0012	0.0040	0.0009	0.0018	0.0010
Piso 7	0.0009	0.0008	0.0010	0.0016	0.0018	0.0008	0.0032	0.0009	0.0014	0.0008
Piso 8	0.0005	0.0004	0.0005	0.0009	0.0009	0.0004	0.0018	0.0005	0.0007	0.0005

**Tabla 31.. Distorsiones en X a escala 0.1 con réplica.**

1.0 Distorsión en X con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0119	0.0271	0.0326	0.0558	0.0353	0.0314	0.0087	0.0114	0.0268	0.0158
Piso 2	0.0139	0.0263	0.0317	0.0593	0.0331	0.0296	0.0153	0.0133	0.0278	0.0151
Piso 3	0.0119	0.0204	0.0232	0.0437	0.0241	0.0221	0.0244	0.0115	0.0227	0.0099
Piso 4	0.0117	0.0171	0.0168	0.0288	0.0182	0.0177	0.0213	0.0096	0.0176	0.0059
Piso 5	0.0116	0.0139	0.0147	0.0165	0.0148	0.0143	0.0158	0.0082	0.0137	0.0027
Piso 6	0.0114	0.0106	0.0122	0.0084	0.0112	0.0107	0.0112	0.0089	0.0106	0.0013
Piso 7	0.0093	0.0070	0.0083	0.0045	0.0074	0.0071	0.0073	0.0089	0.0075	0.0015
Piso 8	0.0051	0.0037	0.0044	0.0023	0.0039	0.0037	0.0038	0.0054	0.0040	0.0010

**Tabla 32.. Distorsiones en X a escala 1.0 con réplica.**

2.0 Distorsión en X con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0238	0.1021	0.1362	0.0892	0.1261	0.1063	0.0319	0.0163	0.0790	0.0479
Piso 2	0.0278	0.0803	0.0965	0.1113	0.1009	0.0867	0.0078	0.0251	0.0670	0.0403
Piso 3	0.0239	0.0458	0.0499	0.0907	0.0582	0.0513	0.0188	0.0261	0.0456	0.0233
Piso 4	0.0234	0.0251	0.0257	0.0540	0.0299	0.0278	0.0170	0.0257	0.0286	0.0109
Piso 5	0.0232	0.0168	0.0171	0.0283	0.0177	0.0175	0.0149	0.0243	0.0200	0.0047
Piso 6	0.0229	0.0124	0.0126	0.0137	0.0129	0.0123	0.0121	0.0213	0.0150	0.0044
Piso 7	0.0186	0.0080	0.0083	0.0066	0.0086	0.0080	0.0084	0.0162	0.0103	0.0044
Piso 8	0.0102	0.0043	0.0043	0.0031	0.0046	0.0043	0.0045	0.0101	0.0057	0.0028

**Tabla 33.. Distorsiones en X a escala 2.0 con réplica.**

0.1 Distorsión en Y con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0009	0.0012	0.0015	0.0023	0.0024	0.0015	0.0038	0.0009	0.0018	0.0010
Piso 2	0.0014	0.0018	0.0021	0.0035	0.0039	0.0022	0.0056	0.0014	0.0027	0.0015
Piso 3	0.0013	0.0017	0.0020	0.0036	0.0040	0.0023	0.0054	0.0014	0.0027	0.0015
Piso 4	0.0011	0.0014	0.0017	0.0033	0.0037	0.0020	0.0049	0.0013	0.0024	0.0014
Piso 5	0.0010	0.0011	0.0014	0.0028	0.0033	0.0017	0.0046	0.0013	0.0021	0.0013
Piso 6	0.0010	0.0008	0.0010	0.0021	0.0026	0.0013	0.0040	0.0011	0.0018	0.0011
Piso 7	0.0009	0.0006	0.0007	0.0014	0.0018	0.0009	0.0030	0.0009	0.0013	0.0008
Piso 8	0.0005	0.0003	0.0004	0.0008	0.0011	0.0005	0.0018	0.0006	0.0007	0.0005

**Tabla 34.. Distorsiones en Y a escala 0.1 con réplica.**

1.0 Distorsión en Y con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0093	0.0124	0.0130	0.0365	0.0163	0.0148	0.0209	0.0090	0.0165	0.0089
Piso 2	0.0136	0.0178	0.0184	0.0426	0.0225	0.0206	0.0381	0.0137	0.0234	0.0110
Piso 3	0.0129	0.0166	0.0161	0.0384	0.0207	0.0188	0.0435	0.0140	0.0226	0.0117
Piso 4	0.0112	0.0141	0.0139	0.0309	0.0173	0.0158	0.0409	0.0135	0.0197	0.0105
Piso 5	0.0103	0.0113	0.0124	0.0210	0.0138	0.0126	0.0338	0.0127	0.0160	0.0079
Piso 6	0.0104	0.0085	0.0100	0.0137	0.0102	0.0093	0.0238	0.0114	0.0122	0.0049
Piso 7	0.0085	0.0057	0.0067	0.0098	0.0068	0.0062	0.0143	0.0089	0.0084	0.0028
Piso 8	0.0052	0.0032	0.0038	0.0068	0.0039	0.0035	0.0077	0.0056	0.0050	0.0017

Tabla 35.. Distorsiones en Y a escala 1.0 con réplica.

2.0 Distorsión en Y con réplica										
Nivel	BEHIEP	JFP	SYCO	GRA	VACE	VAFA	TCU073	TCU079	X media	Desv. Est. $\sigma$
Piso 1	0.0186	0.0440	0.0562	0.0715	0.0612	0.0527	0.0457	0.0163	0.0458	0.0195
Piso 2	0.0271	0.0489	0.0587	0.1080	0.0659	0.0574	0.0399	0.0251	0.0539	0.0264
Piso 3	0.0257	0.0389	0.0450	0.0837	0.0517	0.0447	0.0482	0.0261	0.0455	0.0182
Piso 4	0.0225	0.0261	0.0287	0.0547	0.0341	0.0291	0.0512	0.0257	0.0340	0.0122
Piso 5	0.0207	0.0176	0.0182	0.0329	0.0210	0.0185	0.0416	0.0243	0.0243	0.0086
Piso 6	0.0209	0.0123	0.0125	0.0166	0.0138	0.0127	0.0285	0.0213	0.0173	0.0058
Piso 7	0.0171	0.0080	0.0081	0.0074	0.0089	0.0081	0.0152	0.0162	0.0111	0.0042
Piso 8	0.0104	0.0045	0.0046	0.0034	0.0051	0.0046	0.0070	0.0101	0.0062	0.0027

Tabla 36.. Distorsiones en Y a escala 1.0 con réplica.

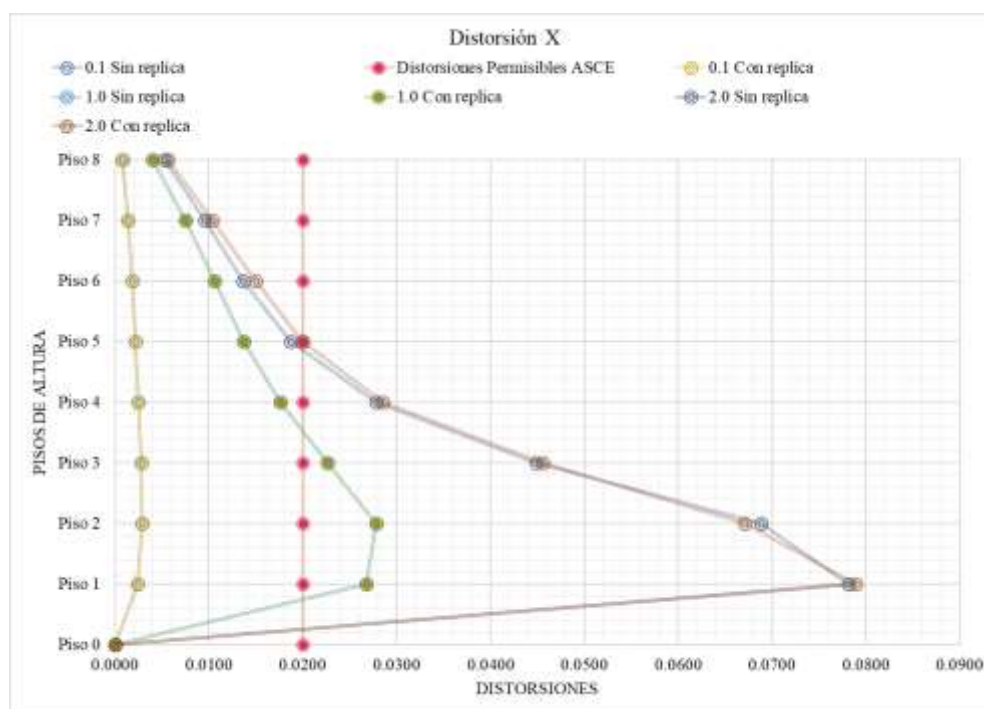
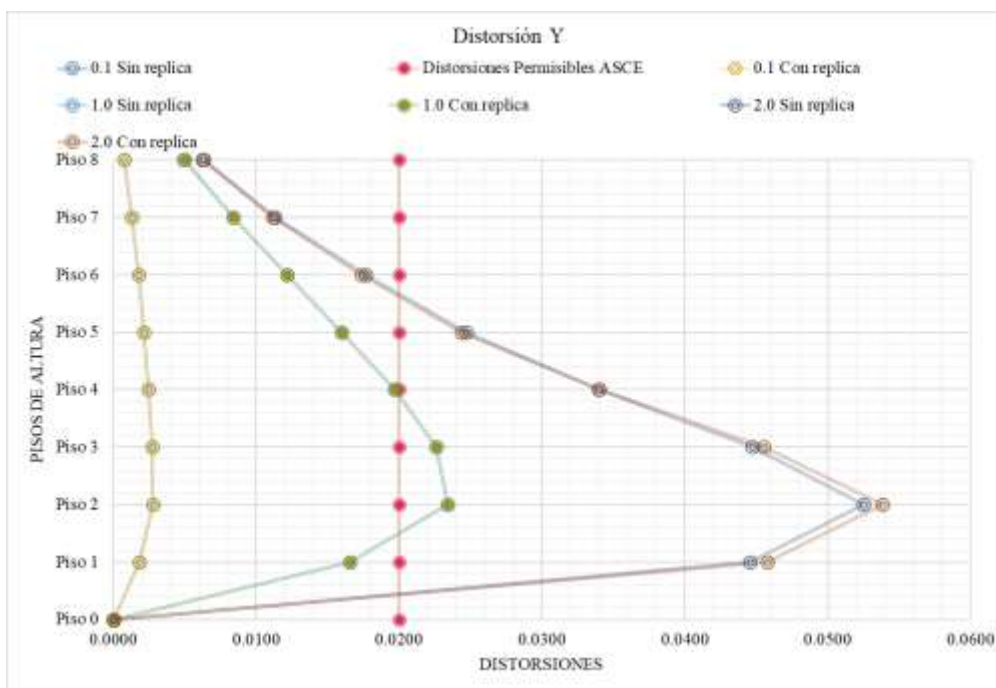


Figura 26.1. Distorsiones en X.

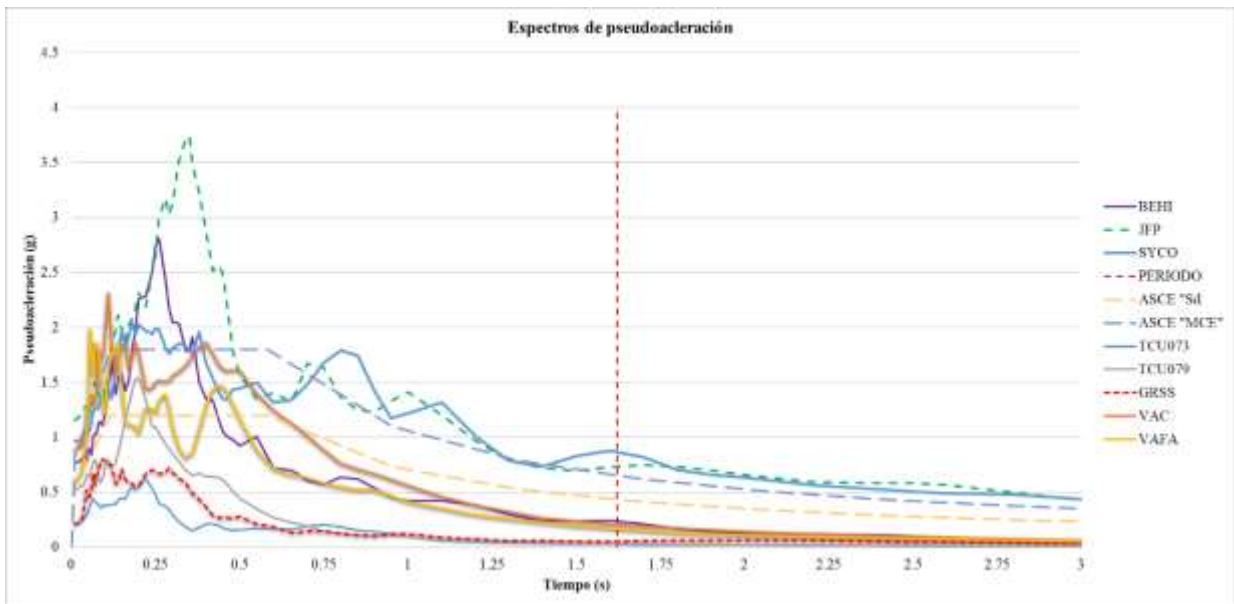


**Figura 27.2.** Distorsiones en Y.

Observando los resultados se percata que las mayores distorsiones se encuentran en los eventos principales, aún por encima de los registros de las réplicas sucedidos después de estos, además que en todos los análisis realizados los casos que presentaron mayores distorsiones son aquellas secuencias sísmicas que se encuentran escaladas para una aceleración máxima del terreno de 2.0, con el cual la posibilidades de que la estructura colapse son mayores, debido a estas distorsiones altas que sufre en sus diferentes alturas y que posteriormente al recibir el evento de la réplica, sus consecuencias sean notable al esfuerzo previo que tuvo la estructura durante el evento principal.

En la figura 21 y 22, se pueden observar las distorsiones medias de todos los registros, a mayor aceleración de terreno, mayor distorsión, es por esto que en el PGA de 2.0 las distorsiones son mayores. Se puede observar que los distintos registros sísmicos tienen el mismo comportamiento, con la diferencia de su nivel de intensidad.

A partir de la base de datos de la “Pacific Earthquake Engineering Research Center” se pueden obtener los acelerogramas de los sismos analizados en la presente investigación, los cuales pueden ser comparados con los espectros de diseño del suelo estudiado, los cuales para fines de este estudio es considerado tipo C.



**Figura 28.3.** Espectro de Pseudoaceleraciones.

En la figura 4.3 podemos observar los valores de la pseudoaceleraciones de cada uno de los registros utilizados en esta investigación, el periodo de la estructura es de 1.6224 segundos. Se puede observar que los registros sísmicos sucedidos en el evento de Northridge, específicamente a las estaciones “JFP” y “SYCO” son superiores a los valores mostrados del espectro de diseño, lo que nos permite interpretar que el sismo supera el diseño de la estructura, lo que puede ocasionar grandes distorsiones y por ende daños importantes, o incluso el colapso de la misma estructura.

## Capítulo 5. Conclusiones.

---

La investigación presente describe el procedimiento usado para el diseño de un edificio de 8 niveles de altura a base de acero estructural, siguiendo los procedimientos de las normas de diseño utilizadas durante la investigación. Como primer punto de partida se desglosó las cargas gravitacionales que soportaría el edificio. Seguido de esto se realizó un análisis dinámico incremental (ADI), considerando tres sismos diferentes en tres escalas diferentes (0.1, 1.0 y 2.0). En base a los resultados que obtuvieron se puede concluir lo siguiente:

- En base al diseño por análisis de cargas, y al uso de la herramienta de software de análisis estructural, se logran obtener las fuerzas, a las cuales los elementos estructurales son sometidos. Con dichas fuerzas se logra determinar que las secciones de los elementos estructurales propuestos son adecuadas y tienen un comportamiento que no supone ningún riesgo. Los esfuerzos obtenidos de las vigas, en base a las fuerzas mencionadas anteriormente, se encuentran por debajo del 50% de su capacidad fluencia, mientras que las columnas más críticas se encuentran alrededor de ese rango.
- Mediante la realización de un análisis convencional, la estructura tiene un comportamiento adecuado ante las cargas sísmicas, lo cual se refleja en las distorsiones de entrepiso, las cuales se encuentran por debajo de la permisibles establecidas en las normas utilizadas en esta investigación.
- En el análisis dinámico incremental se puede observar que el crecimiento de las distorsiones es proporcionalmente directo al escalamiento del PGA de los distintos registros sísmicos utilizados en el presente trabajo, a medida que aumenta la aceleración máxima del terreno los desplazamientos resultan ser superiores a los establecidos en la normas, en consecuencia las distorsiones de entrepiso también comienzan a estar fuera de los parámetros permisibles, sobre todo en los pisos iniciales de la estructura, que si bien tienen un desplazamiento menor a los de los pisos superiores, sus desplazamientos laterales son mucho mayores, por lo que sus distorsiones también, por lo que es recomendable implementar dispositivos capaces de disipar la energía recibida de las secuencias y así minimizar las distorsiones.

- Mediante el análisis dinámico no lineal se puede observar el comportamiento histerético de la estructura, la cual con los desplazamientos sucedidos después del evento principal, esta no regresa a su condición inicial exacta por lo que la estructura al recibir nuevamente las cargas sísmicas, ahora de la réplica, la estructura queda vulnerable debido a los esfuerzos que realizaron sus elementos estructurales, aun incluso cuando la replica es de menor intensidad.
- Se recomienda realizar más estudios del tema en cuestión en la región de Baja California, la cual como se ha mencionado en capítulos anteriores es una región sísmicamente muy activa por lo que las estructuras son susceptibles a recibir los eventos de secuencias sísmicas, dado esto es importante actualizar las normas de diseño sísmico para que las estructuras cuenten con estándares de seguridad mayores, lo cual no solo puede prevenir mayores costos económicos, sino que también pérdidas humanas.

## Bibliografía

---

Acosta-Chang, J. G., Arellano-Zepeda, G. A., Ruiz-Cruz, E., Mendoza-Garcilazo, L. H., Reyes-Serrano, L., y Rocha-Guerrero, E. (2009). Microzonificación sísmica en la zona urbana de Tijuana B.C. Tijuana: Protección civil. Gobierno del estado de Baja California, CICESE, DEPC, FOPREDEN. 115 p

Aguilar Solís, J. (2014), “Evaluación sísmica de edificios ante réplicas considerando las distorsiones residuales”, Tesis doctoral, Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.

Arce, R. (2016), “Estimación de peligro sísmico en el norte de BC, con aplicación en el cálculo de la respuesta dinámica de dos edificios”, Tesis de maestría, Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.

Jeon, Jong-Su & Desroches, Reginald & Brilakis, Ioannis & Lowes, Laura. (2012). “Aftershock fragility curves for damaged non-ductile reinforced concrete buildings”. In the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012-9-24 to 2012-9-28, Lisbon, Portugal, 0909.

Lluhen, Ortiz, E. (2011), “Evaluación de la Respuesta Estructural de un Edificio Utilizando Dispositivos de Aislamiento en la Base”, Tesis de maestría, Universidad Autónoma de Baja California.

Luco, N., Bazzurro, P. & Cornell, A. (2004). “Dynamic versus static computation of the residual capacity of mainshock-damaged building to withstand an aftershock.”. 13th World Conference on Earthquake Engineering. No. 2405. pp. 1-16.

Monterrubio Velasco, M. (2013). “Análisis estadístico y comportamiento fractal de las réplicas sísmicas del Sur de California”, Tesis Doctoral, Universidad Politècnica de Catalunya.

Peralta Álvarez, M. (2012) “Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha”. Tesina de Maestría, Universitat Politècnica de Catalunya

Pérez Rocha, Luis & Hernández, Ulises & Tena-Colunga, Arturo & Sandoval, Enrique. (2015). Espectros de diseño sísmico para la nueva versión del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE.

Rosenblueth, E. and Meli, R. (1986). The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City. Concrete International, 8, 23-24.

Ruiz García, J. (2012). “Mainshock-Aftershock Ground Motion Features and Their Influence in Building's Seismic Response”, Journal of Earthquake Engineering, 16:5, pp. 719-737.

Ruiz García, J., Bojórquez Mora, E., Corona Villar, E. & Reyes Salazar, A (2019), “Comportamiento de edificios de acero con contravientos excéntricos ante secuencias sísmicas”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 100, pp. 30-50.

Shcherbakov, R., Turcotte, D. & Rundle, J. (2005). “Aftershock Statistics. *Pure and Applied Geophysics*”. *Pure and Applied Geophysics*, No. 162, pp. 1051–1076.

Suárez-Vidal F., Armijo R., Morgan G., y Gastil G. 1991. Framework of recent and active faulting in Northern Baja California. En: *The Gulf and Peninsular Province of the California*. B. Simoneit and J. P. Dauphin (Editors). American Association of Petroleum Geologist Memorir 47, American Association of Petroleum Geologist. Tulsa Oklahoma, 285-300 p.

Wong O., V., Legg, M., & Suárez V., F. (1987). Sismicidad y tectónica de la margen continental del sur de California (USA) y Baja California Norte (México). *Geofísica Internacional*, 26(3), 459–478