

INFLUENCE OF THE SEISMIC ISOLATION SYSTEM ON THE NON-LINEAR RESPONSE OF A CORNER BUILDING

Walter David Chirinos Espinoza⁽¹⁾, Genner Alvarito Villarreal Castro⁽²⁾

⁽¹⁾ Ingeniero Civil, Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Sismorresistentes, Escuela de Posgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Campus PUCP San Miguel, Calle Universitaria 1801, Lima, Perú.
wdchirinos@ucsp.edu.pe

⁽²⁾ Doctor (Ph.D) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
gvillarrealc@usmp.pe

Received: September 2024. Accepted: December 2024
Published: December 2024

ABSTRACT

Recently, the need for research in the different aspects of structural design that use non-linear analysis has been increasing as a consequence of the development of projects that implement passive protection systems, such as seismic isolation. These systems are related to an increased damping capacity, as well as to the reduction of accelerations and basal shear forces in a structure. In addition, it is known that for soils of medium and low stiffness they are capable of reducing the shear forces at the base up to 1/10 of the original values (Cancellara & De Angelis, 2017; Islam et al., 2012). For this reason, the present work discusses the variation in the maximum torsional responses and the inelastic behavior in the main structural elements after the incorporation of an elastomeric seismic isolation system. Consequently, a comparative framework was made indicating the main responses obtained in a corner building, with the particularity of presenting high torsional irregularity and taking into account non-linear properties in its structural elements. The inelastic behavior was specified by means of non-linear static analysis methods and non-linear time-history dynamic analysis, additionally obtaining with these analyzes the performance levels of the initially embedded structure. The new configuration formed by including the seismic isolation system was also subjected to non-linear analysis and seismic performance evaluations. The structure that incorporates the isolation system is a multifamily building made of reinforced concrete and located in the city of Lima, Peru. With this in mind, we worked with seismic records from Peru and Chile, mainly using the Peruvian standard E.031 "Seismic Isolation" (Ministry of Housing, Construction and Sanitation, 2019) and the considerations of the North American code ASCE / SEI 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

Keywords: Multifamily building, reinforced concrete, seismic isolation, non-linear analysis, structural design, torsional irregularity, inelastic modeling, performance analysis.

INFLUENCIA DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN LA RESPUESTA NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE ESQUINA

RESUMEN

Recientemente la necesidad de investigación en los distintos aspectos del diseño estructural que emplean análisis no lineales, ha ido incrementando como consecuencia del desarrollo de proyectos que implementan sistemas de protección pasiva, tales como el aislamiento sísmico. Estos sistemas son relacionados a una incrementada capacidad de amortiguamiento, así como a la reducción de aceleraciones y fuerzas cortantes basales en una estructura. Además, se sabe que para suelos de rigideces medias y bajas son capaces de disminuir las fuerzas cortantes en la base hasta 1/10 de los valores originales (Cancellara & De Angelis, 2017; Islam et al., 2012). Por ello, el presente trabajo discute sobre la variación en las máximas respuestas torsionales y el comportamiento inelástico en los principales elementos estructurales tras la incorporación de un sistema de aislamiento sísmico elastomérico. En consecuencia, se realizó un marco comparativo indicando las principales respuestas obtenidas en un edificio de esquina, con la particularidad de presentar irregularidad torsional alta y teniendo en consideración propiedades no lineales en sus elementos estructurales. El comportamiento inelástico se concretó mediante métodos de análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos no lineales de tiempo-historia, adicionalmente obteniéndose con estos análisis los niveles de desempeño de la estructura inicialmente empotrada. La nueva configuración formada al incluir el sistema de aislamiento sísmico se sometió igualmente a análisis no lineales y evaluaciones del desempeño sísmico. La estructura que incorpora el sistema de aislamiento es una edificación de vivienda multifamiliar en concreto armado y ubicada en la ciudad de Lima, Perú. Con esto en consideración, se trabajó con registros sísmicos de Perú y Chile, empleando principalmente la norma peruana E.031 "Aislamiento Sísmico" (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2019) y las consideraciones del código norteamericano ASCE/SEI 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016).

Palabras clave: Edificación multifamiliar, concreto armado, aislamiento sísmico, análisis no lineal, diseño estructural, irregularidad torsional, modelamiento inelástico, análisis por desempeño.

1. INTRODUCCIÓN

El Perú, como un país que presenta actividad sísmológica frecuente, tiene como una de sus mayores preocupaciones al fenómeno sísmico en cuánto a riesgos naturales se refiere, siendo estos tan recurrentes en el país que se tienen recuerdos de ellos desde siempre. Estos fenómenos son tan comunes en la costa sudamericana que es considerada una zona de alto riesgo sísmico, tanto por su regularidad como por la cantidad de energía que es liberada en el proceso de subducción de la placa de Nazca. Este fenómeno es ya muy conocido por los ingenieros, puesto que, sabiendo esto, se planifica el evitar daños perjudiciales en las estructuras al disipar la proveniente energía

sísmica. Ante dichos acontecimientos se priorizan el correcto funcionamiento de las edificaciones esenciales u otros que sean considerados de gran importancia, teniéndose en cuenta además el impedir un colapso general por inestabilidad de los elementos de soporte para cualquier tipo de edificación.

En este trabajo se toma a la irregularidad torsional como el factor que mayor influencia tiene en el comportamiento de los principales elementos estructurales, teniendo un gran impacto debido a la excentricidad torsional característica de los edificios de esquina. Al estar directamente asociado a la excentricidad, se realiza una disminución del coeficiente de reducción "R" conforme se incrementa la irregularidad en la estructura, amplificándose así las solicitaciones para el diseño. Estos coeficientes de reducción sísmica "R" se utilizan para modificar las solicitaciones de diseño ante un sismo considerado, de forma que la estructura pueda incursionar en el rango inelástico y disipar así la energía entrante. Al ser el edificio de esquina de concreto armado y configuración de muros estructurales, se puede deducir que la ubicación de las placas tras la estructuración provocará una excentricidad considerable al alejarse del centro de masas de la planta. La ausencia de elementos resistentes al corte en la fachada junto a la concentración de éstas en los extremos opuestos de la planta producirá esta excentricidad. Con esto inclusive podría tenerse una mayor repercusión respecto a irregularidades tales como el piso blando o la discontinuidad de diafragmas. La respuesta torsional de edificios no regulares bajo excitaciones fuertes de sismos, hace que el diseño sismorresistente sea más complicado en relación a los realizados para edificios regulares, cuya respuesta fundamental es mayormente traslacional (figura 1).

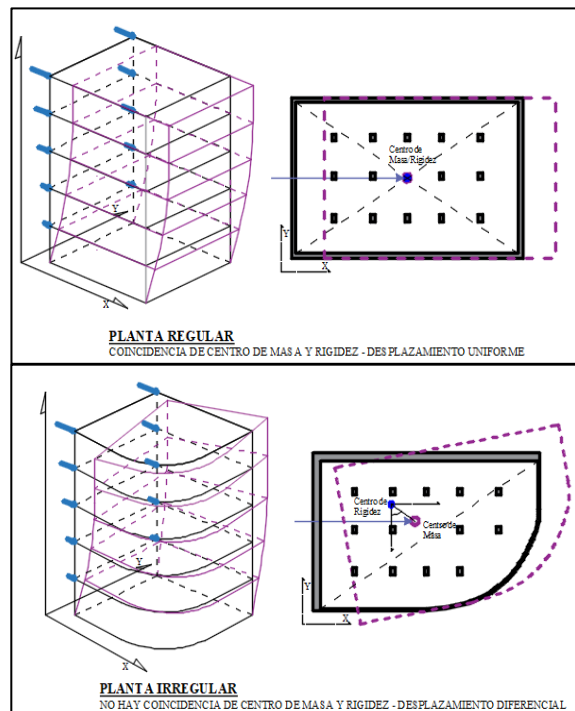


Figura 1 Torsión por excentricidad en planta para estructura regular e irregular

El problema de la torsión inducida por sismos en edificios irregulares viene siendo estudiada desde hace mucho, y aunque en las últimas décadas ha recibido bastante atención, se encuentra todavía presente. En vista de ello, se continúan desarrollando tecnologías dedicadas aminorar el daño provocado durante los eventos sísmicos, brindando soporte a la estructura principal y llevándola a adoptar un comportamiento más predecible. Éstas a su vez protegerán de una mejor manera a los elementos no estructurales del edificio, reduciéndose las aceleraciones provenientes del suelo. Es así que, estando entre las tecnologías de protección sísmica con mayor tiempo en la práctica, se tiene a los sistemas de aislamiento sísmico elastomérico. Estos permiten mitigar el daño ocasionado por los movimientos sísmicos al actuar como moderador de la energía sísmica, y han sido empleados décadas atrás en diferentes partes del mundo. Estos sistemas reducen notoriamente la energía que recibiría la estructura al desacoplarla del suelo, presentando unas claras mejorías con respecto al comportamiento de una estructura inicialmente empotrada al suelo. Por consiguiente, la inclusión de un sistema de aislamiento elastomérico en un edificio de mediana altura o con periodo de vibración bajo, beneficiaría a la estructura al tornar su comportamiento en uno mucho más predecible. La concentración de una gran parte de los efectos sísmicos se dará en la deformación de los dispositivos elastoméricos, reduciendo así las solicitaciones de diseño inicialmente previstas. Esto resulta beneficioso no sólo para estructuras de configuración regular, sino que también ayudaría a edificios de esquina u otras estructuras con irregularidad torsional considerable, viéndose disminuida la influencia de la existente excentricidad en la superestructura. Esta excentricidad finalmente se vería gobernada por la distancia que existiría entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el centro de masas de la edificación. En cuanto a fuerzas, si bien la magnitud del cortante y el torque generado en una estructura con aislamiento sísmico es menor que el de la estructura con base fija, las amplificaciones torsionales podrían no ser despreciables dando lugar a momentos torsores no subestimables (Nagarajaiah, Reinhorn & Constantinou, 1993).

Se sabe además que los sistemas de aislamiento exhiben un comportamiento no lineal y que sus propiedades de fuerza-desplazamiento de la curva histerética dependen de la carga horizontal bilateral. Siendo la capacidad de carga axial dependiente a su vez del desplazamiento máximo del aislador. De esta manera y bajo estas condiciones, los lineamientos recientemente desarrollados para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico establecen que se realice análisis dinámicos tiempo – historia para la verificación de fuerzas y desplazamientos. Por otro lado, el diseño convencional de estructuras actual no instituye la obligación de un cálculo por ductilidad existente para los elementos principales, y de igual manera sucede con la corroboración de la capacidad de formación de rótulas plásticas. Consecuentemente, para la evaluación no lineal de las edificaciones existen variedad de procedimientos utilizados para determinar la capacidad y la respuesta inelástica de la estructura. De esta forma, el diseño de la edificación con aislamiento sísmico se ve ligada ahora a una filosofía definida por niveles de desempeño, contándose entre estas propuestas al proyecto VISION 2000 (Structural Engineers Association of California, 1995) y al informe ATC-40 (Applied Technology Council, 1996) como herramientas para realizar un análisis no lineal de la edificación.

2. MARCO TEÓRICO

En el presente estudio se emplearon las normas de diseño estructural del Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú además de las consideraciones de distintos códigos americanos. Conjuntamente, se escogieron dispositivos de aislamiento sísmico del tipo elastomérico, más específicamente aisladores de alto amortiguamiento HDR. Estas normas junto a los dispositivos, métodos de análisis y estándares empleados para el establecimiento de los niveles de desempeño se detallan en este apartado.

2.1. Marco normativo

A continuación, se detallan los códigos y recomendaciones sobre las cuáles se basaron los distintos cálculos y análisis para el presente estudio.

- Norma Técnica E.030 - Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018): El propósito fundamental de esta norma en el actual trabajo será el de brindar información que esté relacionada al análisis de la estructura, a la validación del predimensionamiento y a la estructuración de la edificación convencional. Para esto se tiene en consideración los parámetros indicados en la norma, tomándose en cuenta que el diseño y análisis estarán basados en métodos de análisis lineal.

- Norma Técnica E.060 - Concreto Armado (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009): Se encarga de fijar los requerimientos y exigencias mínimas sobre el diseño, análisis, construcción, materiales y el control de calidad de edificaciones en concreto armado.

- Norma técnica E.031 - Aislamiento Sísmico: Esta norma instituye las exigencias mínimas de diseño de edificios que emplean sistemas de aislamiento sísmico, además de las disposiciones con las que deberán contar los ensayos de los dispositivos de aislamiento, obligatorios para validar el desempeño de estos.

- ASCE/SEI 7-16 - Cargas Mínimas de Diseño para Edificaciones y Otras Estructuras: Este estándar americano provee los niveles de riesgo, las cargas mínimas, los objetivos de desempeño y el criterio asociado a estos, ya sea para edificios y otros tipos de estructuras junto a sus componentes no estructurales.

- ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019) – Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural: Este código americano provee los requerimientos mínimos necesarios para la construcción, los materiales, el diseño, y la evaluación de resistencia de las estructuras de concreto armado. El ACI 318 en su versión del año 2019, presenta cambios como la adición del concreto lanzado, requisitos sísmicos y disposiciones para cimentaciones profundas, análisis no lineales para diseño sísmico, movimientos sísmicos verticales, modificaciones a las ecuaciones de longitud de desarrollo y de diseño por cortante.

- ATC-40 – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Esta norma se emplea para evaluaciones sísmicas de desempeño y diseños de restauración de estructuras existentes de concreto, aplicado al sistema estructural entero y a sus elementos. La metodología está basada en el

desempeño, definiendo niveles deseados de desempeño sísmico cuando el edificio está sujeto a niveles específicos de movimiento sísmico.

- VISION 2000 – Performance Based Seismic Engineering of Buildings:
El propósito general de estas recomendaciones es poder aplicar inmediatamente conceptos de ingeniería sísmica basada en el desempeño, empleando estándares y guías de diseño actuales.

2.2. Aislamiento sísmico

Los aisladores elastoméricos, estudiados décadas atrás y siendo los primeros tipos en ser empleados, tienen como característica representativa la flexibilidad lateral que presentan junto con su capacidad de disipación de energía. Estos trabajan bajo el principio de separar un elemento rígido con masa considerable del suelo mediante soportes flexibles. Estos soportes serán los encargados de tomar la mayor parte de las fuerzas destinadas originalmente a la edificación, deformándose así horizontalmente por corte y disipando de esta manera la energía sísmica proveniente del terreno. La flexibilidad del sistema de aislamiento aumentará el período fundamental de la estructura mediante el desarrollo de grandes desplazamientos en la interfaz de aislamiento, reduciéndose las fuerzas laterales transmitidas a la superestructura por la disminución de aceleraciones que conlleva.

A estos se les puede añadir un núcleo de plomo, siendo incrementada su capacidad de carga axial y su amortiguamiento inicial, acomodando el cilindro de plomo firmemente en una abertura al centro del dispositivo. También se puede aumentar la rigidez horizontal modificándose el módulo de rigidez a corte de la goma al incrementarse químicamente sus propiedades, sin la necesidad de añadir un núcleo. Esto último se da en soportes compuestos de capas delgadas de goma de alto amortiguamiento alternado con láminas delgadas de acero, denominados HDRB (High Damping Rubber Bearing), mostrado con más detalle en la figura 2. Estos soportes tienen una rigidez horizontal dependiente del módulo de corte del material de goma, generalmente incrementado al añadir resinas, carbón extra fino y aceites que eliminan la necesidad de elementos de amortiguamiento suplementario.

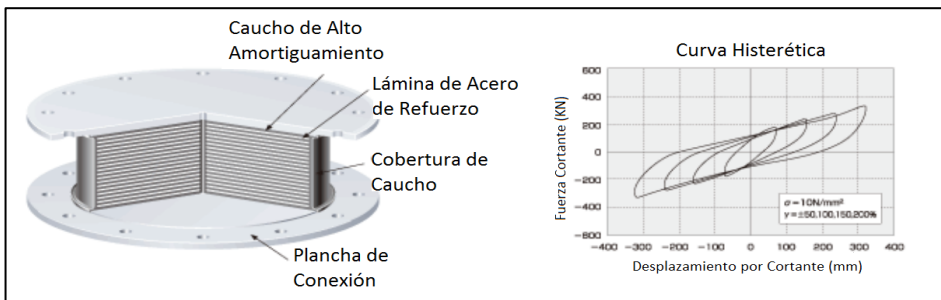


Figura 2 Aislador HDR junto a su curva histerética típica

2.3. Comportamiento no lineal

Un problema en el diseño de edificaciones que sean resistentes a sismos severos, es el de emplear un método de análisis que considere las

deformaciones inelásticas de sus elementos a la par que otorgue resultados confiables. Debido a esto, las metodologías de análisis moderno se deberían de realizar bajo condiciones de deformación plástica en vez de la metodología tradicional. Esta metodología tomaría en cuenta la capacidad de respuesta, la degradación de rigidez en el tiempo, la resistencia final de los elementos entre otros, e incluso poder hacerse un seguimiento del agrietamiento en la estructura.

2.3.1. Modelos del comportamiento de los materiales

Se emplearon en la inserción de propiedades inelásticas para los materiales de concreto armado y acero de refuerzo dos modelos de esfuerzo-deformación. Para el concreto armado se empleó el modelo parabólico de Hognestad, siendo utilizado para el acero de refuerzo el modelo parabólico con endurecimiento por sobrerresistencia.

a) Modelo con endurecimiento parabólico (Acero de refuerzo)

Este modelo muestra una parábola de 2° o 3° orden, representando al endurecimiento por sobrerresistencia del acero para el tramo CD mostrado en la figura 3. Se tiene para el rango elástico del acero a la zona AB, y a la zona de fluencia el tramo BC, ambas representadas como líneas rectas (Park y Paulay, 1980).

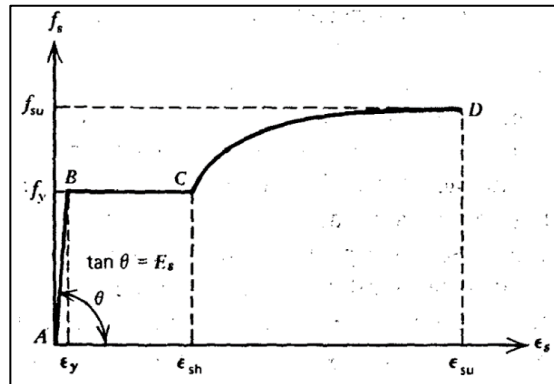


Figura 3 Comportamiento del acero con un modelo con endurecimiento parabólico (Park & Paulay, 1980)

b) Modelo de Hognestad (Concreto no confinado)

De la figura 4 se puede apreciar inicialmente un tramo parabólico de 2° grado, que es desarrollado hasta alcanzar el esfuerzo máximo del concreto f'_c , asociado a una deformación unitaria ϵ_0 . Posteriormente se extiende un tramo lineal hasta un esfuerzo de $0,85 \cdot f'_c$ correspondiente a una deformación unitaria de $0,0038$ (Park y Paulay, 1980).

En $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2 \cdot \epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right]$$

En $\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u$:
$$f_c = f'_c - \frac{0,15 \cdot f'_c \cdot (\epsilon_c - \epsilon_0)}{(\epsilon_u - \epsilon_0)}$$

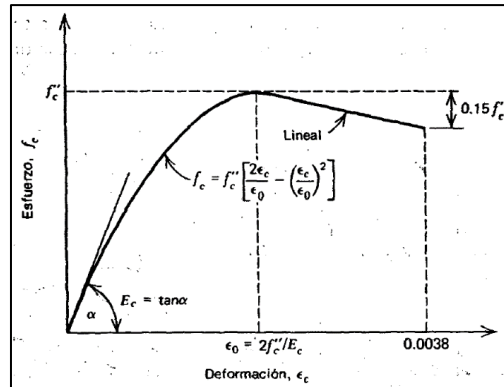


Figura 4 Modelo del concreto no confinado de Hognestad (Park & Paulay, 1980)

2.3.2. Rótulas plásticas y diagramas momento-curvatura

Las rótulas plásticas son producidas al alcanzarse deformaciones inelásticas en secciones específicas del elemento, deformándose al punto de presentarse mecanismos manifestados en rotaciones excesivas, y sin tener la capacidad de tomar los momentos actuantes. Las rótulas plásticas, mediante procesos conocidos como “redistribución de momentos”, van transfiriendo a los elementos adjuntos los momentos flectores existentes. De esta manera se van alcanzando las capacidades máximas de transferencia y disipación de energía conforme se van formando una a una.

Para poder definir la no linealidad del material en las secciones del elemento, existen muchas metodologías, siendo utilizado para el actual proyecto un modelo de rótula plástica concentrada. De esta forma, se construyen diagramas de esfuerzo deformación para poder representar la aparición de rótulas plásticas en los elementos de concreto armado. De la figura 5 se puede apreciar un modelo propuesto simplificado, distribuido en varios tramos como sigue:

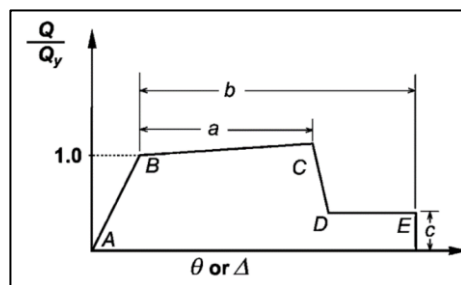


Figura 5 Modelo simplificado de la relación esfuerzo – deformación del ASCE 41-13 (American Society of Civil Engineers, 2013)

Del punto A al B se representa la sección de concreto armado que está iniciando la fluencia, y comprendiendo del punto B al C, una degradación en la rigidez para la sección de concreto armado donde sucede el endurecimiento por deformación. Para el punto D se presenta una pérdida de la rigidez en la sección de manera repentina, para posteriormente experimentarse una deformación prolongada hasta el punto E sin tener que aplicarse cargas adicionales.

A la variación del perfil de las deformaciones en un elemento, que se va modificando a lo largo de éste por las fluctuaciones en las deformaciones entre grietas y la profundidad del eje neutro, se denomina curvatura (Park & Paulay, 1980). Para esto se tiene que los diagramas momento-curvatura estarían dados en tres partes. La primera parte pertenece a la sección no agrietada del elemento, la segunda corresponderá desde el inicio del agrietamiento del concreto hasta la fluencia del refuerzo por tracción, siendo la última aquella que pertenece al límite de su deformación útil (Park & Paulay, 1980, pág. 205). Mediante los diagramas de momento-curvatura se puede conocer la ductilidad que se desarrolla en los elementos de concreto armado, observándose en la figura 6 un modelo trilineal característico. La ductilidad $u\varphi$ del elemento estructural se da como la relación entre la curvatura de la sección de concreto en su máxima deformación φ_u , con la curvatura en la sección al momento de la fluencia en el refuerzo φ_y .

$$u\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

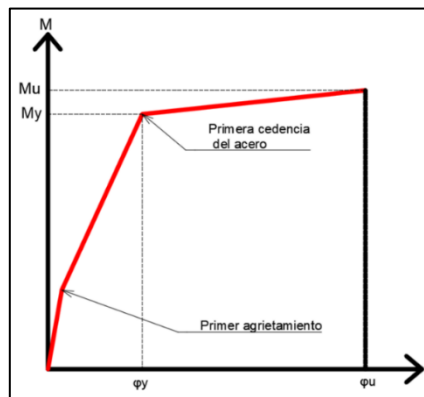


Figura 6 Modelo trilineal del momento curvatura (Park & Paulay, 1980)

2.3.3. Análisis empleados en el proyecto

a) Análisis estático y dinámico no lineales

El análisis estático no lineal, tiene como primera etapa de cálculo el análisis por cargas gravitacionales que actuarán en la estructura, produciéndose primeramente las deformaciones bajo estos efectos para posteriormente ser deformado por cargas laterales incrementales paso a paso. Cada paso se realizará para cada dirección de análisis hasta la formación de las primeras rótulas plásticas. Tras finalizar esto se presentará una

redistribución de rigideces en la estructura, dando origen a un proceso de iteración que continuará hasta que la estructura presente un mecanismo de colapso general (Rodríguez, 2013). Así, obtener una gráfica con las rótulas plásticas formadas y las curvas de capacidad de la estructura, mostrando la relación que tendría el corte basal con el desplazamiento máximo de la última planta.

Por otro lado, el análisis dinámico no lineal (ADNL), un análisis más completo en cuanto a comportamiento de la estructura en el tiempo, calculará las respuestas máximas que tendrá la estructura tras aplicarse un conjunto de registros sísmicos en ella. Estas historias en el tiempo (acelerogramas), al ser introducidas en las ecuaciones de equilibrio de la edificación, harán que la matriz de rigidez general vaya actualizándose a lo largo del tiempo y conforme ocurren variaciones en el amortiguamiento. Este cambio estará relacionado al comportamiento histerético de la estructura y de los sistemas de protección sísmica que ésta pudiera incluir. (Álvarez & Cordero, 2018).

b) Método de Espectro - Capacidad

Este método está establecido bajo una representación cercana de las propiedades globales no lineales de la edificación, hallada tras reemplazar al sistema no lineal por uno lineal que sea equivalente, para ello haciendo uso de procedimientos de análisis modal del ATC-40. Estos procedimientos además de ser empleados para estructuras con comportamientos lineales, extienden su aplicación a edificaciones que presenten comportamientos no lineales mediante la consideración de sus propiedades efectivas lineales, formando así una representación aproximada. Se puede diferenciar este método respecto de los convencionales análisis lineales (que emplean de manera directa las propiedades elásticas de los componentes) en que estos trabajan con propiedades secantes o efectivas para determinar el desplazamiento.

En otras palabras, el método de espectro capacidad permite establecer una comparación entre el espectro de capacidad de la estructura y distintos espectros de demanda sísmica; para así determinar el máximo desplazamiento relacionado al punto de desempeño. Para esto se igualan la demanda y la capacidad de la edificación, pudiéndose estimar con ello la respuesta máxima con la que se hará la comparación del nivel esperado de desempeño.

2.4. Desempeño sísmico

El concepto de desempeño sísmico como una alternativa admisible de evaluación orientada al diseño sísmico, propone una serie de niveles de daño establecidas en función de la frecuencia y las consecuencias que tienen los sismos sobre la población. La aceptación de estos niveles de daño conllevará a que los criterios de demanda estructural estén señalados en términos de niveles de desempeño deseados. Entre estos se encuentran las propuestas del ATC-40 y las recomendaciones dadas por el comité VISION 2000. De esta manera, se puede decir que el diseño basado en el desempeño sísmico es un conjunto de criterios de evaluación; necesarios para desarrollar un dimensionamiento detallado de los principales elementos estructurales y no estructurales. El diseño se realiza de forma tal que la integridad estructural de

la edificación no se vea afectada más allá de los límites de confiabilidad establecidos. Estos límites existen para cada nivel de demanda sísmica especificada, mostrando así un desempeño estructural más predecible. Los objetivos de desempeño para diseño corresponden a formas de expresión que relacionarían un determinado nivel de movimiento sísmico con los niveles de desempeño esperados en una edificación. Para su selección se requiere de factores relacionados a la importancia que tenga la edificación (p. ej., un centro de salud o una fuente de patrimonio histórico y cultural), su nivel de ocupación, costos por interrupción de actividades e importancia económica (Bertero, 1997).

Tomando esto en cuenta, el desempeño esperado de la estructura definirá los requisitos mínimos necesarios relacionados al desempeño sísmico para cada uno de los distintos niveles de amenaza. Entre las propuestas del diseño basado por desempeño sísmico se considera solamente a las proporcionadas por el comité VISION 2000, identificándose cuatro niveles de desempeño como se detalla a continuación en la tabla 1.

Tabla 1 Niveles de desempeño – VISION 2000

		COMPLETAMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE LA VIDA	CERCA DEL COLAPSO
NIVEL DE DEMANDA	Sismo Frecuente (69% prob.exced. / 50 años) Tr = 43 años	Común			
	Sismo Ocasional (50% prob. exced. / 50 años) Tr = 72 años	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% prob.exced. / 50 años) Tr = 475 años	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% prob.exced. / 50 años) Tr = 970 años	Crítico	Crítico	Esencial	Común

3. ESTRUCTURAS CON BASE FIJA Y AISLADA

La estructura que se empleó para el proyecto es un edificio multifamiliar en concreto armado de doce niveles. Planteado para estar ubicado en una zona residencial de alta densidad del distrito de Pueblo Libre, en la provincia y departamento de Lima, Perú. El terreno en el que se emplaza el edificio consta de un área total de 601.40 m². Se consideró una capacidad portante del terreno de 4.00 kgf/cm², al tipo de suelo como rígido $S_1 = 1.00$ y para un factor de zona $Z = 0.45$. La mayor dimensión del edificio es de 27.79m contrario a la fachada, y de 15.88m en el lado perpendicular. La fachada está dividida en dos tramos de 18.52m formando entre ellos un ángulo de 120°, además la edificación posee una altura de entrepiso típica de 2.80m. Tiene un retiro frontal de 6.00m y un retiro adicional de 50cm para el desplazamiento del sistema de aislamiento hacia las edificaciones colindantes. La edificación cuenta con un área construida total de 4440.00 m², con 36 departamentos entre tipos flat y dúplex. Los departamentos tienen dos dormitorios y dos baños cada uno desde la primera planta, considerándose adicionalmente que el edificio carece de sótanos de estacionamientos.

El modelamiento fue realizado inicialmente en el software ETABS 18 (Computers and Structures Inc., 2018), aprovechando la relativa rapidez de

modificación y trabajo que tiene respecto a SAP2000 (Computers and Structures Inc., 2019) para la estructuración inicial mediante análisis lineales. Se modeló así los principales elementos estructurales tomando en cuenta el criterio de estructuración anteriormente detallado. Para ello se modelaron a las vigas y columnas como elementos Frame, existiendo 5 tipos de vigas principales y 3 secciones distintas de columnas. Por otro lado, las losas y los muros de corte se modelaron con elementos tipo Shell. Se añadieron las cargas correspondientes de la edificación (vivienda multifamiliar) considerando lo dispuesto por la norma E.020 "Cargas" (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006). De esta forma se realizaron las comprobaciones por derivas máximas de la estructura, obteniéndose el ratio de irregularidad torsional para posteriormente ir modificando las secciones hasta cumplir las disposiciones dadas por la norma de diseño sismorresistente E.030.

En la figura 7 se puede ver el plano de estructuración de la edificación. Para ello, los elementos estructurales ya han sido definidos y diseñados preliminarmente por software y ante las directrices del ACI 318, trabajando con el escalamiento de fuerzas indicado por la norma E.030. De igual forma, la figura 8 muestra el modelo analítico empleado en ETABS para los análisis dinámicos lineales. Los elementos estructurales horizontales fueron sometidos a comprobaciones por deflexión vertical máxima, utilizando el software de análisis bajo las especificaciones de la norma E.060, evitando así controles de deformación al permanecer dentro de los rangos permitidos.

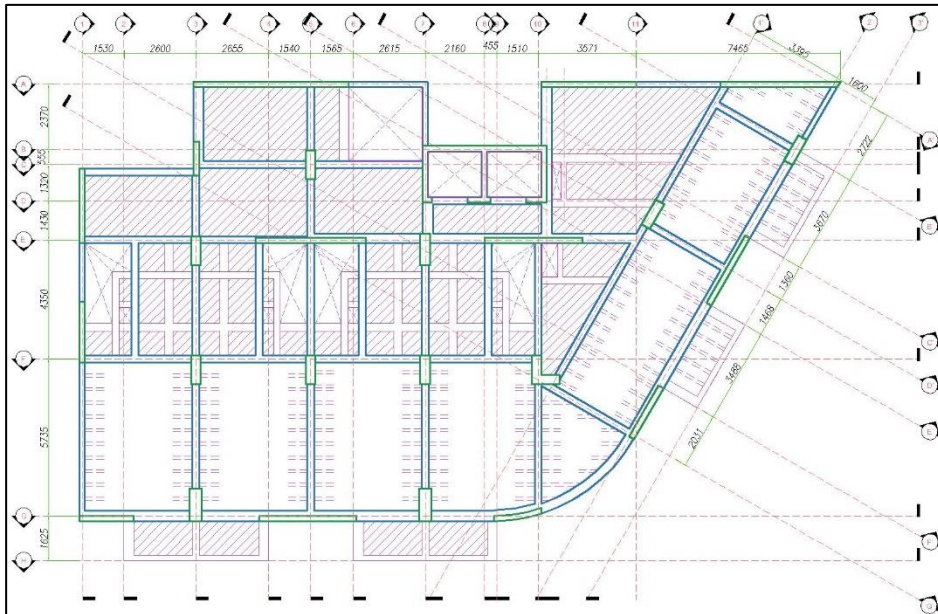


Figura 7 Estructuración del edificio convencional

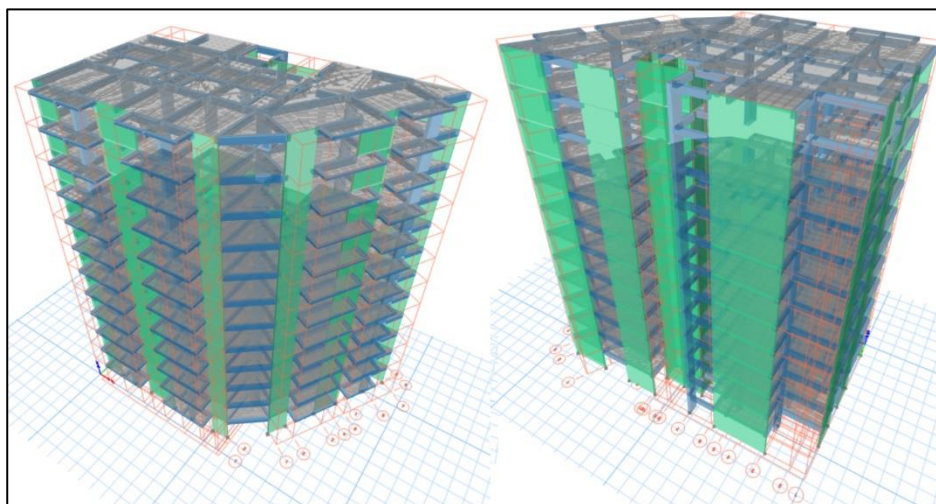


Figura 8 Modelamiento inicial en ETABS 18– Edificio Convencional

El diseño incluirá aisladores HDR una vez se hayan realizado los análisis por métodos no lineales en la estructura convencional, siendo para ello empleados 33 de estos dispositivos bajo los elementos estructurales verticales. Para esto, primero se verificaron las disposiciones indicadas en las normas peruanas bajo metodologías de análisis lineal, siendo el modelamiento empleado posteriormente para comprobaciones de la estructura aislada con las propiedades inelásticas ya incorporadas. Mencionar además que el modo fundamental de vibración de la edificación obtenido por software es traslacional para la dirección Y-Y, correspondiendo el segundo modo a la dirección X-X y el tercero a una rotación en Z-Z.

3.1. Secciones y propiedades inelásticas

La estructura al ser en su totalidad de concreto armado, empleará dos dosificaciones para la resistencia a compresión del concreto, siendo utilizados en las primeras ocho plantas un concreto con resistencia de $f'c=350$ kgf/cm². Para los elementos estructurales por encima del octavo nivel se empleará concreto con $f'c=280$ kgf/cm². Para el refuerzo longitudinal de acero, se realizó una disminución en la cuantía de los elementos estructurales verticales; existiendo así reducciones a partir del noveno nivel para las columnas y para los muros de corte desde el sexto al noveno nivel.

Cabe indicar que no se realizaron reducciones en las secciones transversales de los elementos verticales de concreto. El acero de refuerzo a emplear para los elementos estructurales será de tipo corrugado ASTM A615 - grado 60. Las secciones de las vigas principales, columnas y muros de corte fueron diseñados de acuerdo a lo indicado por el capítulo 21 de la normativa peruana E.060, tomando como consideración adicional el capítulo 18 del código norteamericano ACI 318-19 para el diseño de los muros de corte.

3.1.1. Secciones determinadas por diseño

En este apartado se dan descripciones del criterio de diseño utilizado para los elementos estructurales de la edificación. Se presentan también tablas resumen con las dimensiones y el refuerzo de acero calculado para cada tipo de sección empleado.

a) Columnas

Las columnas al ser elementos verticales sometidas a flexo-compresión, se diseñaron tomando en cuenta los diagramas de interacción generados por el software de análisis, comprobando que los pares de carga axial y momento flector se encuentren dentro de la curva generada. Para esto se recurrieron a las combinaciones de carga que incluyen efectos sísmicos con los valores más perjudiciales. Posteriormente se realizó la comprobación por flexión biaxial para la combinación de carga más crítica. El diseño por corte se realizó por capacidad, tomándose la carga axial que brinde el mayor momento nominal y comparándolo con el cortante obtenido del modelo, distribuyendo el refuerzo transversal en función a las disposiciones de la norma E.060. Las secciones obtenidas se aprecian en la tabla 2.

Tabla 2 Secciones resultantes de diseño – Columnas

	TIPO	DIMENSIONES (m)	ACERO LONGITUDINAL	ACERO TRANSVERSAL
COLUMNAS	C-1	0.35 x 1.05	24Ø3/4"	Ø3/8": 1@0.05, 2@0.075, 8@0.10, rto.@0.20
	C-1a	0.35 x 1.05	4Ø3/4" + 20Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20
	C-2	0.45 x 1.25	44Ø3/4"	Ø1/2": 1@0.05, 2@0.075, 10@0.10, rto.@0.20
	C-2a	0.45 x 1.25	24Ø3/4" + 20Ø5/8"	Ø1/2": 1@0.05, 12@0.10, rto.@0.20
	C-3	1.05 x 1.00 x 0.35 (L)	8Ø3/4" + 24Ø5/8"	Ø1/2": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20
	C-3a	1.05 x 1.00 x 0.35 (L)	32Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 10@0.10, rto.@0.20

b) Vigas principales

El diseño de las vigas se estableció con un límite de cuantía del 50% de la cuantía balanceada, asegurándose así que el comportamiento del elemento sea dúctil al considerarse las fuerzas sísmicas en el diseño. Para el caso de las vigas secundarias, cuyo propósito es principalmente el de soportar directamente muros de tabiquería, se diseñó solamente bajo cargas de gravedad amplificadas. Se tomó en cuenta los momentos flectores obtenidos de la envolvente de cargas en las vigas principales, comparando estos a su vez con los momentos conseguidos del diseño por capacidad y determinando el refuerzo longitudinal para el mayor valor resultante. La continuidad del acero de refuerzo se realizó con la cuantía mínima, calculando el refuerzo transversal por capacidad y bajo las indicaciones dadas en la norma. Para el diseño del refuerzo de las vigas secundarias no se consideró las disposiciones especiales del capítulo 21 de la norma E.060. Las secciones de vigas obtenidas junto con el refuerzo empleado se pueden ver en la tabla 3.

Tabla 3 Secciones resultantes de diseño – Vigas

	TIPO	DIMENSIONES (m)	ACERO LONGITUDINAL	ACERO TRANSVERSAL
VIGAS PRINCIPALES	V-1	0.40 x 0.60	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 9@0.125, rto.@0.275
	V-2	0.40 x 0.50	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-3	0.35 x 0.50	4Ø5/8"; 4Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-4	0.25 x 0.50	3Ø5/8"; 3Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 7@0.125, rto.@0.225
	V-5	0.25 x 0.35	3Ø5/8"; 3Ø5/8"	Ø3/8": 1@0.05, 2@0.075, 4@0.10, rto.@0.15

VIGAS SECUNDARIAS	VS-1	0.20 x 0.20	2Ø1/2"; 2Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-2	0.25 x 0.20	3Ø1/2"; 3Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-3	0.30 x 0.20	3Ø1/2"; 3Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15, rto.@0.25
	VS-4	0.35 x 0.20	4Ø1/2"; 4Ø1/2"	Ø3/8": 1@0.05, 6@0.10, rto.@0.20

c) Muros de corte

Los muros de corte se encargan principalmente de resistir las fuerzas cortantes de la edificación, en este caso siendo diseñados por flexocompresión al tener una relación altura-longitud mayor a dos y considerarse como un muro esbelto. Se emplea para esto su diagrama de interacción, comprobando que los pares de combinaciones de carga axial – momento flector se encuentren dentro de la curva obtenida. Se determinaron además los núcleos de los elementos de borde en función de las zonas de compresión del muro, con los refuerzos de acero calculados en base a las indicaciones presentadas en el código ACI 318-19. Esto se proporciona al asumir que el desplazamiento horizontal inelástico está dado por flexión en la sección más crítica del muro. El diseño del refuerzo a cortante se calculó a partir del análisis de las cargas laterales, siendo éstas amplificadas por dos factores sobre el cortante último de diseño. Entre ellos se tiene a la sobrerresistencia por flexión en las posibles zonas de ocurrencia de fluencia en el refuerzo longitudinal y a la amplificación dinámica debida a los efectos de los modos de vibración superiores (ACI Committee 318, 2019). De esta manera, en la tabla 4 se aprecian los refuerzos principales de los muros de corte calculados.

Tabla 4 Secciones resultantes de diseño – Columnas

	TIPO	ACERO TRANSVERSAL	ACERO LONGITUDINAL
PLACAS	P-01 (0.20 x 2.50)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.175m
	P-01a (0.20 x 2.50)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.175m
	P-01b (0.20 x 2.50)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-02 (0.20 x 2.50)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.15m
	P-02a (0.20 x 2.50)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	P-02b (0.20 x 2.50)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-03 (0.20 x 2.10)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.15m
	P-03a (0.20 x 2.10)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	P-03b (0.20 x 2.10)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m
	P-04 (0.30 x 6.30)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1" @ 0.20m
	P-04a (0.30 x 6.30)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.20m
	P-04b (0.30 x 6.30)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.20m
	Caja ascensor (0.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.10m
	(a) Caja ascensor (0.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	(b) Caja ascensor (0.20)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.15m
	P-05 (0.25 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.225m
	P-05a (0.25 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.25m
	P-05b (0.25 x 4.20)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.25m
	P-06 (0.25 x 4.00)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1" @ 0.15m
	P-06a (0.25 x 4.00)	Ø1/2": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.15m
	P-06b (0.25 x 4.00)	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.075, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.20m
	P-07 (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.225m
	P-07a (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.225m
	P-07b (0.20 x 4.20)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.275m
	P-08 (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.25m
	P-08a (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.25m
	P-08b (0.20 x 4.20)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.30m
	P-09 (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.20m
	P-09a (0.20 x 4.20)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.20m
	P-09b (0.20 x 4.20)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.25m
	P-10 (0.20 x 2.00)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.20m
	P-10a (0.20 x 2.00)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.20m
	P-10b (0.20 x 2.00)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.275m
	P-11 (0.20 x 2.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.225m
	P-11a (0.20 x 2.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.225m
	P-11b (0.20 x 2.75)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.30m
	P-12 (0.20 x 2.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø3/4" @ 0.175m
	P-12a (0.20 x 2.75)	Ø1/2": 1@0.05, rto.@0.10	Ø5/8" @ 0.175m
	P-12b (0.20 x 2.75)	Ø3/8": 1@0.05, rto.@0.10	Ø1/2" @ 0.225m

3.1.2. Propiedades inelásticas

Empleando las secciones de los elementos estructurales obtenidos anteriormente junto con sus detalles de refuerzo, se insertaron en el modelo estructural las condiciones de formación de rótulas plásticas y las propiedades no lineales de los materiales. De esta forma establecer el comportamiento inelástico de los componentes estructurales, mediante modelos de esfuerzo deformación tanto para el acero de refuerzo como para el concreto armado. Estas condiciones son necesarias para efectuar análisis no lineales en la estructura, utilizándose para estos tipos de análisis el software SAP2000. Esto debido a su velocidad de trabajo con este tipo de análisis y el mayor nivel de detalle que se le pueden dar a las condiciones de análisis. Con esta consideración, se asignaron las condiciones de rotulación en los elementos estructurales como se observa en la figura 9, teniéndose en cuenta que para los muros de corte se empleó una idealización de plasticidad concentrada, mas no de plasticidad distribuida.

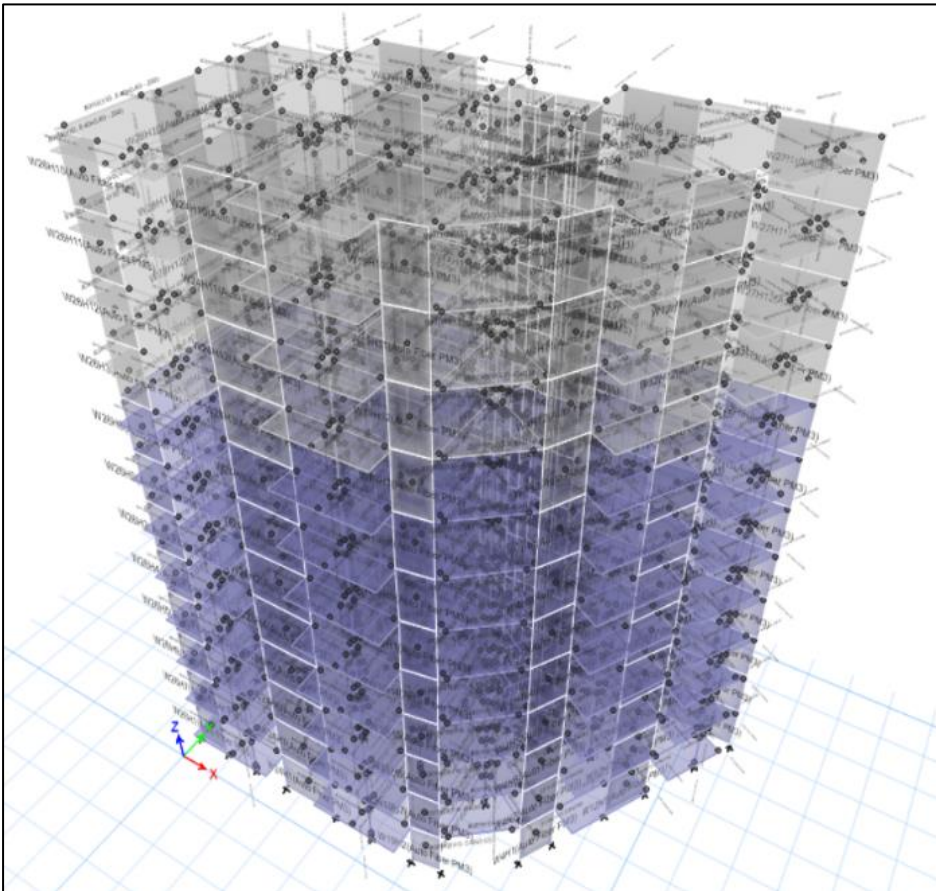


Figura 9 Modelamiento Asignación de condiciones de rotura en modelo de análisis

Los muros de corte empleando esta idealización llevó brazos rígidos con secciones transversales iguales a las de las vigas que llegaban a estos, creando un material para estos con un valor de módulo de elasticidad de veinte veces el utilizado en el concreto. Recalcar que el concreto empleado hasta la octava planta es de resistencia a la compresión $f_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, para continuar con $f_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ hasta la azotea. Utilizar estos modelos en los muros permitió obtener resultados de manera más rápida al ser más sencillos de trabajar, así como también permitió obtener resultados un poco más conservadores.

Para el comportamiento del concreto armado se empleó el modelo de Hognestad con una deformación unitaria de rotura del concreto de 0.0038, mostrándose como ejemplo en la figura 10 el modelo de esfuerzo deformación para el concreto con $f_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$. En el caso del acero de refuerzo, se empleó el modelo con endurecimiento por sobrerresistencia parabólico, idealizado para un esfuerzo último de $f_u = 6300 \text{ kgf/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ (figura 11). Con estos datos, se empleó el mismo software de análisis para la formación de los diagramas de interacción y diagramas momento curvatura de las secciones principales de la estructura. Así, insertar después estos resultados de forma manual en el programa para terminar con la colocación de condiciones inelásticas en la edificación.

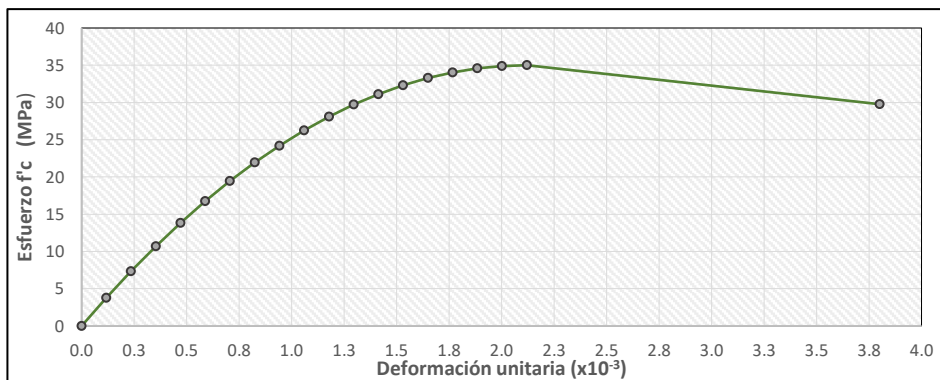


Figura 10 Modelo de esfuerzo-deformación del concreto armado ($f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$)

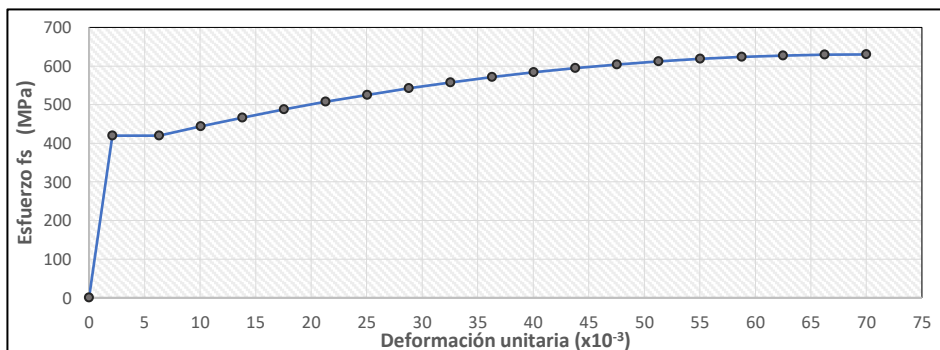


Figura 11 Modelo de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

3.1.3. Características de edificación y parámetros sísmicos

A continuación, en la tabla 5 se muestran los parámetros empleados para el modelamiento de la estructura, junto a los datos recogidos de la norma necesarios para el cálculo de las irregularidades, la obtención de fuerzas cortantes y las derivas.

Tabla 5 Parámetros Sísmicos de la Estructura Convencional

	TIPO	VALOR
PARAMETROS SISMICOS	Factor de Zona (Z)	Z4 = 0.45
	Factor de Uso (U)	U = 1.00
	Factor de Suelo (S)	S1 = 1.00
	Período del Suelo T_p	$T_p = 0.4$
	Período del Suelo T_L	$T_L = 2.5$
	Carga de Servicio de Estructura	5744 ton
	Período de Edificación (X-X)	0.548 s
	Período de Edificación (Y-Y)	0.739 s
	Configuración Estructural (X-X)	Muros Estructurales
	Configuración Estructural (Y-Y)	Muros Estructurales
	Coefficiente de Reducción R_0	$R_0 = 6$
	Factor Amplificación Sísmica en X	$C_x = 1.825$
	Factor Amplificación Sísmica en Y	$C_y = 1.353$
IRREGULARIDAD	IRREGULARIDAD EN PLANTA I_p :	SI
	"Irregularidad torsional extrema"	$I_p = 0.6$
	IRREGULARIDAD EN ALTURA I_a	NO
	-- --	$I_a = 0$
	Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas R	$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a = 3.6$

Se ha de destacar la abundancia de muros de tabiquería presente en las plantas del edificio por tratarse de un edificio multifamiliar. Así, el peso total obtenido de la estructura bajo cargas de servicio (CM + %CV) es de 5744 tonf, mostrándose en la tabla 6 el peso calculado por área de planta. Además de calcularse las fuerzas cortantes basales en la estructura fija, es en función de esto que se realizó el predimensionamiento del sistema de aislamiento ante cargas axiales, visto a mayor detalle más adelante.

Tabla 6 Peso de la estructura convencional y relación de peso por unidad de área P/A

	Peso de estructura - Cargas muertas (ton)	Peso de estructura - Cargas de servicio (ton)	Área de planta (m ²)	Relación peso CM/Área	Relación peso CS/Área
Plantas Pares	457.9	475.2	389.9	1.174	1.219
Plantas Impares	480.4	497.9	391.9	1.226	1.270
Última Planta	370.7	379.8	389.9	0.951	0.974

3.2. Implementación de sistema de aislamiento

Para el diseño inicial del sistema de aislamiento a incorporar en la edificación, se tomó en cuenta el periodo objetivo que tendría la estructura con aislamiento sísmico, siendo este un valor igual a tres veces el periodo fundamental de la estructura fija. De esta forma se consigue aproximadamente un periodo de 2.22s, calculándose con esto la rigidez de predimensionamiento inicial necesaria para el sistema de aislamiento. Establecida esta rigidez se comprobó que la deriva resultante en la superestructura sea menor al límite dado por la norma E.031 (deriva máxima de 0.0035), siendo inicialmente empleado el software ETABS 2018 para la realización de las comprobaciones necesarias ante análisis lineales y no lineales dinámicos por tiempo historia

(FNA). Para ello se consideraron las rigideces provistas por los aisladores HDR, siendo para el actual caso empleados 33 dispositivos. El cálculo estimado inicial realizado para la rigidez del sistema de aislamiento estuvo en función de la carga de servicio que soportaría cada dispositivo, además de la rigidez lateral efectiva brindada por los fabricantes (generalmente brindada en función de los desplazamientos máximos considerados). Así, el concepto principal empleado para calcular la rigidez lateral fue el de tomar referencialmente a toda la superestructura como una masa indeformable, de forma que el centro de rigidez del sistema de aislamiento coincida en lo posible con el centro de masas de la superestructura.

3.2.1. Registros sísmicos

Una vez cargado el conjunto de pares de acelerogramas, se corrigieron cada uno de ellos mediante las opciones de línea base, siendo empleados para algunos casos un filtrado de frecuencias bajas y altas con tal de obtener velocidades y desplazamientos finales muy cercanos a cero. La figura 12 muestra como ejemplo el conjunto empleado para la dirección X-X de análisis, trabajándose con siete pares de registros sísmicos. Una vez corregidos los pares de registros, se subieron estos al programa SeismoMatch (SeismoSoft, 2012) para realizar el escalamiento al espectro objetivo de la norma, tomando como consideración emplear un coeficiente de reducción sísmica $R=1$. Para el actual caso los parámetros a emplear fueron un factor de zona 4 ($Z=0.45$), factor de importancia común con amplificación ($U=1.0$) y suelo tipo S_1 ($S=1.0$).

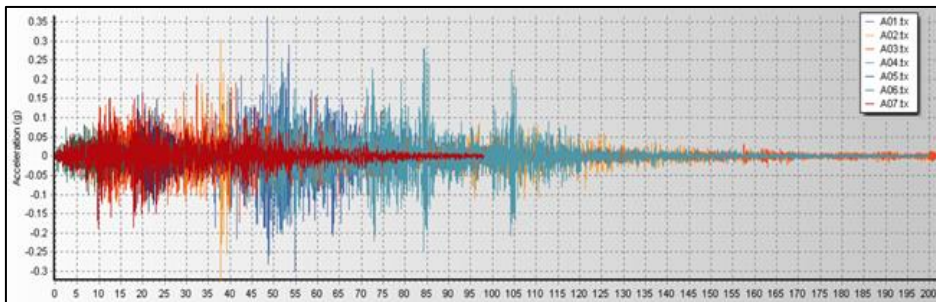


Figura 12 Conjunto de acelerogramas utilizados para análisis (Este-Oeste EW)

3.2.2. Características del sistema de aislamiento y parámetros sísmicos

Fue en base a los periodos de la estructura empotrada que se estimó la rigidez del sistema de aislamiento, dado que, al tomar al triple del valor del periodo fundamental como referencia, se obtuvieron las propiedades elásticas de los aisladores en función de su carga de servicio axial. Las cargas axiales de servicio se consideraron como la carga muerta más un 25% de la carga viva, teniéndose presente además a las cargas adicionales que se tienen al incluirle a la estructura una losa de aislamiento, obteniéndose las fuerzas axiales que se muestran en la figura 13.

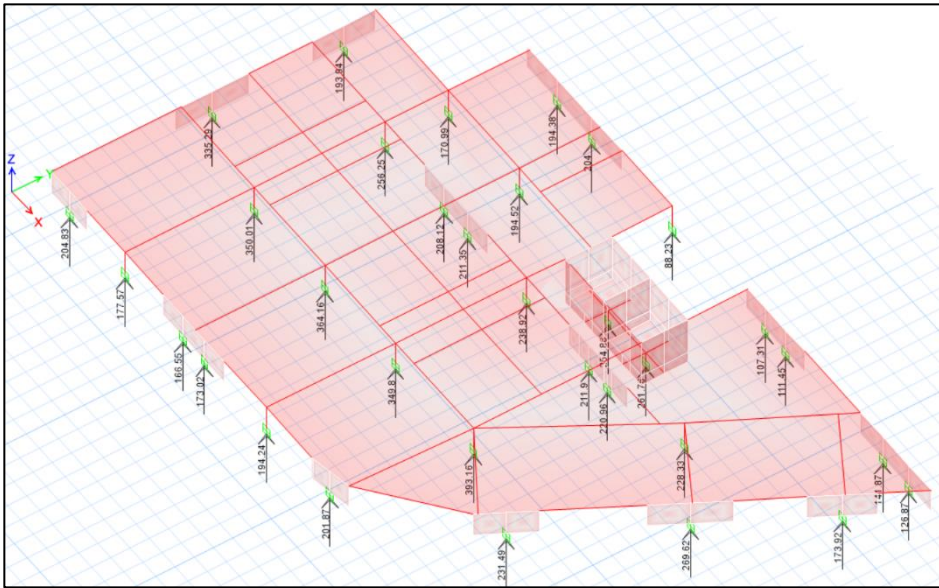


Figura 13 Cargas axiales de servicio sobre los aisladores para la estructura con aislamiento (ton)

Se supo del análisis que la carga que recibiría cada aislador estaría entre 88.09 ton, y 393.16 ton, pudiéndose determinar a partir de aquí la rigidez necesaria en los aisladores HDR, dando como resultado 3 tipos de aisladores HDR distribuidos en 33 aisladores. Tomando los valores de las rigideces de los dispositivos en función de su carga axial máxima, se procedió a insertar sus propiedades elásticas en el modelo analítico determinando así el periodo de la estructura aislada de una manera más exacta. Se consideró además inicialmente un amortiguamiento efectivo del 15% para todos los aisladores. Tras realizar el análisis se obtuvieron los periodos para cada modo de vibración, además de la distancia existente entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el centro de masa de la superestructura. Finalmente, se fueron variando la ubicación y propiedades de los dispositivos de forma que la distancia entre ambos centros sea mínima, siguiendo las condiciones de capacidad de carga axial máxima y manteniendo los criterios de selección (3 tipos de aisladores). Cabe resaltar que las propiedades elásticas secantes iniciales fueron cambiadas a modelos inelásticos bilineales.

Con esto se determinaron los desplazamientos máximos que podría tener el sistema de aislamiento, la deriva máxima, el desplazamiento total máximo y las fuerzas laterales mínimas que deberá de cumplir la estructura, todo de acuerdo con lo establecido en la norma E.031 y bajo los parámetros sísmicos de la estructura aislada (tabla 7). Para el diseño del sistema de aislamiento se emplearon propiedades máximas y mínimas, tanto del sistema de aislamiento en general como de los dispositivos. Se emplearon para esto factores de modificación λ presentes en la norma (dependientes del tipo de dispositivo), y trabajar así con estos valores para la mayoría de verificaciones de análisis.

Tabla 7 Parámetros Sísmicos de la Estructura Aislada

	TIPO	VALOR
PARÁMETROS SÍSMICOS	Factor de Zona (Z)	Z4 = 0.45
	Factor de Uso (U)	U = 1.00
	Factor de Suelo (S)	S1 = 1.00
	Período del Suelo T_p	$T_p = 0.4$
	Período del Suelo T_L	$T_L = 2.5$
	Carga de Servicio de Estructura	6241 ton
	Período de Edificación (X-X)	2.227 s
	Período de Edificación (Y-Y)	2.394 s
	Coefficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas R	R = 1
	Amplificación a sismo máximo considerado SMC	1,5

A continuación, se presentan las propiedades calculadas referentes al diseño del sistema de aislamiento para los tres tipos de dispositivos, especificándose en la tabla 8 y la tabla 9 las propiedades del sistema. La figura 14 muestra además la distribución y ubicación de los dispositivos.

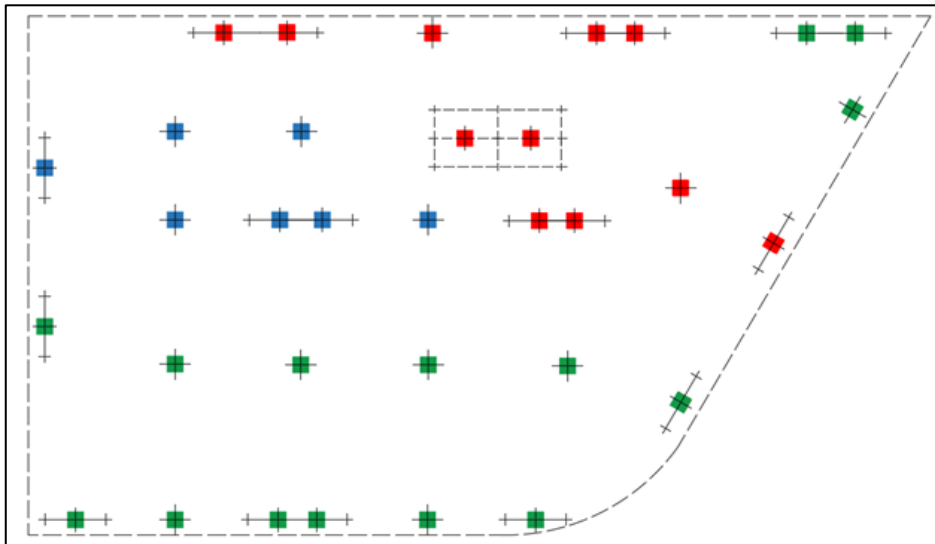


Figura 14 Ubicación en planta de los distintos tipos de aisladores

Tabla 8 Propiedades generales por tipo de dispositivo de aislamiento

	AISLADORES ELASTOMÉRICOS HDR		
	HDR-1	HDR-2	HDR-3
Cantidad	11	11	11
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	174	91	203
Rigidez inicial K_1 (ton/m)	1317	709	1495
Fuerza de fluencia F_y (ton)	10.44	5.40	11.50
Rigidez vertical (ton/m)	128400	68600	142700
Carga axial de servicio máxima (ton)	764	317	802
Diámetro del dispositivo (mm)	600	450	650

Tabla 9 Cuadro de propiedades determinadas para el sistema de aislamiento

	PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO		
	Límite Superior	Valor nominal	Límite Inferior
Factor de modificación Q_d	1.7	1.0	0.8
Factor de modificación K_d	2.0	1.0	0.8
Rigidez efectiva K_{eff} (ton/m)	10081	5148	4153
Amortiguamiento efectivo (%)	14.55	13.66	12.23
Deriva (%)	2.679	1.719	1.644
Desplazamiento total (m)	0.2685	0.3221	0.3920

3.3. Curvas de capacidad

Las curvas para la estructura fija se establecieron mediante cargas monotónicas incrementales, introduciéndose de manera triangular ascendente en altura y distribuyéndose sobre los centros de masa de los entresijos. De esta manera el comportamiento descrito por la estructura convencional representaría de mejor manera los efectos de torsión extrema sobre la edificación. Adicionalmente se calcularon las curvas de capacidad con cargas laterales uniformemente distribuidas y en función del modo de vibración, esto solo para motivos de comparación. Así, la figura 15 y la figura 16 muestran las curvas de capacidad obtenidas para ambos sentidos de análisis. En estas se puede apreciar la participación del primer modo de vibración en la traslación del edificio para la dirección Y-Y, siendo el segundo modo el que tiene la mayor participación en la traslación para la dirección X-X. Resaltar además que el modo fundamental de la estructura es traslacional en Y-Y, y que las rotaciones presentes para el primer y el segundo modo de vibración mantienen una influencia significativa en el comportamiento de la edificación.

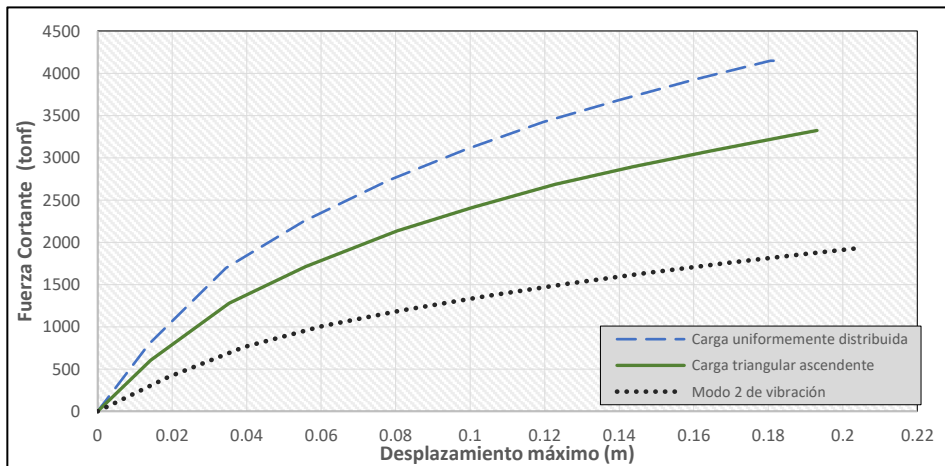


Figura 15 Curvas de capacidad en la dirección X-X – Estructura convencional

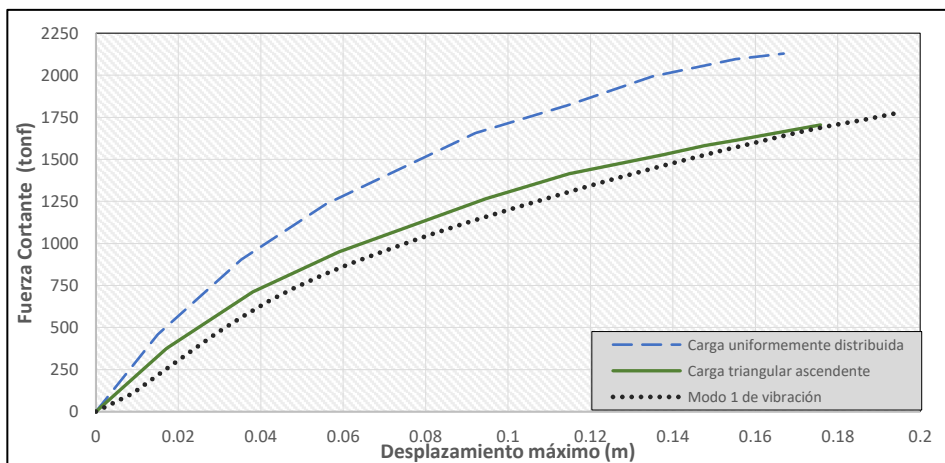


Figura 16 Curvas de capacidad en la dirección Y-Y – Estructura convencional

De igual forma para la estructura aislada las cargas fueron introducidas de manera triangular ascendente, distribuida sobre los centros de masa de los entresijos. También se calculó la curva de capacidad con cargas laterales distribuidas uniformemente y en función del modo de vibración con mayor participación. La figura 17 y la figura 18 muestran las curvas obtenidas para ambas direcciones de análisis.

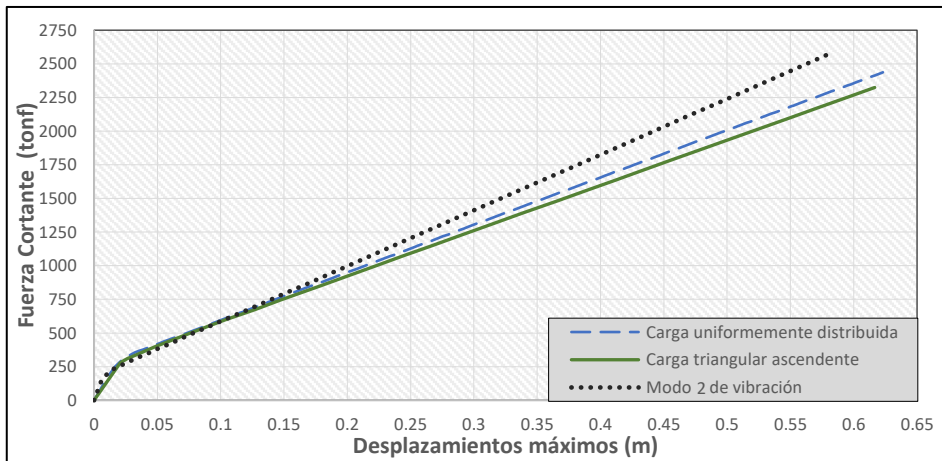


Figura 17 Curvas de capacidad en la dirección X-X – Estructura aislada

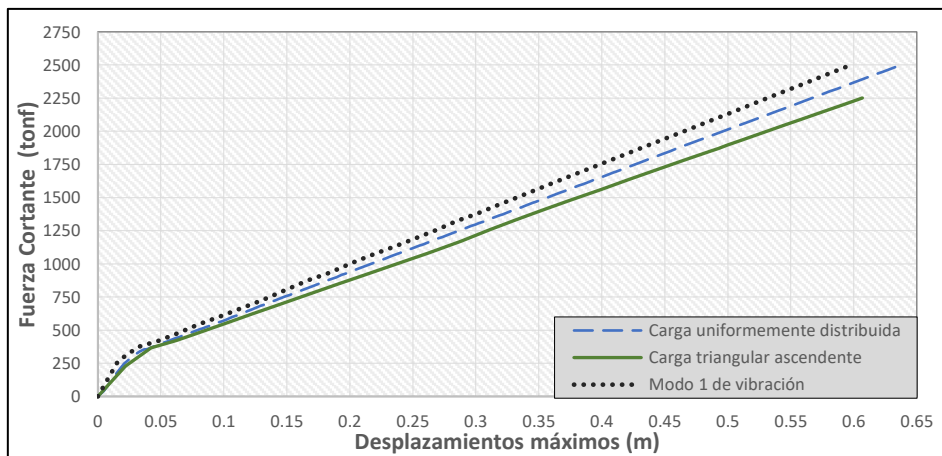


Figura 18 Curvas de capacidad en la dirección Y-Y – Estructura aislada

De esto se sabe que el modo de vibración fundamental en la estructura aislada tiene un comportamiento de traslación en la dirección Y-Y, siendo el segundo modo de vibración una traslación para la dirección X-X. Igualmente se sabe que la dominancia de los modos traslacionales en la estructura es alta, careciendo de rotaciones significantes en el comportamiento de la estructura.

4. REVISIÓN DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN

En el actual apartado se realizan las comparaciones de los resultados obtenidos entre la estructura empotrada y la estructura que incorpora el aislamiento sísmico, efectuándose revisiones en distintos aspectos. Los resultados se obtuvieron tras realizarse análisis lineales dinámicos modales espectrales, lineales dinámicos por tiempo historia, bajo el método de espectro capacidad y análisis no lineales por tiempo historia. Las revisiones fueron hechas para ambas direcciones de análisis X-X y Y-Y, y trabajando con los siete pares de registro sísmico anteriormente mencionados.

4.1. Niveles de desempeño, sobrerresistencias, ductilidades, derivas y fuerzas cortantes basales

Aquí se realizaron las comparaciones de los niveles de desempeño conseguidos en ambos sistemas estructurales, consiguiéndose mediante la superposición de las curvas de capacidad obtenidas con distribución de cargas uniforme, y los resultados conseguidos por análisis no lineal tiempo historia. Se utilizaron además las solicitaciones sísmicas de diseño de la norma E.030 y el sismo máximo considerado de la norma E.031. Esto se muestra para las dos direcciones X-X y Y-Y en la figura 19 y la figura 20.

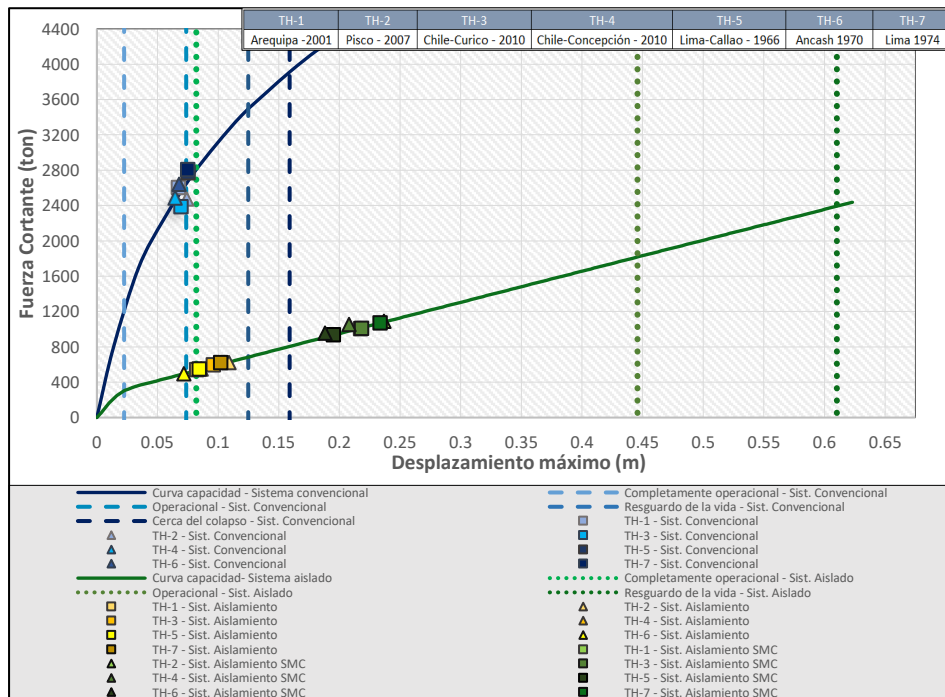


Figura 19 Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección X-X

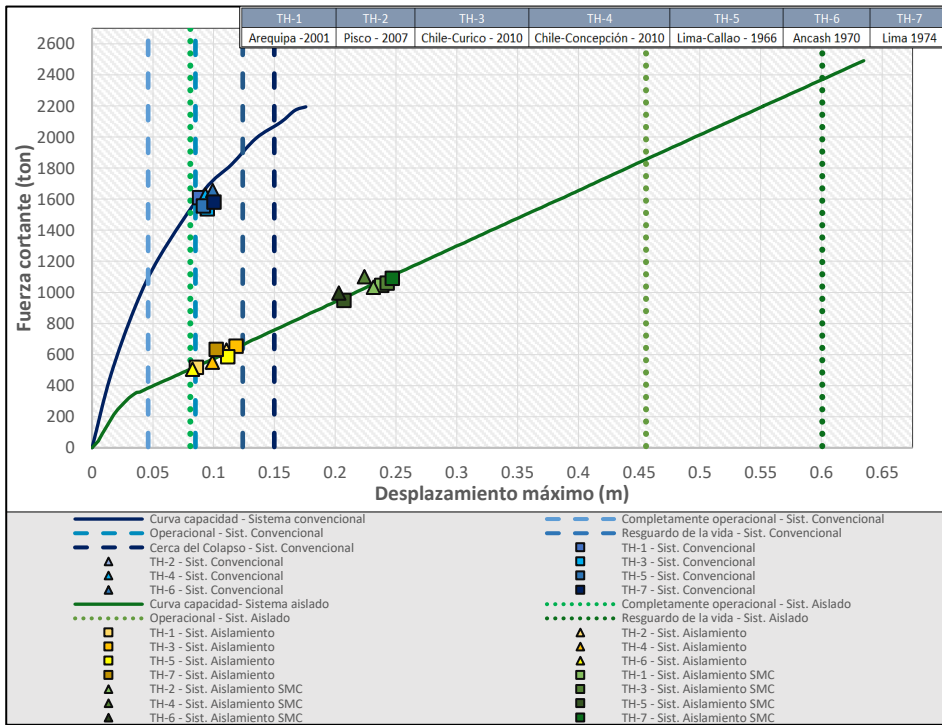


Figura 20 Determinación del nivel de desempeño para ambas estructuras– Dirección Y-Y

En base a las gráficas mostradas, se pudo distinguir entre los pares de registro escalados al sismo de diseño, que se tienen niveles de desempeño de Resguardo de la vida solamente en la dirección Y-Y para la estructura convencional, permaneciendo para todos los demás casos dentro del rango operacional. De igual manera para los pares de registros escalados al sismo máximo considerado empleados sobre la estructura aislada, se obtuvo en gran parte niveles de operatividad para la dirección Y-Y, siendo de igual manera para la dirección X-X.

Ahora, en función de las curvas de capacidad, los puntos críticos de desplazamientos y las fuerzas cortantes ya calculadas, se determinaron los índices de sobrerresistencia y las ductilidades obtenidas para ambas direcciones de cálculo en los dos tipos de estructura. Para el caso del cálculo de la variación de las nuevas ductilidades y sobrerresistencias obtenidas tras incluir el sistema de aislamiento, se realizó las comparativas con respecto a lo hallado en la estructura inicialmente empotrada. Los resultados de sobrerresistencia fueron hallados como el cociente del cortante último con el cortante de diseño. Las ductilidades se calcularon en función de la aparición de la primera rótula mas no en el punto de fluencia efectiva, esto debido a la precisión y a la cantidad de datos brindados por los análisis empleados en el trabajo. Sabiéndose además que, debido a la naturaleza bilineal de las curvas de capacidad de una estructura aislada, el punto de fluencia efectiva y el de la primera rótula serían muy distintas. El cálculo del punto de fluencia efectiva

daría un valor más cercano al del comienzo de la fluencia del sistema de aislamiento, mas no el de la superestructura. En la tabla 10 se muestra la variación existente entre los índices de sobrerresistencia y ductilidad de los desplazamientos conseguidos en ambos sistemas estructurales para las dos direcciones de análisis.

Tabla 10 Variaciones de sobrerresistencias y ductilidades entre ambos sistemas estructurales

Estructura	Dirección	Desplazamientos - Primera rótula (m)	Desplazamientos últimos (m)	Fuerzas cortantes - Primera rótula (ton)	Fuerzas cortantes últimas (ton)	Ductilidad disponible de la estructura	Sobrerresistencia
Sistema convencional	X-X	0.0250	0.1826	1302	4145	7.304	3.184
	Y-Y	0.0466	0.1669	1077	2129	3.581	1.977
Sistema aislado	X-X	0.0819	0.6235	530.6	2294	7.604	4.323
	Y-Y	0.0808	0.6348	498.4	2197	7.741	4.408

Con estos valores de ductilidad y los niveles de desempeño ya obtenidos, se determinaron los valores de la ductilidad demandada con respecto a los de la ductilidad disponible para ambas estructuras. De esta forma se calcularon los porcentajes de ductilidad disponible que alcanzan ambas estructuras al estar sometidas al sismo de diseño de la norma E.030, considerándose de manera adicional sobre la estructura aislada el sismo máximo considerado de la norma E.031. Estos cálculos fueron hechos considerando análisis lineales dinámicos y análisis no lineales por motivos de comparación. Con esto se determinaron los resultados para ambas direcciones de análisis como se presenta en la tabla 11.

Tabla 11 Ductilidades demandadas y ductilidades disponibles de ambos sistemas estructurales

ESTRUCTURA / Solicitud sísmica	TIPO DE ANÁLISIS	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
		Ductilidad demandada	Ductilidad disponible	% Ductilidad disponible alcanzada	Ductilidad demandada	Ductilidad disponible	% Ductilidad disponible alcanzada
SISTEMA CONVENCIONAL (Sismo Diseño E.030, R=1)	LINEAL	Dinámico Modal Espectral	2.815	7.304	28.79%	2.298	50.29%
		Tiempo Historia (prom.)	2.875		29.74%	2.261	3.581
	NO LINEAL	Método Espectro Capacidad	2.680		26.65%	1.931	36.07%
		Tiempo Historia (prom.)	2.852		29.38%	2.055	40.88%
SISTEMA AISLADO (Sismo Diseño E.030, R=1)	LINEAL	Dinámico Modal Espectral	2.257	7.604	19.03%	2.410	20.91%
		Tiempo Historia (prom.)	1.053		0.803%	1.179	7.741
	NO LINEAL	Método Espectro Capacidad	2.134		17.17%	2.122	16.64%
		Tiempo Historia (prom.)	1.101		1.529%	1.235	3.486%
SISTEMA AISLADO (SMC E.031, R=1)	LINEAL	Dinámico Modal Espectral	3.461	7.604	37.27%	3.726	40.43%
		Tiempo Historia (prom.)	2.635		24.76%	2.671	7.741
	NO LINEAL	Método Espectro Capacidad	3.732		41.37%	3.659	39.45%
		Tiempo Historia (prom.)	2.974		29.89%	3.141	31.76%

Posteriormente a esto, y tras la obtención de los índices de sobrerresistencia y ductilidad, se realizó una comparativa entre las fuerzas cortantes basales conseguidas de los análisis para ambos sistemas estructurales. Adicionalmente, también se hizo una comparativa más detallada de los niveles de desempeño conseguidos tras el empleo de análisis lineales y no lineales en la estructura estudiada. Así primeramente, se plasmaron los

valores de desplazamientos máximos y fuerzas cortantes máximas para los análisis lineales y no lineales realizados, mostrados en la tabla 12.

Tabla 12 Desplazamientos máximos y fuerzas cortantes basales máximas por tipo de análisis y sollicitación sísmica

Estructura /Solicitación sísmica	Dirección	Desplazamientos máximos (m)			Fuerzas cortantes máximas (ton)		
		Dinámico modal espectral	Tiempo historia lineal (valor promedio)	Tiempo historia no lineal (valor promedio)	Dinámico modal espectral	Tiempo historia lineal (valor promedio)	Tiempo historia no lineal (valor promedio)
SISTEMA CONVENCIONAL (Sismo Diseño E.030, R=1)	X-X	0.0704	0.0719	0.0713	3027	2711	2727
	Y-Y	0.1071	0.1054	0.0958	2667	2258	2113
SISTEMA AISLADO (Sismo Diseño E.030, R=1)	X-X	0.1851	0.0863	0.0903	893.3	638.8	567.2
	Y-Y	0.1976	0.0967	0.1013	879.3	639.1	581.3
SISTEMA AISLADO (SMC E.031, R=1)	X-X	0.2838	0.2161	0.2439	1340	1092	1197
	Y-Y	0.3055	0.2190	0.2576	1319	1041	1094

Esta comparativa de fuerzas cortantes se realizó empleando los siete pares de registros sísmicos utilizados para los análisis lineales y no lineales de tiempo historia, contrastándose con los resultados conseguidos de análisis dinámicos modales, como se muestra ahora en la figura 21 y en la figura 22 para las direcciones X-X y Y-Y.

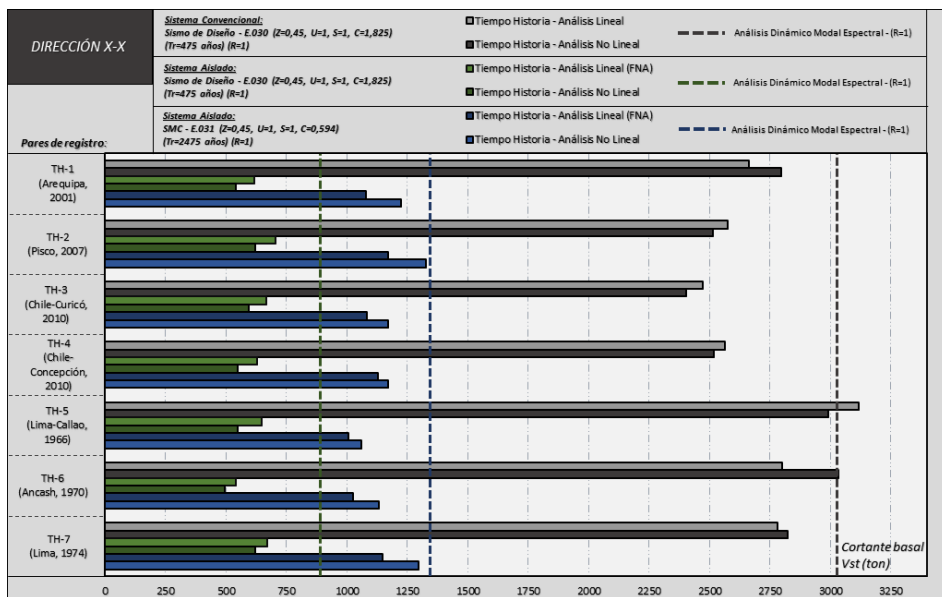


Figura 21 Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección X-X

Puede apreciarse de las fuerzas cortantes máximas obtenidas que los análisis lineales dinámicos modales en la estructura aislada, estando el sistema de aislamiento en función de una rigidez secante equivalente, presentan valores ligeramente mayores en ambos sentidos respecto de los obtenidos por análisis tiempo historia. Además de esto, ante análisis dinámicos modales para la estructura convencional, el amortiguamiento inherente de la superestructura permanecería constante con un valor de 5%, generalmente utilizado para una edificación en concreto armado.

Ambas condiciones provocarían la ligera variación vista en los resultados anteriores de fuerzas cortantes.

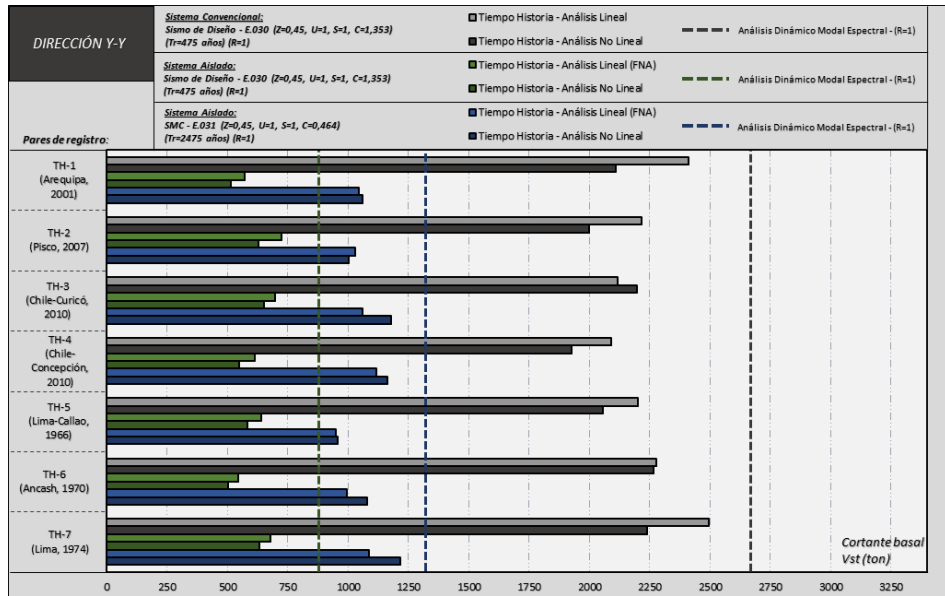


Figura 22 Fuerzas cortantes tras análisis lineales y no lineales en ambos sistemas estructurales – Dirección Y-Y

De manera más global se ve que los valores de fuerzas cortantes en la estructura aislada calculados por análisis tiempo historia, están comprendidos entre el 16,3% y el 27,3% del valor correspondiente a las fuerzas cortantes sobre la estructura empotrada en X-X, siendo entre 22,3% y 32,9% para la dirección Y-Y (ambos rangos ante el sismo de diseño). Adicionalmente se puede mencionar que las fuerzas cortantes en el sistema convencional, por análisis tiempo historia, alcanzan magnitudes cercanas o superiores al doble de la fuerza cortante empleada inicialmente para el diseño de la estructura. De igual manera, se obtuvo nuevos rangos al someter a la estructura aislada al sismo máximo considerado, presentando en este caso rangos entre 32% y 53% en la dirección X, siendo para Y de 43% hasta 61%. Para esto último tener en cuenta que los valores de las fuerzas cortantes de diseño empleados para la estructura convencional fueron de 1168 ton en X-X y de 866 ton en Y-Y. De forma similar se tiene para la estructura aislada un cortante de diseño de 1340 ton en X-X y de 1386 ton para la dirección Y-Y. Para complementar la comparativa de los niveles de desempeño obtenidos de ambos sistemas estructurales se emplearon los resultados conseguidos por el método de espectro capacidad, los análisis lineales y los análisis no lineales. De esta forma, se muestran gráficas comparativas entre los niveles de desempeño alcanzados por los sistemas estructurales en estudio, tomándose los resultados en base a las curvas de capacidad con distribución uniforme utilizados para cada dirección de análisis. Así, se presenta de forma resumida la determinación de puntos de desempeño mediante el método de espectro de capacidad. Esto junto al amortiguamiento efectivo alcanzado por la estructura ante el sismo de servicio, el sismo de diseño de la norma E.030 y

adicionalmente solo para el caso de la estructura aislada, el sismo máximo considerado de la norma E.031. Con esto, se plasman los resultados para la estructura convencional en la figura 23 para X-X y en la figura 24 para la dirección Y-Y como se muestra:

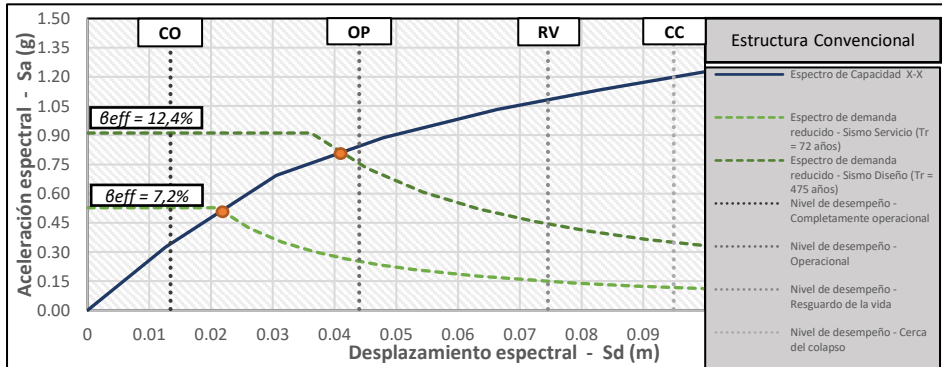


Figura 23 Determinación del punto de desempeño para la estructura convencional – Dirección X-X

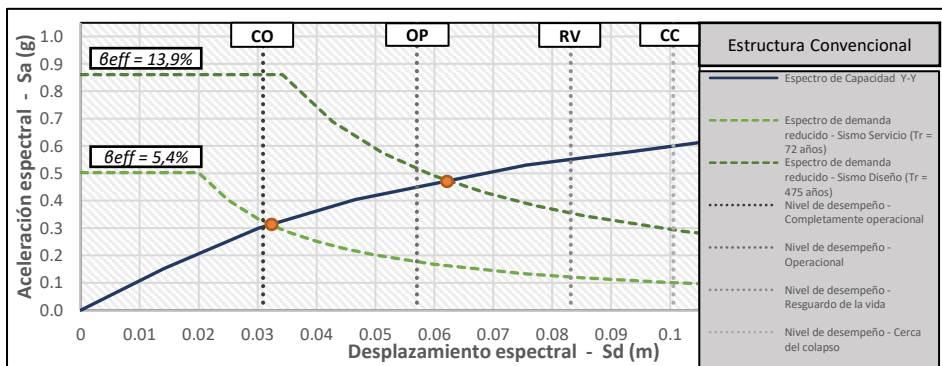


Figura 24 Determinación del punto de desempeño para la estructura convencional – Dirección Y-Y

Igualmente, para la estructura aislada se tiene a la figura 25 y la figura 26 para las direcciones X-X y Y-Y respectivamente.

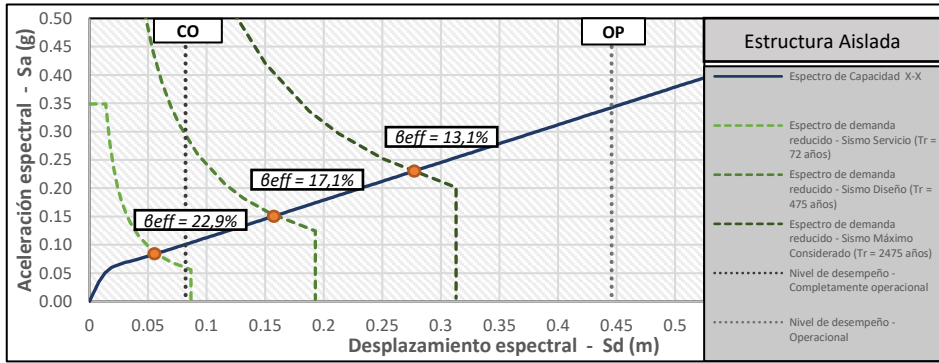


Figura 25 Determinación del punto de desempeño para la estructura aislada – Dirección X-X

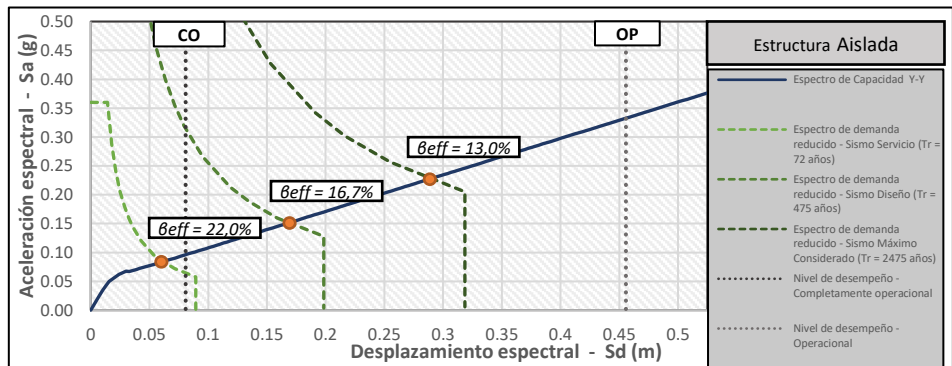


Figura 26 Determinación del punto de desempeño para la estructura aislada – Dirección Y-Y

Con los resultados anteriormente expuestos de los niveles de desempeño, obtenidos por tiempo historia no lineal y por el método de espectro capacidad, se muestran ahora en la figura 27 y en la figura 28 gráficas resumen para las direcciones X-X y Y-Y. En las gráficas siguientes están presentes los resultados ante análisis dinámicos lineales y análisis no lineales, adicionándose en ellos los valores de ductilidad desarrollada respecto de la ductilidad de demanda límite como sigue:

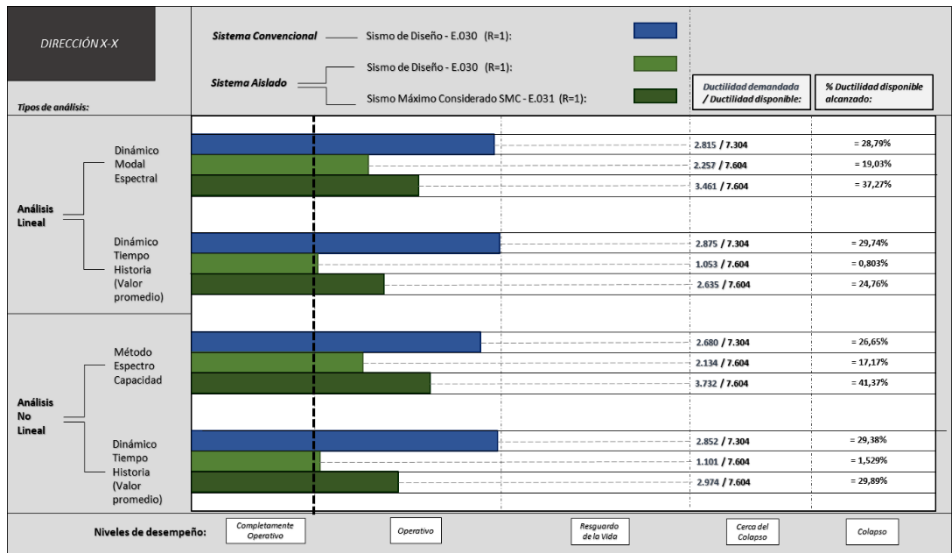


Figura 27 Comparación de los niveles de desempeño para ambas estructuras– Dirección X-X

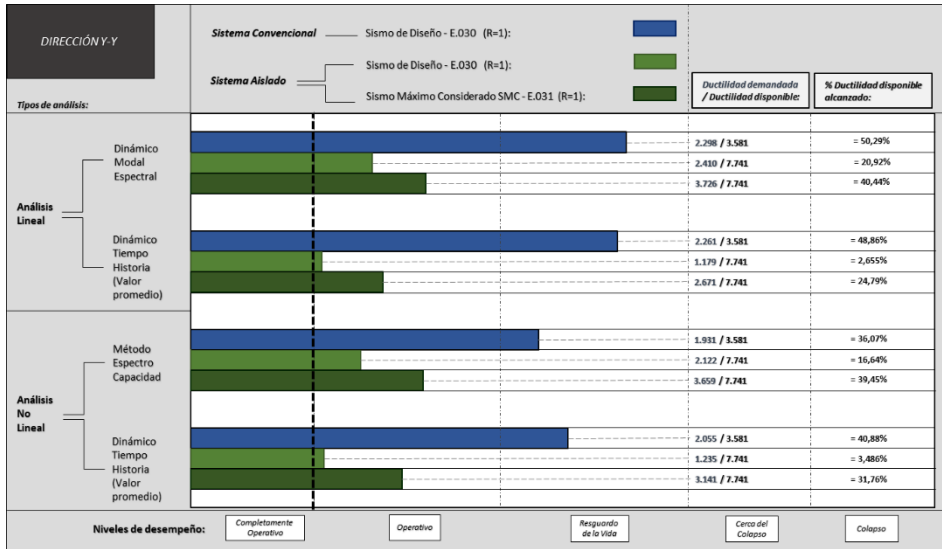


Figura 28 Comparación de los niveles de desempeño para ambas estructuras– Dirección Y-Y

En estas gráficas se emplearon los valores promedio de los análisis tiempo historia de los siete pares de registros sísmicos utilizados, para ambas direcciones, tanto análisis lineales como no lineales. Para la estructura con el sistema de aislamiento y la estructura convencional en la dirección X-X, se muestra que los niveles de desempeño obtenidos para todos los análisis son de operatividad, acercándose a niveles de Resguardo de la vida en el caso de la estructura convencional ante los análisis bajo el sismo de diseño. No se puede decir lo mismo para la dirección Y-Y, ya que estos mismos análisis llevan a la estructura convencional a niveles de Resguardo de la vida, conservándose el nivel de operatividad en los casos de análisis con la estructura aislada para esta dirección.

Tomando en contraste a la estructura convencional, se ve que los niveles de desempeño obtenidos por el método de espectro de capacidad son ligeramente inferiores para la dirección X-X, permaneciendo en un nivel operacional. De igual forma se da una diferencia de este método con respecto a los demás métodos para la dirección Y-Y, llegando al nivel de Resguardo de la vida. Adicionalmente mediante este método, se aprecia una similitud en los resultados obtenidos para la estructura aislada con los conseguidos por análisis dinámicos modales espectrales.

Los resultados por ductilidad muestran porcentajes variados de ductilidad alcanzada para cada tipo de análisis, destacándose que, ante el sismo de diseño, la ductilidad disponible que aún puede desarrollar la

estructura tras incorporar un sistema de aislamiento es mucho mayor. De manera similar, al someter a la estructura aislada al sismo máximo considerado se ve que la ductilidad disponible alcanzada es menor respecto a la estructura convencional bajo el sismo de diseño, permitiendo a la estructura desarrollar mayores ductilidades a pesar de estar sometido al sismo máximo considerado.

El porcentaje de ductilidad disponible alcanzada por el sismo de diseño de la norma E.030 y ante análisis no lineales de tiempo historia para la dirección X-X es del 29%, teniéndose 41% para la dirección Y-Y. Estos valores son muy altos respecto de lo alcanzado tras la incorporación del sistema de aislamiento, entre 1,5% y 3,5%, apenas superando el límite de fluencia. Sometiendo a la estructura aislada al sismo máximo considerado, se alcanzan valores del 30% en X-X y del 32% en Y-Y, siendo más cercanos a la ductilidad disponible alcanzada por la estructura convencional.

4.2. Derivas máximas y la influencia del sistema de aislamiento en la irregularidad torsional

Considerando los resultados obtenidos por análisis tiempo historia no lineales, se realizó una gráfica comparativa resumen de los desplazamientos máximos y las derivas máximas obtenidos por planta y para ambos sistemas estructurales. Las derivas en la estructura aislada, respecto de las obtenidas en la estructura empotrada, presentan un rango de reducción en el sentido X del 78% al 84%, mientras que para el sentido Y va desde 72% hasta 78%. También, las derivas de la estructura aislada permanecerán por debajo del 1‰, de una manera más uniforme para ambos sentidos. Estos resultados se presentan para cada dirección de análisis, mostrándose más adelante en la figura 29.

Como añadido en este apartado, se muestran los valores calculados de los ratios de irregularidad torsional, para realizar así una comparación entre los valores presentados por cada sistema estructural, considerando los valores máximos por planta para los análisis lineales como no lineales. Se presentan ahora los resultados conseguidos tras realizarse los análisis lineales por tiempo historia en ambos sistemas estructurales, mostrándose el rango de resultados más relevante en la tabla 13.

Tabla 13 Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas – Análisis lineales por tiempo historia

SISTEMA CONVENCIONAL – ANÁLISIS TH LINEAL - SISMO DISEÑO					SISTEMA AISLADO – ANÁLISIS TH (FNA) - SMC				
Planta	Caso de Análisis	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento CM (m)	Ratio	Planta	Caso de Análisis	Desplazamiento Máximo (m)	Desplazamiento CM (m)	Ratio
1	THEL2	0.002861	0.002016	1.419	4	THINL2	0.177426	0.165273	1.074
2	THEL2	0.008991	0.006339	1.418	7	THINL2	0.184850	0.172316	1.073
3	THEL2	0.016541	0.011858	1.395	6	THINL2	0.182557	0.170105	1.073
4	THEL2	0.024380	0.017851	1.366	5	THINL2	0.180079	0.167752	1.073
1	THEL2	0.002513	0.001858	1.353	3	THINL2	0.174613	0.162691	1.073
2	THEL2	0.007904	0.005861	1.349	2	THINL2	0.171670	0.160034	1.073
1	THEL4	0.002529	0.001878	1.347	8	THINL2	0.186954	0.174377	1.072
2	THEL5	0.009479	0.007061	1.342	1	THINL2	0.168649	0.157356	1.072
1	THEL5	0.002945	0.002198	1.34	9	THINL2	0.188872	0.176289	1.071
5	THEL2	0.031753	0.023774	1.336	10	THINL2	0.190590	0.17804	1.070
1	THEL7	0.005645	0.004227	1.336	Losa	THINL2	0.165713	0.154823	1.070
2	THEL7	0.017883	0.013392	1.335	11	THINL2	0.192121	0.179641	1.069
2	THEL4	0.00780	0.005851	1.333	12	THINL2	0.193481	0.181106	1.068
3	THEL5	0.017899	0.013428	1.333	10	THINL2	0.251463	0.237523	1.059

Teniendo en cuenta que el análisis tiempo historia realizado para la estructura aislada toma en cuenta el comportamiento bilineal del sistema de aislamiento, los resultados muestran una reducción del ratio de irregularidad de 1,419 del sistema convencional hasta 1,074 al implementarse el sistema de aislamiento.

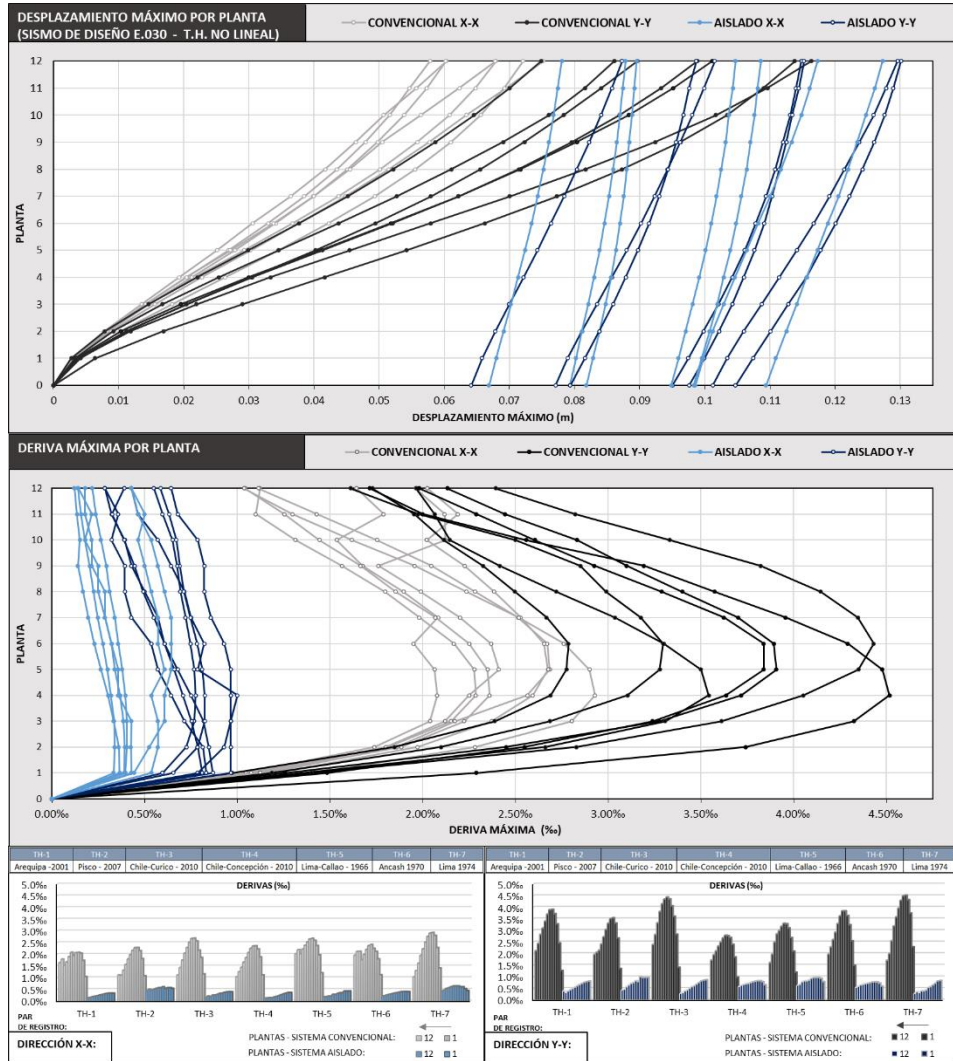


Figura 29 Desplazamientos y derivas máximas por planta para ambos sistemas estructurales

Se muestra ahora de manera resumida en la tabla 14 y la tabla 15 los resultados conseguidos al utilizar análisis no lineal tiempo historia.

Tabla 14 Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 - Sismo diseño E.030) – Análisis no lineales por tiempo historia

IRREGULARIDAD TORSIONAL														
ESTRUCTURA CONVENCIONAL – SISMO DISEÑO E.030							ESTRUCTURA AISLADA – SISMO DISEÑO E.030							
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	67.40	74.20	69.60	64.60	75.20	67.87	75.01	82.51	109.0	96.13	86.01	84.51	71.75	102.3
Dirección Y-Y	88.19	98.09	94.50	93.05	91.40	99.19	100.1	85.64	110.3	118.2	98.89	111.5	82.53	102.0
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	43.44	50.97	52.54	43.17	49.92	51.67	55.64	80.59	105.9	93.57	82.80	80.91	68.87	100.2
Dirección Y-Y	61.97	67.88	74.53	64.31	69.82	73.58	79.82	84.82	109.1	117.2	98.09	110.5	81.75	101.4
RATIO DE IRREGULARIDAD														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	1.552	1.456	1.325	1.496	1.506	1.314	1.348	1.024	1.029	1.027	1.039	1.044	1.042	1.021
Dirección Y-Y	1.423	1.445	1.268	1.447	1.309	1.348	1.254	1.010	1.011	1.009	1.008	1.009	1.010	1.006

Tabla 15 Ratios de irregularidad torsional en ambos sistemas (Sismo diseño E.030 – SMC E.031) – Análisis no lineales por tiempo historia

IRREGULARIDAD TORSIONAL														
ESTRUCTURA CONVENCIONAL – SISMO DISEÑO E.030							ESTRUCTURA AISLADA – SMC E.031							
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	67.40	74.20	69.60	64.60	75.20	67.87	75.01	183.5	200.3	175.4	150.2	148.6	206.1	208.5
Dirección Y-Y	88.19	98.09	94.50	93.05	91.40	99.19	100.1	217.9	228.3	215.6	182.7	196.1	242.5	243.3
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTRO DE MASA														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	43.44	50.97	52.54	43.17	49.92	51.67	55.64	176.8	190.1	163.3	145.3	140.1	198.3	191.2
Dirección Y-Y	61.97	67.88	74.53	64.31	69.82	73.58	79.82	207.0	208.9	204.5	172.1	190.4	227.3	239.2
RATIO DE IRREGULARIDAD														
Par de registro	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7	TH1	TH2	TH3	TH4	TH5	TH6	TH7
Dirección X-X	1.552	1.456	1.325	1.496	1.506	1.314	1.348	1.038	1.054	1.074	1.033	1.061	1.039	1.090
Dirección Y-Y	1.423	1.445	1.268	1.447	1.309	1.348	1.254	1.053	1.093	1.054	1.062	1.030	1.067	1.017

Estas tablas presentan los resultados de los desplazamientos máximos y los desplazamientos del centro de masa de la planta que mayor ratio de irregularidad presenta. Se enfatiza aquí que de los resultados obtenidos existe una variación en el ratio de irregularidad de 1,552 de la estructura convencional hasta 1,093 del sistema de aislamiento ante el sismo máximo considerado. De la misma forma, sometiendo a la estructura aislada ante el sismo de diseño de la norma E.030 se obtuvo un ratio de irregularidad de 1,044. Estos resultados están en base a los mayores valores obtenidos de todos los pares de registro, visto de forma general.

Con estos resultados se puede decir que la inclusión del sistema de aislamiento para la edificación en estudio, disminuye de manera importante la irregularidad torsional, reduciéndose directamente ante el sismo de diseño empleado sobre la estructura empotrada un 92,03%. Adicionalmente, se obtuvo ante el sismo máximo considerado una reducción del 83,15%, esto con respecto a los análisis obtenidos por tiempo historia no lineal. Indicar además que la reducción conseguida por análisis lineales de tiempo historia es del 82,34%. Estos resultados se ven de manera más resumida en la tabla 16.

Tabla 16 Reducción de ratios de irregularidad tras inclusión de sistema de aislamiento – SMC

Reducción ratio de irregularidad	Sismo Diseño E.030 – Estructura Convencional			
	Análisis Lineal		Análisis No lineal	
	Estático	Dinámico Modal	Tiempo Historia	Tiempo Historia
SMC E.031 – Estructura Aislada				
Análisis Lineal - Tiempo Historia	80.27%	86.57%	82.34%	86.59%
Análisis No Lineal - Tiempo Historia	75.20%	83.12%	77.80%	83.15%

Como resumen y comparando los ratios calculados para cada par de registro y ante todos los análisis, se puede decir que la estructura convencional

al poseer inicialmente un ratio de irregularidad torsional muy alto (aprox. 1,552) y al ser sometida ante el sismo de diseño de la norma E.030, tras la implementación del sistema de aislamiento, pierde directamente entre 92% y 98% de este ratio. Considerando tanto análisis dinámicos lineales como no lineales por tiempo historia, y sometiendo a la estructura aislada ante el sismo máximo considerado de la norma E.031, se consiguió de forma similar un rango de disminución del valor del ratio de irregularidad inicial entre el 75% y el 87%.

4.3. Estudio comparativo de modos de falla e influencia en los elementos estructurales

En este apartado se muestra la cantidad de rótulas plásticas formadas en la estructura convencional y en la estructura que incluye el sistema de aislamiento, tras realizarse los análisis no lineales de tiempo historia ante cada par de registro.

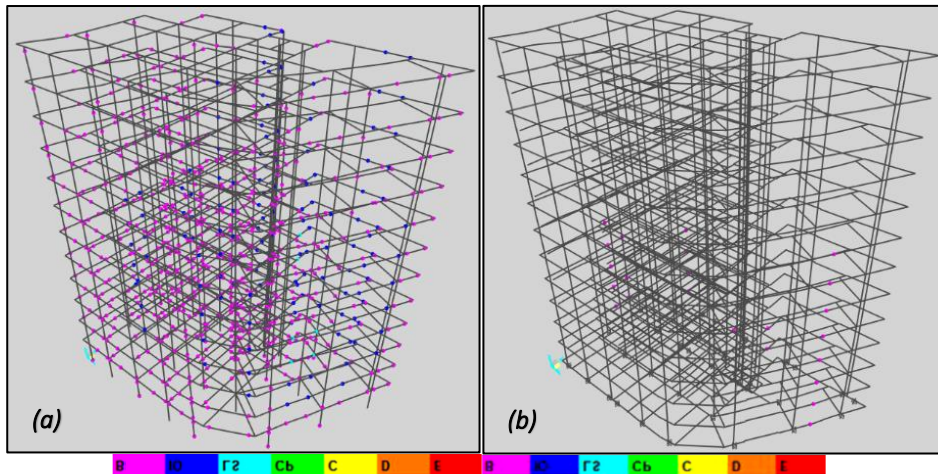


Figura 30 Desplazamientos Formación de rótulas plásticas para el análisis del par de registro TH-1 (Arequipa, 2001): a) Estructura convencional – Sismo de diseño, b) Estructura aislada – Sismo máximo considerado

De la figura 30, se puede destacar rápidamente la reducción del número de mecanismos formados tras la inclusión del sistema de aislamiento, considerando que la estructura aislada fue sometida a registros de aceleraciones escalados al sismo máximo considerado de la norma E.031 y la estructura convencional al sismo de diseño de la norma E.030. En la gráfica se aprecian formaciones de rótulas plásticas alcanzando el nivel de desempeño local de Cerca del colapso, para la estructura convencional en seis de las vigas principales. Ante el mismo sometimiento de cargas sísmicas (Sismo de diseño), la estructura aislada no presenta ninguna rotulación en sus elementos. Por ello el motivo de una comparativa con un sismo más severo, en este caso ante el sismo máximo considerado, presentándose aun así en muy pocos elementos la formación de rótulas.

La secuencia de formación de estas rótulas cambió de originarse en las vigas que conectan las placas de la fachada, las vigas frente a la caja del ascensor, las vigas al lado de ésta y las vigas de la escalera, a originarse en un grupo muy limitado de vigas en la fachada cercana a la esquina aguda del edificio y en las dos caras contrarias a la fachada del edificio. La concentración en altura de estas rótulas se da sólo en las primeras ocho plantas, a diferencia de la estructura original en la que la formación de rótulas se da a lo alto de toda la edificación.

Además, los resultados obtenidos en los elementos estructurales verticales mostraron una reducción muy significativa en el número de rótulas plásticas formadas, al darse una eliminación completa de ellas bajo todos los registros de aceleraciones. Estas rótulas plásticas en la estructura convencional se formaron inicialmente en las placas de la esquina con menor rigidez, en la fachada del edificio comenzando desde las últimas cuatro plantas para luego ir formándose en la esquina contraria y el interior.

Cabe resaltar que los resultados obtenidos de la secuencia de formación de rótulas, tanto para la estructura convencional como para la estructura que incorpora el sistema de aislamiento, es muy similar para todos los pares de registros de aceleraciones utilizados. La reducción conseguida está mejor resumida en las tablas a continuación, en función de la cantidad de rótulas formadas por tipo de elemento estructural y clasificándose el nivel de daño en base al nivel de desempeño local alcanzado para cada uno de los pares de registro empleados. La tabla 17 muestra los resultados conseguidos para las vigas principales, teniéndose en la tabla 18 los porcentajes de reducción conseguidos. De igual forma se muestran en la tabla 19 y la tabla 20 la cantidad de rótulas plásticas formadas en ambos sistemas estructurales para las columnas y muros de corte de la edificación respectivamente.

Tabla 17 Cantidad de rótulas plásticas formadas por par de registro - Vigas principales

Par de registro	Rótulas plásticas formadas - Vigas							
	Estructura Convencional (Sismo Diseño - E.030)				Estructura Aislada (SMC - E.031)			
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO
TH-1	1019	149	6	--	24	--	--	--
TH-2	1029	145	--	--	46	--	--	--
TH-3	971	183	20	--	25	--	--	--
TH-4	1077	97	--	--	19	--	--	--
TH-5	973	177	24	--	34	--	--	--
TH-6	1004	159	11	--	15	--	--	--
TH-7	915	227	27	5	49	--	--	--

Tabla 18 Porcentaje total del número de rótulas plásticas formadas y reducción tras inclusión del sistema de aislamiento – Vigas principales

Par de registro	Vigas - Sist. Convencional (Diseño - E.030)				Vigas - Sist. Aislado (SMC - E.031)				Reducción en formación de rótulas			
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO				
TH-1	86.8%	12.7%	0.5%	--	2.0%	--	--	--	97.6%	100.0%	100.0%	--
TH-2	87.6%	12.4%	--	--	3.9%	--	--	--	95.5%	100.0%	--	--
TH-3	82.7%	15.6%	1.7%	--	2.1%	--	--	--	97.4%	100.0%	100.0%	--
TH-4	91.7%	8.3%	--	--	1.6%	--	--	--	98.2%	100.0%	--	--
TH-5	82.9%	15.1%	2.0%	--	2.9%	--	--	--	96.5%	100.0%	100.0%	--
TH-6	85.5%	13.5%	0.9%	--	1.3%	--	--	--	98.5%	100.0%	100.0%	--
TH-7	77.9%	19.3%	2.3%	0.4%	4.2%	--	--	--	94.6%	100.0%	100.0%	100.0%

Tabla 19 Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Columnas

Par de registro	Rótulas plásticas formadas - Columnas								Reducción en formación de rótulas
	Estructura Convencional - Sismo Diseño E.030				Estructura Aislada - SMC				
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO	
TH-1	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-2	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-3	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-4	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-5	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-6	311	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-7	311	--	--	--	--	--	--	--	100%

Tabla 20 Cantidad de rótulas plásticas formadas y reducción por inclusión de sistema de aislamiento – Muros de corte

Par de registro	Rótulas plásticas formadas- Muros de corte								Reducción en formación de rótulas
	Estructura Convencional - Sismo Diseño E.030				Estructura Aislada - SMC				
	OP	RV	CC	CO	OP	RV	CC	CO	
TH-1	403	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-2	400	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-3	404	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-4	406	--	--	--	--	--	--	--	100%
TH-5	400	1	2	--	--	--	--	--	100%
TH-6	404	1	--	--	--	--	--	--	100%
TH-7	405	1	--	--	--	--	--	--	100%

Los resultados muestran que la reducción en el número de rótulas formadas inicialmente en las vigas del sistema convencional, está entre el 94,6% y el 98,5%, llevándose de niveles de desempeño locales que llegan hasta el colapso para algunos casos, a niveles de operatividad. De manera similar se ve que las columnas y los muros de corte alcanzan en su gran mayoría la fluencia, y que, tras la inclusión del sistema de aislamiento, estos elementos se mantendrían en el nivel Completamente operacional.

Posteriormente, se realizó una comparación directa entre las fuerzas cortantes y momentos flectores obtenidos de ambos sistemas para los principales elementos estructurales, mostrándose la reducción conseguida tras la implementación del sistema de aislamiento. Estos resultados se condensaron para cada tipo de elemento estructural mediante análisis no lineales tiempo historia, ante el sismo de diseño de la norma E.030 y para los diferentes pares de registros sísmicos empleados. Las reducciones conseguidas para las vigas de la estructura están plasmadas en la figura 31, de igual manera para las columnas y muros de corte en la figura 32 y la figura 33 respectivamente. Estas gráficas muestran los valores máximos y los valores promedios conseguidos por todos los pares de registros sísmicos para ambas estructuras. Se considera además en estas gráficas que los resultados obtenidos para los elementos verticales, se dividieron tanto para la dirección principal de análisis local como para la dirección perpendicular a ésta. Se muestra así las siguientes gráficas.

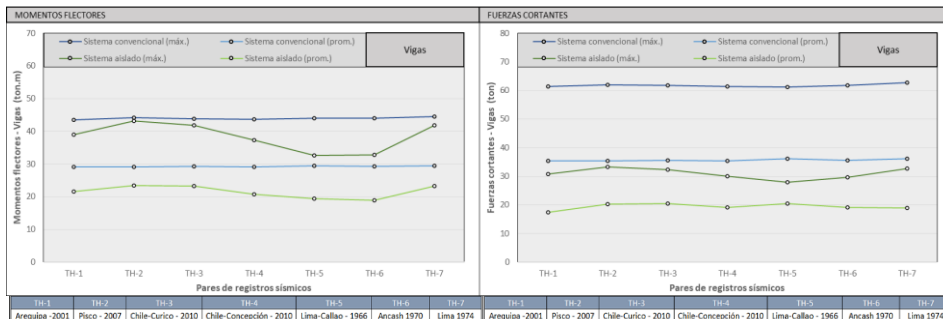


Figura 31 Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Vigas.

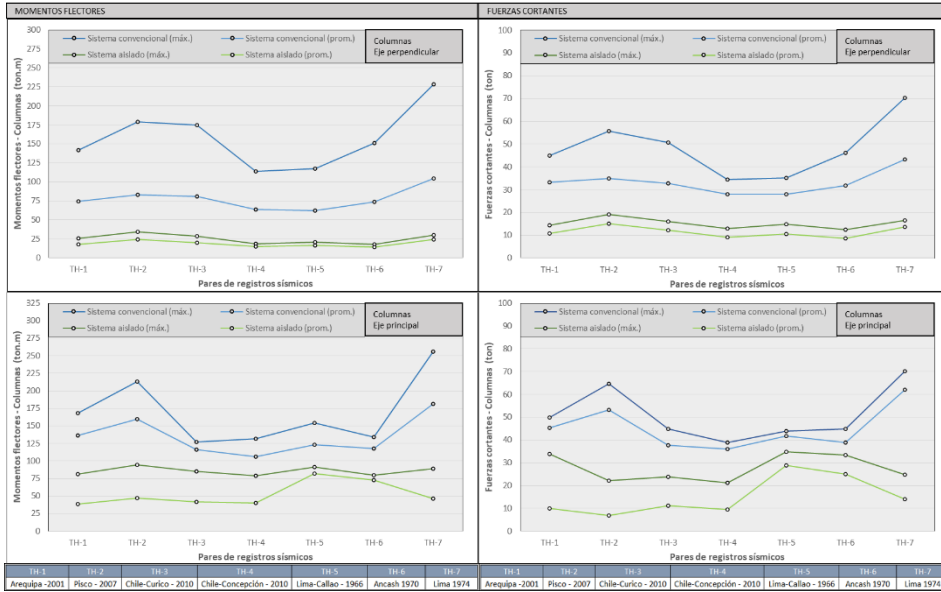


Figura 32 Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Columnas

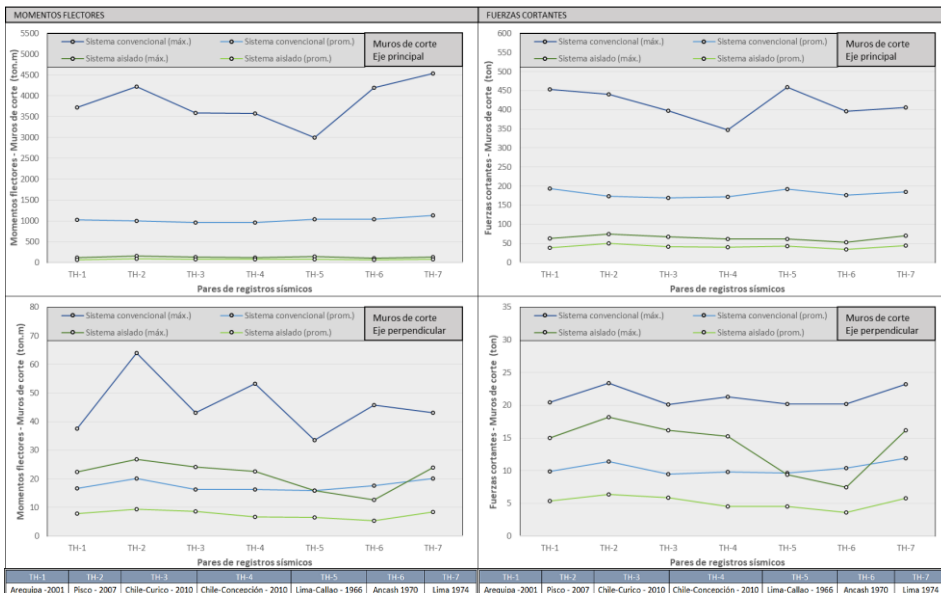


Figura 33 Comparación de momentos flectores y fuerzas cortantes tras incluir el sistema de aislamiento – Muros de corte

A continuación, en la tabla 21 se muestra un cuadro con las reducciones porcentuales promedio de los resultados obtenidos para todos los pares de registro. Esta reducción se presenta como la variación porcentual de los momentos flectores y las fuerzas cortantes de cada tipo de elemento estructural al incorporar el sistema de aislamiento.

Tabla 21 Reducción porcentual promedio de momentos flectores y fuerzas cortantes por tipo de elemento estructural

ELEMENTOS	COLUMNAS				MUROS DE CORTE				VIGAS	
	EJE PRINCIPAL		EJE PERPENDICULAR		EJE PRINCIPAL		EJE PERPENDICULAR		Reducción promedio (%)	
	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Reducción promedio (%)	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes
Pares de registro sísmico	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes	Variación momentos flectores	Variación fuerzas cortantes
TH-1	69.89%	28.96%	72.44%	68.21%	88.83%	73.90%	56.43%	49.31%	23.59%	48.28%
TH-2	68.55%	62.29%	55.60%	52.78%	87.11%	65.96%	53.93%	47.23%	19.84%	39.51%
TH-3	65.67%	40.49%	64.14%	61.24%	89.87%	71.84%	52.55%	46.13%	19.12%	36.99%
TH-4	56.19%	40.71%	68.10%	64.99%	89.32%	73.37%	57.60%	54.82%	28.45%	41.74%
TH-5	29.94%	16.93%	61.54%	59.02%	88.73%	71.19%	54.34%	47.90%	31.40%	38.53%
TH-6	36.05%	13.49%	68.38%	66.92%	90.25%	77.29%	65.57%	61.60%	32.20%	41.90%
TH-7	72.39%	61.40%	63.70%	65.88%	89.99%	73.11%	61.59%	55.87%	19.35%	45.33%
VALOR PROMEDIO:	56.95%	37.75%	64.84%	62.72%	89.16%	72.38%	57.43%	51.84%	24.85%	41.76%

Los valores de reducción promedio obtenidos al implementar un sistema de aislamiento para cada tipo de elemento estructural, muestran disminuciones considerables en ambos momentos flectores y fuerzas cortantes, teniéndose las menores reducciones en las vigas principales de la superestructura y las mayores reducciones en los muros de corte.

Al tenerse en cuenta ambas direcciones perpendiculares de diseño en los elementos estructurales verticales, se consiguieron dos tipos de resultados. Para columnas en la dirección de diseño principal, se tuvieron reducciones para momentos flectores y fuerzas cortantes de 56.95% y 37.75% respectivamente, siendo para la dirección perpendicular de 64.84% y 62.72%. De igual forma, para los muros de corte, se consiguieron reducciones promedio para momentos y cortantes de 89.16% y 72.38% en la dirección principal, obteniéndose 57.43% y 51.84% en el sentido perpendicular. Las vigas, al ser los elementos con menor variación en los momentos flectores y fuerzas cortantes por cargas sísmicas, muestran como resultado una reducción de 24.85% y 41.76% respectivamente. La tabla 22 a continuación muestra una tabla resumen con los resultados obtenidos por tipo de elemento estructural.

Tabla 22 Cuadro resumen de reducción de fuerzas cortantes y momentos flectores en elementos estructurales

Reducción promedio (%)		
Principales Elementos Estructurales	Variación de momentos flectores	Variación de fuerzas cortantes
Columnas (Eje principal)	56.95%	37.75%
Columnas (Eje perpendicular)	64.84%	62.72%
Muros (Eje principal)	89.16%	72.38%
Muros (Eje perpendicular)	57.43%	51.84%
Vigas principales	24.85%	41.76%

Finalmente, se realizó una comparación en las cantidades de energía que fueron disipadas en las estructuras estudiadas, antes y después de incluir el sistema de aislamiento sísmico. Primeramente, determinando la distribución de energía perdida por histéresis en los elementos estructurales principales de ambas estructuras, además de determinar el porcentaje de energía de histéresis que toma el sistema de aislamiento. Bajo esta premisa, se obtuvo la energía de histéresis disipada por tipo de elemento estructural, para la estructura convencional y en la que incluye el sistema de aislamiento, esto bajo las solicitaciones sísmicas del sismo de diseño de la norma E.030. Mediante los análisis no lineales de tiempo historia y los pares de registro empleados hasta ahora, se muestra a continuación en la tabla 23 la energía disipada por histéresis de los elementos principales de ambas configuraciones estructurales.

Tabla 23 Cantidad de energía disipada por histéresis por tipo de elemento estructural en ambas estructuras

ENERGÍA DISIPADA POR HISTÉRESIS (ton.m)										
Estructura Convencional										
Columnas		Muros de Corte		Vigas Principales						
Pares de registro	TH-1	0.4954	Pares de registro	TH-1	27.42	Pares de registro	TH-1	666.4		
	TH-2	0.0880		TH-2	19.81		TH-2	400.9		
	TH-3	0.2342		TH-3	29.08		TH-3	1371		
	TH-4	0.0337		TH-4	17.60		TH-4	270.6		
	TH-5	0.2477		TH-5	27.97		TH-5	237.5		
	TH-6	0.1164		TH-6	25.67		TH-6	389.9		
	TH-7	1.2810		TH-7	38.73		TH-7	428.5		
Estructura Aislada										
Columnas		Muros de Corte		Vigas Principales		Sistema de Aislamiento				
Pares de registro	TH-1	--	Pares de registro	TH-1	--	Pares de registro	TH-1	0.0103	TH-1	903.2
	TH-2	--		TH-2	--		TH-2	0.0285	TH-2	1298
	TH-3	--		TH-3	--		TH-3	0.0164	TH-3	1453
	TH-4	--		TH-4	--		TH-4	0.0012	TH-4	807.3
	TH-5	--		TH-5	--		TH-5	0.0084	TH-5	455.2
	TH-6	--		TH-6	--		TH-6	0.0009	TH-6	629.5
	TH-7	--		TH-7	--		TH-7	0.0220	TH-7	772.4
Reducción total	100.00%	Reducción total	100.00%	Reducción total	99.99%					

Con los datos anteriores se determinó la distribución porcentual de la energía disipada por histéresis perteneciente a los elementos principales de las dos estructuras, siendo estos resultados apreciados en la tabla 24.

Tabla 24 Distribución porcentual de energía por histéresis disipada en ambas estructuras

DISTRIBUCIÓN DE LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR HISTÉRESIS						
Estructura Aislada			Estructura Convencional			
	Sistema de Aislamiento	Superestructura	Vigas	Muros	Columnas	
Pares de registro	TH-1	99.999%	0.001%	95.98%	3.949%	0.071%
	TH-2	99.998%	0.002%	95.27%	4.708%	0.021%
	TH-3	99.999%	0.001%	97.91%	2.077%	0.017%
	TH-4	99.999%	0.001%	93.88%	6.108%	0.012%
	TH-5	99.998%	0.002%	89.38%	10.53%	0.093%
	TH-6	99.999%	0.001%	93.80%	6.177%	0.028%
	TH-7	99.997%	0.003%	86.37%	13.195%	0.436%
Promedio:	99.998%	0.002%	93.226%	6.677%	0.097%	

Ante el sismo de diseño de la norma E.030 se observa que, tras implementarse el sistema de aislamiento, la disipación de energía por histéresis se daría casi por completo (más del 99%) en el sistema de aislamiento. Así, se deja de lado el aporte de disipación de energía histerética que tienen los principales elementos estructurales de la superestructura aislada, teniéndose en cuenta que inicialmente en la estructura convencional el mayor porcentaje de disipación pertenecía a las vigas principales de la estructura, con cerca de un 93,2% del total. De forma más global, se observa ahora en la figura 34 los

valores de disipación de energía histerética para los siete pares de registro, comparando las magnitudes y la historia de disipación en el tiempo entre los dos sistemas estructurales.

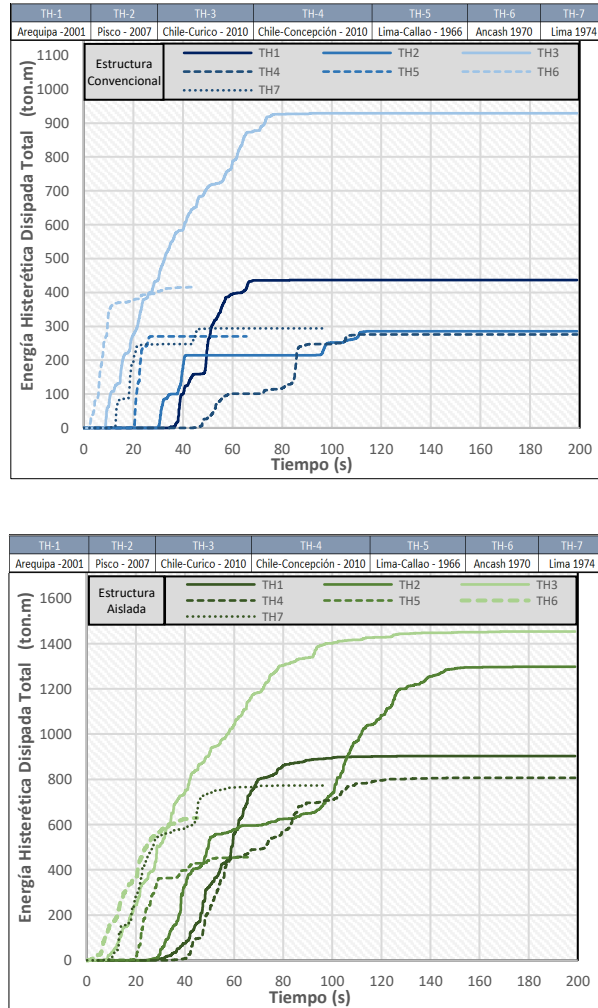


Figura 34 Energía de histéresis disipada para la estructura convencional y la estructura aislada ante cada par de registro sísmico

De acuerdo con las historias de disipación de energía de histéresis ante el sismo de diseño de la norma E.030, se puede apreciar que la energía disipada por la estructura con aislamiento es mayor para todos los pares de registro sísmico que en la estructura empotrada. Los valores máximos alcanzados de energía histerética en la estructura aislada son 1.54 a 4.54 veces el valor máximo alcanzado por la estructura convencional. Estos resultados se obtuvieron entre los siete pares de registro empleados y para la estructura con irregularidad torsional estudiada. Destacar además que se guarda cierta similitud en la historia de disipación de energía histerética en el tiempo para muchos de los pares de registro.

Ahora, teniendo en cuenta estos resultados y la energía sísmica total que actúa sobre las estructuras, se puede tener una idea de la distribución de energía tras la incorporación del sistema de aislamiento. Así, en la figura 35 se muestra una representación de la distribución de la energía total para el par de registro TH-7 (Lima - 1974) a modo de ejemplo. En esta se detalla la historia de disipación de la energía histerética, además de la disipación en conjunto que tiene junto a la energía disipada por amortiguamiento en la estructura, y la energía total que llega a la edificación.

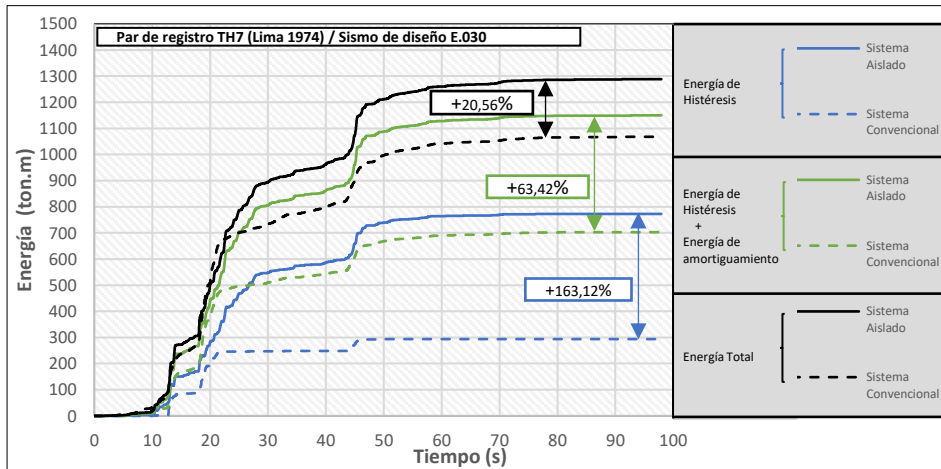


Figura 35 Distribución de energía total en las estructuras para el par de registro sísmico TH-7 (Lima - 1974)

De la gráfica mostrada se puede desprender que la energía total que recibe la estructura aislada, en comparación a la estructura empotrada, es ligeramente mayor. Más precisamente, la estructura con aislamiento sísmico, al tratarse de una estructura diferente en comportamiento y con masa distinta, para el presente caso muestra un valor máximo de energía 21% superior al de la estructura original. Asimismo, considerando en conjunto las energías de histéresis y las de amortiguamiento, se presenta una diferencia del 63%, incrementándose a 163% si es considerada solamente la energía por histéresis.

5. CONCLUSIONES

- 1) La incorporación de la estructura aislada varió el nivel de desempeño original de la estructura para la dirección Y-Y de análisis, teniéndose inicialmente niveles de desempeño operacional de resguardo de la vida y resultando finalmente en niveles de desempeño operacionales. La estructura aislada en la dirección X-X permaneció en niveles de desempeño operacionales, sin embargo, la reducción dada fue igualmente significativa, teniéndose en cuenta que ambas variaciones se dieron ante el sismo de diseño de la norma E.030 ($T_r = 475$ años). Se destaca a su vez que, ante el sismo de diseño, la superestructura

sobrepasa apenas el punto de aparición de la primera rótula. De igual manera, la estructura aislada permanecería en el rango operacional de desempeño ante el sismo máximo considerado de la norma E.031 ($T_r = 2475$ años) para las dos direcciones de análisis.

- 2) El sistema de aislamiento redujo enormemente las derivas inicialmente existentes, en especial las del sentido Y-Y tras presentar la edificación irregularidad torsional extrema para esa dirección. Así, teniéndose en esta dirección una deriva máxima inicial del 4,5‰ y siendo reducida a menos del 1‰, tal y como sucede también con las derivas en X-X. Se presentaron así un rango de reducción en el sentido X-X del 78% al 84%, mientras que para el sentido Y-Y fue del 72% hasta 78%, manteniéndose muy uniformes los valores de derivas en la superestructura.
- 3) Originalmente, el porcentaje que alcanza la ductilidad demandada por la estructura con respecto de la ductilidad disponible ante el sismo de diseño de la norma E.030, fue de 29% para la dirección X-X y de 41% para Y-Y. Estos valores se redujeron tras la incorporación del sistema de aislamiento a un rango de valores entre el 1,5% y el 3,5%, apenas superando el límite de fluencia. De forma similar, sometiendo ahora a la estructura aislada al sismo máximo considerado, se alcanzaron valores del 30% en X-X y del 32% en Y-Y. Estos valores siguen siendo bajos, además de cercanos a lo alcanzado por la estructura convencional ante el sismo de diseño, esto a pesar de estar la estructura aislada sometida ante el sismo máximo considerado.
- 4) La estructura con aislamiento sísmico disminuyó casi por completo el valor del ratio de irregularidad torsional original al someterse ante el sismo de diseño, reduciéndose entre 92% y 98%. Esto eliminó en la superestructura los problemas de torsión extrema, pudiéndose considerar como una estructura regular al verificarse que no presenta ratios de irregularidad significativos. Se concluyó también que este ratio disminuiría fuertemente incluso si se sometiera a la estructura aislada ante el sismo máximo considerado, perdiendo así entre 75% y 87% del valor inicial, dejando de igual manera a la superestructura sin problemas de irregularidad torsional.
- 5) La estructura aislada al estar sometida al sismo de diseño, mostró que para los muros de corte se obtuvo un beneficio considerable en cuanto a reducción de momentos flectores y fuerzas cortantes se refiere. Por el contrario, las vigas de la superestructura tuvieron los menores beneficios de reducción, estando las columnas en un rango intermedio. Así, las columnas presentarían valores de reducción de 57% para momentos flectores y 38% en fuerzas cortantes, consiguiéndose respectivamente para los muros de corte 89% y 72%, teniendo de igual forma para las vigas principales 25% y 42%.
- 6) Se concluyó que la energía disipada por histéresis en la estructura inicial ante el sismo de diseño, mayormente dada por las vigas principales, desaparece casi por completo para concentrar un 99% del total en el sistema de aislamiento tras su incorporación. Además, los

valores de energía histerética desarrollada en la estructura aislada fueron mucho mayores que los presentes en la estructura convencional, teniendo en cuenta que la energía total entrante fue sólo un 21% mayor. Adicionalmente se determinó que, al incorporar el sistema de aislamiento sísmico, se incrementó la participación de la energía de histéresis en relación con la energía total entrante (alrededor de 30%). Y de manera similar, se redujo ligeramente (cerca de 10%) la participación de la energía por amortiguamiento en la superestructura.

- 7) Para tener una mejor idea de los efectos que tuvo la inclusión del sistema de aislamiento, se optó por comparar los resultados de la estructura convencional bajo el sismo de diseño con la estructura aislada ante el sismo máximo considerado. Esto debido a que, sometiendo ante el sismo de diseño a la estructura aislada, no se forma ninguna rótula. Así, el sistema de aislamiento disminuiría el número de rótulas plásticas originalmente producido en las vigas, entre un 94,6% y un 98,5%, manteniéndolas dentro del nivel de desempeño operacional, dejando al resto de las vigas sin incursionar en el rango inelástico. Asimismo, los resultados obtenidos en los elementos estructurales verticales mostraron una eliminación total del número de rótulas plásticas originalmente formadas.

6. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- 1) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
- 2) Alvarez Cordero, J. A., & Cordero Barzallo, P. J. (2018). Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional "Vicente Corral Moscoso" de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay y propuesta de mitigación (Bachelor's thesis, Universidad del Azuay).
- 3) American Society of Civil Engineers, 2013. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- 4) American Society of Civil Engineers, 2016. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston(VA): American Society of Civil Engineers.
- 5) Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Report ATC 40, November.
- 6) Bertero, V. V. (1997). Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines. In Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Code (pp. 1-32).
- 7) Cancellara, D., & De Angelis, F. (2017). Assessment and dynamic nonlinear analysis of different base isolation systems for a multi-storey RC building irregular in plan. *Computers & Structures*, 180, 74-88.

- 8) Computers and Structures Inc., 2018. ETABS 18. Berkeley, CA, USA: CSI.
- 9) Computers and Structures Inc., 2019. SAP2000 v21. Berkeley, CA, USA: CSI.
- 10) Islam, A. S., Hussain, R. R., Jameel, M., & Jumaat, M. Z. (2012). Non-linear time domain analysis of base isolated multi-storey building under site specific bi-directional seismic loading. *Automation in Construction*, 22, 554-566.
- 11) Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2006. Norma Técnica Peruana E.020. Cargas, Lima: El Peruano.
- 12) Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009. Norma Técnica Peruana E.060. Concreto Armado, Lima: El Peruano.
- 13) Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018. Norma Técnica Peruana E.030. Diseño Sismorresistente, Lima: El Peruano.
- 14) Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2019. Norma Técnica Peruana E.031. Aislamiento Sísmico, Lima: El Peruano.
- 15) Nagarajaiah, S., Reinhorn, A. M., & Constantinou, M. C. (1993). Torsion in base-isolated structures with elastomeric isolation systems. *Journal of structural engineering*, 119(10), 2932-2951.
- 16) Oviedo, R., Villarreal, G. (2022). Eficiencia de los aisladores elastoméricos en la reducción de la aceleración sísmica en la base de edificaciones de concreto armado sometidos a registros sísmicos peruanos. *Revista Cátedra Villarreal*, Vol. 10, No. 1, pp. 54-69.
- 17) Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. Mexico: Limusa.
- 18) Rodríguez, D. (2013). *Análisis estático no lineal*.
- 19) SeismoSoft (2012), *SeismoMatch v.1.3.0.-response spectrum analysis program*.
- 20) Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1995. *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California: OES.