

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**



**FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EFFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS  
ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES  
NO ESTRUCTURALES**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIEROS CIVILES**

**AUTORES:**

**EDGAR PATRICIO LASSO LAZO**

CI: 0106522030

**FABRICIO ANDRÉS VÁZQUEZ FLORES**

CI: 0301672481

**DIRECTOR:**

**ING. FRANCISCO XAVIER FLORES SOLANO PhD**

CI: 0301547410

Cuenca – Ecuador

2018



## RESUMEN

Actualmente en nuestro medio no se brinda importancia a los Componentes No-Structurales (CNE) dentro del diseño sismo resistente que, sumado a la falta de inclusión de sistemas de protección sísmica adicional en las estructuras, aumentan la probabilidad de generar daño sobre los CNE ante un evento sísmico. En el pasado, durante los eventos de EE. UU (1994), Japón (1995) y Chile (2010), el omitir a los CNE dentro del diseño sismo resistente dio como resultado grandes pérdidas económicas. Estas pérdidas fueron el resultado de: 1) el coste por inoperatividad de la estructura post-evento y 2) el reemplazo de equipamiento de alto valor monetario. Por esta razón y con el fin de evitar que esta situación se repita, el objetivo de esta investigación es cuantificar la eficacia del uso de aislamiento de base elastomérico en las aceleraciones de piso para CNE dentro de una estructura, en comparación con una no aislada. Las aceleraciones de piso son el dato de entrada para calcular las demandas sobre CNE rígidos y flexibles mediante los métodos Peak Floor Acceleration y Floor Response Spectrum respectivamente, y son determinadas mediante análisis dinámico Tiempo-Historia. Estos análisis se realizaron considerando un comportamiento elástico e inelástico del modelo con y sin aislamiento. Los resultados obtenidos muestran que existe una reducción del 87% en las aceleraciones de piso que experimenta el modelo elástico con aislamiento respecto del modelo elástico no aislado, mientras que para el modelo inelástico esta fue del 81%. De esta manera se pudo concluir que la inclusión de aislamiento en las estructuras permite reducir en más de un 80% las demandas de aceleración que experimentan los CNE dentro de la estructura, evitando así que se genere daño en los CNE, demostrando así la eficacia de estos sistemas de protección sísmica.

**Palabras Clave:** *Componente no estructural (CNE), aislamiento de base elastomérico, aceleraciones de piso, Peak Floor Acceleration (PFA), Floor Response Spectrum (FRS), análisis tiempo-historia.*



## ABSTRACT

Nowadays in Latin America, non-structural components (NSC) do not get as much importance as they should within seismic design codifications. This added to the lack of seismic protection systems, increase the probability of damage on NSCs during an earthquake. In the past, during the events of USA (1994), Japan (1995) and Chile (2010), neglecting the NSCs from seismic designs led to significant economic losses. This losses were due to primarily: 1) the cost of inoperativeness post-event and 2) the replacement of expensive equipment. For this reason and in order to prevent a similar scenario, this thesis has the goal to quantify the effectiveness of using an elastomeric base-isolation system on floor accelerations for NSC within the structure, compared to a non-isolated structure. Floor accelerations are the base input to calculate demands on rigid and flexible NSCs. To calculate demands on flexible and rigid NSCs, the Floor Response Spectrum (FRS) and Peak Floor Acceleration (PFA) methods were used respectively, both consist of a time-history analysis. This analysis was performed considering an elastic and inelastic behavior of the isolated and non-isolated structure. The results obtained show a reduction in acceleration of 87% when comparing the isolated and non-isolated elastic models, meanwhile a reduction of about 81% when comparing the inelastic models respectively. From the results obtained, it is concluded that the inclusion of isolation on the structure decreases in more than an 80% the demands of acceleration that affect NSCs within the structure. This also proves the effectiveness of using this type of seismic protective systems.

**Key Words:** *Non-Structural components (NSC), elastomeric base-isolation, floor acceleration, Peak Floor Acceleration (PFA), Floor Response Spectrum (FRS), time-history analysis.*



## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b> .....	17
1.1 Antecedentes .....	17
1.2 Justificación de la investigación.....	21
1.3 Objetivos .....	23
1.3.1 Objetivo General .....	23
1.3.2 Objetivos Específicos .....	23
1.4 Alcance.....	23
1.5 Contenido .....	24
<b>CAPÍTULO II: COMPONENTES NO ESTRUCTURALES (CNE)</b> .....	25
2.1 Introducción .....	25
2.2 Clasificación de los CNE .....	25
2.3 CNE sensibles a aceleraciones de piso.....	26
2.4 Aceleraciones de piso.....	26
2.5 Demandas sobre CNE .....	28
2.5.1 CNE Rígidos .....	28
2.5.2 CNE Flexibles .....	31
<b>CAPÍTULO III: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN DOS DIMENSIONES</b> .....	35
3.1 Introducción .....	35
3.2 Configuración Estructural .....	35
3.2.1 Geometría y Materiales .....	36
3.2.2 Cargas.....	37
3.2.3 Secciones.....	43
3.2.4 Conexiones.....	44
3.2.5 Efecto P-Delta .....	46
3.2.6 Amortiguamiento de la estructura .....	46
3.3 Consideraciones para el Modelamiento No-Lineal .....	47
3.3.1 Panel Zones .....	48
3.3.2 Rótulas plásticas.....	49
3.3.3 Material Bilineal.....	50
3.4 Aislamiento de base del tipo elastomérico.....	52
3.5 Validación de modelos .....	54
<b>CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS</b> .....	56
4.1 Introducción .....	56



4.2 Análisis Modal .....	56
4.2.1 Masas por piso.....	56
4.2.2 Períodos y frecuencias de vibración.....	57
4.3 Análisis de vibración libre con amortiguamiento.....	58
4.4 Análisis Pushover.....	59
4.4.1 Análisis Lineal.....	60
4.4.2 Análisis No-Lineal .....	61
4.5 Análisis Dinámico Tiempo-Historia .....	61
4.5.1 Aceleraciones Totales de piso .....	64
4.5.2 Demandas sobre CNE flexibles.....	64
4.5.3 Demandas sobre CNE rígidos .....	69
4.6 Fuerzas sobre CNE.....	71
4.6.1 Fuerzas sobre CNE flexibles .....	71
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>73</b>
5.1 Conclusiones .....	73
5.2 Recomendaciones.....	74
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>76</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Daños en componentes no estructurales en el aeropuerto internacional de Santiago, Chile. Se puede observar que la estructura está intacta pero los CNE han sufrido mucho daño [3]. .....	18
<b>Figura 2:</b> Daños en componentes no estructurales en el Hospital de San Carlos, Chile [3]. ....	18
<b>Figura 3:</b> Daños en el sistema contra incendios y en el cielorraso en el Hospital Olive View tras el sismo de Northridge [5].....	19
<b>Figura 4:</b> Buen desempeño de un edificio que contaba con sistema de aislamiento basal durante el sismo de Northridge [8].....	20
<b>Figura 5:</b> Sistema de un grado de libertad dinámico [23]. ....	27
<b>Figura 6:</b> Esquema de un CNE modelado como sistema de 1GDL en una estructura [30]. ....	32
<b>Figura 7:</b> Representación gráfica del proceso FRS. Proceso (Azul), Resultado (Morado) [10].	34
<b>Figura 8:</b> Configuración estructural del SMF en vista de elevación, nótese que se incluyen en el grafico la ubicación de rotulas plásticas en vigas y columnas, a más de los panel zones. ....	37
<b>Figura 9:</b> Espectro de diseño del ASCE 7-10 para los parámetros mencionados, la gráfica indica además los periodos principales de la estructura con y sin aislamiento. ....	40
<b>Figura 10:</b> Paso 2, Espectros luego de aplicar el método SRSS. ....	42
<b>Figura 11:</b> Paso 3, Espectros escalados para el periodo principal, determinación del factor $F_s$ . 43	
<b>Figura 12:</b> Paso 5, determinación del factor $S_S$ . ....	43
<b>Figura 13:</b> Ilustración grafica de las secciones utilizadas para el modelo estructural. ....	44
<b>Figura 14:</b> Conexión tipo RBS (Tomado de AISC 358-10).....	45
<b>Figura 15:</b> Detallamiento de la colocación de nodos en el panel zone para el modelamiento en OPENSEES, en este caso se les asignaría el resorte rotacional a los nodos 2403 y 2404. ....	48
<b>Figura 16:</b> Curva trilineal que representa la fuerza y deformación a cortante que sufre el panel zone, y se le asigna a un resorte rotacional del panel zone [18].....	49
<b>Figura 17:</b> Curva tipo para el modelo de Ibarra-Krawinkler [12].....	50
<b>Figura 18:</b> Modelo modificado de Ibarra-Krawinkler [40].....	51
<b>Figura 19:</b> Ubicación y colocación del aislamiento en la estructura.....	53
<b>Figura 20:</b> Aislamiento de base elastomérico con núcleo de plomo [7]. ....	54
<b>Figura 21:</b> Análisis comparativo de la rigidez de los modelos inelásticos sin aislamiento mediante un análisis estático pushover. ....	55
<b>Figura 22:</b> Ilustración de la respuesta del modelo inelástico sin aislamiento ante un análisis de vibración libre. ....	59



<b>Figura 23:</b> Curva fuerza-deformación para el modelo elástico sin aislamiento.....	60
<b>Figura 24:</b> Curva fuerza-deformación para el modelo inelástico sin aislamiento.....	61
<b>Figura 25:</b> Aceleraciones de piso del último piso obtenidas del análisis tiempo-historia.....	62
<b>Figura 26:</b> Desplazamientos en el último piso obtenidos del análisis tiempo historia.....	63
<b>Figura 27:</b> Curva histerética Rótula plástica para modelo inelástico no aislado (derecha), y aislado (izquierda) de una viga del tercer piso.....	63
<b>Figura 28:</b> Curva Histerética del aislador para el modelo inelástico aislado sometido a la acción del sismo de Friuli-Tolmezzo.....	64
<b>Figura 29:</b> FRS promedios de cada modelo para el Piso 1, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura....	65
<b>Figura 30:</b> FRS promedios de cada modelo para el Piso 2, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura....	65
<b>Figura 31:</b> FRS promedios de cada modelo para el Piso 3, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura....	66
<b>Figura 32:</b> FRS promedios de cada modelo para el Piso 4, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura....	66
<b>Figura 33:</b> PFA promedios de cada modelo normalizados para su respectivo PGA, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la parte superior se encuentran los modelos sin aislamiento y en la parte izquierda los modelos elásticos. ....	69



## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Dimensiones del SMF en vista de elevación. ....	37
<b>Tabla 2:</b> Cargas de gravedad utilizadas para el análisis. ....	38
<b>Tabla 3:</b> Valores para la obtención del espectro de diseño ASCE 7-10. ....	39
<b>Tabla 4:</b> Registros sísmicos seleccionados para el análisis. ....	40
<b>Tabla 5:</b> Factores para el escalamiento de los registros sísmicos de los modelos con y sin aislamiento. ....	42
<b>Tabla 6:</b> Secciones proporcionadas por el proyecto ATC 76-1 para el modelo estructural tipo SMF. ....	44
<b>Tabla 7:</b> Valores para la conexión RBS descritos por el proyecto ATC 76-1. ....	45
<b>Tabla 8:</b> Cargas aplicadas sobre la columna fantasma para efectos P-Delta. ....	46
<b>Tabla 9:</b> Parámetros del material en función de las secciones empleadas en el modelo. ....	52
<b>Tabla 10:</b> Masas laterales asignadas a cada uno de los pisos. ....	57
<b>Tabla 11:</b> Periodos y frecuencias de vibración de los modelos sin aislamiento. ....	57
<b>Tabla 12:</b> Periodos y frecuencias de vibración de los modelos con aislamiento. ....	58
<b>Tabla 13:</b> Demandas de aceleración sobre los CNE flexibles en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos sin aislamiento. ....	67
<b>Tabla 14:</b> Demandas de aceleración sobre los CNE flexibles en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos con aislamiento. ....	68
<b>Tabla 15:</b> Demandas de aceleración sobre los CNE rígidos en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos sin aislamiento, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE. ....	70
<b>Tabla 16:</b> Demandas de aceleración sobre los CNE rígidos en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos con aislamiento, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE. ....	70
<b>Tabla 17:</b> Fuerzas que percibe el calentador de agua (CNE flexible) anclada en el cuarto piso, en comparación con las fuerzas de diseño proporcionadas por el ASCE. ....	71
<b>Tabla 18:</b> Fuerzas que percibe la tubería (CNE rígido) anclada en el cuarto piso, en comparación con las fuerzas de diseño proporcionadas por el ASCE. ....	72



### Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Yo, **Edgar Patricio Lasso Lazo** en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del Trabajo de Titulación: **“EFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES”**, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 6 de Abril del 2018

Edgar Patricio Lasso Lazo

C.I: 0106522030



---

### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Yo, **Edgar Patricio Lasso Lazo**, autor del Trabajo de Titulación: “EFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 6 de Abril del 2018

Edgar Patricio Lasso Lazo

C.I: 0106522030

---

**Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional**

---

Yo, **Fabricio Andrés Vázquez Flores** en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del Trabajo de Titulación: “**EFFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES**”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 6 de Abril del 2018



Fabricio Andrés Vázquez Flores

C.I: 0301672481



---

### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Yo, **Fabricio Andrés Vázquez Flores**, autor del Trabajo de Titulación: “**EFFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES**”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 6 de Abril del 2018

Fabricio Andrés Vázquez Flores

C.I: 0301672481



## DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico principalmente a Dios, por haberme brindado su guía y dirección a lo largo de mis años de estudio. A mis padres Rubén y Alexandra, ya que sin su apoyo y confianza no lo hubiera logrado. A mis hermanos, Santiago, Diego y Carolina, que fueron factores clave en mi vida para motivarme a culminar mis estudios. Sin la ayuda de Dios y ustedes, mi familia, no lo hubiese logrado nunca.

A ustedes desde el fondo de mi corazón dedico este trabajo.

Atentamente,

Patricio Lasso



## AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios en primer lugar por estar conmigo durante todo este tiempo y por brindarme las fuerzas para afrontar los desafíos que se presentaron durante mis años de estudio.

A mis padres, Ruben y Alexandra, por haber confiado en mí todo este tiempo, por creer que sería capaz de alcanzar esta meta y por estar conmigo en los momentos más difíciles de mi carrera. A mis hermanos, Santiago, Diego y Carolina, ya que fueron la inspiración que mantuvo a flote la esperanza de culminar mis estudios. A ustedes les agradezco por sus consejos y tiempos en los que me motivaron a seguir adelante a pesar de las circunstancias.

A mi tutor, el Ing. Francisco Flores PhD., por toda la ayuda brindada durante este proceso.

A mi compañero, Fabricio Vazquez, sin su apoyo y dedicación, este trabajo no habría alcanzado su máximo potencial.

Finalmente agradezco a la Universidad de Cuenca por haberme permitido realizar mis estudios en tan distinguida institución, y por haberme preparado académicamente para mi futura vida laboral.

Atentamente,

Patricio Lasso



## DEDICATORIA

Con el mayor amor y entusiasmo lo dedico principalmente a mis padres Fabricio y Anita, quienes han sido mi mayor impulso, motivación y fortaleza en este arduo camino. A mis abuelitos Gil, Rosa, Ramiro y Gera, mis hermanos Esteban y Pedro, a mis tíos en especial a Alberto y Mariela, primos y demás familiares que han sabido brindarme su apoyo en todo momento. A mi novia Daniela y amigos que han estado junto a mí en este largo trayecto.

Atentamente,

Fabricio Andrés



## AGRADECIMIENTO

A Dios por darme la paciencia, energía y fuerza para poder afrontar este arduo y duro camino. A toda mi familia en general, por su incondicional apoyo, solidaridad y preocupación mostrada en cada circunstancia de mi vida.

Al Ing. Francisco Flores, director de este trabajo de titulación, profesor, amigo y guía en esta carrera, quien me ha brindado su total apoyo a través de su conocimiento para la elaboración de este documento.

A mi compañero Patricio por su paciencia y dedicación en este trabajo.

A la Universidad de Cuenca por permitirme recibir todo el conocimiento impartido, a mis maestros y amigos con los cuales he compartido todos estos años de carrera universitaria.

Atentamente,

Fabricio Andrés





## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

La corteza terrestre está conformada por placas tectónicas las cuales están en un constante movimiento. Este movimiento produce acumulación de energía en los bordes activos de las placas debido a las fuerzas de fricción que se generan en los límites de dos placas adyacentes, produciendo grandes esfuerzos. Cuando estos esfuerzos sobrepasan la resistencia de la corteza se produce una ruptura repentina que libera una energía acumulada hacia la superficie a través de ondas sísmicas. Estos movimientos son los que originan los daños y en muchas ocasiones colapsos estructurales.

En Estados Unidos, a partir del conocimiento y experiencia en el área sísmica y estructural, comenzaron a realizar estudios y ensayos de laboratorio de dinámica de estructuras y comportamiento de materiales. Desarrollando así normativas para el correcto diseño y construcción sismo resistente de estructuras tanto de acero como de hormigón armado ASCE 7-10 [1].

Sin embargo el 17 de enero de 1994 en Northridge, San Francisco, Estados Unidos, ocurrió un sismo de magnitud 6.1 en la escala de Richter que causó 72 muertos, 12.000 heridos y pérdidas por 25 mil millones de dólares [2]. Una gran parte de estas pérdidas económicas se debió a los daños que sufrieron los componentes no estructurales (CNE), pues en muchos casos las estructuras sufrieron poco o nulo daño, sin embargo, los daños en CNE fueron significativos. Algo similar ocurrió con el sismo de Kobe, Japón en 1995 y en el sismo de Maule, Chile 2010 [3]. En este último sismo alrededor del 83% de hospitales cercanos al epicentro recibieron grandes daños en sus CNE [3], en las Figuras 1 y 2 se muestra los daños que recibieron los componentes no estructurales tras el sismo de Chile 2010.



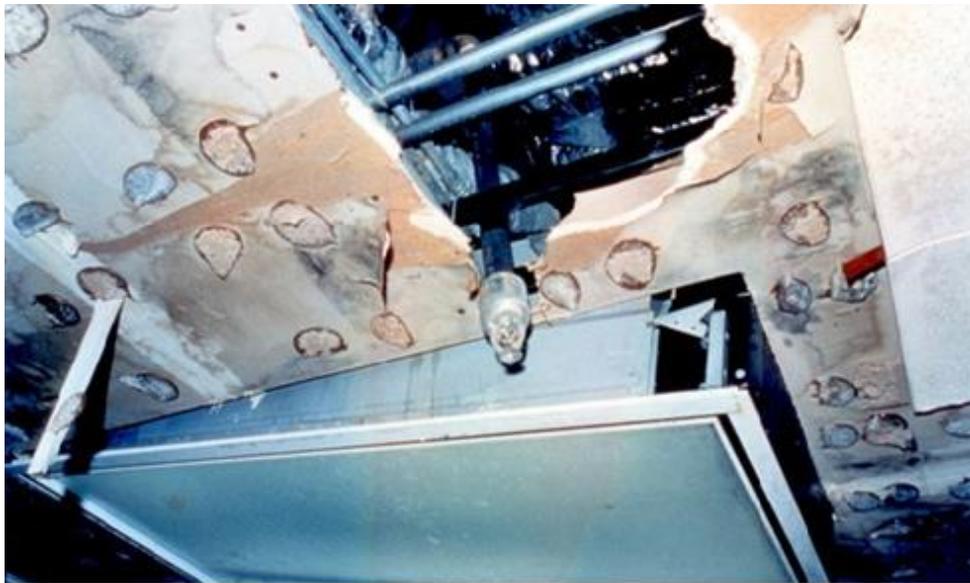
**Figura 1:** Daños en componentes no estructurales en el aeropuerto internacional de Santiago, Chile. Se puede observar que la estructura está intacta pero los CNE han sufrido mucho daño [3].



**Figura 2:** Daños en componentes no estructurales en el Hospital de San Carlos, Chile [3].

En el sismo de Northridge, también existieron estructuras de mucha importancia que fueron afectadas, entre ellas varios hospitales, como se observa en la Figura 3. Debido a los daños, los hospitales no pudieron funcionar en el momento que más se los necesitaba. Este tipo de paralizaciones son inconcebibles, pues los hospitales deben estar listos para ser utilizados después de cualquier evento sísmico. A más de recibir daños en su estructura, los hospitales perdieron la mayoría de instrumentos y equipamiento médico

de gran costo y utilidad. En muchas ocasiones, el costo de la paralización del edificio más la reparación o reposición de los componentes no estructurales, resultó ser mayor que el de la misma estructura [4].



*Figura 3: Daños en el sistema contra incendios y en el cielorraso en el Hospital Olive View tras el sismo de Northridge [5].*

Por lo expuesto anteriormente, surgió la necesidad de modificar e implementar en la normativa sismo resistente, el diseño de componentes no estructurales, las cuales buscan reducir al máximo el daño provocado en los mismos. Sin embargo, no todos los países han implementado estas medidas en sus respectivas normativas, pues consideran que el no colapso estructural es suficiente para garantizar un correcto diseño sismo resistente.

En el diseño comúnmente realizado en Ecuador, no se contemplan los efectos del sismo sobre los componentes no estructurales, los cuales pueden ser causantes de pérdida de vidas y la paralización de la estructura debido a los daños internos NEC-15 [6]. Lamentablemente en Ecuador no existe un correcto control de cumplimiento de normativas.

Por otra parte, previo al sismo de Kobe en Japón, existían alrededor de 80 edificios con sistemas de aislamiento de base, los cuales tuvieron un correcto desempeño luego del evento sísmico, a más de recibir poco daño en su estructura. Por lo que comenzó a incrementarse la demanda de aislamientos sísmicos en edificios y actualmente más de 600 edificios tienen este sistema en Japón, ocurrió algo similar en Estados Unidos luego del sismo de Northridge [7]. En estos eventos sísmicos se pudo demostrar la eficacia de

estas nuevas tecnologías desarrolladas para el control de la respuesta sísmica de estructuras. En la Figura 4 se observa a la estructura luego del sismo, así como el aislador sísmico instalado en su base.



*Figura 4: Buen desempeño de un edificio que contaba con sistema de aislamiento basal durante el sismo de Northridge [8].*

Los CNE se dividen en dos categorías principales, aquellos sensibles a las derivas de piso y aquellos sensibles a las aceleraciones [9], esta investigación se focaliza en aquellos CNE sensibles a aceleraciones de piso tales como parapetos, techos colgantes, conductos, calefones, enfriadores, tanques. A su vez estos CNE pueden dividirse en rígidos y flexibles dependiendo de su periodo de vibración. Existen varios métodos para la determinación de las demandas reales de aceleración sobre CNE [10], pero los más utilizados son el FRS (Floor Response Spectrum) y el PFA (Peak Floor Acceleration) para CNE flexibles y rígidos respectivamente. Ambos métodos toman como dato de entrada las aceleraciones totales de cada piso, con lo cual se puede determinar la demanda de aceleración de un CNE ubicado en dicho piso. Una descripción más detallada se encuentra en la sección 2.

Se han realizado varias investigaciones sobre el efecto de las aceleraciones de piso en los CNE, Sewell et. all. [11], Medina et. all [12] y Chaudhuri y Villaverde [13], realizaron distintos tipos de modelos para cuantificar las demandas de aceleraciones sobre los CNE. En un estudio más reciente Flores et. all [14] se analizaron modelos de 2, 4 y 8 pisos con comportamiento elástico e inelástico, cuantificando las demandas de aceleración por los métodos FRS y PFA, comparándolos con los valores de la normativa ASCE 7-10. En esta investigación se demostró que las aceleraciones disminuyen al considerar el



comportamiento inelástico de la estructura. Sin embargo, se han realizado pocas investigaciones donde se incluya un sistema de aislamiento basal en una estructura para cuantificar su influencia sobre los CNE y sobre la estructura misma, considerando comportamientos estructurales tanto elásticos como inelásticos.

Todo lo expuesto demuestra que se debe tener un mayor énfasis en el diseño de componentes no estructurales y buscar alternativas que reduzcan las demandas sobre los mismos, por lo que el objetivo principal de este trabajo de titulación es cuantificar la eficacia de la utilización de aisladores de base en una estructura para reducir las demandas sobre componentes no estructurales (CNE), con el fin de buscar una solución a los problemas antes mencionados. Además, parte del interés de esta investigación es comparar las demandas entre un modelo con comportamiento elástico y un modelo con comportamiento inelástico. En esta investigación se ha tomado el modelo de 4 pisos del proyecto ATC 76-1[15] que es el mismo desarrollado por Flores et. all [14], con el mejor detallamiento no lineal posible para el análisis inelástico (descrito en la sección 3).

El principal objetivo de los sistemas estructurales con aislamiento sísmico es minimizar el daño en la estructura y sus componentes (CNE), en resumen, el fundamento del aislamiento sísmico es aumentar el periodo natural de vibración de un edificio a un valor mayor que el contenido de periodos de mayor energía del movimiento sísmico, produciendo un desacople entre el movimiento de la estructura y el movimiento del suelo [19], se recalca que el diseño de un sistema de aislamiento de base no es parte de esta investigación pero el efecto que este tiene en las demandas sobre los CNE si lo es.

## **1.2 Justificación de la investigación**

De acuerdo a los códigos internacionales, una estructura hospitalaria debe ser diseñada y construida de manera que su operatividad y funcionalidad no se vean comprometidas después de ocurrido el evento sísmico a fin de brindar una respuesta inmediata a las víctimas que lo necesiten [1]. Lo anterior implica que un hospital no debe presentar daño en lo absoluto, o que estos deben ser imperceptibles por los usuarios para no generar una sensación de inseguridad dentro de la estructura. En muchas ocasiones el uso de aisladores sísmicos como los mencionados anteriormente permite reducir la magnitud de las aceleraciones que experimentan los CNE en el interior.



Como se describe en [3], los hospitales son tipos de infraestructuras que dependen en un gran porcentaje del equipamiento que existe dentro de ellas. En muchas ocasiones este tipo de equipamiento resulta ser demasiado costoso, y su reemplazo o arreglo puede tomar largos períodos de tiempo. Es por esta razón que los códigos internacionales establecen recomendaciones para el diseño de los CNE, a fin de evitar los altos costos que el daño de estos puede representar. Surge entonces en base a lo expuesto, la necesidad de investigar y comprender el efecto que puede generar un sismo en los CNE dentro de una estructura.

Como se mencionó anteriormente el Ecuador no dispone de un código constructivo que incluya el diseño de CNE. Esto sumado a la práctica común de realizar construcciones informales, que no cumplen con los estándares mínimos del diseño sismo resistente, dio como resultado que durante el sismo ocurrido el 16 de abril de 2016 en la provincia de Manabí, múltiples estructuras colapsen y aumentase significativamente el número de víctimas que requirieron de asistencia médica.

Por otra parte, el desempeño sísmico de los elementos estructurales en edificaciones de gran importancia como lo son los hospitales, fue el esperado en pocos casos. Como resultado se expuso la falta de control y una deficiente fiscalización de los procesos constructivos para las edificaciones por parte de los entes gubernamentales encargados, al constatar que, de 6 hospitales evaluados, 2 presentaron daños irreparables a nivel estructural y su cierre fue inminente, 4 presentaron daños en componentes no estructurales como: paredes, cielos rasos, luces, entre otros. Estos últimos tuvieron que cesar sus operaciones inmediatamente hasta que se realicen las respectivas reparaciones [20].

Debido a la gran pérdida económica que representó el sismo de Manabí en la infraestructura hospitalaria y a una gran probabilidad de que un evento de igual o mayor magnitud vuelva a ocurrir en Ecuador, surge la necesidad por parte de los autores de realizar esta investigación con el fin de dar a conocer a la comunidad universitaria la importancia y beneficios que tiene el considerar los CNE en los diseños estructurales.



## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo General

Dentro de este contexto el objetivo general de esta investigación es cuantificar la eficacia de la utilización de aisladores de base elastoméricos en las aceleraciones de piso de una estructura ante una carga sísmica, en comparación con estructuras sin protección sísmica alguna.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

De este trabajo se desglosan los siguientes objetivos específicos:

1. Establecer el efecto sobre las aceleraciones de piso que tiene el considerar la inelasticidad de la estructura en comparación con una estructura de comportamiento elástico.
2. Analizar las demandas de aceleración obtenidas por el método FRS y PGA, y establecer el cómo afectan a los CNE.
3. Establecer una comparación entre las demandas de aceleraciones de piso obtenidas y las aceleraciones que indica la normativa ASCE 7-10 para el diseño de CNE.
4. Cuantificar el efecto sobre la fluencia en la estructura que tiene la inclusión de un sistema de aislamiento.

## 1.4 Alcance

En esta investigación se analizan únicamente las demandas de aceleración que perciben los CNE, en modelos estructurales con y sin aislamiento sísmico de base elastómero bidimensionales. Se considera además, la no linealidad de la estructura a través del mayor detallamiento inelástico posible. El diseño de sistemas de aislamiento sísmico no es parte de esta investigación.



## **1.5 Contenido**

Se da inicio a esta investigación con una descripción teórica sobre los componentes no estructurales en el capítulo 2, que incluye las propiedades, normativas y métodos de diseño empleados sobre los CNE para su análisis. En el capítulo 3 se describe la configuración estructural del modelo tales como: su geometría, secciones, cargas, sismos y espectros de diseño, a más del proceso de modelamiento en el software. Dentro del capítulo 4 se describen y se presentan los resultados de los análisis lineales y no lineales aplicados a la estructura, tales como: análisis modal, análisis pushover, y los análisis tiempo historia. Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones y recomendaciones recogidas de esta investigación.



## CAPÍTULO II: COMPONENTES NO ESTRUCTURALES (CNE)

En este capítulo se hablará de los CNE en una estructura. Se presenta también de forma teórica la metodología para determinar las aceleraciones de piso en una estructura, así como la metodología de cálculo de las demandas de aceleraciones sobre CNE a través de los métodos PFA y FRS. Además la determinación de las demandas de aceleraciones sobre CNE que indica el ASCE 7-10 [1].

### 2.1 Introducción

Los componentes no estructurales (CNE) son aquellos que no son parte del sistema que resiste fuerzas ya sean laterales o gravitacionales de la edificación [21]. Este sistema está conformado comúnmente por: vigas, columnas, zapatas, losas y cadenas. Existe una gran variedad de tipos de CNE, pero estos se pueden dividir en dos categorías principales, aquellos que son sensibles a las aceleraciones de piso y aquellos sensibles a las derivas de piso [9]. Los CNE sensibles a las aceleraciones de piso son el enfoque de esta investigación, y estos a su vez se clasifican en CNE rígidos y CNE flexibles según el ASCE 7-10 [1].

Las aceleraciones de piso, que son las que provocan daño en los CNE, son debidas al movimiento sísmico al que está sometido la estructura. Existen varios métodos para determinar las demandas de aceleración sobre los CNE, los más utilizados son el Peak Floor Acceleration (PFA) y el Floor Response Spectrum (FRS) para CNE rígidos y flexibles respectivamente [14].

### 2.2 Clasificación de los CNE

Como ya se mencionó anteriormente los componentes no estructurales se dividen en dos categorías, dependiendo del fenómeno al cual son susceptibles de percibir daño [9], y son:

- CNE sensibles a las derivas de piso
- CNE sensibles a las aceleraciones de piso



Entre los CNE sensibles a derivas de piso podemos encontrar elementos como: ventanas, puertas interiores, paredes de mampostería, y entre los CNE sensibles a aceleraciones se encuentran parapetos, techo colgante, conductos, calefones, enfriadores, tanques [14], equipos de cirugía y rayos X, luces de quirófano, monitores de hospitales [3]. Estos tipos de CNE son el enfoque de esta investigación.

### **2.3 CNE sensibles a aceleraciones de piso**

Los CNE que son sensibles a las aceleraciones de piso, perciben fuerzas que son debidas a las aceleraciones totales de piso que se generan por el movimiento sísmico al cual está sometida la estructura. Un CNE ligado o anclado en un determinado piso debe ser diseñado para la fuerza provocada por la demanda de aceleración total de ese mismo piso.

A su vez los CNE sensibles a aceleraciones se clasifican en CNE rígidos y CNE flexibles, dependiendo del periodo natural de vibración del CNE. Se considera CNE rígido cuando el elemento tiene un periodo de vibración menor a 0.06 segundos, y se considera como CNE flexible cuando el periodo de vibración es mayor a 0.06 segundos, según el ASCE 7-10 [1].

### **2.4 Aceleraciones de piso**

Las aceleraciones de piso son la respuesta dinámica por parte de cada piso de la estructura ante un evento sísmico. Estas aceleraciones afectan principalmente a todos los componentes que están sujetos o anclados al piso de estudio y generan fuerzas sobre los soportes de los CNE tales como tornillos, remaches, y otros medios de anclaje para los CNE [22]. La estimación de estas fuerzas brinda más seguridad al momento de diseñar el anclaje de los CNE sensibles a la aceleración.

La obtención de las aceleraciones de piso requiere de un análisis dinámico tiempo-historia de la estructura, el mismo que se detalla a continuación.

Se conoce que el comportamiento dinámico de una estructura viene dado por la ecuación (1), denominada como ecuación de movimiento [23]. Esta ecuación nos permite determinar los desplazamientos, velocidades y aceleraciones relativas de una estructura, para uno o múltiples grados de libertad dinámicos (GDL), cuando ésta se encuentra

sometida a una aceleración sísmica. Entiéndase por grado de libertad dinámico aquel que define la posición desplazada de la masa respecto a su posición original [23], como se muestra en la Figura 5. Para estructuras de múltiples grados de libertad dinámicos (MGDL) como es el caso de esta investigación, la ecuación (1) se vuelve una ecuación matricial.

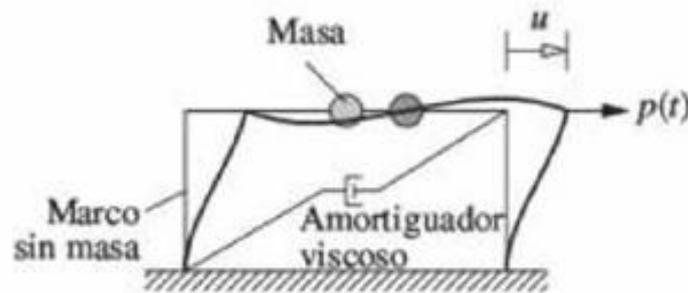


Figura 5: Sistema de un grado de libertad dinámico [23].

La ecuación (1) se describe a continuación:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

Donde:

**M**: es la matriz de masas laterales de la estructura.

**C**: es la matriz de amortiguamiento.

**K**: es la matriz de rigidez lateral.

$\ddot{u}_g(t)$ : es la aceleración del suelo.

**u,  $\dot{u}$ ,  $\ddot{u}$** : el desplazamiento, velocidad y aceleración relativas de la estructura.

Debido a que los registros sísmicos varían arbitrariamente en el tiempo, la ecuación (1) debe resolverse mediante el uso de métodos numéricos [23], mismos que están disponibles en el software OPENSEES [16]. Los métodos numéricos empleados en la investigación fueron: Newmark, Newton with Initial Tangent, Newton with Line Search, Krylov-Newton y Broyden.



Una vez obtenidas las aceleraciones relativas  $\ddot{\mathbf{u}}$  de la ecuación (1) para cada piso, se las debe sumar a las aceleraciones del suelo  $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ , obteniendo así las aceleraciones totales para cada piso  $\ddot{\mathbf{u}}_T(t)$ , como indica la ecuación (2), ya que son las aceleraciones totales las que afectan a los CNE [10].

$$\ddot{\mathbf{u}}_T(t) = \ddot{\mathbf{u}}(t) + \ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (2)$$

Donde:

$\ddot{\mathbf{u}}_T(t)$  es la aceleración total de la estructura.

$\ddot{\mathbf{u}}(t)$  es la aceleración relativa.

$\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$  la aceleración del suelo.

Estas aceleraciones totales de piso  $\ddot{\mathbf{u}}_T(t)$  son el dato de entrada para la obtención del Floor Response Spectrum (FRS) y Peak Floor Acceleration (PFA) de cada piso, que son las demandas de aceleraciones para CNE flexibles y rígidos respectivamente.

## 2.5 Demandas sobre CNE

En la actualidad existen varias metodologías para determinar las demandas de aceleración sobre los CNE dentro de una estructura [10]. Dentro de esta investigación se plantea el uso de los métodos Floor Response Spectrum (FRS), Peak Floor Acceleration (PFA), que son los más utilizados y además se plantea el método descrito por la normativa americana ASCE 7-10 [1] para CNE rígidos y flexibles. Los métodos descritos anteriormente permiten determinar la demanda de aceleración sobre los CNE, con lo cual se puede calcular la fuerza que tendrán que soportar los sistemas de anclaje o suspensión de los CNE en los diferentes pisos de la estructura [1].

### 2.5.1 CNE Rígidos

Como se mencionó anteriormente estos tienen períodos de vibración menores a los 0.06 segundos. Las demandas de los CNE rígidos se determinan mediante el método descrito



por el ASCE 7-10 [1] y el método PFA, mismo que evalúa la máxima aceleración que experimenta el piso de estudio sobre el CNE ante un evento sísmico.

### 2.5.1.1 Método del ASCE 7-10

El método propuesto por el ASCE 7-10 [1] permite determinar directamente la demanda o fuerza de diseño horizontal  $F_p$  para los CNE que están anclados permanentemente en la estructura así como para los diferentes mecanismos de soporte y/o anclaje [1], mediante la ecuación general para CNE rígidos o flexibles (3).

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) \quad (3)$$

Donde:

$I_p$  : es el factor de importancia del CNE.

$R_p$  : es el factor de modificación del CNE.

$a_p$  : es el factor de amplificación del CNE.

$W_p$  : es el peso del CNE en operación.

$S_{DS}$  : es la aceleración espectral del espectro de diseño para períodos cortos.

$z/h$  : es la altura relativa del CNE en el piso analizado.

Estos valores se pueden determinar fácilmente mediante las Tablas provistas por el ASCE 7-10 [1] en el capítulo 13, cuya mención no es necesaria en esta investigación.

Para determinar la demanda en CNE rígidos en la ecuación (3), se debe considerar lo siguiente:

- Debido al tipo de estructura analizada el factor  $I_p$  se asume como 1 acorde a la sección 13.1.3 del ASCE 7-10 [1].
- El factor  $R_p$  se asume igual a 1 para maximizar el valor de  $F_p$ . Este factor varía de 1 a 12 y debe seleccionarse conforme a la Tabla 13.5-1 del ASCE 7-10 [1].



- Se asume un peso  $W_p$  unitario.
- Acorde a la Tabla 13.5.1 del ASCE 7-10 [1] para CNE rígidos el factor  $a_p$  debe asumirse igual a 1.

La ecuación (3) de acuerdo a lo establecido por el ASCE 7-10 [1] no debe ser mayor a la ecuación (4) ni menor que la ecuación (5).

$$F_p = 1.6S_{DS}I_pW_p \quad (4)$$

$$F_p = 0.3S_{DS}I_pW_p \quad (5)$$

Como se puede apreciar, la ecuación (3) varía linealmente y depende principalmente de la altura relativa del CNE mas no del número de pisos, cuyo valor máximo puede ser de  $3S_{DS}$  a nivel del techo, y un valor mínimo equivalente al PGA de  $0.4S_{DS}$  a nivel del suelo [22].

Cabe recalcar que el método del ASCE 7-10 [1] no hace mención alguna respecto al comportamiento de la estructura pudiendo este ser elástico o inelástico, y tampoco considera el tipo de sistema lateral resistente [14].

### 2.5.1.2 Peak Floor Acceleration

El método PFA a diferencia del método del ASCE 7-10 [1], requiere la determinación previa de las aceleraciones totales de piso de la estructura acorde a lo mencionado en la sección 2.4 [24].

Esta metodología consiste en registrar los máximos valores absolutos de las aceleraciones totales de piso para cada piso [25] [26]. Estos valores máximos absolutos son el PFA de cada piso y representan las demandas de aceleración sobre un CNE rígido ubicado en dicho piso.

Para una mejor comprensión de estos valores, se recomienda normalizar los PFA de cada sismo con respecto al PGA de cada sismo respectivamente [27].

La ejecución de la metodología PFA se la realiza en el software MATLAB [28].



## 2.5.2 CNE Flexibles

A diferencia de los CNE rígidos, los CNE flexibles son aquellos cuyos periodos de vibración son mayores a los 0.06 segundos como se mencionó anteriormente. Las demandas de aceleración para este tipo de CNE se evalúan mediante el método ASCE 7-10 [1] y el método FRS [22]. Estos métodos evalúan la demanda de aceleración sobre los CNE flexibles dependiendo de su período de vibración a partir del espectro de respuesta de cada piso. El espectro de respuesta de cada piso se obtiene a partir de las aceleraciones totales de cada piso.

### 2.5.2.1 Método del ASCE 7-10

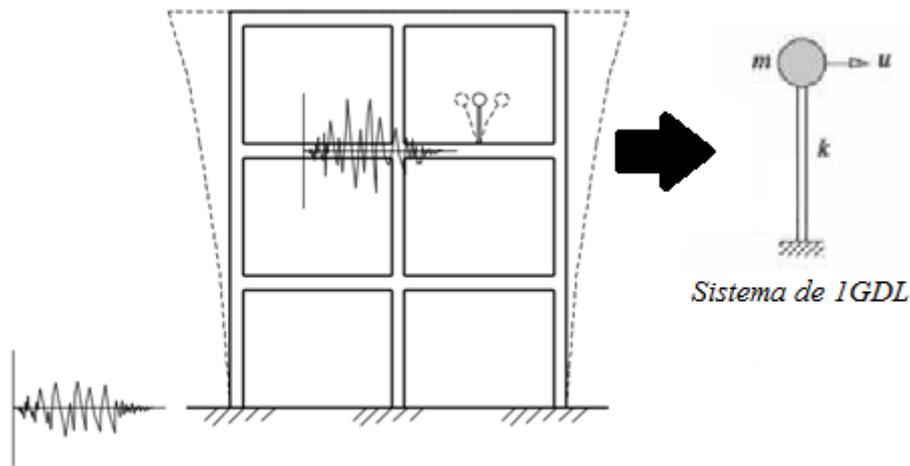
Para calcular la demanda de aceleración mediante el método ASCE 7-10 [1] se debe aplicar de igual manera la ecuación (3) con la única diferencia que el factor  $a_p$  debe tomarse igual a 2.5 con respecto a la Tabla 13.5.1 del ASCE 7-10 [1] para CNE flexibles.

A partir de la ecuación (3) se obtiene un valor constante de aceleración para cada piso. El ASCE 7-10 [1] no considera el período de vibración del CNE, el número de pisos de la estructura, el tipo de sistema lateral resistente ni si el comportamiento de la estructura es elástico o inelástico como se mencionó anteriormente.

Se observa que la ecuación (3) toma un valor máximo de  $7.5S_{DS}$  a nivel del techo, y un valor mínimo equivalente a  $S_{DS}$  a nivel del suelo [22].

### 2.5.2.2 Floor Response Spectrum

Esta metodología se desarrolla mediante un análisis dinámico tiempo-historia al suponer que, dentro de la estructura, el CNE se comportara como un sistema de 1 GDL dinámico anclado al piso como se muestra en la Figura 6. Cabe mencionar que el método FRS puede aplicarse siempre que la interacción entre los CNE y la estructura de soporte no sea significativa, es decir, cuando la masa del CNE sea menor que el 1% de la masa de la estructura de soporte [29].



**Figura 6:** Esquema de un CNE modelado como sistema de 1GDL en una estructura [30].

A diferencia de un análisis dinámico tiempo historia regular, como el empleado en la sección 2.4 para obtener las aceleraciones de piso, el método FRS utiliza como excitación del sistema de 1GDL dinámico las aceleraciones totales de piso en lugar de un registro sísmico [30], transformando la ecuación (1) en la ecuación (6).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_p(t) \quad (6)$$

Donde:

$m$  : es la masa del CNE.

$c$  : es el coeficiente de amortiguamiento del CNE.

$k$  : es la de rigidez lateral del CNE.

$\ddot{u}_p(t)$  : es la aceleración total del piso analizado.

$u, \dot{u}, \ddot{u}$  : el desplazamiento, velocidad y aceleración relativas del CNE respecto al piso analizado.

Para desarrollar el análisis y mediante las ecuaciones (7), (8) y (9) de la dinámica estructural [23], la ecuación (6) puede expresarse como la ecuación (10).



$$c = 2m\xi\omega_n \quad (7)$$

$$k = \omega_n^2 m \quad (8)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (9)$$

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_p(t) \quad (10)$$

Donde:

$T$  : es el período de vibración del sistema de 1GDL.

$\omega_n$  : es la frecuencia de vibración del sistema de 1GDL.

$\xi$  : es la razón de amortiguamiento del sistema de 1GDL.

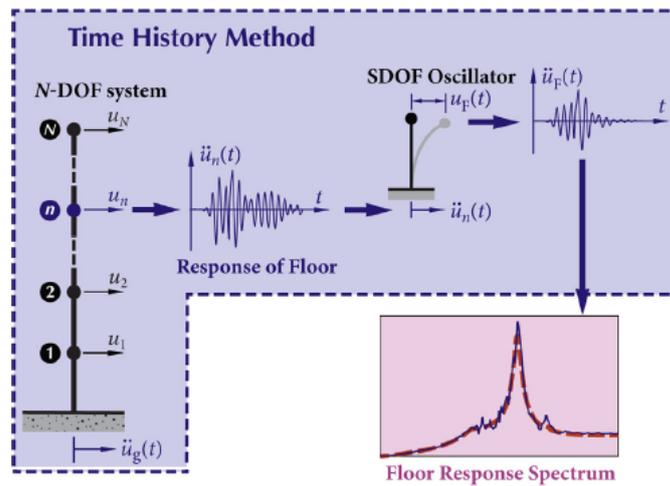
La ecuación (10) se resuelve mediante un método numérico debido a la variación arbitraria de las aceleraciones de piso. El método empleado para su resolución es el método de Newmark con aceleración promedio constante [23]. Con este método se obtienen las aceleraciones en el tiempo del CNE para un período  $T$  y una razón de amortiguamiento constante  $\xi$ .

Para formar el espectro de aceleraciones de piso, se varía el período de vibración  $T$  del CNE y se selecciona la máxima aceleración obtenida al resolver la ecuación (10) para cada período.

Para la aplicación de este método se asumen los siguientes valores:

- Se asume una razón de amortiguamiento  $\xi$  del 2% para todos los CNE sensibles a la aceleración [22].
- Se asigna a los CNE una masa unitaria.
- El período de vibración del CNE se analiza en un rango de 0 a 3 segundos.

En la Figura 7 se indica gráficamente un resumen del proceso de obtención del espectro de respuesta de un piso a través del método FRS.



*Figura 7: Representación gráfica del proceso FRS. Proceso (Azul), Resultado (Morado) [10].*

El espectro de respuesta de cada piso obtenido con este método, representa la demanda de aceleración a la que estará sometido un CNE flexible ubicado en ese piso, en función de su período de vibración.

Todo el análisis anteriormente descrito para obtener los FRS se desarrolla en el software MATLAB [28].



## CAPÍTULO III: MODELAMIENTO ESTRUCTURAL EN DOS DIMENSIONES

En este capítulo se detallará la geometría, materiales, cargas de gravedad y sísmicas, tipos de conexiones, efectos P-Delta y amortiguamiento de la estructura. Así como las consideraciones para el correcto modelamiento inelástico de la estructura y el sistema de aislamiento de base elastomérico. Para finalizar se realiza la validación de los modelos mediante un análisis estático Pushover donde se comprueba que la rigidez lateral del modelo estructural sea la correcta.

### 3.1 Introducción

Para el estudio de los efectos de las aceleraciones de piso sobre los CNE, se ha propuesto en este trabajo de titulación analizar modelos estructurales bidimensionales en OPENSEES [16]. Un análisis tridimensional tendría mayor precisión, pero lleva mayor complejidad si se utiliza este software, por lo que no es parte de esta investigación.

Se han desarrollado 4 modelos estructurales con el fin de establecer comparaciones de los efectos sísmicos entre ellos. Los modelos desarrollados son: estructura elástica sin aislamiento, estructura inelástica sin aislamiento, estructura elástica con aislamiento y estructura inelástica con aislamiento. Los 4 modelos mencionados guardan la misma configuración estructural tomada del proyecto ATC 76-1 [15] para el modelo de 4 pisos, la diferencia entre ellos es el comportamiento inelástico de rotulas plásticas y panel zonas en los modelos inelásticos, a más de la inclusión de sistemas de aislamiento en los modelos con aislamiento, la inelasticidad es modelada con el mayor detalle posible para realizar un análisis no lineal.

### 3.2 Configuración Estructural

El modelo idealizado para esta investigación es el propuesto por el proyecto ATC 76-1 [15], mismo que corresponde a una estructura de 4 pisos con un sistema lateral tipo **Special Steel Moment Frame** (SMF). La estructura se diseñó acorde a las normas AISC 341 [31] para sus elementos metálicos, AISC 358 [32] para el detallamiento de conexiones y ASCE 7-10 [1] para diseño sísmico, con la excepción de que el factor de



amplificación de la deflexión  $C_d$ , se tomó igual al coeficiente de modificación de la respuesta  $R$ , con un valor de 8 para este tipo de sistemas lateral [15].

Los modelos analizados se limitaron a aquellas estructuras con conexiones precalificadas tipo Reduced Beam Section (RBS) mismas que se detallan posteriormente.

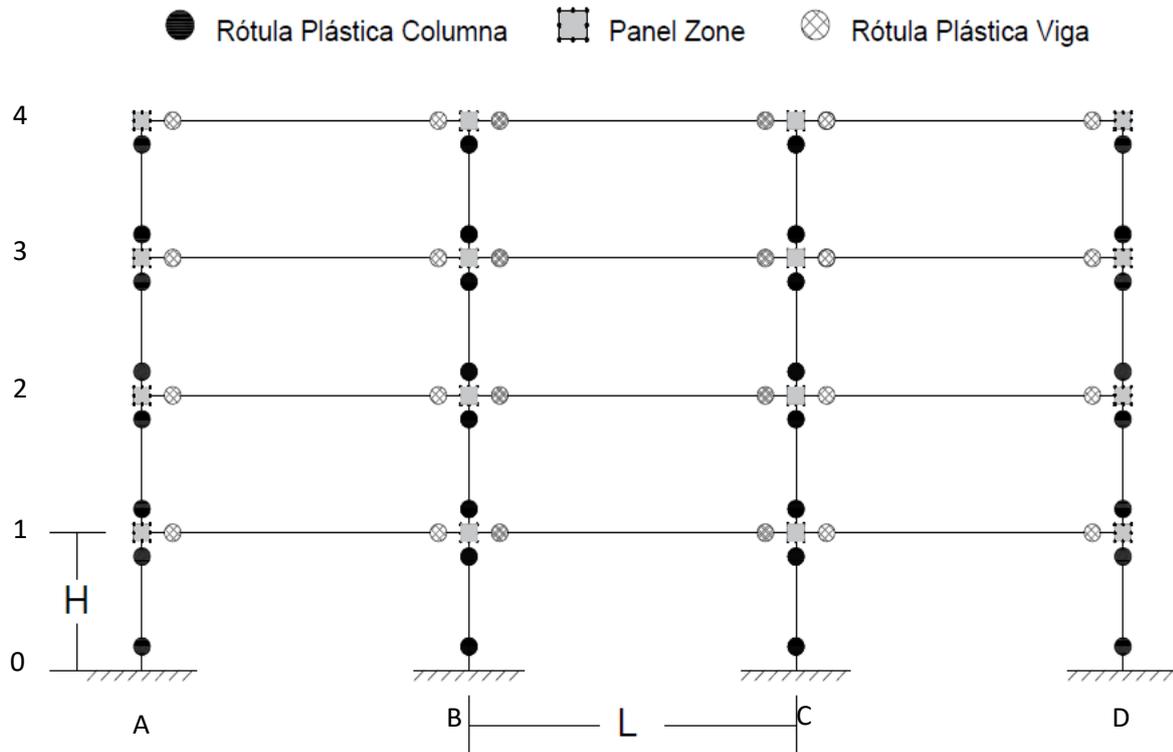
El proyecto ATC 76-1 [15] realizó 2 tipos de análisis para esta estructura, el método Equivalent Lateral Force (ELF) y el método Response Spectrum Analysis (RSA). Esta investigación usa como base los resultados obtenidos mediante el método RSA para el SMF correspondiente al *PG 2-RSA* del modelo *4-story*, descrito en la Tabla D-6 del proyecto ATC 76-1 [15].

En las secciones siguientes se describe a detalle las características del SMF seleccionado para la investigación.

### 3.2.1 Geometría y Materiales

El SMF está conformado por 4 pisos y 3 vanos de igual longitud como se muestra en la Figura 8. La condición de apoyo para las columnas del primer piso se considera empotrada. Todo el SMF está compuesto de secciones tipo 'W' con conexiones tipo RBS. Las dimensiones del SMF se detallan en la Tabla 1.

Todos los miembros se diseñaron considerando un acero tipo ASTM A992  $F_y$  50 con un esfuerzo de fluencia  $F_y$  de 3.51 Tonf/cm<sup>2</sup> y módulo de elasticidad  $E$  de 2038.9 Tonf/cm<sup>2</sup> [15].



**Figura 8:** Configuración estructural del SMF en vista de elevación, nótese que se incluyen en el grafico la ubicación de rotulas plásticas en vigas y columnas, a más de los panel zones.

**Tabla 1:** Dimensiones del SMF en vista de elevación.

Piso	H (cm)	L (cm)
4	396.24	609.6
3	396.24	609.6
2	396.24	609.6
1	457.2	609.6
H: Altura entre piso		
L: Luz entre vanos		

### 3.2.2 Cargas

Las cargas actuantes sobre el SMF están divididas en dos categorías, aquellas debidas al peso de la estructura y cargas ocupacionales (Cargas de gravedad) y las debidas a la acción sísmica (cargas sísmicas) de los registros seleccionados para la investigación.



### 3.2.2.1 Cargas de Gravedad

Este tipo de cargas se dividen principalmente en carga muerta (D) y carga viva (L). Las cargas muertas y vivas se consideran uniformemente distribuidas por piso para cada piso de la estructura. Adicionalmente se considera una carga uniformemente distribuida a lo largo de las vigas del SMF debido al revestimiento, las cargas utilizadas se presentan en la Tabla 2.

*Tabla 2: Cargas de gravedad utilizadas para el análisis.*

Piso	CARGAS (Tonf/cm <sup>2</sup> )		
	Muerta	Viva	Revestimiento
4	4.39E-02	9.76E-03	1.22E-02
3	4.39E-02	2.44E-02	1.22E-02
2	4.39E-02	2.44E-02	1.22E-02
1	4.39E-02	2.44E-02	1.22E-02

Con los valores de cargas viva y muerta mencionados, la combinación de diseño utilizada se describe en la ecuación (11) [22], combinación utilizada para análisis sísmicos.

$$CU = 1.0 D + 0.25 L \quad (11)$$

### 3.2.2.2 Cargas Sísmicos

Para realizar el estudio del comportamiento de los CNE, los registros sísmicos empleados deben escalarse al espectro de diseño, mismo que debe tener una intensidad específica [22]. Esta investigación utiliza como intensidad específica el Sismo de Diseño (DE) acorde al ASCE 7-10 [1], que tiene un periodo de retorno de 475 años.

Cuando una estructura se analiza para el DE, en el 90% de los casos, esta no debe presentar daño estructural y por lo tanto su operatividad post-sismo no debe verse afectada o interrumpida. Esta operatividad depende en mayor parte del daño que se presente en los CNE dentro de la misma [1]. Esta premisa permite obtener los valores máximos de demanda a los cuales pueden estar sometidos los CNE [22].



Por otro parte, si se utilizase como dato el sismo máximo creíble (MCE) que tiene un periodo de retorno de 2500 años, con probabilidad de colapso del 2% en 50 años, los resultados no serían representativos debido a que al someter la estructura al MCE, esta presenta daño estructural y por ende su operatividad se ve comprometida sin importar el daño que reciban los CNE [1].

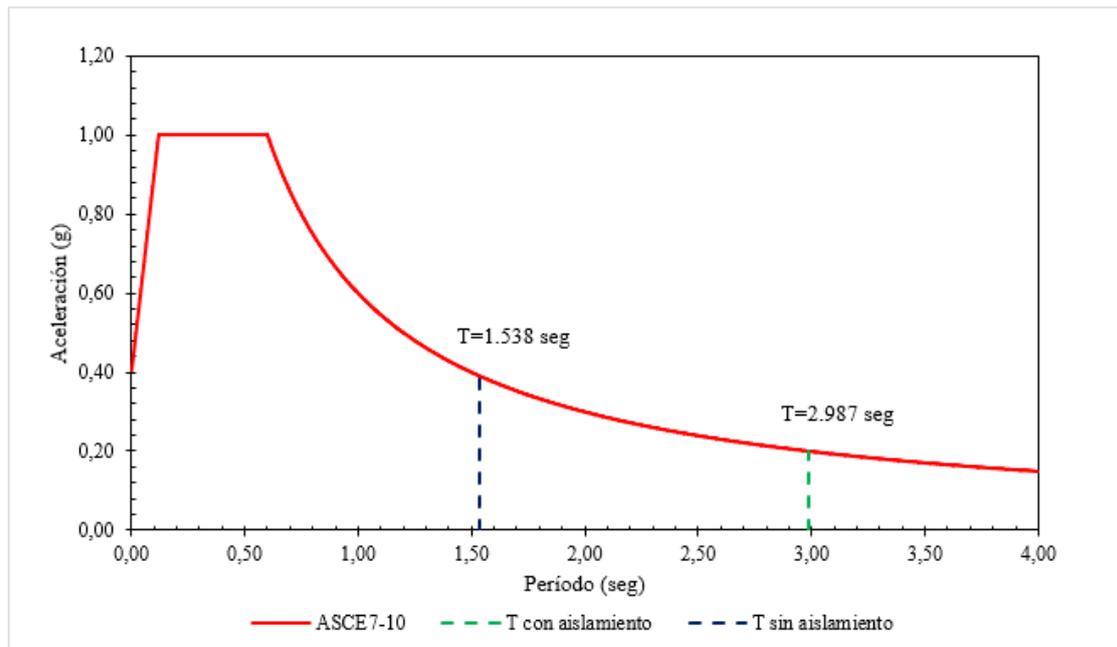
### 3.2.2.2.1 Espectro de Diseño ASCE 7-10

La determinación del espectro de diseño provisto del ASCE 7-10 [1] se realiza en función de la información presentada en la Tabla 3. Estos datos se obtuvieron a partir del USGS [33]. Estos valores permiten obtener un espectro que representa las máximas aceleraciones para un suelo clase D.

*Tabla 3: Valores para la obtención del espectro de diseño ASCE 7-10.*

$S_S$	1.50 (g)
$S_1$	0.60 (g)
<b>Suelo Tipo</b>	D
$S_{MS}$	1.50 (g)
$S_{M1}$	0.90 (g)

El resultado obtenido se aprecia en la Figura 9 junto con los periodos principales de los modelos con aislamiento (verde) y sin aislamiento (azul). Este espectro posee una aceleración máxima  $S_{DS}$  igual a 1g, donde g representa la aceleración de la gravedad.



**Figura 9:** Espectro de diseño del ASCE 7-10 para los parámetros mencionados, la gráfica indica además los periodos principales de la estructura con y sin aislamiento.

### 3.2.2.2 Registros Sísmicos

Los registros sísmicos que utiliza esta investigación se tomaron de aquellos provistos por el FEMA P-695 [34] para el grupo Far-Field. Este grupo se caracteriza por tener registros localizados a una distancia mayor o igual a 10 kilómetros desde el punto de ruptura de la falla. Estos registros tienen una magnitud igual o superior a los 6.5 grados en un tipo de suelo C o D de acuerdo al ASCE 7-10 [1] [22]. La Tabla 4 indica el nombre de los registros utilizados para el análisis junto con su magnitud.

**Tabla 4:** Registros sísmicos seleccionados para el análisis.

Registro Sísmico					
I.D	Nombre	Código	Mg.	Año	Propietario
1	Northridge	LOS270	6.7	1994	USC
2	Duzce, Turquía	BOL090	7.1	1999	ERD
3	Kobe, Japón	NIS000	6.9	1995	CUE
4	Loma Prieta	CAP000	6.9	1989	CDMG
5	Manjil, Irán	ABBAR--L	7.4	1990	BHRC
6	Chi-Chi, Taiwán	TCU045-N	7.6	1999	CWB
7	Friuli, Italia	A-TMZ000	6.5	1976	---



Los acelerogramas de los sismos presentados en la Tabla 4 se encuentran en el ANEXO 1.

### 3.2.2.2.3 Escalamiento de sismos

El escalamiento de los registros sísmicos se realiza acorde al ASCE 7-10 [1], tomando como base el espectro de respuesta del Sismo de Diseño de la Figura 9. El proceso a seguir se describe a continuación.

1. Se establecen los espectros de cada registro asumiendo una tasa de amortiguamiento  $\xi$  del 5%.
2. Mediante el método SRSS, descrito en el ASCE 7-10 [1], se determina el espectro proveniente de las componentes de cada registro (Ver Figura 10).
3. Se determina el factor  $F_s$  para cada registro de manera que, al multiplicarlo para el espectro de su mismo registro, estos igualen el valor de aceleración espectral del espectro de diseño para un período  $T$  igual al período principal de la estructura (Ver Figura 11).
4. Se determina el valor promedio de los espectros multiplicados por el factor  $F_s$  del paso 3.
5. Se determina el factor  $SS$  para el promedio de los espectros del paso 4 de manera que la mínima relación entre el espectro promedio del paso 4 y el espectro de diseño iguale el valor de aceleración espectral del espectro de diseño en un rango comprendido entre  $0.2 T$  a  $1.5 T$ , donde  $T$  es el período principal de la estructura (Ver Figura 12).
6. Finalmente se multiplican los factores  $F_s$  y  $SS$  para su respectivo registro sísmico.

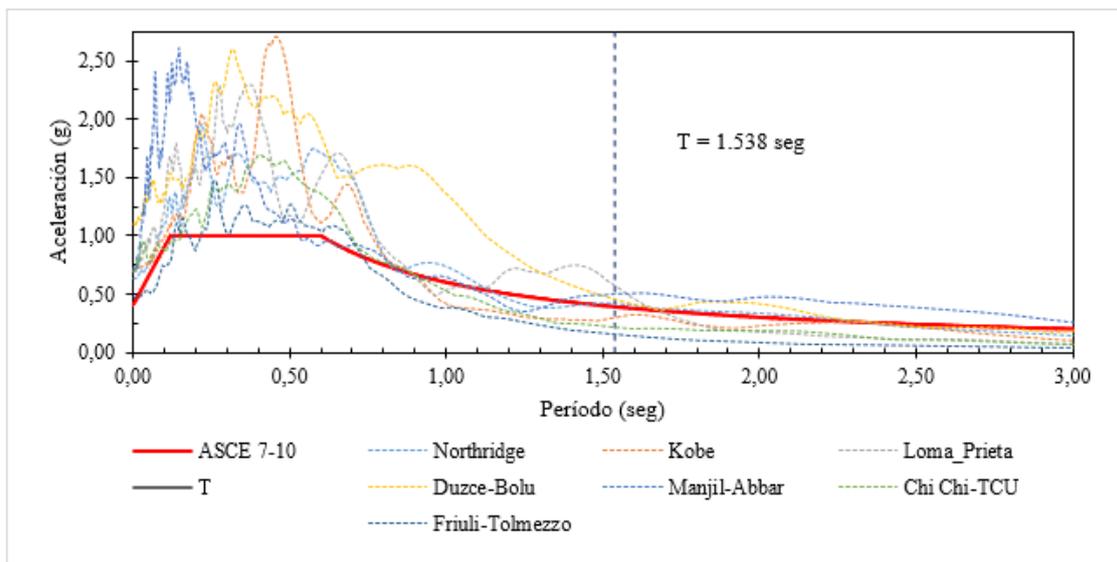


Nota: Cuando se tiene una estructura con aislamiento el procedimiento de escalamiento cambia, debido a la complejidad de esta metodología. En esta investigación se utiliza el escalamiento previamente descrito, con la excepción de que el periodo principal de la estructura cambia y en el paso 5 el rango de periodo  $T$  es de  $0.5 T$  a  $1.25 T$ . Los espectros escalados para el modelo con aislamiento se muestran en el ANEXO 2.

Los factores obtenidos para el escalamiento en los modelos con y sin aislamiento se presentan en la Tabla 5.

*Tabla 5: Factores para el escalamiento de los registros sísmicos de los modelos con y sin aislamiento.*

Resgistro	Sin Aislamiento		Con Aislamiento	
	Factor $F_s$	Factor $SS$	Factor $F_s$	Factor $SS$
Northridge	0.931	1.100	1.3712	1.2836
Kobe	1.306	1.100	1.9187	1.2836
Loma Prieta	0.679	1.100	2.8876	1.2836
Duzce	0.856	1.100	1.1171	1.2836
Manjil	0.778	1.100	0.7682	1.2836
Chi-Chi	1.805	1.100	2.7116	1.2836
Friuli	2.499	1.100	4.8609	1.2836



*Figura 10: Paso 2, Espectros luego de aplicar el método SRSS.*

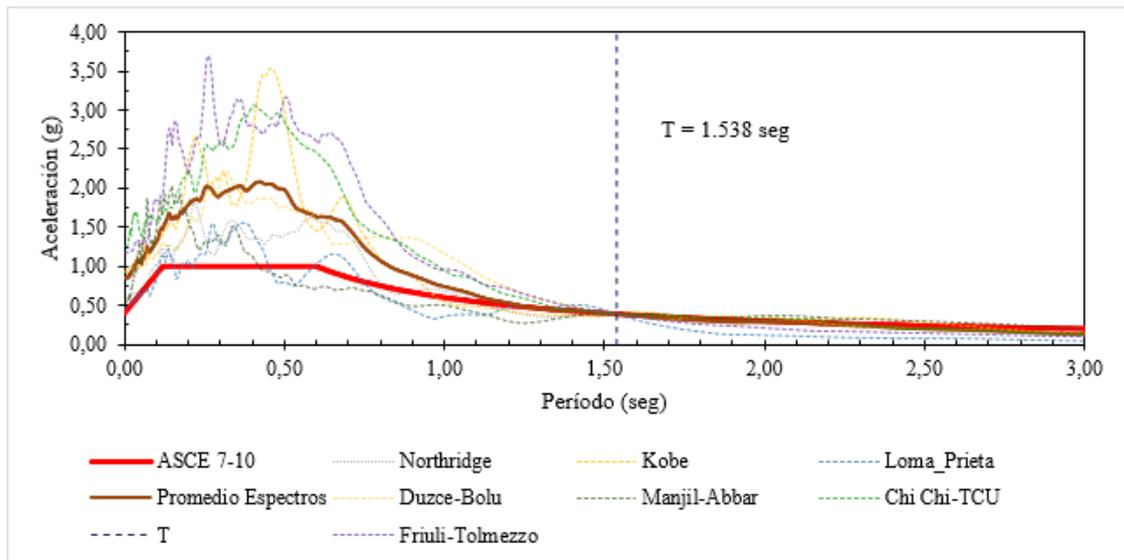


Figura 11: Paso 3, Espectros escalados para el periodo principal, determinación del factor  $F_s$ .

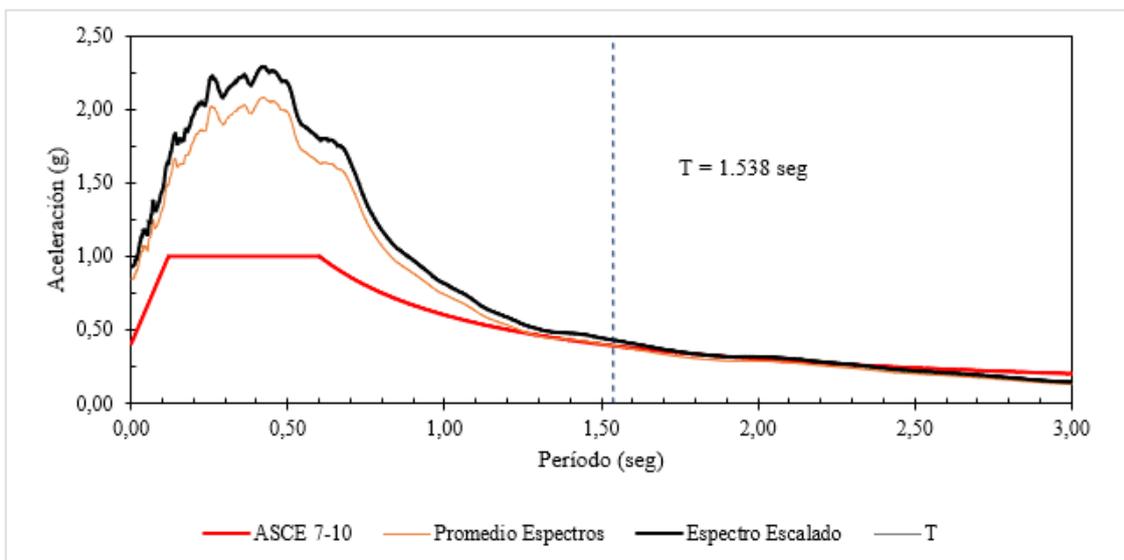


Figura 12: Paso 5, determinación del factor  $SS$ .

### 3.2.3 Secciones

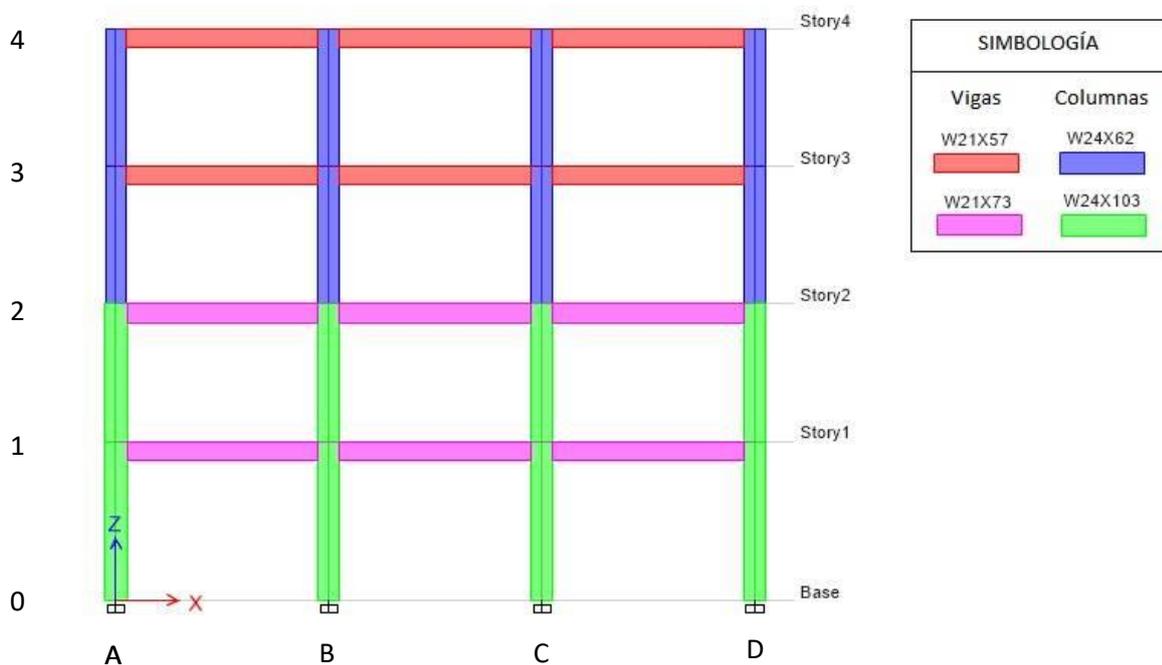
Como se mencionó anteriormente las secciones a utilizar cumplen con la norma AISC 341-10 [31] y fueron tomadas del documento ATC 76-1 [15]. En la Tabla 6 se presentan las secciones utilizadas para el SMF, de igual manera la Figura 13 presenta de manera gráfica las secciones del SMF. Para una revisión más detallada del diseño estructural se



recomienda revisar [15], debido a que el enfoque de este trabajo no es diseñar la estructura.

**Tabla 6:** Secciones proporcionadas por el proyecto ATC 76-1 para el modelo estructural tipo SMF.

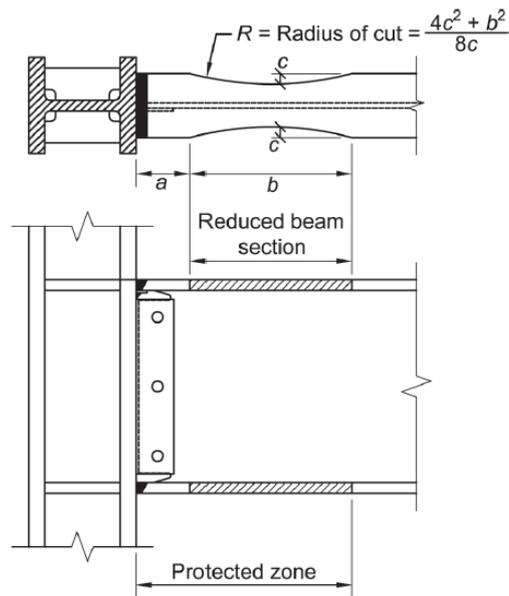
Piso	Elevación (cm)	Viga	Columna	Placa de Refuerzo (cm)	
				Col. Exterior	Col. Interior
4	1645.92	W 21X57	W 24x62	1.092	1.886
3	1249.68	W 21X57	W 24x62	1.092	1.886
2	853.44	W 21X73	W 24x103	1.397	2.190
1	457.20	W 21X73	W 24x103	1.397	2.190



**Figura 13:** Ilustración gráfica de las secciones utilizadas para el modelo estructural.

### 3.2.4 Conexiones

Como ya se mencionó, las conexiones empleadas por el proyecto ATC 76-1 [15] son del tipo RBS como se ilustra en la Figura 14, mismas que se diseñaron conforme a la norma AISC 358-10 [32]. Con el fin de validar los modelos se utilizan los mismos valores descritos por el proyecto ATC 76-1 [15] que se indican en la Tabla 7.



**Figura 14:** Conexión tipo RBS (Tomado de AISC 358-10).

**Tabla 7:** Valores para la conexión RBS descritos por el proyecto ATC 76-1.

Conexión RBS	
a	$0.625 b_f$
b	$0.75 b_d$
c	$0.25 b_f$
$b_f$ : base del patín de la viga.	
$b_d$ : Altura de la viga.	

Con los valores de **a**, **b** y **c** propuestos por el proyecto ATC 76-1 y mediante la ecuación (12), se obtiene un valor de **Sh** de 63.5 cm, a esta distancia es a la que se generara la rótula plástica en la viga respecto a la columna

$$Sh = a + \frac{b}{2} \tag{12}$$

Donde:

**Sh:** Es la distancia medida desde la cara interna de la columna al centro de la zona RBS.



### 3.2.5 Efecto P-Delta

Los efectos P-Delta generan un momento extra o de segundo orden debido a la deformación de la estructura [35], lo cual disminuye la rigidez de la misma causando mayores desplazamientos en la respuesta dinámica de la estructura, por lo que es muy importante considerarlos para este análisis.

Estos efectos fueron incluidos al modelo colocando una columna fantasma paralela a la estructura, ligada a la misma con elementos que no transmitan rigidez flexural con el fin de no incluir rigidez extra al sistema lateral. Se coloca una carga a cada piso de la columna equivalente a la mitad de la carga total del sistema de gravedad que no fue tributario hacia las columnas del sistema lateral (SMF) [22]. Las cargas aplicadas a la columna fantasma por piso se muestran en la Tabla 8.

*Tabla 8: Cargas aplicadas sobre la columna fantasma para efectos P-Delta.*

PISO	CARGA (tonf)
1	266.01
2	264.34
3	264.34
4	236.50

### 3.2.6 Amortiguamiento de la estructura

El amortiguamiento utilizado para el modelo es del tipo Rayleigh [23], metodología que se basa en un amortiguamiento directamente proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura, como se observa en la ecuación (13).

$$C = \alpha * M + \beta * K \quad (13)$$

Donde:

**C**: es la matriz de amortiguamiento.

**M**: es la matriz de masas laterales de la estructura.

**K**: es la rigidez lateral de la estructura.

**$\alpha$** : es un coeficiente que relaciona la matriz **M** con **C**.

**$\beta$** : es un coeficiente que relaciona la matriz **K** con **C**.



A su vez estos coeficientes deben ser calculados de tal manera que proporcionen un amortiguamiento correcto a los modos de vibración de la estructura, se calculan con las siguientes ecuaciones (14) y (15).

$$\alpha = \xi * \frac{2*w1*w2}{w1+w2} \quad (14)$$

Donde:

**w1, w2**: frecuencias naturales de la estructura.

**$\xi$** : razón de amortiguamiento.

$$\beta = \xi * \frac{2}{w1+w2} \quad (15)$$

Donde:

**w1, w2**: frecuencias naturales de la estructura.

**$\xi$** : razón de amortiguamiento.

Se asigna un valor a la razón de amortiguamiento de 2.5% al primer periodo de vibración T1 y a los periodos iguales a 0.2 T1 [22] [36].

La razón de amortiguamiento designada se comprueba en la sección 4.3 mediante un análisis de vibración libre.

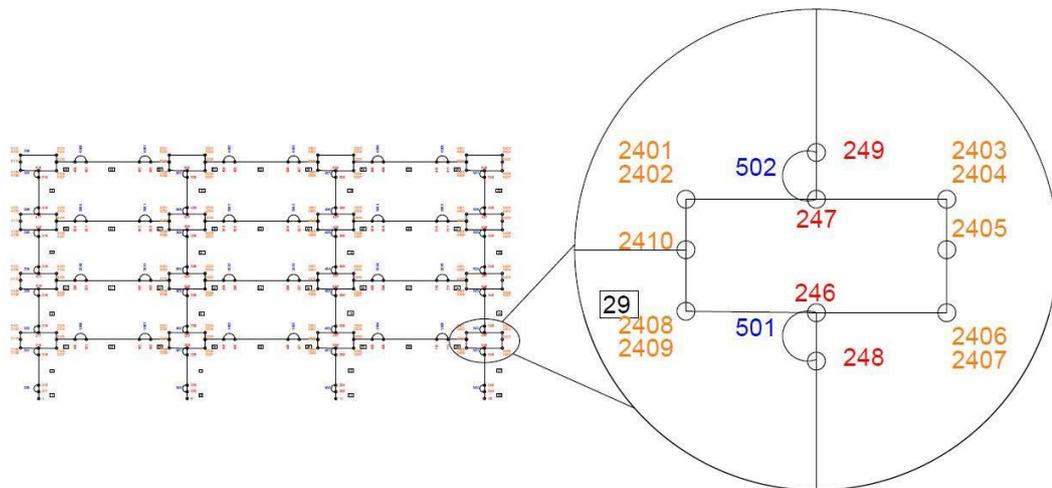
### 3.3 Consideraciones para el Modelamiento No-Lineal

El concebir en la estructura la no linealidad o inelasticidad del material nos brinda como resultado un comportamiento más real de la misma. Este comportamiento no lineal se da en determinadas zonas de la estructura como rotulas plásticas y panel zones, donde la estructura fluye debido a las cargas dinámicas.

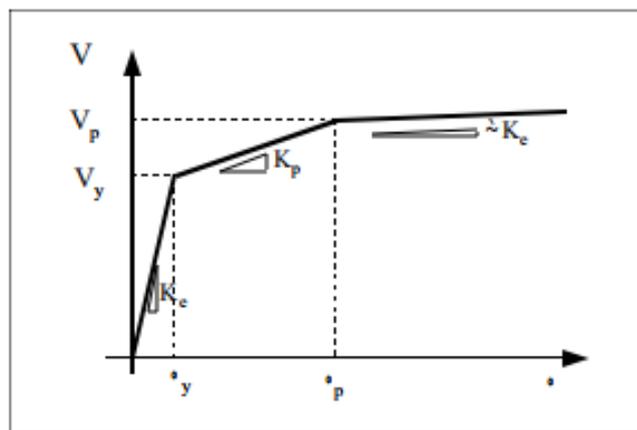
### 3.3.1 Panel Zones

El “panel zone” o nudo es la zona donde se juntan las columnas y vigas, en este modelo se presentan 4 panel zones por piso, dando un total de 16 panel zones, uno por cada unión viga-columna, su ubicación se muestra en la Figura 8.

Cada panel zone es modelado en OPENSEES [16], mediante 8 nodos de alta rigidez ubicados en las 4 esquinas en pares, un esquema de la colocación de nodos en el panel zone se muestra en la Figura 15. Se coloca en cada panel zone un resorte rotacional inelástico que representa las deformaciones a cortante en el panel zone [37]. Según Flores et. al [22] estas deformaciones en el panel zone se deben a la fluencia a cortante y a la fluencia a momento en los patines de la columna, razón por la cual al resorte rotacional se le asigna una curva trilineal (ver Figura 16), a través del comando *rotPanelZone* en OPENSEES [16] para representar su comportamiento.



**Figura 15:** Detallamiento de la colocación de nodos en el panel zone para el modelamiento en OPENSEES, en este caso se les asignaría el resorte rotacional a los nodos 2403 y 2404.



**Figura 16:** Curva trilineal que representa la fuerza y deformación a cortante que sufre el panel zone, y se le asigna a un resorte rotacional del panel zone [18].

### 3.3.2 Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas son mecanismos que se pueden generar tanto en vigas como columnas y a través de las mismas la estructura disipa energía sísmica mediante curvas de comportamiento histórico. En varias investigaciones se han creado modelos inelásticos donde se incluyen rótulas plásticas únicamente en vigas y en la base de las columnas del primer piso [38] [13], lo cual imposibilita el comportamiento inelástico que una columna pueda tener. Recientemente Flores et. al [22] incluyó en sus modelos de estudio rótulas plásticas en los inicios y terminaciones de todas las columnas del modelo, con el fin de conseguir un modelo mucho más detallado y realístico, por lo que en esta investigación se ha adoptado dicha metodología.

En las vigas las rótulas plásticas se colocan en la zona de área reducida a una distancia  $S_h$  de 63.5 cm, esto por el tipo de conexión RBS descrito en la sección 3.2.4 que tienen todas las vigas de este modelo. En cuanto a las columnas se colocan rótulas plásticas en todas las bases de las columnas del primer piso. Además de esto se colocan rótulas plásticas en todas las terminaciones e inicios de las columnas del modelo, la ubicación de las rótulas plásticas se muestra en la Figura 8.

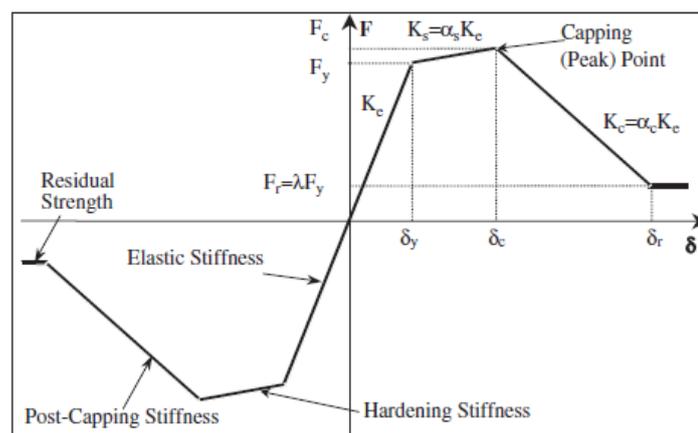
El comportamiento histerético de cada rótula plástica es modelado en OPENSEES [16] a través de un resorte rotacional, y para describir el comportamiento de cada rótula plástica

se ha utilizado un material tipo Bilineal desarrollado por Lignos y Karavasilis [17], que se describe en la sección 3.3.3.

### 3.3.3 Material Bilineal

El material Bilineal permite considerar a la estructura como un modelo no-lineal con rótulas de comportamiento histerético, este material considera el deterioro de la rigidez y resistencia de las rótulas al someterlas a cargas cíclicas o monotónicas [17]. El incorporar este deterioro permite predecir de manera más aproximada la demanda sobre la estructura cuando la misma ya no es capaz de soportar las cargas de gravedad ante un evento sísmico [12].

Esta investigación utiliza el material bilineal propuesto por Ibarra-Krawinkler [17] para modelar las zonas de rótula plástica en columnas y vigas. Este modelo se basa en una curva tipo como se muestra en la Figura 17, que establece los límites de resistencia del material al incluir el deterioro del mismo. Mediante un conjunto de reglas y parámetros descritos en [17] y [12] la curva tipo de la Figura 17 se modificó para representar el deterioro cíclico del material ante cargas cíclicas como las de un sismo, cuyo comportamiento se indica en la Figura 18 expresado en valores de momento y giro.



*Figura 17: Curva tipo para el modelo de Ibarra-Krawinkler [12].*

Donde:

$F_y$ : Es la capacidad a fluencia del material.

$F_c$ : Es la capacidad máxima por endurecimiento del material.

$F_r$ : Es la capacidad residual por deterioro del material.

$\delta_y$ : Es la deformación elástica del material.

$\delta_c$ : Es la deformación del material debido al endurecimiento.

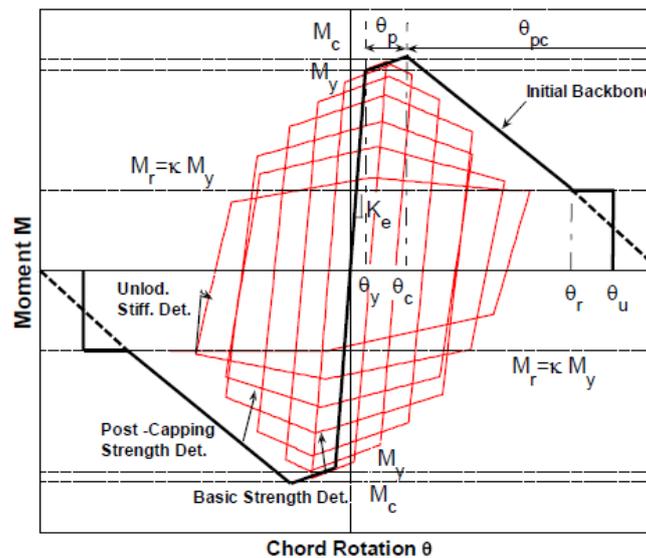
$\delta_r$ : Es la deformación máxima del material.

$K_e$ : Es la rigidez inicial del material.

$K_s$ : Es la rigidez por endurecimiento del material.

$K_c$ : Es la rigidez por reblandecimiento del material debido al deterioro.

$\alpha_s, \alpha_c, \lambda$ : Son parámetros que definen el comportamiento, obtenidos mediante análisis predictivos o mediante regresiones descritas por [39].



*Figura 18: Modelo modificado de Ibarra-Krawinkler [40].*



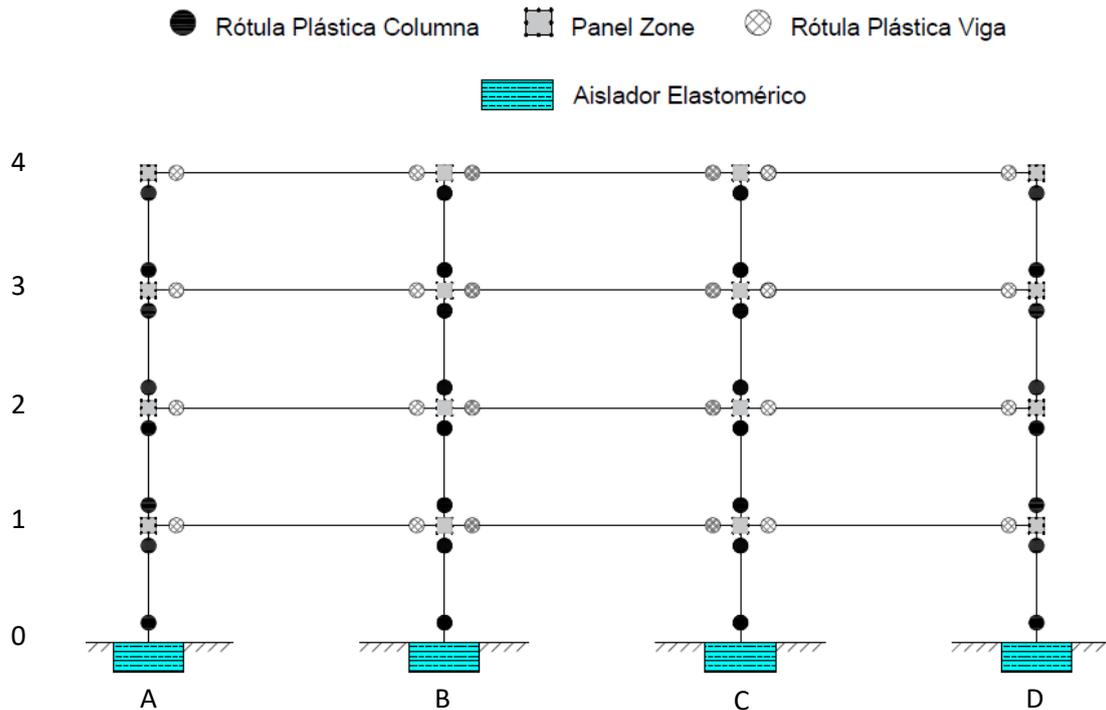
Esta investigación utiliza la herramienta brindada por el software OPENSEES [16] para definir el material bilineal utilizado en el modelo mediante el comando *uniaxialMaterial Bilin* [40]. Este comando permite modelar el material de manera que se considere el deterioro por parte de la rigidez y resistencia, y como se mencionó anteriormente aproxime de mejor manera los resultados. Los parámetros que utiliza esta investigación dentro del software OPENSEES se obtuvieron a partir de las regresiones establecidas por Lignos-Krawinkler [39] y se detallan a continuación en la Tabla 9.

**Tabla 9:** Parámetros del material en función de las secciones empleadas en el modelo.

Parámetro	Vigas		Columnas		
	Pisos 1-2	Piso 3-4	Piso 1	Piso 2	Piso 3-4
	W21x73	W21x57	W24x103	W24x103	W24x62
Ke (Tnf-cm)	8598232.8	6518309.0	36830000.0	42496153.8	22098000.0
My (Tnf-cm)	7478.7	5818.0	19558.0	19558.0	10756.9
Mc(Tnf-cm)	8226.5	6399.9	21513.8	21513.8	11832.6
$\theta_y$ (rad)	8.70E-04	8.93E-04	5.31E-04	4.60E-04	4.87E-04
$\theta_p$ (rad)	0.030	0.028	0.032	0.031	0.028
$\theta_{pc}$ (rad)	0.205	0.205	0.203	0.203	0.145
$\lambda$	1.217	1.067	1.482	1.482	0.925
$\kappa$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
as_plus	2.99E-03	3.33E-03	1.66E-03	1.51E-03	1.75E-03

### 3.4 Aislamiento de base del tipo elastomérico

Un sistema de aislamiento basal tiene como objetivo reducir la energía de ingreso propiciada por el sismo hacia la estructura [41], este sistema se incorpora en la fundición de la estructura por debajo de cada una de las columnas donde se solicite. Para esta investigación se colocan cuatro aislamientos de base del tipo elastoméricos con núcleo de plomo debajo de cada una de las columnas de la estructura como se muestra en la Figura 19.



**Figura 19:** Ubicación y colocación del aislamiento en la estructura.

El aislamiento de base elastomérico es modelado e incorporado a la estructura en el software OPENSEES [16], a través del comando *uniaxialMaterial KikuchiAikenLRB* [42]. Este comando viene ya incorporado en el software y representa el comportamiento del aislamiento de base elastomérico, a este comando se le deben dar parámetros que caractericen al aislamiento, estos parámetros son:

$a_r$ : Área del aislador.

$D$ : Diámetro del aislador.

$D_p$ : Diámetro del núcleo de plomo.

$a_p$ : Área del núcleo de plomo.

$h_r$ : Espesor total del aislador.

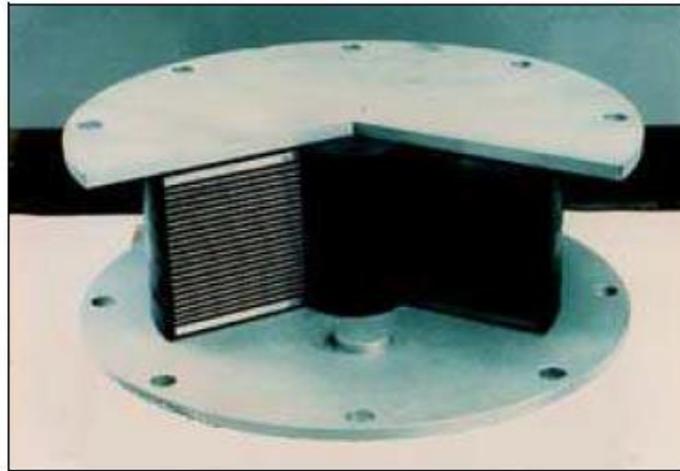
$G_r$ : Modulo de corte del aislador.

$T_p$ : Esfuerzo de fluencia del aislador.

$\alpha$ : Módulo de corte del núcleo de plomo.

$\beta$ : Relación entre la rigidez inicial y la rigidez de fluencia.

Para esta investigación se tomó un aislamiento previamente diseñado y se iteró únicamente la geometría, es decir el diámetro del núcleo de plomo  $D_p$  y espesor del aislador  $h_r$  hasta obtener un periodo cercano a los 3 segundos. Los resultados y valores de los parámetros se muestran en la sección 4.6, en la Figura 20 se observa un aislador de base elastomérico previo a un análisis de su capacidad. La curva histerética de cada aislador se presenta en el Anexo 5.

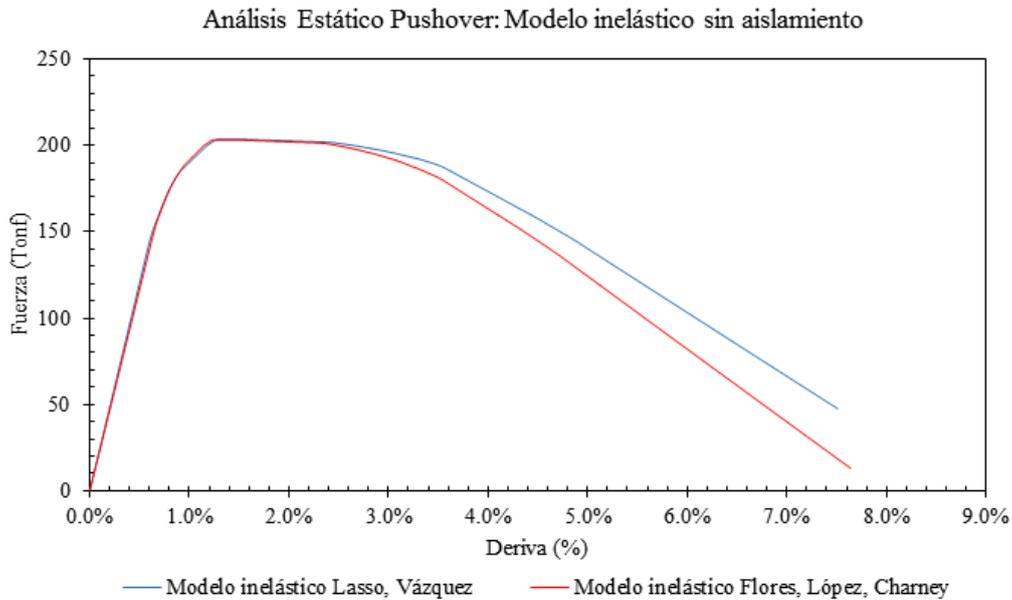


*Figura 20: Aislamiento de base elastomérico con núcleo de plomo [7].*

### 3.5 Validación de modelos

Como se menciona en la sección 3.1, los modelos analizados en esta investigación son los proporcionados por el proyecto ATC 76-1 [15]. Flores et. al [22] desarrolló modelos de 2, 4 y 8 pisos sin sistemas a gravedad utilizando la misma configuración estructural que indica este documento. Flores et. al [22] a su vez validó sus modelos mediante análisis estáticos pushover comparando sus resultados con Zareian y Medina [36], estas validaciones pueden encontrarse en [22].

Los resultados del análisis estático pushover para el modelo inelástico sin aislamiento de esta investigación, son comparados con los resultados obtenidos por Flores et. al [22] para el modelo inelástico de 4 pisos de su publicación, los resultados se muestran en la Figura 21.



**Figura 21:** Análisis comparativo de la rigidez de los modelos inelásticos sin aislamiento mediante un análisis estático pushover.

Las curvas mostradas en la Figura 21 guardan gran similitud en su configuración. El modelo de Flores et. al [22] tiene mayor pérdida de rigidez cuando se alcanza el cortante basal máximo de aproximadamente 200 tonf, esto se debe a que su modelo considera efectos de interacción carga axial- momento en sus columnas a más de tener un mayor detallamiento en su modelamiento. Para fines prácticos se considera que el modelo de esta investigación es válido. Flores et. al [22] no incluyó aislamiento basal en sus modelos por lo que no se puede hacer una comparación con análisis pushover para los modelos con aislamiento, sin embargo, es suficiente para considerar a la estructura correctamente modelada.

El procedimiento para realizar el análisis estático pushover se describe en la sección 4.4.



## CAPÍTULO IV: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS

Con la teoría y metodología desarrolladas previamente en los capítulos 1, 2 y 3 en este capítulo se procede a ejecutar los análisis estáticos y dinámicos en los 4 modelos estructurales propuestos.

### 4.1 Introducción

Los análisis desarrollados en este capítulo son: análisis modales para obtener los periodos y frecuencias de vibración de los modelos, análisis de vibración libre y pushover, mismos que son de utilidad para poder validar los modelos, comprobando a través de los mismos el amortiguamiento y la rigidez de las estructuras.

Finalmente se realiza el análisis dinámico tiempo – historia aplicado a los 4 modelos, a través del cual se obtienen las aceleraciones totales de piso, que son parte fundamental para el estudio de demandas sobre CNE. Se muestra además las respuestas de demandas de aceleración a través de los métodos PFA, FRS y ASCE 7-10 y se realizan ejemplos de cálculo de fuerzas sobre un CNE rígido y flexible.

### 4.2 Análisis Modal

El análisis modal consiste en obtener las formas en la que la estructura tiende a vibrar [23], cada forma o modo de vibración posee un periodo de vibración, este periodo de vibración depende únicamente de la rigidez lateral y las masas de la estructura. En esta investigación al tener una estructura de cuatro pisos, existen cuatro masas laterales una para cada piso, además se tienen cuatro grados de libertad dinámicos (uno por piso), por lo que a cada masa se le asocia un grado de libertad dinámico, con lo dicho anteriormente se obtienen cuatro periodos de vibración para la estructura.

#### 4.2.1 Masas por piso

A partir de las cargas proporcionadas por el proyecto ATC 76-1 [15], las masas asignadas a cada piso para el análisis modal se muestran en la Tabla 10.



**Tabla 10:** Masas laterales asignadas a cada uno de los pisos.

PISO	MASA (tonf*s <sup>2</sup> /cm)
1	0.387
2	0.384
3	0.384
4	0.341

#### 4.2.2 Períodos y frecuencias de vibración

Como se mencionó anteriormente para la obtención de los periodos y frecuencias de vibración, se necesita únicamente la matriz de rigidez y matriz de masas de la estructura. Estos periodos y frecuencias se obtienen directamente del software OPENSEES [16], pero el procedimiento matemático se explica a continuación.

$$W^2 = \mathit{eigen}(K, M) \quad (16)$$

Donde:

**W:** es la matriz de frecuencias naturales de la estructura.

**M:** es la matriz de masas de la estructura.

**K:** es la matriz de rigidez de la estructura.

Los valores propios (eigen values) de las matrices de masa y rigidez son las frecuencias naturales elevadas al cuadrado de la estructura, y los vectores propios de estas mismas matrices resultan ser los modos de vibración de la estructura [23]. Para obtener los periodos de vibración, únicamente se utiliza la ecuación (16), los periodos y frecuencias de vibración de los modelos sin aislamiento y con aislamiento se muestran en la Tabla 11 y 12 respectivamente.

**Tabla 11:** Periodos y frecuencias de vibración de los modelos sin aislamiento.

MODO	PERIODO (s)	FRECUENCIA (ciclo/s)
1	1.530	4.107
2	0.493	12.747
3	0.251	25.053
4	0.156	40.380



**Tabla 12:** Periodos y frecuencias de vibración de los modelos con aislamiento.

MODO	PERIODO (s)	FRECUENCIA (ciclo/s)
1	2.987	2.104
2	0.721	8.715
3	0.313	20.074
4	0.180	34.907

Con el primer periodo de vibración de cada modelo se escalan los sismos para determinar las cargas dinámicas sobre la estructura como se explicó en la sección 3. Cabe destacar que las fuerzas a las que estará sometida la estructura dependen fundamentalmente del periodo de vibración de la misma, por lo que elongar el periodo de vibración a través del aislamiento reduce las cargas dinámicas sobre la estructura.

#### 4.3 Análisis de vibración libre con amortiguamiento

El objetivo de este análisis es verificar que la razón de amortiguamiento de 2.5% que se le ha asignado a la estructura está siendo usada por el software OPENSESS [16]. El análisis de vibración libre con amortiguamiento para estructuras de múltiples grados de libertad sigue la siguiente ecuación (17) [23].

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (17)$$

Donde:

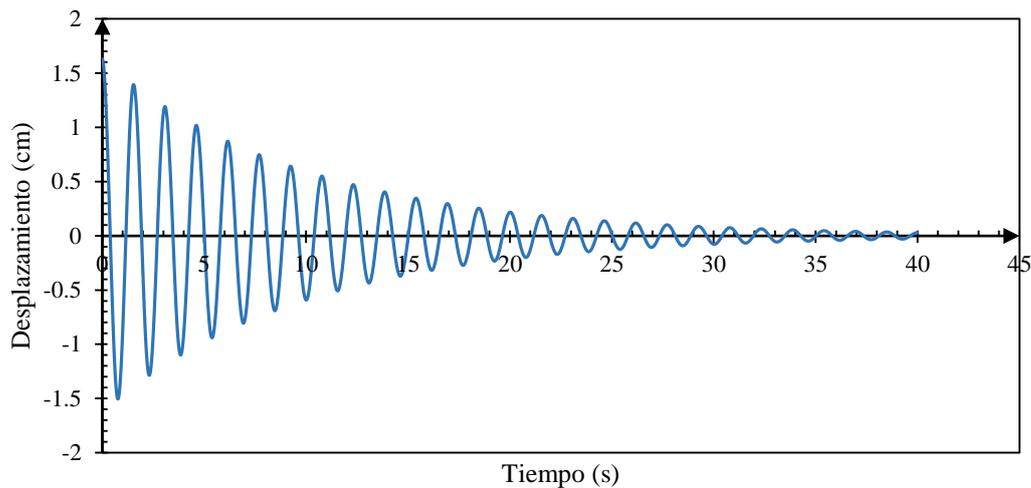
**M:** es la matriz de masas laterales de la estructura.

**C:** es la matriz de amortiguamiento.

**K:** es la matriz de rigidez lateral.

La ecuación (17) debe satisfacer las condiciones de desplazamiento iniciales que se le impondrán a la estructura, es decir  $\mathbf{U} = \mathbf{U}(\mathbf{0})$ . Estas condiciones deben coincidir con la forma del primer modo de vibración y luego se suelta a la estructura la misma que entra en vibración libre hasta llegar al reposo debido al amortiguamiento. La respuesta a la vibración libre de la estructura se muestra en la Figura 22.

### Vibración Libre



**Figura 22:** Ilustración de la respuesta del modelo inelástico sin aislamiento ante un análisis de vibración libre.

De la Figura 22 se obtiene una relación entre dos picos de desplazamiento para poder obtener el amortiguamiento de la estructura a través de la ecuación (18).

$$\ln\left(\frac{U_i}{U_{i+1}}\right) = 2 * \pi * \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (18)$$

Donde:

$U_i$  : es el desplazamiento pico i.

$U_{i+1}$  : es el desplazamiento pico i+1.

$\xi$  : es la razón de amortiguamiento.

Los valores pico de  $U_i$  y  $U_{i+1}$  son respectivamente 1.63 cm y 1.39 cm, por lo que a través de la ecuación (18) nos da una razón de amortiguamiento  $\xi$  de 2.498%, con lo que se verifica que el amortiguamiento en la estructura ha sido modelado satisfactoriamente.

Este proceso es muy importante pues permite verificar que la matriz de rigidez y la matriz de masa han sido correctamente modelados.

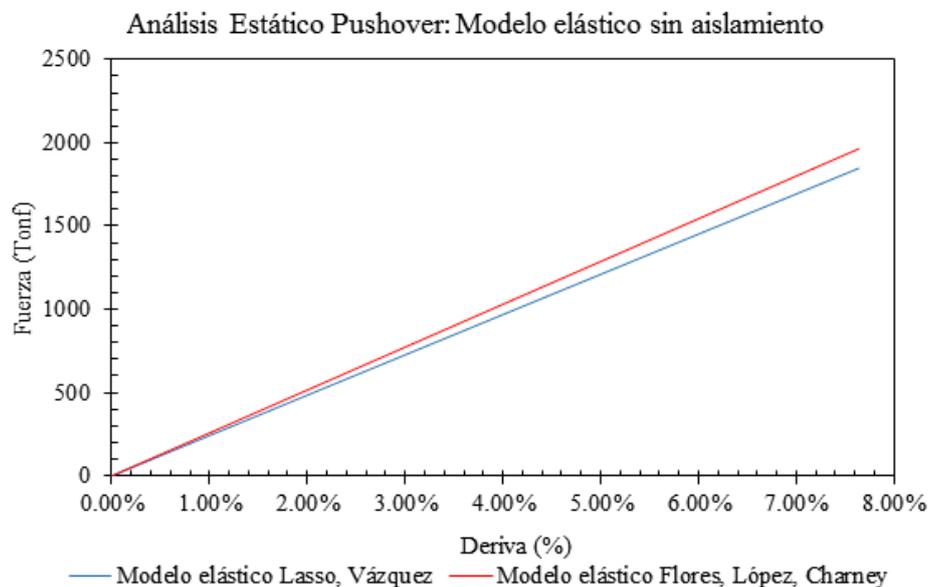
#### 4.4 Análisis Pushover

El análisis pushover consiste en aplicar sobre la estructura una fuerza lateral con la forma del primer modo de vibración, provocando un desplazamiento lateral en la estructura hasta que esta llegue al colapso. Con lo cual se obtiene una curva que representa la rigidez lateral del sistema estructural.

El análisis pushover es una forma de comprobar que la estructura ha sido correctamente modelada. Esto a través de la comparación de las curvas de cada modelo obtenidas por este análisis. Para esta investigación se comprueban únicamente los modelos elástico e inelástico sin aislamiento, pues Flores et. al [22] y Zareian y Medina [36] no realizaron modelos con aislamiento.

#### 4.4.1 Análisis Lineal

El pushover se aplica al modelo elástico o lineal, obteniéndose una curva de fuerza con desplazamiento como se muestra en la Figura 23.



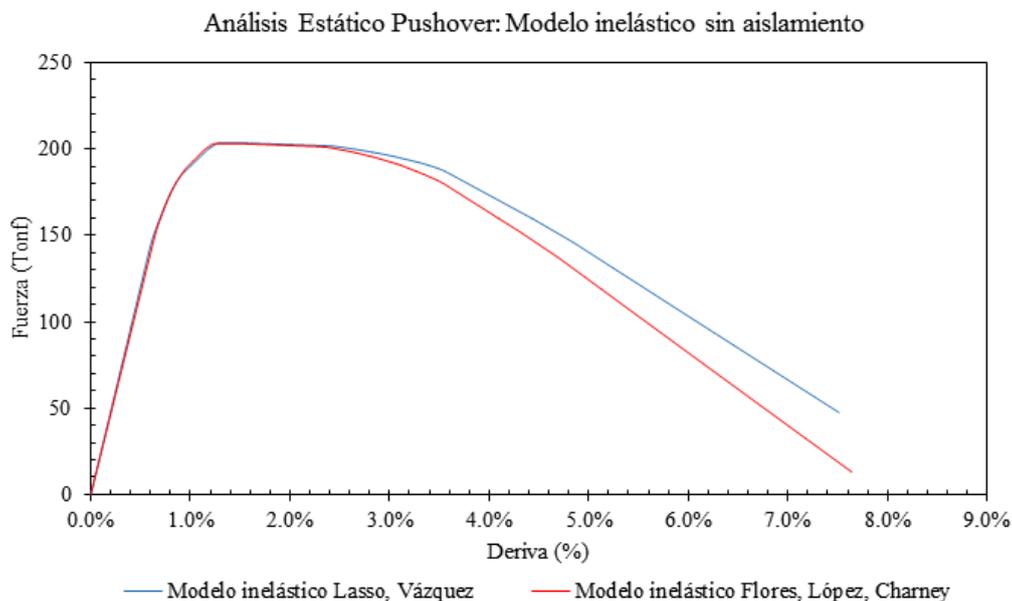
**Figura 23:** Curva fuerza-deformación para el modelo elástico sin aislamiento.

Se observa claramente que el comportamiento de la estructura es netamente elástico, con lo cual la estructura no llega nunca a un colapso, simplemente continúa deformándose.

Este análisis sirve para comprobar que el modelo elástico se comporta como tal, con lo cual se verifica que sus elementos han sido modelados correctamente, sin embargo, este modelo no representa lo que ocurre en la realidad.

#### 4.4.2 Análisis No-Lineal

El pushover se aplica al modelo inelástico o no lineal, obteniéndose una curva de fuerza con desplazamiento como se muestra en la Figura 24.



*Figura 24:* Curva fuerza-deformación para el modelo inelástico sin aislamiento.

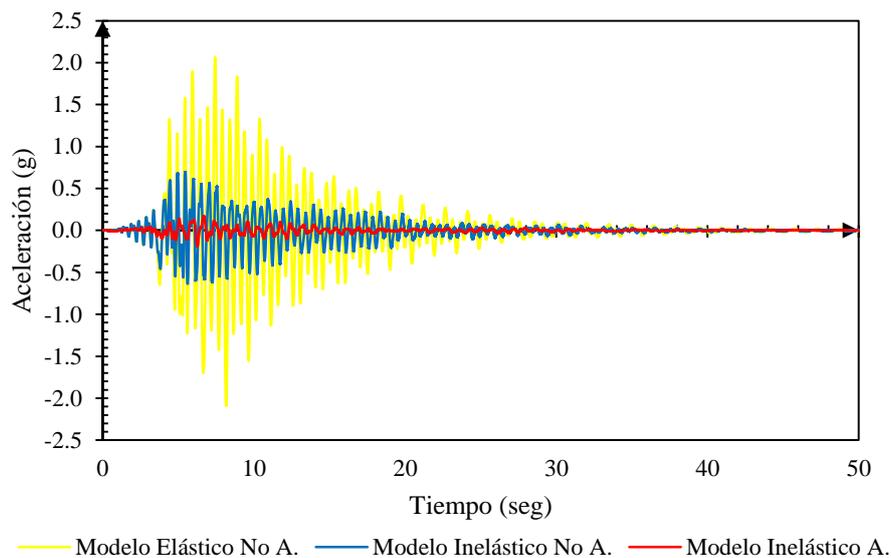
En este caso se observa que llega un punto en el cual la estructura no puede soportar más carga con lo cual se deforma excesivamente hasta llegar a un colapso. Este modelo es una mejor aproximación a lo que ocurre en la realidad con la estructura.

#### 4.5 Análisis Dinámico Tiempo-Historia

Este análisis dinámico como se dijo antes, nos permite obtener las aceleraciones totales de piso de los 4 modelos, y se aplica con cada uno de los 7 sismos ya escalados para el periodo principal de los modelos sin aislamiento de 1.538 s y escalados para un periodo de 2.987 s para los modelos con aislamiento. Además, se toma como coeficiente de amortiguamiento el valor de 2.5% como se explicó anteriormente.

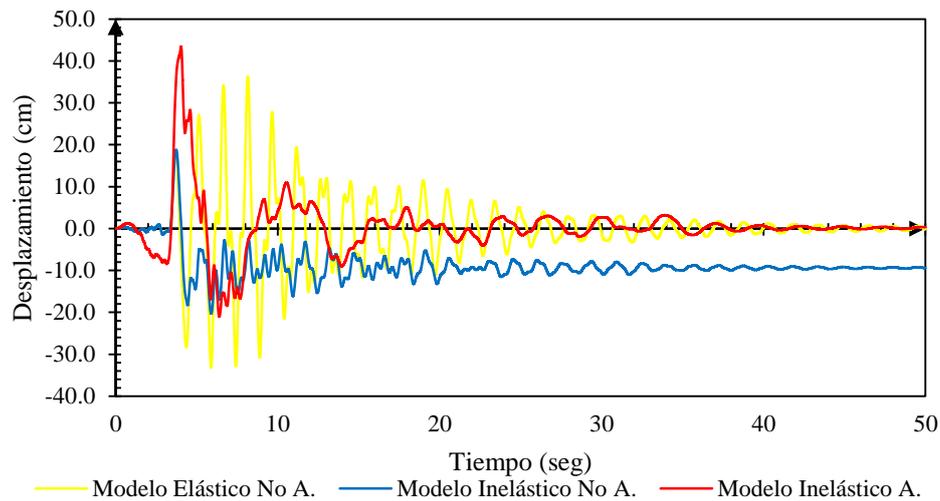
A continuación, se muestran las respuestas obtenidas para los 4 casos de estudio de esta investigación.

La Figura 25 indica el resultado obtenido del análisis tiempo historia en las aceleraciones de piso del último piso, al someter la estructura al sismo de Friuli-Tolmezzo. En la misma se aprecia que el modelo Inelástico no-Aislado (verde) disminuye considerablemente respecto al modelo Elástico no-Aislado (azul). De igual manera, y como se esperaba, el modelo Inelástico Aislado (rojo) disminuye aún más debido a la acción del aislador.



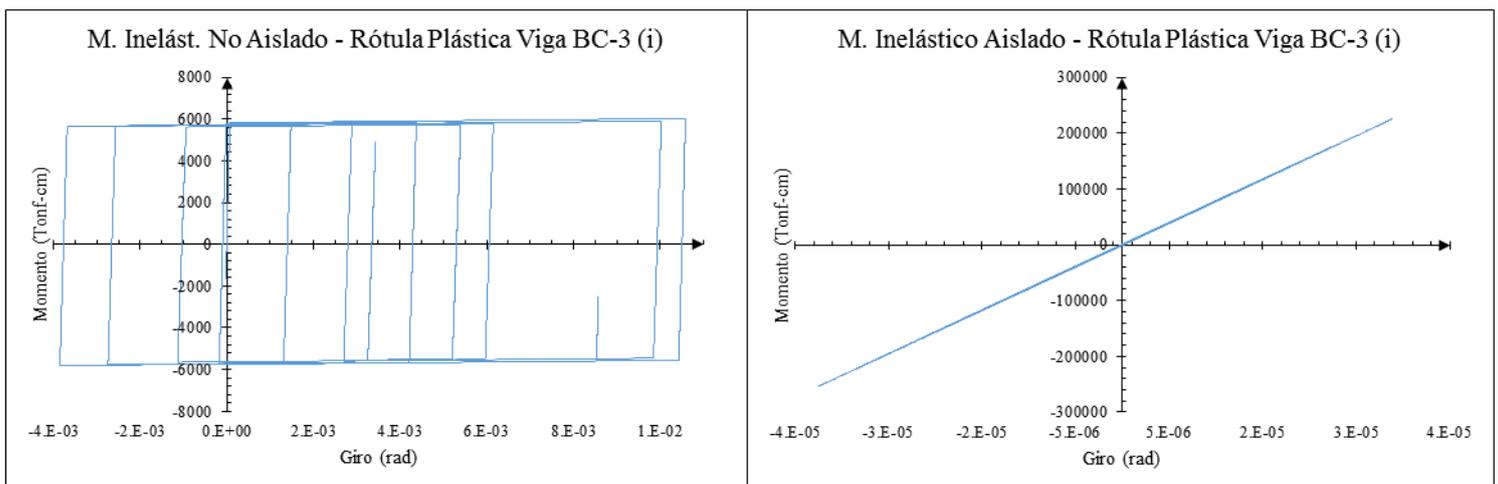
**Figura 25:** Aceleraciones de piso del último piso obtenidas del análisis tiempo-historia.

La Figura 26 permite visualizar la disipación de energía para el ejemplo de la Figura 25. En esta se indica mediante desplazamientos como el modelo Elástico no-Aislado (azul) regresa a su estado original, mientras que el modelo Inelástico no-Aislado presenta un desplazamiento residual debido a la pérdida de elasticidad del modelo. Por otra parte el modelo Inelástico Aislado (rojo) presenta desplazamientos superiores al modelo Elástico no-Aislado (azul), pero de igual manera regresa a su estado original debido a la acción del aislador.

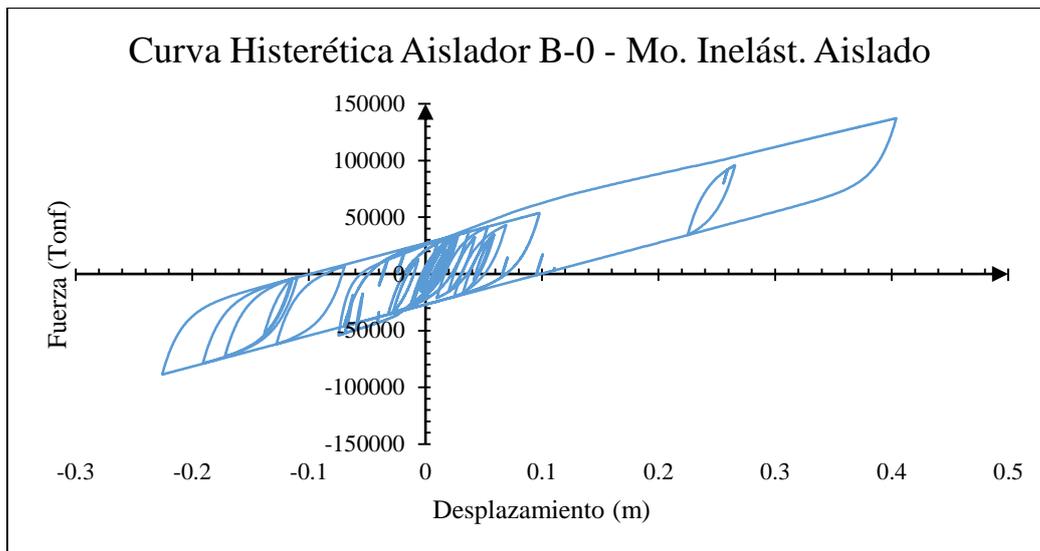


**Figura 26:** Desplazamientos en el último piso obtenidos del análisis tiempo historia.

Por otra parte la Figura 27 muestra las curvas esfuerzo-deformación de una rótula plástica de una viga del tercer piso para el modelo inelástico no aislado (derecha) e inelástico aislado (izquierda) respectivamente. Como se puede observar, la disipación de energía en el modelo inelástico no aislado se realiza a través de dicha rótula plástica. Mientras que para el modelo con aislamiento, esta disipación de energía es nula, ya que en el modelo inelástico aislado la disipación la realiza principalmente el aislador, como se puede observar en la Figura 28, misma que indica la curva histerética del aislador al someterlo a la acción sísmica. Es esta la razón por la cual no existe disipación a través de la rótula plástica en el modelo inelástico aislado. Las demás curvas histeréticas de vigas y columnas se presentan en el ANEXO 5.



**Figura 27:** Curva histerética Rótula plástica para modelo inelástico no aislado (derecha), y aislado (izquierda) de una viga del tercer piso.



**Figura 28:** Curva Histerética del aislador para el modelo inelástico aislado sometido a la acción del sismo de Friuli-Tolmezzo.

#### 4.5.1 Aceleraciones Totales de piso

A través del software OPENSEES [16] y con la metodología explicada en la sección 2.4, se han obtenido las aceleraciones totales de cada piso para cada uno de los 7 registros sísmicos escalados según el modelo, obteniendo en total 28 aceleraciones totales de piso, para cada uno de los 4 modelos de esta investigación. En total se obtienen 112 acelerogramas de respuesta, que se encuentran en el ANEXO 3.

Como ya se explicó, estas aceleraciones totales son el dato de entrada para las demandas sobre los CNE por el método FRS y método PFA, para el cálculo de demandas sobre CNE flexibles y rígidos respectivamente.

#### 4.5.2 Demandas sobre CNE flexibles

Al obtener 28 aceleraciones totales de piso por modelo, se obtienen a su vez 28 Floor Response Spectrum (FRS) por modelo, es decir 7 FRS para cada uno de los 4 pisos. En las Figuras 29, 30, 31 y 32 se muestra el promedio de los 7 FRS obtenidos para cada piso, en comparación con la demanda de aceleración que indica el ASCE según el piso donde se encuentre el CNE flexible.

Para establecer una comparación congruente de las demandas entre los 4 modelos, estas deben ser comparadas piso a piso.

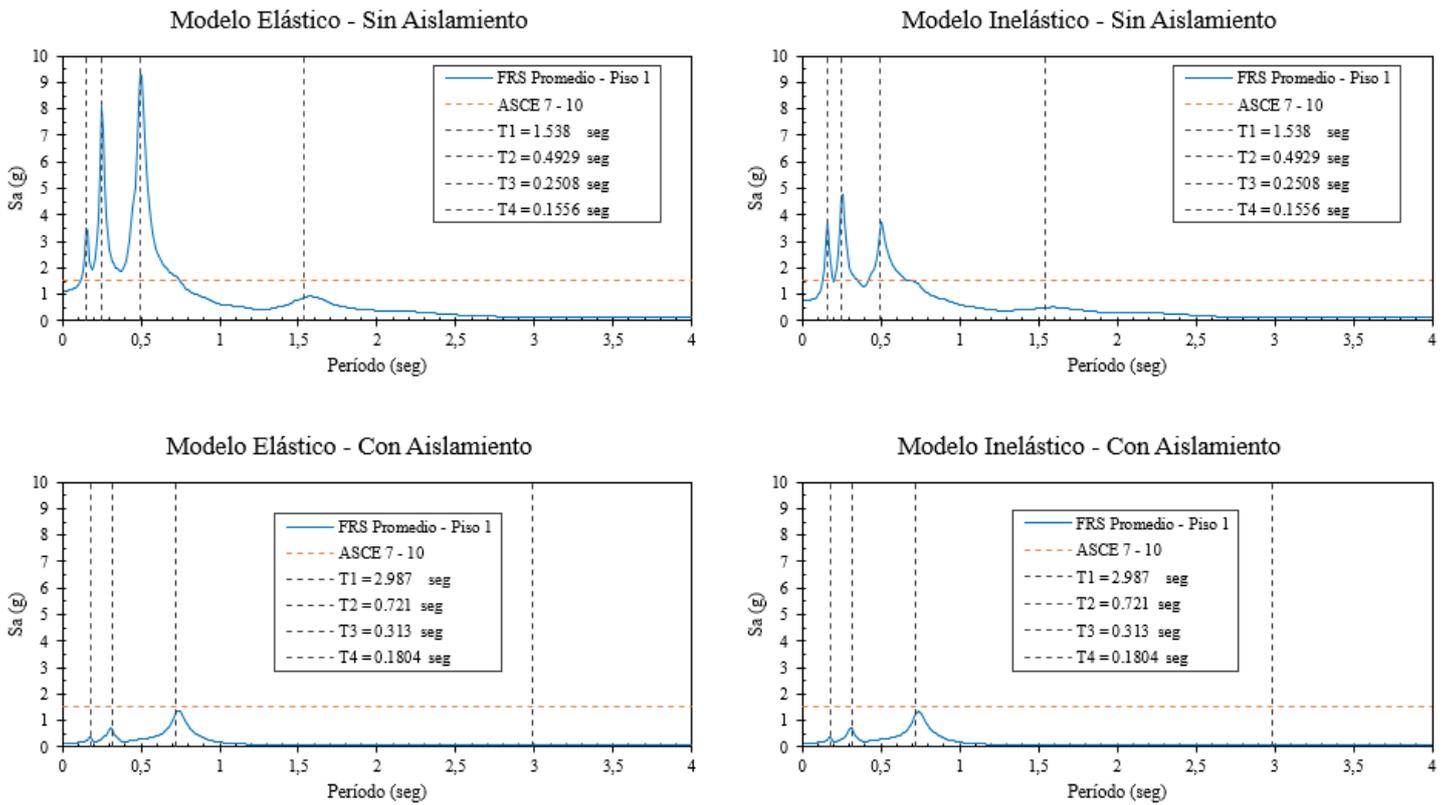


Figura 29: FRS promedios de cada modelo para el Piso 1, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura.

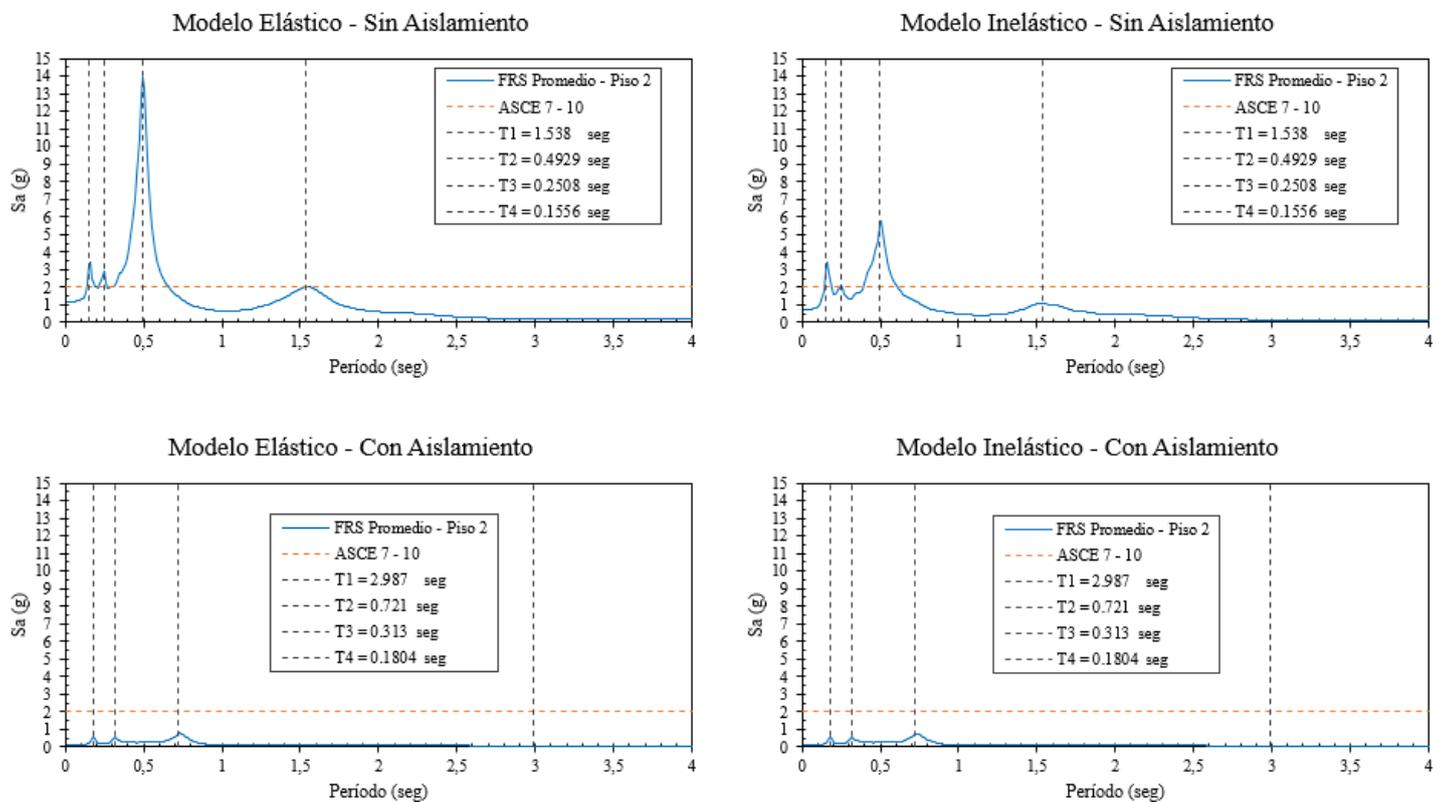


Figura 30: FRS promedios de cada modelo para el Piso 2, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura.

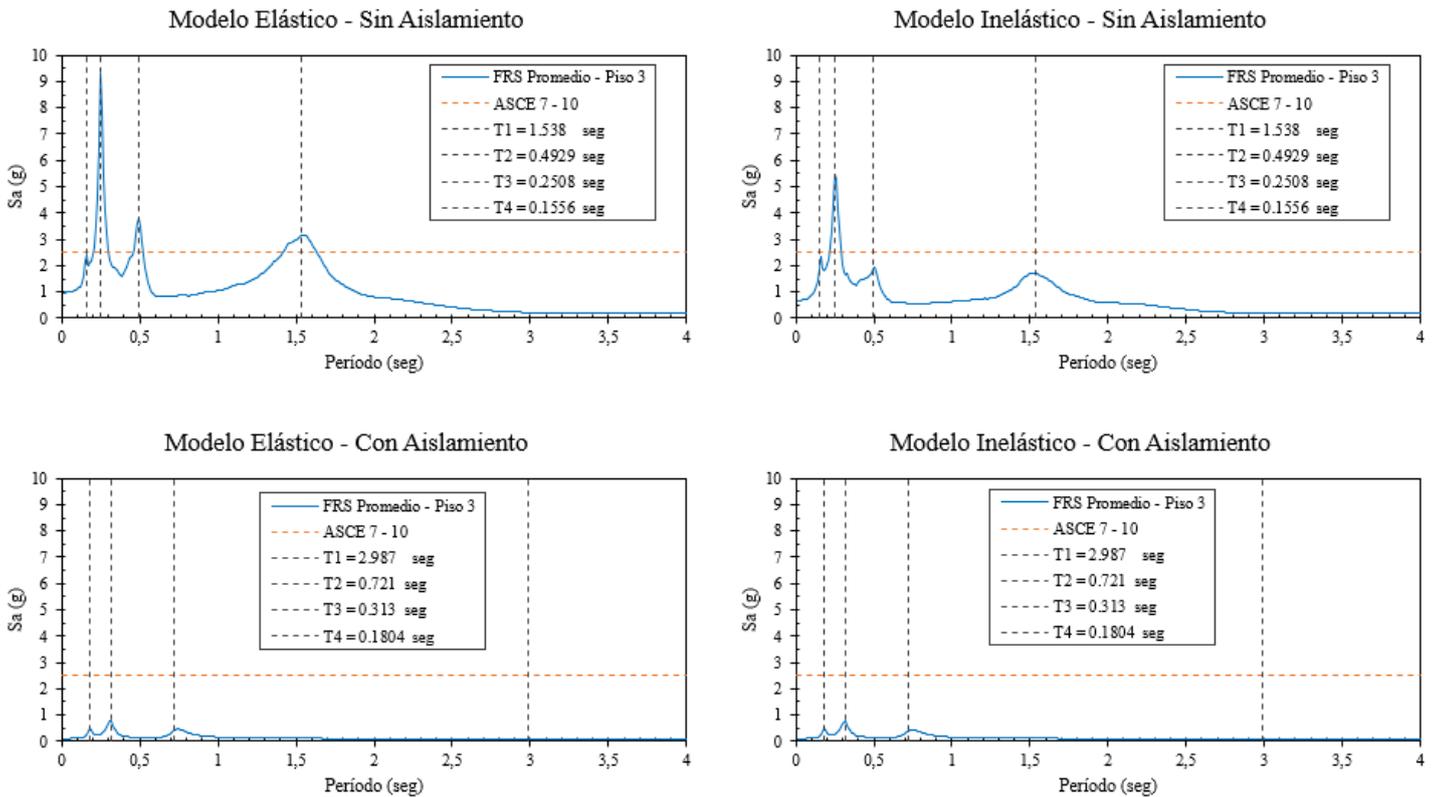


Figura 31: FRS promedios de cada modelo para el Piso 3, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura.

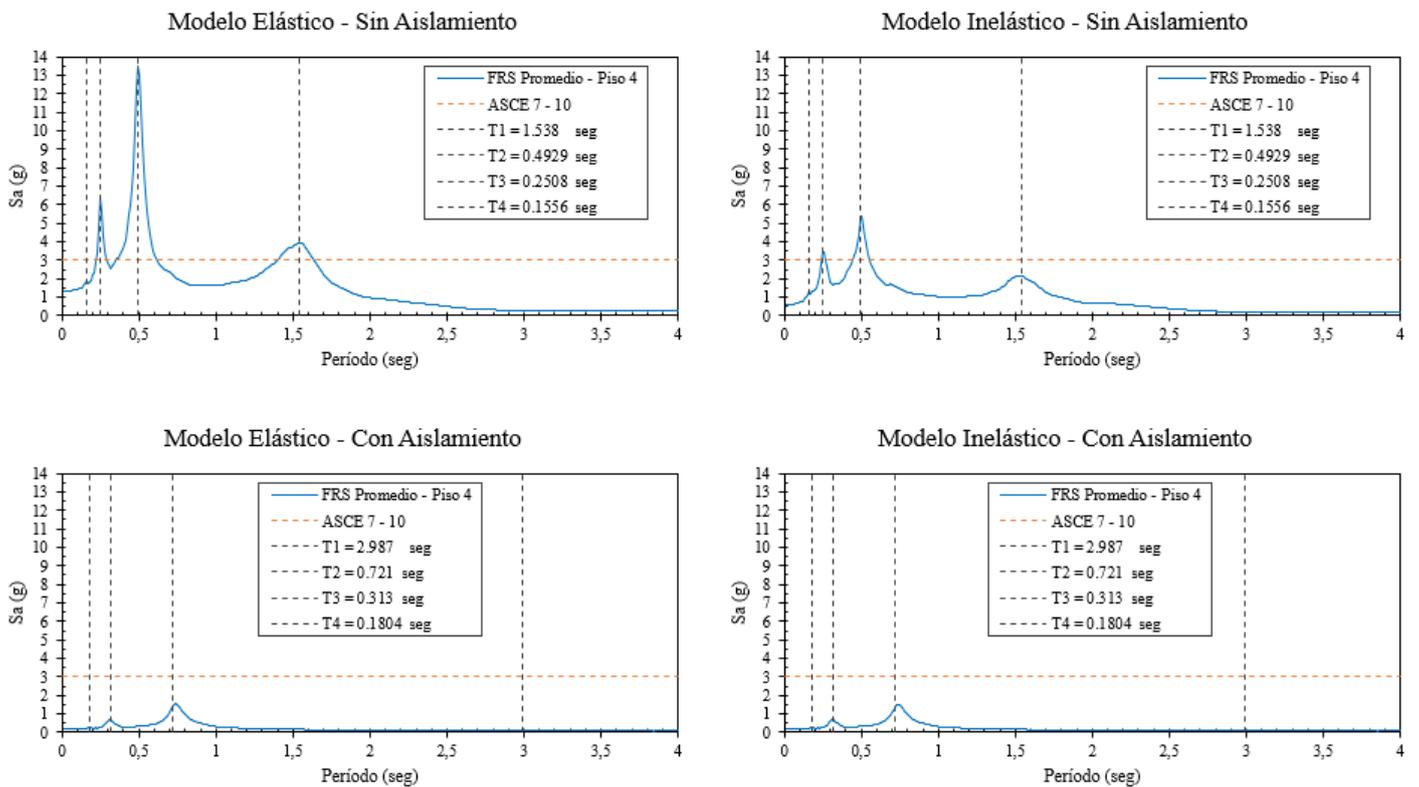


Figura 32: FRS promedios de cada modelo para el Piso 4, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la gráfica se muestra también los periodos de la estructura.



Los resultados presentados en las Figuras 29, 30, 31 y 32 muestran la notable reducción de las aceleraciones sobre los CNE flexibles para todos los pisos al incluir un sistema de aislamiento basal. El no incluir aislamiento basal aumenta la aceleración sobre un CNE hasta alrededor de 28 veces en casos extremos (ver Figura 30 y 32 para un periodo de 0.5 segundos del modelo elástico). Considerando únicamente los modelos elásticos con y sin aislamiento, la reducción promedio de las demandas de aceleración al incluir el sistema de aislamiento es del 87%. Se destaca además que el considerar la inelasticidad o el comportamiento no lineal del material reduce las demandas de aceleración, en concreto para los modelos elástico e inelástico sin aislamiento, existe una reducción promedio de demandas de aceleración de más del 36%.

Se observa también, que existen picos de aceleración sobre los CNE flexibles cuando estos tienen los mismos periodos de vibración de la estructura ( $T_{CNE} = T_{ESTRUCTURA}$ ), esto ocurre para todos los periodos a excepción del primer periodo de vibración en los modelos con aislamiento. Estos picos en las demandas de aceleración son mayores para CNE con periodos iguales a los periodos de vibración bajos de la estructura, esto es muy importante pues la mayoría de CNE tienen periodos de vibración entre 0 y 0.5 segundos [14].

En las Tablas 13 y 14 se muestran los valores de demanda de aceleración máximas, mínimas y medias obtenidas por el método FRS para cada piso de los modelos sin y con aislamiento respectivamente, en comparación con los valores que proporciona el ASCE. La obtención de los valores de demandas del ASCE para CNE flexibles de cada piso se detallan en la sección 2.5.2.1.

**Tabla 13:** Demandas de aceleración sobre los CNE flexibles en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos sin aislamiento.

PISO	DEMANDAS DE ACCELERACIÓN (g)						ASCE
	MODELO ELASTICO			MODELO INELASTICO			
	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	
1	9.35	0.14	1.12	4.76	0.12	0.78	<b>1.5</b>
2	13.92	0.18	1.42	5.76	0.15	0.88	<b>2</b>
3	9.31	0.22	1.33	5.48	0.17	0.86	<b>2.5</b>
4	13.52	0.26	2.02	5.42	0.19	1.17	<b>3</b>



**Tabla 14:** Demandas de aceleración sobre los CNE flexibles en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos con aislamiento.

DEMANDAS DE ACELERACIÓN (g)							
PISO	MODELO ELASTICO			MODELO INELASTICO			ASCE
	FRS			FRS			
	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	
1	1.38	0.07	0.20	1.33	0.07	0.18	<b>1.5</b>
2	0.78	0.08	0.16	0.75	0.07	0.15	<b>2</b>
3	0.76	0.08	0.15	0.78	0.08	0.14	<b>2.5</b>
4	1.55	0.08	0.23	1.50	0.08	0.23	<b>3</b>

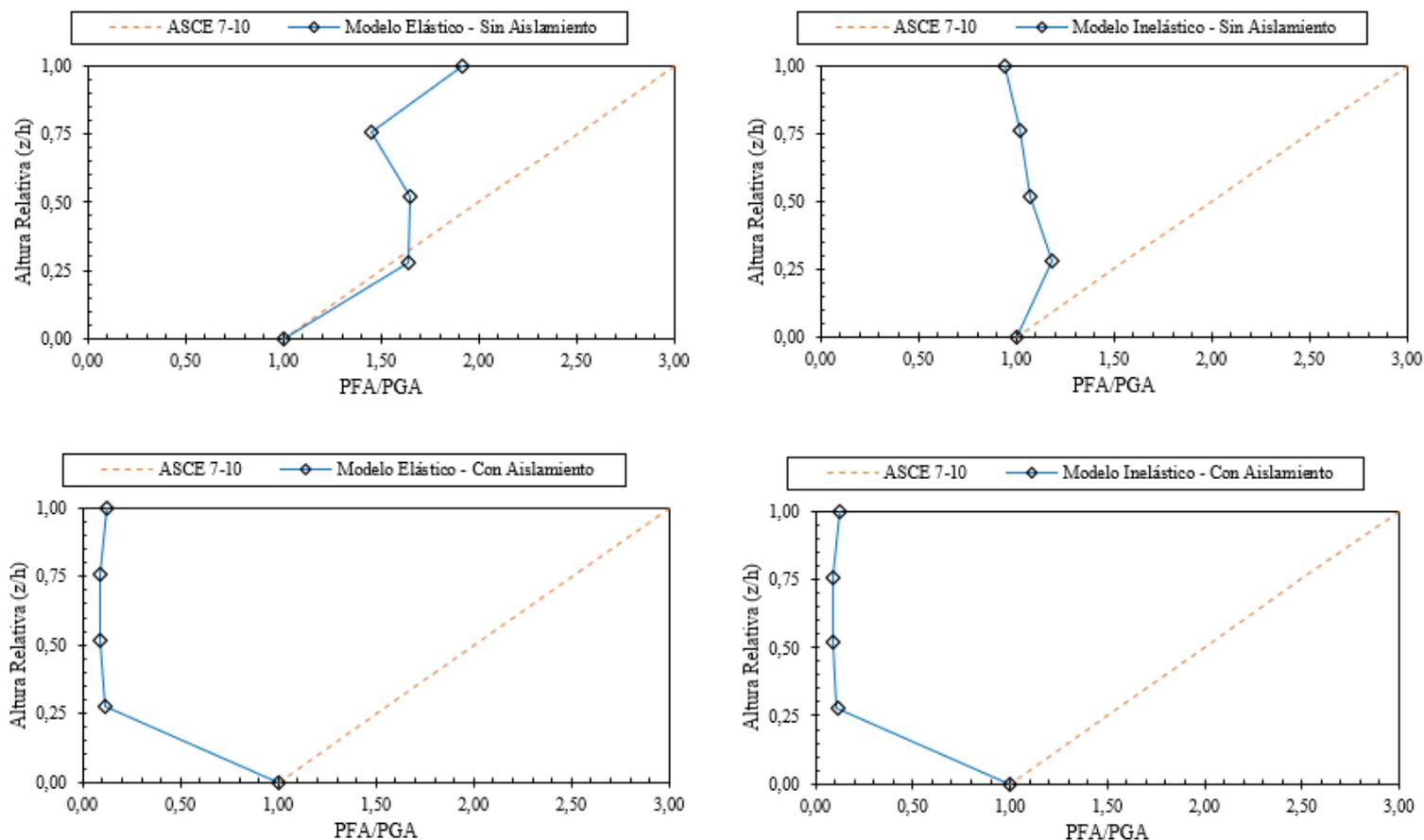
Para los modelos sin aislamiento, en general el ASCE 7-10 proporciona demandas de aceleración que cubren las demandas reales que perciben los CNE. En periodos cortos, (especialmente cuando el periodo del CNE coincide con el de la estructura), las demandas reales sobrepasan las dispuestas por la normativa, en casos extremos la demanda percibida es hasta 10 veces mayor a la que indica el ASCE 7-10 (ver Tabla 13 para el piso 2 del modelo elástico sin aislamiento). Inclusive el considerar el comportamiento inelástico de la estructura no es suficiente para garantizar que el CNE no percibirá demandas menores a las dispuestas por la normativa, llegando a ser en casos extremos hasta 3 veces mayor (ver Tabla 13 para el piso 1 del modelo inelástico sin aislamiento).

Sin embargo, en los modelos con aislamiento de base, las demandas de aceleración que indica el ASCE 7-10 resultan ser incluso conservativas, pues todas las demandas reales que perciben estos modelos para todo el espectro de periodos se encuentran por debajo de las demandas de la normativa.

Cabe destacar que la demanda de aceleración que reciba un CNE flexible depende netamente de su periodo de vibración, el ASCE 7-10 no considera el periodo de vibración de un CNE.

### 4.5.3 Demandas sobre CNE rígidos

Análogamente al método FRS, también se obtienen 28 PFA por modelo, es decir 7 PFA provenientes de cada registro de aceleración total de piso por cada piso. En la Figura 33, se muestra el promedio de los 7 PFA de cada piso normalizados para su respectivo PGA (Peak Ground Acceleration), para cada uno de los modelos, comparándolos con las demandas que proporciona el ASCE.



**Figura 33:** PFA promedios de cada modelo normalizados para su respectivo PGA, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE, en la parte superior se encuentran los modelos sin aislamiento y en la parte izquierda los modelos elásticos.

De igual manera que para los CNE flexibles, en la Figura 33 se evidencia la reducción de demandas de aceleración sobre los CNE rígidos que sucede al incluir un sistema de aislamiento basal. Similarmente a lo ocurrido para los CNE flexibles la reducción de demandas de aceleración al incluir el aislamiento al modelo elástico es de más del 88%, el considerar el comportamiento inelástico del material reduce las demandas en un 39.4% entre los modelos sin aislamiento.



Para los modelos sin aislamiento, las demandas proporcionadas por el ASCE cumplen en su mayoría, a excepción del segundo piso para el modelo elástico (ver Figura 29 el modelo elástico sin aislamiento), donde la demanda real es ligeramente mayor. Para los modelos con aislamiento las demandas de aceleración resultan ser mucho menores a las que indica el ASCE, siendo estas muy conservativas.

Se observa además que para el modelo inelástico sin aislamiento las demandas de aceleración para todos los pisos son muy aproximadas al PGA del suelo, es decir los CNE reciben la misma aceleración que recibirían si estuvieran en el suelo. En las Tablas 15 y 16 se muestran los valores obtenidos del PFA para los modelos sin y con aislamiento respectivamente en términos de la gravedad, en comparación a las demandas proporcionadas por el ASCE 7-10. La obtención de los valores de demandas del ASCE para CNE rígidos de cada piso se detallan en la sección 2.5.1.1.

**Tabla 15:** Demandas de aceleración sobre los CNE rígidos en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos sin aislamiento, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE.

DEMANDAS DE ACELERACION (g)			
PISO	PFA		ASCE
	MODELO ELASTICO	MODELO INELASTICO	
1	1.14	0.77	0.6
2	1.15	0.71	0.8
3	0.97	0.67	1
4	1.34	0.60	1.2

**Tabla 16:** Demandas de aceleración sobre los CNE rígidos en términos de la gravedad, para cada piso en los modelos con aislamiento, en comparación con las demandas proporcionadas por el ASCE.

DEMANDAS DE ACELERACION (g)			
PISO	PFA		ASCE
	MODELO ELASTICO	MODELO INELASTICO	
1	0.14	0.14	0.6
2	0.11	0.11	0.8
3	0.11	0.11	1
4	0.16	0.16	1.2

Las demandas de aceleración para los modelos elástico e inelástico con aislamiento son las mismas. En el método FRS ocurrió algo muy similar, por lo que se puede discutir que el aislamiento de base evitó que la estructura fluya o sufra daño. En el ANEXO 4 se



muestran las curvas histeréticas de rotulas plásticas en vigas y columnas para el modelo inelástico con y sin aislamiento, donde se comprueba que el aislamiento evito la fluencia en la estructura o al menos esta fue mínima.

#### 4.6 Fuerzas sobre CNE

Con las demandas de aceleración obtenidas para estos casos de estudio, es posible calcular las fuerzas a las que estará sometido un CNE anclado en cualquiera de los pisos de los modelos, lo único que se necesita saber del CNE es su masa y su periodo de vibración. Para esta investigación se realiza un ejemplo de cálculo de fuerzas percibidas para un CNE rígido y un CNE flexible.

##### 4.6.1 Fuerzas sobre CNE flexibles

Se ha tomado como ejemplo un calentador de agua que tiene un periodo de vibración de 0.073 segundos, por lo que según el ASCE 7-10 es un CNE flexible (periodo mayor a 0.06 segundos). Este calentador tiene una masa de 181.49 kg (400 lb), los datos del CNE se han tomado del estudio de Kehoe [43].

Para maximizar las aceleraciones se supondrá que el CNE se encuentra anclado en el cuarto piso, entonces las fuerzas que percibe este elemento se calculan mediante la ecuación (3) del ASCE 7-10 para los parámetros descritos en 2.5.2.1.

Donde la aceleración **SDS** de la ecuación (3) viene de las demandas de aceleración para CNE flexibles a través del método FRS y dependen del periodo del CNE, con la misma ecuación (3) del ASCE 7-10 para CNE flexibles (ap de 2.5) se calculan las fuerzas de diseño sobre el CNE. En la Tabla 17 se presentan las fuerzas que recibe el CNE para cada modelo en comparación con las fuerzas de diseño del ASCE 7-10.

**Tabla 17:** Fuerzas que percibe el calentador de agua (CNE flexible) anclada en el cuarto piso, en comparación con las fuerzas de diseño proporcionadas por el ASCE.

FUERZAS SOBRE CNE FLEXIBLE (kgf)				
MODELOS SIN AISLAMIENTO		MODELOS CON AISLAMIENTO		ASCE
M. ELASTICO	M. INELASTICO	M. ELASTICO	M. INELASTICO	
250.8	117.6	29.4	29.4	<b>544.5</b>



Con la inclusión del aislamiento las fuerzas se reducen hasta en un 88% en el modelo elástico y un 75% en el modelo inelástico. En este caso el ASCE 7-10 cubre las demandas de diseño tanto para los modelos con y sin aislamiento, esto se debe a que el periodo del CNE se encuentra en una zona de baja aceleración en el espectro de respuesta. Si el periodo del CNE coincidiera con un pico de aceleración del espectro las fuerzas serían mucho mayores a las de diseño proporcionadas por el ASCE 7-10.

#### 4.6.2 Fuerzas sobre CNE rígidos

Como ejemplo de cálculo de fuerzas sobre un CNE rígido, se ha tomado como ejemplo una tubería de diámetro 300 mm que transporta agua, cuyo periodo de vibración es de 0.016 segundos, por lo que según el ASCE 7-10 es un CNE rígido (periodo menor a 0.06 segundos). Además tiene una masa de 197.57 kg/m, estos valores se han tomado de un estudio de Frened [44]. Se considera que la tubería está anclada en el cuarto piso para maximizar las aceleraciones que percibe, y se calculan las fuerzas recibidas para 1 metro de longitud, mediante la ecuación (3) y para unas aceleraciones espectrales **SDS** obtenidas por el método PFA se calculan las fuerzas reales que percibe el CNE en comparación con las fuerzas de diseño proporcionadas por el ASCE 7-10 para CNE rígidos (ap de 1). En la Tabla 18 se presentan los resultados.

**Tabla 18:** Fuerzas que percibe la tubería (CNE rígido) anclada en el cuarto piso, en comparación con las fuerzas de diseño proporcionadas por el ASCE.

FUERZAS SOBRE CNE RIGIDO (kgf)				
MODELOS SIN AISLAMIENTO		MODELOS CON AISLAMIENTO		ASCE
M. ELASTICO	M. INELASTICO	M. ELASTICO	M. INELASTICO	
265.4	118.2	31.5	31.3	<b>237.1</b>

Análogamente a lo sucedido con las fuerzas sobre el CNE flexible, la inclusión del aislamiento reduce las demandas hasta en un 88% y 74% en los modelos elástico e inelástico respectivamente. En este caso la fuerza de diseño proporcionada por el ASCE 7-10 resulta ser menor a la demanda que realmente percibe el CNE en el modelo elástico sin aislamiento, sin embargo, se muestra que con aislamiento de base las fuerzas recibidas son mucho menores a las fuerzas de diseño por parte del ASCE 7-10.



## CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 Conclusiones

Respondiendo al objetivo principal de este trabajo de titulación, se ha demostrado que al menos para estos casos de estudio, la incorporación de un sistema de aislamiento basal elastomérico reduce en gran medida las demandas de aceleración que perciben los CNE rígidos o flexibles. Llegando a reducirse hasta en un 96% en casos extremos para ciertos periodos. En promedio la reducción de aceleraciones está por encima del 87% en el modelo elástico y del 80% en el modelo inelástico. Se destaca que todas las demandas de aceleración de los modelos con aislamiento están por debajo de las demandas de diseño proporcionadas por el ASCE 7-10, demostrando que la eficacia de la utilización de sistemas de aislamiento basal es muy alta.

El considerar el comportamiento inelástico de la estructura redujo notablemente las demandas de aceleraciones. Esto se puede explicar debido a que la energía de ingreso es disipada mediante curvas histeréticas que se forman en rotulas plásticas tanto en vigas como columnas. Sin embargo estudios de Lin y Mahin [9], Politopoulos et. al [45], Medina et. al [38] y Wieser et. al [46] muestran que no siempre considerar la inelasticidad de la estructura reduce las demandas de aceleración, hay casos particulares donde ocurre precisamente lo contrario, es decir las demandas de aceleración aumentan al considerar la inelasticidad del modelo sobre todo para periodos menores a 0.5 segundos. Aun así en la mayoría de casos la tendencia general es que las demandas se reducen con la inelasticidad.

En general, esta investigación evidencia que existen picos de aceleraciones sobre CNE flexibles cuando estos coinciden con los periodos de vibración de la estructura en todos los casos, llegando en casos extremos a percibir aceleraciones de hasta 14 g. Pero además de lo dicho, se muestra que los picos son aún más altos para los periodos de vibración bajos (periodos menores a 0.7 segundos), esto es importante porque generalmente un CNE se encuentra en un rango de periodos entre 0 a 0.5 segundos. Razón por la cual, si se decide no colocar aislamiento de base, se debe evitar incluir CNE con periodos semejantes a los de la estructura.

Las fuerzas de diseño para CNE que propone el ASCE 7-10 son en general suficientes para soportar las demandas reales sobre un CNE, sobre todo para periodos altos (mayores



a 1 segundo). Generalmente los CNE se encuentran en rangos entre 0 a 0.5 segundos como se dijo en la conclusión anterior, y en estos rangos las demandas de aceleración sobrepasan en su mayoría a las fuerzas de diseño del ASCE 7-10, incluso en el modelo inelástico. Al incluir sistemas de aislamiento las demandas están muy por debajo de las fuerzas de diseño propuestas por el ASCE 7-10 como ya se mencionó, con lo cual se cumple con la normativa y se protegen los CNE.

Las demandas obtenidas de aceleración para los modelos elástico e inelástico con aislamiento son muy semejantes, con despreciables aumentos en el modelo elástico. Con lo expuesto se puede concluir que el aislamiento basal no genera fluencia en el modelo inelástico o si lo hizo esta fue mínima, sin embargo, se debe realizar análisis de histéresis en rotulas plásticas (comprobar si fluyeron) para certificar esta conclusión, lo cual se pudo comprobar (los resultados están en el ANEXO 4) certificando lo mencionado. El hecho que la estructura no fluya quiere decir que la misma no percibió daño alguno, demostrando la protección que brinda el sistema de aislamiento a la estructura a más de proteger los CNE.

El diseñar los CNE para las altas demandas de aceleración que genera el modelo elástico sin aislamiento resulta ser muy conservativo, ya que el comportamiento real de la estructura no es netamente elástico, más aún en zonas de alta sismicidad donde la fluencia de la estructura es inminente. Sin embargo, en zonas de sismicidad media o baja donde se compruebe que los sismos no generaran fluencia en la estructura, es factible diseñar los CNE para las demandas de aceleración generadas por un modelo elástico que se supone serán mucho más bajas.

## 5.2 Recomendaciones

El tema económico no debe ser motivo para no incluir sistemas de aislamiento basal, pues aun obteniendo resultados de aceleración reales, estas grandes demandas de aceleración incrementarían el costo de anclaje o colocación de CNE pues percibirían mayores fuerzas. A más de lo mencionado, se debería hacer estudios exhaustivos de periodos de CNE para que no coincidan con los de la estructura. Por dichas razones se recomienda la colocación de aislamiento basal ya que reduce todo el espectro de respuesta a demandas muy bajas



para cualquier periodo de vibración que tenga el CNE, sin embargo se recomienda también, hacer estudios de costos para un mejor análisis cuantitativo.

En esta investigación se modelaron las estructuras con el mayor nivel de detalle posible, sin embargo, no se consideraron los efectos que tiene la interacción carga axial-momento en las columnas de la estructura, por lo que se recomienda para posteriores análisis considerar dicho fenómeno, con el fin de obtener resultados aún más realísticos de este tema.

Los modelos desarrollados en esta investigación fueron bidimensionales, debido a la complejidad que demanda el modelamiento tridimensional en el software OPENSEES. La mayoría de estudios que se han realizado sobre aceleraciones de piso han sido en modelos bidimensionales como los de Medina et. al [38], Rodríguez et. al [25] y Chaudhuri y Villaverde [13], solamente Wieser et. al [46] desarrollaron modelos tridimensionales, pero no se incluyeron sistemas de aislamiento basal. Por lo dicho se recomienda realizar análisis de aceleraciones de piso en modelos tridimensionales que incluyan sistemas de aislamiento y tengan el nivel de detalle requerido.

En esta investigación se demostró la efectividad de incluir sistemas de aislamiento basal en una estructura, pero aparte de estos sistemas existen muchos tipos de aisladores o disipadores de energía que se pueden incluir en una estructura. Esta investigación servirá como punto de partida para nuevos análisis donde se pueda comprobar la eficacia de otros sistemas de aislamiento o disipación que tengan sobre las demandas de aceleración sobre componentes no estructurales (CNE).



---

**BIBLIOGRAFÍA**

- [1] ASCE/SEI 7-10, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, Third Prin. 2013.
- [2] A. Tena Colunga, “Enseñanzas Principales Durante Sismos Recientes,” *Izmit*, vol. 1989, no. 180, pp. 1–37, 2004.
- [3] E. Miranda, G. Mosqueda, R. Retamales, and G. Pekcan, “Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake,” *Earthq. Spectra*, vol. 28, no. SUPPL.1, pp. 453–471, 2012.
- [4] C. A. Kircher, “It makes dollars and sense to improve nonstructural system performance,” 2003.
- [5] FEMA. Federal Emergency Management Agency, “No Title,” *FEMA E-74 Chapter 2.4 Importance of Nonstructural Damage*, 2013. [Online]. Available: <https://www.fema.gov/earthquake-publications/fema-e-74-chapter-24-importance-nonstructural-damage>. [Accessed: 06-Dec-2017].
- [6] NEC-15 (2015), “NEC-SE-DS Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente,” *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resist.*, p. 266, 2006.
- [7] R. Aguiar Falconí, J. L. Almazán, P. Dechent, and V. Suárez, “Aisladores de base elastoméricos y FPS.” Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, 2016.
- [8] R. K. Reitherman, “Northridge Collection: Isolator, USC Hospital (NR146),” 1994. [Online]. Available: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/Image/NR146>. [Accessed: 16-Nov-2017].
- [9] J. Lin and S. A. Mahin, “Seismic response of light subsystems on inelastic structures,” *J. Struct. Eng.*, vol. 111, no. 2, pp. 400–417, 1985.
- [10] W. Jiang, B. Li, W. C. Xie, and M. D. Pandey, “Generate floor response spectra: Part 1. Direct spectra-to-spectra method,” *Nucl. Eng. Des.*, vol. 293, pp. 525–546, 2015.
- [11] R. T. Sewell *et al.*, “Factors influencing equipment response in linear and nonlinear structures,” in *Transactions of the 9th international conference on structural mechanics in reactor technology. Vol. K2*, 1987.
- [12] L. F. Ibarra, R. A. Medina, and H. Krawinkler, “Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 34, no. 12, pp. 1489–1511, 2005.



- [13] S. R. Chaudhuri and R. Villaverde, "Effect of building nonlinearity on seismic response of nonstructural components: a parametric study," *J. Struct. Eng.*, vol. 134, no. 4, pp. 661–670, 2008.
- [14] F. X. Flores and F. A. Charney, "Acceleration Demands on Nonstructural Components in Special Steel Moment Frames," no. 1, pp. 1–12.
- [15] NIST, "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors," *GCR 10-917-8*, pp. 20899–28600, 2010.
- [16] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, "The Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) User Command-Language Manual," 2006.
- [17] D. G. Lignos and T. Karavasilis, "Modified Ibarra-Medina-Krawinkler Deterioration Model with Bilinear Hysteretic Response (Bilin Material) - OpenSeesWiki." [Online]. Available: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified\\_Ibarra-Medina-Krawinkler\\_Deterioration\\_Model\\_with\\_Bilinear\\_Hysteretic\\_Response\\_\(Bilin\\_Material\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Bilinear_Hysteretic_Response_(Bilin_Material)). [Accessed: 28-Jul-2017].
- [18] A. Gupta and H. Krawinkler, "Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures," no. 132, pp. 1–379, 1999.
- [19] L. F. Sánchez Sarmiento, "Aceleraciones de piso en estructuras con sistemas de aislamiento de base sujetas a terremotos," 2010.
- [20] O. Organización Panamericana de la Salud and O. Organización Mundial de la Salud, "DESASTRES: Preparativos y Mitigación en las Américas," *121*, p. 12, Jun-2016.
- [21] Organización Panamericana de la Salud (OPS)., "Aspectos no estructurales," in *Guía Para la Evaluación de Establecimientos de Salud de Mediana y Baja Complejidad*, Washington, D.C., 2010, pp. 47–83.
- [22] F. X. Flores, D. Lopez-Garcia, and F. A. Charney, "Assessment of floor accelerations in special steel moment frames," *J. Constr. Steel Res.*, vol. 106, pp. 154–165, 2015.
- [23] A. K. Chopra, *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Prentice-Hall, 2001.
- [24] M. Pozzi and A. Der Kiureghian, "Response spectrum analysis for floor acceleration," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 44, no. 12, pp. 2111–2127, 2015.



- [25] M. E. Rodriguez, J. I. Restrepo, and A. J. Carr, "Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 693–718, 2002.
- [26] F. X. Flores, D. Lopez-Garcia, and F. A. Charney, "Floor Accelerations in Buildings Having Different Structural Systems," in *Structures Congress 2015*, pp. 1819–1830.
- [27] R. A. Medina and H. Krawinkler, "SEISMIC DEMANDS FOR NONDETERIORATING FRAME STRUCTURES AND THEIR DEPENDENCE ON GROUND MOTIONS," 2003.
- [28] I. Mathworks, "MATLAB: R2014a," *Mathworks Inc, Natick*, 2014.
- [29] A. K. Singh and A.-S. Ang, "Stochastic prediction of maximum seismic response of light secondary systems," *Nucl. Eng. Des.*, vol. 29, no. 2, pp. 218–230, 1974.
- [30] F. Crisafulli, "Espectros de respuesta y de diseño 1.," pp. 1–22, 2002.
- [31] A. AISC, "AISC 341-10 ," *Seism. Provisions Struct. Steel Build. Inst. Steel Constr.*, 2005.
- [32] A. AISC, "AISC 358-05," *Prequalified Connect. Spec. Intermed. steel moment Fram. Seism. Appl. Chicago Am. Inst. Steel Constr.*, 2005.
- [33] USGS, "Design Ground Motions." [Online]. Available: <https://earthquake.usgs.gov/hazards/designmaps/>. [Accessed: 14-Nov-2017].
- [34] FEMA-P695, "Quantification of Building Seismic Performance Factors," no. June, 2009.
- [35] A. 360-10, "Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)," *Specif. Struct. Steel Build. (ANSI/AISC 360-10)*, 2010.
- [36] F. Zareian and R. A. Medina, "A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems," *Comput. Struct.*, vol. 88, no. 1, pp. 45–53, 2010.
- [37] F. A. Charney and J. Marshall, "A comparison of the Krawinkler and scissors models for including beam-column joint deformations in the analysis of moment-resisting steel frames," *Eng. JOURNAL-AMERICAN Inst. STEEL Constr. INC*, vol. 43, no. 1, pp. 31–48, 2006.
- [38] R. A. Medina, R. Sankaranarayanan, and K. M. Kingston, "Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures," *Eng. Struct.*, vol. 28, no. 14, pp. 1927–1940, 2006.

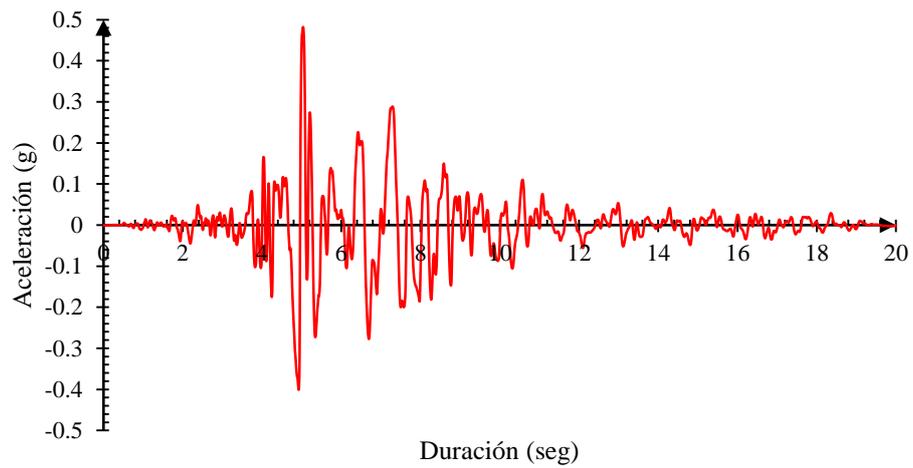


- [39] D. G. Lignos and H. Krawinkler, “Deterioration Modeling of Steel Components in Support of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading,” *J. Struct. Eng.*, vol. 137, no. 11, pp. 1291–1302, 2011.
- [40] D. G. Lignos, “Bilin Material - OpenSeesWiki.” [Online]. Available: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bilin\\_Material](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Bilin_Material). [Accessed: 15-Nov-2017].
- [41] J. M. Kelly, *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, 2nd Editio. 1997.
- [42] M. Kikuchi, I. D. Aiken, and A. Kasalanati, “Simulation analysis for the ultimate behavior of full-scale lead–rubber seismic isolation bearings,” in *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012, no. 1688, p. 24.
- [43] B. Kehoe, “Defining Rigid Vs. Flexible Nonstructural Components,” *10th U.S. Natl. Conf. Earthq. Eng.*, 2014.
- [44] R. M. Frend, “Piping Vibration Part 1: Natural Frequency of a Pipe,” 2016. [Online]. Available: <https://www.petroskills.com/blog/entry/piping-vibration-calculate-natural-frequency#.WjBtfVXibiU>. [Accessed: 12-Dec-2017].
- [45] I. Politopoulos and C. Feau, “Some aspects of floor spectra of 1DOF nonlinear primary structures,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, no. 8, pp. 975–993, 2007.
- [46] J. Wieser, G. Pekcan, A. E. Zaghi, A. Itani, and M. Maragakis, “Floor Accelerations in Yielding Special Moment Resisting Frame Structures,” *Earthq. Spectra*, vol. 29, no. 3, pp. 987–1002, Aug. 2013.

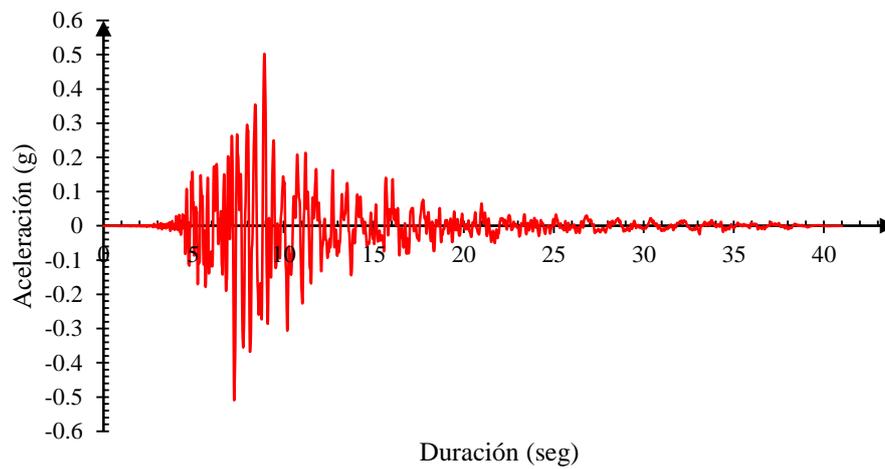
## ANEXOS

Anexo 1: Registros sísmicos empleados para el análisis.

### Sismo Northridge

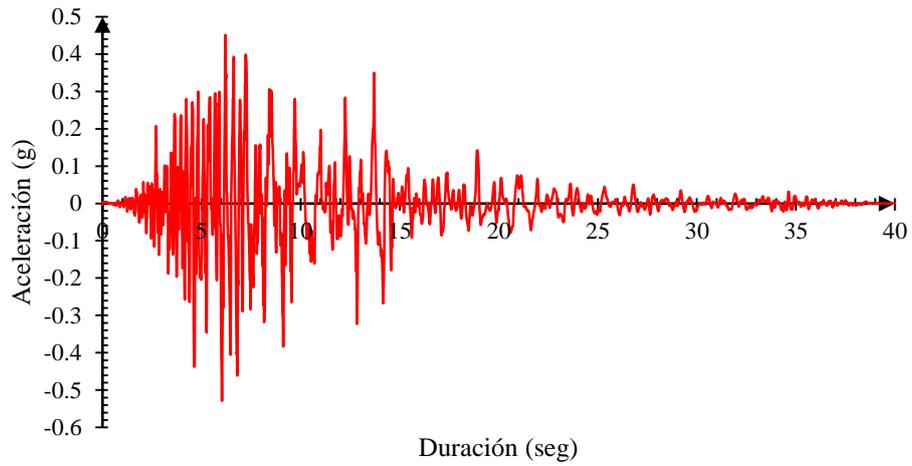


### Sismo Kobe

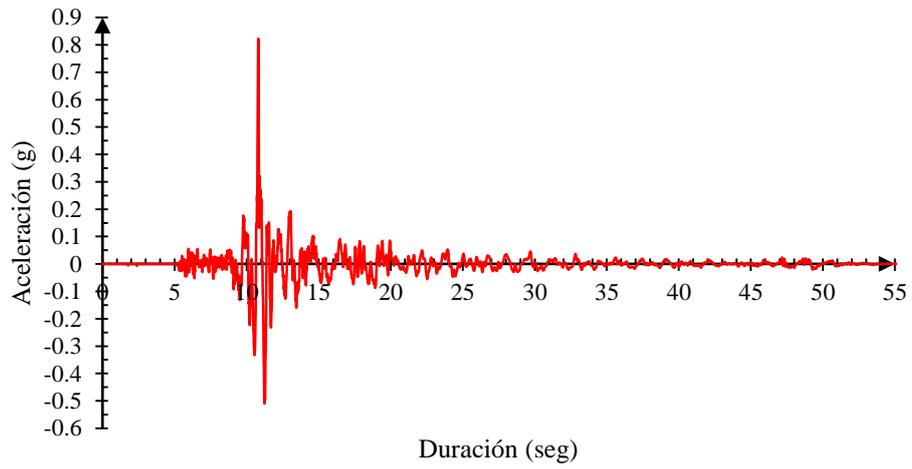




### Sismo Loma Prieta

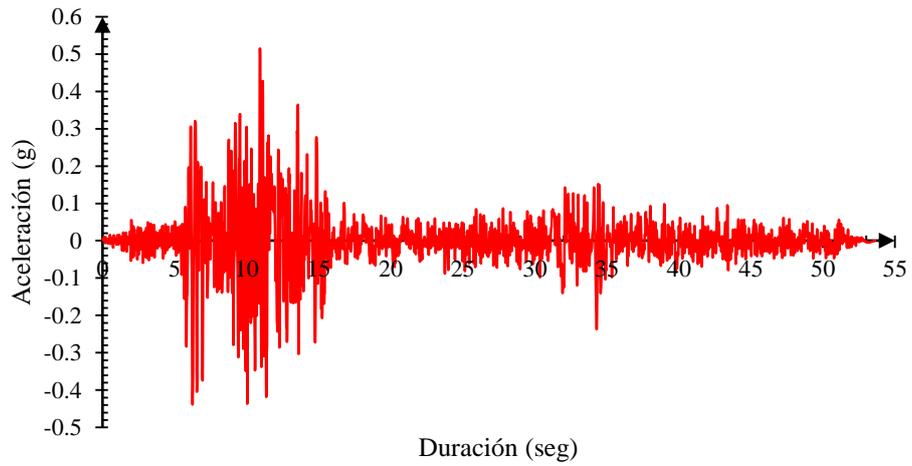


### Sismo Duzce-Bolu

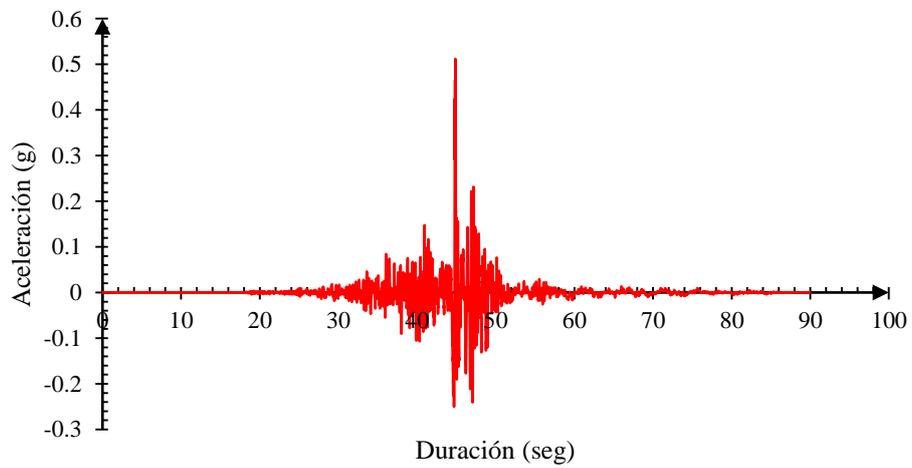




### Sismo Manjil-Abbar

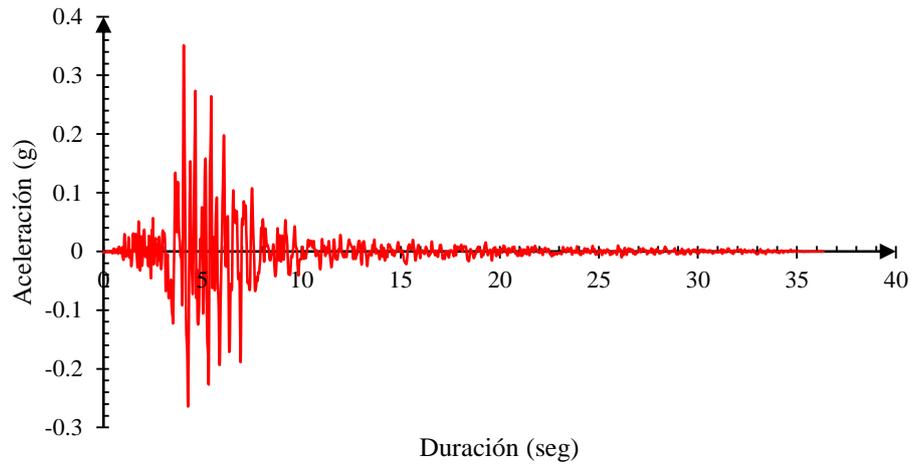


### Sismo Chi Chi-TCU



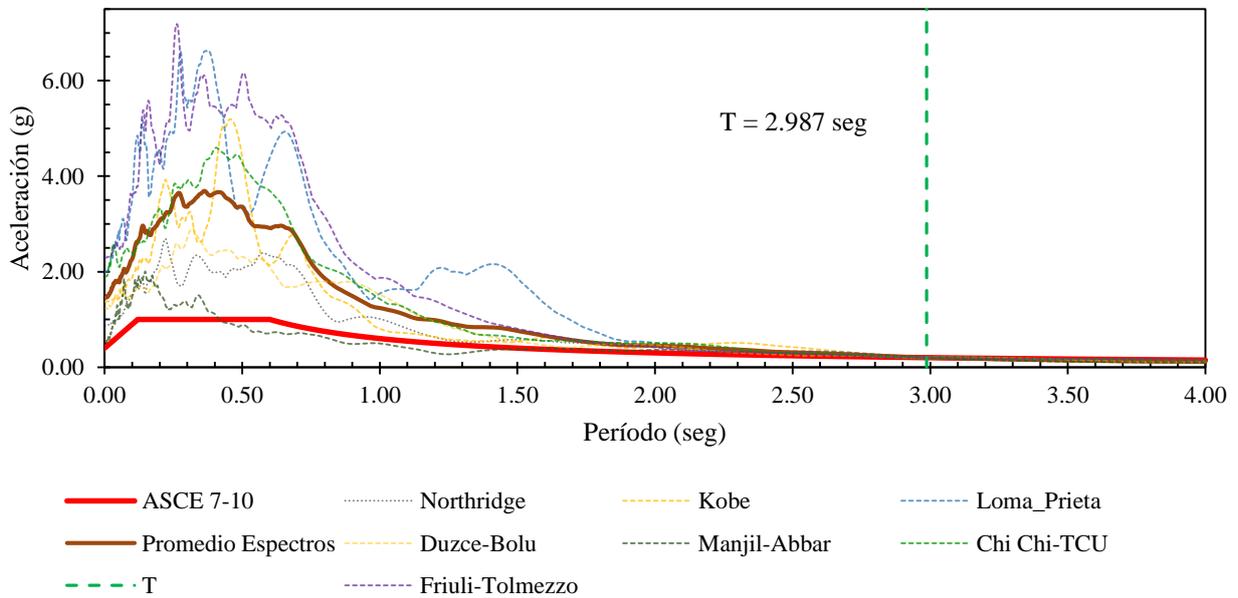
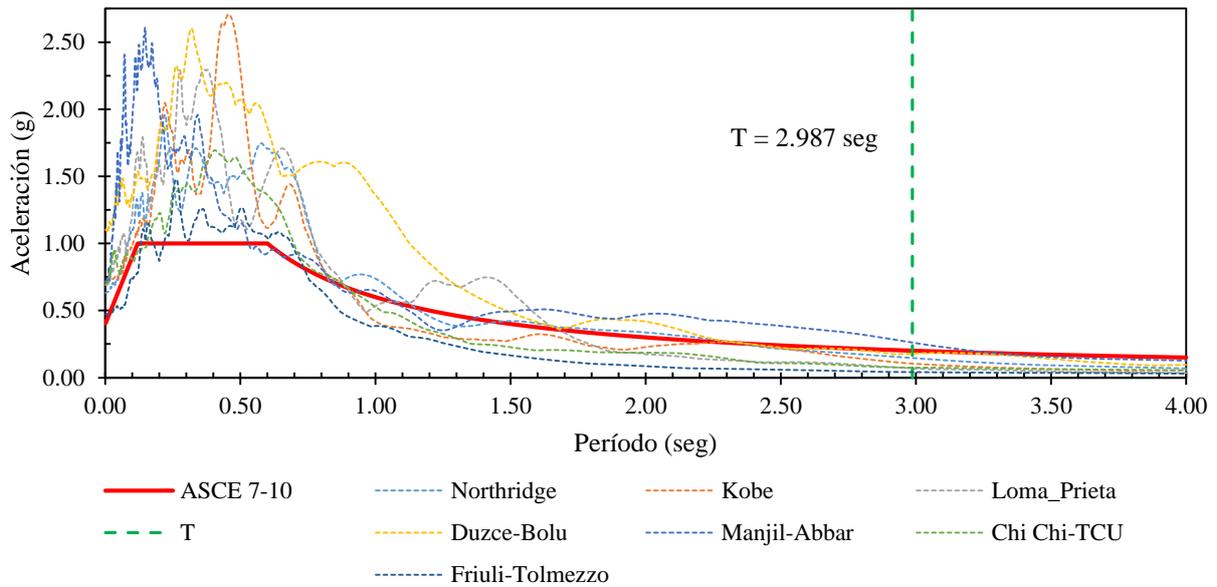


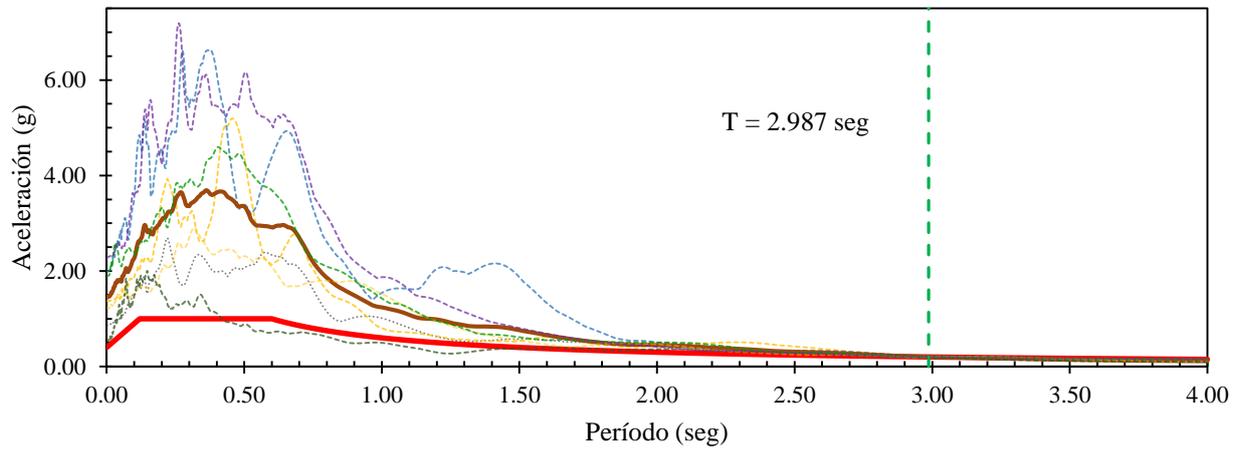
### Sismo Friuli-Tolmezzo





Anexo 2: Espectros sísmicos escalados para el modelo con aislamiento.

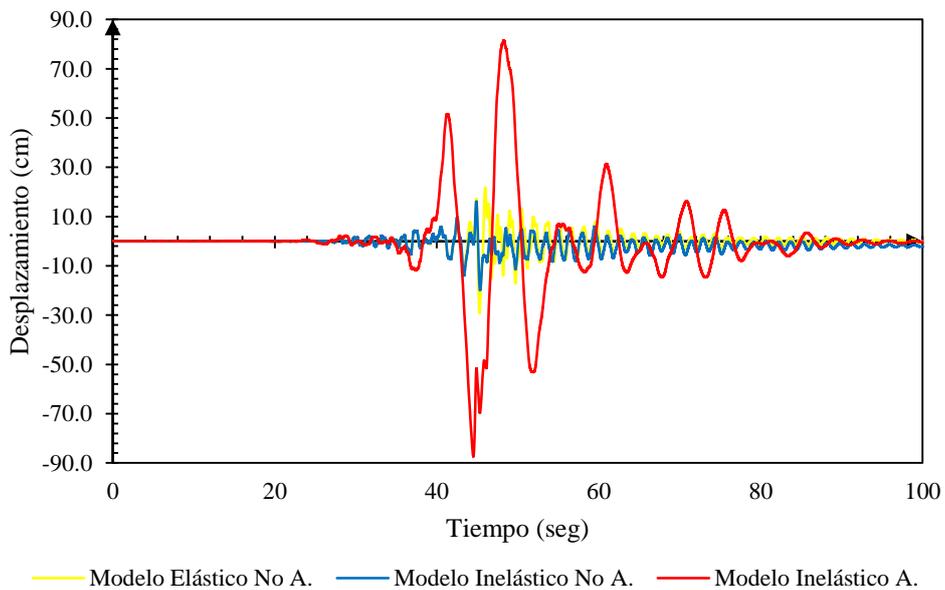
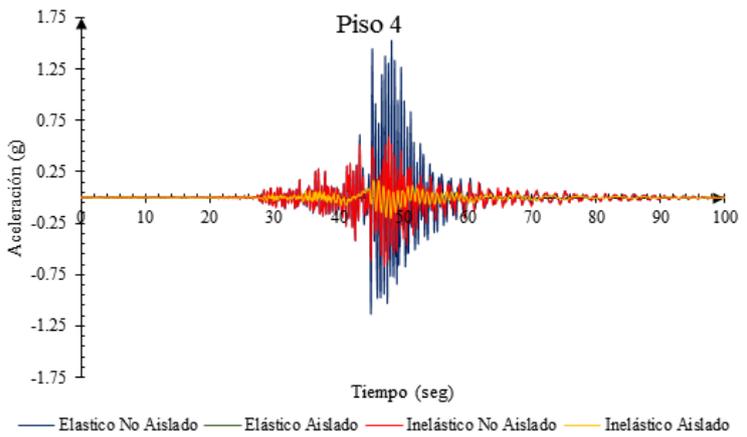
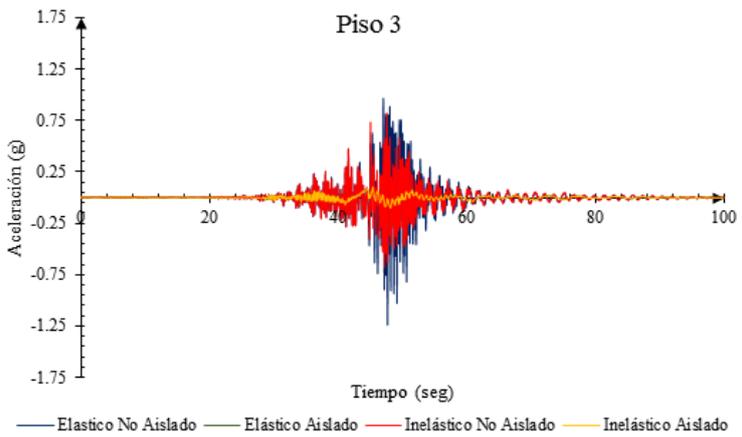
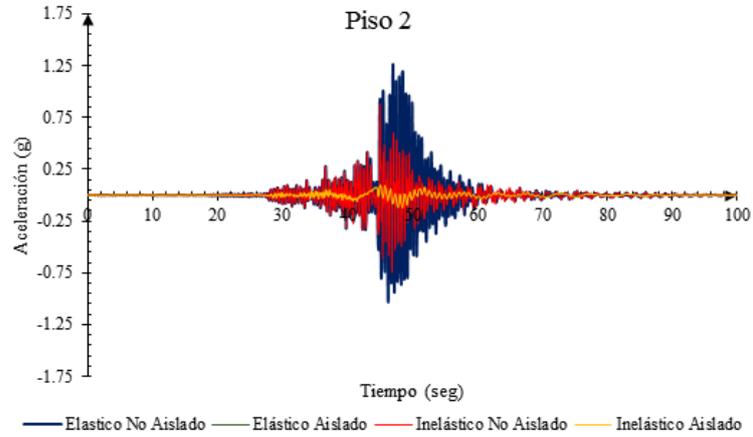
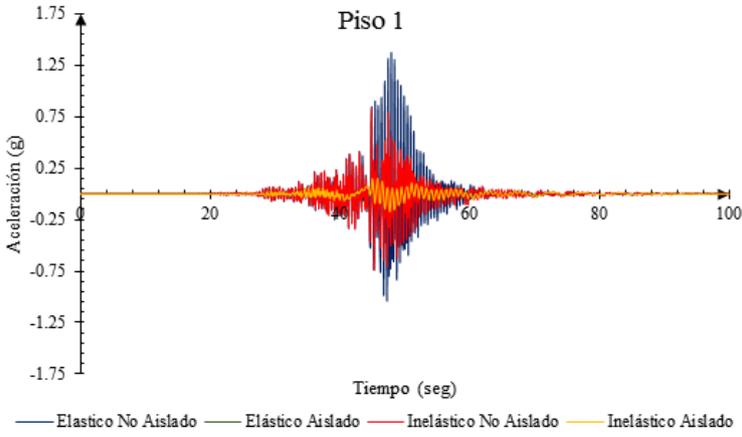






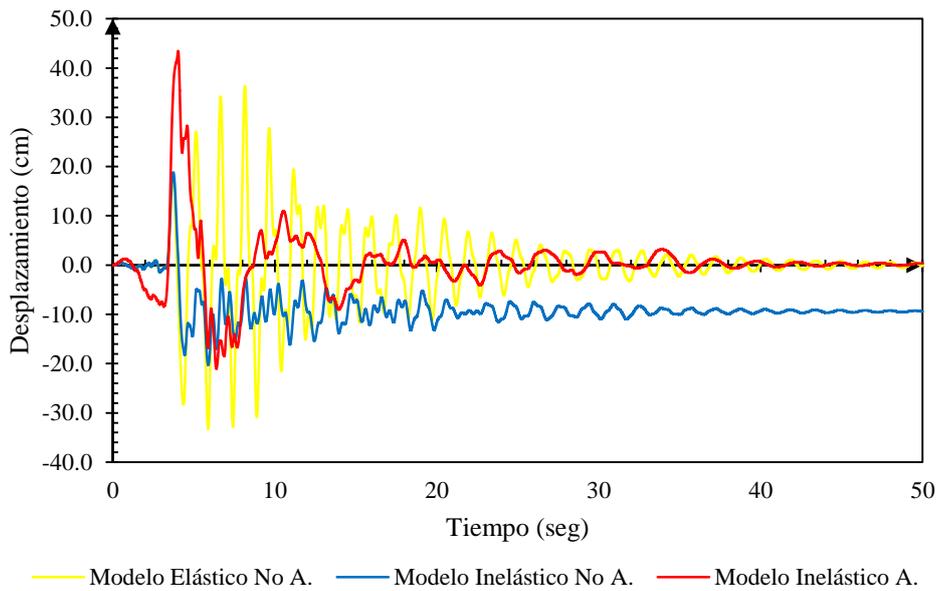
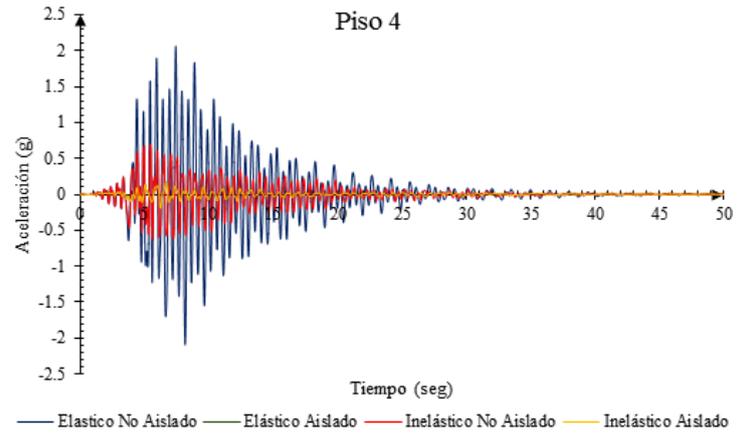
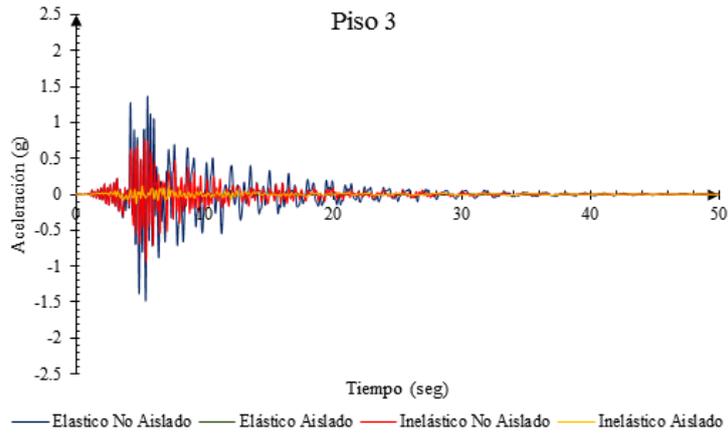
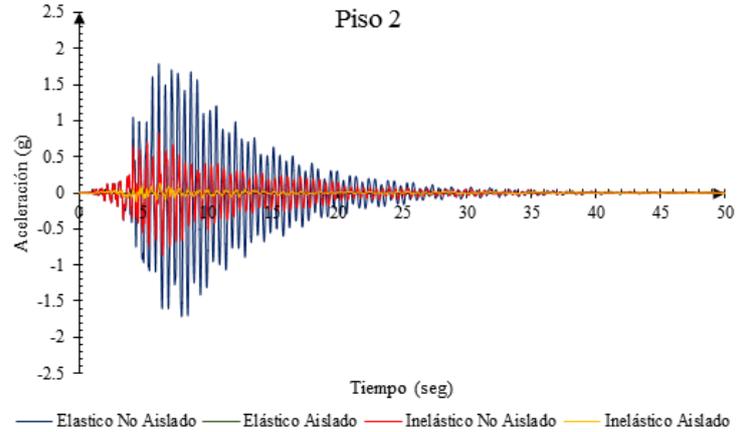
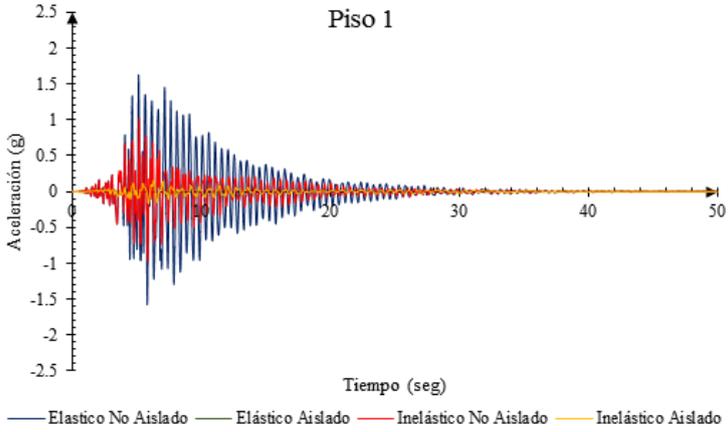
Anexo 3: Aceleraciones totales de piso de los 4 modelos para cada sismo y desplazamientos del último piso.

Sismo: CHICHI



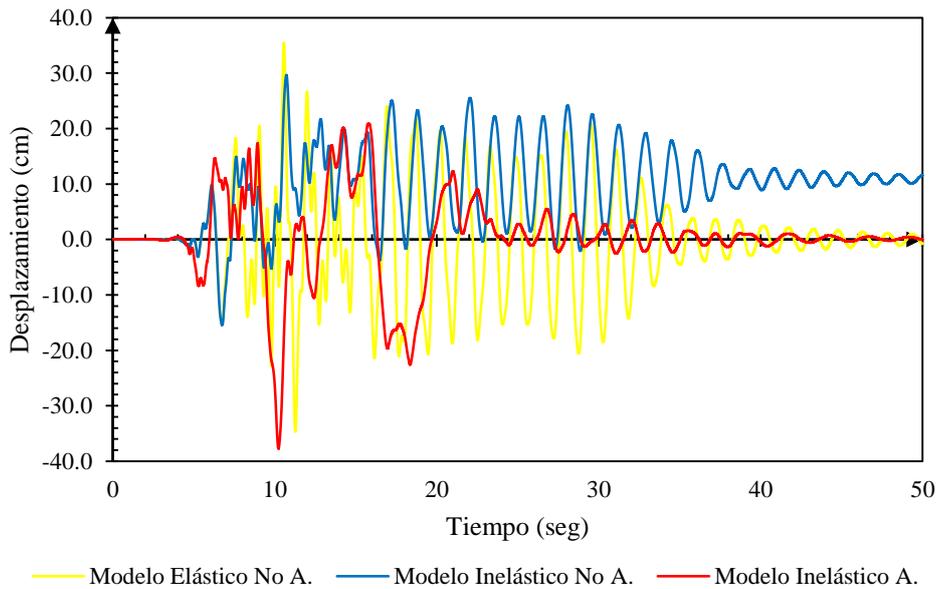
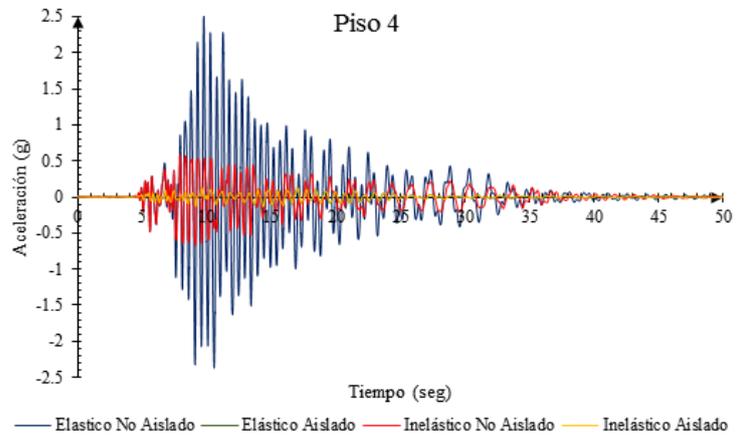
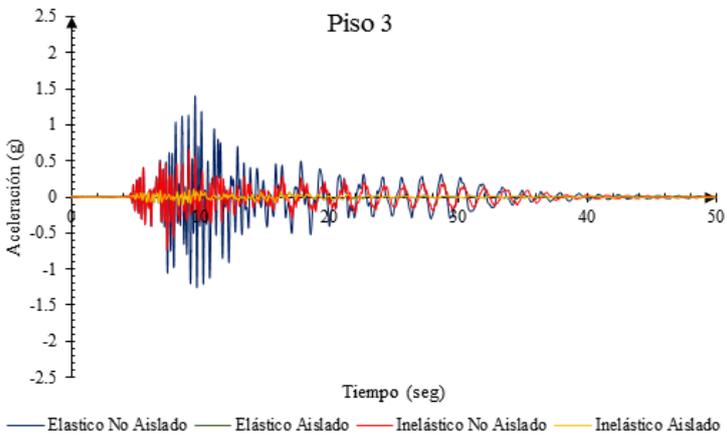
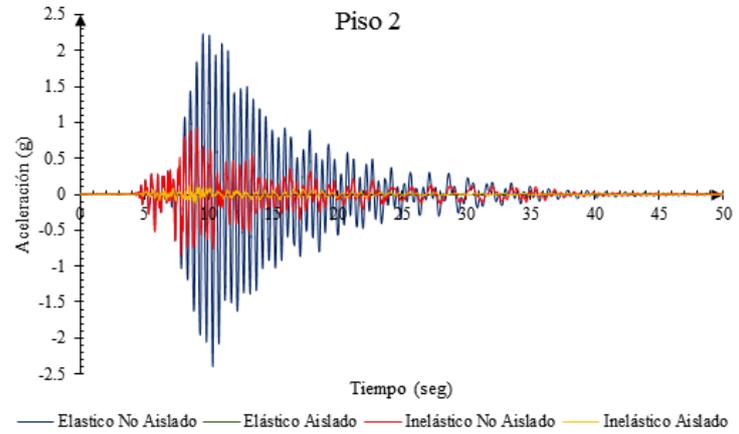
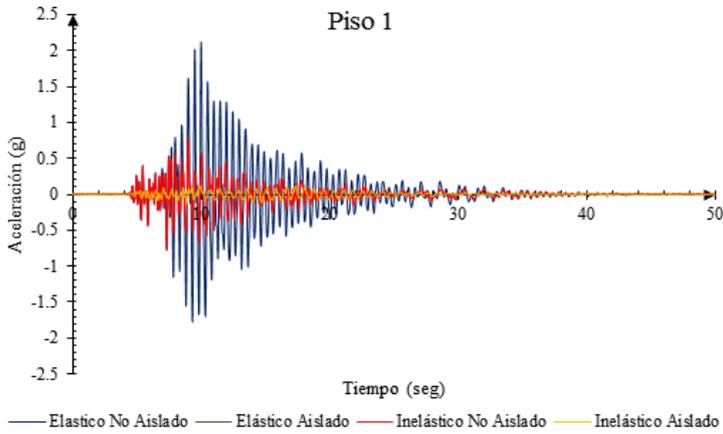


Sismo: FRIULI-TOLMEZZO



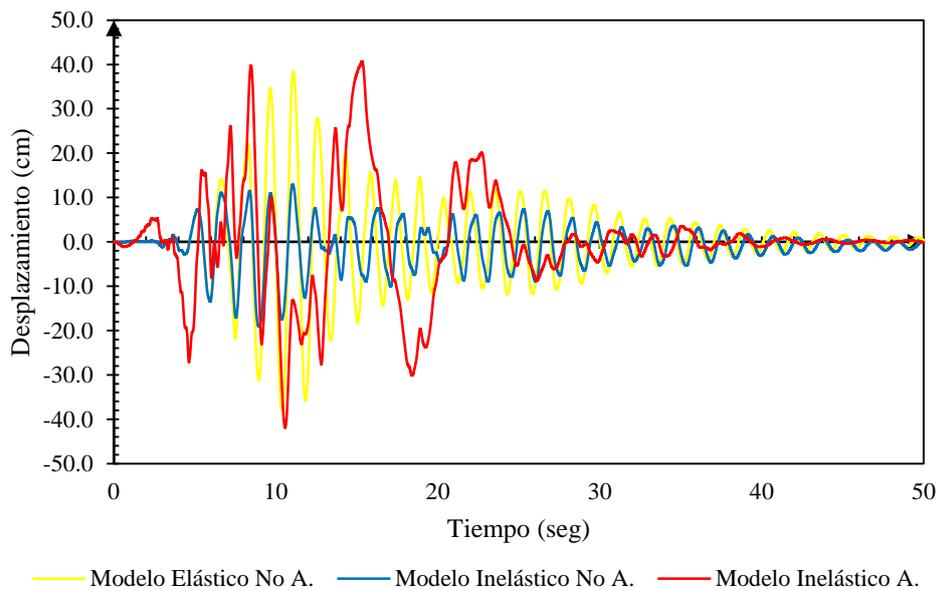
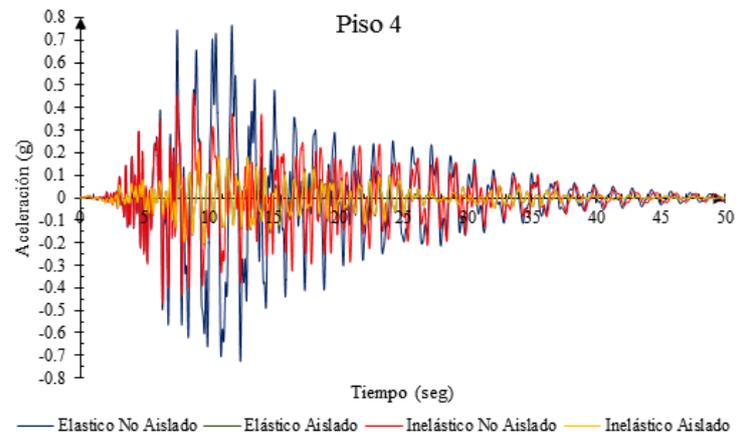
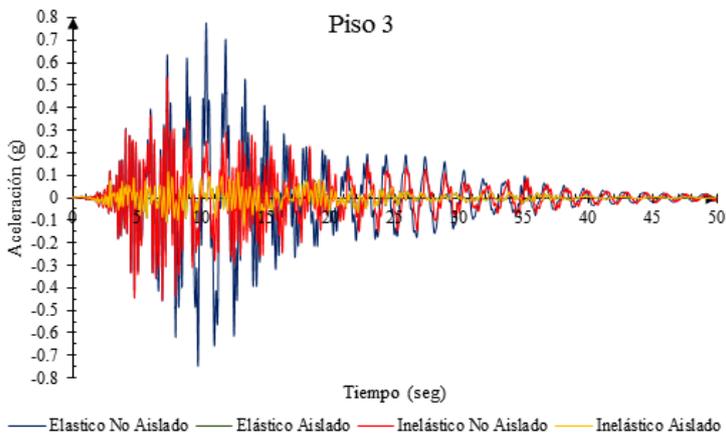
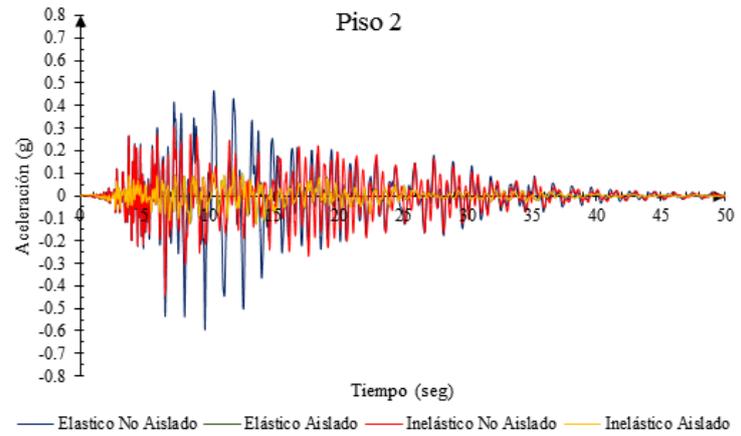
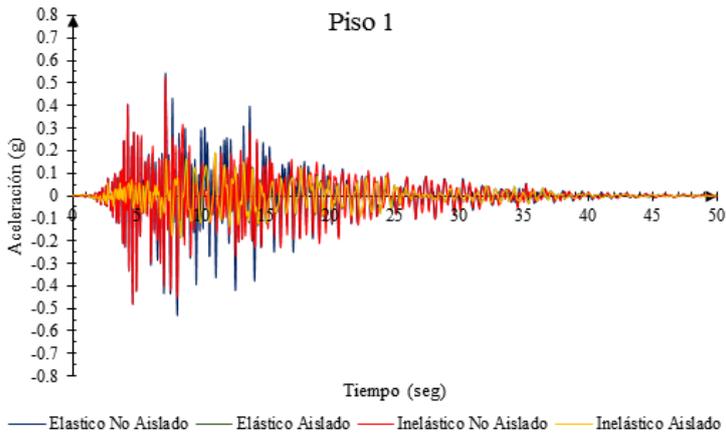


Sismo: KOBE



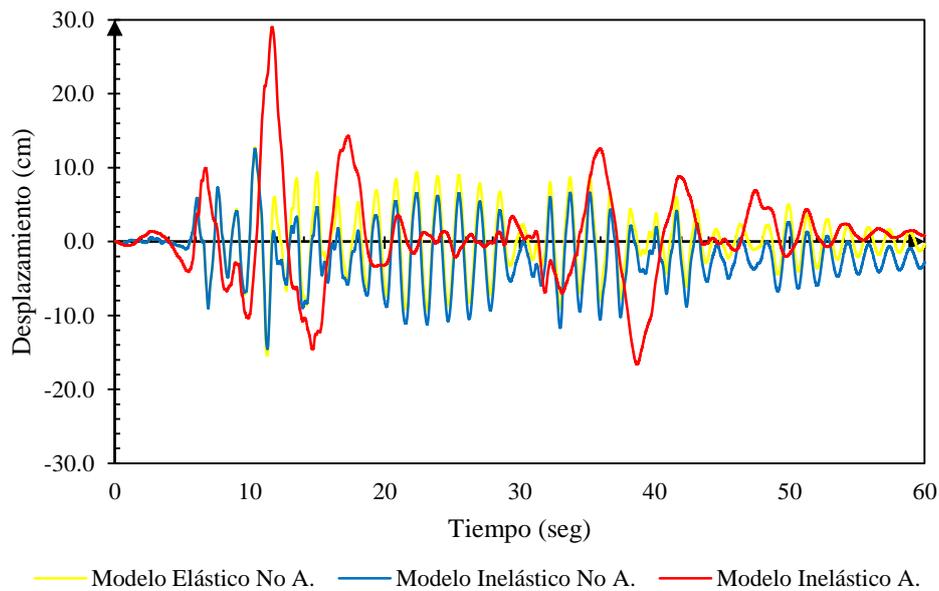
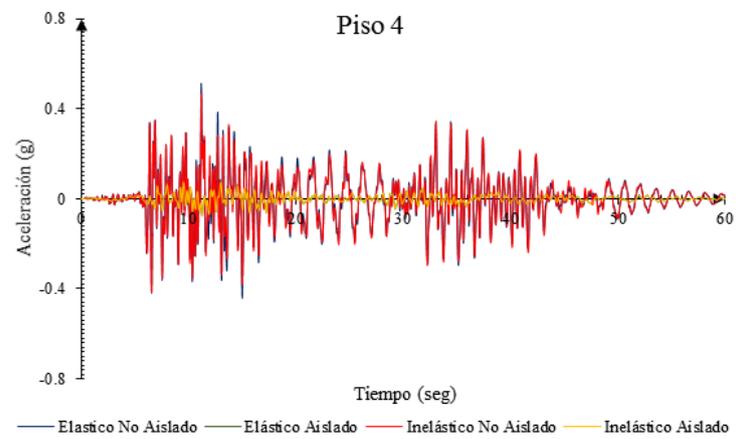
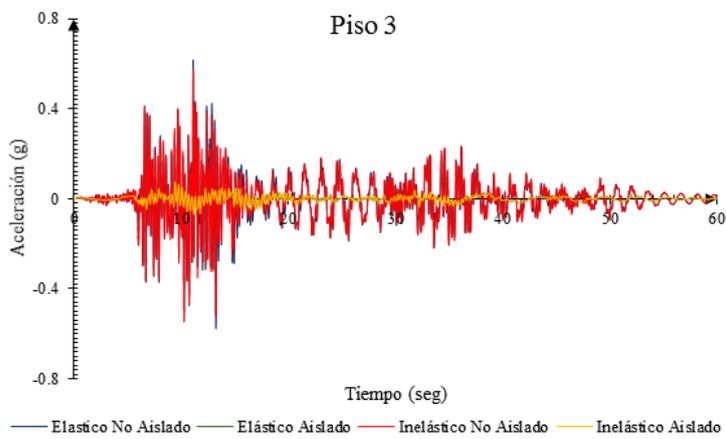
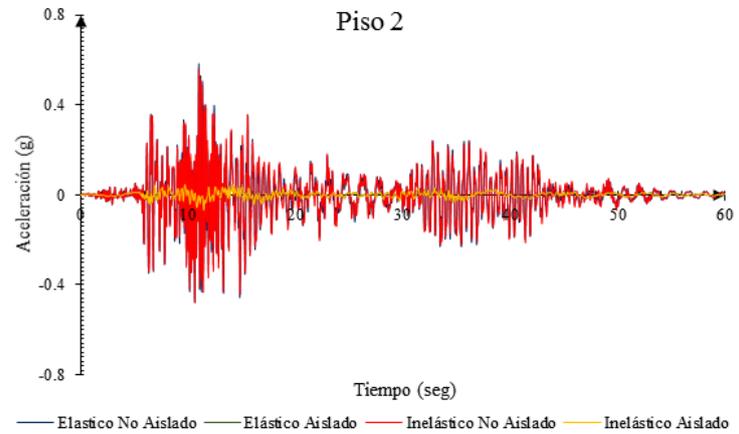
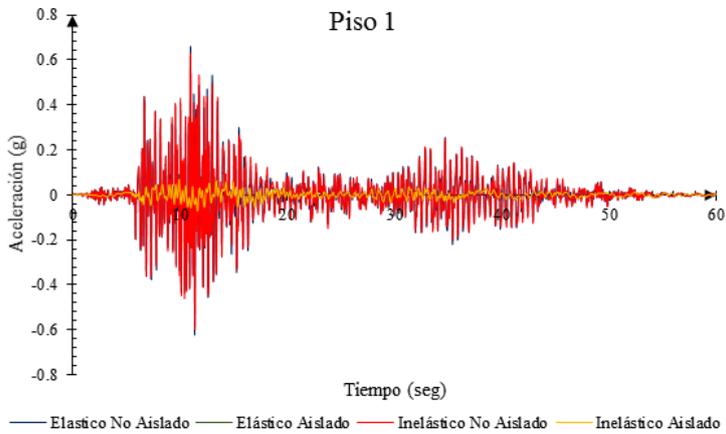


Sismo: LOMA PRIETA



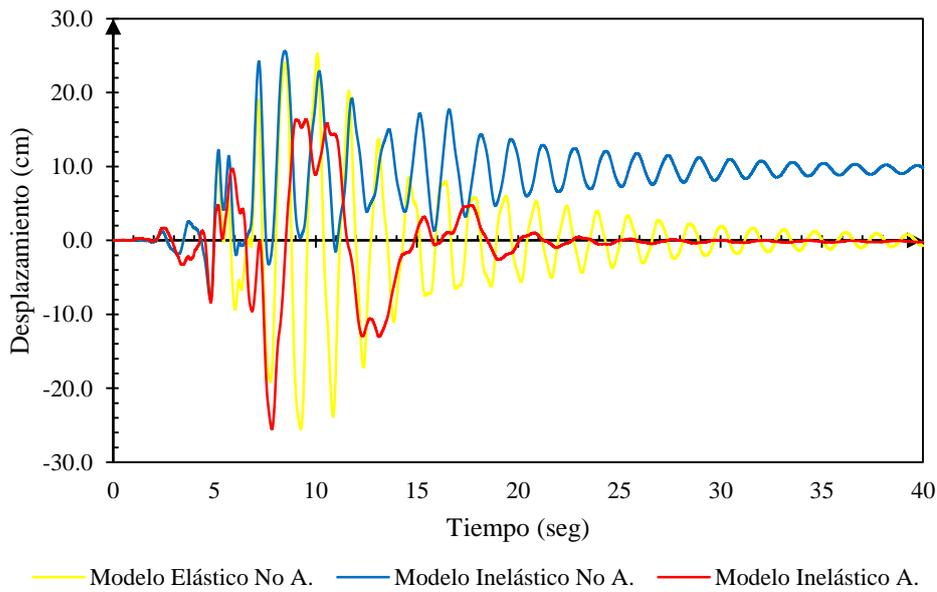
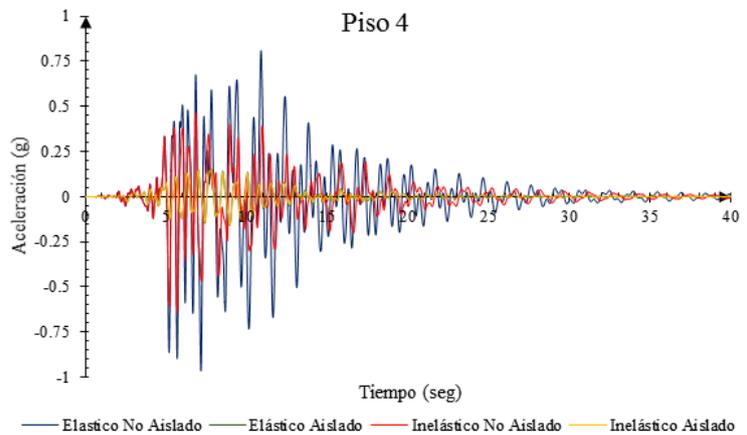
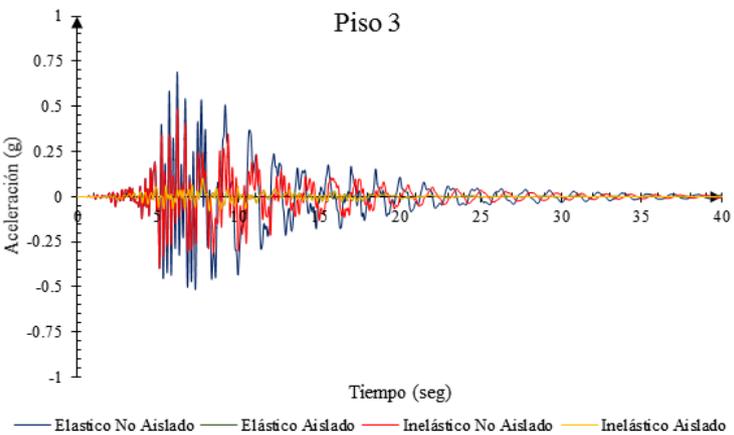
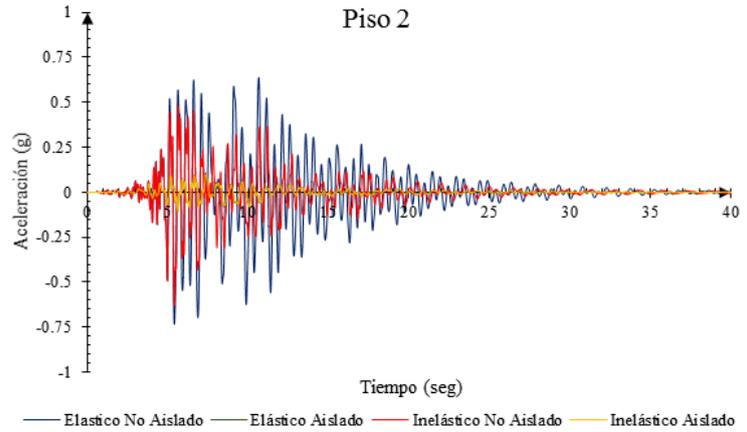
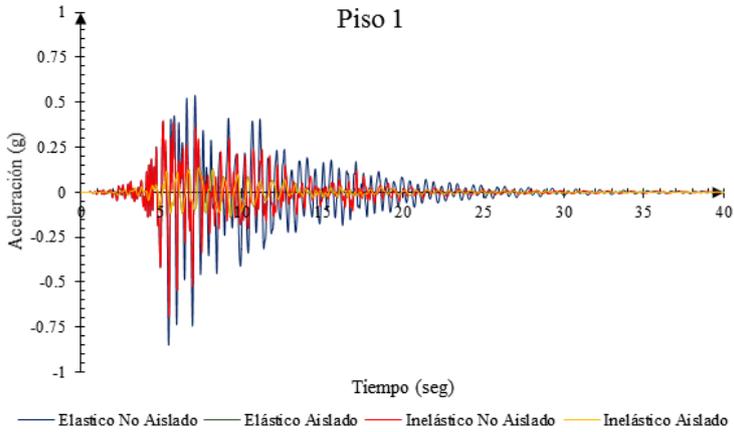


Sismo: MANJIL-ABBAR



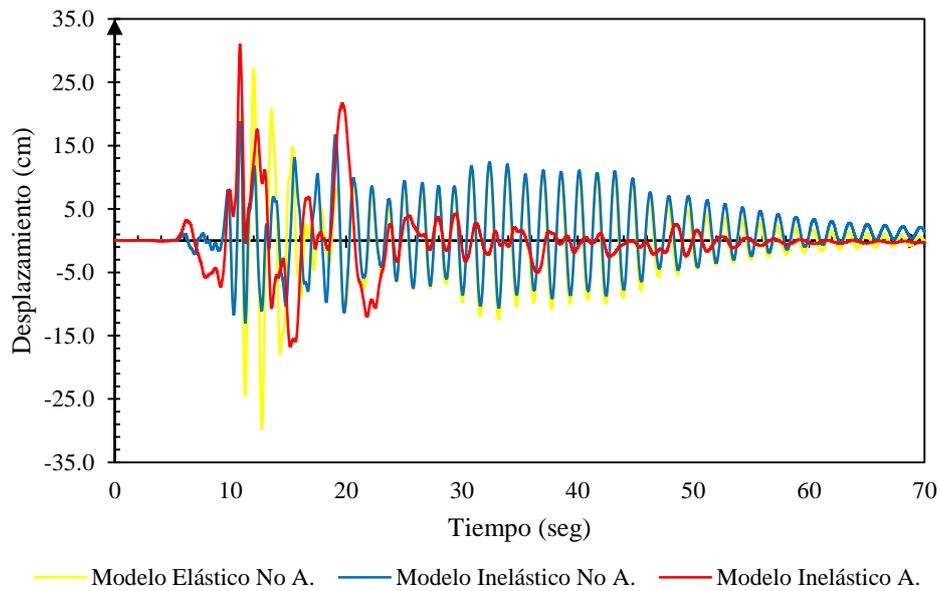
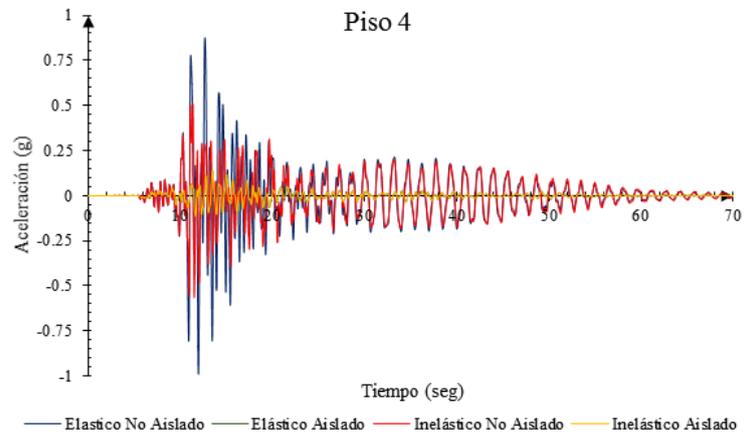
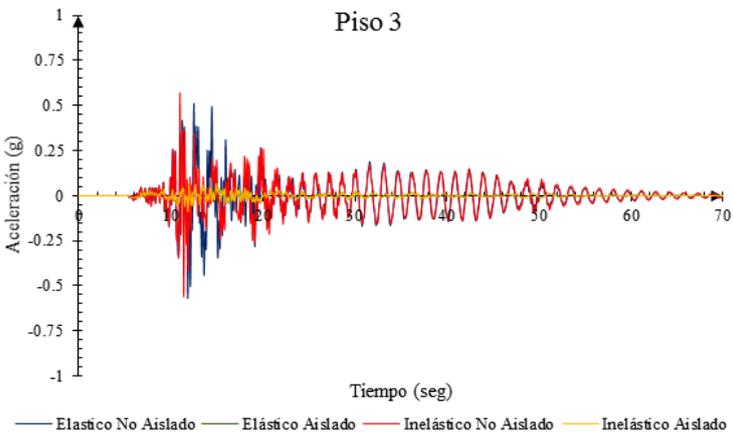
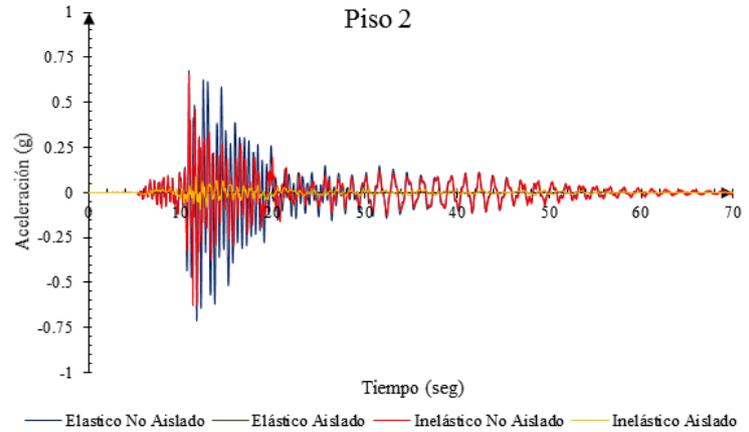
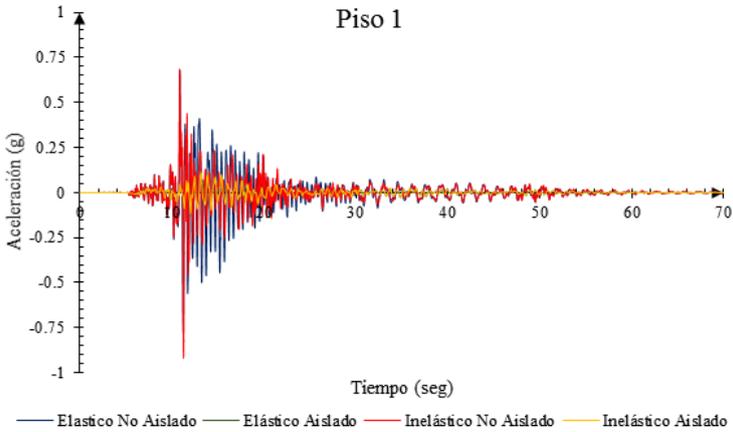


Sismo: NORTHRIDGE





Sismo: DUZCE-BOLU

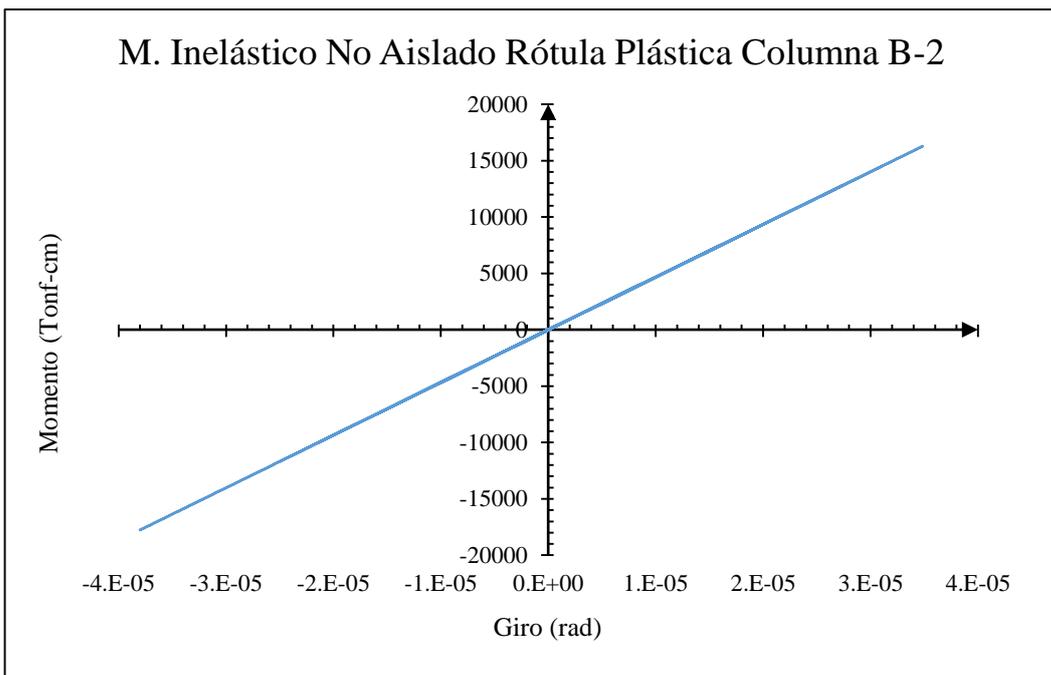
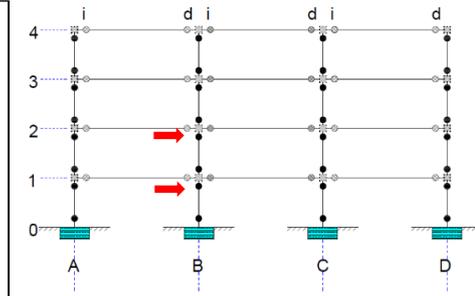
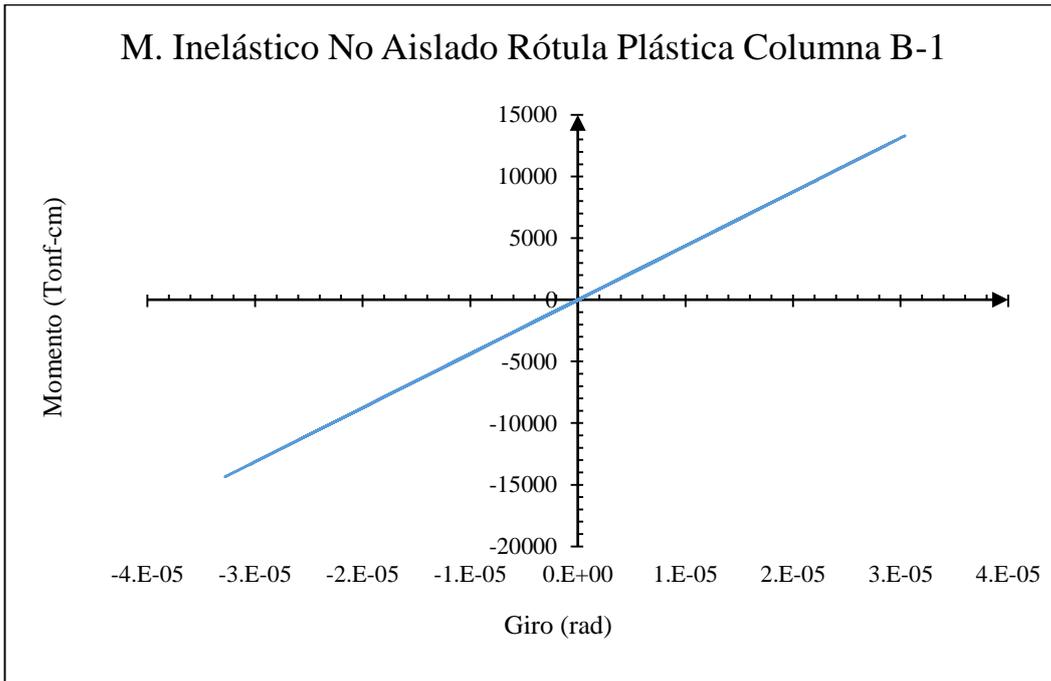




Anexo 4: Curvas Histeréticas para sismo Friuli-Tolmezzo.

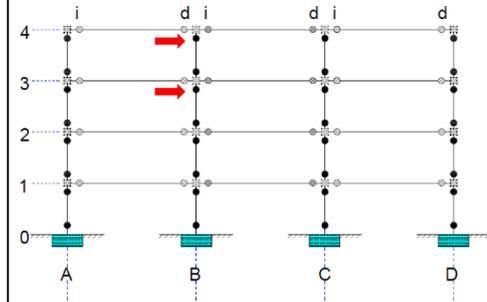
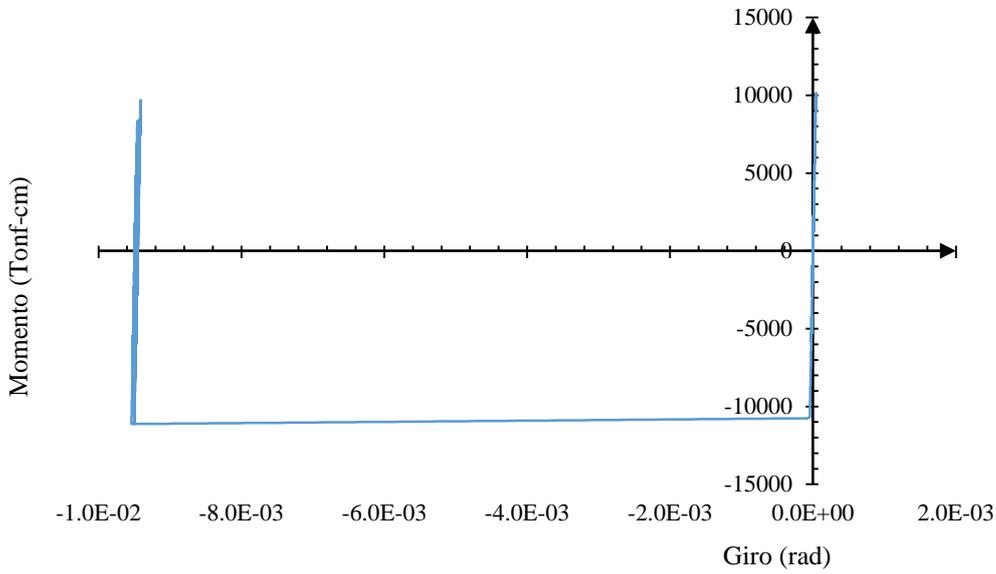
Las columnas y vigas se han numerado acorde a su ubicación. Es decir, la columna B-1 se puede encontrar en el eje horizontal B y a la altura del piso 1. En el caso de vigas la numeración se refiere al vano delimitado por sus ejes horizontales, el piso y la rótula analizada en paréntesis, por ejemplo la viga BC-1 (i) se refiere al vano BC del primer piso para la rótula izquierda.

Modelo Inelástico Sin Aislamiento

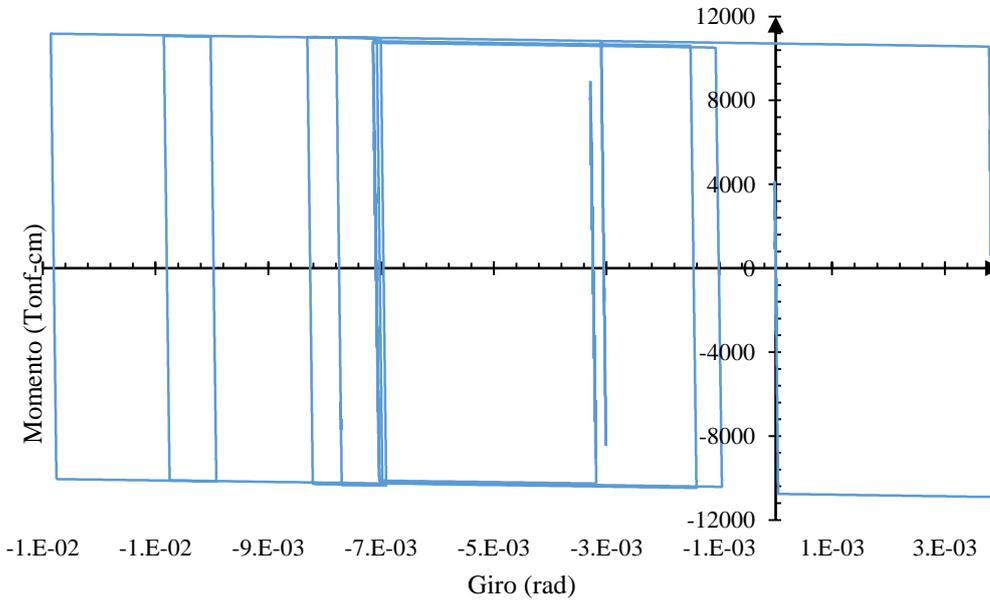


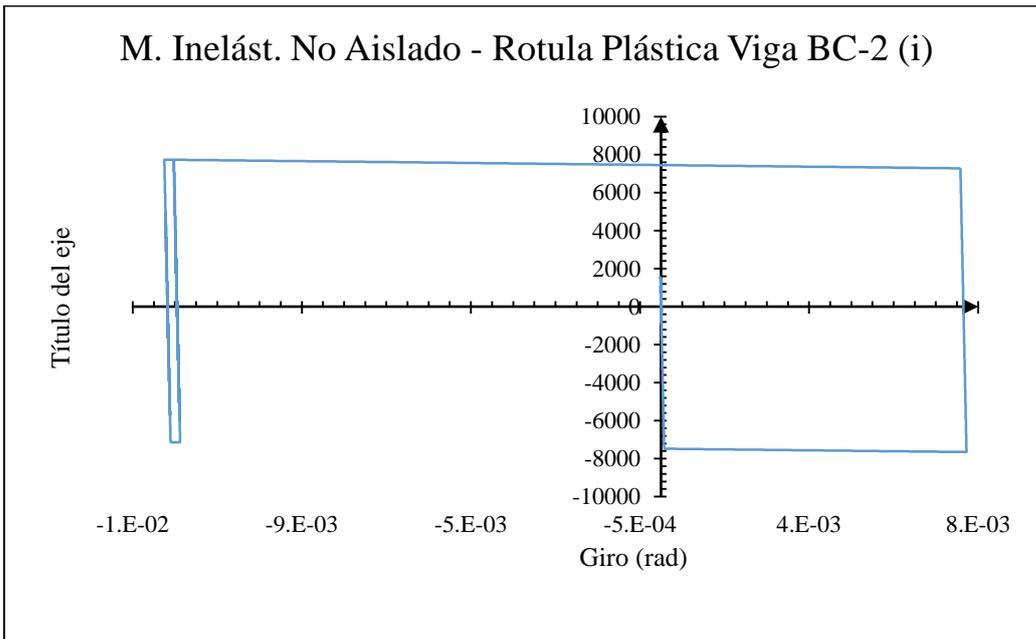
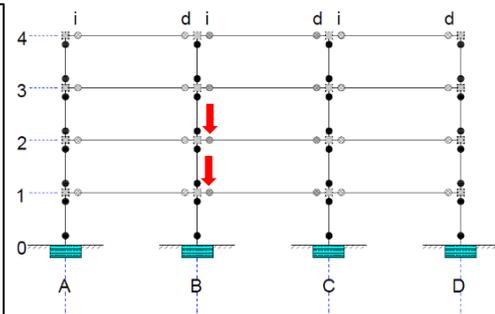
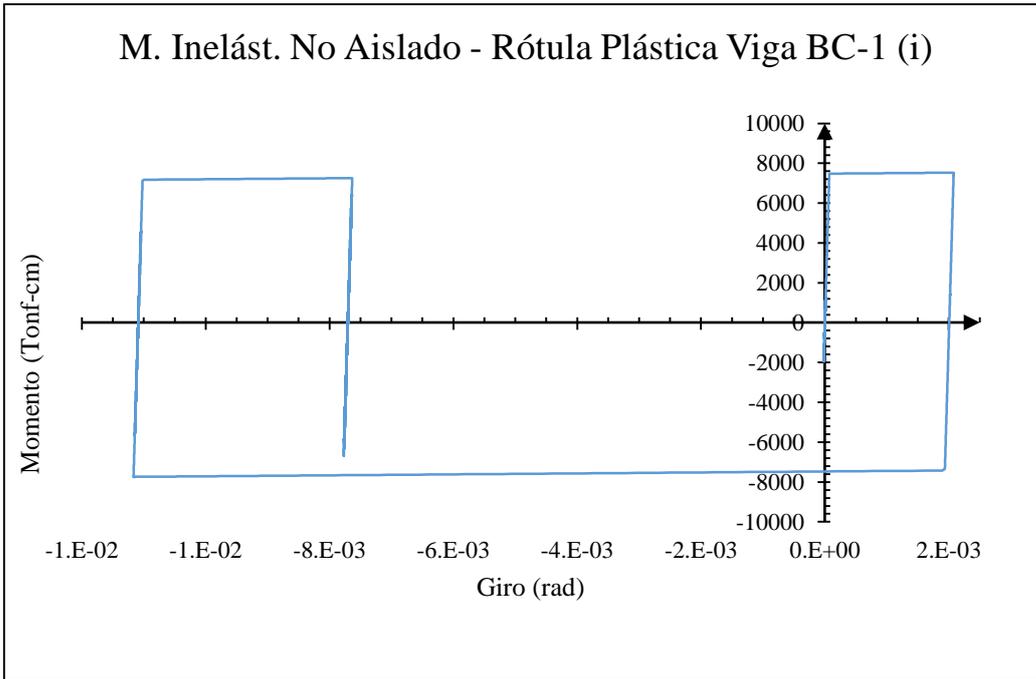


M. Inelástico No Aislado Rótula Plástica Columna B-3



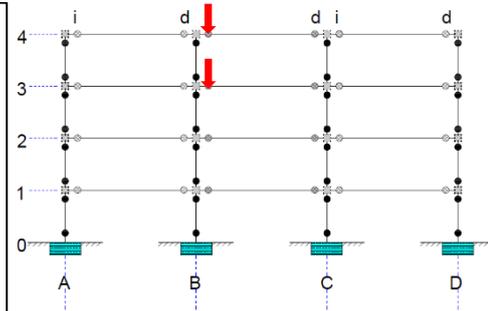
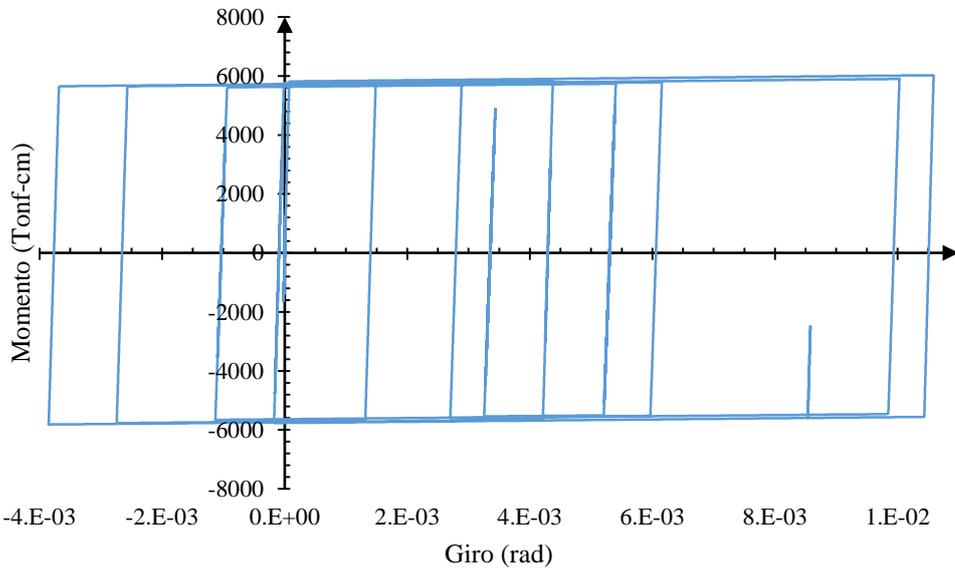
M. Inelástico No Aislado Rótula Plástica Columna B-4



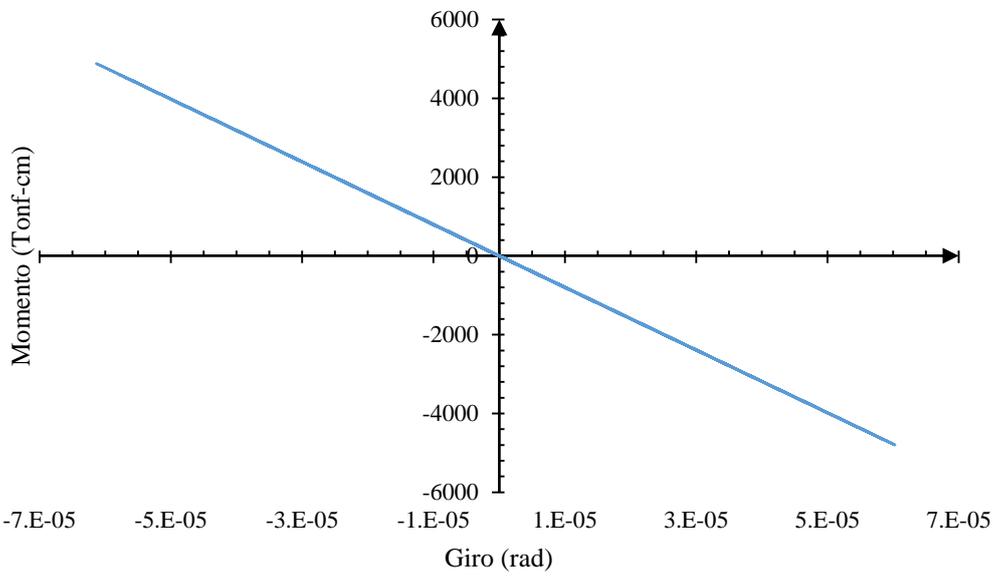




M. Inelást. No Aislado - Rótula Plástica Viga BC-3 (i)

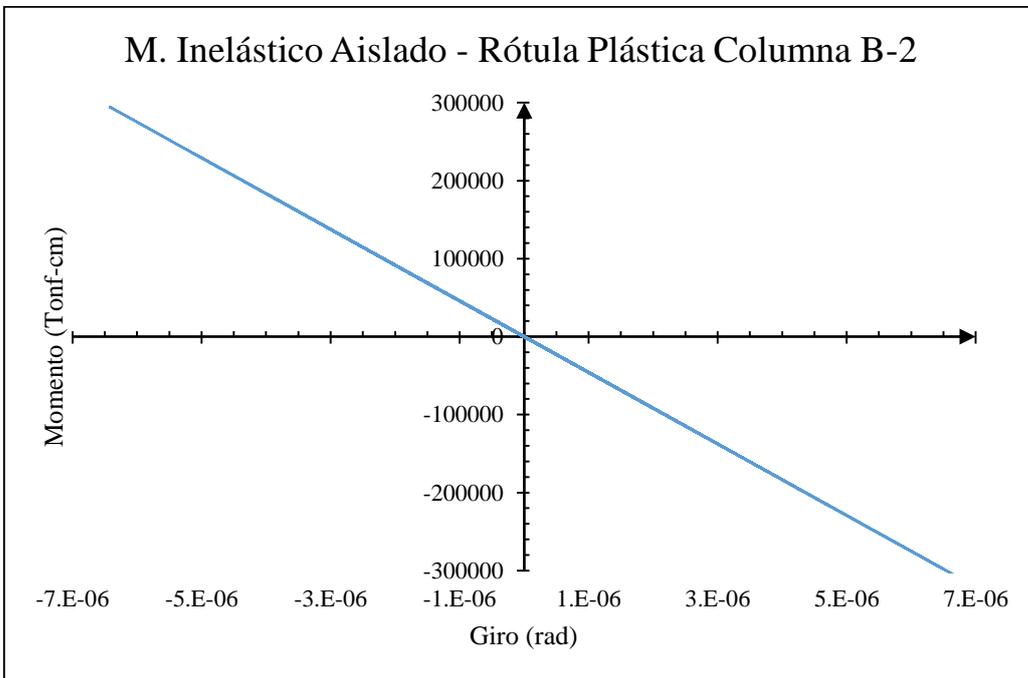
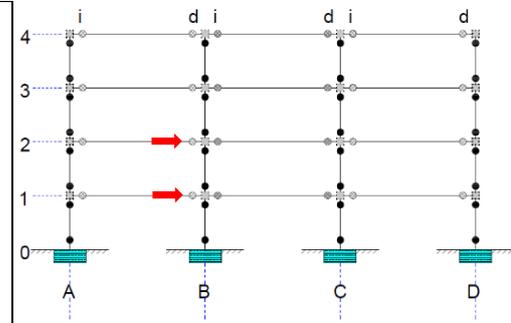
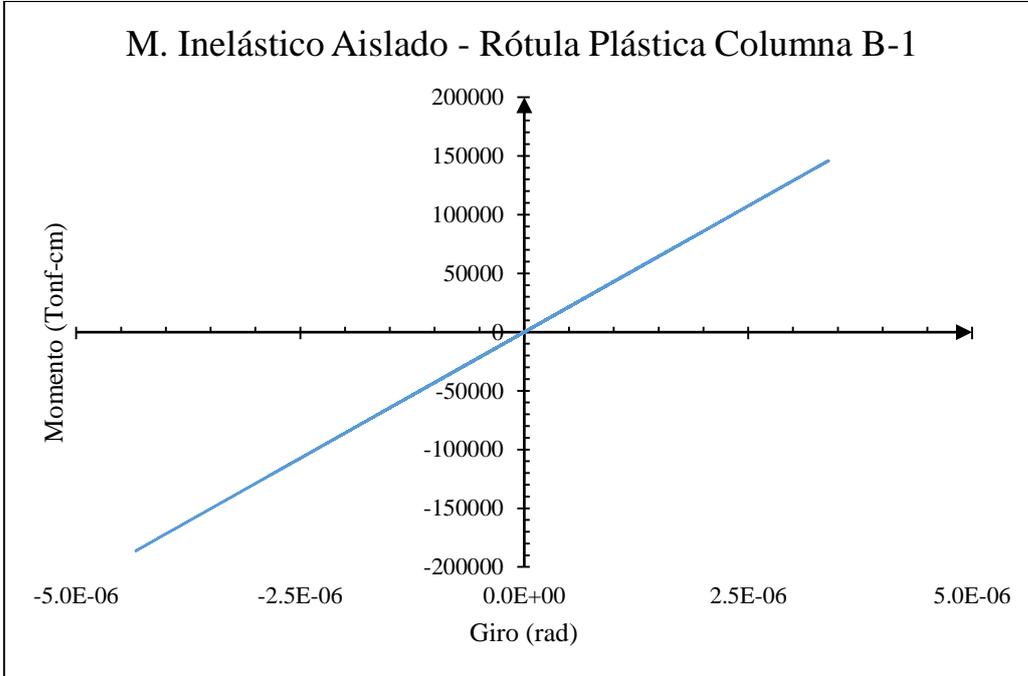


M. Inelást. No Aislado - Rótula Plástica Viga BC-4 (i)



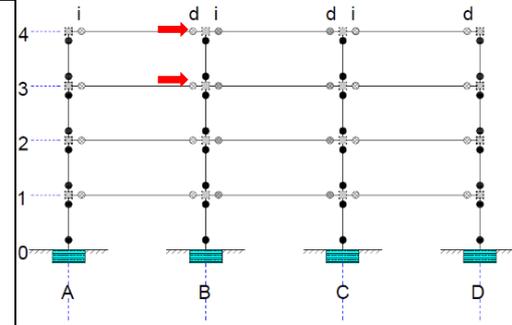
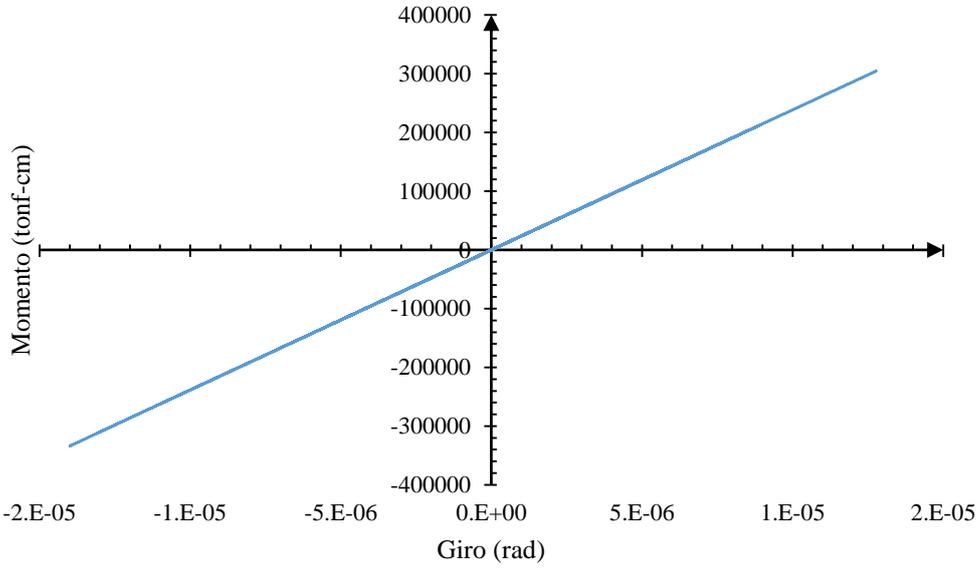


Modelo Inelástico Con Aislamiento

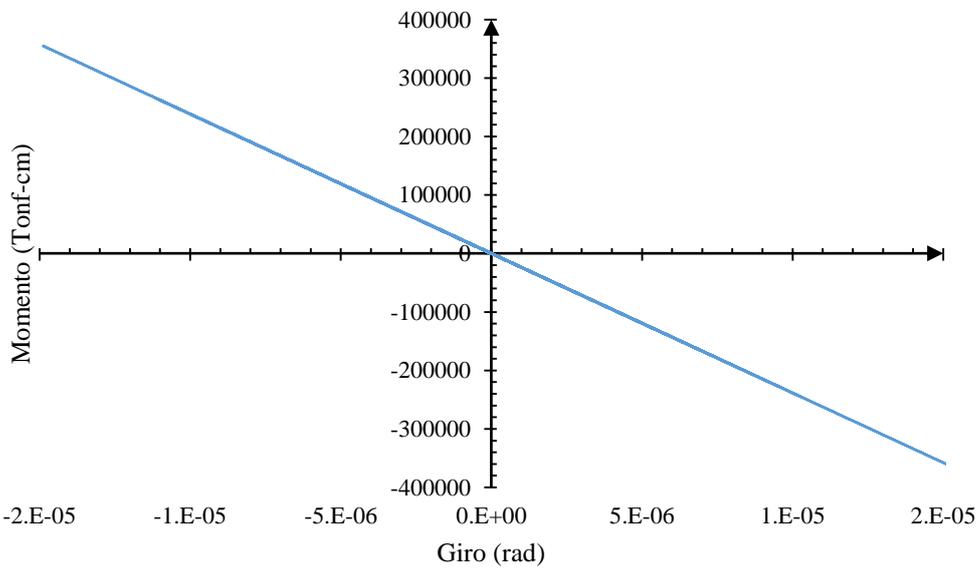




M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Columna B-3

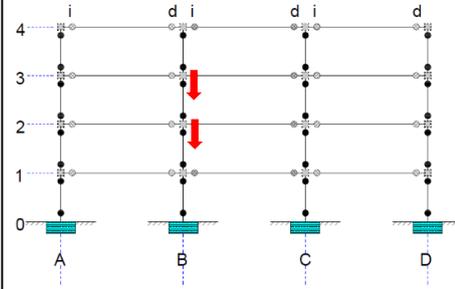
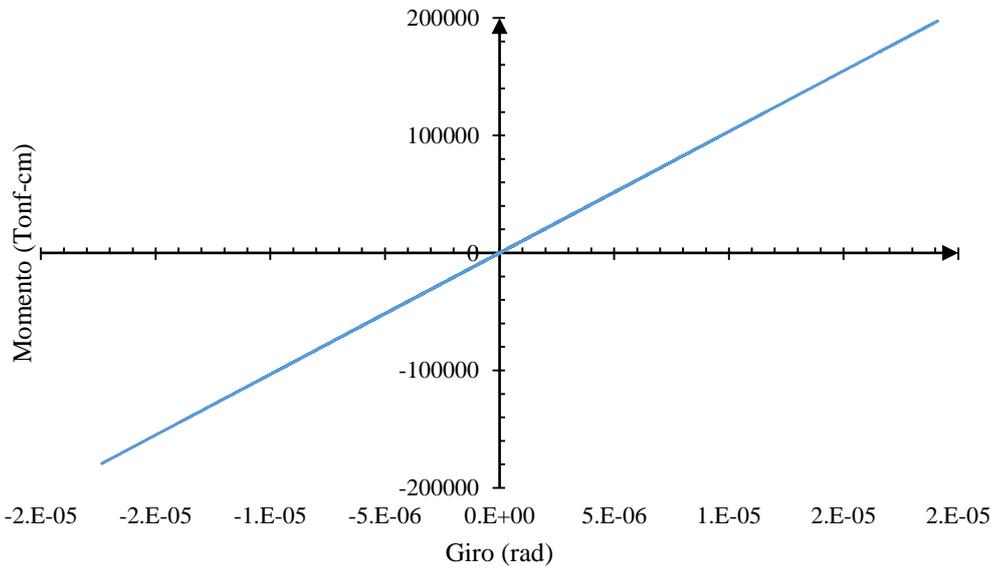


M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Columna B-4

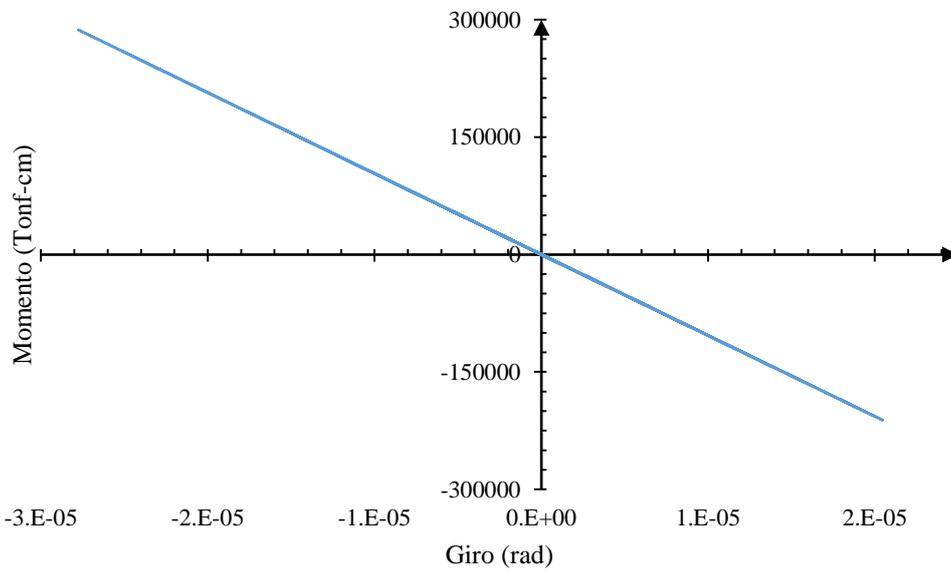




M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Viga BC-1 (i)

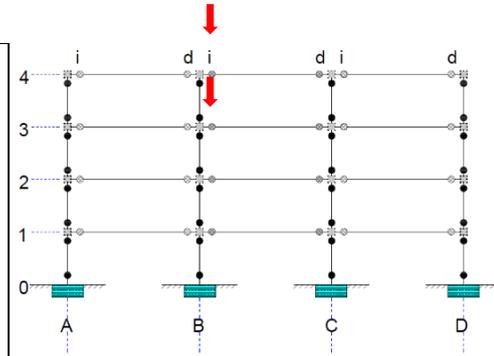
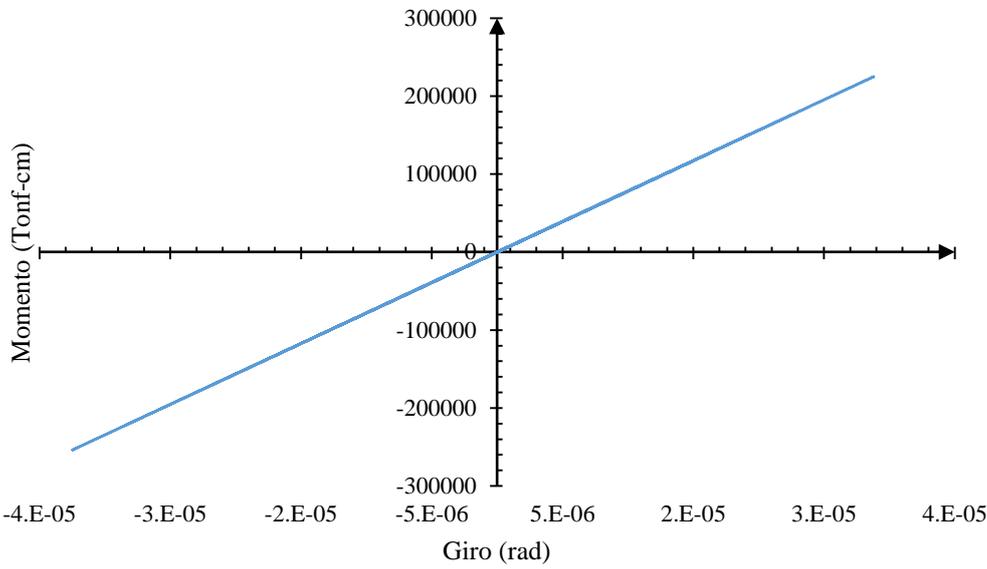


M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Viga BC-2 (i)

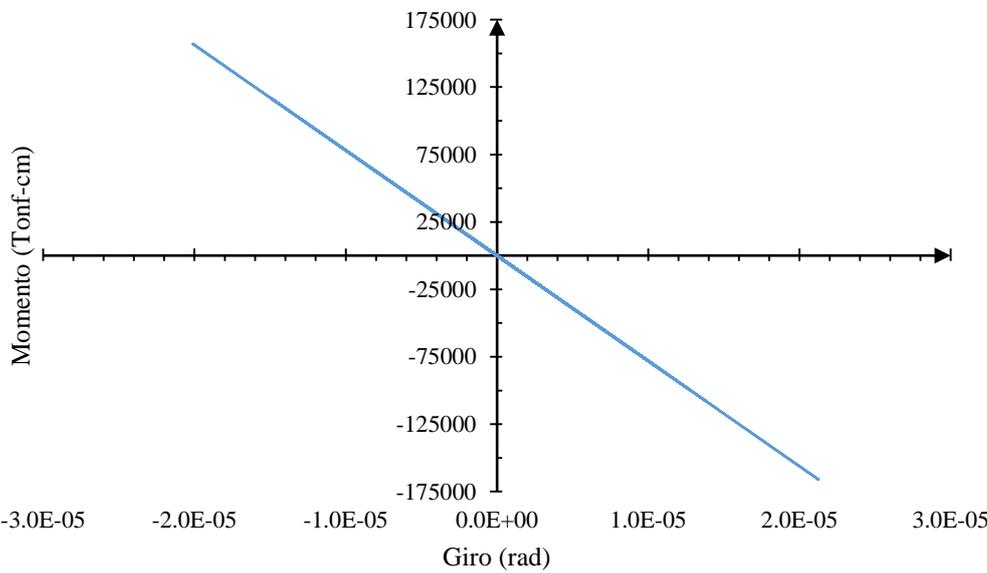




M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Viga BC-3 (i)



M. Inelástico Aislado - Rótula Plástica Viga BC-4 (i)

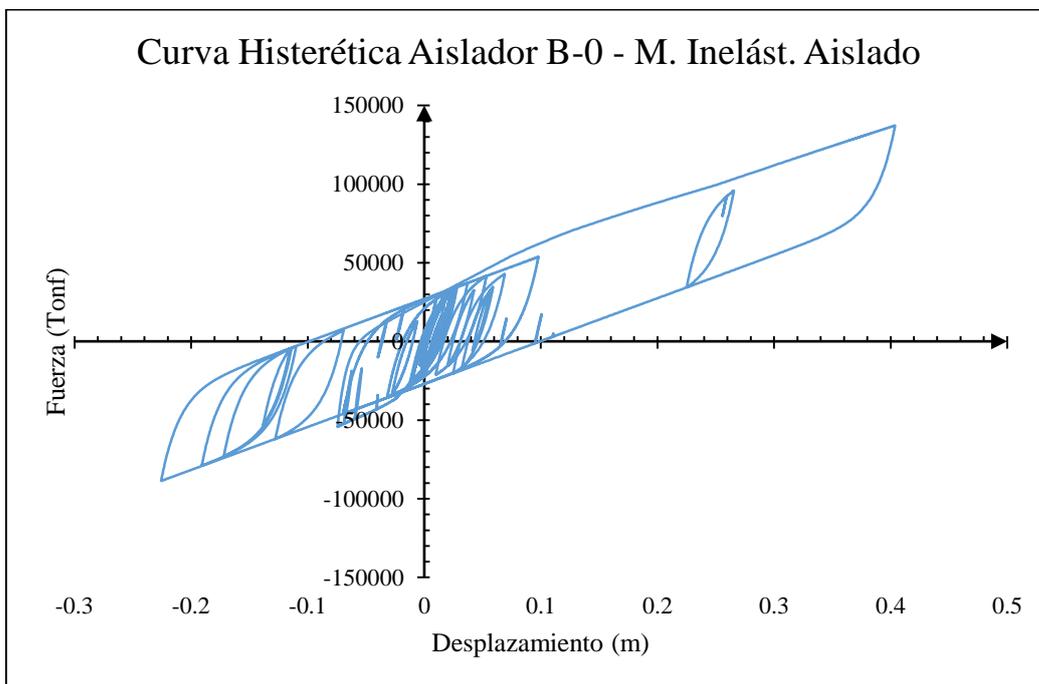
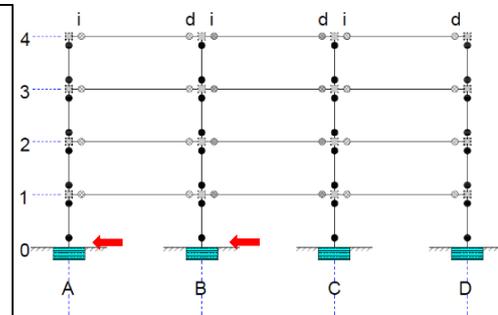
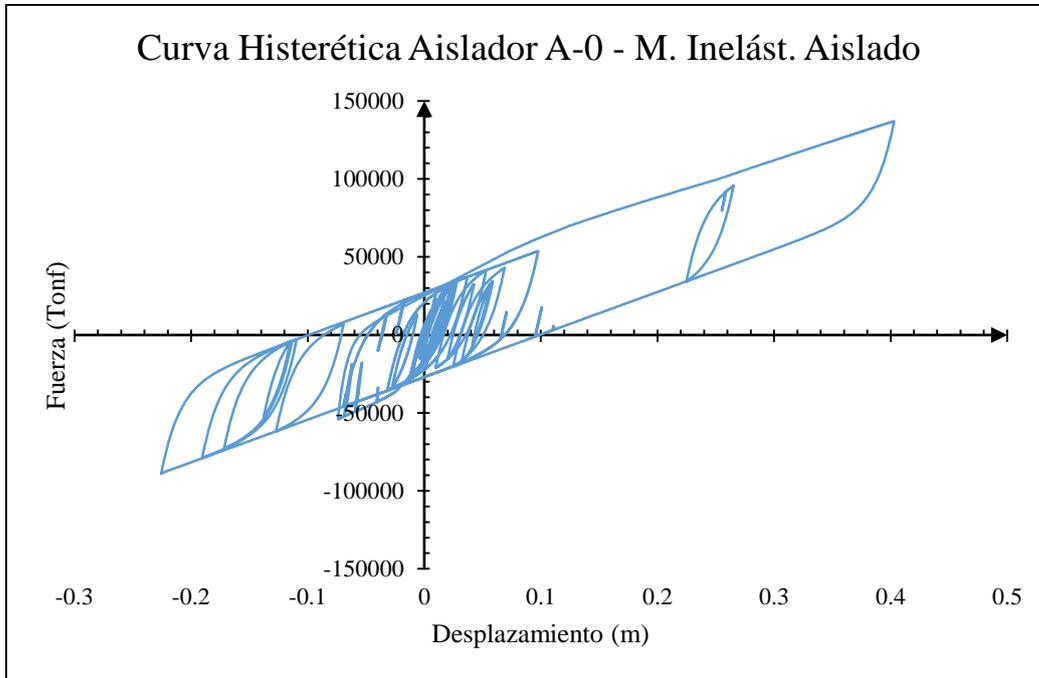




Anexo 5: Curvas Histeréticas de Aisladores para sismo Friuli-Tolmezzo

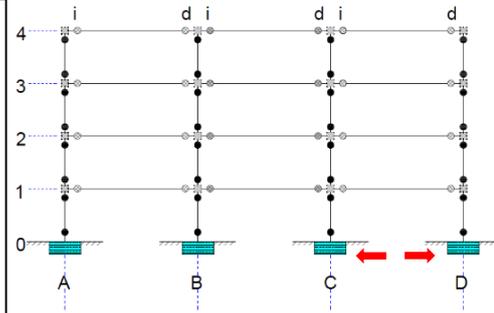
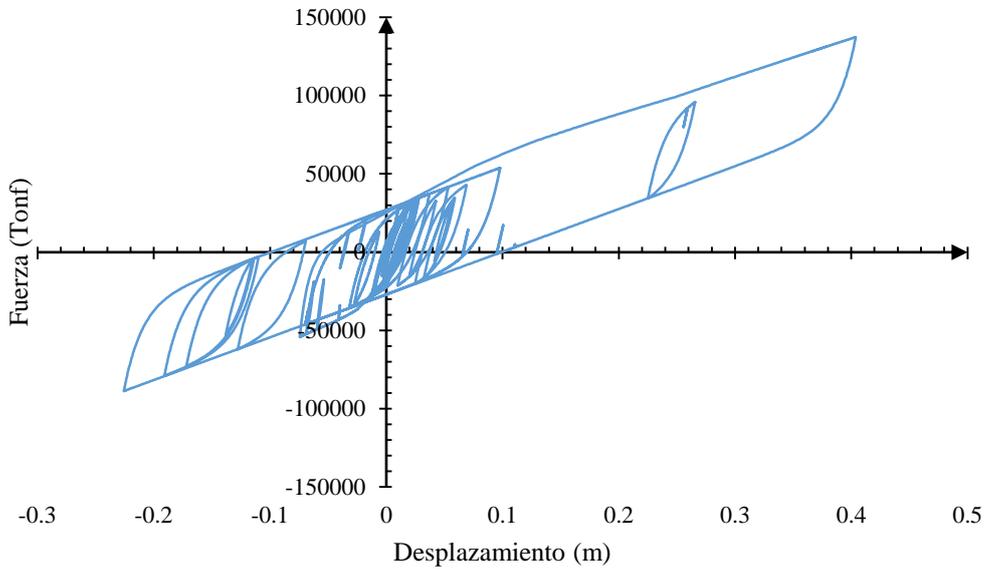
Los aisladores se numeraron de igual manera que las columnas. Es decir, el Aislador A-0 hace referencia al aislador del eje A para el piso 0.

Modelo Inelástico Aislado

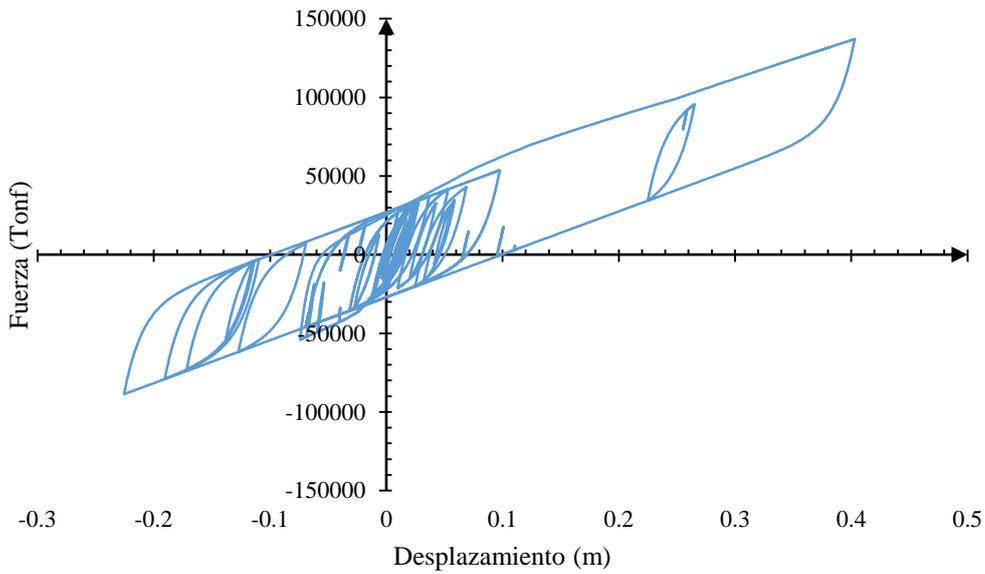




Curva Histerética Aislador C-0 - M. Inelást. Aislado

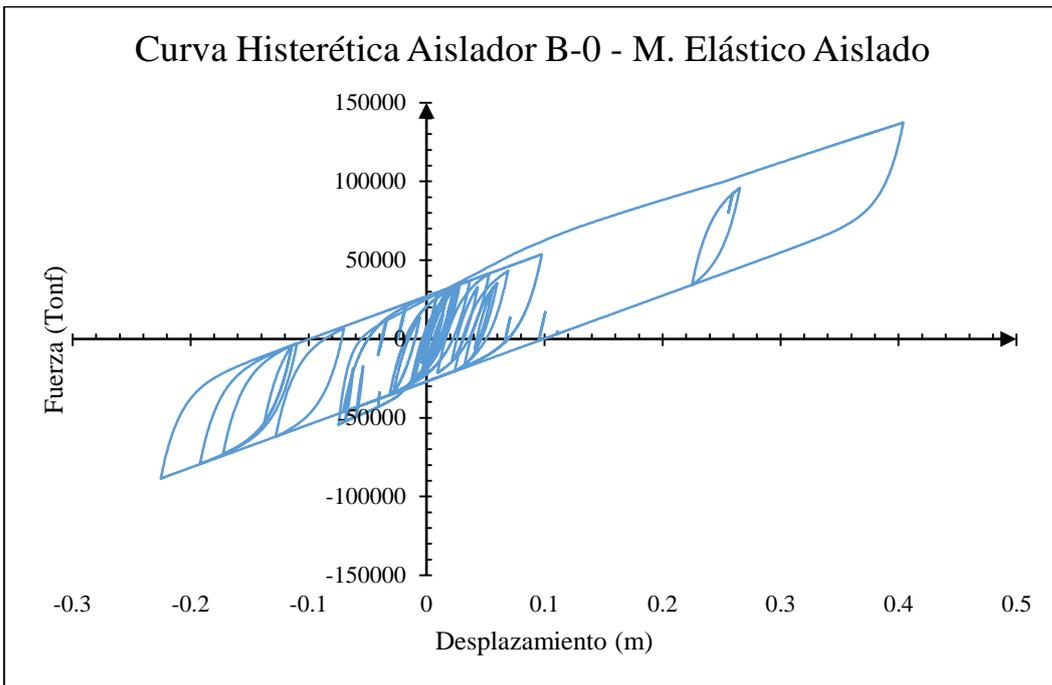
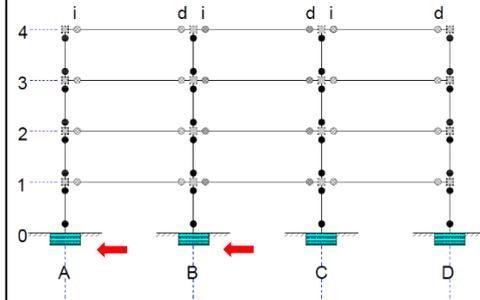
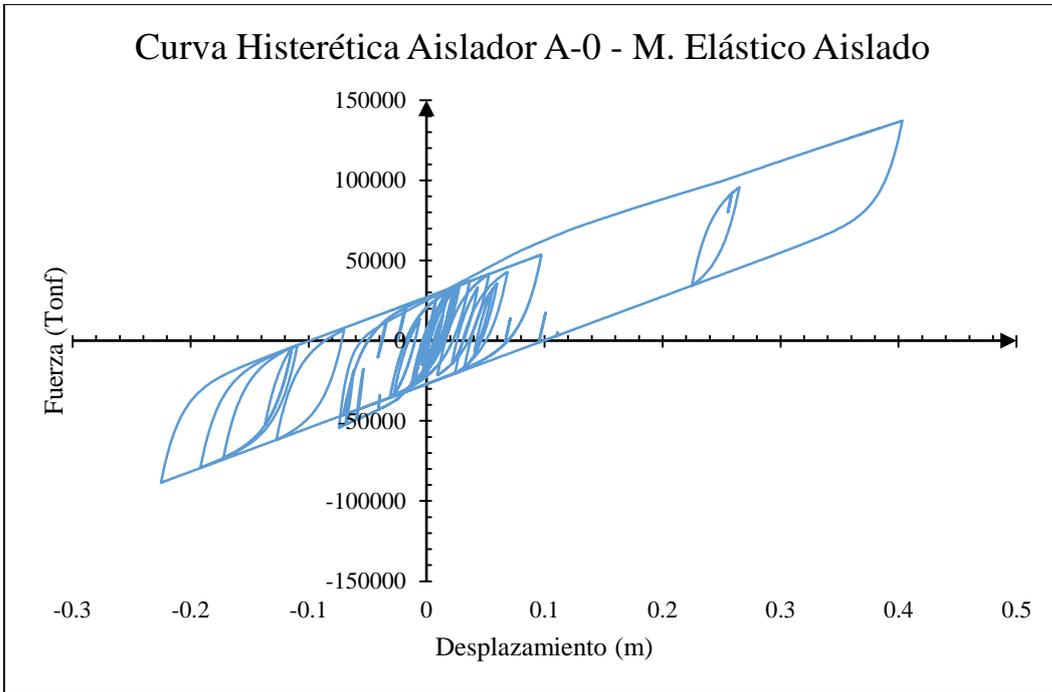


Curva Histerética Aislador D-0 - M. Inelást. Aislado



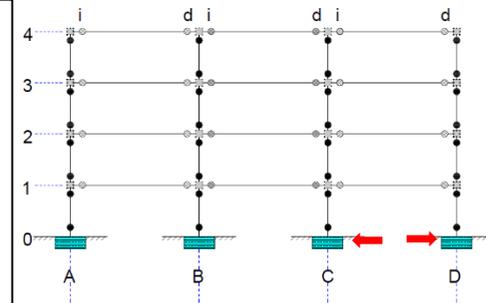
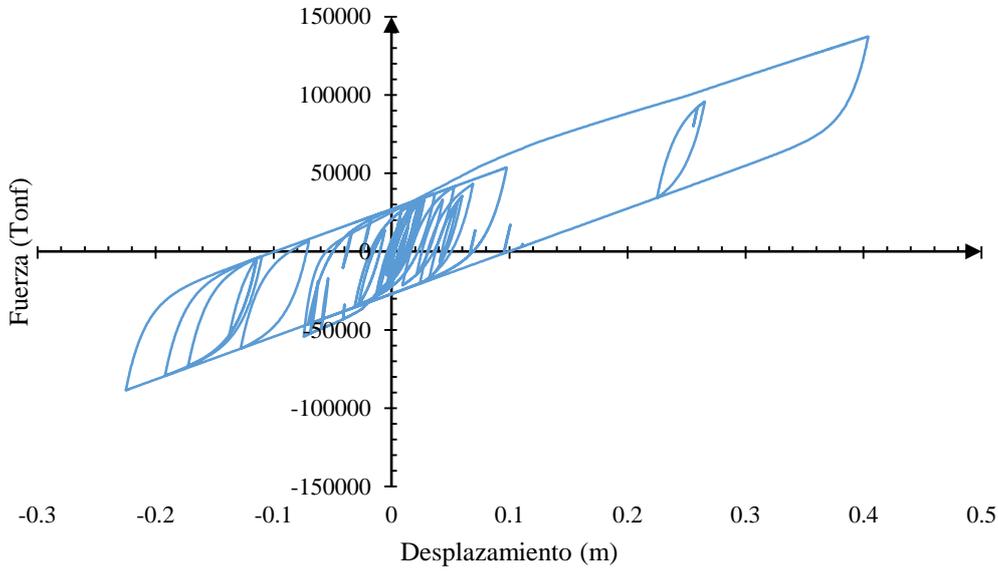


Modelo Elástico Aislado





Curva Histerética Aislador C-0 - M. Elástico Aislado



Curva Histerética Aislador D-0 - M. Elástico Aislado

