



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

**VULNERABILIDAD SÍSMICA DE FACHADAS PREFABRICADAS DE  
CONCRETO DEL TIPO “PISO A PISO”**

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

PRESENTA:  
GERARDO AGUILAR CALDERON

TUTOR PRINCIPAL:  
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CO-TUTOR:  
DR. MAURO NIÑO LÁZARO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

MÉXICO, D. F. SEPTIEMBRE 2015



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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: Dr. Esteva Maraboto Luis

Secretario: M.I. Jean Perrilliat Raul

Vocal: Dr. Reinoso Angulo Eduardo

1<sup>er.</sup> Suplente: M.I. Arce Riobóo José Carlos

2<sup>do.</sup> Suplente: Dr. Niño Lázaro Mauro Pompeyo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Eduardo Reinoso Angulo

-----  
**FIRMA**

*A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida.  
A mi familia, por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad  
y brindado su apoyo en todo momento.  
A todas esas personas que fueron fundamentales durante esta etapa,  
al aconsejarme y acompañarme en los tiempos difíciles.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), por abrirme sus puertas y contribuir a mi formación profesional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico proporcionado para realizar mis estudios de maestría.

Al Dr. Eduardo Reinoso, por brindarme su apoyo, confianza, asesoramiento y la oportunidad de colaborar con él y con su equipo.

Al Dr. Mauro Niño, por su disposición y sus importantes aportaciones a este proyecto, al brindarme su apoyo, conocimientos y consejos.

A mis colegas y amigos del posgrado, que después de tantas horas de estudio y de diversión, se han vuelto una familia para mí.

# ÍNDICE GENERAL

<b>Capítulo 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>Capítulo 2. GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO</b> .....	3
2.1 Antecedentes del comportamiento sísmico de fachadas prefabricadas .....	5
2.2 Configuración de sistemas de fachadas prefabricadas del tipo piso a piso .....	8
2.3 Comportamiento de fachadas prefabricadas de concreto en experimentos .....	13
<b>Capítulo 3. ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO ESTRUCTURAL</b> .....	19
3.1 Descripción del modelo estructural .....	20
3.2 Respuesta del modelo estructural ante acciones sísmicas .....	21
3.2.1 Diseño del modelo de acuerdo a las NTCDF (2004) para diseño sísmico ..	21
3.2.2 Análisis no lineal de la historia en el tiempo .....	32
3.2.3 Análisis de los resultados .....	39
<b>Capítulo 4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO DEL TIPO “PISO A PISO”</b> .....	42
4.1 Conectores móviles .....	43
4.2 Conectores fijos .....	49
4.3 Espacio entre los paneles prefabricados .....	53
4.4 Comportamiento del sellador de juntas de la fachada .....	53
<b>Capítulo 5. FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DEL SISTEMA DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO</b> .....	55
5.1 Descripción de los modelos de fachadas prefabricadas de concreto considerados en el análisis .....	55

5.2 Estimación de funciones de vulnerabilidad sísmica de fachadas prefabricadas de concreto . . . . .	57
5.2.1 Análisis dinámico incremental . . . . .	57
5.2.2 Respuesta sísmica de los modelos de fachadas prefabricadas . . . . .	61
5.2.3 Funciones de vulnerabilidad . . . . .	65
5.3 Consideraciones en los factores de reducción de las NTCDF (2004) para elementos no estructurales . . . . .	69
5.3.1 Estimación de curvas de vulnerabilidad sin el factor de reducción por sobrerresistencia . . . . .	70
<b>Capítulo 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .</b>	<b>71</b>
6.1 Conclusiones . . . . .	71
6.2 Recomendaciones para futuros trabajos . . . . .	72
<b>REFERENCIAS . . . . .</b>	<b>74</b>

# RESUMEN

En esta investigación se llevan a cabo estudios analíticos para la obtención de la vulnerabilidad sísmica de fachadas prefabricadas de concreto del tipo "piso a piso". Con base en los resultados de esta investigación se hacen recomendaciones que ayudan a comprender el comportamiento sísmico de este tipo de sistemas de fachada y a mitigar los daños directos e indirectos durante un evento sísmico.

Los reglamentos en México estiman las fuerzas sísmicas que actúan sobre elementos cuya estructuración difiere de la del resto del edificio, tal como la de las fachadas prefabricadas de concreto. Sin embargo el procedimiento no es adecuado para estos elementos no estructurales. Se ha observado durante eventos telúricos un buen comportamiento sísmico del sistema estructural, acompañado de un mal desempeño por parte de los contenidos y los elementos no estructurales. Lo anterior es por la poca importancia que se le da al diseño de este tipo de componentes y por los procedimientos que se indican en los reglamentos, específicamente: los factores de reducción. Al reducir las fuerzas sísmicas de diseño por factores de ductilidad y de sobrerresistencia, se ignoran fuerzas que son mayores a las de diseño y que el edificio es capaz de soportar. Situación que a los componentes estructurales les favorece, pero es lo contrario para los componentes no estructurales.

Es por esto que en el presente trabajo se calculan funciones de vulnerabilidad que estiman el desempeño sísmico de este tipo de fachadas arquitectónicas y que demuestran la importancia de los factores de reducción en los elementos no estructurales.



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

Los sismos son una de las amenazas naturales menos predecibles y de mayor peligro para la sociedad, esto debido a que no existe método alguno para prever el instante en el que se disipa la energía que provoca estos movimientos telúricos. El daño resultante de un sismo puede ser de gran magnitud en diversos aspectos, de los cuales se resaltan por su nivel de importancia: las pérdidas de vidas y de costos financieros.

México es un país que se encuentra en un área de alto peligro sísmico, es por esto que es de mucha importancia ser rigurosos en el proceso de diseño de estructuras civiles. Por lo anterior, durante las últimas décadas las instituciones dedicadas a la ciencia y la investigación del país, han demostrado un gran interés en el área de la ingeniería sísmica y estructural. Sin embargo, aún quedan numerosas dudas y cuestiones que resolver.

Una estructura civil es considerada sísmicamente segura, cuando ante un evento telúrico no se presentan daños a la estructura que puedan ocasionar el colapso de la misma, ni a los contenidos de la edificación (apéndices, instalaciones, equipo, etc.). Desafortunadamente, en el diseño sísmico de estructuras se concede poca importancia a estos contenidos o elementos no estructurales. Y se ha observado en sismos recientes un excelente comportamiento de la estructura principal, acompañado por una respuesta deficiente de los elementos no estructurales. Erróneamente los contenidos o componentes no estructurales se consideran de poca importancia, ya que si se toma en cuenta la seguridad de las personas expuestas al riesgo de colapso de estos elementos, el costo de reposición y las pérdidas involucradas, y la suspensión de funciones de la misma edificación, es evidente que es de gran importancia el desempeño sísmico de estos elementos.

Una de las categorías más importantes de los componentes no estructurales es la de elementos arquitectónicos donde, debido al riesgo que implica el colapso de alguno de estos elementos, se pueden resaltar las fachadas prefabricadas de concreto.

Los sistemas de paneles prefabricados de concreto han ganado popularidad en la industria de fachadas arquitectónicas durante las últimas décadas. Sin embargo, se han presentado en numerosos eventos sísmicos fallas en este tipo de fachadas, las cuales han sido motivo de pérdidas económicas y de vidas. Es por esto que dentro del análisis y diseño de la edificación, el comportamiento sísmico de las fachadas prefabricadas de concreto debe ser considerado. Desafortunadamente, la información que se tiene sobre el comportamiento sísmico de estos elementos es escasa, y es por esto que dentro de las normas y reglamentos oficiales de cada región, no se presentan metodologías específicas para este tipo de sistemas.

El objetivo de la tesis es generar información fundamental que describa el comportamiento sísmico de uno de los sistemas de fachadas prefabricadas de concreto más populares de la industria, que es el de "piso a piso", de tal manera que existan bases que ayuden a comprender el desempeño de estos elementos no estructurales y se puedan reducir los daños y las pérdidas causadas por eventos telúricos, además de demostrar la importancia de considerar a los elementos no estructurales dentro del análisis y diseño sísmico de la estructura.

# CAPÍTULO 2

## GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO

Las fachadas son elementos arquitectónicos fundamentales que han existido desde hace miles de años. Han sido utilizadas para proteger el interior de la estructura de factores ambientales como el viento y la lluvia, además de ser componentes estéticos y artísticos. Los materiales más populares utilizados para las fachadas arquitectónicas son el vidrio, metal y el concreto prefabricado; siendo el último, objeto de estudio de esta investigación.

A medida que fue avanzando la tecnología en la construcción y en procesos industriales, las fachadas prefabricadas de concreto (FPC) fueron mejorando su método de producción, el tamaño de los paneles, la resistencia y durabilidad de los mismos. Durante la década de 1930 las FPC comenzaron a ser muy utilizadas y su popularidad siguió creciendo en edificios comerciales, industriales, institucionales y residenciales.



**Figura 2.1** Instalación de paneles prefabricados de concreto en un sistema estructural (Hutchinson et al., 2014).

Este tipo de sistemas de fachadas arquitectónicas son construidos instalando paneles de concreto prefabricado en un sistema estructural utilizando conexiones de acero. Es importante mencionar que las FPC son elementos considerados no-estructurales, por lo que no tienen ninguna contribución a la rigidez lateral del edificio que las soporta. Sin embargo, se debe conocer el comportamiento sísmico de la estructura principal ante un evento para que los paneles de concreto puedan ser diseñados de una manera adecuada, es decir, que actúen meramente como elementos no-estructurales. De no ser así, las FPC pueden contribuir a la rigidez lateral de la estructura al restringir la distorsión de entrepiso ocasionada por los movimientos sísmicos; lo anterior puede ocasionar que los paneles fallen al ser afectados por una fuerza cortante para la cual (al ser elementos no-estructurales) no fueron diseñados.

En algunas ocasiones las FPC tienen un costo muy alto, hay casos en los que pueden llegar a ser hasta el 20% del costo total de la estructura, sobre todo cuando llevan incluidos mosaicos de cerámica o piedras naturales (como el mármol). Si se analiza la problemática desde el punto de vista económico, y se considera el valor monetario de lo que representa la instalación de las fachadas, así como los daños que pueda ocasionar el colapso de alguno de los paneles, es obvio que se le debe prestar una atención importante a su diseño para que los daños esperados sean mínimos y controlados.

Para lograr que los paneles tengan un comportamiento adecuado, necesitan contar con conexiones detalladas. Deben de estar conectados a la estructura de tal manera que las conexiones sean capaces de resistir el peso del elemento, las fuerzas laterales causadas por eventos sísmicos, y deben de tener la capacidad de permitir los movimientos laterales de la estructura que los soportan.

Durante un evento sísmico, las FPC son vulnerables cuando las siguientes condiciones se presentan:

- Las juntas entre los paneles de concreto no tienen una holgura suficiente para permitir la distorsión de entrepiso de la estructura que los soporta. Lo anterior ocasiona que los paneles hagan contacto entre ellos, causando daños en el material y creando un riesgo de colapso.
- Los elementos que soportan al panel no son diseñados para resistir la fuerza ocasionada por la masa de las FPC y las aceleraciones actuantes en el entrepiso causadas por el sismo. Lo anterior provoca que los conectores se fracturen y el panel se desprenda de la estructura.
- Debido a que los elementos están colocados en el exterior de la estructura, la exposición a la humedad puede deteriorar la resistencia de los conectores. Por lo que es necesario que sean aislados de manera adecuada.
- Si las conexiones de la fachada prefabricada no están diseñadas para permitir que ésta tenga un movimiento independiente al de la estructura, tanto las conexiones como el mismo panel son vulnerables a ser dañados, esto debido a la restricción de las deformaciones

laterales del edificio. Los paneles pueden agrietarse, dañar a los paneles adyacentes, las conexiones fracturarse, y los paneles pueden dislocarse.

En países donde existe un alto peligro sísmico, como México, es de vital importancia considerar los efectos del terremoto. Para ello las estructuras civiles suelen diseñarse para resistir las aceleraciones que afectan a la misma, pero no se puede decir lo mismo de los elementos no-estructurales. La mayoría de las veces los elementos como las FPC son ignorados al momento de realizar el análisis y diseño sísmico, lo que las hace muy vulnerables ante este tipo de eventos.

Existe una gran variedad de sistemas de fachadas prefabricadas y aunque todas funcionan bajo los mismos principios teóricos, es conveniente dividir las en diferentes categorías dependiendo de la manera en la que están instaladas en la estructura principal. Generalmente las categorías son las siguientes:

- Paneles de pared sólidos: Son las FPC que van de “piso a piso” y están conformados por una pared sólida. Es decir están conectados a la estructura en dos niveles adyacentes de la misma.
- Paneles de pared con ventana: Éstos son muy parecidos a los anteriores, con la única diferencia de que en lugar de ser una pared sólida, hay uno o varios orificios que actúan como ventanas.
- Paneles tipo “Spandrel”: Estas fachadas están conectadas solamente a la viga o la losa de un solo nivel de la estructura. Es decir no están conectados a la estructura en dos niveles adyacentes de la misma, como los paneles de pared.
- Paneles de cubierta de columna: Estos paneles se adhieren solamente a las columnas de la estructura.

## **2.1 Antecedentes del comportamiento sísmico de fachadas prefabricadas**

A lo largo de la historia y en todo el mundo, se han registrado un gran número de fallas de PFC a causa de acciones sísmicas, algunas de éstas terminaron en tragedias y ocasionaron pérdidas de vidas humanas.

Durante el sismo de Alaska de 1964, el edificio de la tienda departamental JC Penny se dañó parcialmente y posteriormente tuvo que ser derribado. La estructura de cinco niveles, estaba construida de concreto armado con muros de cortante en tres de sus lados y en el lado restante un sistema de FPC. En este evento varios paneles prefabricados colapsaron y produjeron la muerte de dos personas que fueron aplastadas por los mismos.



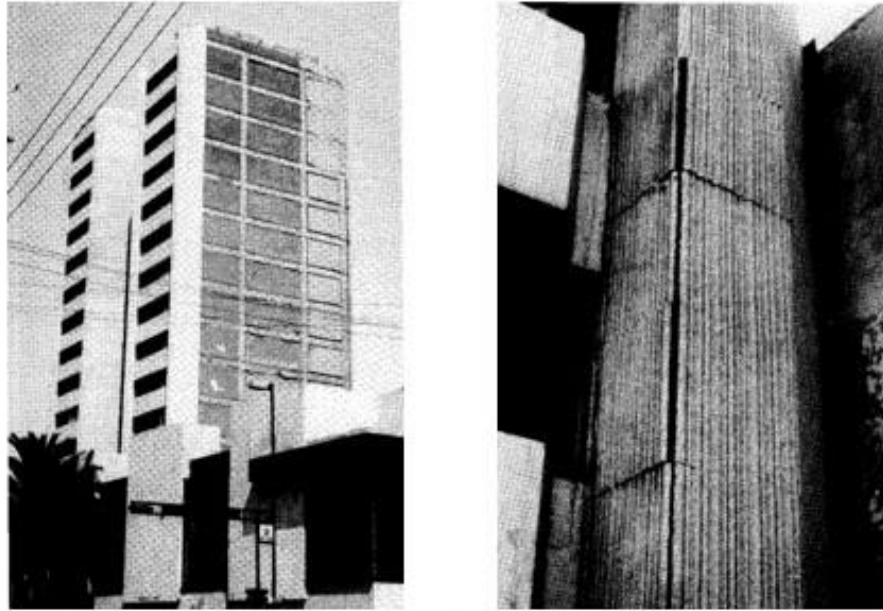
**Figura 2.2** Colapso de paneles de concreto prefabricados en el sismo de Alaska de 1964 (WBDG, 2009).

De igual manera, en el sismo de Whittier de 1987, una estudiante de la Universidad del Estado de California murió al ser aplastada por un panel de concreto prefabricado que colapsó de un estacionamiento de la universidad mencionada. Aunque, en el sismo de Loma Prieta de 1989 no hubo registro de daños en FPC, los equipos de reconocimiento estructural reportaron que si la intensidad del sismo hubiera sido un poco mayor, el daño en las conexiones hubiera sido general. De igual manera, en el también sismo californiano de Northridge de 1994, no se presentaron daños en sistemas de FPC.



**Figura 2.3** Panel prefabricado derrumbado por el sismo de Whittier de 1987 (Hutchinson et al., 2014).

Dos de los sismos en los que más reportes de daños a paneles prefabricados de concreto fueron el de México de 1985 y el de Hyogo-Ken Nanbu de 1995. En México se analizaron veinticinco edificios que contaban con FPC, de entre diez a veinte niveles, y se concluyó que el rendimiento general de los paneles fue malo. Por otro lado, en Japón se registraron seis edificios que contaban con FPC y que los paneles se desprendieron de los mismos. De estos seis edificios, cuatro de ellos sufrieron daños estructurales muy graves y los paneles colapsaron; y en los otros dos edificios, solamente los paneles de los niveles superiores colapsaron.



**Figura 2.4 Edificio que sufrió daños en sus fachadas prefabricadas durante el sismo de 1985, México (izquierda). Fallas en las conexiones de paneles prefabricados causados por el sismo de 1985, México (derecho) (Modificado de Goodno, 1989).**

Más recientemente, durante el sismo de L'Aquila de 2009 se produjeron fallas severas en las conexiones entre los paneles prefabricados y los sistemas estructurales.

Durante el sismo de Chile del 2010 se presentaron colapsos en la dirección fuera del plano de numerosos paneles de concreto.

En Nueva Zelanda, en el sismo de Christchurch del 2011, también se observaron daños en los paneles de concreto no-estructurales. Un gran número de paneles que sufrieron daños al 100% fueron reportados, principalmente por errores en las conexiones durante la etapa de instalación de las FPC. Además, se presentó agrietamiento, impacto entre los paneles ubicados en las esquinas de las fachadas, desplazamientos residuales de los paneles y la ruptura del sellador que se coloca en las juntas.

En Italia, durante el sismo de Emilia del 2012 se presentaron fallas en varias FPC debido a la incapacidad de las conexiones para permitir la distorsión de entrepiso.

Se ha demostrado, en diversos eventos sísmicos, que el daño en cualquier elemento no-estructural posee un riesgo a la vida de los ocupantes de la estructura y puede llevar a pérdidas económicas de gran importancia. Las FPC no son la excepción, ya que se encuentra en la parte exterior del edificio y en general son muy pesadas.

## **2.2 Configuración de sistemas de fachadas prefabricadas de concreto del tipo “piso a piso”**

Los sistemas de FPC de tipo “piso a piso” generalmente son fabricados con un concreto de  $f'c= 250$  kg/cm<sup>2</sup> y armados con barras de acero grado 6000, al ser elementos no-estructurales los paneles son diseñados solamente para soportar el proceso de transporte y de instalación a la estructura. Se suelen fabricar piezas desde 3.5 m<sup>2</sup> hasta 25 m<sup>2</sup>, dependiendo del proyecto. Las fachadas de concreto pueden tener 8 cm, 10 cm, 12 cm y hasta 15 cm; por lo que el peso promedio de un muro de concreto sólido prefabricado es de 240 kg/cm<sup>2</sup>.

Como lo mencionan las normas técnicas complementarias para diseño por sismo del Distrito Federal:

*“Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan la deformación de ésta en el plano del muro, pero a la vez que se impida el volteo de estos muros en dirección normal a su plano. Preferentemente estos muros serán de materiales flexibles.”*

Siendo las fachadas de concreto elementos rígidos en su plano, los diseñadores deben de asegurar que las fachadas prefabricadas no contribuyan a la resistencia de fuerzas laterales de la estructura. Para lograr lo anterior, la parte inferior y superior de los muros no-estructurales tienen dos diferentes tipos de conexiones a la estructura principal. Las conexiones de la parte inferior del panel, conocidas como conexiones fijas, se encargan de empotrar la base de la fachada con el piso o la viga inferior, de tal manera que resistan cualquier fuerza lateral sin que el panel prefabricado se desprenda del elemento estructural. Las conexiones de la parte superior del panel, conocidas como conexiones móviles, se unen con el piso o la viga superior; y tienen la función de restringir el movimiento en dirección fuera del plano de la fachada, pero deben permitir el movimiento de la viga o piso en dirección del plano.

La combinación de las conexiones fijas en la parte inferior del panel y las conexiones móviles en la parte superior crean un sistema de FPC capaz de moverse rígidamente, en la dirección del plano, junto con el piso inferior, de tal manera que solo se observan deformaciones en la dirección ortogonal al plano. La configuración de los sistemas de FPC “piso a piso” puede ser inversa, es decir, que las conexiones fijas sean en la parte superior del panel y las conexiones móviles sean en la parte inferior del mismo, pero por simplicidad al momento de la instalación del panel en la estructura, es más utilizada la primera configuración mencionada.





**Figura 2.5 Sistema típico de FPC del tipo "piso a piso" (Modificado de WBDG, 2009).**

Este tipo de mecanismo crea un método de defensa para las FPC ante movimientos sísmicos, ya que al permitir la distorsión de entrepiso del edificio, el panel no tendrá que soportar fuerzas que traten de cortarlo.

Para que el mecanismo funcione de una manera adecuada, es común que en la práctica se realice lo siguiente:

1. Las conexiones móviles deberán tener alguna de las siguientes configuraciones:

*Conectores móviles del tipo deslizante*

En la figura 2.6 se presenta un sistema típico de un conector deslizante, el cual consiste en una placa con un orificio roscado que es colada monolíticamente con el panel, una varilla roscada (generalmente de 1.905 cm de diámetro o de 2.54 cm de diámetro), un ángulo con una ranura y soldado a la estructura, tuercas y rondanas.

La varilla roscada es conectada al panel por medio del orificio roscado antes mencionado, después se extiende a través de la ranura del ángulo que se encuentra unido a la viga o al piso de la estructura, para después unirlo a éste por medio de las rondanas y las tuercas. Las tuercas no deben de ser ajustadas con más fuerza de la que puede la mano, esto para evitar problemas al momento del deslizamiento, ya que si existe una gran fricción entre las placas y el ángulo, la capacidad de deslizarse una superficie con respecto a la otra es mínima.

Los conectores deslizantes tienen el objetivo de permitir el desplazamiento relativo (en la dirección al plano) entre el panel y el edificio, al permitir que la varilla roscada se deslice de un lado al otro dentro de la ranura ubicada en el ángulo. La varilla roscada transmite las fuerzas que se presentan

fuera del plano a través de tensiones y compresiones axiales, pero es libre de deslizarse dentro del plano para lograr aislar el panel de la distorsión de entrepiso actuante en la estructura.

La longitud de la ranura del ángulo debe de ser suficiente para que la varilla roscada pueda deslizarse hacia ambos lados ante el desplazamiento relativo entre el nivel superior y el nivel inferior del panel (considerando el diámetro de la varilla), además de tener una tolerancia para el momento de la instalación del panel.

Un problema que se presenta en este tipo de conexiones móviles es que aunque las tuercas se ajustan solamente con la mano, la fricción entre las superficies de las rondanas y el ángulo, restringe el desplazamiento y ocasiona que existan fuerzas de flexión en la varilla roscada. La flexión en la varilla ocasiona que exista una rotación en sus apoyos, lo cual a su vez, provoca que las tuercas presionen a las rondanas contra la superficie del ángulo, de tal manera que el deslizamiento se restringe. Investigaciones recientes han demostrado que las conexiones deslizantes con varillas roscadas largas y flexibles tienen más probabilidades de sufrir rotaciones plásticas, por lo que una buena prevención para este tipo de conexiones es el reducir la longitud de la varilla roscada.

#### *Conectores móviles del tipo dúctiles*

En la figura 2.7 se presenta un sistema típico de un conector dúctil, el cual engloba componentes similares a los usados en los conectores deslizantes, sin embargo, la varilla roscada es más larga y el orificio está sobredimensionado del diámetro de la varilla solamente para la tolerancia durante la instalación del panel. Este tipo de conexiones permiten el desplazamiento relativo entre el panel y la estructura a través del comportamiento dúctil de la varilla roscada. Es decir, el desplazamiento se disipa a través de comportamientos elásticos e inelásticos de la varilla.

Al igual que en las conexiones deslizantes, la longitud de la varilla es un factor clave para que el comportamiento del conector sea el adecuado; ya que si es muy corta la carga cíclica puede llevar a la varilla a su fractura. El material de la varilla roscada, como su nombre lo dice, debe de ser dúctil (aceros de bajo carbón, ASTM A36).

Algunas investigaciones indican que, además de la longitud de la varilla, el desplazamiento de entrepiso y el diámetro de la varilla son tres variables que describirán el comportamiento de la conexión ante un evento sísmico.

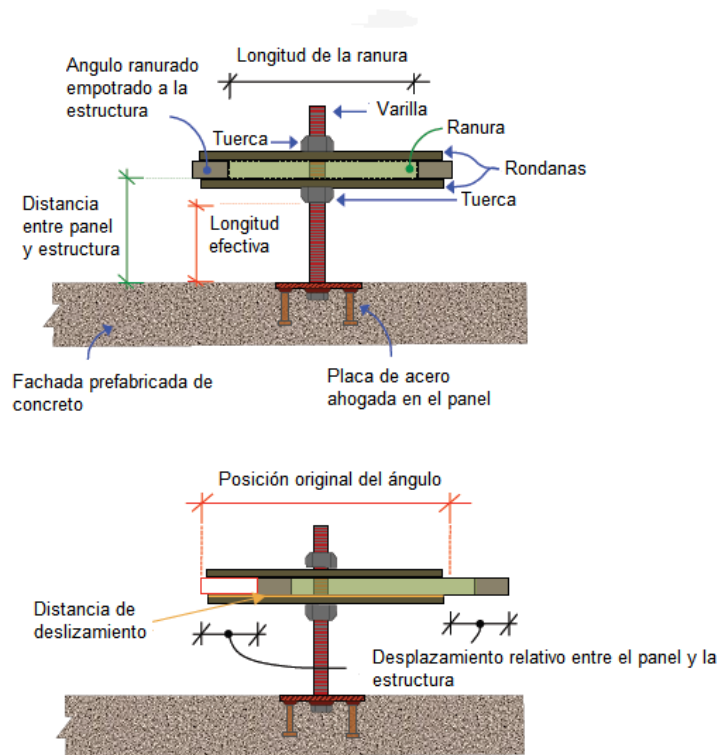


Figura 2.6 Sistema típico de un conector móvil deslizante (Modificado de Hutchinson et al., 2014).

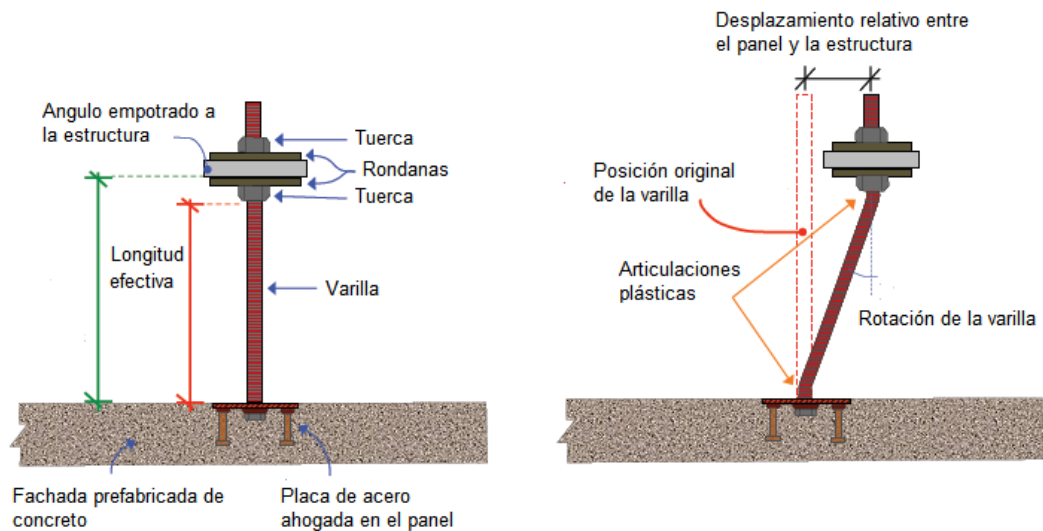
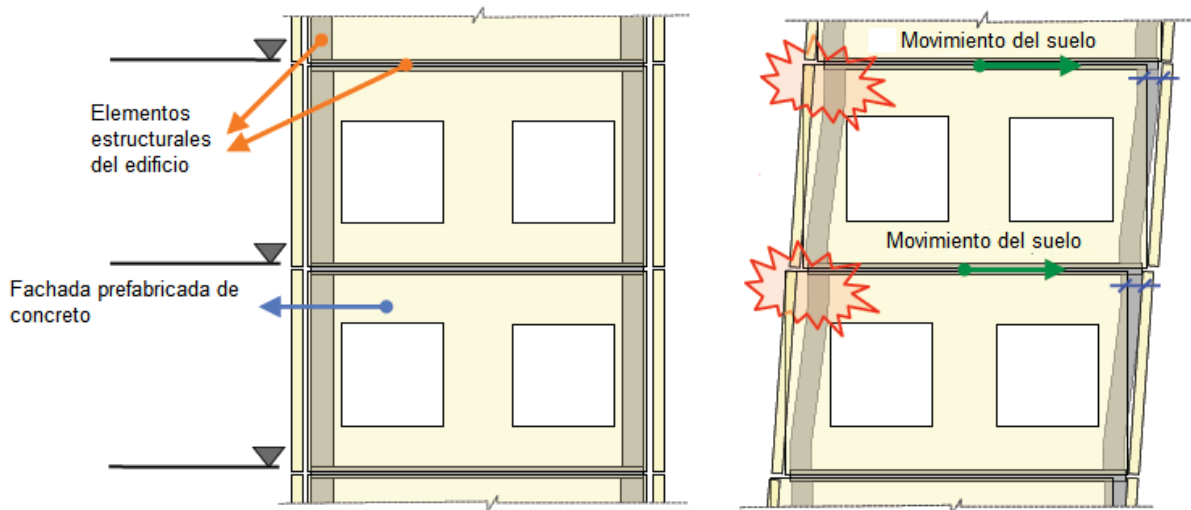


Figura 2.7 Sistema típico de un conector móvil dúctil (Modificado de Hutchinson et al., 2014).

2. A las juntas de los paneles se les da una longitud necesaria para que no exista un contacto entre ellos ni con alguna parte de la estructura mientras el edificio experimenta el desplazamiento sísmico necesario.

La implementación de un sistema de FPC como la de “piso a piso” requiere de juntas largas en las esquinas del edificio, ya que el movimiento de los paneles de cada lado de la esquina puede causar un impacto entre ellos si las juntas no tienen la longitud necesaria. Este impacto podría ocasionar que las conexiones fallen y los paneles se separen de la estructura.



**Figura 2.8 Impacto entre paneles ocasionado por un movimiento típico en las esquinas de una estructura (Modificado de Hutchinson et al., 2014).**

Por lo tanto, para tener un buen desempeño del sistema de las FPC se requieren juntas grandes en las esquinas que vayan verticalmente a lo largo de todo el edificio. Lo anterior, visto desde el punto arquitectónico, es algo que no se desea. Por lo que se debe de conocer cuales serían los desplazamientos de entrepiso esperados para la estructura, para poder diseñar el espesor de las juntas de los paneles.

Anteriormente la distancia relativa entre paneles ubicados en la esquina de una estructura era menor a una pulgada (2.54 cm), y se esperaba un desempeño adecuado.

Sin embargo, según el cuerpo principal de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo vigentes del Distrito Federal (2004), se especifica:

*“Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico*

*aceptables y tomando en cuenta las reducciones de fuerzas sísmicas permitidas, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.”*

Por lo tanto, no es extraño que haya estructuras con alturas de entrepiso de 4 metros en las que un desplazamiento relativo entre niveles aceptable sea del orden de casi 5 cm. Es decir, existen edificios en los que es necesario que haya distancias relativas entre paneles ubicados en esquinas del orden de hasta 3 pulgadas (7.5 cm) para que el desempeño del sistema de FPC sea adecuado. Análisis tan detallados como este han hecho que las fachadas arquitectónicas de concreto prefabricado queden en desventaja contra las fachadas arquitectónicas de otros materiales (como el acero), debido a que el tener juntas con espesores tan grandes son un factor que afecta negativamente la estética de la fachada.

Una alternativa a espesores tan grandes entre los paneles, es esperar que haya un impacto entre ellos. Es decir, diseñar un conector el cuál tenga la capacidad de deformarse plásticamente, por el impacto de los paneles, sin que éste se fracture.



**Figura 2.9 Juntas típicas de paneles en esquinas de edificios (Hutchinson et al., 2014).**

### **2.3 Comportamiento de FPC en experimentos**

Debido a la importancia de mejorar el diseño y el comportamiento de las FPC ante eventos sísmicos, durante años se han realizado investigaciones experimentales y analíticas para estudiar y perfeccionar el desempeño de los paneles prefabricados.

Realizar experimentos a escala real de FPC en edificios resulta costoso y consume demasiado tiempo. Sin embargo, se han ejecutado recientemente un número de proyectos a escala real en donde se ha tenido la oportunidad de estudiar el comportamiento sísmico de las FPC y sus conectores.

Un proyecto que se ejecutó a escala real y que es importante mencionar en la presente investigación es el proyecto “Building Nonstructural Components and Systems (BNCS)” realizado en Estados Unidos.



**Figura 2.10** Páneles utilizados en el experimento BNCS (Hutchinson et al., 2014).

Este proyecto a escala real se realizó en el año 2012 y consistía en un edificio de cinco niveles, con un sistema estructural de marcos de concreto reforzado, y equipado con una gran variedad de elementos y componentes no estructurales.

A esta estructura se le hicieron pruebas sísmicas en una mesa vibratoria al aire libre, cabe mencionar que el movimiento de la mesa vibratoria fue unidireccional. El objetivo de este proyecto fue el de simular como sería el comportamiento de elementos no-estructurales en una situación real.

La altura total de la estructura de concreto, incluyendo su cimentación, era de 75 pies (22.86 m); teniendo una altura de entrepiso de 14 pies (4.27 m). La estructura fue sometida a un total de trece eventos sísmicos, de los cuales siete fueron con aisladores sísmicos en la base del edificio, y los otros seis fueron con la base del edificio empotrada a la mesa vibratoria.

Se utilizaron un total de dieciséis FPC del tipo “piso a piso” con ventanas, ocho de estas se instalaron de tal manera que el movimiento que predominara fuera dentro del plano del panel, y las otras ocho se instalaron en lugares en donde predominaran los efectos fuera del plano del panel.

Todos los paneles tenían 5 pulgadas de espesor (12.7 cm), y fueron soportados por conexiones fijas en su parte inferior y por conectores móviles en la parte superior de los mismos. La altura de los paneles instalados en el cuarto nivel era de 13 pies con 11 pulgadas (4.24 m), mientras que los paneles instalados en el quinto nivel tenían una altura de 15 pies y cinco pulgadas (4.7 m). Los paneles que fueron sometidos a movimientos dentro de su plano tenían anchos de entre 18 pies con 8 pulgadas (5.7 m) y 16 pies con 11 pulgadas (5.15 m) y pesaban entre 10.7 kips (4.85 ton) y 13 kips (5.9 ton); mientras que los paneles que actuaron ante excitaciones fuera de su plano tenían anchos 11 pies con 4 pulgadas (3.45 m) y pesaban entre 8.1 kips (3.67 ton) y 9.5 kips (4.31 ton).

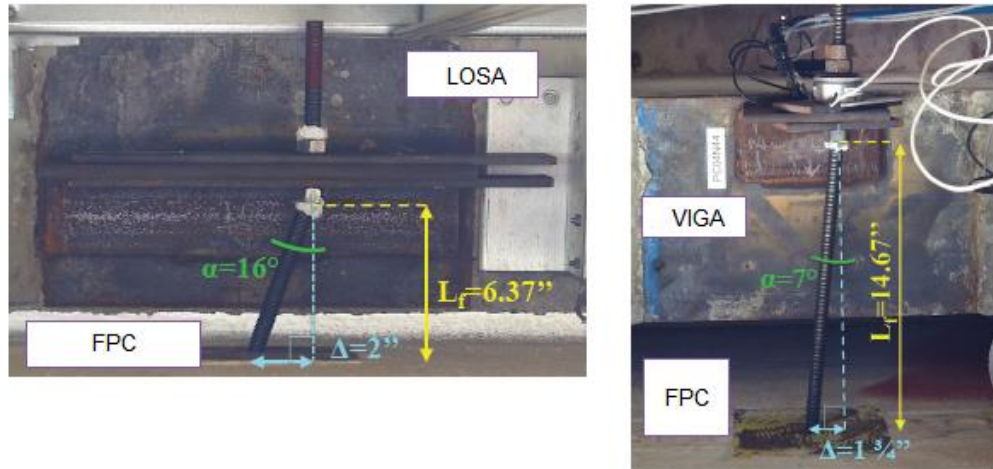
Las conexiones móviles que se utilizaron fueron del tipo dúctil y del tipo deslizante. Los conectores dúctiles tenían varillas roscadas de  $\frac{3}{4}$  pulgadas de diámetro (1.91 cm) y se probaron tres longitudes diferentes: 10.9 pulgadas (27.7 cm), 14.9 pulgadas (37.9 cm) y 18.9 pulgadas (48 cm). Para los conectores deslizantes de igual manera se utilizaron varillas de  $\frac{3}{4}$  pulgadas de diámetro (1.91 cm) y también se probaron tres longitudes diferentes: 0 pulgadas (ya que no había espacio alguno entre el panel y la estructura), 2.9 pulgadas (7.4 cm) y 8.5 pulgadas (21.6 cm). Después de cada prueba, las conexiones eran inspeccionadas, y se observó que algunas de las conexiones presentaban articulaciones plásticas en sus varillas. No se observó daño alguno en las soldaduras de las conexiones o fracturas en las varillas. Al final de las pruebas se llegaron a las siguientes conclusiones:

#### *Daños en los conectores móviles*

Para ambos conectores móviles, dúctiles y deslizantes, se presentaron articulaciones plásticas en las varillas debido a los desplazamientos de entrepiso. Lo anterior es un daño considerable debido a que la varilla debe de ser reemplazada porque lo ideal es que en un evento sísmico la varilla comience a deformarse partiendo de su estado elástico, y al tener las articulaciones plásticas esto es imposible.

Las conexiones deslizantes tuvieron un desempeño malo en general, ya que se presentaron articulaciones plásticas en todas (a excepción de las que se encontraban unidas a la estructura con ninguna longitud entre ambas). En cambio las conexiones dúctiles tuvieron un mejor desempeño, de hecho los conectores de 14.9 pulgadas (37.9 cm) y 18.9 pulgadas (48 cm) de longitud presentaron esfuerzos de fluencia solamente en las últimas pruebas (dónde se alcanzaron aceleraciones de hasta .68g y distorsiones de entrepiso de hasta 66%).

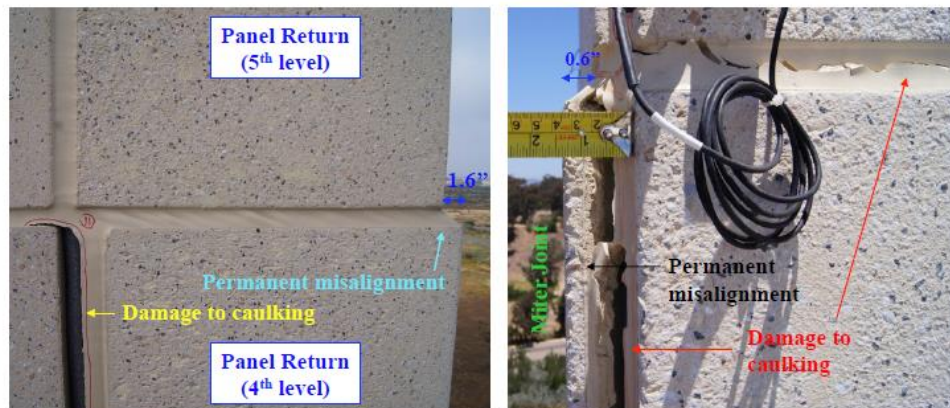




**Figura 2.11** Articulaciones plásticas en la varilla de uno de los conectores deslizantes (izquierda). Articulaciones plásticas en la varilla de uno de los conectores dúctiles (derecha) (Hutchinson et al., 2014).

#### *Daños en los paneles*

Después de la última excitación sísmica, se observó el desprendimiento de calafeteo de las juntas entre los paneles debido a los desplazamientos de entrepiso. Además se presentaron grietas visibles del orden de 0.004 pulgadas (0.1 mm) de ancho en la superficie de los paneles.

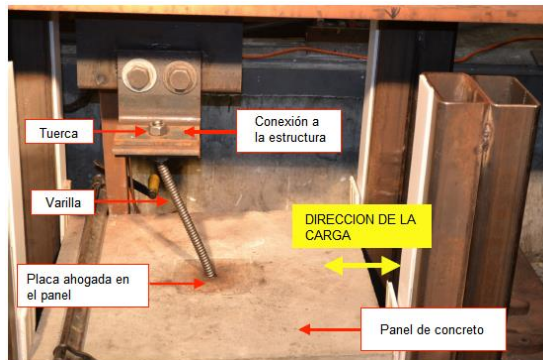


**Figura 2.12** Daño en el calafeteo de una de las juntas entre paneles prefabricados de concreto (izquierda). Desalineación permanente de uno de los paneles de concreto (derecha) (Hutchinson et al., 2014).

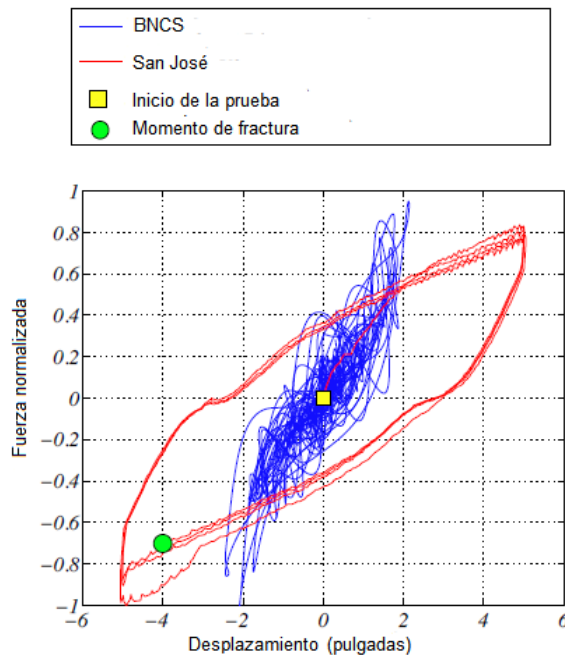
Mientras se realizaba el proyecto BNCS, en la Universidad Estatal de San José, se realizaban pruebas para estudiar el comportamiento de conectores dúctiles. El objetivo de las pruebas fue el de determinar el límite de falla de las varillas bajo fuerzas de flexión. La prueba consistía en aplicar



fuerzas-deformaciones a la varilla, variando la longitud y el diámetro, hasta hacer que el conector fallara. Todas las varillas eran de dimensiones comerciales, de diámetros de  $\frac{3}{4}$  pulgadas (1.91 cm) y 1 pulgada (2.54 cm) y longitudes de 10.9 pulgadas (27.7 cm) y 18.9 cm (48 cm). Después de las pruebas, todas las conexiones se fracturaron en la región inelástica. Las articulaciones plásticas se presentaron en ambos extremos de la varilla. Se realizó una comparación de los resultados de esta prueba y los del experimento a escala real de BNCS que se muestra en la gráfica de la figura 2.14.



**Figura 2.13** Falla en conector dúctil en el experimento de la Universidad del Estado de San José (Hutchinson et al., 2014).



**Figura 2.14** Comparación entre el experimento de BNCS y el de San José (Hutchinson et al., 2014).

Después de comparar los resultados de ambos experimentos se llegaron a las siguientes conclusiones:

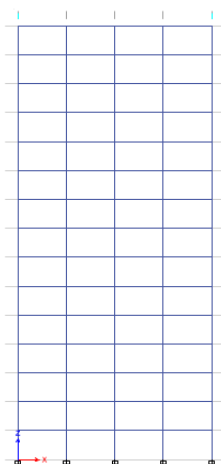
1. Las varillas con longitudes de 14.9 pulgadas (37.9 cm) o más, serán capaces de resistir desplazamientos de 5 pulgadas (12.7 cm) o más.
2. La capacidad de las varillas de resistir varios ciclos de desplazamientos grandes está relacionada con la historia de carga previa. Varillas a las que se les aplicaron desplazamientos pequeños y luego con muchos ciclos aumentando los desplazamientos, fueron incapaces de resistir muchos ciclos con desplazamientos grandes.
3. El número de ciclos de rotación constante de las articulaciones plásticas aparentemente está inversamente relacionado a la rotación aplicada. El límite parece ser independiente del diámetro de la varilla. Es decir, tanto en las varillas de  $\frac{3}{4}$  pulgadas (1.91 cm) y las 1 pulgada (2.54 cm) de diámetro, se presentaron aproximadamente el mismo número de ciclos antes de la fractura.

# CAPÍTULO 3

## ANÁLISIS SÍSMICO DEL MODELO ESTRUCTURAL

Cuando ocurre un sismo, las edificaciones se ven afectadas por aceleraciones causadas por las ondas provenientes de la zona de ruptura del evento. Al llegar las ondas sísmicas a la base del edificio, éstas se amplifican al propagarse por toda la estructura, causando desplazamientos y fuerzas en la misma. Para que la respuesta sísmica de la edificación sea controlada y no sea motivo de daños importantes, existen reglamentos y normas que indican a los ingenieros de la práctica las consideraciones necesarias y el procedimiento adecuado para diseñar estructuras que tengan las propiedades suficientes para lograr una interacción entre la estructura y los movimientos sísmicos sin que se presenten daños inaceptables, tanto estructurales como no estructurales.

Para estudiar el comportamiento de las FPC del tipo “piso a piso” durante un sismo, es necesario conocer las aceleraciones y distorsiones de entrepiso a las que estarían sometidas en una situación real. Es por esto que se propone un modelo estructural que se encuentre ubicado en una zona sísmica y que cumpla con las normas y reglamentos vigentes de la región analizada.



**Figura 3.1 Modelo estructural de 15 niveles.**

### 3.1 Descripción del modelo estructural

El modelo estructural propuesto consiste en un marco de 15 niveles y 4 claros, donde la altura de entrepiso es de 3 metros y la longitud de los claros es de 5 metros. La estructuración consta de columnas y vigas de acero A572 Gr. 50, con  $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ . Se puede observar el modelo en la figura 3.1.

La ubicación del edificio es en la Ciudad de México que (Reinoso, 2007), pese a su gran distancia epicentral (280 a 600 km), es particularmente vulnerable ante sismos de subducción porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago. Por ello, prácticamente cualquier sismo grande que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras erigidas en la zona lacustre de la ciudad.

Las alteraciones que sufren las ondas sísmicas se pueden manifestar en la duración, amplitud y contenido de frecuencias de las mismas. Estas alteraciones se conocen como “efectos de sitio”.

Las normas que rigen en la Ciudad de México ante el diseño sísmico son las “Normas técnicas complementarias del Distrito Federal para diseño por sismo”, y consideran los efectos de sitio de la ciudad, es por esto que el análisis y diseño del modelo se basan en las especificaciones de las normas mencionadas.

Las cargas gravitacionales con las que se analiza el modelo estructural, se observan en la tabla 3.1. De acuerdo a las normas técnicas complementarias del Distrito Federal del 2004 (NTCDF, 2004), la carga viva que se debe utilizar para diseño sísmico es la carga viva instantánea ( $W_a$ ), que para los pisos o cubiertas con destino de habitación (casa habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares) es de  $90 \text{ kg/m}^2$ .

**Tabla 3.1 Cargas gravitacionales utilizadas en el análisis.**

Carga muerta	
Elemento	( $\text{kg/m}^2$ )
Losacero	220
Acabado de piso	30
Instalaciones	5
FPC	240
Sobrecarga del reglamento	40
Carga viva	
Elemento	( $\text{kg/m}^2$ )
Carga viva instantánea	90

Generalmente las trabes de acero para apoyo de la losa de acero, tienen un distanciamiento entre ellos de 2.5 metros, ya que la losa de acero no soporta claros mayores. Considerando que el marco analizado es perimetral, el área tributaria de las vigas del modelo estructural es de 6.25 m<sup>2</sup>.

La propuesta de la estructuración del modelo es la siguiente:

- La sección de las columnas varía dependiendo de la altura de la estructura para que el diseño sea óptimo. De tal manera que para los primeros 6 niveles se tienen columnas de sección IR356x215.9, para los siguientes 5 niveles se tienen columnas de sección IR356x196.5, y para los últimos 4 niveles se tienen columnas de IR356x44.7.
- De igual manera, las vigas varían dependiendo de la altura de la estructura. Teniendo en los primeros 4 niveles vigas de sección IR457x89.4, en los 4 niveles siguientes vigas de sección IR457x81.9, y en los últimos 7 niveles vigas de sección IR406x46.2.

Todas las secciones son de acero A572 Gr. 50 con  $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ .

### **3.2 Respuesta del modelo estructural ante acciones sísmicas**

Existe una diversidad de métodos para obtener la respuesta estructural ante acciones sísmicas de una edificación. Para el modelo estructural en cuestión se realiza un análisis modal espectral. Este tipo de análisis implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectro de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseños. Luego se combinan estos valores máximos, para este análisis se utiliza el método de la combinación cuadrática completa (método CQC).

Como se ha mencionado anteriormente, es importante que el diseño del modelo estructural cumpla con las normas vigentes de la zona en la cual se desplanta. Esto es para que las aceleraciones y distorsiones obtenidas en el análisis sean semejantes a las que pudieran presentarse en edificaciones erigidas en la zona en caso de un evento sísmico importante. Tomando estas consideraciones, el análisis modal espectral del modelo se realiza siguiendo las NTCDF (2004) para diseño por sismo.

#### **3.2.1 Diseño del modelo de acuerdo a las NTCDF (2004) para diseño sísmico**

Las NTCDF (2004) para diseño por sismo tienen como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable, no habrá fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes (NTCDF, 2004).

Para cumplir con el propósito mencionado, las normas indican que según sean las características de la estructura, se podrá realizar un análisis por sismo mediante el método simplificado, el método estático o alguno de los métodos dinámicos que se describen en las mismas. Para el modelo estructural, se propone realizar un análisis modal (como anteriormente se ha mencionado), ya que al ser un método dinámico, se puede utilizar para el análisis de cualquier estructura, sin importar cuales sean sus características.

Las normas se dividen en 2 secciones: el cuerpo principal y el apéndice A. Y se menciona que para estructuras ubicadas en las zonas II y III, que son zonas que se caracterizan por tener suelos blandos, el método de análisis que es más factible utilizar, debido a que se toma en cuenta explícitamente los efectos de sitio, es el del apéndice A.

Debido a que la Ciudad de México tiene áreas bastante amplias con un suelo de características y propiedades que hacen que sean catalogadas como zonas II o zonas III, se plantea que la estructura en cuestión se encuentre construida sobre un suelo blando, Por esto, los factores y espectros mostrados posteriormente, y utilizados en el análisis, se estiman aplicando al cuerpo principal de las normas las disposiciones que contiene el apéndice A.

#### *Factor de comportamiento sísmico (Q)*

Las normas permiten reducir las ordenadas espectrales de aceleración por medio de factores de ductilidad que están en función de un factor de comportamiento sísmico “Q”. Se propone utilizar un valor de  $Q=4$  ya que cumple con los requisitos que se indican en la sección 5.1 de las NTCDF (2004) para sismo:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las normas correspondientes, o están provistos de contraviento excéntrico de acuerdo con las mismas normas.

### *Espectro para diseño sísmico*

Las normas estipulan que cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal, es admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno. En el análisis del modelo estructural se propone que el periodo dominante del sitio en el cual está desplantado el marco ( $T_s$ ) sea de 2 segundos, ya que es un periodo muy común en una zona de suelo blando en la Ciudad de México.

La estimación del espectro de respuesta se realiza con la ecuación 3.1 mostrada posteriormente, en donde la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico “a”, expresada como fracción de la gravedad, está en función del periodo fundamental de la estructura analizada.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde

$$p = k + (1 - k) \left( T_b / T \right)^2; \text{ y}$$

$\beta$  es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando cuando se ignora la interacción suelo-estructura.

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_0$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85 & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.4}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.5}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad \text{Ec. 3.6}$$

Las normas indican que para realizar los análisis sísmicos, las ordenadas espectrales de aceleración obtenidas con la ecuación 3.1 pueden ser reducidas por los factores de ductilidad,  $Q'$ , y de sobrerresistencia,  $R$ , de acuerdo con las ecuaciones 3.7 y 3.8.



$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T < T_b \\ 1 + (Q-1)\sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 3.7}$$

donde,  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor:

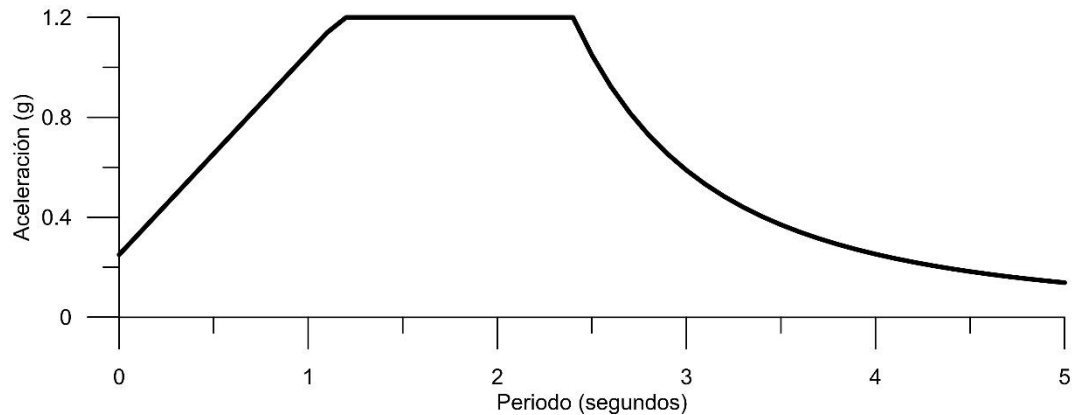
$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases} \quad \text{Ec. 3.8}$$

Basándose en las ecuaciones anteriores, en el periodo fundamental del suelo  $T_s = 2$  segundos, y en el periodo fundamental del modelo estructural  $T = 1.26$  segundos, se obtienen los valores presentados en la tabla 3.2. Con estos valores se construye el espectro para el análisis modal espectral del marco de 15 pisos, este espectro se aprecia en la figura 3.3. Se observa que la ordenada de aceleración espectral máxima se presenta para los periodos de entre 1.2 segundos y 2.4 segundos, teniendo un valor de 1.2 veces la aceleración de la gravedad. Es decir, una aceleración de 11.772 m/s<sup>2</sup>.

**Tabla 3.2 Valores utilizados para la estimación de los espectros de diseño**

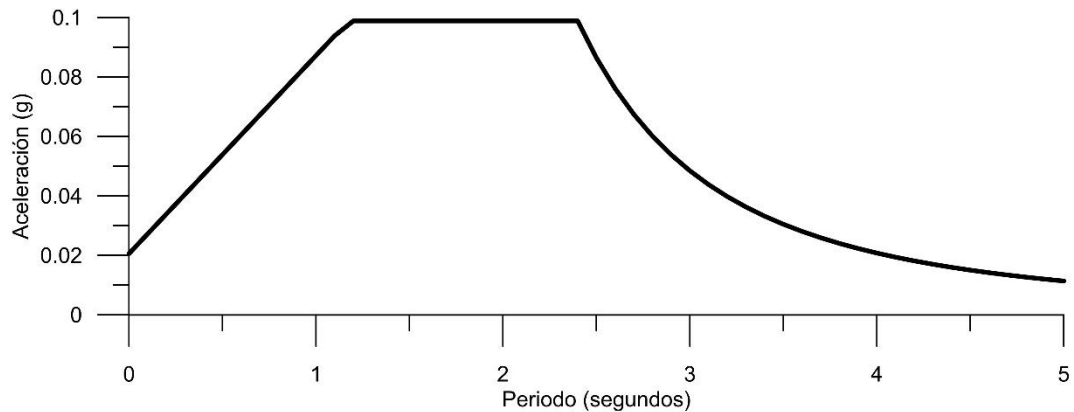
T	1.26 seg	donde:
Ts	2 seg	T= Periodo natural de vibración de la estructura
ao	0.25	Ts= Periodo dominante del suelo
c	1.2	ao= Valor de la ordenada de los espectros de diseño que corresponde a T=0
Ta	1.175	c= Coeficiente sísmico
Tb	2.4	Ta, Tb= Periodos característicos de los espectros de diseño
k	0.35	k= Variable para calcular el factor de reducción por sobrerresistencia
Q	4	Q= Factor de comportamiento sísmico, independiente de T
Q'	6.07	Q'= Factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural
R	2	R= Factor de reducción por sobrerresistencia

En las normas se especifica que la seguridad de una estructura debe verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, multiplicadas por un factor de carga. El factor que debe multiplicarse a las cargas consideradas en la combinación correspondiente al análisis sísmico es de 1.1. Es por esto que para el análisis del marco se multiplican las cargas gravitacionales y el espectro de diseño por 1.1.



**Figura 3.2 Espectro para diseño sísmico utilizado en el análisis.**

Como se menciona anteriormente, el espectro mostrado en la figura 3.2 se puede reducir por los factores de ductilidad  $Q'$  y  $R$ . El espectro de diseño reducido se puede apreciar en la figura 3.3.



**Figura 3.3 Espectro para diseño sísmico reducida por los factores de ductilidad.**

El espectro se reduce más del 90% al aplicar los factores de ductilidad. Esto es porque el factor de comportamiento sísmico utilizado es de 4, debido a las características dúctiles del modelo utilizado.

### Revisión por desplazamiento

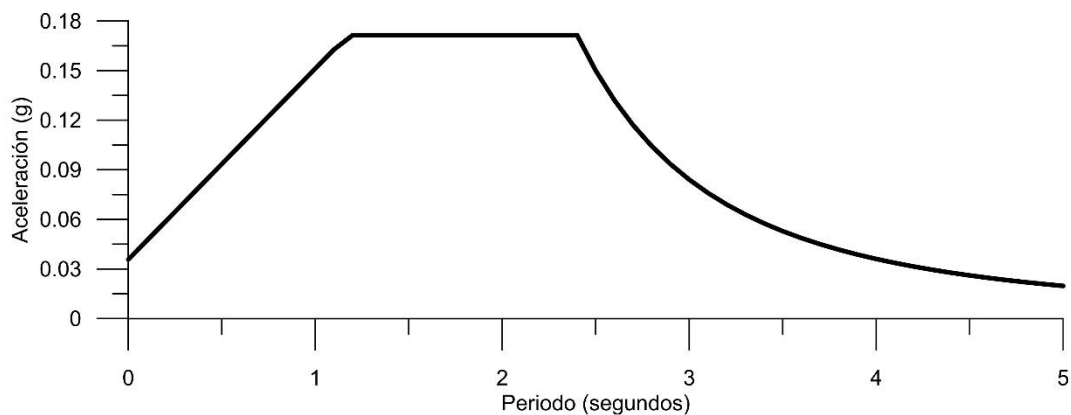
Para verificar que el modelo estudiado cumple con las especificaciones de las normas, se revisa que la rigidez lateral del marco sea suficiente para cumplir dos condiciones.

### Limitación de daños a elementos no estructurales

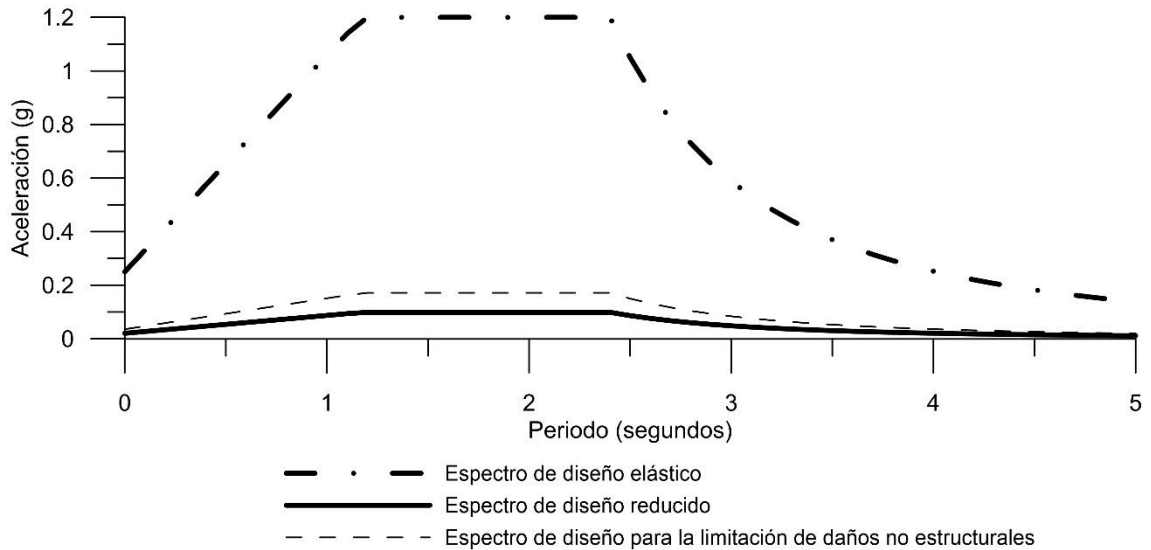
La primera condición dice que para limitar los daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas mostradas en la figura 3.4 y multiplicadas por el factor  $Q'R/7$ , no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de  $Q'$  y  $R$  se calculan para el periodo fundamental de la estructura.

Las FPC son elementos rígidos que son incapaces de soportar deformaciones grandes, sin embargo, éstos están separados de la estructura principal debido a las conexiones móviles explicadas en el capítulo anterior. Es por esto que el límite en cuestión es de 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.

Al multiplicar el espectro de diseño reducido por el factor  $Q'R/7$  se obtiene el espectro que se presenta en la figura 3.4. Se observa que la ordenada máxima de aceleración mostrada en el espectro de diseño para limitación de daños no estructurales es un poco mayor a 0.17g (1.67 m/s<sup>2</sup>).



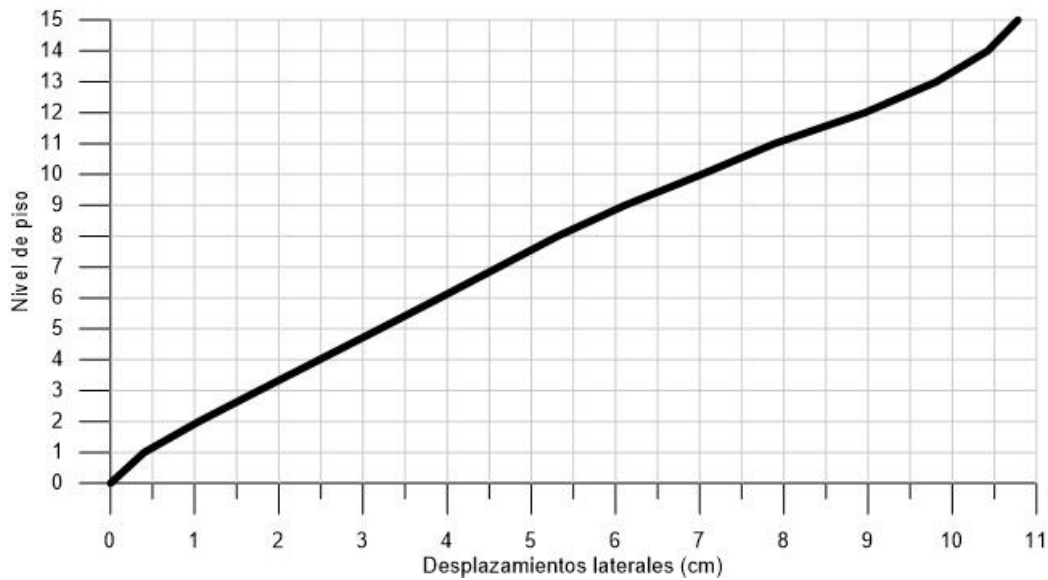
**Figura 3.4 Espectro de diseño para la limitación de daños no estructurales**



**Figura 3.5 Comparación de los espectros de diseño calculados.**

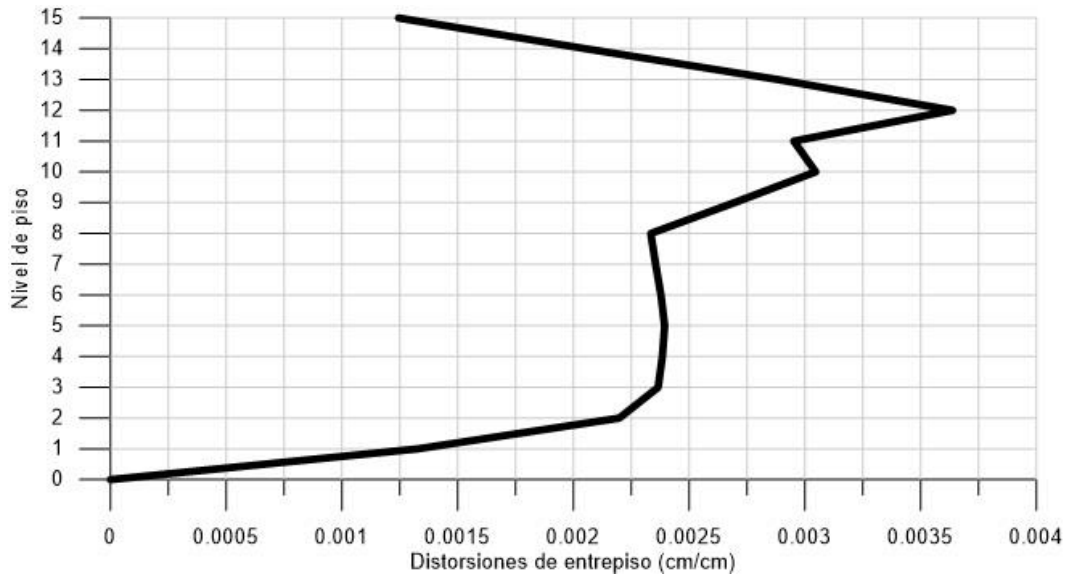
En la figura 3.5 se hace una comparación del espectro de diseño calculado con la ecuación 3.1 con el espectro reducido por los factores de ductilidad y con el espectro amplificado por el factor  $Q'R/7$  para la revisión de desplazamientos para la limitación de daños a elementos no estructurales.

Al tener definido el espectro de diseño, se realiza un análisis modal espectral con el modelo de 15 niveles, combinando las aceleraciones observadas en el espectro de la figura 3.4 con las cargas gravitacionales mostradas en la tabla 3.1, y multiplicándolas por el factor 1.1. Los desplazamientos laterales de la estructura que resultan del análisis se observan en la figura 3.6.



**Figura 3.6 Desplazamientos laterales presentados en el análisis para la limitación de daños a elementos no estructurales**

El desplazamiento máximo que presenta el marco de 15 niveles después del análisis modal espectral para la limitación de daños a elementos no estructurales se presenta en el último nivel y es de 10.78 cm. Dividiendo los desplazamientos relativos de entrepiso entre la altura de entrepiso del marco, se obtienen las distorsiones de entrepiso de la figura 3.7.



**Figura 3.7 Distorsiones de entrepiso presentadas en el análisis para la limitación de daños a elementos no estructurales**

La distorsión máxima registrada en la estructura después del análisis se presenta en el 12° nivel y es de 0.00364 veces la diferencia de elevación. Con lo cual se cumple con la condición para limitación de daños a elementos no estructurales, ya que el límite en cuestión es de 0.004 veces la diferencia de elevación.

#### Seguridad contra colapso

La segunda condición que la estructura debe de cumplir para que la rigidez lateral de la misma se considere adecuada, es que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas mostradas en la figura 3.3, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán a las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla 3.3 para los distintos sistemas estructurales. El valor R se calcula para el periodo fundamental de la estructura.

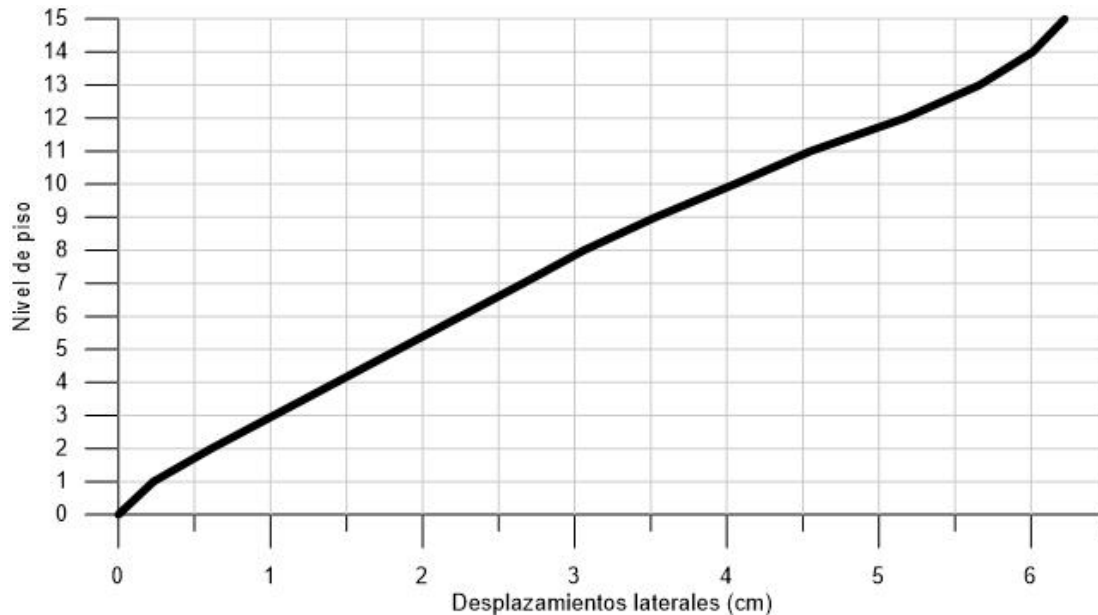
La estructura de acero analizada tiene factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ , por lo anterior, la distorsión máxima permisible en el análisis modal espectral, no debe exceder 0.03.

Para revisar la seguridad contra colapso de la estructura, las cargas consideradas en el análisis consisten en la combinación de las aceleraciones observadas en el espectro de la figura 3.3 y las cargas gravitacionales mostradas en la tabla 3.1, ambas multiplicadas por el factor 1.1.

**Tabla 3.3 Distorsiones permisibles de entrepiso para seguridad contra colapso según las NTCDF (2004) para sismo.**

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.03
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.03
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.2
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.01
Muros diafragma	0.006

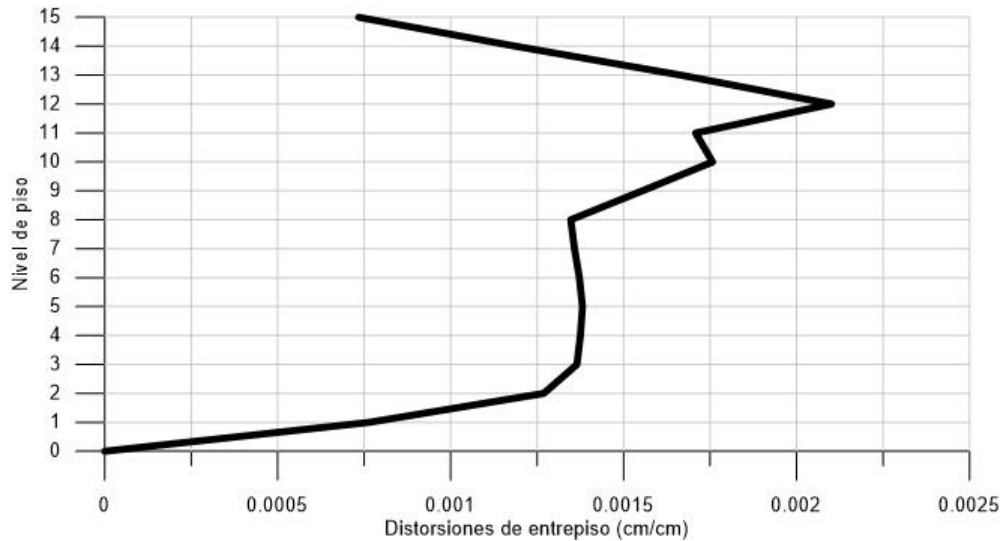
Después del análisis modal espectral para la seguridad contra colapso, se presentan los desplazamientos laterales en la estructura mostrados en la figura 3.8, en la cual se aprecia que el desplazamiento máximo ocurrido en el marco de se encuentra en el último piso y es de 6.22 cm.



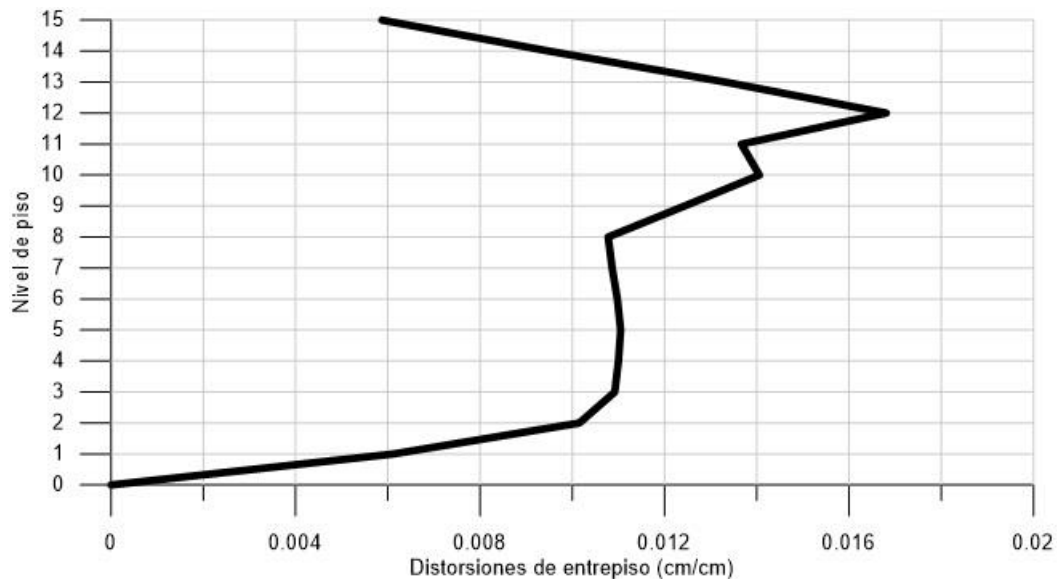
**Figura 3.8 Desplazamientos laterales del análisis para la seguridad contra colapso de la estructura.**

Dividiendo los desplazamientos relativos de entrepiso entre la altura de entrepiso del marco, se obtienen las distorsiones de entrepiso de la figura 3.9. En la cual se observa que la distorsión máxima registrada es igual a 0.0021, un valor que está muy por debajo del límite. Lo anterior se debe a que

estas distorsiones aún no se multiplican por el factor QR, las distorsiones producto de esta multiplicación representan los valores que se comparan con la distorsión que marca el límite, en este caso el límite es 0.03. Las distorsiones obtenidas de esta multiplicación se observan en la figura 3.10.



**Figura 3.9 Distorsiones de entrepiso presentadas en el análisis para seguridad contra colapso de la estructura.**



**Figura 3.10 Distorsiones de entrepiso multiplicadas por el factor QR para seguridad contra colapso de la estructura.**

La distorsión máxima registrada en la estructura se presenta en el 12° nivel y es de 0.017 veces la diferencia de elevación (3 m). Teniendo una distorsión máxima de 0.017 se cumple con la condición para seguridad contra colapso, ya que el límite en cuestión es de 0.03 veces la altura de entrepiso.

### **3.2.2 Análisis no lineal de la historia en el tiempo**

Al haber verificado que el modelo estructural planteado al inicio de este capítulo cumple con las especificaciones indicadas en las NTCDF (2004) para sismo, lo siguiente es simular una situación en la que se presenten aceleraciones y desplazamientos que un sismo causaría en la ciudad de México, y obtener la respuesta del modelo estructural ante estas acciones. Esto es con la finalidad de la estimación de las aceleraciones y los desplazamientos para conocer la magnitud de las fuerzas en el sistema de FPC instalado en el marco de 15 niveles.

Como se ha mencionado anteriormente, existen diversos métodos para calcular la respuesta de una estructura ante un evento sísmico. En esta investigación se propone utilizar un análisis no lineal de una historia en el tiempo.

Un análisis no lineal de una historia en el tiempo parte de un registro en el cual la variable independiente es el tiempo y la dependiente suelen ser valores de desplazamiento, velocidad o aceleración. En el análisis de esta investigación se utilizan valores de aceleración, para cada valor registrado en la historia de tiempo hay un valor de aceleración que le corresponde. Es por esto que entre más puntos registrados se tengan por unidad de tiempo, más exacta es la gráfica.

Durante un sismo, las edificaciones afectadas por el mismo pueden llegar a tener comportamientos inelásticos debido a la degradación de rigideces de sus elementos estructurales causados por las aceleraciones y desplazamientos provenientes del terremoto.

Para obtener una respuesta estructural lo más cercana a la realidad, se propone que el análisis de la historia en el tiempo considere las degradaciones de rigideces que un edificio dentro de un escenario real pueda sufrir.

#### *Registro sísmico de la SCT 1985 E-O*

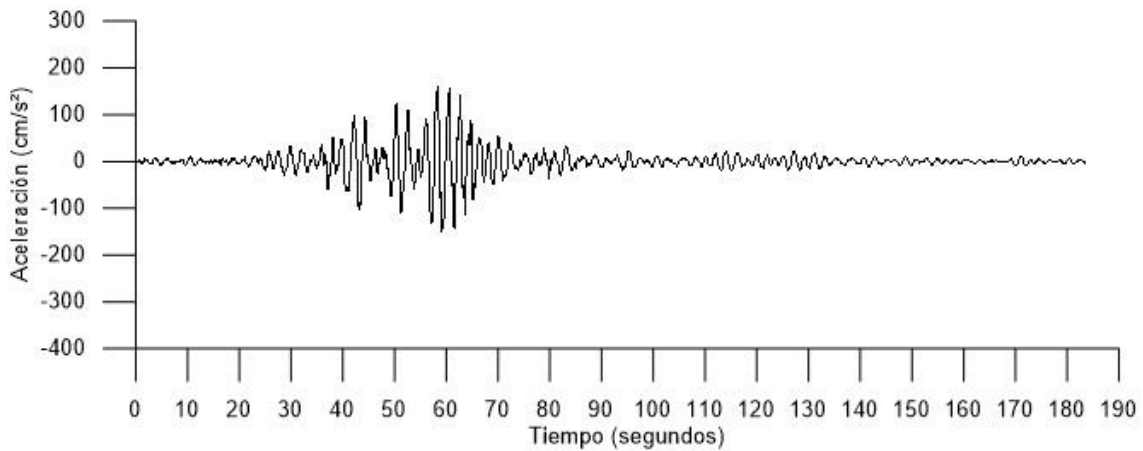
Para obtener resultados importantes, se propone utilizar el registro de aceleraciones presentados en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de la Ciudad de México durante el sismo de 1985. Este sismo alcanzó una magnitud de 8.1, y el epicentro fue localizado en el Océano Pacífico mexicano, cercano a la desembocadura del río Balsas en la costa del estado de Michoacán, y a 15 kilómetros de profundidad bajo la corteza terrestre.

Durante este evento sísmico se registraron numerosas fallas en sistemas de FPC, causando el colapso de algunos paneles. Es por esto que resulta interesante utilizar las aceleraciones registradas en ese sismo para estudiar la respuesta del modelo estructural y posteriormente el comportamiento de las FPC del tipo "piso a piso".



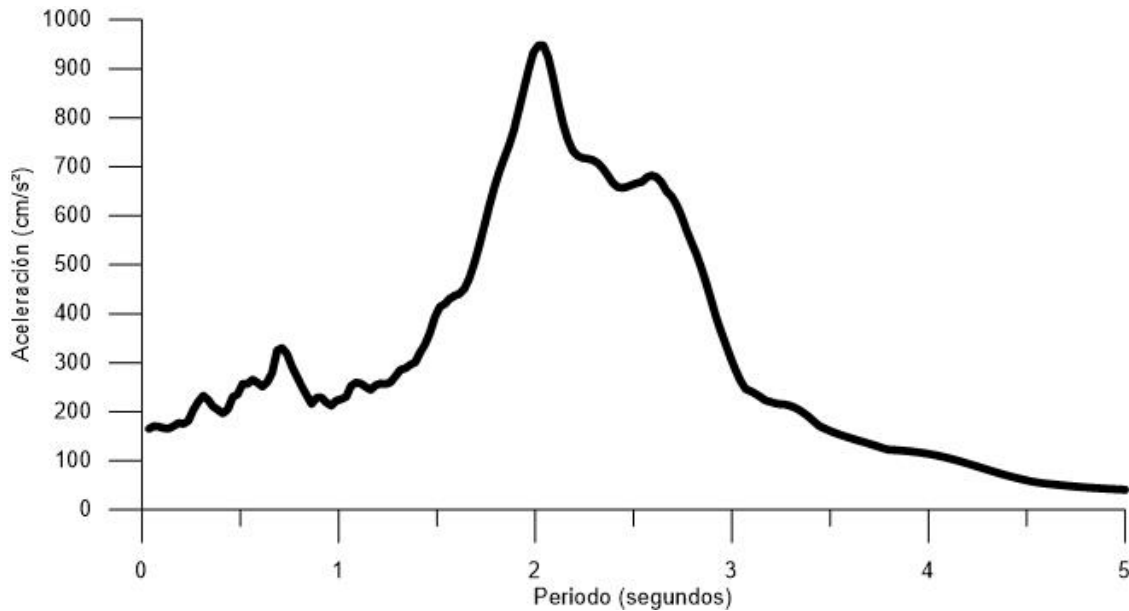
La estación de la SCT se encuentra en la zona del lago, por esto las ordenadas de aceleración tienen una amplitud importante y el tiempo del evento es también de una duración considerable. El registro presenta una aceleración máxima de  $162 \text{ cm/s}^2$  y una duración de 183.5 segundos. El acelerograma se puede apreciar en la figura 3.11.

Como se ha mencionado, la exactitud de un análisis historia-tiempo depende del espacio de tiempo que exista entre un punto registrado y otro. El registro utilizado tiene 18,351 puntos, es decir el espacio en el tiempo entre un registro de aceleración y otro es de 0.01 segundos, por lo que se considera una fuente confiable.



**Figura 3.11 Registro de aceleraciones del sismo de 1985 en dirección E-O de la estación de la SCTE.**

En la figura 3.12 se observa el espectro de respuesta correspondiente al acelerograma registrado en la SCT. Se muestra que las estructuras con periodos cercanos a los 2 segundos fueron afectadas por aceleraciones con valores de casi  $1g$  ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ).



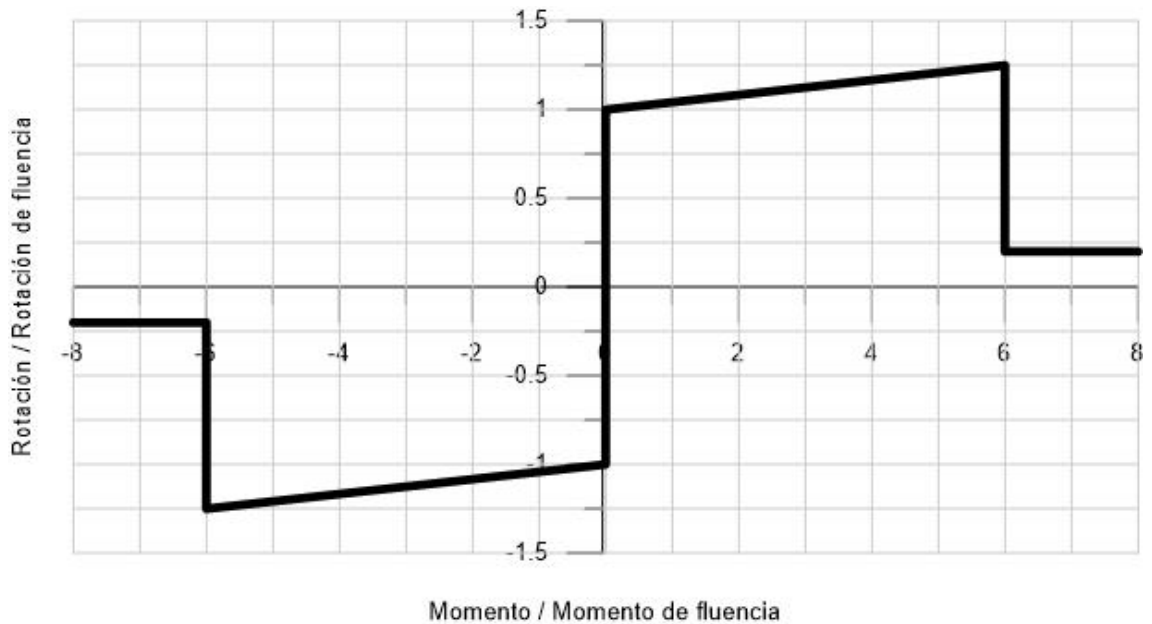
**Figura 3.12** Espectro de respuesta correspondiente al acelerograma del sismo de 1985 en dirección E-O de la SCTE.

*Articulaciones plásticas en elementos estructurales de acuerdo al “Federal Emergency Management Agency” (FEMA)*

Puesto a que el análisis propuesto considera comportamientos no lineales, es necesario asignar a los elementos estructurales del marco las propiedades inelásticas del mismo. Para tomar en cuenta el comportamiento post-fluencia de los materiales estructurales del modelo, se asignan articulaciones plásticas concentradas en los extremos de los elementos. Estas articulaciones, colocadas puntualmente, tienen comportamientos inelásticos que se basan en gráficas de momento-curvatura o momento-rotación del material en cuestión. Se colocan puntualmente en los extremos de los elementos, debido a que al ser estructuras empotradas, los esfuerzos máximos se concentran en los extremos de las vigas y columnas.

Cuando se presentan esfuerzos que sobrepasan el rango elástico, las articulaciones plásticas comienzan a funcionar de acuerdo a las propiedades del material. De esta manera, se considera la degradación de la rigidez de los elementos y se presenta un comportamiento no lineal en la estructura.

El material de los elementos estructurales es el acero A572 Gr. 50 con  $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$ , y el diagrama momento-rotación utilizado se deriva de la tabla 5-6 del FEMA-356. Este diagrama se observa en la figura 3.13.



**Figura 3.13 Diagrama momento-rotación utilizado en las articulaciones plásticas de la estructura.**

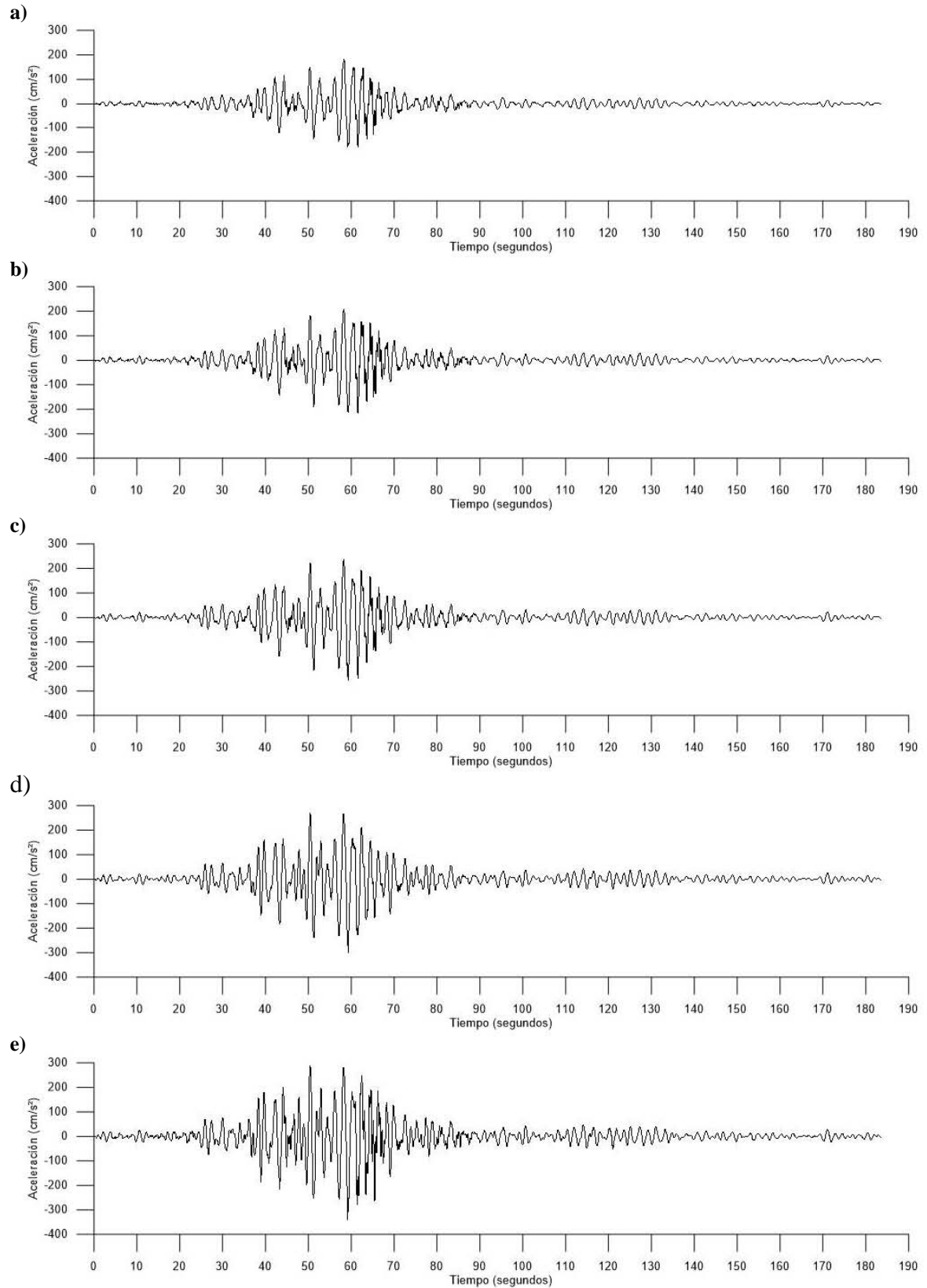
### *Aceleraciones*

Después de aplicar las aceleraciones registradas en la estación de la SCT durante el sismo de 1985 afectan al marco de 15 niveles, se obtienen valores de aceleraciones que aumentan en función de la altura de la estructura. Es decir, los valores más bajos registrados se presentan en el primer nivel de la estructura, y los más altos en el último nivel de la misma. En la figura 3.14 se muestran los acelerogramas registrados durante el evento sísmico en el tercer, sexto, noveno, doceavo y quinceavo nivel.

Como se menciona anteriormente, las ordenadas de aceleración máximas de la estructura se presentan en el acelerograma “e)”, que es el registrado en el último piso. En este nivel del marco se presenta una aceleración máxima de 0.35g (3.41 m/s<sup>2</sup>), y se presenta en el segundo 59.2 del evento.

En el espectro de respuesta correspondiente al acelerograma que se aplica a la estructura de 15 niveles se observa que las estructuras que tienen periodos de entre 1.25 segundos y 1.5 segundos, son afectadas por aceleraciones de entre 0.3g (2.94 m/s<sup>2</sup>) y 0.4g (3.92 m/s<sup>2</sup>). Siendo el modelo estructural un marco con un periodo de 1.26 segundos, se puede decir que las aceleraciones presentadas después del análisis son razonables.

Son entonces estas aceleraciones, en conjunto con la masa de las FPC, las causantes de las fuerzas cortantes que afectan a los conectores fijos que unen a los paneles de concreto prefabricado a la estructura principal.



**Figura 3.14** Aceleraciones presentadas en el: a) 3° nivel, b) 6° nivel, c) 9° nivel, d) 12° nivel, e) 10° nivel.

### *Distorsiones de entrepiso*

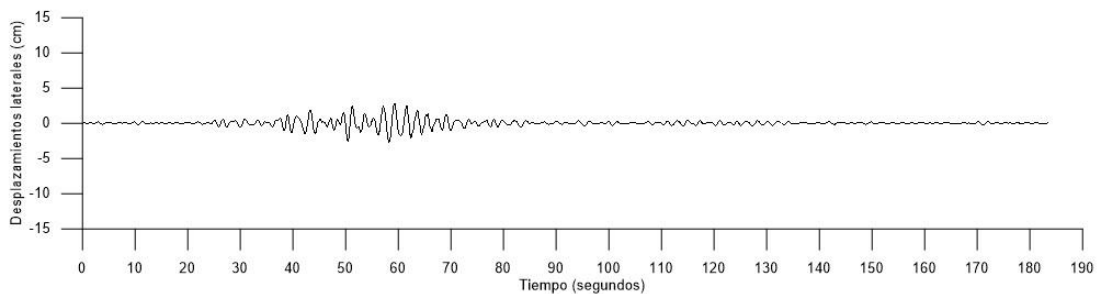
Además de las aceleraciones presentadas en los diferentes niveles del marco, es importante analizar los desplazamientos laterales que se manifiestan durante el evento sísmico. Ya que son estos desplazamientos los que ocasionan las distorsiones de entrepiso que causan que los conectores móviles del sistema de FPC fluyan y puedan llegar a dañarse debido a las constantes deformaciones durante el terremoto.

Los desplazamientos presentados en el tercer, sexto, noveno, doceavo y quinceavo nivel, durante el evento, se aprecian en la figura 3.15.

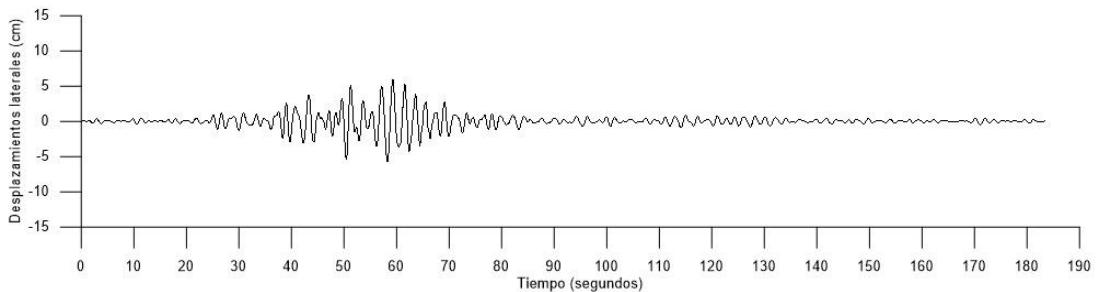
Los desplazamientos que afectan directamente a los conectores móviles son los relativos entre un nivel de entrepiso y otro adyacente a éste. Por lo anterior, es importante estimar los desplazamientos relativos de la estructura, para posteriormente estudiar el comportamiento sísmico de los conectores en cuestión.

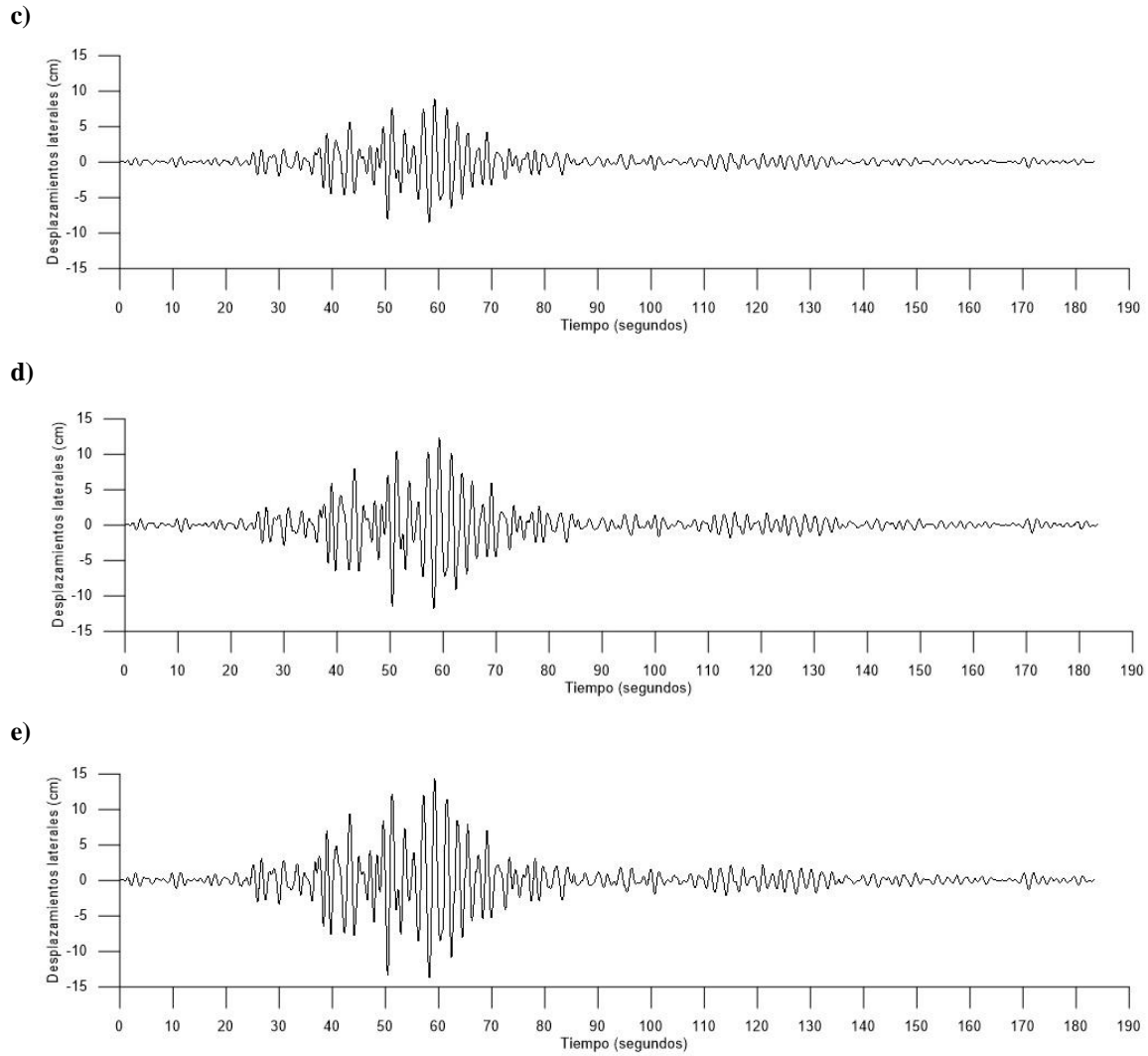
Además de ser importantes en el comportamiento del conector dúctil, los desplazamientos son también un factor a considerar para los paneles prefabricados si es que éstos no tienen el espaciamiento suficiente entre uno y otro.

**a)**



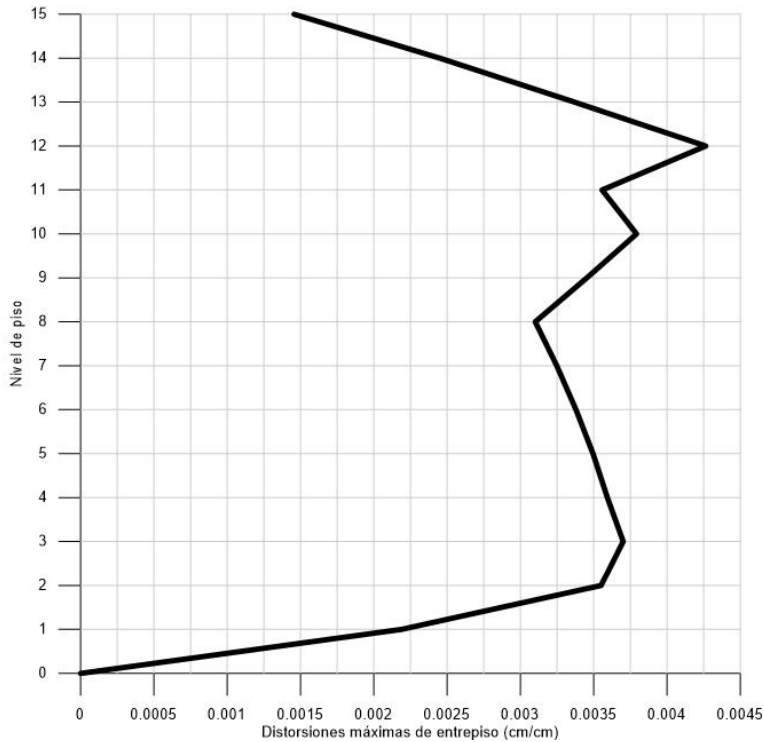
**b)**





**Figura 3.15 Desplazamientos laterales presentadas en el: a) 3° nivel, b) 6° nivel, c) 9° nivel, d) 12° nivel, e) 10° nivel.**

En la figura 3.16 se muestran las distorsiones de entrepiso más críticas de cada nivel durante el evento sísmico. Se puede observar que el nivel que sufre el mayor desplazamiento relativo durante el terremoto es el 12, con una distorsión de 0.0043, que representa un desplazamiento relativo de 1.3 cm.

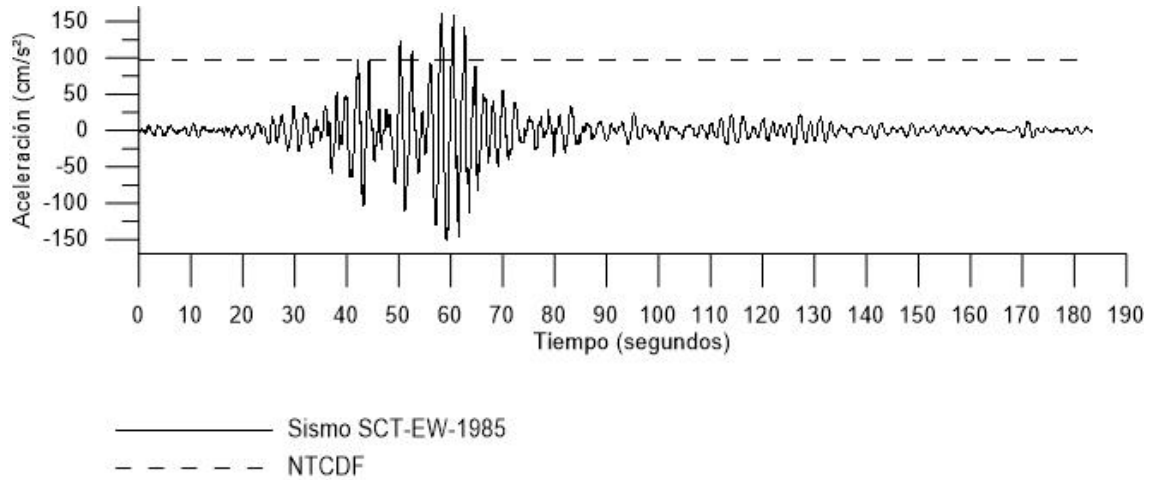


**Figura 3.16 Distorsiones máximas de entrepiso presentadas en el evento sísmico.**

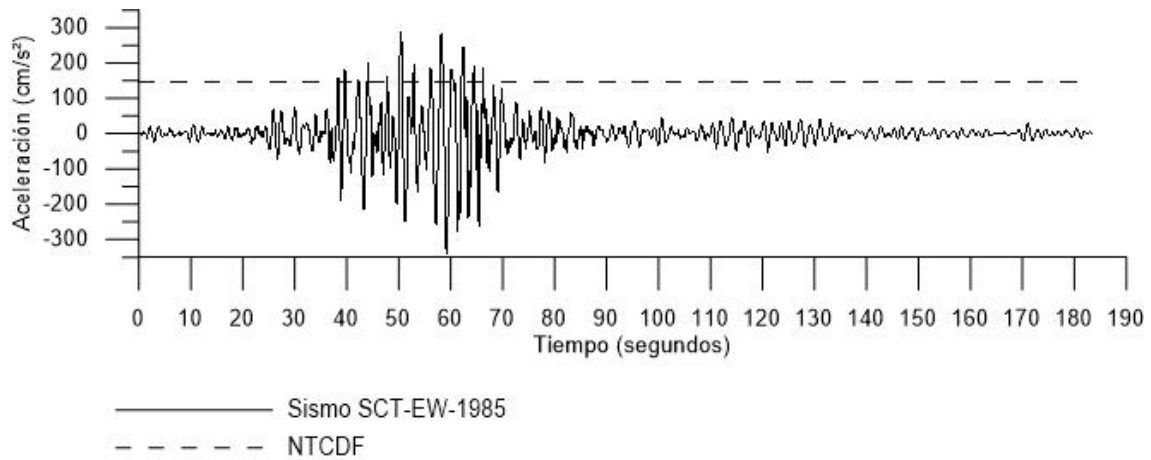
### 3.2.3 Análisis de los resultados

Se puede observar que existen diferencias de la respuesta estructural entre el análisis modal espectral que indican las NTCDF (2004) y la del análisis dinámico no lineal utilizando el registro sísmico de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) del evento de 1985. Esto se debe a que la ordenada máxima de aceleración que indican las NTCDF (2004) es menor que las aceleraciones máximas presentadas en el registro de la SCT, lo anterior ocasiona que en la estructura se observen distorsiones de entrepiso, aceleraciones y fuerzas mayores a las de diseño. En la figura 3.17 se hace una comparación entre la aceleración del espectro reducido de las NTCDF (2004) y la del análisis dinámico no lineal.

En la figura 3.18 se compara la aceleración máxima presentada en la estructura en el análisis dinámico no lineal con la de las NTCDF (2004) (ambas en el 15vo nivel del marco), y existe una diferencia importante entre una y otra, siendo 0.347g la aceleración en el análisis dinámico no lineal y 0.148g la de las NTCDF (2004).



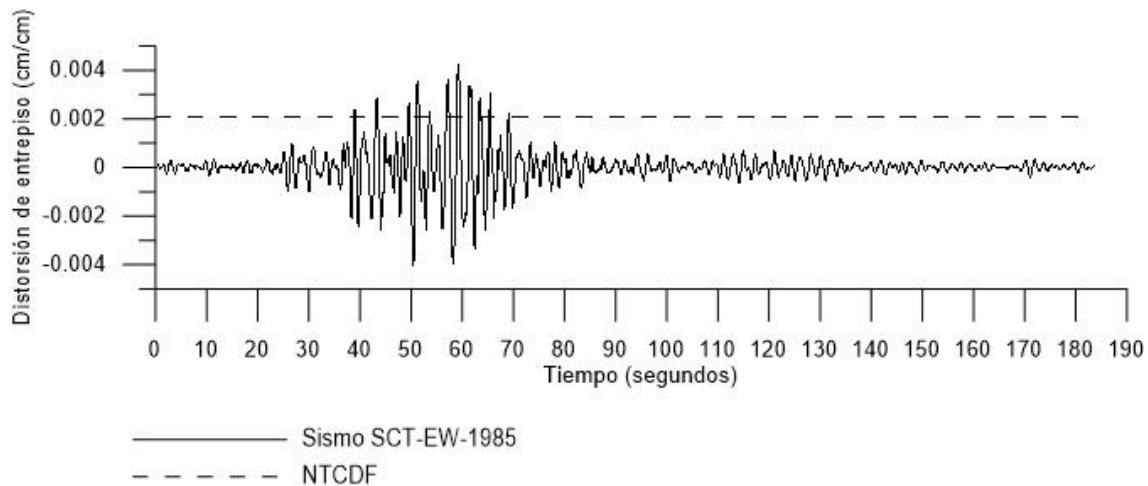
**Figura 3.17 Aceleraciones aplicadas al marco de acero obtenidas del análisis dinámico no lineal y con las NTCDF (2004).**



**Figura 3.18 Aceleraciones máximas en el marco de acero presentadas en el análisis dinámico no lineal y con las NTCDF (2004).**

En la figura 3.19 se observan las distorsiones de entrepiso máximas presentadas en la estructura en el análisis dinámico no lineal y se compara con la de las NTCDF (2004) (ambas en el 12° nivel del marco), y existe una diferencia entre una y otra de .0021, siendo 0.0042 la distorsión máxima en el análisis dinámico no lineal y 0.0021 en las NTCDF (2004).





**Figura 3.19 Distorsiones máximas en el marco de acero presentadas en el análisis dinámico no lineal y con las NTCDF (2004).**

Lo anterior es muy importante ya que el sistema de FPC probablemente tenga un comportamiento inadecuado, debido a que los conectores fijos estarían diseñados para resistir una fuerza cortante equivalente al producto de la masa de los paneles prefabricados de concreto y la aceleración del entrepiso en cuestión, y siendo considerablemente mayor la aceleración obtenida en el análisis dinámico no lineal que la de las NTCDF (2004), los conectores fijos son vulnerables a fracturarse. Por otro lado, los conectores móviles y el espaciamiento entre los paneles son diseñados para soportar los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso calculadas con las NTCDF (2004), y siendo los desplazamientos del análisis dinámico no lineal mayores a los de diseño, el comportamiento sísmico del sistema se ve afectado negativamente.

De igual manera, se debe mencionar la importancia de la capacidad dinámica del edificio que contiene a los elementos no estructurales, ya que las aceleraciones y desplazamientos sísmicos que afectan a estos elementos están relacionados directamente con el comportamiento de la estructura. En los reglamentos y normas vigentes de cada región, se restringe al análisis y diseño estructural por medio de factores de seguridad, esto ocasiona que las estructuras tengan una resistencia mayor a la del diseño. Lo anterior es una ventaja para los elementos estructurales, ya que si llegan amenazas mayores a las consideradas en el análisis, existe la probabilidad de que éstos puedan resistirlas sin que se presente un colapso, pero desafortunadamente no se puede concluir lo mismo de los elementos no estructurales. En los siguientes capítulos se hablará más al respecto.

# CAPÍTULO 4

## COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO DEL TIPO “PISO A PISO”

Se ha mencionado en capítulos anteriores que los principales motivos de la ocurrencia de daños en sistemas de FPC del tipo “piso a piso” son:

- Un mal diseño de los conectores móviles del panel.
- Un mal diseño de los conectores fijos del panel.
- Espaciamiento insuficiente entre los paneles.
- Daños en el material aislante entre los paneles de concreto.

Es por esto que la estimación del comportamiento sísmico se realiza basándose en los cuatro puntos mencionados, y en las aceleraciones y desplazamientos obtenidos en el capítulo anterior. Para estimar el comportamiento de los paneles de concreto, es importante definir las características físicas mostradas en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 Especificaciones de técnicas del sistema de FPC.**

<b>Paneles de concreto</b>	
Espesor	10 cm
Longitud	500 cm
Altura	300 cm
Masa	3, 600 kg
<b>Conexiones</b>	
Conectores fijos	Se colocan 2 conectores fijos en la parte inferior del panel a base de placas soldadas
Conectores móviles	Se colocan 2 conectores móviles del tipo dúctil en la parte superior del panel

Se propone que haya paneles prefabricados de concreto en todos los niveles de la estructura, esto implica que a los conectores dúctiles y a los fijos se les analiza bajo las 15 condiciones correspondientes a todos los niveles. Es decir, 15 aceleraciones y 15 desplazamientos críticos, que son los resultados del análisis del capítulo anterior.

#### 4.1 Conectores móviles

Los conectores móviles utilizados en el sistema de FPC en cuestión son del tipo dúctil, los cuales fueron explicados en el capítulo 2. Las variables que hace a este tipo de conectores más o menos vulnerables, ante acciones sísmicas, son la longitud y el diámetro de su varilla.

Existe variedad en las longitudes y diámetros de las varillas de los conectores dúctiles que se observan en la práctica. Es por esto que en esta investigación se proponen utilizar 10 diferentes tipos de conectores, variando el diámetro y la longitud de la varilla. En la tabla 2.2 se observan las características de los 10 diferentes conectores dúctiles.

Las varillas de todos los conectores es del mismo material, acero A36, que tiene un esfuerzo de fluencia de  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y un esfuerzo último de  $f_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 4.2 Dimensiones de los conectores móviles del tipo dúctil del sistema de FPC.**

Conector	Longitud	Diámetro
CD-1	10 cm	1.91 cm
CD-2	20 cm	1.91 cm
CD-3	30 cm	1.91 cm
CD-4	40 cm	1.91 cm
CD-5	50 cm	1.91 cm
CD-6	10 cm	2.54 cm
CD-7	20 cm	2.54 cm
CD-8	30 cm	2.54 cm
CD-9	40 cm	2.54 cm
CD-10	50 cm	2.54 cm

Estos conectores móviles deben de tener la capacidad de deformarse lo suficiente sin sufrir daños importantes para que la distorsión de entrepiso que sucede en el edificio no sea restringida. Para revisar que las varillas tengan la capacidad suficiente se someten a deformaciones obtenidas de los desplazamientos relativos de entrepiso del análisis del modelo estructural en el capítulo 3.

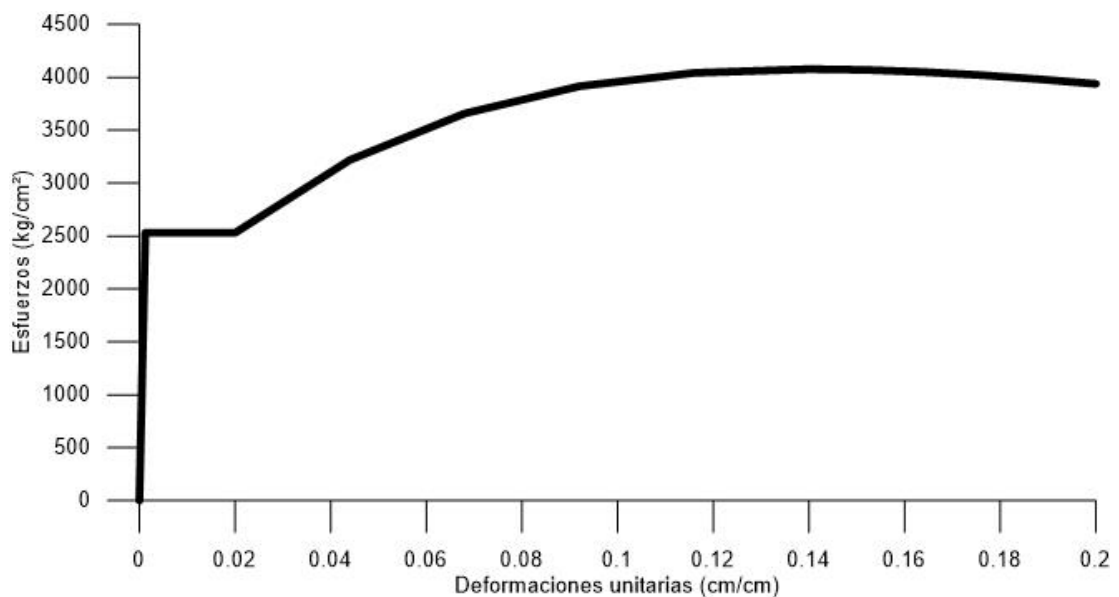
En la tabla 4.3 se observan los valores correspondientes a los desplazamientos relativos de entrepiso que afectan a los conectores de las fachadas prefabricadas.

**Tabla 4.3 Desplazamientos relativos de entrepiso presentados en la estructura.**

Nivel	Desplazamiento relativo
1	0.66 cm
2	1.07 cm
3	1.11 cm
4	1.08 cm
5	1.05 cm
6	1.01 cm
7	0.97 cm
8	0.93 cm
9	1.04 cm
10	1.14 cm
11	1.07 cm
12	1.28 cm
13	1.01 cm
14	0.74 cm
15	0.44 cm

Para revisar el comportamiento de los conectores dúctiles ante los desplazamientos presentados en la tabla anterior, es necesario considerar las propiedades inelásticas del material en cuestión de los conectores móviles, en este caso es el acero A36.

Estas propiedades utilizadas para el análisis del comportamiento sísmico de los conectores se presentan en la gráfica de esfuerzo-deformación de la figura 4.1.



**Figura 4.1 Gráfica de esfuerzo-deformación del acero A-36.**

El comportamiento presentado en la figura 4.1 es el utilizado en el análisis de los conectores. Teniendo como propiedades de importancia las siguientes:

- Deformación unitaria de fluencia = 0.001241 cm/cm

Antes de presentarse esta deformación, el material se encuentra en la zona elástica. Es la parte donde al retirar la carga el material regresa a su forma y tamaño inicial, en casi toda la zona se presenta una relación lineal entre la tensión y la deformación y tiene aplicación la ley de Hooke. La pendiente en este tramo es el módulo de Young del material.

- Esfuerzo de fluencia = 2,530 kg/cm<sup>2</sup>

Es el esfuerzo que corresponde al momento de ocurrir la deformación unitaria de fluencia.

- Deformación unitaria de endurecimiento por deformación = 0.02

Después de esta deformación, se presenta la región en donde el material se comporta plásticamente; es decir, en la que continúa deformándose bajo una tensión "constante" o, en la que fluctúa un poco alrededor de un valor promedio llamado límite de fluencia.

- Deformación unitaria relacionada con el esfuerzo último = 0.14

Cuando ocurre esta deformación, el material retoma tensión para seguir deformándose; va hasta el punto de tensión máxima, llamado resistencia última.

- Esfuerzo último = 4,078 kg/cm<sup>2</sup>

Es el esfuerzo que corresponde al momento de ocurrir la deformación unitaria relacionada con el esfuerzo último.

- Deformación unitaria de ruptura = 0.2

En éste último tramo el material se sigue deformando hasta el momento de la fractura. La tensión de fractura es llamada también tensión última.

*Conectores de 1.91 cm de diámetro*

Después de analizar los 5 conectores de 1.91 cm de diámetro bajo los desplazamientos de los 15 niveles, se obtienen los resultados presentados en las tablas 4.4. Para facilitar la interpretación de los resultados, se diferencia el nivel de daño del conector con colores, los cuales se describen a continuación.

- Blanco: No hay daño
- Verde: Bajo. El conector se encuentra en el rango inelástico pero aun no llega a la etapa de endurecimiento por deformación.
- Amarillo: Moderado. El conector se encuentra en la etapa de endurecimiento por deformación.
- Anaranjado: Grave. El conector ha alcanzado la deformación unitaria que le corresponde al esfuerzo último del acero.

**Tabla 4.4 Deformaciones de los conectores dúctiles de 1.905 cm de diámetro.**

Nivel	Aceleración máxima (g)	Desplazamiento relativo máximo (cm)	Deformación unitaria registrada en los conectores (cm/cm)				
			CD-1	CD-2	CD-3	CD-4	CD-5
1	0.1680	0.6564	0.0750	0.0210	0.0065	0.0017	0.0002
2	0.1760	1.0650	0.1205	0.0390	0.0164	0.0067	0.0025
3	0.1860	1.1103	0.1250	0.0418	0.0177	0.0074	0.0028
4	0.1960	1.0779	0.1218	0.0400	0.0168	0.0069	0.0026
5	0.2070	1.0485	0.1180	0.0390	0.0160	0.0065	0.0023
6	0.2210	1.0137	0.1149	0.0375	0.0150	0.0060	0.0021
7	0.2350	0.9744	0.1108	0.0356	0.0139	0.0055	0.0018
8	0.2470	0.9303	0.1062	0.0335	0.0128	0.0049	0.0015
9	0.2610	1.0359	0.1175	0.0385	0.0156	0.0063	0.0022
10	0.2790	1.1376	0.1277	0.0431	0.0185	0.0078	0.0031
11	0.2960	1.0671	0.1207	0.0399	0.0165	0.0068	0.0025
12	0.3050	1.2792	0.1418	0.0494	0.0224	0.0101	0.0044
13	0.2980	1.0107	0.1146	0.0373	0.0149	0.0060	0.0020
14	0.3190	0.7353	0.0849	0.0243	0.0082	0.0025	0.0021
15	0.3470	0.4368	0.0492	0.0113	0.0024	0.0025	0.0011

Se puede concluir que el comportamiento sísmico de los conectores dúctiles de 1.91 cm de diámetro, en general, es bueno. Sin embargo, los desplazamientos aplicados ocasionan que todos los conectores alcancen su deformación de fluencia, a excepción del CD-5 de los niveles 1 y 15.

Se aprecia que los conectores con longitudes de 30 cm en adelante, tienen un comportamiento bueno, ya que nunca alcanzan la deformación unitaria correspondiente al endurecimiento por deformación. Siendo los conectores de 20 cm hacia abajo los que presentan un comportamiento sísmico regular.

El conector dúctil de 1.91 cm de diámetro que presenta un estado más crítico es el conector tipo CD-1 ubicado en el nivel 12, el daño que presenta es grave debido a que la deformación unitaria estimada corresponde al esfuerzo último del material.

Son dos las razones principales por las que el conector CD-1 ubicado en el 12° nivel es el más dañado. La primera debido a que en ese nivel se presentan los desplazamientos relativos de entrepiso máximos de todo el marco, durante el análisis dinámico no lineal. Y la segunda es la longitud del conector, como se menciona en el capítulo 2, una longitud muy pequeña hace que el conector pierda sus propiedades y características dúctiles. Siendo la longitud del conector CD-1 la menor (10 cm), el conector se vuelve más vulnerable a desplazamientos laterales.

#### *Conectores de 2.54 cm de diámetro*

Al igual que con los conectores dúctiles de 1.91 cm de diámetro, se aprecian los resultados de éstos en la tabla 4.5. El nivel de daño se indica de igual manera que en la sección anterior.

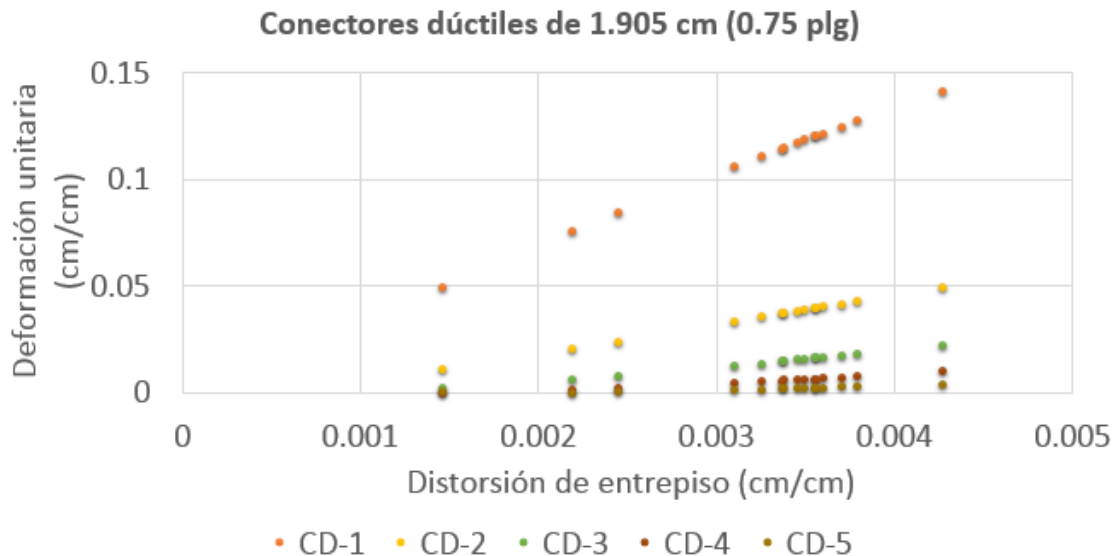
**Tabla 4.5 Deformaciones de los conectores dúctiles de 2.54 cm de diámetro.**

Nivel	Aceleración máxima (g)	Desplazamiento relativo máximo (cm)	Deformación unitaria registrada en los conectores (cm/cm)				
			CD-6	CD-7	CD-8	CD-9	CD-10
1	0.168	0.656	0.092	0.030	0.011	0.003	0.001
2	0.176	1.065	0.152	0.054	0.025	0.010	0.005
3	0.186	1.110	0.158	0.056	0.026	0.011	0.005
4	0.196	1.078	0.160	0.056	0.025	0.011	0.005
5	0.207	1.049	0.152	0.053	0.024	0.010	0.005
6	0.221	1.014	0.148	0.051	0.023	0.009	0.004
7	0.235	0.974	0.141	0.049	0.022	0.009	0.004
8	0.247	0.930	0.141	0.046	0.020	0.008	0.003
9	0.261	1.036	0.151	0.052	0.024	0.010	0.004
10	0.279	1.138	0.163	0.058	0.027	0.012	0.006
11	0.296	1.067	0.159	0.054	0.025	0.010	0.005
12	0.305	1.279	0.169	0.066	0.032	0.015	0.008
13	0.298	1.011	0.145	0.051	0.023	0.009	0.004
14	0.319	0.735	0.117	0.035	0.014	0.005	0.002
15	0.347	0.437	0.083	0.018	0.005	0.004	0.001

A comparación de los conectores dúctiles de 1.91 cm de diámetro, los conectores de 2.54 cm presentan un peor comportamiento ante los desplazamientos laterales. Se observa que en la mayoría de los niveles el conector CD-6 presenta daños graves, es decir, el conector alcanza el esfuerzo último del acero A36.

El diámetro de estos conectores es más del 30% mayor que los conectores analizados en la sección anterior. Al tener un área transversal mayor, las varillas son más rígidas, esto ocasiona que el material fluya a menores desplazamientos laterales. Es por esto que el desempeño de estos conectores no es tan bueno como el de los conectores presentados anteriormente.

En la figura 4.2 y 4.3 se aprecian las deformaciones unitarias presentadas en las varillas de los conectores asociadas a las distorsiones de entrepiso presentadas en el marco. Se puede observar que en los conectores de 2.54 cm de diámetro el nivel de daño que se presenta es mayor.



**Figura 4.2 Distribución de daños en los conectores de 1.905 cm (0.75 plg).**



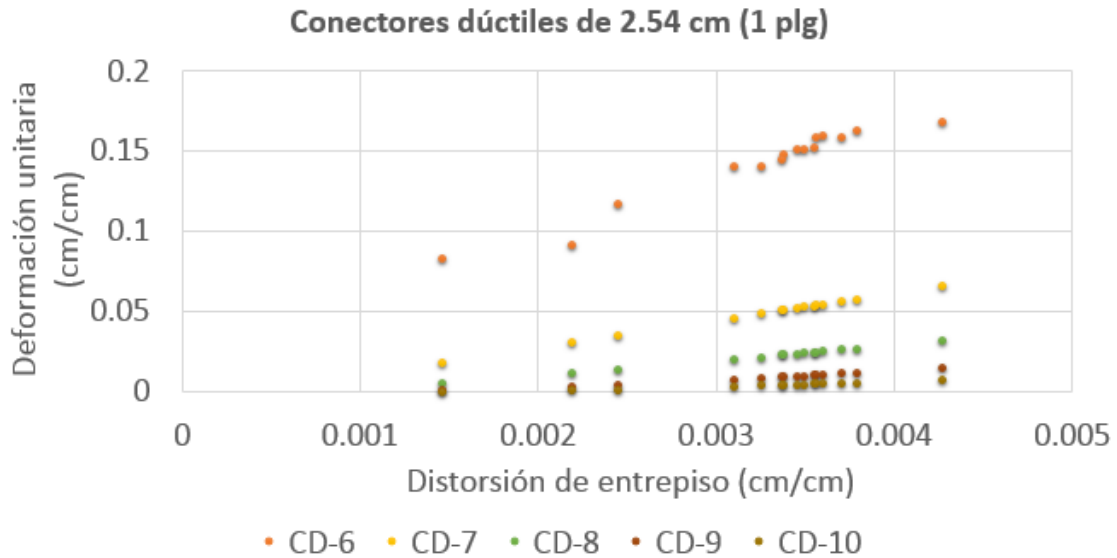


Figura 4.3 Distribución de daños en los conectores de 2.54 cm (1 plg).

## 4.2 Conectores fijos

Los elementos encargados de resistir las fuerzas cortantes que tratan de desprender el panel de la estructura principal son los conectores fijos. En el sistema de FPC analizado, se consideran dos conectores fijos colocados en la parte inferior del panel, ésta es una configuración que se observa mucho en la práctica.

Para diseñar los conectores fijos, las NTCDF (2004) para diseño por sismo indican que la estimación de la fuerza lateral producida por aceleraciones sísmicas que afectan a un elemento cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por la ecuación 4.1

$$1 + \frac{c'}{a_0} \quad \text{Ec. 4. 2}$$

donde

$c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

$a_0$  es el valor de aceleración correspondiente a un periodo  $T=0$ .

Esta ecuación es válida para parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

Para estimar el comportamiento sísmico de los conectores fijos, se supone que estos conectores tienen un diseño siguiendo las indicaciones de las NTCDF (2004) y se compara la fuerza de diseño con la fuerza actuante durante el evento sísmico de la Ciudad de México de 1985.

#### *Fuerzas sísmicas laterales de diseño de acuerdo a las NTCDF (2004) para diseño por sismo*

Se especifica en las normas que se debe afectar al panel con la aceleración del terreno que se presenta en el espectro de diseño reducido. Este espectro se puede observar en el capítulo 3 en la figura 3.3, y se obtiene el valor de  $a_0 = 0.02059 \text{ g}$  ( $0.202 \text{ m/s}^2$ ); esta aceleración es la que se presenta en el terreno en el análisis dinámico de la estructura.

La aceleración  $a_0$  debe ser multiplicada por la ecuación 4.1, y el producto de esta operación se multiplica por el peso del panel de concreto para obtener la fuerza que deben resistir los dos conectores fijos.

El valor  $c'$  se calcula con los pesos y las fuerzas laterales que resultan del análisis dinámico utilizando el espectro reducido de la figura 3.1. Posteriormente, se resuelve la ecuación 4.1 para cada uno de los niveles del marco para después multiplicar estos valores por la aceleración  $a_0$  y por el peso de los paneles prefabricados de concreto. Es de esta manera que se obtienen las fuerzas de diseño de acuerdo a las NTCDF (2004) para sismo.

El procedimiento mencionado anteriormente se presenta en la tabla 4.6.

De los resultados se observa que la fuerza lateral que afecta a cada nivel aumenta en función de su altura. Esto se debe a que las aceleraciones en los niveles superiores son mayores a las que se presentan en los primeros niveles, y a pesar de que las masas son menores en los últimos niveles, al aplicar la segunda "Ley de Newton", las fuerzas más importantes se encuentran en la cima de la estructura.

**Tabla 4.6 Fuerzas laterales de diseño propuestas por las NTCDF (2004) para los conectores fijos del sistema de FPC.**

Nivel	Fuerzas laterales "Fi" (N)	Peso del nivel "Wi" (kg)	$c' = (Fi/Wi)$	$1 + c'/ao$ (s <sup>2</sup> /m)	ao (m/s <sup>2</sup> )	Masa de panel de concreto (kg)	Fuerzas de diseño (N)
1	1359.5	21893.15	0.062	1.307	0.202	3600	950.81
2	3557.2	21893.15	0.162	1.804	0.202	3600	1312.19
3	5857.2	21893.15	0.267	2.324	0.202	3600	1690.39
4	8105.8	21893.15	0.370	2.832	0.202	3600	2060.14
5	10237.4	21744.02	0.470	3.330	0.202	3600	2422.19
6	12264.3	21744.02	0.564	3.791	0.202	3600	2757.77
7	14195.9	21744.02	0.652	4.231	0.202	3600	3077.57
8	16152.4	21744.02	0.742	4.677	0.202	3600	3401.50
9	17877.7	20737.35	0.862	5.267	0.202	3600	3830.83
10	20463.7	20737.35	0.986	5.884	0.202	3600	4279.75
11	21733.8	20737.35	1.048	6.187	0.202	3600	4500.24
12	23510.1	18455.6	1.273	7.305	0.202	3600	5313.20
13	26100.1	18455.6	1.414	8.0004	0.202	3600	5818.42
14	28127.2	18455.6	1.524	8.544	0.202	3600	6213.83
15	28957	18455.6	1.569	8.766	0.202	3600	6375.69

*Fuerzas sísmicas laterales presentadas durante la simulación del sismo de 1985 de la Ciudad de México*

Para calcular las fuerzas sísmicas que se presentan en el análisis del sismo de 1985, se aplica nuevamente la segunda "Ley de Newton", esta vez utilizando las aceleraciones máximas presentadas en cada nivel durante la simulación del evento. Estas aceleraciones deben de ser multiplicadas por la masa de los pánels de concreto para obtener la fuerza lateral que actúa sobre los conectores fijos. En la tabla 4.7 se presentan los datos y los resultados obtenidos del proceso mencionado, en la cual se observa que las aceleraciones absolutas que afectan al sistema de FPC son mayores que las utilizadas en el cálculo de las fuerzas de diseño que proponen las NTCDF (2004) para sismo.

**Tabla 4.7 Fuerzas presentadas en los conectores fijos en los diferentes niveles del marco durante la simulación del sismo de 1985.**

Niveles	Masa del panel (kg)	Aceleración absoluta (m/s <sup>2</sup> )	Fuerzas laterales sismo-1985 (N)
1	3600	1.64808	5933.08
2	3600	1.72656	6215.61
3	3600	1.82466	6568.77
4	3600	1.92276	6921.93
5	3600	2.03067	7310.41
6	3600	2.16801	7804.83
7	3600	2.30535	8299.26
8	3600	2.42307	8723.05
9	3600	2.56041	9217.47
10	3600	2.73699	9853.16
11	3600	2.90376	10453.53
12	3600	2.99205	10771.38
13	3600	2.92338	10524.16
14	3600	3.12939	11265.80
15	3600	3.40407	12254.65

**Tabla 4.8 Comparación de fuerzas laterales que afectan a los conectores fijos del sistema de FPC.**

Fuerzas de diseño (N)	Fuerzas laterales sismo-1985 (N)
950.81	5933.08
1312.19	6215.61
1690.39	6568.77
2060.14	6921.93
2422.19	7310.41
2757.77	7804.83
3077.57	8299.26
3401.50	8723.05
3830.83	9217.47
4279.75	9853.16
4500.24	10453.53
5313.20	10771.38
5818.42	10524.16
6213.83	11265.80
6375.69	12254.65

En la tabla 4.8 se pone en evidencia que las fuerzas que el reglamento propone para el diseño de apéndices y para un adecuado comportamiento de los paneles prefabricados ante acciones sísmicas son muy inferiores a las presentadas por las aceleraciones absolutas del sismo de 1985.

Sorprendentemente, aun cuando el sistema de FPC sea diseñado con la fuerza máxima presentada en los cálculos que indican las NTCDF (2004) (6,375.69 N), solamente los paneles ubicados en el 1ero y 2do nivel serían capaces de soportar las fuerzas a las que estarían sometidos. Es decir, más del 85% del sistema de FPC colapsaría debido a las aceleraciones presentadas, lo anterior es una situación muy preocupante.

### 4.3 Espacio entre los paneles prefabricados

Para que no exista contacto entre los paneles de concreto, debe de haber un espacio suficiente entre éstos para que los desplazamientos laterales no sean motivo de impactos entre ellos. Esto es porque las características rígidas del concreto pueden ocasionar grietas o despostillamientos en la fachada prefabricada.

Para estudiar lo anterior, se proponen dos juntas con diferente espaciamiento. En la tabla 4.9 se observan las características de los espaciamientos propuestos en la investigación.

**Tabla 4.9 Tipos de juntas propuestas para el sistema de FPC.**

Tipo de junta	Espaciamiento (mm)
"Tipo A"	10
"Tipo B"	20

La distorsión máxima presentada en el análisis modal con el espectro reducido de las NTCDF (2004) es de 0.0021, es decir, un desplazamiento relativo de entrepiso de 0.63 cm. Entonces, tanto la junta "Tipo A" como la "Tipo B" satisfacen las distorsiones de entrepiso máximas de diseño. Sin embargo, en la simulación del evento sísmico de 1985, se presenta un desplazamiento relativo máximo de entrepiso en el 12° nivel de 1.28 cm, y en los otros 9 niveles se presentan desplazamientos mayores o iguales a 1 cm. Por lo anterior, la probabilidad de que haya daños en los paneles de concreto debido al contacto entre ellos, es alta.

### 4.4 Comportamiento del sellador de juntas de la fachada

Es importante que el sellador que se coloca entre los paneles de concreto se mantenga en buenas condiciones, y que si en un evento sísmico se daña, inmediatamente sea cambiado o reparado. Ya que si los conectores son afectados por el intemperismo y la humedad, la resistencia de los mismos puede verse disminuida de manera muy importante.

El material utilizado para sellar los espacios entre los paneles de concreto (según empresas prefabricadoras de México) es un sellador elástico de alto desempeño para juntas con fuertes movimientos. Las propiedades del material le permiten tener una capacidad de deformación de hasta el 50% del ancho de la junta. Es decir, la capacidad de movimiento de la junta es de +/- 50% de la misma.

**Tabla 4.10 Comparación entre la demanda de desplazamiento de las juntas y la capacidad de movimiento del sellador.**

Niveles	Desplazamiento relativo máximo presentado en el sismo de 1985 (cm)	Capacidad de movimiento de la junta (+/- 50% del ancho)(cm)	
		Juntas "Tipo A"	Juntas "Tipo B"
1	0.66	0.5	1
2	1.07	0.5	1
3	1.11	0.5	1
4	1.08	0.5	1
5	1.05	0.5	1
6	1.01	0.5	1
7	0.97	0.5	1
8	0.93	0.5	1
9	1.04	0.5	1
10	1.14	0.5	1
11	1.07	0.5	1
12	1.28	0.5	1
13	1.01	0.5	1
14	0.74	0.5	1
15	0.44	0.5	1

Para estudiar el comportamiento sísmico del sellador, se compara la capacidad de movimiento de los dos tipos de juntas, con las demandas de movimiento del registro sísmico de 1985. En la tabla 4.10 se presentan estas comparaciones. Se puede observar que la capacidad de movimiento del sellador en ambas juntas presenta problemas, ya que el desplazamiento relativo excede en varios niveles a la capacidad máxima. Esto significa que en varios puntos el sellador presentará desprendimientos y daños en el sistema de FPC.

# CAPÍTULO 5

## FUNCIONES DE VULNERABILIDAD DEL SISTEMA DE FACHADAS PREFABRICADAS DE CONCRETO

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de un sistema o elemento que describe el nivel de daño o pérdida de este ante la acción de eventos telúricos. Este concepto se puede expresar en términos de la llamada “función de vulnerabilidad”. La función de vulnerabilidad para sismos define la distribución de probabilidad de las pérdidas como función de la intensidad producida durante un sismo específico. Se define mediante curvas que relacionan el valor esperado del daño con la intensidad del terremoto.

Con la finalidad de obtener información que describa la vulnerabilidad sísmica del sistema de FPC en cuestión dentro de la presente investigación, se generan curvas que relacionan el valor esperado del daño al sistema de FPC con la intensidad del sismo de la Cd. de México de 1985, utilizando el registro de la SCT-EO.

### 5.1 Descripción de los modelos de FPC considerados en el análisis

Para realizar lo anterior, se parte de los resultados obtenidos en el capítulo 4 sobre el comportamiento sísmico del sistema de FPC, manteniendo las hipótesis de que son cuatro los elementos que pueden fallar y causar un daño a la fachada, y que las aceleraciones y fuerzas que resisten los elementos del sistema son las que indican las NTCDF (2004).

La función de vulnerabilidad debe describir el nivel de pérdida del sistema de FPC global, es decir, solamente una curva debe describir el nivel de pérdida de los cuatro elementos que tienen probabilidad de fallar dentro del sistema de fachada. Es por esto que es necesario realizar una ponderación del daño, es decir, pasar de los cuatro daños locales a un solo daño general.

Es importante mencionar que se considera una pérdida del 100%, cuando el elemento en cuestión tiene que ser reemplazado. Al realizar esta reposición, se tienen que considerar las acciones

necesarias para realizar dicho reemplazo, es decir, los costos directos e indirectos del elemento a reemplazar. En otras palabras, las pérdidas de un elemento están relacionadas directamente con los costos directos e indirectos de su reemplazo. Es por esto que con base a los precios comerciales de los elementos que componen el sistema de las fachadas, se obtienen los porcentajes ponderados observados en la tabla 5.1. Es evidente que la falla de los conectores rígidos es la que tiene más impacto, ya que representa un 100% de pérdidas a nivel global del sistema de FPC, esto es porque son estos conectores los que mantienen al panel conectado a la estructura principal. Por otro lado, si se presenta una falla en alguno de los otros tres elementos del sistema, el nivel de daño a nivel global es muy bajo.

**Tabla 5.1 Ponderación de los daños del sistema de FPC.**

Tipo de daño	Porcentaje de daño a nivel global
Daño en las varillas de los conectores dúctiles al alcanzar el esfuerzo último del material	6.50%
Daño en los conectores fijos al fracturarse debido a que se presentan fuerzas cortantes mayores a las de diseño	100%
Daño en los paneles de concreto al presentarse grietas debido al contacto entre estos causado por un espaciamiento insuficiente de las juntas	5.50%
Daño en el sellador de las juntas al presentarse desprendimiento del mismo causado por el movimiento sísmico	5%

**Tabla 5.2 Sistemas de FPC utilizadas en la estimación de las funciones de vulnerabilidad.**

Combinaciones	Conector dúctil		Fuerza de diseño del conector rígido (N)	Dimensión de la junta entre los paneles (cm)	Capacidad de movimiento del material aislante (cm)
	Longitud (cm)	Diámetro (cm)			
1	20	1.905	6,372	1	0.5
2	40	1.905	6,372	1	0.5
3	20	2.54	6,372	1	0.5
4	40	2.54	6,372	1	0.5
5	20	1.905	6,372	2	1
6	40	1.905	6,372	2	1
7	20	2.54	6,372	2	1
8	40	2.54	6,372	2	1

Como se ha mencionado, la vulnerabilidad es una propiedad intrínseca del sistema de FPC, así que si uno de los elementos del sistema varía, la curva de vulnerabilidad es modificada por esa variación. En el capítulo anterior se presenta el comportamiento sísmico del sistema de fachadas prefabricadas variando algunos de sus elementos, como sus conectores dúctiles o el espacio entre un panel y otro. Para la construcción de las funciones de vulnerabilidad de las fachadas, se propone utilizar ocho combinaciones diferentes para estudiar la variación que existe en la curva al modificar algunos de



sus elementos. Estas combinaciones se realizan con los elementos más comerciales estudiados en el capítulo 4, y se observan en la tabla 5.2.

## **5.2 Estimación de funciones de vulnerabilidad sísmica de FPC**

### **5.2.1 Análisis dinámico incremental**

Después de definir las propiedades físicas del sistema, es importante estimar su respuesta ante un evento sísmico. Es por esto que se realiza un análisis dinámico incremental (ADI), el cual involucra un conjunto de análisis dinámicos no lineales empleando un registro sísmico (en este caso el registro de la SCT-EO de 1985), aumentando la intensidad del registro para cada análisis.

Al realizar el ADI se obtiene el comportamiento no lineal del marco de acero de 15 niveles que sostiene los paneles de concreto, de tal manera que se pueden calcular las aceleraciones y los desplazamientos relativos de entrepiso que afectarían al sistema de FPC en caso de presentarse un sismo de esa intensidad.

Al igual que en el análisis dinámico no lineal presentado en el capítulo 3, los elementos estructurales del marco de acero tienen un comportamiento no lineal que se rige por el diagrama momento-rotación de la figura 3.13.

Es importante definir las intensidades utilizadas en los múltiples análisis dinámicos no lineales. Existen diferentes medidas de intensidad para la realización de un ADI, entre ellas se puede hacer mención de la “aceleración máxima del suelo”, la “velocidad máxima del suelo”, y la “aceleración espectral”. En esta investigación se utiliza como medida de intensidad la aceleración espectral elástica correspondiente al primer modo de la estructura, representada como función de la gravedad. Los valores de aceleración espectral utilizados en el análisis ADI son: 0.05g, 0.13g, 0.15g, 0.25g, 0.262g, 0.393g, 0.524g, 0.655, 0.786g, 0.917g, 1.048g, 1.179g, 1.31, 1.441g, 1.572g, 1.703g y 1.8602g.

En las tablas 5.3 – 5.8, se observan las aceleraciones y distorsiones de entrepiso que se presentan en los 15 niveles de la estructura. Se debe estudiar la respuesta de las ocho combinaciones de sistemas de FPC que se presentan en la tabla 5.2, para 15 aceleraciones y distorsiones de entrepiso correspondientes a cada uno de los niveles de la estructura. De tal manera que se obtienen un total de 120 respuestas sísmicas, ocho por cada nivel.

**Tabla 5.3 Distorsiones de entepiso presentadas en los cinco entepisos superiores del marco en el análisis ADI.**

Aceleración espectral (g)	Distorsión de entepiso (cm/cm)				
	Entepiso 15	Entepiso 14	Entepiso 13	Entepiso 12	Entepiso 11
0.05	0.0003	0.0005	0.0006	0.0008	0.0007
0.131	0.0007	0.0012	0.0017	0.0021	0.0018
0.15	0.0008	0.0014	0.0019	0.0024	0.0020
0.25	0.0014	0.0023	0.0032	0.0041	0.0034
0.262	0.0014	0.0024	0.0034	0.0043	0.0035
0.393	0.0022	0.0036	0.0051	0.0064	0.0053
0.524	0.0029	0.0048	0.0067	0.0085	0.0071
0.655	0.0036	0.0061	0.0084	0.0107	0.0089
0.786	0.0043	0.0073	0.0101	0.0128	0.0106
0.917	0.0051	0.0085	0.0118	0.0149	0.0125
1.048	0.0055	0.0093	0.0128	0.0165	0.0151
1.179	0.0059	0.0098	0.0133	0.0191	0.0185
1.31	0.0065	0.0106	0.0146	0.0232	0.0233
1.441	0.0072	0.0117	0.0166	0.0284	0.0278
1.572	0.0080	0.0130	0.0187	0.0326	0.0323
1.703	0.0088	0.0142	0.0207	0.0372	0.0341
1.834	0.0094	0.0152	0.0242	0.0417	0.0376
1.8602	0.0096	0.0152	0.0251	0.0425	0.0379

**Tabla 5.4 Aceleraciones de entepiso presentadas en los cinco entepisos superiores del marco en el análisis ADI.**

Aceleración espectral (g)	Aceleración de entepiso (m/s <sup>2</sup> )				
	Entepiso 15	Entepiso 14	Entepiso 13	Entepiso 12	Entepiso 11
0.05	0.60	0.55	0.56	0.54	0.52
0.131	1.57	1.45	1.46	1.42	1.36
0.15	1.79	1.66	1.67	1.63	1.56
0.25	2.99	2.77	2.78	2.72	2.60
0.262	3.13	2.90	2.92	2.85	2.72
0.393	4.70	4.65	4.37	4.27	4.09
0.524	6.27	5.80	5.83	5.69	5.45
0.655	7.83	7.25	7.29	7.12	6.81
0.786	9.40	8.70	8.75	8.54	8.17
0.917	10.97	10.01	10.27	10.10	9.58
1.048	11.96	11.26	11.87	11.38	10.20
1.179	12.77	12.86	13.18	11.75	10.71
1.31	13.99	14.52	14.91	12.71	11.80
1.441	15.54	16.20	17.05	14.30	13.17
1.572	17.40	18.15	18.87	15.39	14.11
1.703	18.97	19.29	20.57	15.60	14.72
1.834	19.86	20.74	21.41	16.13	15.46
1.8602	19.94	20.93	21.69	16.27	15.63

**Tabla 5.5 Distorsiones de entrepiso presentadas en los cinco entrepisos intermedios del marco en el análisis ADI.**

Aceleración espectral (g)	Distorsión de entrepiso (cm/cm)				
	Entrepiso 10	Entrepiso 9	Entrepiso 8	Entrepiso 7	Entrepiso 6
0.05	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006
0.131	0.0019	0.0017	0.0015	0.0016	0.0017
0.15	0.0022	0.0020	0.0018	0.0019	0.0019
0.25	0.0036	0.0033	0.0030	0.0031	0.0032
0.262	0.0038	0.0034	0.0031	0.0032	0.0034
0.393	0.0057	0.0052	0.0046	0.0049	0.0051
0.524	0.0076	0.0069	0.0062	0.0065	0.0068
0.655	0.0095	0.0086	0.0077	0.0081	0.0084
0.786	0.0113	0.0103	0.0093	0.0097	0.0101
0.917	0.0134	0.0122	0.0108	0.0113	0.0117
1.048	0.0163	0.0141	0.0118	0.0121	0.0128
1.179	0.0192	0.0159	0.0127	0.0133	0.0150
1.31	0.0234	0.0190	0.0150	0.0162	0.0191
1.441	0.0284	0.0241	0.0201	0.0217	0.0245
1.572	0.0323	0.0283	0.0255	0.0270	0.0292
1.703	0.0352	0.0316	0.0283	0.0292	0.0306
1.834	0.0386	0.0345	0.0304	0.0310	0.0324
1.8602	0.0389	0.0348	0.0307	0.0314	0.0329

**Tabla 5.6 Aceleraciones de entrepiso presentadas en los cinco entrepisos intermedios del marco en el análisis ADI.**

Aceleración espectral (g)	Aceleración de entrepiso (m/s <sup>2</sup> )				
	Entrepiso 10	Entrepiso 9	Entrepiso 8	Entrepiso 7	Entrepiso 6
0.05	0.49	0.46	0.44	0.42	0.39
0.131	1.28	1.21	1.16	1.10	1.04
0.15	1.47	1.38	1.33	1.26	1.19
0.25	2.45	2.30	2.21	2.10	1.98
0.262	2.57	2.41	2.32	2.13	2.07
0.393	3.85	3.62	3.47	3.30	3.10
0.524	5.14	4.82	4.63	4.39	4.14
0.655	6.42	6.03	5.79	5.49	5.17
0.786	7.70	7.23	6.95	6.59	6.21
0.917	8.88	8.41	8.09	7.68	7.23
1.048	9.55	9.35	9.04	8.60	8.12
1.179	10.29	10.18	10.01	9.54	9.05
1.31	11.24	10.83	10.56	10.49	10.28
1.441	12.88	12.26	11.84	11.61	11.28
1.572	13.80	13.02	12.61	12.34	11.80
1.703	14.28	13.86	13.42	13.19	12.41
1.834	15.31	14.69	13.97	13.48	12.77
1.8602	15.62	14.94	14.04	13.51	12.93

**Tabla 5.7 Distorsiones de entepiso presentadas en los cinco entrepisos inferiores del marco en el análisis ADI.**

Aceleración espectral (g)	Distorsión de entepiso (cm/cm)				
	Entepiso 5	Entepiso 4	Entepiso 3	Entepiso 2	Entepiso 1
0.05	0.0007	0.0007	0.0007	0.0007	0.0004
0.131	0.0018	0.0018	0.0018	0.0018	0.0011
0.15	0.0020	0.0021	0.0021	0.0020	0.0013
0.25	0.0033	0.0034	0.0035	0.0034	0.0021
0.262	0.0035	0.0036	0.0037	0.0035	0.0022
0.393	0.0053	0.0054	0.0055	0.0053	0.0033
0.524	0.0070	0.0072	0.0074	0.0071	0.0044
0.655	0.0088	0.0090	0.0092	0.0089	0.0055
0.786	0.0105	0.0108	0.0111	0.0106	0.0066
0.917	0.0122	0.0126	0.0130	0.0124	0.0077
1.048	0.0136	0.0147	0.0154	0.0143	0.0085
1.179	0.0169	0.0184	0.0188	0.0166	0.0094
1.31	0.0219	0.0239	0.0244	0.0211	0.0113
1.441	0.0271	0.0283	0.0275	0.0225	0.0107
1.572	0.0305	0.0303	0.0278	0.0212	0.0117
1.703	0.0311	0.0298	0.0297	0.0263	0.0157
1.834	0.0332	0.0359	0.0362	0.0321	0.0207
1.8602	0.0347	0.0373	0.0376	0.0334	0.0218

**Tabla 5.8 Aceleraciones de entepiso presentadas en los cinco entrepisos inferiores del marco en el análisis ADI.**

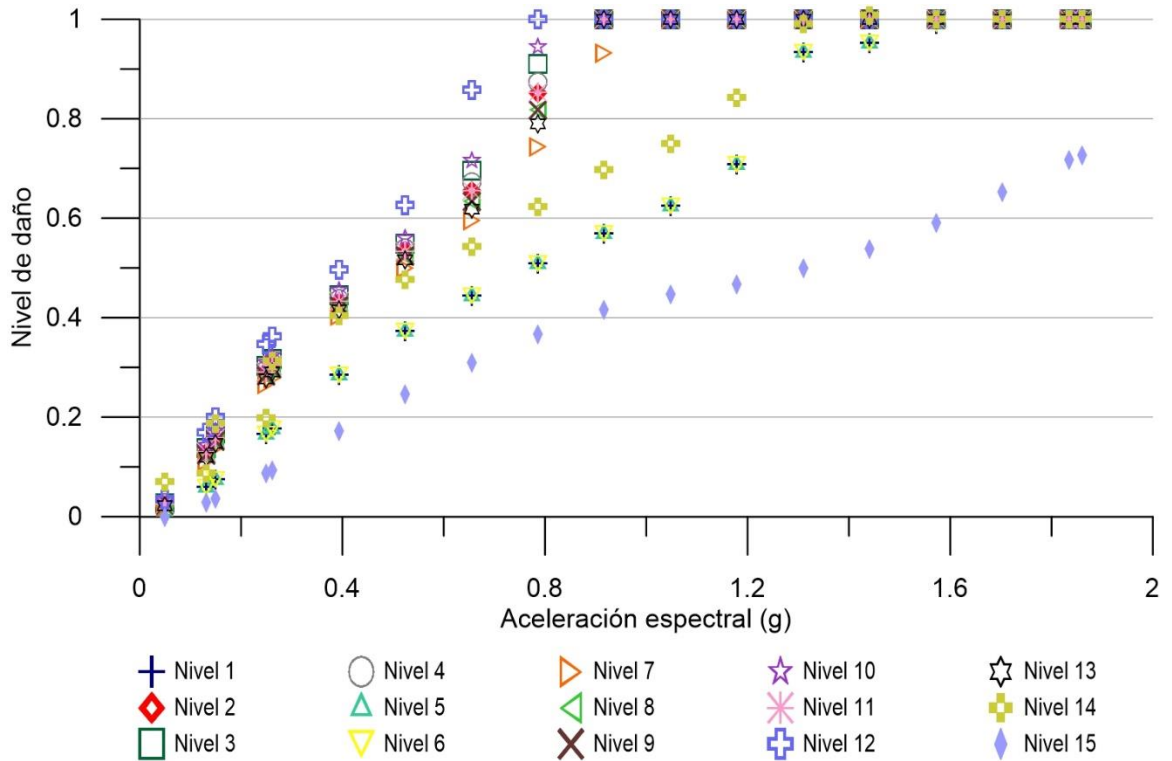
Aceleración espectral (g)	Aceleración de entepiso (m/s <sup>2</sup> )				
	Entepiso 5	Entepiso 4	Entepiso 3	Entepiso 2	Entepiso 1
0.05	0.37	0.35	0.33	0.32	0.31
0.131	0.97	0.91	0.87	0.83	0.81
0.15	1.11	1.05	0.99	0.95	0.93
0.25	1.86	1.74	1.66	1.58	1.55
0.262	1.95	1.83	1.72	1.66	1.62
0.393	2.92	2.74	2.60	2.49	2.43
0.524	3.89	3.65	3.47	3.32	3.24
0.655	4.87	4.57	4.34	4.15	4.05
0.786	5.84	5.48	5.20	4.98	4.86
0.917	6.80	6.40	6.09	5.80	5.67
1.048	7.70	7.41	7.08	6.66	6.48
1.179	8.86	8.63	8.23	7.35	7.29
1.31	10.07	9.66	8.93	8.12	8.10
1.441	10.75	10.44	9.71	8.83	8.91
1.572	11.62	11.31	10.37	9.66	9.72
1.703	12.46	12.30	11.20	10.58	10.53
1.834	13.53	13.35	11.98	11.55	11.34
1.8602	13.70	13.47	12.02	11.61	11.50

### 5.2.2 Respuesta sísmica de los modelos de fachadas prefabricadas

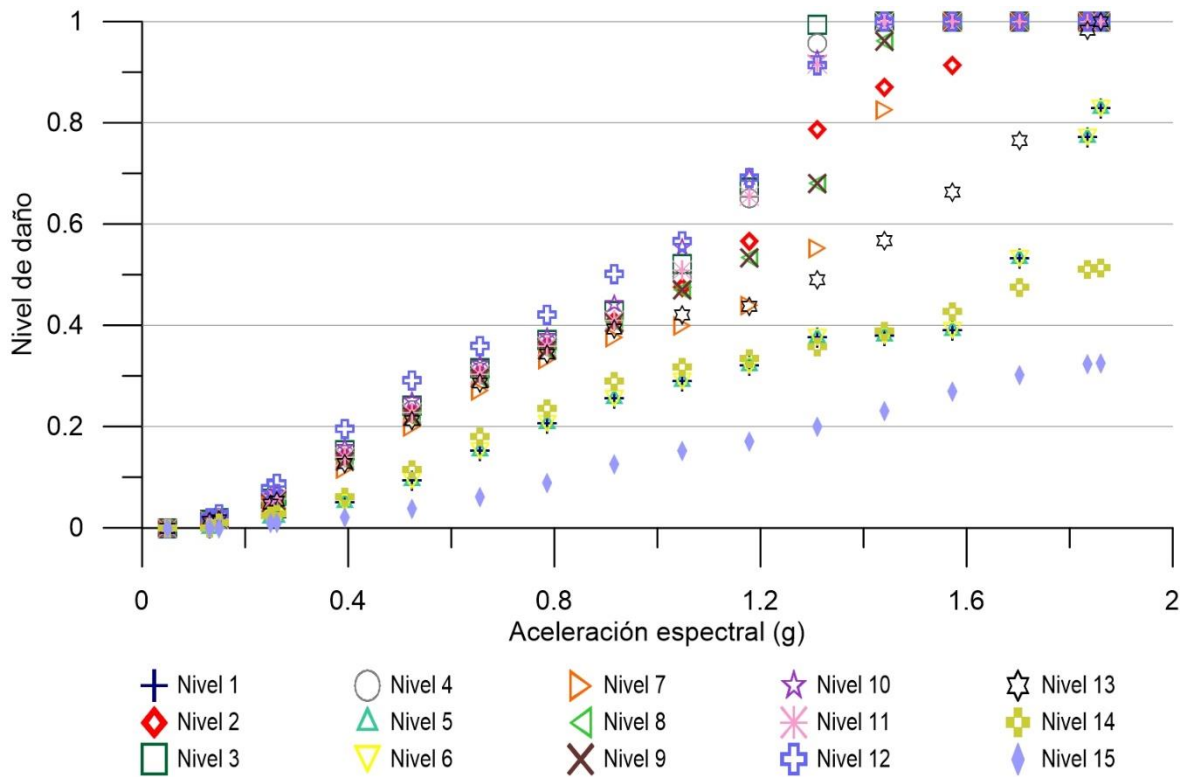
Como se ha mencionado anteriormente, con la finalidad de obtener resultados que describan la vulnerabilidad sísmica de varios sistemas de FPC con variaciones en sus elementos, se pretenden construir ocho curvas de vulnerabilidad que corresponden a cada una de las combinaciones propuestas de fachadas prefabricadas. Es de importancia hacer mención que los paneles de concreto se encuentran instalados en todos los niveles de la estructura, es por esto que se deben considerar las 15 aceleraciones y 15 desplazamientos relativos que se presentan en las tablas 5.3 - 5.8.

Dentro de las ocho combinaciones presentadas en la tabla 5.2, se proponen cuatro tipos de conectores dúctiles variando la geometría de la misma. Al igual que en el capítulo 4, el 100% del daño del conector, es cuando se presenta el esfuerzo último en el material. Se analizan los conectores con los desplazamientos relativos presentados durante el ADI. En las figuras 5.1 – 5.4 Se observa el desempeño sísmico de los conectores móviles en función de la aceleración espectral asociada a los desplazamientos relativos de cada nivel de la estructura, y se reflejan daños en los conectores con intensidades de aceleración pequeñas, esto es debido a que el objetivo de este tipo de conectores es el de tener un comportamiento inelástico. Al presentarse el 100% del daño en el conector dúctil, la varilla tiene que ser reemplazada debido a que se ha alcanzado un estado de esfuerzo último del material. También observa que los conectores pertenecientes a las combinaciones 2, 4, 6 y 8, presentan un mejor comportamiento debido a que las varillas de sus conectores móviles tienen una longitud del doble que las del resto de las combinaciones.

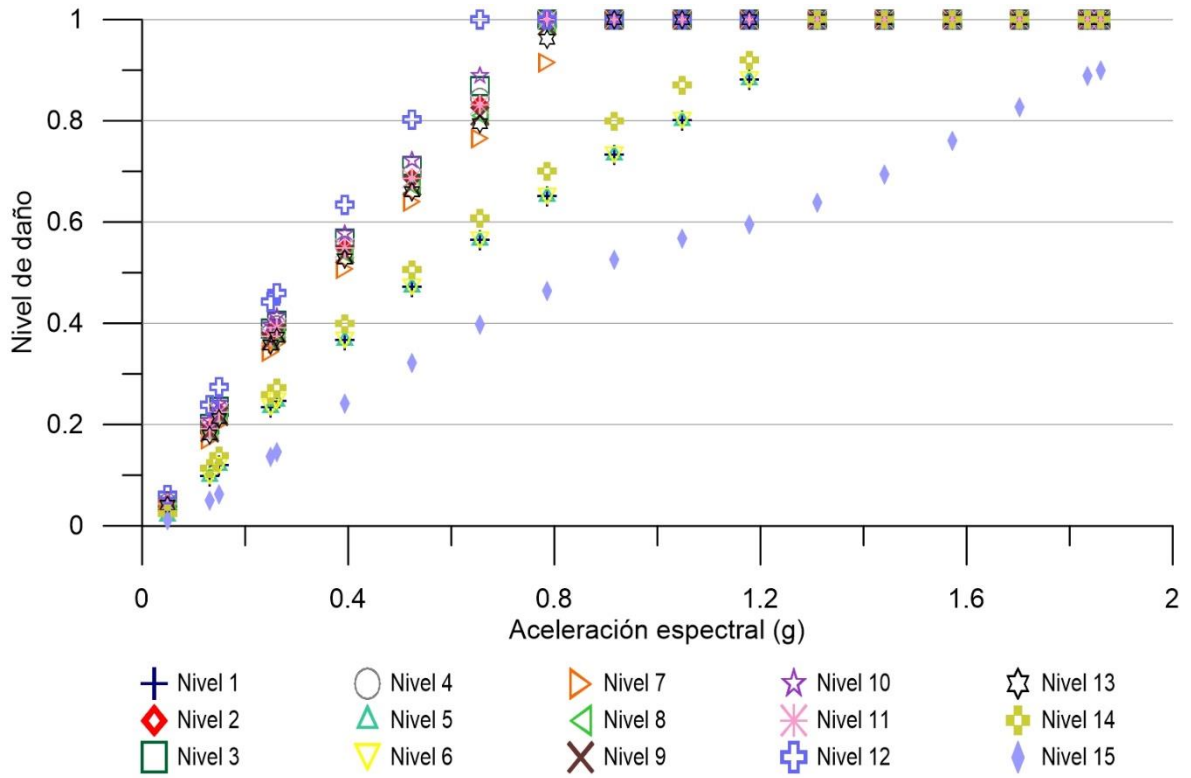
Por otro lado, en las ocho combinaciones propuestas existen dos juntas diferentes entre los paneles de concreto, una de 1 cm y otra de 2 cm. La capacidad de movimiento del sellador en ambas juntas es de  $\pm 0.5$  cm. Los conectores fijos de todas las combinaciones tienen una capacidad resistente a una fuerza cortante de 6372 N. En las tablas 5.9 y 5.10 se presenta la aceleración espectral relacionada con los desplazamientos relativos y las fuerzas sísmicas que exceden la capacidad de movimiento del sellador, la distancia entre los paneles y la fuerza sísmica de diseño. Al comparar ambas tablas, se observa que en las combinaciones de FPC que tienen 1 cm de distancia entre los paneles, se excede la capacidad de movimiento del sellador y la distancia de la junta, con una aceleración menor que la necesaria para hacer fallar los mismos componentes en las combinaciones de 2 cm de espaciamiento. Obviamente, los conectores fijos se fracturan con la misma aceleración espectral en todas las combinaciones, debido a que todos fueron diseñados con la misma fuerza cortante. Los resultados indican daños del 100% del sistema global de FPC cuando se presentan aceleraciones de una magnitud no muy grande, esto ocurre debido a que la aceleración de diseño es menor a la que se presenta en la estructura (tal y como se menciona en el capítulo anterior).



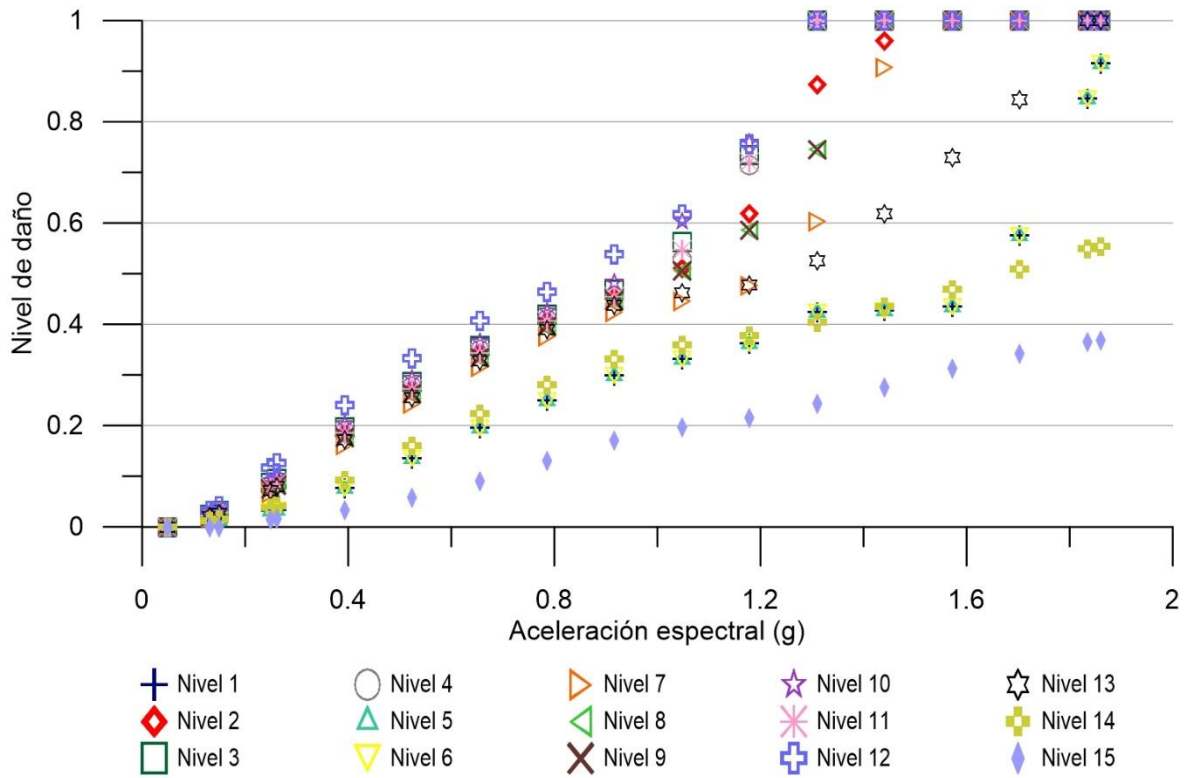
**Figura 5.1 Comportamiento sísmico de los conectores móviles de las combinaciones 1 y 5 del sistema.**



**Figura 5.2 Comportamiento sísmico de los conectores móviles de las combinaciones 2 y 6 del sistema.**



**Figura 5.3 Comportamiento sísmico de los conectores móviles de las combinaciones 3 y 7 del sistema.**



**Figura 5.4 Comportamiento sísmico de los conectores móviles de las combinaciones 4 y 8 del sistema.**

**Tabla 5.9 Aceleración espectral relacionada con el 100% de falla del material aislante, el agrietamiento, y los conectores fijos de los paneles de las combinaciones 1, 2, 3, y 4.**

Nivel	Aceleración espectral (g)		
	Desprendimiento o desgarre del material aislante de las juntas.	Contacto entre los paneles de concreto	Fractura de conectores fijos
1	0.25	0.52	0.39
2	0.13	0.25	0.39
3	0.13	0.25	0.39
4	0.13	0.25	0.26
5	0.13	0.25	0.25
6	0.13	0.26	0.25
7	0.15	0.39	0.25
8	0.15	0.39	0.25
9	0.13	0.26	0.25
10	0.13	0.25	0.25
11	0.13	0.25	0.25
12	0.13	0.25	0.25
13	0.13	0.26	0.25
14	0.25	0.39	0.25
15	0.39	0.66	0.15

**Tabla 5.10 Aceleración espectral relacionada con el 100% de falla del material aislante, el agrietamiento, y los conectores fijos de los paneles de las combinaciones 5, 6, 7 y 8.**

Nivel	Aceleración espectral (g)		
	Desprendimiento o desgarre del material aislante de las juntas.	Contacto entre los paneles de concreto	Fractura de conectores fijos
1	0.52	0.92	0.39
2	0.25	0.52	0.39
3	0.25	0.52	0.39
4	0.25	0.52	0.26
5	0.25	0.52	0.25
6	0.26	0.52	0.25
7	0.39	0.66	0.25
8	0.39	0.66	0.25
9	0.26	0.66	0.25
10	0.25	0.52	0.25
11	0.25	0.52	0.25
12	0.25	0.52	0.25
13	0.26	0.52	0.25
14	0.39	0.79	0.25
15	0.66	1.44	0.15



### 5.2.3 Funciones de vulnerabilidad

Con base en la respuesta sísmica de las ocho combinaciones de FPC en cada uno de los 15 niveles de la estructura, se realizan curvas para cada una de estas combinaciones, en las que se promedian las respuestas de todos los niveles. En la tabla 5.11 se presentan las curvas mencionadas.

Al comparar las curvas de vulnerabilidad de las ocho combinaciones, se observa que existe un gran parecido entre ellas, ya que la aceleración espectral relacionada al 100% del daño es la misma en todas. Esto se debe a que el elemento que tiene el porcentaje de daño global más importante (conectores fijos) es el mismo en todas las combinaciones.

Sin embargo, se pueden apreciar diferencias entre las curvas, que son producidas por las variaciones en los otros elementos que componen a los sistemas de FPC. Por ejemplo, existe una ligera variación entre las primeras cuatro combinaciones y las últimas cuatro. Se observa que las primeras combinaciones, pertenecientes a los paneles prefabricados con juntas de 1 cm, presentan daños con aceleraciones espectrales menores que las necesarias para producir daños a los paneles con espaciamientos de 2 cm. Las variaciones existentes entre una combinación y otra no son reflejadas en las gráficas de una manera clara, esto debido a que el porcentaje de daño global que le corresponde a los elementos que causan estas diferencias es muy bajo.

Para obtener una curva de vulnerabilidad que describa el comportamiento de las ocho diferentes combinaciones de sistemas de FPC, se realiza un promedio de estas ocho curvas. En la figura 5.5 se pueden observar las ocho curvas en la misma gráfica.

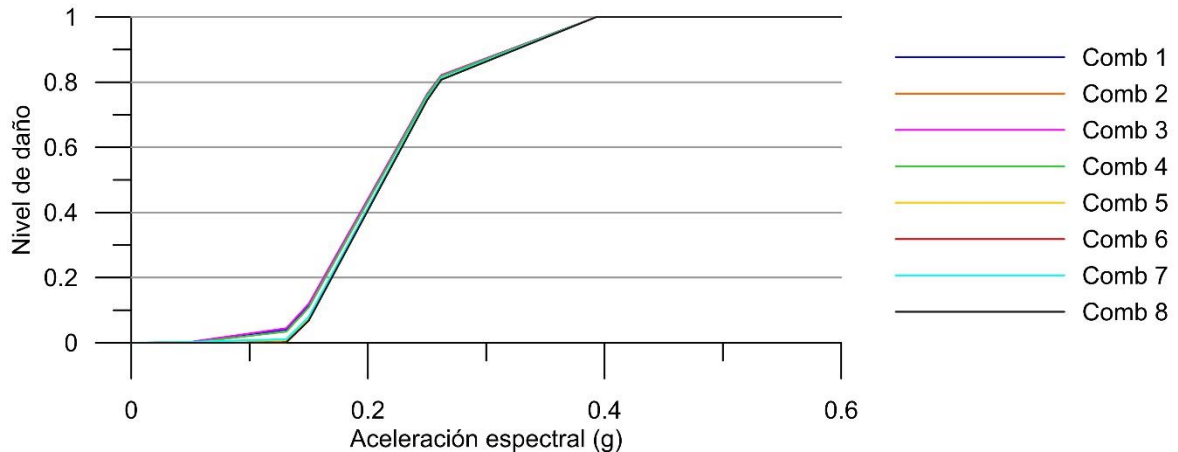
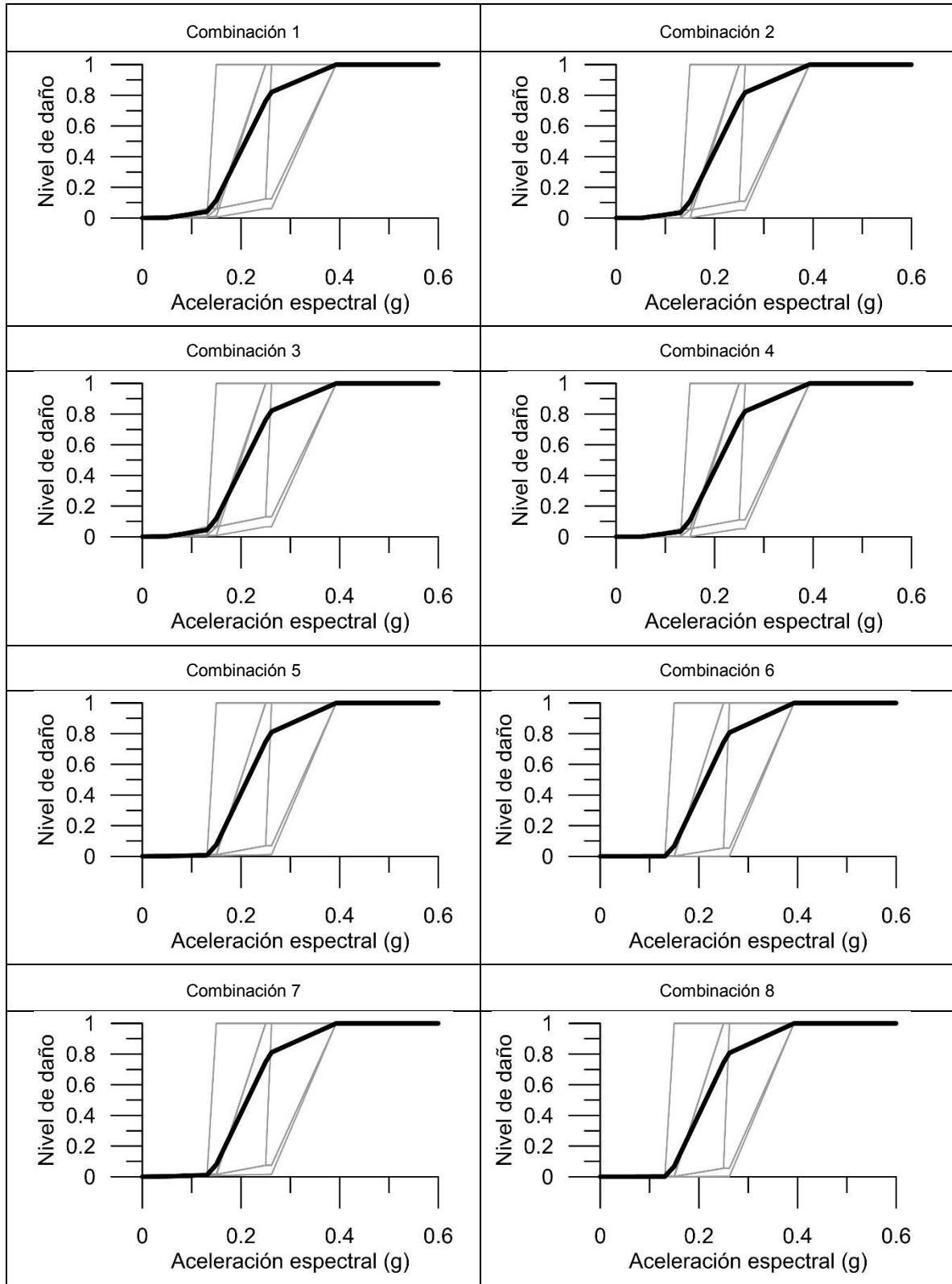
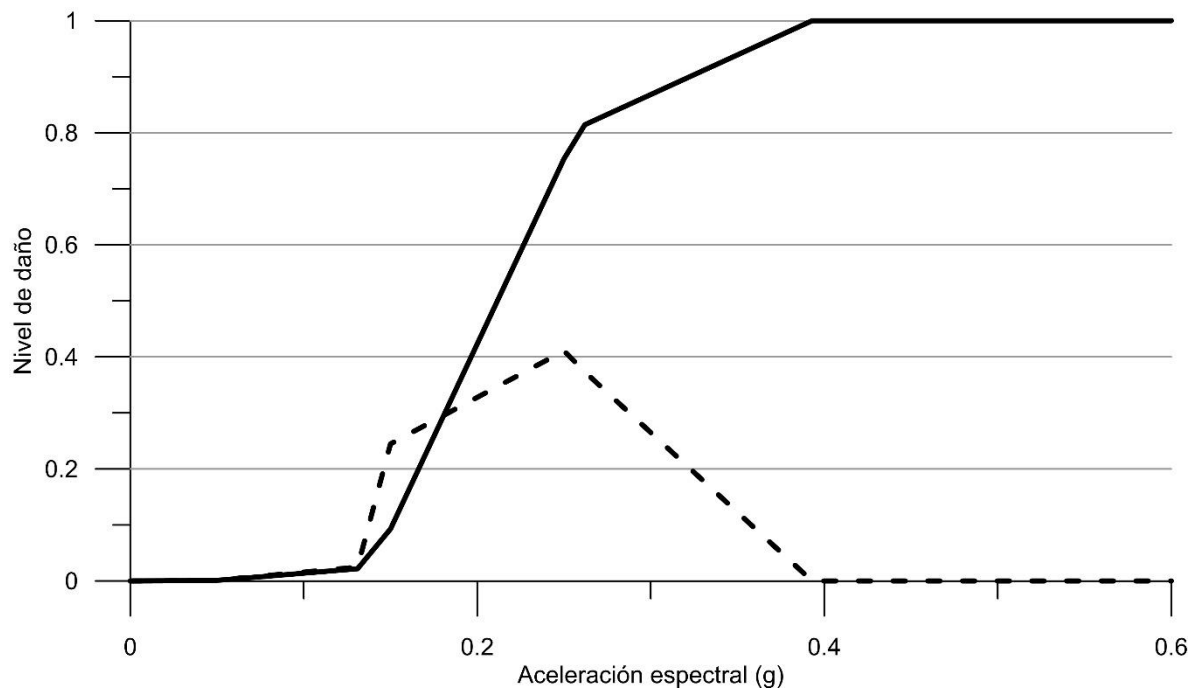


Figura 5.5 Curvas de vulnerabilidad de las ocho combinaciones de sistemas de FPC.

**Tabla 5.11 Curvas de vulnerabilidad para cada combinación del sistema de FPC.**



Con base en las ocho curvas de la tabla 5.11, se obtiene la función de vulnerabilidad presentada en la figura 5.6.



**Figura 5.6 Función de vulnerabilidad de los sistemas de FPC.**

Existen programas computacionales en la actualidad que cuentan con la información necesaria para realizar cálculos de vulnerabilidad y de riesgo. Un ejemplo de estos programas computacionales es el software CAPRA, el cual para almacenar información de vulnerabilidad utiliza un formato de datos conocido como FVU. Los formatos FVU son archivos de texto con la definición de curvas de vulnerabilidad física (la del elemento en cuestión) y humana (la de las personas que pudieran resultar perjudicadas por el elemento).

Con la finalidad de cumplir uno de los objetivos de esta tesis, el cual es generar información que describa la vulnerabilidad sísmica del sistema de FPC en cuestión, se creó un archivo de texto con el formato FVU, para que este pueda describir la vulnerabilidad física del sistema de fachadas prefabricadas que se ha estudiado en esta investigación, este formato se presenta en la tabla 5.12. Es importante mencionar que esta investigación tiene como alcance estudiar el comportamiento y vulnerabilidad sísmica física del sistema de fachada, sin embargo no es contemplada la vulnerabilidad humana.

**Tabla 5.12 Formato FVU para el sistema de FPC en cuestión.**

Vulnerabilidad sísmica de fachadas prefabricadas del tipo "piso a piso"		
Física		
19		
0	0	0
0.05	0.001060694	0.001267829
0.131	0.021822862	0.024711348
0.15	0.09287006	0.244725635
0.25	0.753646856	0.41071302
0.262	0.814388262	0.373198934
0.393	1	0
0.524	1	0
0.655	1	0
0.786	1	0
0.917	1	0
1.048	1	0
1.179	1	0
1.31	1	0
1.441	1	0
1.572	1	0
1.703	1	0
1.834	1	0
1.8602	1	0
Humana		
0	0	0
0.05	0	0
0.131	0	0
0.15	0	0
0.25	0	0
0.262	0	0
0.393	0	0
0.524	0	0
0.655	0	0
0.786	0	0
0.917	0	0
1.048	0	0
1.179	0	0
1.31	0	0
1.441	0	0
1.572	0	0
1.703	0	0
1.834	0	0
1.8602	0	0

### 5.3 Consideraciones en los factores de reducción de las NTCDF (2004) para elementos no estructurales

Después de conocer el comportamiento y vulnerabilidad sísmica de las FPC que han sido caso de estudio en este trabajo, es necesario hacer énfasis en la importancia de un buen diseño de los conectores rígidos de estos paneles de concreto.

En las NTCDF (2004) para diseño por sismo, las ordenadas de los espectros de diseño se reducen por un factor de ductilidad, reconociendo la capacidad de las estructuras de tener un comportamiento inelástico. Además de esta reducción, el reglamento reduce las ordenadas espectrales por un factor de sobrerresistencia.

En la figura 5.16 se observa como la ordenada de aceleración es afectada por los factores de reducción, pasando de “ $C_e$ ” hasta “ $C_s$ ”. Para la estructura en cuestión, lo anterior es conservador, debido a que la estructura tiene la capacidad de resistir desplazamientos y ordenadas de aceleración mayores a las de diseño. Sin embargo, para los elementos no estructurales, como los sistemas de FPC, no es lo mismo.

En la sección de “Apéndices” del reglamento para diseño por sismo, se indica revisar los elementos no estructurales con el espectro que está asociado a las aceleraciones reducidas por ambos factores de reducción. Las aceleraciones y desplazamientos que se obtengan del análisis (“ $C_s$ ”), son con los que se realiza el diseño de los elementos no estructurales, y son menores a los que se presentarán en la estructura (“ $C_y$ ”).

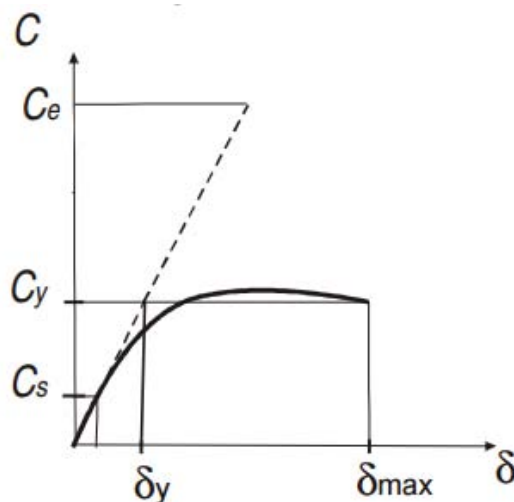


Figura 5.16 Relación coeficiente sísmico basal-desplazamiento lateral de la estructura (modificado de Rodríguez et al., 2012).

### 5.3.1 Estimación de curvas de vulnerabilidad sin el factor de reducción por sobrerresistencia

Para estudiar el efecto del factor de reducción por sobrerresistencia, se realiza la curva de vulnerabilidad global del sistema de FPC contemplando una fuerza de diseño de los conectores fijos de los paneles, relacionada con el espectro de aceleraciones sin ser afectado por el factor de reducción por sobrerresistencia. Para llevar a cabo lo anterior, se realiza de nueva cuenta, un análisis modal espectral, esta vez con el espectro de diseño reducido solamente por el factor de ductilidad. El factor de reducción por sobrerresistencia utilizado en el análisis modal espectral del capítulo 3, tiene un valor de 2, lo que significa que el nuevo espectro de aceleraciones es del doble de magnitud que el utilizado anteriormente.

Después de realizar el análisis, se calcula una nueva fuerza de diseño para los conectores fijos, la cual tiene un valor de 11800 N, esto es casi el doble de la fuerza de diseño utilizada en los capítulos anteriores. En la figura 5.17 se hace una comparación de la curva de vulnerabilidad de las FPC considerando el factor de reducción por sobrerresistencia y sin considerarlo. Es evidente que al reducir las ordenadas de aceleración espectral con el factor por sobrerresistencia, las fachadas prefabricadas tienen una vulnerabilidad razonablemente más alta que cuando se realiza el análisis sin reducir las aceleraciones espectrales por este factor.

Además de la sobrerresistencia, es importante mencionar que el factor de reducción por ductilidad es también un tema que debe ser estudiado minuciosamente. Ya que al reducir el espectro elástico por el factor de ductilidad, no se llega a la capacidad resistente real de la estructura. Es decir, existe un margen de error parecido al del factor por sobrerresistencia que puede actuar de manera negativa para los elementos no estructurales.

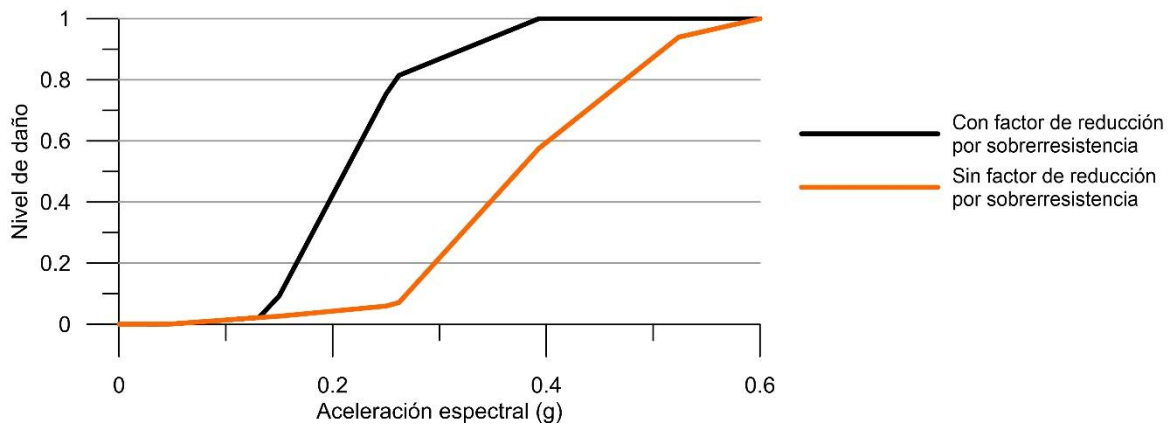


Figura 5.17 Comparación de la curva de vulnerabilidad considerando el efecto de reducción por sobrerresistencia.

# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta investigación se ha estudiado el comportamiento de los sistemas de FPC ante acciones sísmicas, con la finalidad de generar información que defina la vulnerabilidad sísmica de estos elementos no estructurales, que han ganado gran popularidad en las últimas décadas.

### 6.1 Conclusiones

Los resultados obtenidos de los análisis mencionados generan información que ayuda a una mejor comprensión de las fachadas arquitectónicas de este tipo, y de los elementos no estructurales en general. Las conclusiones y recomendaciones de mayor importancia se presentan a continuación:

- La metodología propuesta en las NTCDF (2004) para la obtención de las fuerzas cortantes de diseño para los llamados “apéndices” está asociada al espectro reducido por el factor de sobrerresistencia y el factor de ductilidad. Es razonable que el espectro elástico se reduzca por el factor de ductilidad, ya que sería muy conservador el idealizar que la estructura mantiene un comportamiento totalmente elástico. Sin embargo al reducir por el factor de sobrerresistencia, se están ignorando aquellas aceleraciones y desplazamientos que son mayores a los de diseño y que la estructura es capaz de soportar. Este efecto es negativo para los contenidos y los elementos no estructurales, ya que este “sobrediseño” de la estructura principal ocasiona que se presenten aceleraciones y desplazamientos superiores a los calculados para el diseño de los “apéndices”. En el capítulo 4 se puede comprobar este efecto, las fuerzas cortantes de diseño para los elementos no estructurales que indican las NTCDF (2004) tienen un valor que es un poco menor que la mitad de la fuerza cortante que se presenta en el análisis dinámico no lineal con el registro de la SCT-EO. Además, en el capítulo 5 se observa que las fachadas prefabricadas que fueron diseñadas con una fuerza cortante relacionada al espectro reducido por el factor de sobrerresistencia, son

considerablemente más vulnerables que las diseñadas con el espectro sin reducir por el factor de sobrerresistencia.

- Los conectores móviles utilizados en la investigación mostraron un buen comportamiento en el análisis dinámico no lineal con el registro de la SCT-EO. Las varillas con longitudes mayores a 20 cm nunca presentaron el esfuerzo último del material, sin embargo, la gran mayoría alcanza el esfuerzo de fluencia, lo cual no representa un mal comportamiento, ya que la presencia de la fluencia en este tipo de conectores corresponde a un comportamiento adecuado. Las varillas dúctiles con diámetros de una pulgada y distancias menores a 20 cm no son recomendables debido a que su capacidad dúctil es baja.
- El espaciamiento de los paneles es importante para que no exista contacto entre estos que ocasione agrietamiento del concreto, y para que el material aislante de las juntas no se desgarre, ya que este material está en función de la distancia de la junta. Las FPC con un espaciamiento de 1 cm presentaron un mal comportamiento, ya que en el análisis dinámico no lineal con el registro de la SCT-EO se presentaron desplazamientos relativos mayores a 1 cm, lo que significa que hay altas probabilidades de contacto entre paneles prefabricados y desgarramiento del sellador, ya que el material del sellador tiene solamente una capacidad de movimiento de +/- 50% de la longitud de junta. Por otro lado, las FPC con un espaciamiento de 2 cm presentaron un mejor comportamiento durante el mismo análisis dinámico no lineal, ya que el desplazamiento relativo máximo fue de 1.28 cm, lo que significa que no existe contacto entre los paneles, sin embargo, con esa demanda de movimiento se presenta desgarramiento en el sellador. Por lo anterior es recomendable que el espaciamiento de las juntas sea diseñado con base en la capacidad de movimiento del sellador, esto si se desea un comportamiento sísmico del sistema de fachada prefabricada sin daño alguno en sus componentes.

## **6.2 Recomendaciones para futuros trabajos**

La investigación de la vulnerabilidad sísmica de elementos, tanto estructurales como no estructurales, es una rama de gran importancia de la ingeniería sísmica, la cual es bastante amplia y siempre tendrá una investigación continua. Es por esto que se recomiendan los siguientes tópicos para futuras investigaciones que puedan complementarse con esta tesis:

- Se recomienda estudiar el comportamiento de sistemas de fachadas de concreto prefabricado que funcionen con un sistema diferente, ya que el mercado ofrece numerosos tipos de fachadas arquitectónicas que es comportan diferente durante un evento sísmico.



- En esta investigación se estudia la vulnerabilidad física del sistema de FPC, sin embargo es de gran importancia en los estudios de riesgo conocer la vulnerabilidad humana relacionada a la física.
- El procedimiento que indican las NTCDF (2004) para obtener las fuerzas cortantes de diseño que actúan sobre los “apéndices” se basa en un espectro de aceleraciones que es de menor magnitud que las que se presentarán en la estructura. Es por esto que se recomienda estudiar detalladamente este procedimiento y que el diseño de los “apéndices” sea más adecuado.

# REFERENCIAS

1. Arnold, C. Seismic safety of the building envelope. Whole building design guide: [http://www.wbdg.org/resources/env\\_seismicsafety.php](http://www.wbdg.org/resources/env_seismicsafety.php), 2008.
2. Baird, A., Palermo and S. Pampanin. Façade damage assessment of multi-story buildings in the 2011 Christchurch earthquake. Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, 2011.
3. Charney, F.A., and Harris, J.R. The effect of architectural precast concrete cladding on the lateral response of multistory buildings. PCI, pp. 80-96, 1989.
4. Facades: Errors can be expensive. Engineering news record, vol 204, pp. 30-34, 1980
5. FEMA. Reducing the risks of nonstructural earthquake damage – A practical guide. 2011.
6. Gjelsvik, A. Frames and precast panels walls. ASCE, vol 100, pp. 405-426
7. Goodno, B.J., Craig, J., Zeevaert-Wolf, A. The Mexico earthquake of September 19, 1985 – Behavior of heavy cladding components. Earthquake spectra, vol. 5, No.1, 1989.
8. Hareer, R.W. Seismic response of building façade system with energy absorbing connections. Doctoral thesis, Center for built environment and engineering research, 2007.
9. Hunt, J., Stojadinovic, B. Seismic performance assessment and probabilistic repair cost analysis of precast concrete cladding systems for multistory buildings. PEER, 2010.
10. Hutchinson, T., Pantolli, E., McMullin, K., Hildebrand, M., Underwood, G. Seismic drift compatibility of architectural precast concrete panels and connections: A design guide for engineers. University of California, 2014.

11. Iverson, J.K. Concrete cladding connections in earthquake country. PCI, pp 202-216, 1989.
12. McMullin, K., Wong, T., Choi, C., Chan, K. Seismic performance states of precast concrete cladding connections. Thirteenth world conference on earthquake engineering, No. 3379, 2004.
13. PCI. Architectural precast concrete. 3rd edition. PCI architectural precast concrete manual committee. 2007.
14. Reinoso, E. Riesgo sísmico de la ciudad de México. Academia de ingeniería A.C., 2007.
15. Reinoso, E., Rodríguez, M.E., Betancourt, R. Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas. ANIPPAC, Instituto de Ingeniería UNAM.
16. Rodríguez, M.E., Restrepo, J.I. Práctica y diseño de edificios en México – Cambios necesarios. Revista de ingeniería sísmica, No. 86 89-118, 2012.
17. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. Incremental dynamic analysis. Earthquake engineering and structural dynamics, pp 491-512, 2002.
18. Wang, M.L. Cladding performance on a full scale test frame. Earthquake spectra, pp. 119-173, 1987.