

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE EDIFICIOS DE PÓRTICOS AISLADOS SÍSMICAMENTE USANDO UN NUEVO DISPOSITIVO

A. Toledo Lopez¹, N. Maureira Carsalade², C. Oyarzo Vera³,

RESUMEN:

En el presente artículo se muestran los resultados de la implementación de aislamiento sísmico de edificios de pórticos usando un dispositivo propuesto en investigación previa. El dispositivo tiene como propósito resolver dos problemas fundamentales de los dispositivos de aislamiento elastoméricos actuales: la pérdida de estabilidad lateral en presencia de carga axial y la escasa resistencia a la tracción.

Se busca evaluar en esta tesis el potencial del dispositivo de aislación basal propuesto para reducir la respuesta de la superestructura, así como la demanda sísmica que la afecta. Para lograr lo anterior se analizaron 3 edificios con plantas iguales en 12, 18 y 24 pisos, con y sin aislamiento sísmico. El diseño y análisis se realizó en el software Etabs utilizando un aislador tipo péndulo friccional tracción/compresión, ya que su relación constitutiva es similar al dispositivo en estudio.

Los edificios estudiados se diseñaron considerando secciones de vigas y columnas iguales por bloques de 6 pisos para cada edificio. Se realizaron análisis dinámicos tiempo historia lineal y no lineal a las estructuras con base fija y con aislamiento basal respectivamente, sometidas a un registro sísmico ajustado al espectro de diseño de la NCh2745 en zona sísmica 3 y suelo C. Los resultados de las estructuras con aislamiento basal fueron contrastados con los correspondientes a la misma estructura fija en su base para determinar el efecto del uso de aislamiento sísmico en la reducción de la respuesta estructural.

El análisis de resultados mostró reducciones en la aceleración máxima de piso, en desplazamientos relativos de piso (Drift), y en corte basal debido al uso de aislamiento sísmico. Además, no se registró tracción en los aisladores en ninguno de los edificios estudiados, lo cual sugiere la posibilidad de extender el uso del dispositivo de aislamiento a estructuras más altas y/o esbeltas.

PALABRAS CLAVES: Aislamiento sísmico, reducción de respuesta, edificios moderadamente altos y esbeltos, análisis dinámico no lineal rápido.

ABSTRACT:

In this article the results of the implementation of seismic isolation of frame buildings using a device proposed in a previous research are shown. The purpose of the device is to solve two fundamental problems of current elastomeric devices: the loss of lateral stability in the presence of axial load and the low tensile strength.

The aim of this thesis is to evaluate the potential of the proposed base isolation device to reduce the response of the superstructure, as well as the seismic demand that affects it. To achieve the above, 3 buildings with identical floors were analyzed in 12, 18 and 24 floors, with and without seismic isolation. The design and analysis was carried out in the software Etabs using a tensile/compression frictional pendulum isolator, since its constitutive relationship is similar to the device under study.

The buildings studied were designed considering sections of beams and columns equals by blocks of 6 floors for each building. Dynamic linear and nonlinear analysis were performed on the structures with fixed base and with base isolation respectively, subjected to a seismic record adjusted to the design spectrum of NCh2745 in seismic

¹ Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, aftoledo@ing.ucsc.cl

² Profesor Auxiliar, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, nmaureira@ucsc.cl

³ Profesor Asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, CHILE, coyarzo@ucsc.cl

zone 3 and soil type C. The results of the structures with base isolation were compared with those corresponding to the same structure fixed in its base to determine the effect of the use of seismic isolation in the reduction of the response.

The analysis of results showed reductions in the maximum responses of acceleration of floors, relative displacements between floors (Drift), and in the base shear load, due to use of base isolation. In addition, no tensile axial loads were recorded in the isolators in any of the buildings studied, which suggests the possibility of extending the use of the isolation device to taller and/or slender structures.

KEYWORDS: Seismic isolation, reduction of response, mid-rise and slender buildings, fast nonlinear dynamic analysis.

1. INTRODUCCIÓN

Durante la última década el concepto de aislamiento sísmico se ha comenzado a considerar cada vez más como una alternativa en el diseño sismorresistente de estructuras, especialmente en aquellos casos en que se busca un mejor desempeño sísmico para las edificaciones y sus contenidos. El buen desempeño que las estructuras aisladas han tenido durante los sismos en Northridge, Los Ángeles USA, (1994) y Kobe, Japón, (1995), avalan las bondades de esta alternativa en cuanto a aumentar considerablemente el nivel de seguridad para las personas y la operatividad de la estructura después de un sismo.

El aislamiento sísmico consiste en introducir un elemento de apoyo de alta flexibilidad lateral y gran rigidez vertical que desacopla a la estructura del movimiento que se propaga por el suelo donde esta se funda. Los aisladores reducen notablemente la rigidez lateral del sistema estructural, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija. (Quezada, (2005)). Esto traslada al sistema completo a una zona de menor demanda sísmica en el espectro de amenaza de sitio considerado en las normas de diseño.

Basado en la idea de reducir la demanda sísmica en lugar de aumentar la capacidad resistente de las estructuras, el aislamiento sísmico es un método muy efectivo para mitigar o reducir los posibles daños producidos por los terremotos. La correcta aplicación de esta tecnología conduce a un mejor comportamiento de las estructuras, la cual sigue comportándose esencialmente en rango elástico durante terremotos de gran magnitud. (Zacarias & Jonatan (2015)).

Los dispositivos más comúnmente usados en aislamiento sísmico son los aisladores elastoméricos. Estos son muy efectivos en proteger estructuras rígidas y poco esbeltas. Sin embargo, tienen deficiencias en su desempeño frente a elevadas cargas de compresión y en presencia de cargas de tracción, volviéndose inestables lateralmente con las primeras y pudiendo fallar por cavitación con las segundas (Kelly (1993)). En la investigación desarrollada por Maureira, N. y Sanhueza, F. con motivo del proyecto DIN 08-2015, se desarrolló un dispositivo de aislamiento que busca resolver los dos problemas antes mencionados de los aisladores elastoméricos. En el informe final de dicho proyecto, Maureira y Sanhueza (2017) describen un mecanismo de aislamiento capaz de resistir elevada carga axial de compresión sin perder estabilidad lateral, teniendo además resistencia a carga de tracción significativa.

En Silva et al (2017) se realizó un análisis experimental de modelos de edificios a escala que demostró la efectividad del dispositivo propuesto por Maureira y Sanhueza (2017) en reducir la respuesta estructural al analizar modelos idénticos con base fija y con aislamiento basal.

Lo anterior plantea como objetivo general del presente artículo la evaluación numérica de la efectividad del mecanismo de aislamiento sísmico propuesto en la reducción de la respuesta estructural y la demanda sísmica que afecta a edificios, conservando el estándar de seguridad en resistencia y estabilidad del aislador. Para lograr lo anterior se analizaron 3 edificios con plantas iguales en 12, 18 y 24 pisos, con y sin aislamiento sísmico, buscando reproducir los prototipos que dieron origen a los modelos a escala estudiados por Silva et al (2017). En la definición de los modelos de análisis se procuró reproducir el período fundamental y el período de aislamiento

considerados en la investigación antes mencionada. El diseño y análisis numérico se realizó en el software Etabs utilizando un aislador tipo péndulo friccional tracción/compresión, ya que su relación constitutiva es similar al dispositivo en estudio. Se determinaron los parámetros de diseño de dicho dispositivo de aislamiento con el fin de reproducir de la manera más fidedigna posible las características del sistema de aislamiento utilizado por Silva et al (2017).

Se realizó un análisis dinámico tiempo-historia lineal y no lineal (FNA) a los edificios con base fija y aislada respectivamente, considerando como input un registro sísmico sintético ajustado al espectro de diseño de la NCh2745. Cada edificio fue analizado considerándolo fijo en su base y con aislamiento basal. Se determinó la respuesta estructural y se calculó aceleración máxima de piso, Drift máximo de piso y corte basal máximo para todas las estructuras analizadas tanto con base fija como con aislamiento basal. Para cada una de las respuestas antes mencionadas se definió una respuesta adimensional por normalización de la respuesta del edificio con aislamiento basal respecto de la respuesta del mismo edificio fijo en su base. Esto último con el fin de que dicha respuesta muestre la efectividad del uso del aislamiento sísmico y que a su vez pueda ser comparable entre edificios diferentes.

Los resultados muestran reducción de la respuesta estructural y de la demanda sísmica al incorporar aislamiento sísmico utilizando el dispositivo propuesto por Maureira y Sanhueza (2017). Se determinó que es posible reducir la deriva de piso (Drift) hasta en un 55%, se observó disminuciones de las aceleraciones de piso del 73% y reducción del corte basal en un 89%. Además, se verificó que el mecanismo de aislamiento no es demandado en ningún caso por cargas axiales de tracción, por lo tanto, no existe levantamiento de las estructuras.

2. METODOLOGIA

En esta investigación se realizó análisis dinámico tiempo historia mediante el software comercial Etabs a un set de modelos de edificios con base fija y con aislamiento basal. En los análisis con aislamiento basal se buscó incorporar el modelo de un dispositivo de aislamiento sísmico propuesto por Maureira y Sanhueza (2017). Este dispositivo es un mecanismo rotulado en su base con un elemento pos-tensado en su interior que proporciona la rigidez lateral y resistencia a tracción; cuenta con un cascarón semiesférico en su coronamiento, sobre el cual se apoya la superestructura la cual puede rodar sobre éste, como se muestra en la Figura 1. El dispositivo cumple con ser lateralmente flexible, parámetro que es controlado por diseño de la tensión del elemento pos-tensado en su interior. Además, es verticalmente muy rígido gracias a su materialización, resistiendo cargas elevadas de compresión axial sin pérdida de estabilidad lateral. El elemento pos-tensado en su interior, junto con proporcionar rigidez lateral, ayuda a resistir cargas eventuales de tracción de magnitud significativa en comparación con la carga axial de peso propio. La rotación en torno a la rótula basal permite disipar energía por roce, reduciendo así en parte la demanda impuesta por el sismo.

Debido a que el dispositivo antes mencionado es una creación original y reciente, su modelo numérico no se encuentra incorporado en los softwares de análisis, por lo que se optó por modelarlo utilizando el péndulo de fricción (T/C) propuesto por Zayas y Low (2013), cuyo esquema se muestra en Figura 2. El modelo numérico del dispositivo antes mencionado está disponible en Etabs y, pese a las diferencias arquitectónicas con el modelo propuesto, su modelo matemático es similar al de este último. Este dispositivo de aislamiento posee rigidez lateral prácticamente constante, disipación de energía por roce, es estable frente a elevadas cargas de compresión axial y es resistente a tracción, al igual que el dispositivo propuesto cuya efectividad se busca analizar. Teniendo en cuenta lo anterior el problema a abordar consiste en, dadas las características del sistema de aislamiento utilizado por Silva et al (2017) en sus análisis experimentales a escala, se requiere determinar los parámetros del dispositivo de péndulo friccional T/C que reproducen el comportamiento del dispositivo de aislamiento propuesto utilizado en la citada investigación. Por lo anterior, se exponen en esta tesis las ecuaciones básicas que rigen el comportamiento mecánico y dinámico de ambos dispositivos de aislamiento, para determinar la equivalencia entre ambos con el fin de realizar un análisis numérico representativo del uso del dispositivo propuesto.

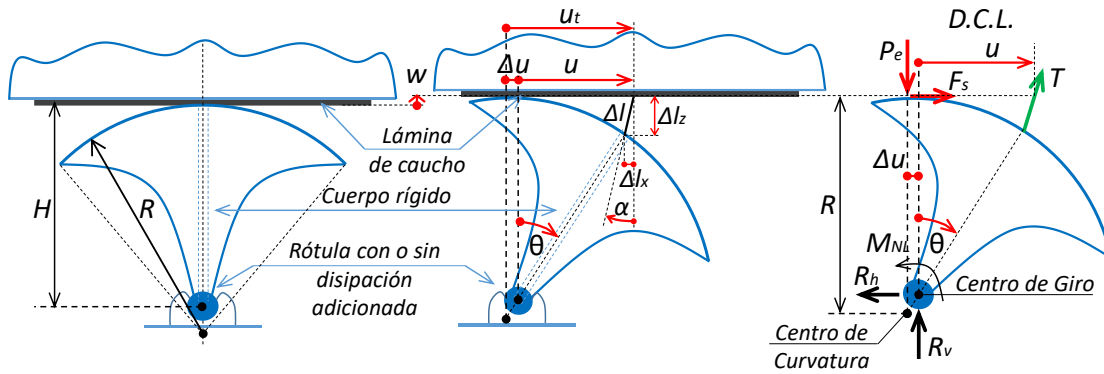


Figura 1. Dispositivo de aislamiento sísmico propuesto. Fuente: Maureira y Sanhueza (2017).

El dispositivo de aislamiento basal tipo péndulo de fricción (T/C), es un péndulo de fricción biaxial que admite tanto tensión como compresión, y tiene un comportamiento desacoplado entre corte y carga axial en ambas direcciones horizontales. La resistencia a la fricción puede ser diferente dependiendo si el aislador está en tracción o compresión. El dispositivo consiste en dos rieles ortogonales cóncavos que están interconectados entre sí como se muestra en Figura 2. Su fin es proporcionar aislamiento sísmico con prevención de levantamiento por tracción. Roussis y Constantinou (2005) describen detalladamente sus ecuaciones constitutivas, de las cuales en esta tesis sólo se mostrarán las más relevantes para el análisis. El modelo de fricción se basa en el comportamiento histerético propuesto por Wen (1976), y Park, Wen y Ang (1986), el cual es también recomendado por Zayas and Low (1990).

Las propiedades de rigidez y amortiguamiento del péndulo friccional (T/C) están determinadas por el radio de curvatura (R) de las superficies cóncavas donde ocurre el deslizamiento y el coeficiente de fricción (μ). Además, este dispositivo limita la transferencia de corte a lo largo de la superficie de aislación al restringir el coeficiente de fricción y aumentar el radio de curvatura (Monge-Romo 2014).

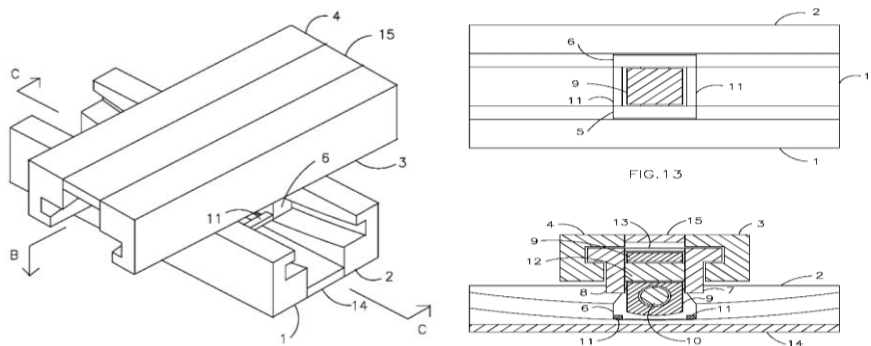


Figura 2. Dispositivo de péndulo de fricción Tracción – Compresión utilizado en los análisis numéricos. Fuente: Zayas y Low (2013)

2.1 Estructuras analizadas

Se diseñaron tres tipos de edificios de planta cuadrada, utilizando el software Etabs. Los tres edificios se diferencian en su altura manteniendo la misma planta con razón de aspecto 1:1. El diseño de las secciones de elementos estructurales se consideró igual en bloques de 6 pisos, siendo estas determinadas considerando la demanda sísmica establecida por la norma NCh433, más sobrecargas muerta y de uso de acuerdo a la norma NCh1537. En el diseño se tuvo en consideración el proporcionar rigidez lateral adecuada de manera de reproducir el período fundamental escalado utilizado en los ensayos experimentales de Silva, P. et al (2017). Para la estructuración y diseño de vigas y columnas de todos los edificios se utilizó perfiles acero A36 (aceros al carbono), del tipo W laminados. Todos estos edificios se estructuraron como pórticos formados por vigas y columnas no arriostrados, con marcos rígidos resistentes a momento, cuyas deformaciones se deben principalmente a la flexión

y en menor medida al corte. Es importante destacar que son sistemas que poseen resistencia y rigidez estables durante grandes y repetidas deformaciones inelásticas, las cuales proveen una elevada disipación de energía y ductilidad. Este comportamiento es importante ya que amortigua la respuesta inelástica y mejora el comportamiento sísmico de la estructura sin requerir resistencia o deformación excesiva de las misma (Bustos 2003).

Los edificios antes descritos se designaron como edificios 1, 2 y 3, siendo el edificio 1 de 12 pisos, el edificio 2 de 18 pisos, y el edificio 3 de 24 pisos. Estos edificios tienen en común el tener estructura anidada, esto es, el edificio 3 tiene estructura idéntica a la del edificio 2 en sus 18 últimos pisos y el edificio 2 tiene estructura idéntica a la del edificio 1 en sus últimos 12 pisos. Las secciones de vigas y columnas se consideran constantes por tramos en bloques de 6 pisos, asignando secciones más robustas en los niveles inferiores, de modo que los edificios son más flexibles y menos resistentes en los niveles superiores. Esto es consistente con la reducción de la demanda impuesta por el sismo.

En las Figuras 3 a la 5 se muestran las vistas tridimensionales de los edificios 1, 2 y 3 respectivamente, extraídas del software Etabs.



Figura 3. Edificio 12 pisos



Figura 4. Edificio 18 pisos



Figura 5. Edificio 24 pisos

En la Tabla 1 se muestran los parámetros básicos de la estructuración de los edificios antes mencionados. Dentro de dicha tabla se encuentra el periodo fundamental de cada estructura el cual se obtuvo por el cociente entre el número de pisos entre 10 ($T_f = N^\circ \text{ de pisos} / 10$), lo cual condiciona el diseño y elección de los perfiles metálicos utilizados. Esto también es consistente con el período fundamental de los modelos a escala analizados por Silva et al (2017). Se realizó un proceso iterativo de asignación de perfiles metálicos disponibles en la base de datos comercial del software usado, cumpliendo con la resistencia de diseño hasta acercarse lo más posible al período fundamental objetivo. Además, se incluye el periodo de aislamiento que se obtuvo para cada estructura, cuyo cálculo se explica en forma detallada en el acápite 2.2

Otra característica que se puede observar en la Tabla 1 es la masa sísmica de cada estructura, obtenida como la suma de la masa asociada a la carga permanente de cada estructura más el 50% de la masa asociada a la sobrecarga de uso, según recomendación de la norma NCh433 of.96. A la vez la sobrecarga de uso o carga viva sobre cada

losa (considerada como diafragma rígido), se obtuvo de la NCh1537. Se puede notar además los coeficientes de fricción correspondientes al sistema de aislamiento de cada edificio, los cuales se obtienen de la ecuación 13 del acápite 2.2.

Tabla 1. Características geométricas y de diseño de cada estructura.

Característica	Edificio 1	Edificio 2	Edificio 3
Número de pisos	12	18	24
Altura de edificio (m)	30	45	60
Largo (m)	10	10	10
Ancho (m)	10	10	10
Altura de piso (m)	2,5	2,5	2,5
Perfil columnas pisos (1-6)	W 14x120	W 14x132	W 14x145
Perfil vigas pisos (1-6)	W 14x109	W 14x120	W 14x132
Perfil columnas pisos (7-12)	W 14x109	W 14x120	W 14x132
Perfil vigas pisos (7-12)	W 14x82	W 14x109	W 14x120
Perfil columnas pisos (13-18)	-	W 14x109	W 14x120
Perfil vigas pisos (13-18)	-	W 14x82	W 14x109
Perfil columnas pisos (19-24)	-	-	W 14x109
Perfil vigas pisos (19-24)	-	-	W 14x82
Razón de esbeltez	3	4,5	6
Razón de aspecto	1	1	1
Masa sísmica (PP+0,5 SC) (Kg)	752720	1144895	1545489
Periodo fundamental (segundos)	1,2	1,8	2,4
Periodo de aislamiento (Segundos)	3,6	4,5	6
Coefficiente de fricción Slow	0,03	0,02	0,01
Coefficiente de fricción Fast	0,04	0,03	0,02

2.2 Diseño del sistema de aislamiento sísmico

De acuerdo a lo indicado anteriormente, el análisis de los edificios con aislamiento basal se realizó utilizando el modelo de aislador de péndulo de fricción (T/C) disponible en el software Etabs, debido a su similitud con el aislador propuesto cuya efectividad se busca estudiar. Las ecuaciones constitutivas del nuevo aislador sísmico propuesto se detallan en el informe de cierre de proyecto de investigación DIN 08-2015 (Maureira y Sanhueza 2017), por lo que se muestran en esta tesis sólo algunas de las ecuaciones más relevantes para el diseño. En este acápite se busca como objetivo el determinar los parámetros de diseño de un dispositivo de aislamiento tipo péndulo friccional (T/C) que reproduzca las propiedades mecánicas del prototipo correspondiente al modelo escalado utilizado por Silva et al (2017) en su estudio experimental.

El comportamiento mecánico del aislador de péndulo friccional consiste en que la carga axial que cae sobre el dispositivo genera una fuerza horizontal restitutiva contraria al movimiento que trata de regresar al aislador en su posición de inicio. A su vez, dicha carga axial en conjunto con el movimiento relativo entre las partes en contacto genera una fuerza de roce que se opone al movimiento y es aditiva a la fuerza restitutiva anterior. La energía se disipa en forma de calor a través de la fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava, los cuales son generalmente de teflón y acero respectivamente. En la Figura 6 se muestran las fuerzas que actúan sobre el aislador de péndulo friccional simple o FPS, lo cual es extensivo al péndulo friccional (T/C).

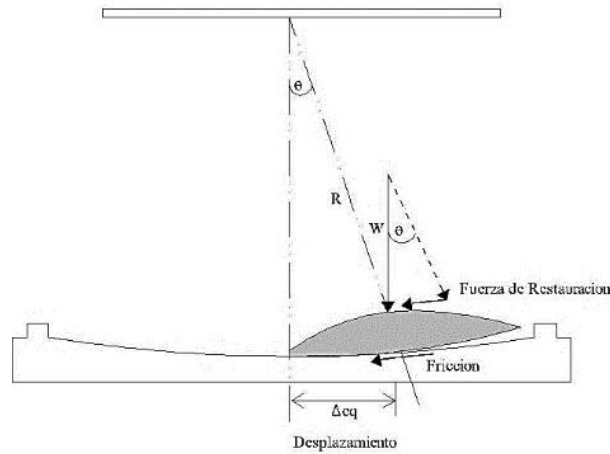


Figura 6. Diagrama de cuerpo libre para aislador de péndulo de fricción simple o FPS.

Fuente: Aguiar, Almazan y Denchent, 2008.

La fuerza del aislador de péndulo está determinada por dos factores que obedecen al comportamiento del deslizador de superficie curva. La primera es la fuerza restitutiva, asociada al movimiento pendular y la segunda está relacionada con la fuerza de fricción asociada al contacto entre las superficies. La suma de estas dos fuerzas producen el diagrama de histéresis del aislador friccional mostrado en la Figura 7, donde se muestra por separado y en conjunto cada una de las fuerzas antes señaladas.

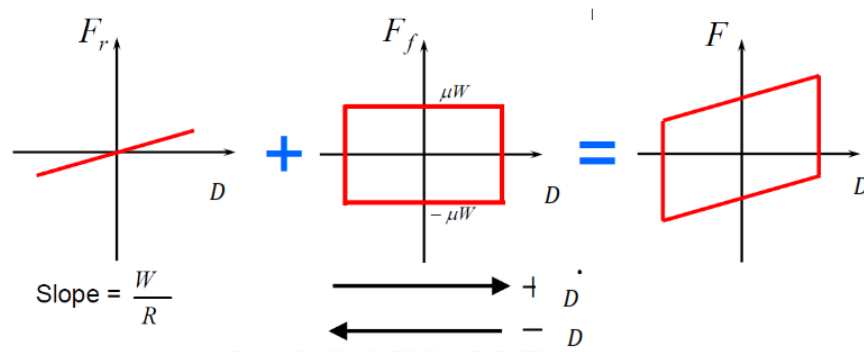


Figura 7. Movimiento de péndulo libre y el movimiento asociado a la fuerza de fricción.

Fuente: FEMA 451,2003.

La fuerza que se necesita para iniciar el movimiento del FPS es denominada Q_d y corresponde a la fuerza necesaria para vencer el roce e iniciar el movimiento. Esta fuerza relaciona el coeficiente de fricción estático (μ) y el peso (W) de la estructura que recae sobre el sistema de aislamiento. Luego de vencer la fuerza inicial, comienza a actuar la fuerza restitutiva elástica proporcionando una rigidez K_d , la cual depende del peso (W) y del radio de curvatura (R) de la superficie cóncava de deslizamiento. Una vez igualado el desplazamiento de diseño efectivo (D_{eff}) se alcanza la fuerza efectiva (F), la cual en suma de todos los aisladores corresponde al corte basal transmitido a la superestructura (Figura 8).

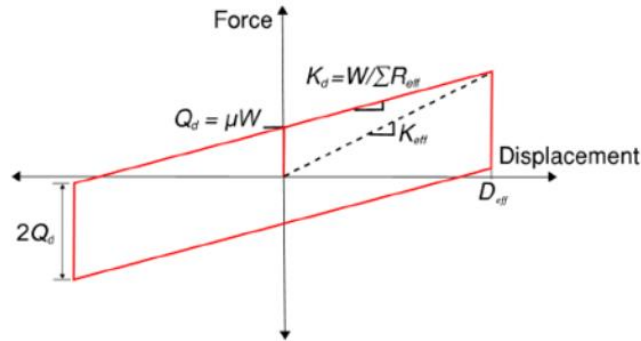


Figura 8. Modelo bilineal o diagrama de histéresis del aislador FPS. Fuente: Mc. Vitty et all, (2015)

A través de la rigidez efectiva o secante (K_{eff} de Figura 8), dado el desplazamiento efectivo, D_{eff} , y la masa sísmica de la superestructura, $M_s=W_s/g$, es posible determinar el periodo efectivo de aislamiento, T_{eff} , utilizando las ecuaciones (1) a la (5).

$$F = \mu W \pm \frac{W}{R} D_{eff} \quad (1)$$

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (2)$$

$$Q_d = \mu W \quad (3)$$

$$K_{eff} = \frac{\mu W}{D_{eff}} + \frac{W}{R} \quad (4)$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{W_s}{K_{eff} g}} \quad (5)$$

El amortiguamiento efectivo (B_{eff}) se determinó relacionando la energía disipada en un ciclo completo del aislador friccional (Ec. 6), con relación a $4\pi W_e$, donde W_e es la energía elástica almacenada en el mismo ciclo (Ec. 7).

$$W_d = 4\pi W D_{eff} \quad (6)$$

$$W_e = \frac{1}{2} K_{eff} D_{eff}^2 \quad (7)$$

Al reemplazar en la definición de β_{eff} y luego sustituir el valor de K_{eff} , se obtiene la siguiente expresión (Aguar et al (2014)):

$$\beta_{eff} = \frac{W_d}{4\pi W_e} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{\mu}{\mu + \frac{D_{eff}}{R}} \right) \quad (8)$$

Para el diseño de los parámetros del aislador se comenzó por el periodo de aislamiento objetivo de cada uno de los edificios analizados, el cual es consistente con los periodos de aislamiento considerado por Silva et al (2017). En el aislador propuesto, el período de aislamiento depende de la masa sísmica del edificio y de la tensión en el elemento pos-tensado en el interior del aislador (Ec. 9). Sin embargo, en el péndulo friccional, el periodo de aislamiento es independiente de la masa de la estructura soportada, estando únicamente relacionado con el radio de curvatura R de la superficie cóncava de deslizamiento (Ec. 10).

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{mt}{9K_a}} = 2\pi \sqrt{\frac{mt}{9 \frac{T_0}{H}}} \quad (9)$$

Donde K_a , es la rigidez lateral de cada uno de los aisladores, la que a su vez está asociada a la fuerza restitutiva F_s , y además es directamente proporcional a la tensión en el elemento pos-tensado T_0 . H es la altura la cual es igual al radio de curvatura R_c del aislador propuesto por Maureira y Sanhueza (2017).

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (10)$$

Se definió el radio de curvatura de los aisladores de péndulo friccional usados en los análisis numéricos consistentemente con el periodo objetivo de aislamiento de cada edificio. Luego se obtuvo el desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo según lo establecido en la NCh2745, con las ecuaciones 11 y 12:

$$D_D = \frac{C_D}{B_D} \quad (11)$$

$$D_M = \frac{C_M}{B_M} \quad (12)$$

Donde:

$C_D = 330 Z$, para suelo tipo III. (NCh2745)

$B_D =$ Se obtiene de la tabla 2, Factores de modificación de respuesta por amortiguamiento, de la norma NCh2745.

$C_M = 330 M_M Z$, para suelo tipo III. (NCh2745)

$M_M =$ Se obtiene de la tabla 3, Factores de amplificación para sismo máximo posible, de la NCh2745.

$Z =$ se obtiene de tabla 5, Factor que depende de la zonificación sísmica definida en la NCh433.

El coeficiente de fricción entre el deslizador articulado y la superficie cóncava de la Figura 6, se ve influenciado tanto por la velocidad a la que está sometido el aislador durante el sismo como por la presión vertical que cae encima de los aisladores. Constantinou (2007), plantea la siguiente ecuación para describir su magnitud:

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min})e^{-\alpha|v|} \quad (13)$$

donde α es un parámetro empírico que depende de la carga normal y v es la velocidad relativa de deslizamiento.

Debido a que la velocidad de deslizamiento en los aisladores es baja producto del período de aislamiento largo asignado, se asumieron valores mínimo y máximo cercano entre sí para el coeficiente de roce, μ_{\min} y μ_{\max} , siendo iguales en compresión como en tracción, como se muestra en Figura 10.

Una vez definido el coeficiente de fricción, desplazamiento de diseño y radio de curvatura, se obtiene el amortiguamiento efectivo por medio de la ecuación (8), para luego volver a calcular el desplazamiento de diseño y poder obtener las propiedades del aislador como: rigidez efectiva K_{eff} , rigidez post-fluencia K_d , rigidez inicial del sistema K_1 y la fuerza de activación del sistema Q_d . Posteriormente se procedió al cálculo de la dimensión del área de contacto, diámetro y altura del aislador, este último procedimiento se realizó según lo indicado en (Aguar et al (2014)). El diseño es iterativo hasta obtener las rigideces efectivas y rigidez inicial objetivos, que son las que condicionan la obtención del periodo aislado en el software Etabs.

En Figuras 9 y 10 se observa las propiedades del Link de péndulo de fricción (T/C) utilizado en el edificio 1 (12 pisos) en la simulación numérica del software comercial Etabs. Solo se muestran los parámetros ingresados para el edificio mencionado, ya que para las otras estructuras es análogo, pero con valores diferentes correspondientes al diseño de sistema de aislamiento de cada edificio.

Identification

Property Name: aislador12

Direction: U1

Type: T/C Friction Isolator

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 15359543 N/m

Effective Damping: 0 N-s/m

Nonlinear Properties

Stiffness for Compression: 15359543 N/m

Stiffness for Tension: 15359543 N/m

Gap Opening for Compression: 0 cm

Gap Opening for Tension: 0 cm

Damping Coefficient: 0 N-s/m

OK Cancel

Figura 9. Ejemplo de entrada de datos dirección axial del aislador de edificio 1.

Identification

Property Name: aislador12

Direction: U2

Type: T/C Friction Isolator

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 439908 N/m

Effective Damping: 0 N-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

Nonlinear Properties

	When U1 is in Compression	When U1 is in Tension	
Stiffness	15359543	15359543	N/m
Friction Coefficient, Slow	0,03	0,03	
Friction Coefficient, Fast	0,04	0,04	
Rate Parameter	0	0	sec/m
Net Pendulum Radius	3,22	3,22	m

OK Cancel

Figura 10. Ejemplo de entrada de datos dirección de corte del aislador de edificio 1.

Como se puede observar en las Figuras 9 y 10, las direcciones se muestran como U1 y U3, correspondientes a las coordenadas locales de ejes 1, 2 y 3 del sistema de aislación. Los ejes globales X, Y, Z son coincidentes en este caso con los ejes locales 2, 3 y 1 respectivamente. Se muestran en las mismas figuras los parámetros del aislador de péndulo friccional T/C como son: fricción estática y dinámica, radio de curvatura, y las rigideces efectivas en cada dirección. De esta manera el programa permite realizar el análisis no lineal dinámico concentrando la no linealidad en los aisladores, utilizando la ecuación descrita por Zayas et al., (1987), para el cálculo de la fuerza en el aislador con base en su deformación y velocidad. Se observa además que el amortiguamiento efectivo lineal esta con valor nulo, ya que representa la amortiguación viscosa total para el elemento de link o aislador. Esto porque el programa no lo utiliza para el análisis no lineal tiempo historia, ya que la disipación de energía se caracteriza directamente por roce en los elementos (CSI Analysis reference manual, Etabs 2016).

Otra característica importante de estos datos es que la rigidez no lineal es bastante mayor a la rigidez efectiva lineal (unas 32 veces). Esto se debe a la que la rigidez no lineal, corresponde al límite de la rigidez elástica una vez que el sismo sobrepasa la fuerza necesaria para iniciar el movimiento del dispositivo, donde tal rigidez es inversamente proporcional al desplazamiento de fluencia, equivalente en este caso al desplazamiento de inicio del movimiento, el cual es muy pequeño generalmente correspondiendo a un décimo de 1 pulgada.

2.3 Análisis dinámico tiempo-historia

Es un análisis que replica la forma del movimiento del sismo y produce desplazamientos y fuerzas totales más acorde a sismos reales, permitiendo determinar no sólo la respuesta máxima, sino la evolución de la respuesta en cada instante. Este análisis toma en cuenta el cambio de rigidez de la estructura durante el movimiento telúrico e incluye la disipación de energía con el mecanismo correspondiente, en este caso roce.

Para responder al objetivo general de esta investigación se realizó un análisis tiempo historia lineal para edificios sin aislación sísmica y un análisis tiempo historia no lineal para aquellos con base aislada. Esto con el fin de contrastar ambas respuestas para determinar si existe reducción de la respuesta estructural y de qué magnitud es ésta, al incorporar aislamiento sísmico.

El análisis tiempo historia no lineal se implementó mediante la herramienta FNA (Fast Nonlinear Analysis) o análisis no lineal rápido propuesto por Wilson (2002). Este utiliza una reducción de los grados de libertad usando

los vectores de Ritz dependientes de las distribuciones de carga para reducir el tiempo de cómputo. Para el método FNA, toda la no linealidad está restringida a los elementos de link en la base o aisladores.

Una de las condiciones iniciales para realizar el FNA en el software Etabs, es que cuando se analiza un caso con carga sísmica, es necesario comenzar desde los resultados del FNA aplicado a un estado estático, como el debido a la carga de gravedad (peso propio y sobrecarga por ejemplo). Además, como el FNA solo puede continuar a partir de los resultados de otros análisis de FNA, se debe prestar especial atención a como modelar las cargas estáticas (Ibrahimbegovic y Wilson, 1989; Wilson 1993). El procedimiento es el siguiente:

- Se define una función tiempo-historia tipo rampa que aumenta linealmente de cero a uno durante un periodo de tiempo largo (basta con diez veces el período fundamental), y luego se mantiene constante durante el mismo periodo.
- Luego se define un caso de carga de análisis tiempo historia no lineal modal (FNA) donde se aplican los patrones de carga (peso propio de la estructura y la sobrecarga en este caso), a estos patrones de carga se le asocia la función rampa para aplicar la carga cuasi estáticamente. La amortiguación modal que se usa debe ser alta, cercano al 100% del amortiguamiento crítico, de modo que amortigüe posibles oscilaciones verticales. Este análisis permite definir la condición estática inicial.
- Luego del análisis anterior, se define un caso de carga FNA, al cual se le asocia el registro sísmico usado en la dirección deseada. Este caso de carga comienza desde el término del caso cuasi estático definido en el punto anterior, el amortiguamiento en este caso considera solo el de la superestructura, el cual es fijo para todos los modos.

El input considerado en este análisis fue un registro sísmico sintético generado de un ajuste hecho por el software Etabs. Este ajuste consiste en escalar y compatibilizar el espectro de respuesta de un sismo real de referencia con el espectro de diseño objetivo para el cual se usó el indicado en la NCh2745 para zona sísmica 3 y suelo tipo C. El software Etabs posee dos métodos de ajuste: emparejamiento espectral en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo. El utilizado fue el de ajuste en el dominio del tiempo, debido a que se considera un mejor enfoque para la coincidencia espectral, puesto que conserva de mejor forma el carácter no estacionario de la serie de tiempo de referencia. El método de ajuste en el dominio del tiempo utiliza ondeletas para describir el registro original y, modificando el peso de cada ondeleta en la serie que describe el input, se logra la convergencia del espectro de respuesta con el espectro de diseño objetivo (Lilhanand and Tseng 1987). Se utilizó como serie de tiempo de referencia los datos de la componente Norte-Sur del terremoto de El Centro, California USA de 1940. El historial de tiempo tiene 1559 datos con un paso temporal de 0,02 segundo entre mediciones.

En la Figura 11 se muestra un ejemplo del emparejamiento espectral en el dominio de tiempo.

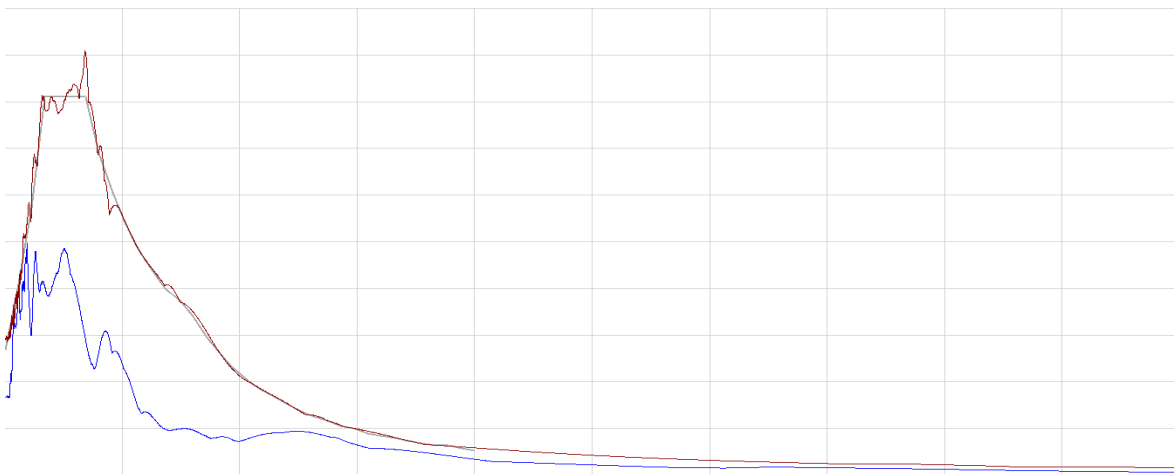


Figura 11. Emparejamiento o ajuste espectral en el dominio de tiempo. Fuente: Salida de datos del software Etabs.

En la figura 11, la respuesta espectral en azul corresponde a la respuesta sin ajustar del sismo de referencia, en rojo se observa el escalamiento de la respuesta en el dominio del tiempo y en gris se muestra el espectro de diseño objetivo. El eje horizontal corresponde al período y el vertical a la aceleración pseudo-espectral. No se muestran valores numéricos en los ejes ya que lo que se busca es ejemplificar el ajuste relativo del espectro de referencia al espectro de diseño objetivo.

En la Figura 12 se muestra un ejemplo de registro sísmico ajustado utilizado en el edificio 1, de 12 pisos.

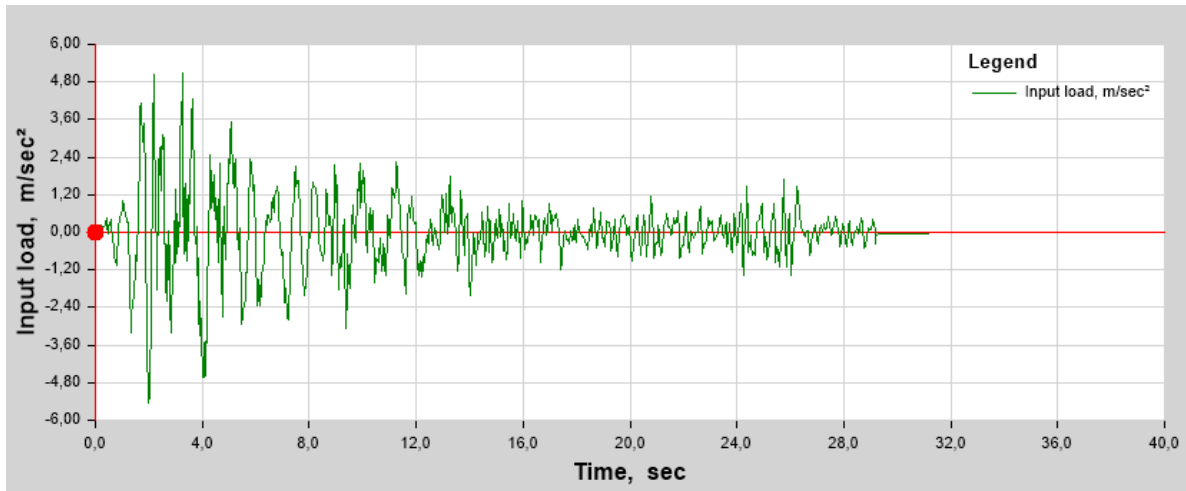


Figura 12. Ejemplo de registro sísmico ajustado utilizado en edificio de 12 pisos.

Fuente: Salida de datos del software Etabs.

3. RESULTADOS

Las respuestas objetivo consideradas en esta investigación buscan evaluar la eficiencia del sistema de aislamiento en reducir la respuesta estructural. Para lo anterior, se definieron como respuestas de interés los valores máximos alcanzados por los desplazamientos relativos de piso (Drift), el corte por piso, la aceleración absoluta de piso y la carga axial máxima y mínima en aisladores. Los Drift y el corte por piso son una medida directa de la demanda sísmica sobre la estructura. La aceleración de piso es una medida de la percepción del sismo por parte de los ocupantes. Por último, la carga axial máxima y mínima, determinan la demanda sobre el sistema de aislamiento y la posibilidad de tracciones o levantamiento en el mismo. De existir reducción en todas las respuestas antes mencionadas más tracción dentro del rango de resistencia del aislador, implica que el sistema de aislamiento es efectivo.

3.1 Desplazamiento relativo de piso (Drift)

Los desplazamientos relativos de piso (Drift) son una medida de la demanda de deformación impuesta por el sismo. Esta normalmente se asocia a daño en elementos estructurales o no estructurales, lo que la hace una medida apropiada del desempeño estructural y no estructural.

En las Figuras 13 a la 15 se muestra la comparación de desplazamientos relativos de piso máximos en la historia del input aplicado, para todas las estructuras en estudio, tanto con cómo sin sistema de aislamiento basal.

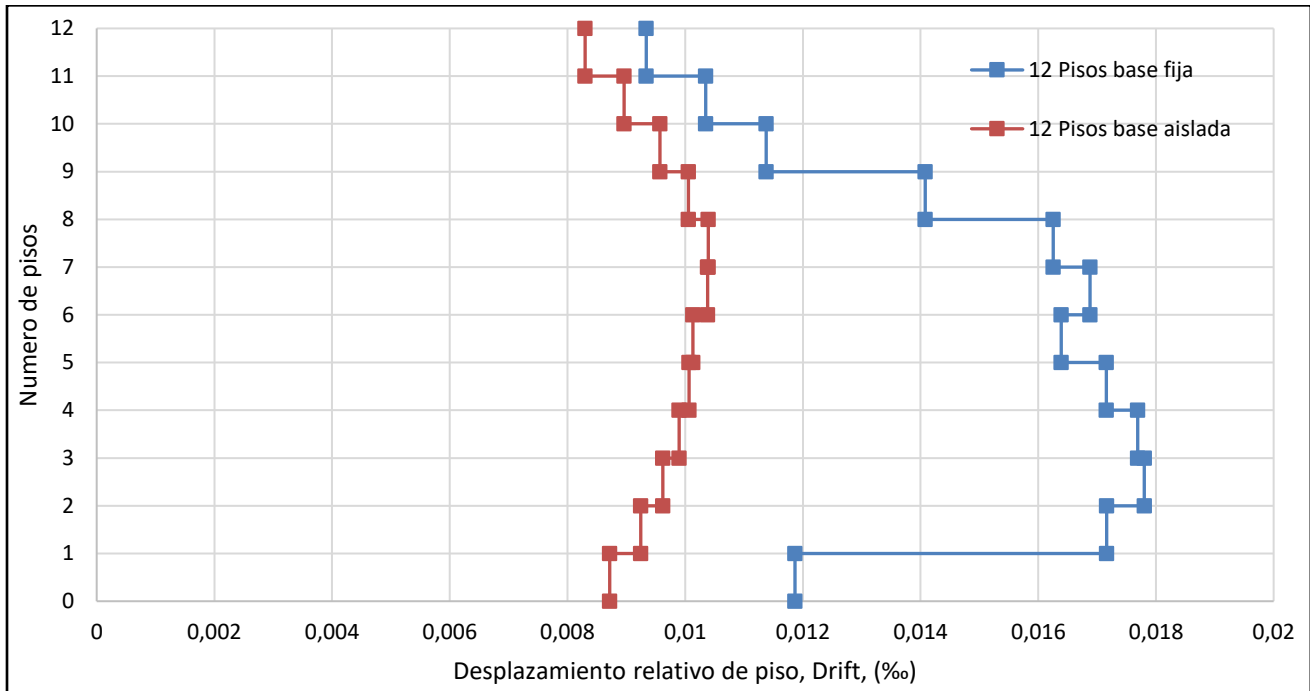


Figura 13. Desplazamiento relativo de piso máximo, edificio de 12 pisos.

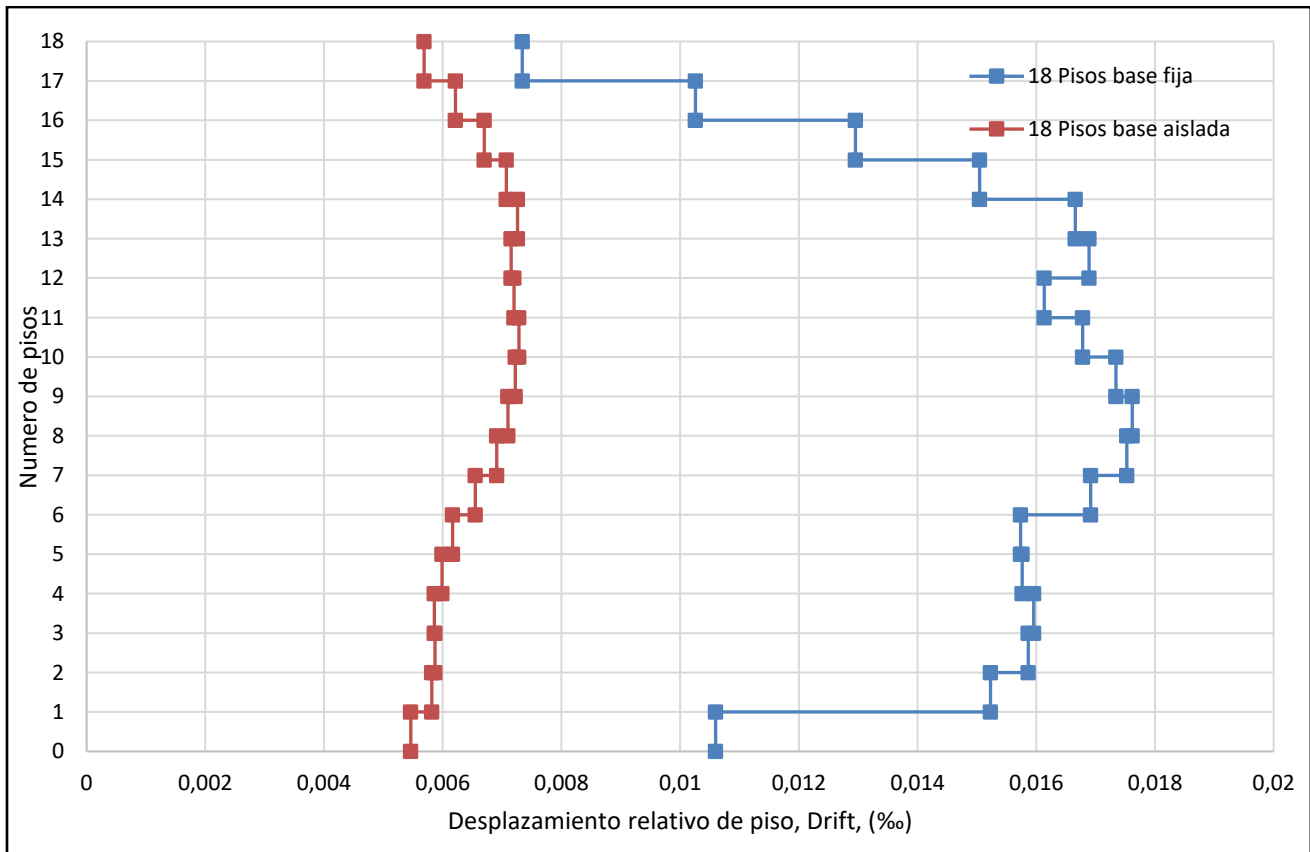


Figura 14. Desplazamiento relativo de piso máximo, edificio 18 pisos.

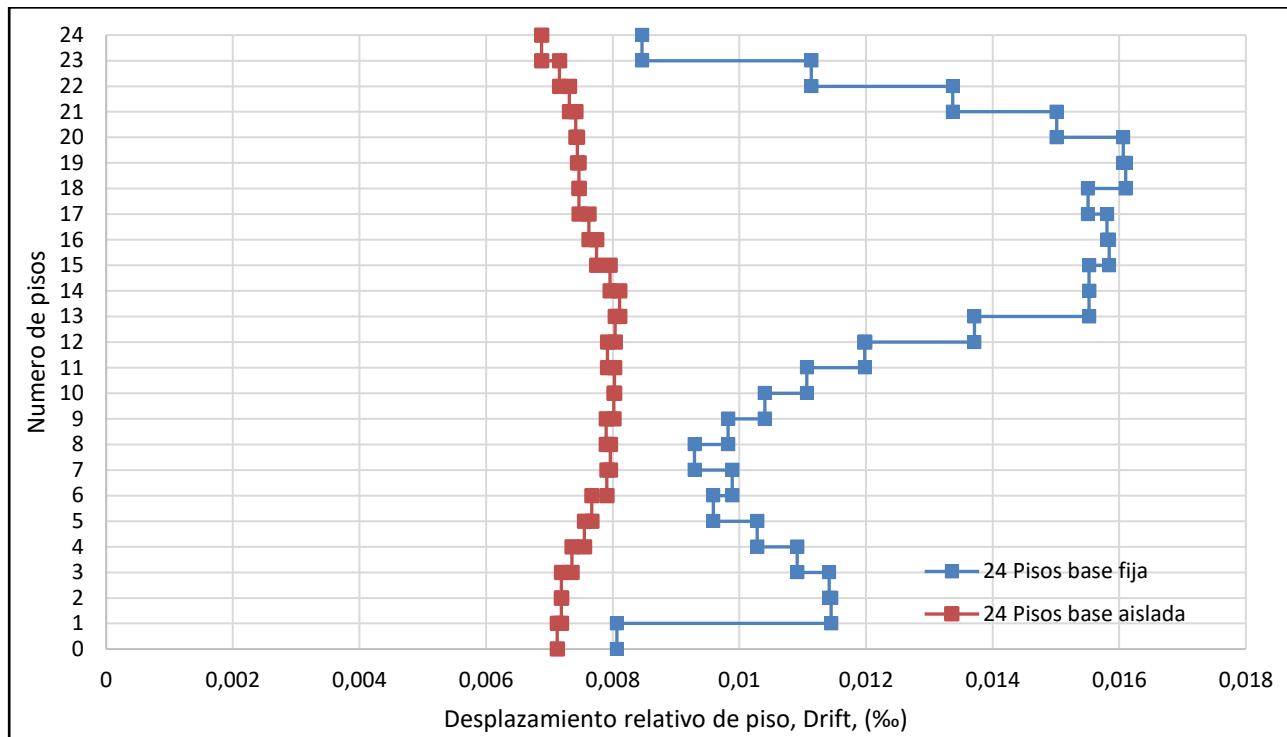


Figura 15. Desplazamiento relativo de piso máximo, edificio 24 pisos.

En las Figuras 13 a la 15 se observa una disminución de la deriva de piso en todos los niveles, sin embargo, la distribución de esta respuesta máxima en la altura del edificio difiere significativamente entre edificio de base fija y con aislamiento basal. Esto debido a que el aislamiento basal hace que el edificio se mueva fundamentalmente como cuerpo rígido, concentrando la deformación en la interface de aislamiento haciendo que la distribución de cargas en la altura sea más uniforme y, por ende, también la deriva de piso máxima. En los edificios de base fija la deformación del sistema y, por tanto, el drift, se distribuyen de acuerdo con las formas modales predominantes. Debido a lo anterior, en Figuras 13 y 14 se observa participación predominante de modos 1 y 2, en tanto en la Figura 15 se observa participación de modos 1, 2 y 3. Se obtiene una reducción promedio del máximo Drift para cada una de las estructuras del (32, 55 y 36) % para edificios de 12, 18 y 24 pisos respectivamente. Esto se obtuvo por medio del cociente entre el drift máximo de cada piso del edificio aislado y el drift del edificio sin aislamiento, para luego calcular el promedio de todos los desplazamientos relativos.

3.2 Fuerza de corte por piso y corte basal

Esta respuesta objetivo se relaciona con la demanda de fuerza en la superestructura, la cual es de interés para el diseño de las secciones de elementos resistentes. También permite decidir si la estructura se comporta en rango elástico o si existe ocurrencia de plastificaciones de elementos estructurales en puntos de máxima sollicitación interna, pudiendo evaluar con ello el nivel de daño que puedan sufrir.

Tabla 2. Corte basal de los edificios en estudio con base fija.

Edificio	Corte basal sin R* (Tonf)	Factor R*	Corte basal con R* (Tonf)	P _{sismico} (Tonf)	Corte basal Mínimo (Tonf)	Factor F*
12 pisos	475	9,049	52,6	753	63,2	1,2
18 pisos	483	9,839	49,1	1.145	96,2	1,96
24 pisos	453	10,296	44,1	1.545	129,8	2,95

La Tabla 2, tiene por finalidad ilustrar el hecho de que el factor F^* , cuando es mayor que 1, corresponde a un factor de amplificación de la demanda calculada, como ocurrió en todos los casos analizados. Esto significa que las fuerzas de diseño se aumentan en el factor F^* para propósito de diseño de los elementos estructurales. Lo anterior se realiza con propósitos de diseño, lo cual no corresponde a los objetivos del presente artículo, en el cual se busca evaluar la reducción de la respuesta en sí misma, por lo que solo se menciona para tener conocimiento de tal criterio.

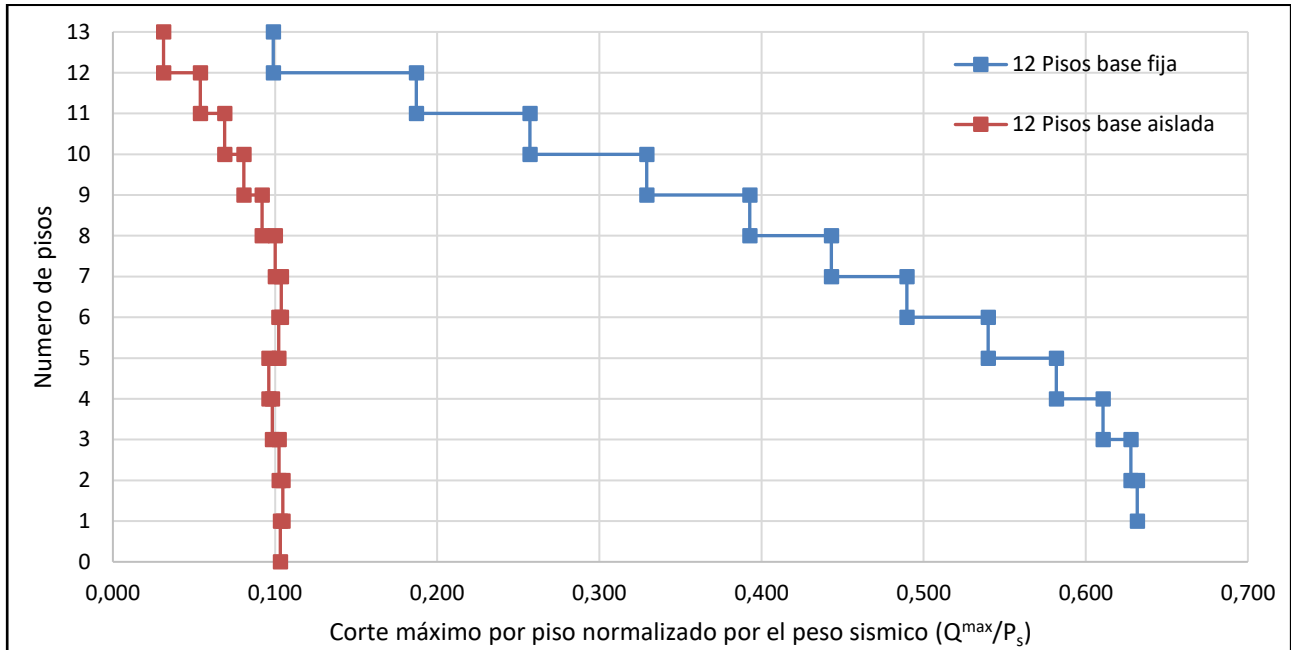


Figura 16. Fuerza de corte máxima por piso, edificio de 12 pisos.

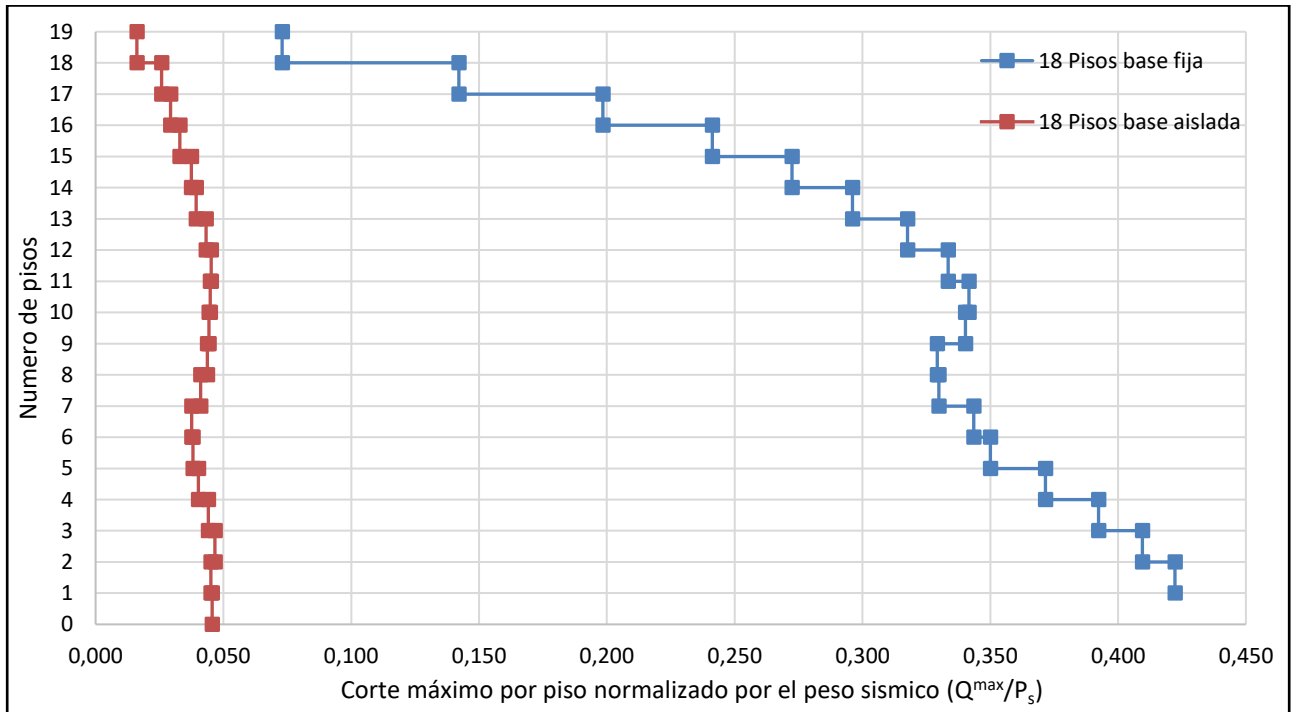


Figura 17. Fuerza de corte máxima por piso, edificio de 18 pisos.

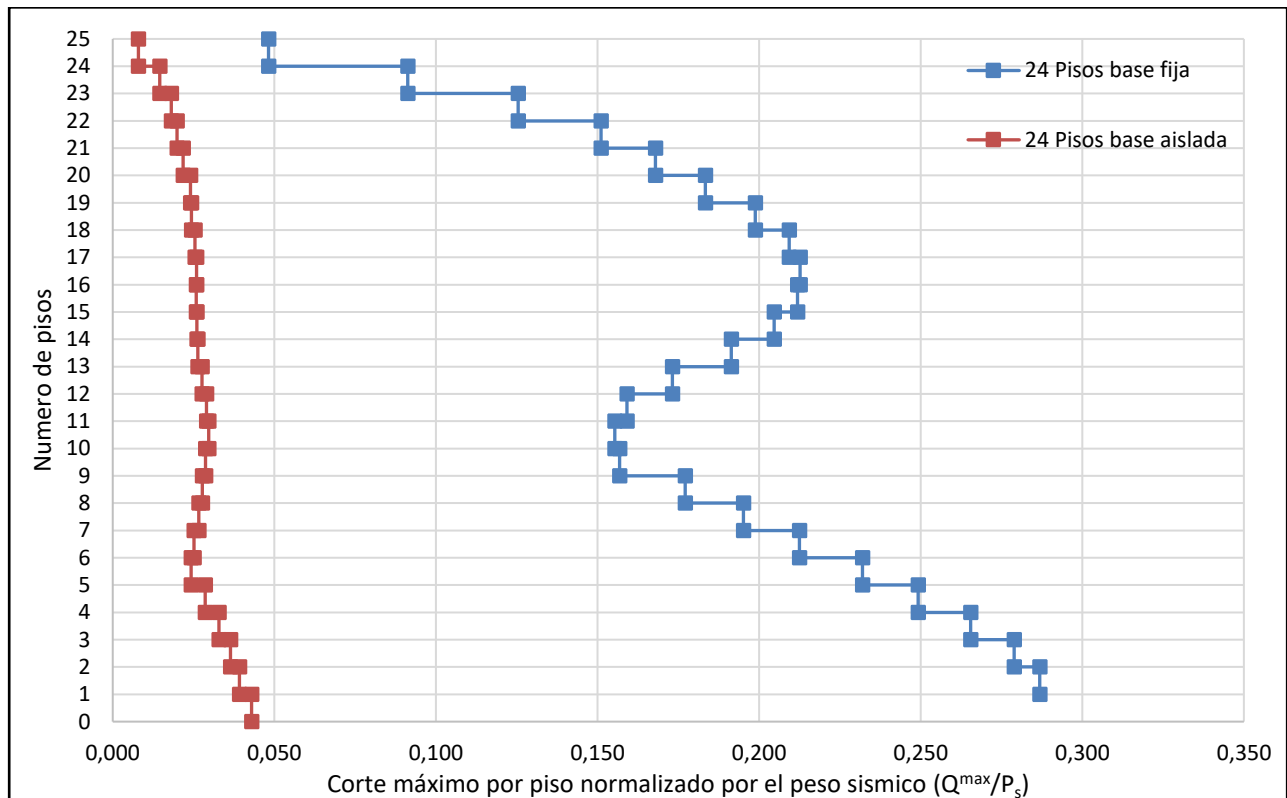


Figura 18. Fuerza de corte máxima por piso, edificio de 24 pisos.

En las Figuras 16 a la 18 se muestran la comparación del corte máximo por piso en toda la duración del análisis, para todas las estructuras estudiadas, tanto con base fija como con aislamiento basal.

De las Figuras 16 a la 18 se observa una reducción del corte máximo por piso en todos los niveles y, al igual que en el caso del Drift, la distribución en altura de esta respuesta máxima es diferente para edificios fijos en la base que para los mismos con aislamiento basal. La participación de los modos superiores en los edificios de base fija hace que las fuerzas inerciales sean mayores a mayor altura respecto de la base. En tanto en edificios de base aislada la distribución de dichas fuerzas es más uniforme, especialmente en edificios bajos, donde el incremento del corte por piso tiende a ser escalonado con incremento lineal desde el techo a la base. Esta tendencia exacta no es lo observado en figuras 16 a la 18, ya que la fuerza de corte máxima por piso no se incrementa monótonicamente desde el techo a la base, lo cual evidencia la participación de modos superiores. Esta participación se observa en los tres edificios analizados, y es evidenciada por la fluctuación de los valores de corte máximo por piso en la altura.

Por otra parte, ambas normas, la NCh433 y la NCh2745 exigen que, para efectos de diseño, el corte basal no sea menor que $ISA_0P/6g$. En la Tabla 2 se observa el corte basal con y sin factor de reducción por plastificación de la estructura, R^* , además del factor F^* calculado como el cociente entre el corte basal mínimo exigido por la normativa y el corte basal máximo obtenido en el análisis tiempo historia.

3.3 Aceleración absoluta de piso

La aceleración absoluta de piso es una medida de la percepción del movimiento sísmico por parte de los ocupantes y de su efecto sobre bienes muebles en su interior, por lo cual se ha considerado de interés su reducción al incorporar aislamiento basal.

En las Figuras 19 a la 21 se muestra la comparación de aceleración absoluta máxima por piso en toda la historia del análisis para todas las estructuras estudiadas, tanto con base fija como con aislamiento basal.

En todos los casos analizados, se observa una reducción de la aceleración absoluta de piso, la cual es máxima en el techo. Las estructuras con aislamiento basal muestran tendencia a la uniformidad en la aceleración absoluta de piso, lo cual es característico de un edificio rígido aislado. Esta tendencia es compartida en edificios con período de aislamiento tres o más veces superiores al período fundamental del edificio con base fija, lo cual se cumple aproximadamente en los tres casos analizados. Las formas de las curvas de aceleración máxima de piso para el edificio de 12 pisos muestran clara predominancia del modo 11 en la respuesta, en tanto en el edificio de 18 piso hay participación de modos 1 y 2 y en el de 24 pisos hay participación de modos 1, 2 y 3.

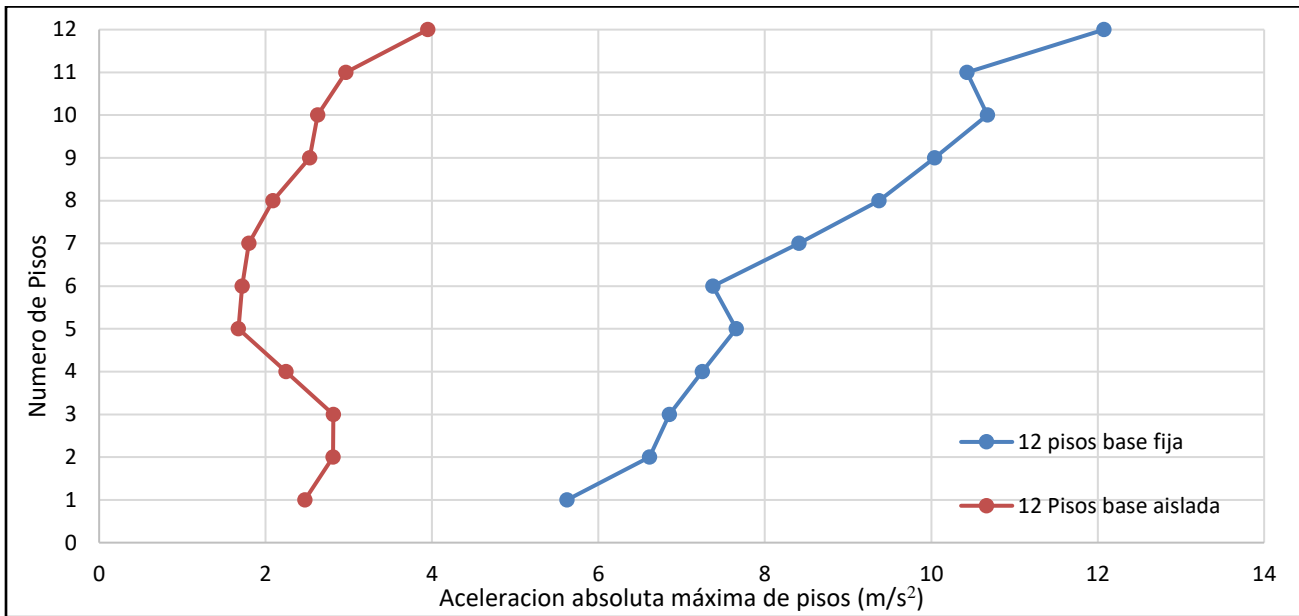


Figura 19. Aceleración absoluta máxima por piso, edificio de 12 pisos.

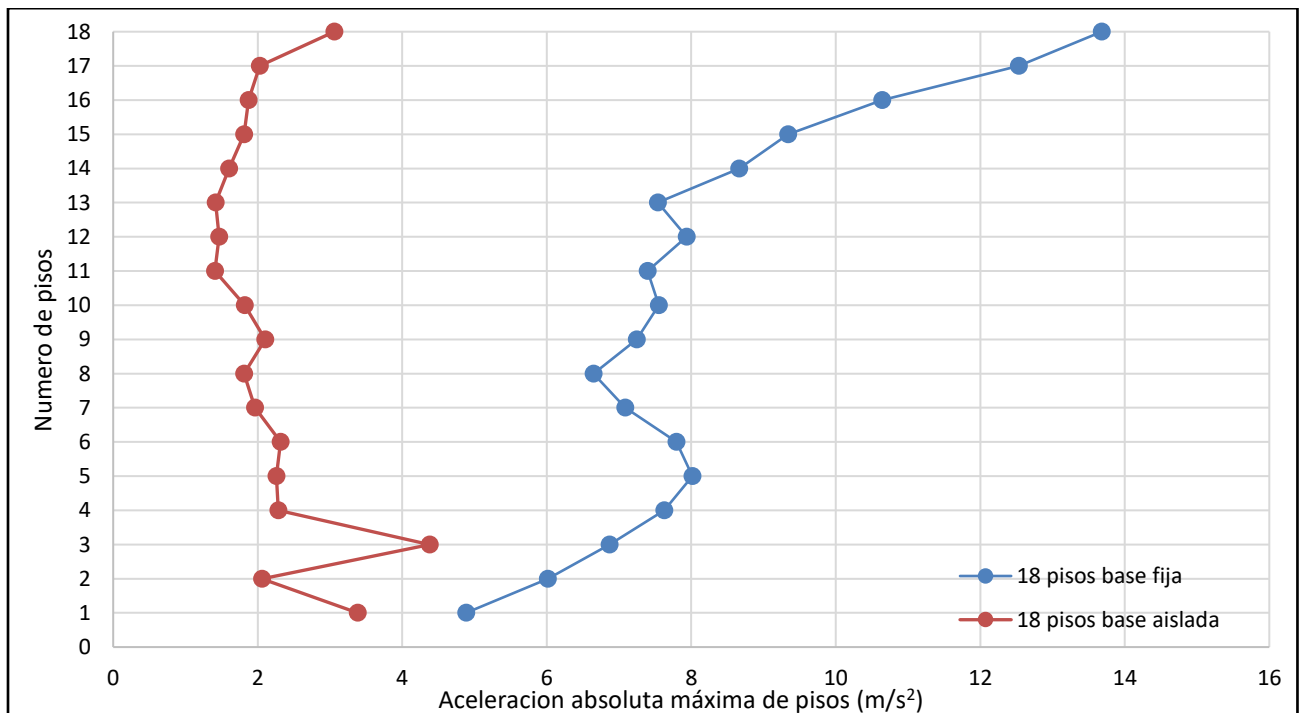


Figura 20. Aceleración absoluta máxima por piso, edificio de 18 pisos.

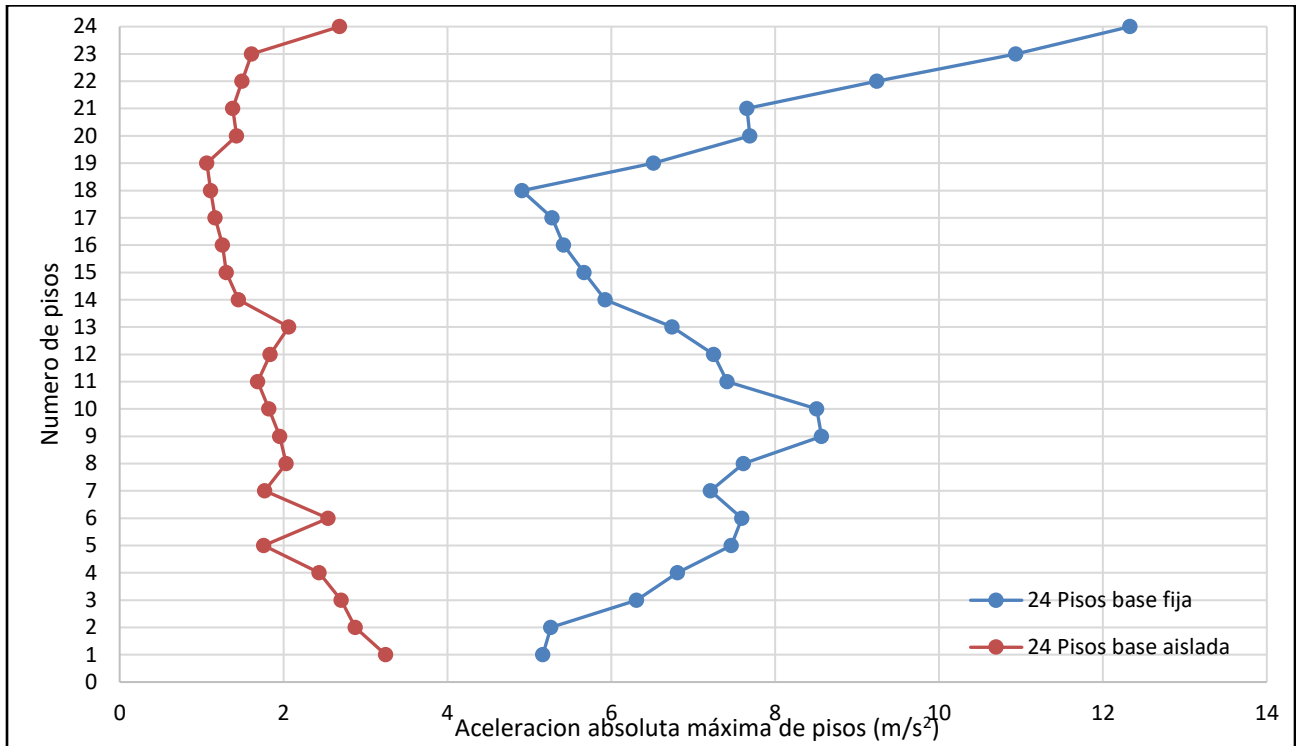


Figura 21. Aceleración absoluta máxima por piso, edificio de 18 pisos.

3.4 Curva de histéresis de la interface de aislamiento

Se muestran en Figura 22 los resultados del comportamiento bilineal del sistema de aislamiento, el cual corresponde al dispositivo de péndulo de fricción a tracción y compresión. Esto con el fin de ilustrar el comportamiento no-lineal del corte basal en la interface de aislamiento, así como la respuesta máxima de dicha interface en términos de desplazamiento y coeficiente sísmico equivalente correspondiente al cociente entre corte basal y peso sísmico.

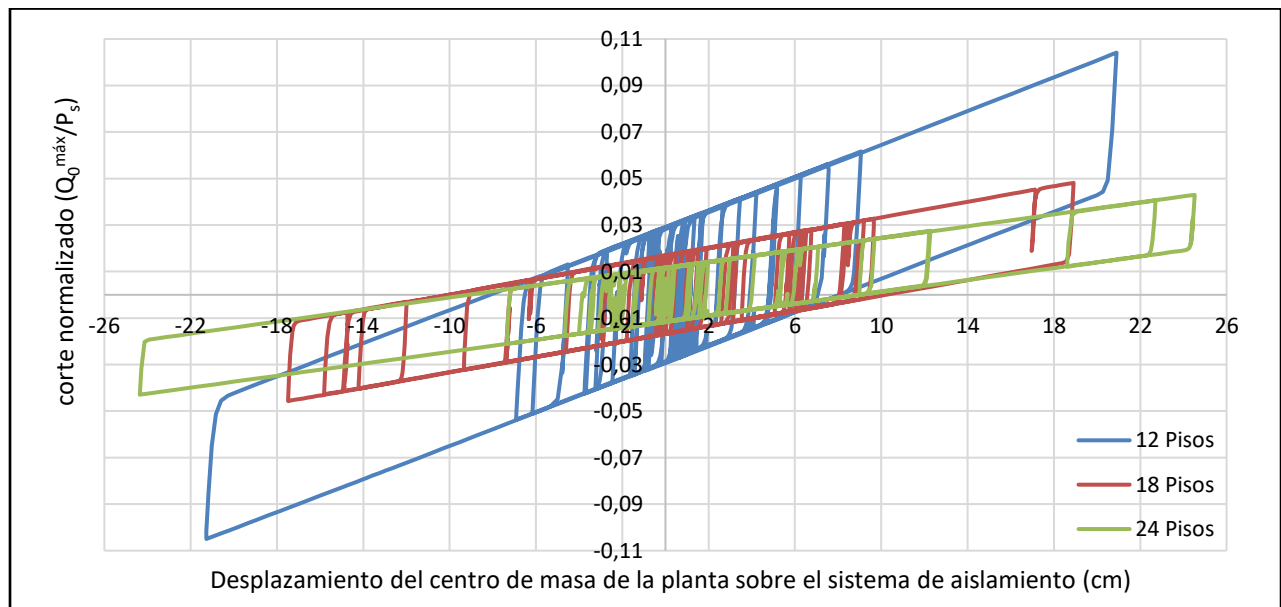


Figura 22. Curvas de histéresis de corte basal en el sistema de aislación sísmica.

En la Figura 22 se observan las curvas de histéresis del sistema de aislamiento diseñado para cada una de las estructuras analizadas. Este modelamiento bilineal histerético refleja las características del sistema de fricción pendular. Esta característica de fricción se distingue al notar que, a mayor carga axial sobre el sistema de aislamiento, más angosta se vuelve la curva histerética, debido a que menor es el coeficiente de fricción (Constantinou,1994), ya que como se mencionó en el acápite 2.2, el coeficiente de fricción varía con la presión vertical que cae encima de los aisladores, a mayor presión menor coeficiente de fricción

La Figura 22 muestra las curvas de histéresis globales de la planta de aislamiento, no específicas de un aislador, debido a que las primeras se asocian al corte de diseño de la estructura. Los resultados muestran mayor disipación de energía (área encerrada) para el sistema de aislamiento correspondiente al edificio de 12 pisos reduciéndose en el edificio de 18 pisos y más aún en el de 24 pisos. Además, se aprecia que la fuerza de corte corresponde a un 10,5% del peso sísmico para el sistema de aislación del edificio de 12 piso, 4,8% del peso sísmico para el edificio de 18 pisos y 4,3% para el de 24 pisos. En el primer caso el diseño normativo no requiere amplificación de las fuerzas para efectos de diseño. Sin embargo, en los edificios de 18 y 24 pisos el corte es menor que el mínimo normativo (6.7% del $P_{sismico}$) por lo que es requerido amplificar las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales. Esto conduciría a un diseño eficiente y a la vez más económico en el edificio de 12 pisos, el cual podría ser aún más económico extendiendo más el período de aislamiento. En los edificios de 18 y 24 pisos, pese a ser necesario amplificar la demanda de fuerza para efectos de diseño, el corte basal calculado para edificios con aislamiento está muy por debajo del correspondiente a su similar fijo en la base, por lo que el uso de aislamiento basal no sólo sería eficiente en reducir la respuesta sino también permitiría reducción en el costo de la superestructura.

3.5 Verificación de resistencia a la tracción

Los resultados de edificios con aislamiento basal antes mostrados corresponden a análisis que consideran aisladores de péndulo friccional T/C. Estos poseen una relación constitutiva entre corte y desplazamiento lateral que es similar a la del aislador propuesto por Maureira y Sanhueza (2017) pero su comportamiento interno no es el mismo. Se muestra en esta sección cómo utilizar la respuesta de los aisladores de péndulo friccional T/C para calcular los parámetros de diseño del aislador propuesto antes mencionado, con el fin de determinar si el dispositivo es capaz de resistir las cargas que el sismo demanda.

Se determinaron las máximas solicitaciones de compresión y tracción o bien mínima compresión que solicita a los aisladores. Esto para definir el rango de carga axial en el que se encuentra la demanda sísmica sobre dichos dispositivos.

La rigidez requerida para la interface de aislamiento que conduce al período de aislamiento objetivo define la tensión (T) del elemento pos-tensado en el interior del aislador propuesto por Maureira y Sanhueza (2017), de acuerdo con la ecuación (14). Esta tensión T es a su vez la capacidad resistente a tracción que posee dicho aislador, por lo que toda potencial tracción demandante debe ser inferior a dicha carga.

En la (Figura 23) se observa el diagrama de cuerpo libre del nuevo dispositivo de aislamiento sísmico propuesto.

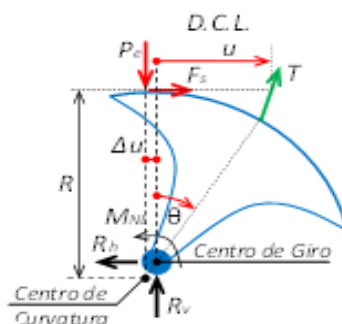


Figura 23. Diagrama de cuerpo libre, nuevo dispositivo propuesto. Fuente: Maureira y Sanhueza (2017).

La primera hipótesis que se consideró es que el radio de curvatura R_c del aislador de la Figura 23, es igual a la altura H de dicho dispositivo. Esto debido a que Maureiria et al (2017), indica que para favorecer la capacidad resistente a tracción del dispositivo y evitar el levantamiento es conveniente tener en cuenta la condición de diseño antes mencionada. La rigidez lateral tangente o posterior al inicio del desplazamiento en un aislador que cumple la condición $R_c=H$, está dada por la ecuación 14.

$$K_d = \frac{T}{R_c} \quad (14)$$

Donde T es la tracción del aislador y R_c radio de curvatura de su superficie en contacto con la estructura.

Como se realiza semejanza entre ambos dispositivos la rigidez horizontal (K_d) corresponde a la calculada para el péndulo de fricción (T/C) según la ecuación 2.

El radio de curvatura se obtuvo según lo indicado por Silva et al (2017), pero escalado al prototipo según la escala geométrica considerada de 1:25, obteniéndose radio de curvatura $R_c=1,575$ m.

A partir de la ecuación 14 se obtiene el valor de la tensión del elemento pos-tensado en el interior del aislador, la cual se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores de tracción de diseño del elemento pos-tensado en el interior de aisladores

Edificio	(Ton/m)	R (m)	T (Ton)
12 pisos	28,08	1,575	44,2
18 pisos	26,65	1,575	41,2
24 pisos	19,2	1,575	30,2

Para verificar si los aisladores son capaces de resistir las cargas axiales solicitantes, particularmente la tracción debido al momento volcante sísmico, se define la máxima reacción vertical de tracción normalizada, mediante la ecuación 15.

$$\hat{P}_z^1 \text{ aislador} = \frac{P_{\text{axial maxima}}}{\frac{1}{n} P_s} \quad (15)$$

Donde $\hat{P}_z^1 \text{ aislador}$ es la máxima carga axial solicitante en el aislador más demandado, normalizada por el peso sísmico promedio que recae en uno de ellos; $P_{\text{axial maxima}}$ es la carga axial sobre cada aislador extraída del software Etabs; P_s es el peso sísmico, y n el número de aisladores.

Para que el aislador cumpla con la resistencia requerida se debe verificar que la máxima reacción vertical de tracción sea a lo menos igual a la resistencia a tracción de cada aislador, de acuerdo con la ecuación 16.

$$\hat{P}_z^{\text{max}} \leq \hat{T} = \frac{T}{\frac{1}{n} P_s} \quad (16)$$

En la Figura 24 se muestra una representación de las cargas mínimas y máximas normalizadas, sobre el aislador más solicitado de cada estructura analizada, junto con la resistencia a la tracción del aislador usado en cada edificio, \hat{T} , es normalizado por el peso sísmico.

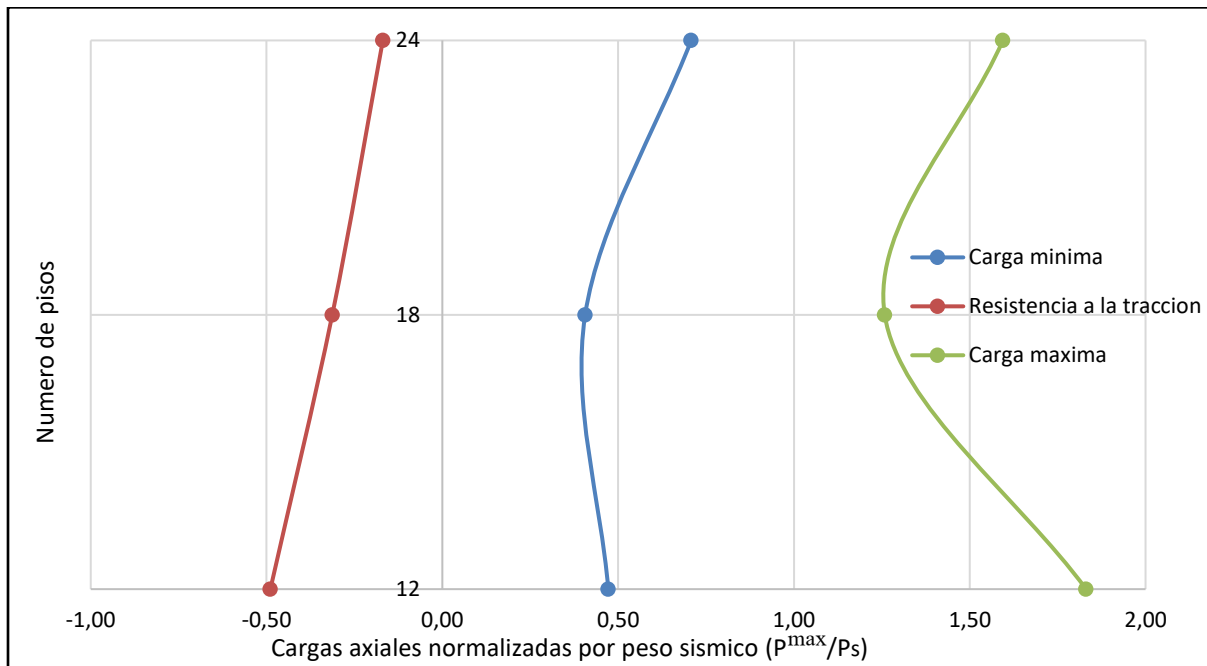


Figura 24. Cargas mínima, máxima y resistencia a la tracción normalizada del sistema de aislamiento

En la figura 24 se observa que las cargas axiales solicitantes mínimas y máximas sobre el sistema de aislamiento basal de todas las estructuras analizadas son positivas. Esto significa que en ningún momento la demanda de carga axial fue de tracción, por lo que la capacidad a tracción del sistema de aislamiento nunca fue utilizada. La resistencia a tracción normalizada se reduce conforme aumenta el número de pisos, incluso al comparar edificios de 12 y 18 pisos cuya carga T es similar. Esto se debe al incremento del peso sísmico y al mayor período de aislamiento requerido para edificios más altos, lo cual se obtiene con rigidez baja en la interface de aislamiento (conforme a ecuación 14). Esto deja en evidencia el hecho de que la capacidad resistente a tracción se reduce en comparación con la carga axial de peso propio en edificios altos y con período de aislamiento largo. Esto último conduce a un margen de seguridad a la tracción cada vez más estrecho, que finalmente determinaría la inaplicabilidad del dispositivo de aislamiento propuesto en edificios muy altos.

4. CONCLUSIONES

El objetivo del presente artículo fue evaluar numéricamente la efectividad del dispositivo de aislamiento propuesto en la reducción de la respuesta estructural y demanda sísmica que afecta a los tres edificios estudiados. Lo anterior implicó que se buscara un mecanismo dentro del software comercial Etabs que tuviese una relación constitutiva similar al dispositivo de aislamiento propuesto por Maureira y Sanhueza (2017). Por lo cual se utilizó el Péndulo de fricción a (T/C) ya que este es estable frente a elevadas cargas de compresión y además es capaz de resistir tracción, posee rigidez lateral constante y la disipación de energía se desarrolla por roce. Las características anteriores fueron las principales razones de la elección de este aislador para modelar el nuevo aislador sísmico propuesto.

Los resultados de los desplazamientos relativos de piso (Drift) muestran una disminución de estos en todos los niveles de piso, para los tres edificios estudiados. Se puede inferir además que para los edificios de 12 y 18 pisos se observa participación predominante de los modos de vibración 1 y 2, mientras que para el de 24 pisos se observa participación modal de los modos 1, 2 y 3. La cuantificación de la reducción promedio del máximo Drift para los edificios de 12, 18 y 24 pisos fueron del 32, 55 y 36% respectivamente. Esta reducción de las derivas de piso está relacionada con el nivel de daños estructurales, daños en los contenidos de piso e inclusive reducción de los momentos de volcamiento.

La fuerza de corte máximo por piso y basal se normalizó de tal manera que esta fuerza se representase por un porcentaje de su peso sísmico. Los resultados muestran una reducción de las fuerzas de corte máximo por piso y basal en todos los niveles para las tres estructuras analizadas. Para el edificio de 12 pisos se obtuvo una reducción del 83% del corte máximo basal, para el edificio de 18 pisos una reducción del 89 % del corte máximo basal y para la estructura de 24 pisos un 86% de tal corte máximo basal. Lo cual indica que el uso del dispositivo de aislamiento basal es eficiente en la reducción de esta respuesta de interés, por lo tanto, esto genera una menor demanda de los elementos estructurales, manteniéndose dentro del rango elástico. De las Figuras 16 a la 18 se puede observar, que la fuerza de corte máximo por piso no se incrementa monotónicamente del techo a la base como se esperaría, lo que evidencia la participación de modos de vibración superiores, lo cual queda demostrado por la fluctuación de los valores de corte máximo por piso en la altura de los edificios.

La aceleración absoluta de todos los pisos del edificio aislado se reduce a un perfil con tendencia a la uniformidad, lo cual es esperable ya que aislamiento basal hace que los edificios se muevan fundamentalmente como cuerpos rígidos. De las Figuras 19 a 21 se observa que la forma de las curvas de aceleración máxima de piso para el edificio de 12 pisos muestra participación predominante del modo 1, para el edificio de 18 pisos participación de los modos 1 y 2, mientras que para el 24 piso la participación predominante de los 3 primeros modos de vibración. Para cuantificar la reducción de las aceleraciones absolutas máximas por piso, se determinó la reducción promedio de todas ellas para cada edificio, donde se obtuvo reducción del (70, 71, 73) % respectivamente. Lo que se traduce en que el sistema de aislamiento basal propuesto es eficiente en controlar los daños que se puedan presentar en el interior del edificio.

De las curvas correspondientes a los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento de los tres edificios analizados, se observa que éstas generan amortiguamiento adicional en el sistema y por lo tanto una reducción en la demanda sísmica. Lo anterior se demuestra ya que los resultados arrojan que el corte basal calculado para edificios con aislamiento basal está muy por debajo del correspondiente a su similar sin aislamiento, por lo que el uso de aislamiento basal no sólo sería eficiente en reducir la respuesta sino también permitiría reducción en el costo de la superestructura.

Se verifica por medio de las ecuaciones de la 13 a la 15 que las cargas mínimas y máximas sobre el sistema de aislamiento basal de todas las estructuras analizadas son positivas. Lo que implica que no existe en ningún momento del análisis demanda por carga axial de tracción. De los análisis y de la figura 24, se evidencia el hecho de que la capacidad resistente a la tracción se reduce en comparación con la carga axial de peso propio en edificios altos y con periodo de aislamiento largo. Cabe destacar que esta verificación de la resistencia a tracción fue una de las premisas más importantes de la elección del dispositivo de péndulo de fricción (T/C) para modelar y realizar la semejanza con el nuevo dispositivo de aislamiento propuesto.

Las aceleraciones verticales fuertes pueden generar fluctuaciones en la carga lateral soportada por los aisladores hasta presentar falla del dispositivo. Por tal razón el comportamiento de estos dispositivos de péndulo de fricción (T/C) y el dispositivo propuesto por Maureira y Sanhueza (2017) ante aceleraciones verticales es una fuente de incertidumbre que debe ser adecuadamente estudiado en futuras investigaciones.

5. BIBLIOGRAFÍA

Aguir, R., Vergara, F., Guaygua, B., & Monge, J. P. (2014). Análisis sísmico de una estructura con aisladores FPS de primera y segunda generación y elastómericos con núcleo de plomo. *Revista Internacional de Vol*, 19(1), 35-89.

Constantinou, M. C., & McVitty, W. J. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*. MCEER.

Bustos, A. (2003) Análisis Comparativo de la Respuesta Sísmica Entre Edificios en Altura de Acero en Base a Marcos de Momento y Marcos Arriostrados en el Núcleo y en Base a Marcos de Momento y Núcleo de Hormigón Armado.

- C.S.I., Analysis reference manual, Computer and structures, inc. Etabs, 2016.
- Kelly, J. M. (1993). Earthquake-resistant design with rubber.
- Lilhanand, K., & Tseng, W. S. (1987). Generation of synthetic time histories compatible with multiple-damping design response spectra. In Structural mechanics in reactor technology.
- Monge-Romo, J. P. (2014). Análisis sísmico de una estructura con aisladores FPS de la primera y segunda generación (Bachelor's thesis, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. Carrera de Ingeniería Civil.).
- Maureira, N. y Sanhueza, F., (2017). Informe final de desarrollo proyecto DIN 08-2015.
- NCh2725 of. 2003, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica.
- NCh433 of. 1996, Diseño sísmico de edificios.
- Park, Y. J., Wen, Y. K., & Ang, A. (1986). Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions. Earthquake engineering & structural dynamics, 14(4), 543-557.
- QUEZADA, M. A. S. Análisis de edificios con aisladores sísmicos mediante procedimientos simplificados.
- Roussis, P. C., & Constantinou, M. C. (2006). Experimental and analytical studies of structures seismically isolated with an uplift-restraining friction pendulum system. Earthquake engineering & structural dynamics, 35(5), 595-611.
- Silva, P., Maureira, N., & Oyarzo, C. Estudio experimental de un nuevo dispositivo de aislación sísmica implementado en modelos de estructuras a escala. Artículo Científico para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción Facultad de Ingeniería.
- Wilson, E.L., M. W. Yuan, and J. M. Dickens. 1982. Dynamic Analysis by Direct Superposition of Ritz Vectors. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 10, pp.813-823.
- Zacarias, V., & Jonatan, J. (2015). Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado utilizando 4 tipos de aisladores sísmicos (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).
- Zayas, V. A., Low, S. S., & Mahin, S. A. (1990). A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. Earthquake spectra, 6(2), 317-333.
- Zayas, V., & Low, S. (2006). *U.S. Patent No. 20060174555A1*. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.