



Análisis por desempeño de pórticos de acero arriostrados excéntricamente tipo Y con diferentes longitudes de vínculos

Performance analysis of eccentrically braced Y-type steel frames with different link lengths

Análise de desempenho de pórticos de aço tipo Y com contraventamento excêntrico com diferentes comprimentos de elos

Orlando Guerrero-Verdugo ^I
orlando.guerrerov@yahoo.com
<https://orcid.org/0000-0002-3987-2514>

Juan Barbecho-Chuisaca ^{II}
juan.barbecho@ucacue.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0002-3524-4019>

Correspondencia: orlando.guerrerov@yahoo.com

Ciencias Técnicas y Aplicadas
Artículo de Investigación

* **Recibido:** 27 de marzo de 2022 * **Aceptado:** 17 de abril de 2022 * **Publicado:** 19 de mayo de 2022

- I. Unidad Académica de Posgrado, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.
- II. Unidad Académica de Posgrado, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

Resumen

La existencia de actividad sísmica debido al movimiento continuo de las placas tectónicas ha conllevado la búsqueda para lograr construcciones que sean capaces de soportar las fuerzas laterales creadas por estos eventos. Existen varios sistemas estructurales capaces de disipar la energía que genera un sismo. Dentro de los cuales se encuentran los pórticos de acero arriostrados excéntricamente (PAE). Diferentes estudios de estos sistemas han demostrado que presentan una mayor rigidez y ductilidad que sistemas convencionales. Estos sistemas concentran el daño en el elemento de unión entre el pórtico y el arriostramiento (vínculo), que puede ubicarse en diferentes configuraciones. Por otro lado, se ha encontrado una diferencia de comportamiento del sistema en función de la longitud del vínculo, clasificándolo en vínculos: cortos, intermedios y largos. En este estudio se realiza la comparación de PAE con los tres tipos de vínculos en configuración tipo Y. Para la evaluación del comportamiento se plantea un análisis estático no lineal (pushover) a través de modelos de elementos finitos elaborados en el software ABAQUS. A partir de lo cual se realiza una comparación de la curva de capacidad y capacidad de rotación del PAE con cada vínculo. Obteniendo como resultado que los vínculos cortos otorgan una mayor rigidez y ductilidad que los vínculos intermedios y largos.

Palabras clave: Pórticos arriostrados excéntricamente; tipo Y; arriostramiento; Pushover; Abaqus; curva de capacidad.

Abstract

The existence of seismic activity due to the continuous movement of tectonic plates has led to the search for constructions that are capable of withstanding the lateral forces created by these events. There are several structural systems capable of dissipating the energy generated by an earthquake. One of them is the eccentrically braced frame (EBF). Different studies of these systems have shown that they have greater stiffness and ductility than conventional systems. These systems concentrate the damage on the connection element between the frame and the bracing (link), which can be located in different configurations. On the other hand, a difference in the behavior of the system has been found depending on the length of the link, classifying it into links: short, intermediate and long. In this study, the comparison of EBF with the three types of links in a Y-type configuration is carried out. For the evaluation of the behavior, a non-linear static analysis (pushover) is proposed through finite element models elaborated in the ABAQUS software. From which a comparison of

the capacity curve and rotation capacity of the EBF with each link is made. Obtaining as a result that the short links provide greater rigidity and ductility than the intermediate and long links.

Keywords: Eccentrically braced frame; Y-type configuration; braced; Pushover; Abaqus; capacity curve.

Resumo

A existência de actividade sísmica devido ao movimento contínuo das placas tectónicas tem levado à procura de construções que sejam capazes de suportar as forças laterais criadas por estes eventos. Existem vários sistemas estruturais capazes de dissipar a energia gerada por um terremoto. Dentro do qual estão as armações de aço excéntricamente contraventadas (PAE). Diferentes estudos desses sistemas mostraram que eles possuem maior rigidez e ductilidade que os sistemas convencionais. Esses sistemas concentram os danos no elemento de conexão entre a estrutura e o contraventamento (link), que pode ser localizado em diferentes configurações. Por outro lado, foi encontrada uma diferença no comportamento do sistema dependendo do comprimento do enlace, classificando-o em enlaces: curto, intermediário e longo. Neste estudo, é realizada a comparação do PAE com os três tipos de links em uma configuração do tipo Y. Para a avaliação do comportamento, é proposta uma análise estática não linear (pushover) através de modelos de elementos finitos elaborados no ABAQUS Programas. A partir do qual é feita uma comparação da curva de capacidade e capacidade de rotação do PAE com cada link. Obtendo como resultado que os elos curtos proporcionam maior rigidez e ductilidade que os elos intermediários e longos.

Palavras-chave: pórticos contraventados excéntricamente; tipo Y; órtese; Empurrão; Abaqus; curva de capacidade.

Introducción

El planeta Tierra está conformado por capas semiesféricas concéntricas. En la capa exterior se encuentra una corteza rígida de aproximadamente 30 km de espesor, conformada por placas tectónicas de diferentes tamaños. Bajo esta capa existe un núcleo semi fundido, cuya temperatura incrementa significativamente conforme se acerca a su centro. Lo cual genera corrientes convectivas que provocan desplazamientos en la corteza rígida (Covacevic, 1985). Los sismos se originan por la fricción permanente entre los bordes de las placas, denominados como: divergentes,

convergentes y transformantes; en los que se acumula energía hasta su liberación de manera repentina (Hu et al., 1996). En los bordes convergentes se encuentran las llamadas zonas de subducción (lugares en los que una placa se desliza por debajo de otra).

La magnitud con la que un movimiento telúrico se presentará es aún desconocida. Debido a que no se ha podido establecer la incidencia exacta de las diferentes características de la corteza terrestre en el sismo (Bak & Tang, 1989). Por lo que, para el estudio de la ingeniería estructural se ha tratado de establecer el movimiento del suelo en base al terremoto característico del sector, a través de ecuaciones que están en función de: la magnitud del sismo, distancia del epicentro al lugar, velocidad de onda promedio del sector y el tipo de falla (Boore & Atkinson, 2008). Los eventos sísmicos de gran magnitud pueden generar una actividad sísmica posterior a su ocurrencia, a causa de la activación de fallas tectónicas superficiales en zonas cercanas al epicentro del evento principal (Hoskins et al., 2021). Situación que deriva en la afección de edificaciones previamente debilitadas por el sismo principal y que no han podido ser evaluadas y de ser el caso reparadas. Durante el año 2016 se registró un total de 16 terremotos con una magnitud mayor a 7 en la escala de Richter, siendo el terremoto que afectó al Ecuador el 16 de abril de 2016 el más mortífero (Insurance Information Institute, 2019).

Dentro del Diseño Sismorresistente se han empleado diferentes tipos de sistemas estructurales con el objeto de resistir las solicitaciones por cargas normales de uso y la acción sísmica. Para lograr este cometido, inicialmente se planteó el uso de pórticos resistentes a momento (Alavi & Krawinkler, 2004). Por consiguiente, las Normativas establecieron los parámetros para el diseño de estructuras sismorresistentes con pórticos resistentes a momento de hormigón armado (Mangal & Cheng, 2018), así como de acero estructural (Hatzigeorgiou, 2012). De la evaluación de estos sistemas estructurales se evidenció que los elementos en los que no se disipaba energía, como las columnas, requerían un sobredimensionamiento para cumplir con un correcto diseño por desempeño. Por lo cual, nació la idea de emplear elementos diagonales rigidizadores en edificios de gran altura, para estabilizarlos con respecto a las fuerzas laterales a las que se encuentran sometidos, es decir, cargas de viento y sismo (Kazemzadeh Azad & Topkaya, 2017).

Los sistemas estructurales conformados por pórticos y diagonales rigidizadoras son conocidos como pórticos arriostrados. Dentro de esta denominación se clasifican en pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) y pórticos arriostrados excéntricamente (PAE). La principal diferencia entre estos sistemas se evidencia en el elemento que funciona como disipador de la energía sísmica

de entrada. En el caso de los PAC la energía se disipa a través de daño en la o las diagonales rigidizadoras (Annan et al., 2009). Mientras que en los PAE, el componente más débil del sistema estructural, encargado de absorber la energía en forma de daño es el elemento de conexión entre el pórtico y el sistema de arriostramiento (Tian et al., 2018). Esta tipología de sistema estructural se compone de: columnas, vigas de enlace, vigas conectoras y arriostramientos (Tong et al., 2019). Los PAE se caracterizan por presentar una elevada rigidez, excelente ductilidad, así como una buena disipación de energía (Wang et al., 2016). Permitiendo obtener estructuras sismorresistentes más livianas, y cuyo desempeño sísmico se mantenga en el rango elástico para sismos pequeños y para eventos severos se presente deformación inelástica, pero manteniendo la estabilidad de la edificación (Hjelmstad et al., 1984). Existen varias configuraciones de PAE, basados en la ubicación y alineación del elemento que funciona como conector entre el pórtico y el arriostramiento. Este componente puede ubicarse como las opciones de la figura 1: en uno de sus extremos (Engelhardt & Popov, 1992), en el centro de las vigas principales (Mansour et al., 2011) y como un elemento vertical conectado a la viga principal (Keivan & Zhang, 2019).

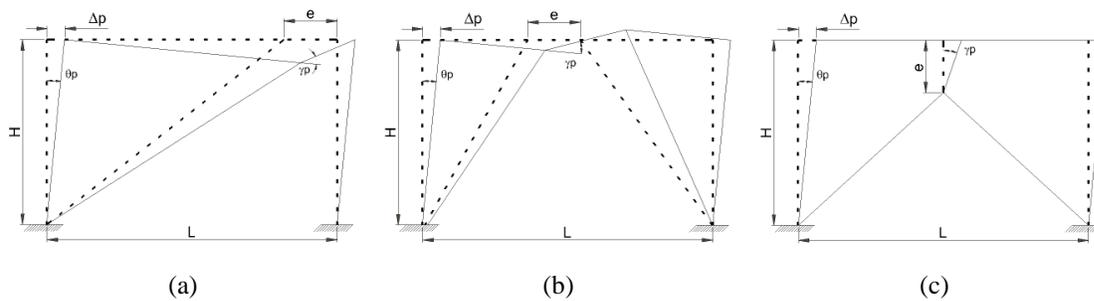


Figura 1. Configuraciones de PAE y su mecanismo plástico

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (1)$$

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2)$$

$$\gamma_p = \frac{H}{e} \theta_p \quad (3)$$

Como se indicó anteriormente, los PAE concentran los esfuerzos en los elementos de conexión, de tal manera que estos miembros tengan deformaciones plásticas y que los otros componentes se mantengan dentro de su rango elástico. Por ende, con el objeto de aprovechar este comportamiento se han realizado estudios para determinar sus modos de falla, de tal manera que efectivamente funcione como un fusible estructural que en lo posterior podrá ser reparado o reemplazado (Okazaki & Engelhardt, 2007; Yin et al., 2019). En este contexto, se ha clasificado a los elementos

de conexión en: cortos, intermedios y largos; en función de la relación entre la longitud del vínculo y sus resistencias plásticas a momento (figura 2).

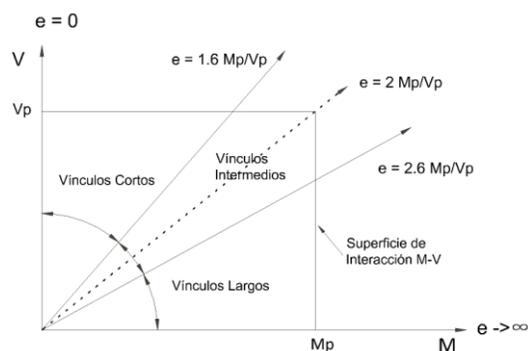


Figura 2. Clasificación de vínculos en PAE

En elementos cortos la energía es disipada a través de esfuerzos de corte, para elementos largos mediante esfuerzos de flexión, mientras que para intermedios se presenta una combinación de esfuerzos de corte y flexión (Lukačević et al., 2019). Siendo los elementos cortos los que han mostrado un valor más elevado de resistencia y ductilidad (Suswanto et al., 2017). En la figura 1 se observa la relación de rotación del vínculo con la deriva presentada en el sistema y mediante las ecuaciones (1), (2) y (3) se establece la relación entre la deriva y la rotación del vínculo.

De las configuraciones presentadas en la figura 1, los PAE con un elemento vertical de conexión demostraron tener un mejor desempeño ante los PAE con elementos horizontales convencionalmente usados. Teniendo en cuenta que los elementos verticales llegaron a su deformación inelástica en todos los niveles de la estructura con una pequeña variación de carga, y que se obtuvo mayor ductilidad y disipación de energía (Saffari et al., 2017). Así mismo, se han obtenido buenos resultados ante el efecto de acciones sísmicas reiteradas que se presenten en un periodo corto de tiempo, situación generalmente esperada debido a las réplicas que produce un sismo (Mohsenian et al., 2021).

De hecho, se ha empleado este sistema en la rehabilitación de estructuras de acero con un diseño deficiente, en donde se obtuvo una reducción de riesgo de una falla frágil (Mohsenian et al., 2020). Cabe recalcar que el elemento de conexión al encontrarse fuera de los elementos que conforman el pórtico principal se facilita los trabajos de reparación o reemplazo del vínculo. Tomando en cuenta los diversos enfoques de estudios realizados, el presente estudio plantea analizar el efecto de la

variación de la longitud del vínculo en PAE tipo Y caso (c) de la figura 1, con el objeto de conocer la influencia de este elemento en el PAE.

Metodología

Este estudio presenta un análisis numérico de 5 PAE tipo Y, implementando en estos modelos vínculos cortos PAE-C, intermedio PAE-I y largos PAE-L; los cuales cumplen con los criterios de clasificación indicados en la figura 2. Estos sistemas fueron diseñados para resistir las cargas verticales correspondiente al peso muerto, mampostería, recubrimientos y carga viva; así como para soportar el efecto de cargas laterales generadas por sismos; cumpliendo las especificaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), y las del American Institute of Steel Construction (AISC 360-16, AISC 341-16). Los pórticos tienen un nivel, con una altura de 3.5 m y una luz de 5.5 m. Las secciones y longitudes de los elementos se presentan en la figura 3. El material utilizado es Acero Estructural ASTM A36 con $f_y = 248.21$ MPa y $f_u = 399.8$ Mpa.

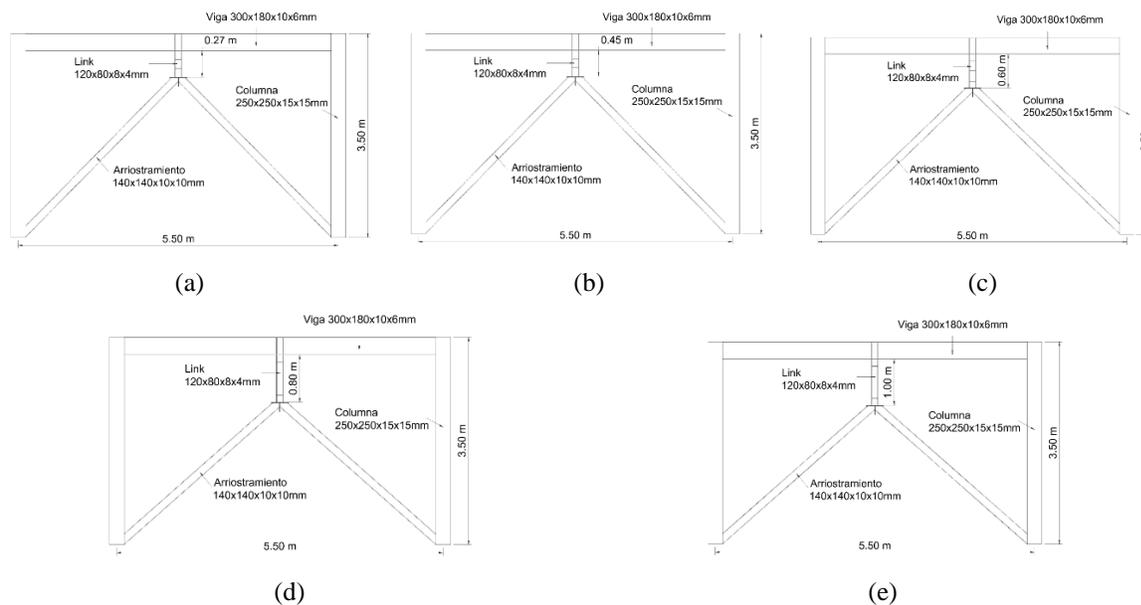


Figura 3. Secciones y dimensiones: (a) PAE-C, (b) PAE-C, (c) PAE-I, (d) PAE-L, (e) PAE-L

El prediseño de los elementos que conforman el PAE se realizó mediante el Método del Diseño Basado en Fuerzas (DBF). Los parámetros que determinan espectro de diseño elástico, tipo de suelo, coeficiente de importancia (I), factor de reducción de resistencia sísmica (R); se encuentran

detallados en la Tabla 1. En base a lo cual, se verificó en cumplimiento de la deriva inelástica de piso para estos sistemas que es de 0.02 (MIDUVI & CAMICON, 2015).

Tabla 1 Parámetros del espectro de diseño (NEC-15)

Ciudad	Cuenca, Azuay
Aceleración máxima en roca (Z)	0.25g
Tipo de suelo	D
Fa	1.4
Fd	1.45
Fs	1.06
r	1
η	2.48
I	1.0
R	8

Para la determinación de las secciones de los elementos fuera del vínculo se procedió con el diseño por capacidad. Considerando que deben resistir las combinaciones de cargas detalladas en la Norma, donde se considere la fuerza amplificada que se desarrolla en los extremos el vínculo ($1.25R_y V_n$). Los arriostramientos y las vigas fuera del enlace fueron diseñadas como un elemento en el que se presentan esfuerzos de flexión y compresión.

Adicionalmente, se verificó que las secciones escogidas cumplan con los criterios de relaciones ancho espesor detallados en la sección D1.1 del AISC 360-16 (ANSI/AISC 360-16, 2016). Esto es, para el caso del vínculo y las columnas deben cumplir las limitaciones para elementos de alta ductilidad, mientras que para los arriostramientos y vigas fuera del enlace se debe satisfacer las limitaciones para elementos de moderada ductilidad. Otro criterio a verificarse es el ángulo de rotación del vínculo de acuerdo a lo constante en la sección F3.4a del AISC 341-16. Para vínculos cortos debe ser menor a 0.08 radianes, para vínculos largos menor a 0.02 radianes y en el caso de vínculos intermedios se debe realizar una interpolación entre los valores indicados previamente

considerando la relación M_p/V_p . El espesor y ubicación de los rigidizadores de los vínculos se calcularon acorde a las provisiones de la sección F3.5b.4 del AISC 341-16.

La evaluación del desempeño se realizó mediante un método de análisis estático no lineal (Pushover). Método que plantea la hipótesis de que el comportamiento del sistema estructural se asemeja a la de un sistema equivalente de un grado de libertad. Considerando dominante el primer modo de vibración de la estructura, debido a que tiene el mayor factor de participación modal. Para la obtención de la curva de capacidad de la edificación se aplicó una carga lateral creciente. Este análisis se realizó en la estructura bajo el efecto de las cargas muertas y el 25% de la carga viva de diseño. La curva de capacidad se genera con los puntos del cortante basal vs el desplazamiento lateral, representados esquemáticamente en la figura 4. En base a lo cual se puede determinar la ductilidad de la estructura. Para este propósito la deriva escogida es del 2% de acuerdo con el FEMA 356 (FEMA 356, 2000).

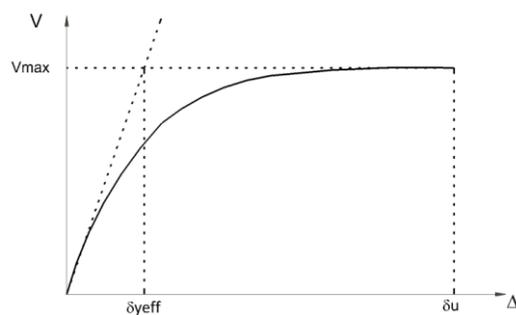


Figura 4. Curva estática no lineal idealizada

El análisis numérico se realizó a partir de modelos de elementos finitos elaborados en el programa ETABS y en ABAQUS. Esto con el efecto de analizar a profundidad el comportamiento de los elementos del pórtico y validar los resultados obtenidos en ABAQUS mediante su comparación con los modelos de ETABS. Los modelos generados en ETABS fueron realizados con elementos tipo frame con las secciones definidas previamente y detalladas en la figura 3, como material se utilizó Acero ASTM A36. Se ubicaron rótulas plásticas en los extremos de los elementos, mismas que poseen la relación momento–rotación de acuerdo a las tablas para procedimientos no lineales definidas en el ASCE/SEI 41-13(ASCE/SEI Standard 41-17, 2017). Para los modelos elaborados en ABAQUS se utilizaron elementos tipo sólido con un mallado conformado por elementos tipo

C3D8, los cuales tienen 8 nodos con 3 grados de libertad por nodo (ABAQUS, 2014). Se definió el material con las resistencias a fluencia y plástica del Acero A36, un módulo de Poisson de 0.3 y una elongación en su rango plástico de 0.2. Con el objeto de optimizar el tiempo de análisis computacional se realizó una diferenciación del mallado de los elementos. En las columnas, vigas y arriostramientos se utilizó un mallado de 5cm para zonas de transición y 2.5 cm para zonas de contacto. En el caso de las placas de continuidad de las columnas y rigidizadores de la viga se utilizó un mallado de 2.5cm. Mientras que para el vínculo y sus rigidizadores se utilizó una malla de 1cm. El tipo de análisis realizado corresponde a un procedimiento estático no lineal sin considerar la inclusión del fallo por rotura de elementos.

Resultados y Discusión

Los PAE se modelaron en los softwares de ETABS y ABAQUS con el fin de calibrar el modelo de ABAQUS, garantizando que estos modelos representen adecuadamente el comportamiento del pórtico. En la figura 5 se muestra el mecanismo de colapso de los PAE-C, PAE-I y PAE-L correspondientes a los casos (a), (c) y (e) de la figura 3; modelos en los que se implementaron rótulas conforme el ASCE/SEI 41-13. El incremento de desplazamiento del punto de control genera esfuerzos en los otros elementos por lo que se presentan rótulas en vigas y columnas.

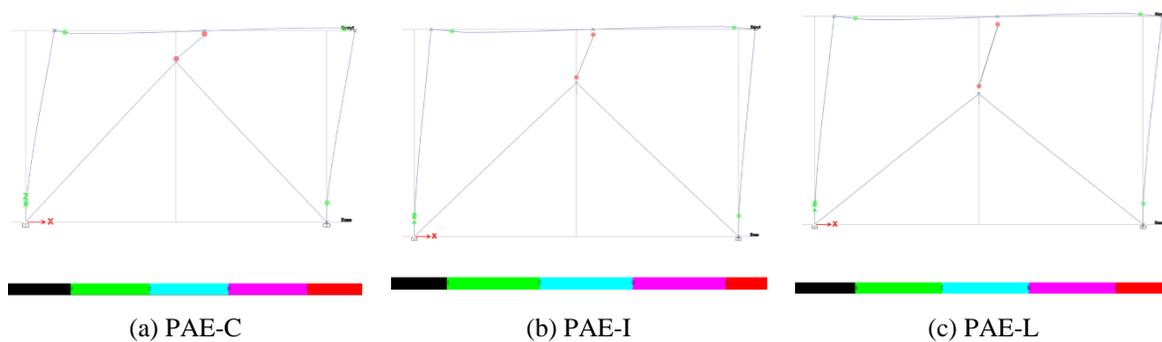


Figura 5. Ubicación de rótulas plásticas

Para la verificación de los modelos de ABAQUS se realizó la comparación de las curvas de capacidad obtenidas de ETABS correspondientes a los mecanismos de fallo de la figura 5, con las curvas de los modelos de ABAQUS. En estas gráficas, las abscisas representan el desplazamiento lateral del nudo de control ubicado en la parte lateral del primer nivel y en las ordenadas los valores

de cortante en la base. Los resultados de la comparación se muestran en la figura 6. Se evidencia ligeras variaciones, debido a que la fluencia de pórticos modelados con elementos tipo barras se captura en las rótulas colocadas en los elementos, por lo que los efectos son transmitidos entre nudos y no a través de elementos. Es decir, que la rigidez del elemento tipo barra no captura en su totalidad la cedencia de los nudos rótulas. Sin embargo, estas diferencias indican la validez de los modelos elaborados en ABAQUS.

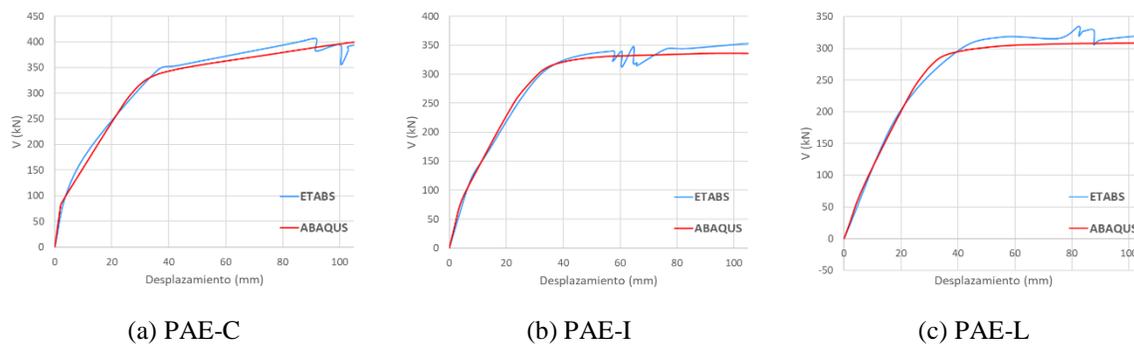


Figura 6. Comparación de Pushover de los PAE

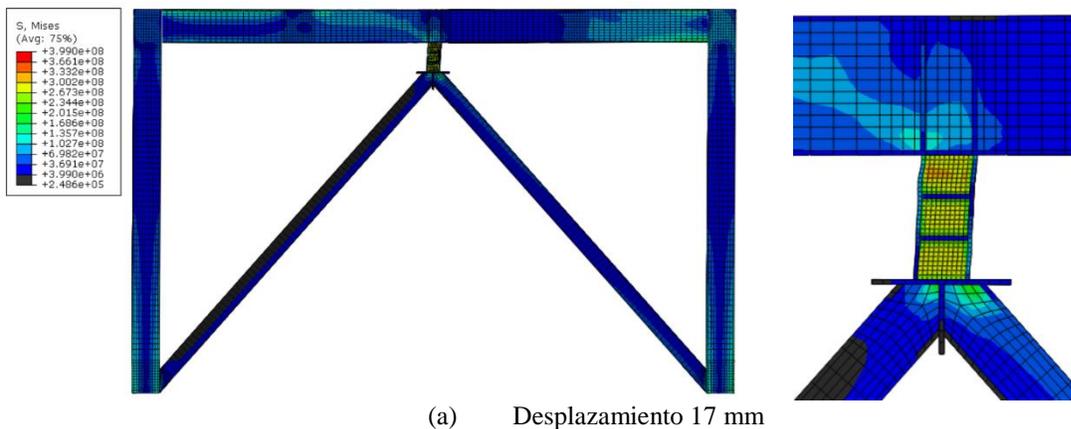
En la parte inicial de las curvas de capacidad se obtiene una relación lineal entre el desplazamiento y el cortante en la base, correspondiente a la sección elástica del sistema estructural. Posterior a esto se evidencia una pérdida incremental de rigidez. En los casos analizados se llega al 3% (10.5 cm) de la deriva. Sin embargo, no se presenta una pérdida significativa de capacidad que indique el colapso de la estructura. A partir de la idealización de los Pushover indicada en la figura 4 se obtiene la ductilidad de los pórticos utilizando la ecuación (4). En la tabla 2, se muestran los resultados de la ductilidad obtenida para cada sistema estructural en función de la relación de longitud y resistencias plásticas ρ (e V_p/M_p). Con respecto al cortante basal se alcanzó un valor de 404.25 kN para el PAE-C, 335.43 kN en el caso del PAE-I y 308.47 kN en el PAE-L. Obteniendo una disminución del cortante del 17.02% en el PAE-I y del 23.69% en el PAE-L.

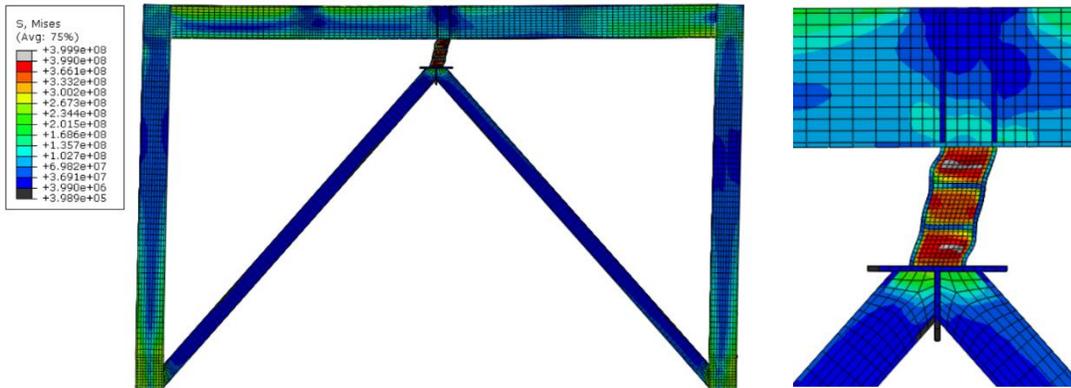
$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_{yeff}} \quad (4)$$

Tabla 2 Ductilidad de los PAE

	PAE - C	PAE - C	PAE - I	PAE - L	PAE - L
e (cm)	27	45	60	80	100
ρ ($e V_p / M_p$)	0.89	1.48	1.98	2.63	3.29
δ_{yeff} (mm)	10.1	13.5	17.8	21.8	24.2
μ	10.40	7.78	5.90	4.82	4.34

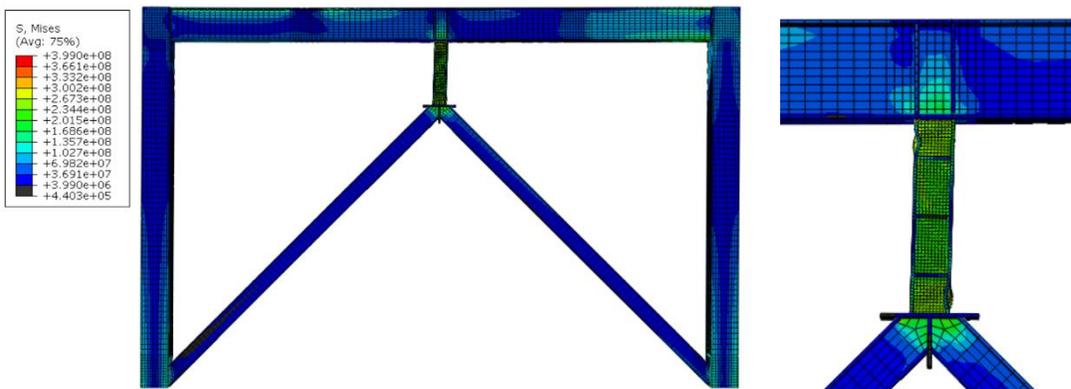
En la tabla C1-3 del FEMA 356 consta que para pórticos de acero arriostrados la deriva para el nivel de ocupación inmediata debe ser menor al 0.5%, mientras que para prevención al colapso define un valor del 2% (FEMA 356, 2000). En las figuras 7, 8 y 9 se muestra el estado de los elementos de las diferentes configuraciones de PAE en estos dos puntos de la curva de desempeño. En el PAE-C para el desplazamiento de 17 mm figura 7 (a), se observa que en vínculo se presentan esfuerzos cercanos al límite de fluencia en el alma, mientras que en los extremos de la viga y en la base de las columnas se tienen esfuerzos máximos del alrededor del 67.74% del esfuerzo de fluencia, los arriostramientos trabajan a compresión y tensión con esfuerzos muy pequeños. Para la deformación de 70 mm figura 7 (b), el alma del vínculo se encuentra en deformación plástica e incluso se evidencia la presencia de esfuerzos superiores al límite de ruptura (399.8 Mpa), lo que corresponde a la ruptura del alma, pero no se evidencia en la gráfica debido a que no se ha considerado este criterio en el modelo. Este comportamiento es acorde con los ensayos de vínculos cortos en los que el modo de fallo es la ruptura del alma (Kazemzadeh Azad & Topkaya, 2017). Los extremos de la viga y la base de las columnas tienen esfuerzos cercanos al límite de fluencia, sin embargo, se mantienen dentro del rango elástico.



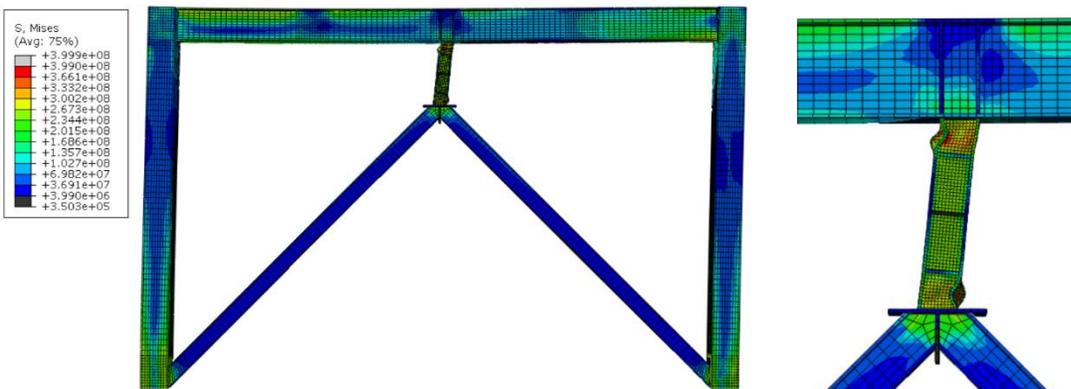


(b) Desplazamiento 70 mm

Figura 7. Esfuerzos en el PAE-C



(a) Desplazamiento 17 mm



(b) Desplazamiento 70 mm

Figura 8. Esfuerzos en el PAE-I

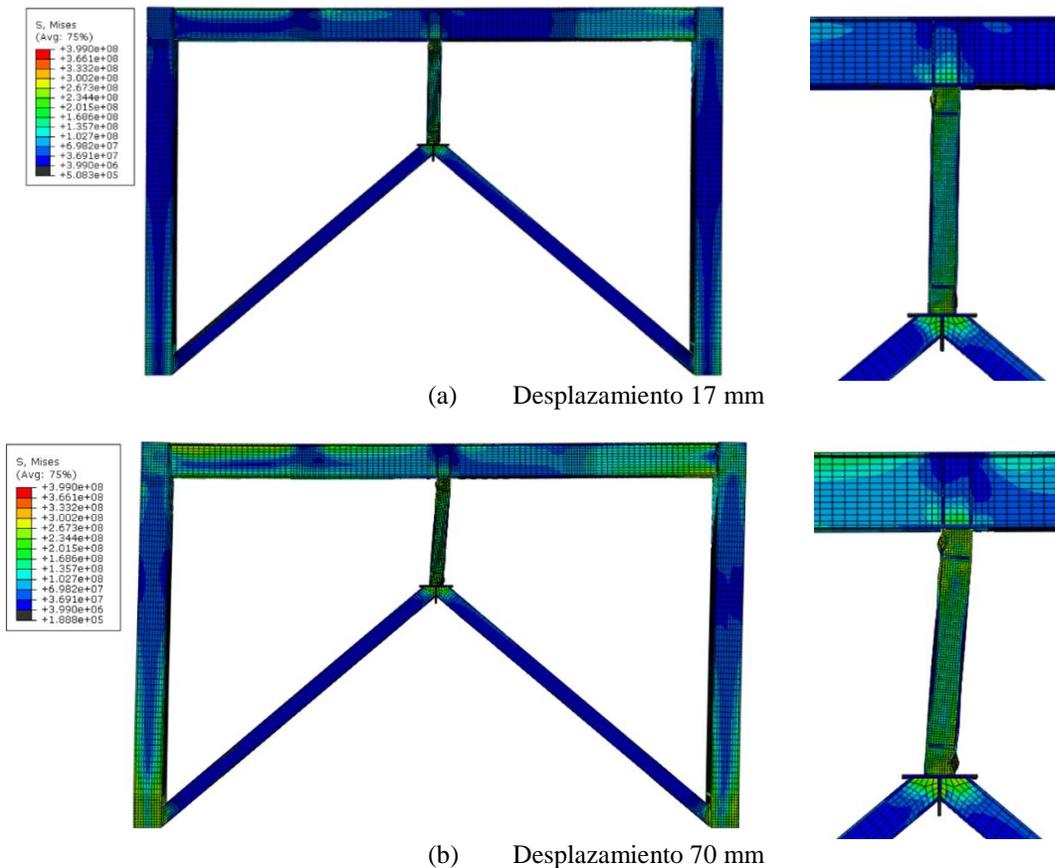


Figura 9. Esfuerzos en el PAE-L

Con el desplazamiento de 17 mm figura 8 (a), el vínculo del PAE-I tiene esfuerzos en el alma sin llegar al límite de fluencia, sin embargo, se presenta pandeo local en los extremos de los patines. Al igual que en el caso del PAE-C los esfuerzos en las columnas, arriostramientos y viga; permanecen dentro del rango lineal. Este caso presenta la mayor transferencia de esfuerzos desde los extremos del vínculo hacia el alma de la viga y de los arriostramientos. Para el desplazamiento de 70 mm figura 8 (b), los extremos del alma del vínculo presentan fluencia y un incremento del pandeo de los extremos de los patines, evidenciándose la interacción de esfuerzos de corte y flexión, característico de los PAE con vínculos intermedios. Las columnas, vigas y arriostramientos permanecen con esfuerzos dentro del rango elástico. En el PAE-L con un desplazamiento de 17 mm figura 9 (a), de igual manera los elementos fuera del vínculo presentan esfuerzos muy pequeños. En el caso del vínculo se evidencia la existencia de esfuerzos de corte en el alma sin llegar al límite de fluencia y el pandeo local de los extremos de los patines. En el desplazamiento

de 70 mm figura 9 (b), existe un incremento en los esfuerzos de las columnas y vigas sin llegar al límite de fluencia. En el vínculo los esfuerzos en el alma no llegan al límite de fluencia por lo que el fallo corresponde a esfuerzos de flexión.

Para el análisis de la capacidad de rotación del vínculo de las tres configuraciones de PAE se tomó el punto de la curva de capacidad en el que existe un cambio fuerte de pendiente pues se considera que el pórtico ha perdido rigidez de manera considerable. Los valores de la capacidad de rotación de los vínculos constan en la tabla 3 calculados con la ecuación (3) en función de ρ . Existe un desplazamiento en la unión del vínculo con los arriostramientos pero debido a la minúscula magnitud se lo despreció. Se denota que para el PAE-C con $\rho = 0.89$ el vínculo llega a tener una rotación de 0.11 radianes, superior al límite establecido por el AISC 341-16 (ANSI/AISC 360-16, 2016). Sin embargo, el PAE-C con $\rho = 1.48$ cumple la restricción. Para vínculos largos se requiere de una rotación menor a 0.02, los valores obtenidos para $\rho = 2.63$ y $\rho = 3.29$ se mantuvieron por encima de este límite. El PAE-I presento una rotación de 0.052 radianes, menor que el valor obtenido de la interpolación lineal entre 0.08 y 0.02, de 0.06 radianes.

Tabla 3 Rotación de los vínculos de los PAE

	PAE - C	PAE - C	PAE - I	PAE - L	PAE - L
e (cm)	27	45	60	80	100
ρ (e V_p / M_p)	0,89	1,48	1,98	2,63	3,29
Desplazamiento (mm)	35,68	33,96	31,02	31,43	32,24
Deriva	0,010	0,010	0,009	0,009	0,009
Angulo Rotación (rad)	0,132	0,075	0,052	0,039	0,032
Angulo Máximo (AISC 341-16)	0,08	0,08	0,06	0,02	0,02

Conclusiones

Con respecto al software de elementos finitos utilizado (ABAQUS), luego de la comparación con los modelos realizados en ETABS se evidenció que los pórticos elaborados simularon adecuadamente la rigidez de los PAE y su comportamiento ante la acción de una fuerza lateral. Validando con esto el tamaño de la malla de elementos finitos escogida, las suposiciones de interacción entre los elementos del pórtico, cargas aplicadas y condiciones de apoyo establecidas.

Del análisis de la capacidad de deformación de los PAE, se obtuvo que la ductilidad de los PAE decrece de manera cuadrática conforme incrementa el valor de ρ . La ductilidad más alta $\mu = 10.40$ se obtuvo con el link corto con $\rho = 0.89$. Con respecto al cortante basal el PAE-C obtuvo el mayor valor con 34.19 tonf, seguido por el PAE-I y finalmente el PAE-L. Por lo que se denota que los vínculos cortos son la mejor alternativa para un PAE, ya que se obtiene la mayor ductilidad y rigidez posible.

Los esfuerzos y deformaciones en los elementos, resultantes del procedimiento para la obtención de las curvas de capacidad de los PAE evidencian una concentración de esfuerzos en el vínculo. Los demás elementos del pórtico presentaron esfuerzos por debajo del límite de fluencia, garantizando que el vínculo sea el fusible de la estructura y que de ser necesario se pueda reparar solo este elemento luego de un evento sísmico. En el caso de los PAE-C la falla en el vínculo se da por esfuerzos de corte, por esfuerzos de flexión para el PAE-L y por una combinación de esfuerzos de corte y flexión para el PAE-I.

En cuanto a la capacidad de rotación de los vínculos se evidenció que el vínculo corto logró una rotación de 0.132 radianes, mayor a lo establecido AISC 341-16 (ANSI/AISC 360-16, 2016), concordante con varias investigaciones que han indicado que estos vínculos tienen una mayor capacidad. Con respecto a los vínculos largos, de igual manera se presentó una mayor capacidad de rotación que lo establecido. Por otro lado, el vínculo intermedio exhibió una rotación por debajo del límite definido.

Agradecimientos

Mi más sincero agradecimiento al Ing. Juan Barbecho por su apoyo y guía durante la realización de esta investigación. A mis padres y hermanas por el cariño y amor que me han entregado a lo largo de mi vida. A mi futura esposa por su comprensión y amor incondicional, sin ella no sería posible cumplir esta meta y muchas más que me faltan.

Referencias

1. ABAQUS. (2014). *ABAQUS User Manual* (6.14). SIMULIA World Headquarters. Rissing Sun Mills 166 Valley Street, Providence (RI 02909-2499, USA).
2. Alavi, B., & Krawinkler, H. (2004). Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33(6), 687–

706. <https://doi.org/10.1002/eqe.369>
3. Annan, C. D., Youssef, M. A., & El Naggar, M. H. (2009). Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel-braced frames. *Engineering Structures*, *31*(7), 1435–1446. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.024>
 4. ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
 5. ASCE/SEI Standard 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings American Society of Civil Engineers*. Reston, Virginia, USA.
 6. Bak, P., & Tang, C. (1989). Earthquakes as a Self-Organized Critical Phenomenon. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, *94*(B11), 15635–15637. <https://doi.org/10.1029/JB094iB11p15635>
 7. Boore, D. M., & Atkinson, G. M. (2008). Ground-Motion Prediction Equations for the Average Horizontal Component of PGA, PGV, and 5% Damped PSA at Spectral Periods between 0.01 s and 10.0 s. *Earthquake Spectra*, *24*(1), 99–138. <https://doi.org/10.1193/1.2830434>
 8. Covacevic, V. S. (1985). El Origen de los Sismos La Teoría de las Placas Tectónicas. *Auca: Arquitectura Urbanismo Construcción Arte*, *49*, 42–43.
 9. Engelhardt, M. D., & Popov, E. P. (1992). Experimental Performance of Long Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, *118*(11), 3067–3088. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:11\(3067\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:11(3067))
 10. FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings* (p. 518). Washington, DC, USA.
 11. Hatzigeorgiou, G. (2012). Moment resisting steel frames under repeated earthquakes. *Earthquakes and Structures*, *3*(3), 231–248. https://doi.org/10.12989/eas.2012.3.3_4.231
 12. Hjelmstad, K. D., Popov, E. P., & ASCE, F. (1984). Characteristics of Eccentrically Braced Frames. *Journal of Structural Engineering*, *110*(2), 340–353. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:2\(340\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:2(340))
 13. Hoskins, M. C., Meltzer, A., Font, Y., Agurto-Detzel, H., Vaca, S., Rolandone, F., Nocquet, J.-M., Soto-Cordero, L., Stachnik, J. C., Beck, S., Lynner, C., Ruiz, M., Alvarado, A., Hernandez, S., Charvis, P., Regnier, M., Leon-Rios, S., & Rietbrock, A. (2021). Triggered crustal earthquake swarm across subduction segment boundary after the 2016 Pedernales, Ecuador megathrust earthquake. *Earth and Planetary Science Letters*, *553*, 116620.

- <https://doi.org/10.1016/j.epsl.2020.116620>
14. Hu, Y.-X., Liu, S.-C., & Dong, W. (1996). *Earthquake Engineering* (First edit). E & FN Spon, London, Great Britain, ISBN: 0 419 20590 X.
 15. Kazemzadeh Azad, S., & Topkaya, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 53–73. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.07.032>
 16. Keivan, A., & Zhang, Y. (2019). Nonlinear seismic performance of Y-type self-centering steel eccentrically braced frame buildings. *Engineering Structures*, 179, 448–459. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.002>
 17. Lukačević, I., Maleta, T., & Dujmovic, D. (2019, September 5). Behaviour of dual eccentrically braced steel frames with short and long seismic links. *20th Congress of IABSE, New York City 2019: The Evolving Metropolis - Report, New York City, USA*.
 18. Mangal, M., & Cheng, J. C. P. (2018). Automated optimization of steel reinforcement in RC building frames using building information modeling and hybrid genetic algorithm. *Automation in Construction*, 90, 39–57. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.01.013>
 19. Mansour, N., Christopoulos, C., & Tremblay, R. (2011). Experimental Validation of Replaceable Shear Links for Eccentrically Braced Steel Frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), 1141–1152. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000350](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000350)
 20. MIDUVI, & CAMICON. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico: Diseño Sismo Resistente* (p. 149). Quito, Ecuador, MIDUVI, Registro Oficial, Año II, Nro. 413.
 21. Mohsenian, V., Filizadeh, R., Hajirasouliha, I., & Garcia, R. (2021). Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes. *Journal of Building Engineering*, 33, 101576. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101576>
 22. Mohsenian, V., Filizadeh, R., Ozdemir, Z., & Hajirasouliha, I. (2020). Seismic performance evaluation of deficient steel moment-resisting frames retrofitted by vertical link elements. *Structures*, 26, 724–736. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.043>
 23. Okazaki, T., & Engelhardt, M. D. (2007). Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(6), 751–765. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.08.004>

24. Saffari, H., Damroodi, M., & Fakhreddini, A. (2017). Assesment of seismic performance of eccentrically braced frame with vertical members. *Asian Journal of Civil Engineering*, 18(2), 255–269. <https://doi.org/10.1016/j.ajce.2017.02.005>
25. Suswanto, B., Amalia, A., Wahyuni, E., & Rafael, J. (2017). Numerical behavior study of short link, intermediate link and long link in eccentrically braced frame steel structure. *International Journal of Applied Engineering Research*, 12(21), 11460–11471. <https://doi.org/10.1016/j.ijaer.20170.21.035>
26. Tian, X., Su, M., Lian, M., Wang, F., & Li, S. (2018). Seismic behavior of K-shaped eccentrically braced frames with high-strength steel: Shaking table testing and FEM analysis. *Journal of Constructional Steel Research*, 143, 250–263. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.12.030>
27. Tong, L., Zhang, Y., A.M.ASCE, Zhou, X., Keivan, A., & Li, R. (2019). Experimental and Analytical Investigation of D-Type Self-Centering Steel Eccentrically Braced Frames with Replaceable Hysteretic Damping Devices. *Journal of Structural Engineering*, 145(1), 4018229 1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002235](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002235)
28. Wang, F., Su, M., Hong, M., Guo, Y., & Li, S. (2016). Cyclic behaviour of Y-shaped eccentrically braced frames fabricated with high-strength steel composite. *Journal of Constructional Steel Research*, 120, 176–187. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.01.007>
29. Yin, Z., Feng, D., & Yang, W. (2019). Damage Analyses of Replaceable Links in Eccentrically Braced Frame (EBF) Subject to Cyclic Loading. *Applied Sciences*, 9(2), 332–351. <https://doi.org/10.3390/app9020332>