

4

Influencia De La Longitud Del Elemento Enlace En El Comportamiento De Pórticos Excéntricos De Acero

Influence Of Link Element Length On The Behavior Of Eccentric Steel Frames

Autores

Luis Alfredo Ormeño Bazurto,

Ingeniero Civil, Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Facultad de Posgrado, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador,

lormeno1305@utm.edu.ec; <https://orcid.org/0000-0002-6577-239X>

Stalin Alcívar

Ingeniero Civil, Departamento de Construcciones Civiles, Arquitectura y Geología, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo-Ecuador,

william.alcivar@utm.edu.ec; <https://orcid.org/0000-0001-8430-0534>

4

Diseño Optimizado De Redes De Distribución De Agua Mediante Programación No Lineal

RESUMEN

El presente artículo analiza la influencia de la longitud del enlace en el comportamiento de pórticos excéntricos de acero, considerando su longitud y el número de pisos como variables. Los sistemas estructurales, diseñados según el AISC 360-22 y la NEC-2015, fueron evaluados mediante análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-Historia con tres registros sísmicos y análisis estático no lineal Pushover. Los resultados evidencian que la longitud del enlace afecta la rigidez, disipación de energía y distribución de fuerzas. Enlaces cortos ofrecen mayor rigidez y control de derivas, aunque generan mayores esfuerzos internos; los intermedios logran un equilibrio entre rigidez y capacidad de carga, mientras que los largos mejoran la distribución de la energía sísmica con menor rigidez inicial. Estos hallazgos resaltan la importancia de ajustar la longitud del enlace para optimizar el desempeño sísmico de estas estructuras.

Palabras claves: Pórticos arriostrados excéntricamente, longitud del enlace, Método Pushover.

ABSTRACT

This article analyzes the influence of link length on the behavior of eccentrically braced steel frames, considering link length and the number of stories as variables. The structural systems, designed according to AISC 360-22 and NEC-2015, were evaluated using nonlinear dynamic time-history analysis with three seismic records and nonlinear static pushover analysis. The results show that link length significantly affects stiffness, energy dissipation, and force distribution. Short links provide higher stiffness and better drift control but generate greater internal forces; intermediate links achieve a balance between stiffness and load capacity, while long links improve seismic energy distribution at the expense of lower initial stiffness. These findings highlight the importance of optimizing link length to enhance the seismic performance of these structures.

Keywords: Eccentrically braced frames, link length, Pushover Method.

Nota Editorial: Recibido: Septiembre 2024 Aceptado: Diciembre 2024

1. INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente en el contexto local de Ecuador es fundamental debido al alto riesgo sísmico que tiene el país. Por ello, la implementación de sistemas sismorresistentes como los pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) en estructuras de acero, cobra gran relevancia.

Los PAE están caracterizados por diagonales que no llegan al centro del vano de la viga y no se interceptan entre sí. Esto les proporciona una gran rigidez elástica y alta ductilidad antes grandes derivas de piso, además de disipar energía por fluencia a flexión o corte, controlada por un elemento estructural llamado enlace (link). El enlace es el tramo donde se induce la excentricidad horizontal o vertical en la viga, generando fuerzas de corte y momentos flectores elevados durante un evento sísmico, incursiona en el rango inelástico mientras el resto de los elementos de la estructura se diseñan para permanecer en el rango elástico.

Según Cagua et al. [1], las estructuras se rigidizan mejor con diagonales excéntricas, lo que resulta en menores desplazamientos y derivas comparado con pórticos de diagonales concéntricas.

El enlace de los PAE debe ser sismorresistente, al igual que las diagonales de arriostramiento, las columnas y los segmentos de vigas fuera de los enlaces, diseñados para permanecer elásticos ante las cargas generadas en el enlace debido a su fluencia y de endurecimiento por deformación [2].

Según el American Institute of Steel Construction [3], los enlaces se clasifican en: cortos, donde la longitud es menor o igual a 1,6 la relación entre su resistencia a flexión esperada (M_{ce}) y su resistencia a corte esperada (V_{ce}), ecuación 1; largos a flexión, donde la longitud es mayor o igual a 2,6 la relación entre su M_{ce} y V_{ce} , ecuación 2; e intermedios, donde la longitud cumple con la relación indicada en la ecuación 3.

$$e \leq \frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (1)$$

$$e \geq \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (2)$$

$$\frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}} \quad (3)$$

Usualmente, los enlaces se diseñan con longitudes reducidas para que funcionen como enlaces cortos, esto es, para inducir la formación de rótulas de corte. Los datos experimentales y los resultados de estudios analíticos muestran la conveniencia de este tipo de enlace, debido principalmente a que la fluencia se distribuye en forma más o menos uniforme en toda el alma del perfil del enlace [4]. Es por ello que, la concentración de deformación plástica es menor que las que se originan en enlaces largos, donde la falla se produce normalmente por fractura del acero en las alas. No obstante, el uso de enlaces largos está permitido, dado que puede resultar necesario en ciertos casos donde existen requerimientos arquitectónicos o funcionales especiales [4].

Los enlaces están diseñados específicamente para disipar energía de forma controlada, transfiriendo las fuerzas axiales inducidas en las riostras mediante esfuerzos de corte y flexión generados en ellos, mientras que el resto de los elementos estructurales permanecen en un régimen elástico [4].

En este trabajo, se estudió la influencia de la longitud del enlace sobre el comportamiento de pórticos excéntricos de acero mediante análisis no lineal estático y dinámico con técnicas Pushover y Tiempo-Historia.

Según Zheng [5], el análisis de tiempo historia es un método numérico riguroso que integra el movimiento de la estructura directamente mediante ecuaciones diferenciales. Este método permite determinar la respuesta dinámica en términos de desplazamientos, aceleraciones, y velocidades en cada paso del tiempo. En casos de sismos significativos que generan demandas severas de deformación en la estructura, el análisis no lineal tiempo historia es indispensable para evaluar el desempeño estructural y las vulnerabilidades causadas por el sismo de diseño.

Por otra parte, la técnica Pushover tiene como objetivo estimar el comportamiento esperado del sistema estructural evaluando su resistencia y deformaciones bajo cargas sísmicas mediante un análisis no lineal estático. Este método compara las demandas sísmicas con las capacidades disponibles en los niveles de desempeño previstos [5].

Es crucial identificar los patrones de distribución de cargas para reconocer los elementos que deben ser verificados adecuadamente en ambos tipos de análisis, estático no lineal y tiempo-historia [6].

Tso & Moghadam [7] describen el análisis no lineal estático (Pushover) como una técnica simplificada y eficiente para determinar la curva de capacidad de una estructura sometida a cargas inerciales aumentadas de forma monotónica hasta alcanzar su capacidad máxima.

2. METODOLOGÍA

Esta investigación se fundamenta en un enfoque metodológico cuantitativo con un diseño experimental, donde se evaluaron los efectos del elemento enlace al modificar la longitud de este. Se trata de un estudio descriptivo cuyo propósito principal es profundizar, describir y medir conceptos y situaciones. Se llevó a cabo un análisis transversal, definido como un estudio observacional que analiza múltiples variables en un momento dado. La fuente de información utilizada fue documental, orientada a abordar una situación o problema mediante la selección y recopilación de información a través de la lectura crítica de documentos y materiales bibliográficos.

Como parte del procedimiento de la investigación se consideraron 9 tipos de pórticos planos, variando el número de pisos y la longitud del elemento enlace. Se analizaron estructuras de 3, 5 y 8 pisos, utilizando tres longitudes diferentes para el elemento enlace: longitud máxima (enlace a flexión), longitud mínima (enlace corto) y una longitud promedio (enlace intermedio). El número de pisos de las estructuras fueron seleccionados para incluir una estructura de baja altura, una de altura media y una de gran altura, representativas de las edificaciones típicas en Ecuador.

Se llevó a cabo un análisis modal espectral para el diseño de los pórticos mencionados, seguido de un análisis no lineal estático y dinámico mediante las técnicas Pushover y Tiempo-Historia, utilizando el software ETABS [8].

Se evaluó la fuerza de corte en el elemento enlace y la curva de capacidad en cada uno de los pórticos para los análisis planteados.

2.1. Descripción Geométrica Y Propiedades De Los Elementos De Análisis

El diseño de los pórticos planos se realizó utilizando el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) conforme a las disposiciones del AISC 360-22 [3]. Las cargas y combinaciones de carga se basaron en la NEC-2015 [9].

En la figura 1 se muestran los diferentes sistemas estructurales empotrados, además de un pórtico (de un solo vano) simplemente apoyado, con vigas y columnas articuladas, cuyas articulaciones se representan con un círculo. Este último permite incorporar la masa concentrada del sistema de cargas gravitacionales al sistema de cargas laterales, sin aportar rigidez. Todos los casos tienen una altura de entrepiso de 3,2 m y una longitud libre de 6,0 m en los vanos laterales y 8,0 m en el vano central.

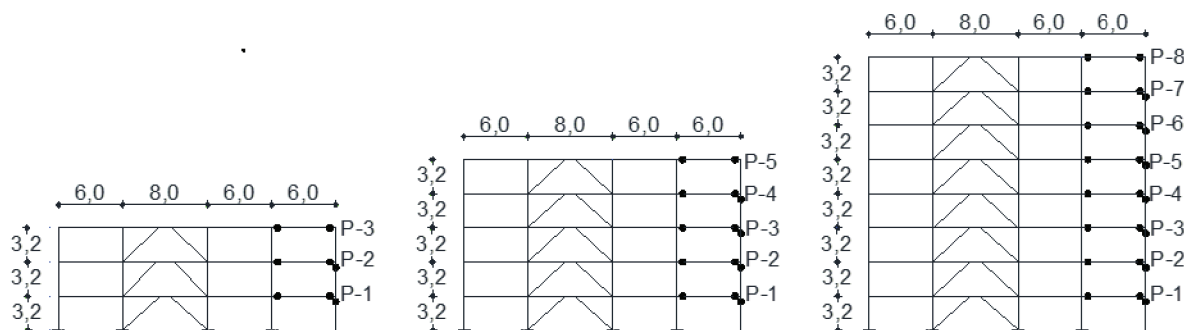


Figura 1: Vista en elevación de los modelos matemáticos en análisis.

Los pórticos fueron analizados en el eje 'X'. En cuanto a la longitud del enlace, se utilizaron 1,0 m para enlaces a corte, 1,6 m para enlaces a flexión y 1,3 m para enlaces intermedios, como se muestra en la figura 2. La figura 2 presenta solo el caso de la estructura con tres pisos; sin embargo, esta longitud de excentricidad también se utilizó para el análisis de los pórticos de 5 y 8 pisos. Los elementos a flexión fueron arriostrados lateralmente para simular la presencia de vigas secundarias a lo largo del eje "Y".

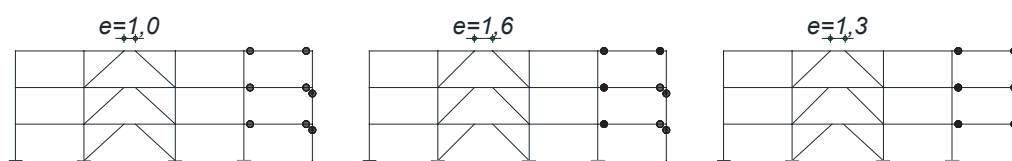


Figura 2: Esquema de longitudes de enlaces: (a) enlace a corte, $e = 1,0$ m; (b) enlace a flexión, $e = 1,6$ m; (c) enlace intermedio, $e = 1,3$ m.

En los vanos laterales y central se aplicaron cargas puntuales calculadas a partir del modelo original en planta (cargas gravitacionales por área tributaria): 46 kN y 100 kN en los ejes de columnas, 20 kN y 21 kN distribuidas en las ubicaciones de las vigas secundarias en el eje “Y” de los vanos laterales y central respectivamente. En el pórtico de gravedad, se colocó una carga puntual de 500 kN en el eje de la columna para el análisis correspondiente. La figura 3 muestra las cargas puntuales aplicadas al modelo.



Figura 3: Esquema de cargas puntuales aplicadas.

Para el método Pushover se utilizaron rotulas plásticas Auto P para carga axial en el arriostramiento, debido a su articulación. En las columnas se emplearon rótulas P-M3 para carga axial y momento, mientras que en las vigas y el enlace se utilizaron rótulas M3 para momento (flexión), todas ellas localizadas respectivamente al 5 % y 95 % de la altura de cada elemento. Además, para el estudio de análisis de tiempo-historia, se utilizaron tres registros sísmicos: (i) Registro Ecuador-Portoviejo 2016; (ii) Registro de Taiwán-Chichi 1999, y (iii) Registro de Italia-Friuli 1976.

Estos registros corresponden a eventos de subducción propios de la zona de estudio. Asimismo, se escaló cada registro sísmico para ajustarlos al espectro objetivo de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción [9], obteniendo un factor de 1,8. Este factor se multiplicó por la aceleración gravitacional de cada registro para obtener los resultados del análisis utilizando el software ETABS.

Los sistemas estructurales analizados corresponden a pórticos especiales arriostrados excéntricamente con perfiles de acero laminado en caliente. Las secciones utilizadas para cada elemento estructural fueron: HEB 550 para columnas, IPE 360 para vigas, y HSS 6x6x3/8 para diagonales. Las uniones entre vigas y columnas fueron continuas, mientras que en los extremos de las diagonales se asignaron articulaciones para que estas trabajen principalmente a esfuerzos axiales. El tipo de acero utilizado fue ASTM A36, comúnmente utilizado en Ecuador debido a su disponibilidad; sus propiedades están descritas en la tabla 1.

Tabla 1: Propiedades del acero estructural ASTM A36

Acero ASTM A36	Límite de fluencia	$f_y = 250 \text{ MPa}$
	Límite de rotura de acero	$f_u = 400 \text{ MPa}$
	Módulo de elasticidad	$E = 200000 \text{ MPa}$

2.2. Parámetros De Diseño Según La NEC-2015

Para las cargas gravitacionales de diseño en los modelos, se siguieron las especificaciones del capítulo “Cargas no Sísmicas NEC-SE-CG”, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC [9]. La carga permanente calculada y las cargas de uso aplicadas al modelo se detallan en la tabla 2.

Tabla 2: Cargas gravitacionales de servicio.

CARGA DE SERVICIO	kN/m^2
Carga muerta (D)	4,90
Carga muerta en la cubierta (D_{cub})	2,45
Carga viva (L)	2,00
Carga viva en la cubierta (L_{cub})	0,70

2.3. Combinaciones de carga

El diseño de los elementos estructurales se realizó utilizando el método LRFD, el cual aplica factores de carga y combina diferentes estados de carga para incrementar la seguridad de los elementos, asegurando que cumplan con las condiciones de funcionamiento requeridas. Estas combinaciones están adaptadas al contexto local del país, conforme a la normativa NEC-SE-CG [9], y se detallan en las ecuaciones enumeradas del 4 al 7.

$$\text{Combinación 1:} \quad 1,4 D \quad (4)$$

$$\text{Combinación 2:} \quad 1,2 D + 1,6 L \quad (5)$$

$$\text{Combinación 3:} \quad 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L \quad (6)$$

$$\text{Combinación 4:} \quad 0,9 D + 1,0 E \quad (7)$$

2.4. Acción Sísmica

Para desarrollar un espectro elástico de respuesta que simule un movimiento sísmico, la acción sísmica considera parámetros basados en las características del suelo local, la estructura y naturaleza del sismo.

En este estudio, se definió el espectro de diseño de acuerdo con la NEC-SE-DS [9], para la ciudad de Portoviejo, ubicada en la zona sísmica VI, considerando un suelo tipo D. Para el cálculo de las fuerzas laterales, se adoptó un valor conservador del factor de reducción de fuerzas sísmicas, $R = 6$, garantizando que las fuerzas sísmicas sean mayores que las utilizadas para el diseño estructural. La Tabla 3 presenta los parámetros para definir la acción sísmica, mientras que la figura 4 muestra el espectro elástico de diseño.

Tabla 3: Parámetros sísmicos de diseño.

I	1,00	Factor de importancia
Zona sísmica	VI	-
Z	0,50	Factor de zona
Suelo tipo	D	Perfil del Suelo
F_a	1,12	Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto
F_d	1,11	Coeficiente de desplazamientos para diseño en roca
F_s	1,40	Coeficiente que considera el comportamiento no lineal de los suelos
Φ_p	1,00	Coeficiente de irregularidad en planta
Φ_E	1,00	Coeficiente de irregularidad en elevación
R	6,00	Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas
r	1,00	Factor usado en el espectro de diseño elástico
η	1,80	Relación de amplificación espectral

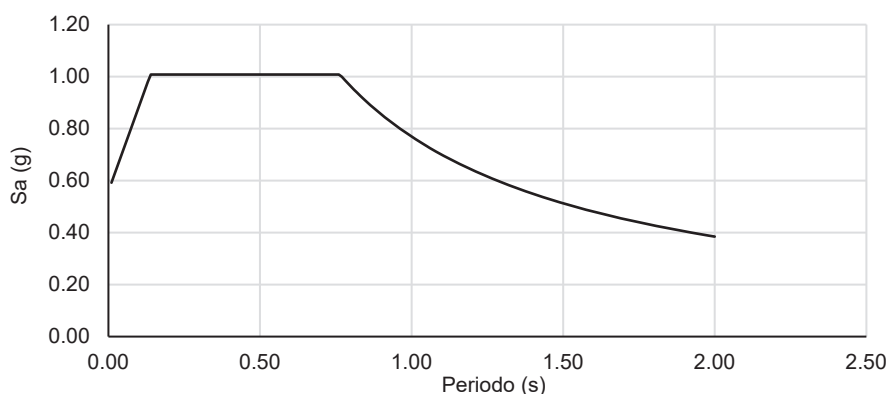


Figura 4: Espectro de diseño elástico según la NEC-2015 para una Zona sísmica VI, y Suelo D.

2.5. Análisis No Lineal

El análisis no lineal considera el comportamiento no lineal de los materiales y estructuras, abordando cómo varía la respuesta de la estructura conforme aumentan progresivamente las cargas. Esto incluye deformaciones que exceden el rango elástico, comportamiento plástico y efectos de segundo orden.

Para el análisis tiempo historia se emplearon tres registros sísmicos escalados según el espectro de diseño indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Los registros escalados se presentan la figura 5. La figura 5a corresponde al registro Ecuador-Portoviejo 2016; la figura 5b corresponde al registro Taiwán-Chichi 1999 y la figura 5c corresponde al registro Italia-Friuli 1976. En el caso de la técnica Pushover, se consideró una carga lateral consistente con el primer modo de vibración obtenido de un análisis modal en dirección 'X'.

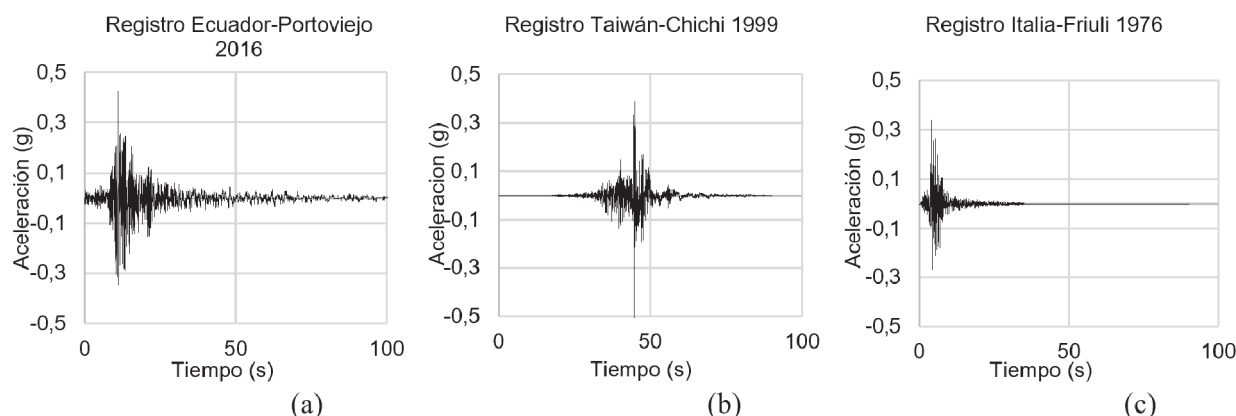


Figura 5: Registros sísmicos para el caso de análisis no lineal Dinámico Tiempo-Historia.

2.6. Rótulas Plásticas

La rótula plástica es un modelo matemático diseñado para alcanzar un estado plástico y así disipar energía. Estas rótulas se ubican en los extremos y zonas específicas de los elementos estructurales, mejorando la distribución de esfuerzos en el rango no lineal [10].

Según Salcedo [11] las rótulas funcionan como articulaciones en los elementos estructurales, permitiéndoles girar libremente. En teoría, no ofrecen resistencia a flexión, pero son capaces de transmitir cargas axiales y cortantes.

Durante un evento sísmico, se espera que la estructura experimente deformaciones no elásticas, dando lugar a la formación de zonas de alta demanda dinámica conocidas como rótulas plásticas. En el caso de vigas, estas zonas se localizan o se presuponen cercanas de los nudos [12].

El diseño de las rótulas plásticas se basa en las tablas proporcionadas por el ASCE 41-17 [13], las cuales se utilizaron para el análisis no lineal en este estudio. Estas tablas establecen condiciones específicas para determinar el comportamiento de los elementos estructurales, incluyendo la relación de fuerza residual (c), los ángulos de rotación (a, b) y los criterios de aceptación como ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP), para vigas, columnas y enlaces. Estos parámetros se detallan en la tabla 4 y se representan de manera esquemática en la figura 6.

Tabla 4: Parámetros y criterios de aceptación para la creación de rótulas plásticas.

VIGAS FLEXIÓN	Parámetros de modelación		Criterios de aceptación			
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes			
	a	b	c	IO	LS	CP
VIGAS FLEXIÓN						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0,6	$1 \theta_y$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0,2	$0,25 \theta_y$	$3 \theta_y$	$4 \theta_y$
c. Otro	La interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para ambos términos, la esbeltez de ala (primer término) y la esbeltez de alma (segundo término), se llevará a cabo, y se utilizará el valor resultante más bajo.					
COLUMNAS FLEXIÓN						
Para $P/PL_{CL} < 0,2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ y } \frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$	0,6	$1 \theta_y$	$9 \theta_y$	$11 \theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}} \text{ o } \frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4 \theta_y$	$6 \theta_y$	0,2	$0,25 \theta_y$	$3 \theta_y$	$4 \theta_y$
c. Otro	La interpolación lineal entre los valores de las líneas a y b para ambos términos, la esbeltez de ala (primer término) y la esbeltez de alma (segundo término), se llevará a cabo, y se utilizará el valor resultante más bajo.					
EBF VIGA ENLACE						
a. $e \leq \frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	0,15	0,17	0,80	0,005	0,14	0,16
b. $e \geq \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Igual que en el caso de las vigas					
c. $\frac{1,6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2,6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Se deberá usar interpolación lineal					

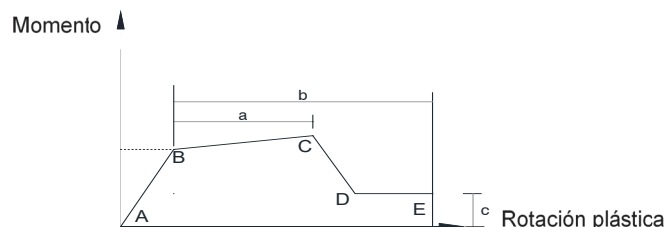


Figura 6: Esquema momento – rotación plástica en rótulas a flexión.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En el análisis realizado, se definieron como variables independientes el número de pisos de la estructura, la longitud del enlace y el registro sísmico empleado. Por su parte, las variables dependientes consideradas fueron: la fuerza cortante basal, el desplazamiento máximo de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos de volcamiento de la estructura, las fuerzas cortantes y momentos flectores en los enlaces, la formación de rótulas plásticas y los ciclos de histéresis asociados a dichas rótulas. Los resultados obtenidos para estas variables se presentan en esta sección.

3.1. Derivas Inelásticas Máximas Según La NEC-2015

La deriva máxima inelástica no debe ser mayor que el 2% de la altura de entrepiso, y se determina como se indica en la ecuación 8.

$$\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E \quad (8)$$

En la ecuación 8, Δ_M representa la deriva inelástica; R es el factor de reducción de fuerzas sísmicas, y Δ_E corresponde al valor de la deriva elástica.

En la figura 7 se muestran las derivas elásticas de la estructura analizada, tanto a corte como a flexión e intermedio, para los pórticos de 3, 5 y 8 pisos. Se observó que, para las estructuras de tres y cinco pisos, los valores máximos se obtuvieron en el segundo nivel, mientras que para la estructura de 8 pisos los valores máximos se registraron en el tercer nivel, debido a la mayor altura de esta última estructura. La máxima deriva para la estructura de tres niveles fue de 0,001991 para el enlace a flexión ($e = 1,6 \text{ m}$), para la estructura de cinco pisos fue de 0,002830 para el enlace a flexión ($e = 1,6 \text{ m}$), y para la estructura ocho pisos fue de 0,002469 para el enlace intermedio ($e = 1,3 \text{ m}$).

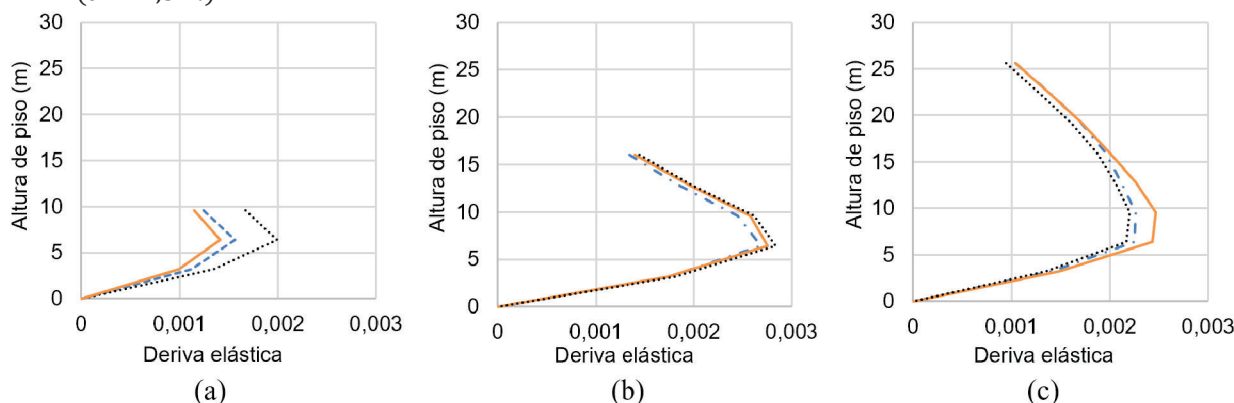


Figura 7: Derivas máximas elásticas: (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos.

Enlace a corte: , enlace intermedio — y enlace a flexión — · — ·

En la tabla 5 se presentan las derivas inelásticas, las cuales representan el porcentaje de la altura de piso respecto al desplazamiento para cada uno de los sistemas estructurales en la dirección 'X'. Las diferencias en los porcentajes de derivas entre los pórticos de 3, 5 y 8 pisos, tanto en el enlace a corte, a flexión e intermedio, se deben a la longitud del enlace y la altura de los pórticos. La máxima deriva inelástica para los pórticos de 3 y 5 pisos se registró en el segundo piso, alcanzando un porcentaje máximo de 1,27 % para el enlace intermedio ($e = 1,3 \text{ m}$) del pórtico de 5 pisos, mientras que para el pórtico de 8 pisos fue de 1,11% para enlace a flexión ($e = 1,6 \text{ m}$) en el tercer piso. Las derivas máximas inelásticas se encuentran en niveles por debajo del límite de 2 % establecido en la NEC – 2015. Se puede notar que la longitud del enlace tiene un efecto en la deriva máxima, pero este efecto no es lineal; en algunos casos, el aumento de la longitud del enlace produce un incremento en la deriva, mientras que en otros la deriva se mantiene constante e incluso disminuye.

Tabla 5: Derivas máximas inelásticas de los sistemas estructurales

N. Pisos	Caso de carga	Longitud del enlace (m)	Piso	Derivas máximas inelásticas
3	Modal espectral 'X'	1,0	2	0,70 %
		1,3	2	0,64 %
		1,6	2	0,90 %
5		1,0	2	1,21 %
		1,3	2	1,27 %
		1,6	2	1,24 %
8		1,0	3	1,02 %
		1,3	3	0,99 %
		1,6	3	1,11 %

3.2. Cortante Basal

En el análisis tiempo historia, el máximo cortante basal en cada estructura (con su respectiva longitud de enlace y número de pisos) se muestra en la figura 8. Este diagrama refleja el cortante máximo alcanzada en un punto específico durante el registro sísmico, coincidiendo con el momento de máximo desplazamiento. El mayor cortante basal se registró para el registro sísmico de Ecuador – Portoviejo 2016, alcanzando un valor de 11698,04 kN a los 11,60 segundos, con un desplazamiento máximo de 22,80 cm en ese punto.

Es importante destacar que cada registro está representado por 3 puntos del mismo color, los cuales indican la longitud del enlace. Los sistemas estructurales con enlace corto ($e = 1,0$ m) muestran mayores desplazamientos.

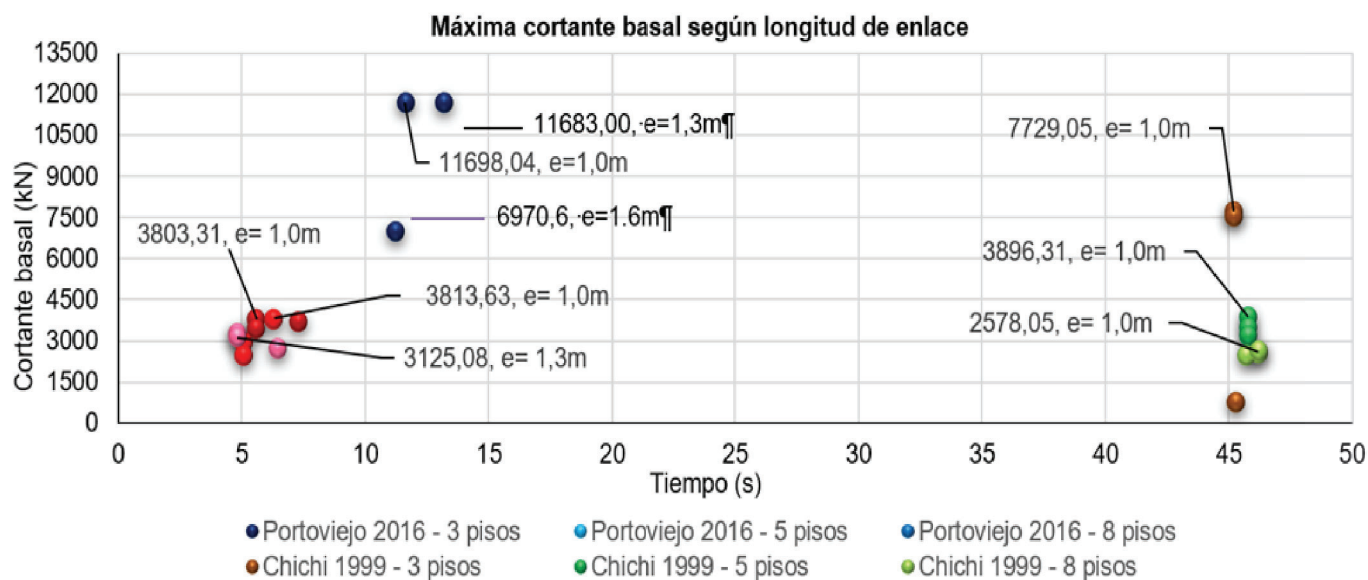


Figura 8: Diagrama de máximo cortante basal según la longitud de enlace y el número de pisos.

La tabla 6 muestra el desplazamiento máximo correspondiente al cortante basal máximo alcanzado, según la longitud del enlace y número de pisos de cada sistema estructural, basado en los diagramas del análisis tiempo historia, para los tres registros analizados.

Tabla 6: Resumen de desplazamientos máximos según la longitud del enlace y número de pisos en base a diferentes registros sísmicos.

Registro sísmico	e (m)	N. Pisos	Tiempo (s)	Cortante basal máxima (kN)	Desplazamiento máximo (cm)
Portoviejo 2016	1,00	3	11,60	11698,04	22,84
	1,30		11,60	11683,00	19,68
	1,60		11,20	6977,60	19,57
	1,00	5	15,40	3228,65	7,76
	1,30		15,50	3791,14	14,93
	1,60		15,40	3539,28	10,00
	1,00	8	11,50	6228,80	13,62
	1,30		10,80	5739,56	12,52
	1,60		11,60	5914,75	16,85
Chichi 1999	1,00	3	45,20	7729,05	15,93
	1,30		45,20	7572,40	14,69
	1,60		45,30	6391,73	15,97
	1,00	5	45,80	3896,31	14,71
	1,30		45,80	3206,51	14,85
	1,60		45,80	3537,37	14,51
	1,00	8	46,20	2578,05	7,64
	1,30		46,20	2614,69	7,12
	1,60		45,70	2453,10	7,79
Friuli 1976	1,00	3	5,60	3803,31	7,52
	1,30		5,60	3459,13	6,33
	1,60		7,30	3757,60	9,74
	1,00	5	6,30	3813,63	10,66
	1,30		5,10	2466,95	5,45
	1,60		5,10	2935,46	6,94
	1,00	8	4,80	3305,38	10,42
	1,30		4,80	3125,08	9,43
	1,60		6,40	2733,81	7,71

La fuerza de cortante basal máxima generalmente disminuye con el aumento de la longitud del enlace, lo que indica una disipación de energía más eficaz y menores fuerzas internas. En los tres registros sísmicos, los pórticos de menor altura (3 pisos) presentan cortantes basales máximas más altas que los de mayor altura, especialmente para el enlace de 1,0 m. Esto podría deberse a la mayor rigidez de los pórticos de baja altura, que genera una respuesta más rígida ante las cargas laterales.

El desplazamiento máximo varía significativamente entre registros sísmicos y es influenciado tanto por el número de pisos como por la longitud del enlace. En el registro de Portoviejo 2016, el desplazamiento máximo típicamente disminuye a medida que aumenta la longitud del enlace, lo que indica que un enlace más largo puede ayudar a reducir los desplazamientos en pórticos de baja altura. En el caso de la estructura de 8 pisos, sin embargo, se obtuvo un mayor desplazamiento con una mayor longitud de enlace. El valor más alto (22,84 cm) se presenta en el pórtico de 3 pisos con un enlace de 1,0 m. Para el registro de Chichi 1999, se observa una tendencia similar, aunque los desplazamientos máximos son menores en comparación con el registro de Portoviejo. El desplazamiento máximo es de 14,78 cm, y también disminuye con la longitud del enlace. En el registro de Friuli 1976, los desplazamientos máximos son, en general, los más bajos entre los tres registros sísmicos. Esto puede ser indicativo de una menor demanda en este sismo. El desplazamiento máximo en este caso es de 10,86 cm para un pórtico de 3 pisos con un enlace de 1,0 m.

En general, los pórticos de menor altura (3 pisos) tienden a experimentar mayores desplazamientos y cortantes basales en comparación con los de 8 pisos. Esto sugiere que los pórticos más altos, al ser más flexibles, logran distribuir mejor la energía sísmica a través de la estructura.

Los desplazamientos laterales presentados en la tabla 6 muestran una tendencia general de disminución a medida que se aumenta la longitud del enlace. Sin embargo, el análisis ANOVA arroja un valor p de 0,267, lo superior al umbral de significancia de 0,05, lo que indica que las diferencias en los desplazamientos máximos entre las distintas longitudes de enlace no son estadísticamente significativas. La correlación de Pearson entre la longitud del enlace y el desplazamiento máximo es de -0,30, con un valor p de 0,127, lo que sugiere una relación negativa moderada (a medida que la longitud de enlace se incrementa, el desplazamiento tiende a reducir), aunque esta correlación tampoco es estadísticamente significativa. En conclusión, aunque parece existir una leve tendencia a que los desplazamientos disminuyan con enlaces más largos, los resultados del ANOVA y de la correlación de Pearson no permiten afirmar con certeza estadística que esta relación sea significativa en este conjunto de datos.

3.3. Fuerza Cortante Y Momento De La Estructura

En la figura 9 se observan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos de la estructura para corte, flexión e intermedio. El análisis se realizó según el registro sísmico de Portoviejo 2016, se exhibe el mayor cortante basal y desplazamiento. Se verificó que las fuerzas cortantes y momentos flectores en la base de la estructura alcanzaron valores máximos de $11794,48 \text{ kN}$ y $87545,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$ respectivamente para los pórticos de 3 pisos, utilizando un enlace corto ($e = 1,0 \text{ m}$), obtenidos mediante un software comercial.

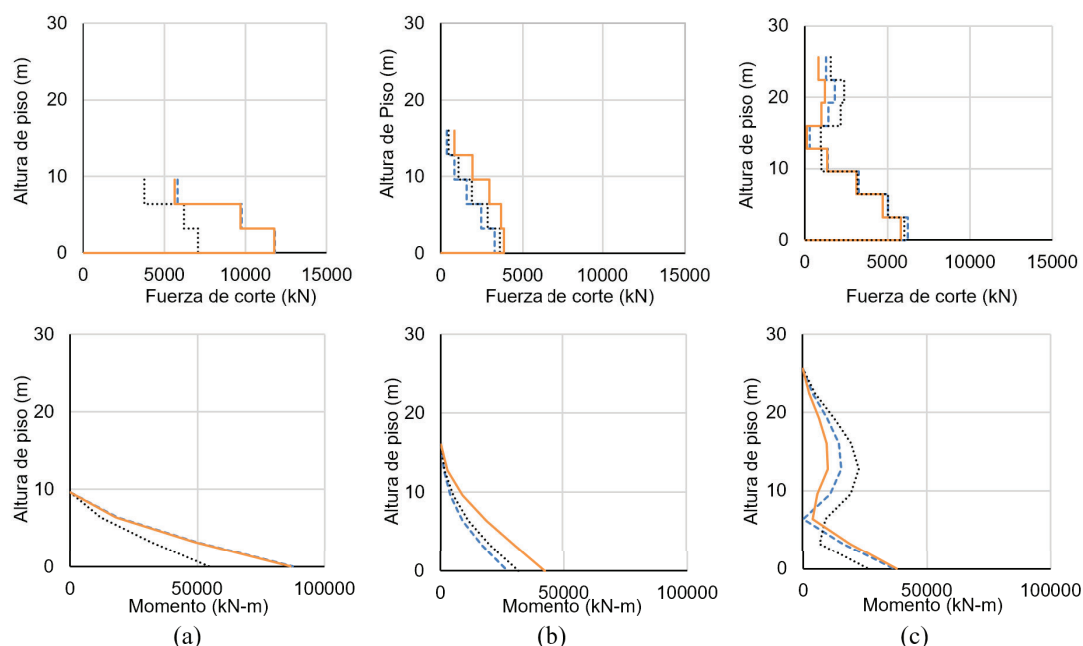


Figura 9: Diagrama de fuerza cortante y momento de volcamiento de la estructura según longitud del enlace y el número de pisos. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos.
Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión

3.4. Fuerza Cortante Y Momento Del Enlace

En la figura 10 se muestran los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores del enlace de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos para corte, flexión e intermedio. Se realizó el análisis del primer piso de cada nivel con el registro sísmico de Portoviejo 2016. Se verificó que las mayores fuerzas cortantes se produjeron en los pórticos de 3 pisos con enlace a corte ($e=1,0\text{m}$), obteniendo valores máximos de $2412,0 \text{ kN}$. El momento flector, por su parte, se generó en los pórticos de 3 pisos para el enlace intermedio alcanzando un valor de $1416 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

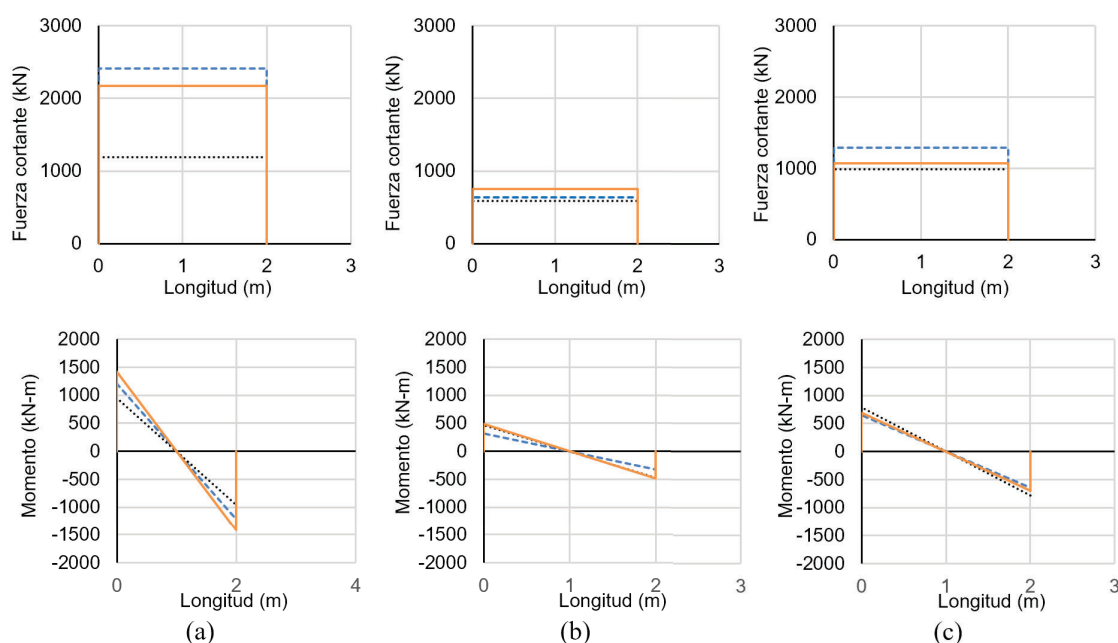


Figura 10: Diagrama de cortante y momento según longitud de enlace y número de pisos. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos. Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión

3.5. Rótulas Plásticas Y Ciclos De Histéresis

En esta sección se presentan los resultados obtenidos con el registro sísmico de Portoviejo 2016 en los pórticos de 3 pisos, los cuales mostraron las mayores fuerzas cortantes y momentos flectores en el primer piso en comparación con los otros registros analizados. Se asignaron rótulas a flexión en los elementos de enlace, así como rótulas a flexión y corte en columnas, vigas y diagonales. La figura 11 muestra la aparición de las primeras rótulas para la estructura de tres pisos, las cuales se generan en un tiempo cercano a 9,2 segundos del registro. Se observó que estas rótulas aparecieron en los elementos enlaces del segundo piso para las tres longitudes de enlaces. En el caso de la estructura con el enlace a flexión, también se evidenció la formación de rótulas en una de las diagonales, junto con las rótulas en el elemento enlace.

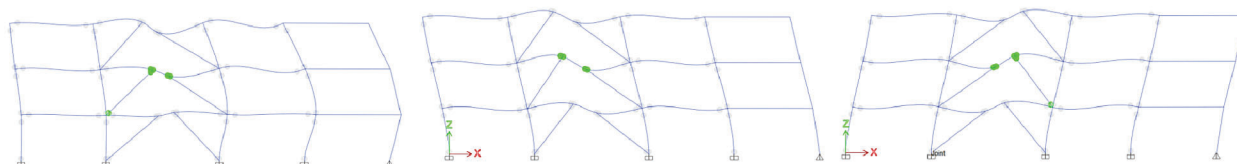


Figura 11: Esquema de aparición de las primeras rótulas plásticas en la estructura de tres pisos.

La figura 12 muestra estado de formación de rótulas plásticas para el registro de Portoviejo 2016 en los tiempos de 11,6 segundos, 11,2 segundos y 11,6 segundos respectivamente. En cuanto a la formación de las rótulas plásticas, estas se distribuyeron de forma adecuada en pie de columnas, las vigas y en el enlace. A pesar de las altas fuerzas cortantes y momentos flectores, no se observaron daños en los elementos principales del pórtico, lo que indica que el nivel de daño de las rótulas corresponde a un nivel operacional.

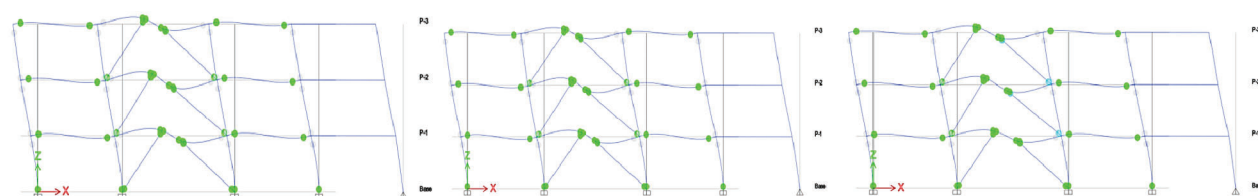


Figura 12: Esquema final de rótulas plásticas en la estructura de tres pisos.

La disipación de energía puede cuantificarse mediante el área de los ciclos de histéresis que puede desarrollar la estructura a medida que se deforma en el rango inelástico bajo la acción sísmica [4]. Se utilizaron rótulas a flexión M3 en los enlaces y la figura 13 muestra el comportamiento histerético de las rótulas asignadas en los extremos izquierdo del elemento enlace del primer piso para la estructura de tres pisos. Dichas rótulas fueron designadas en el análisis como B8H5 para el enlace a corte, B3H5 para el enlace a flexión, y B3H5 para el enlace intermedio. Se puede observar que el comportamiento histerético del enlace es adecuado, mostrando ciclos de histéresis estables durante las cargas y descargas en el pórtico con enlace corto. Este comportamiento evidencia una baja degradación de la rigidez y la resistencia del material, permitiendo una disipación estable de energía y asegurando una ductilidad óptima del sistema. De las curvas de histéresis se puede notar que existe disipación de energía por histéresis, al incurrir las rótulas en el rango no lineal. Los valores de rotación plástica en las rótulas analizadas son cercanos a 0,0006, valor inferior al límite de comportamiento de ocupación inmediata 0,005, por lo que las estructuras analizadas en general se encuentran en un nivel de desempeño de ocupación inmediata IO.

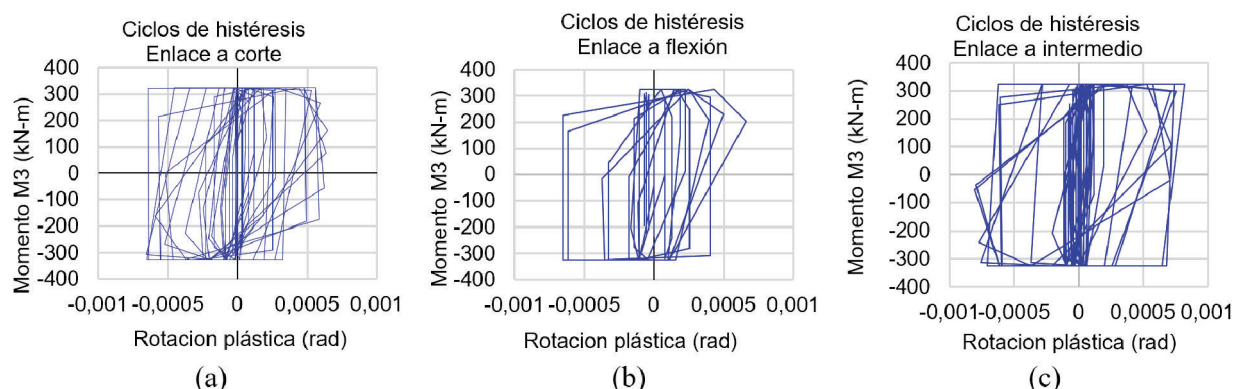


Figura 13: Diagrama de rotulas plásticas y ciclos de histéresis según longitud de enlace. a) Enlace a corte; (b) enlace a flexión; (c) enlace intermedio.

3.6. Curva De Capacidad De Análisis Pushover

En cuando a la técnica Pushover, la curva de capacidad se representa como la relación entre el cortante basal máxima y el desplazamiento máximo en el tope de la estructura, la figura 14 muestra los diagramas de los pórticos de 3, 5 y 8 pisos, se representa por líneas segmentadas de color azul la estructura con el enlace a corte, con línea llena de color naranja la estructura con enlace intermedio y con línea negra la estructura con enlace a flexión. El enlace intermedio presenta una capacidad de cortante basal superior en comparación con los enlaces a corte y a flexión en las tres configuraciones de altura, lo que sugiere que una longitud de enlace intermedia proporciona un balance favorable entre rigidez y capacidad de carga, permitiendo resistir mayores fuerzas laterales sin experimentar grandes desplazamientos. En cuanto al comportamiento de los enlaces a corte y a flexión, los enlaces a corte al ser más cortos muestran una mayor rigidez inicial y permiten menores desplazamientos, además de que se observa una menor ductilidad en comparación con los enlaces a flexión, aspecto que lo pone en desventaja en situaciones donde se requiere flexibilidad estructural. En contraste, los enlaces a flexión, al ser más largos presentan un comportamiento inicialmente más flexible, y alcanzan valores de cortante basal menores que el enlace intermedio, esto se dio para las tres configuraciones de altura. A medida que aumenta la altura del edificio (de tres a ocho pisos), las diferencias en capacidad de carga entre los tipos de enlace tienden a disminuir, lo cual sugiere que, en edificios altos, el impacto de la longitud del enlace en la rigidez y resistencia estructural se reduce, posiblemente debido a la influencia dominante de la masa y la rigidez del sistema estructural completo.

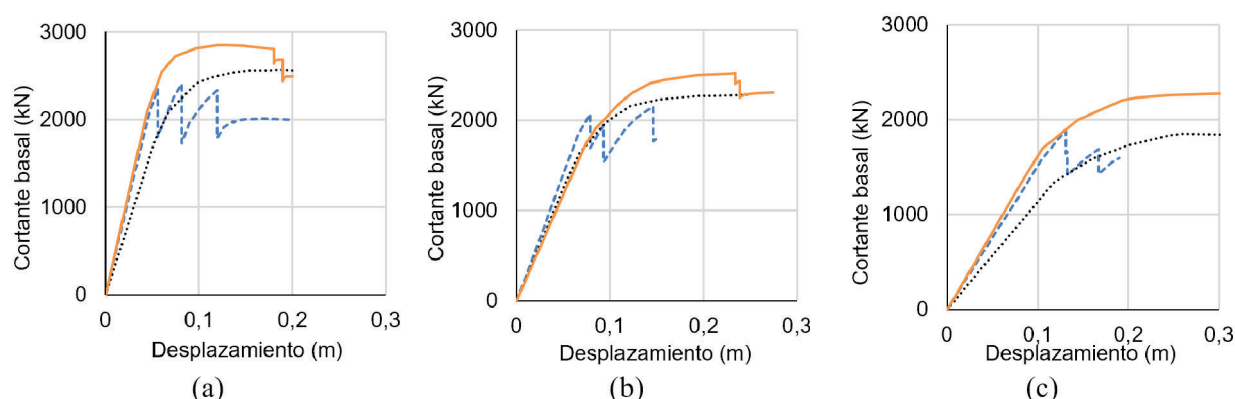


Figura 14: Curvas de capacidad de los sistemas estructurales en función del número de pisos y longitud del enlace. (a) Tres pisos; (b) cinco pisos; (c) ocho pisos.
Enlace a corte: ---, enlace intermedio — y enlace a flexión

3.7. Fuerza Cortante En Los Diferentes Tipos De Enlaces

En la figura 15 se presentan los diagramas con los resultados del análisis de las fuerzas cortantes por piso, considerando los registros sísmicos de Portoviejo 2016, Chichi 1999 y Friuli 1976, para las diferentes longitudes de los enlaces: estructura con enlace a corte, enlace intermedio y enlace a flexión. Los resultados se ilustran para las tres configuraciones estructurales de altura: 3, 5 y 8 pisos.

Para los tres casos analizados (estructuras de tres, cinco y ocho pisos), la variación en la longitud del enlace mostró influencia significativa en la distribución y magnitud de fuerza cortante en el sistema estructural bajo condiciones de carga sísmica. Los enlaces más cortos ($e = 1\text{ m}$) desarrollaron mayores fuerzas cortantes en comparación con los enlaces de longitud intermedia y larga. Este fenómeno puede ser atribuido a que los enlaces cortos tienen una menor capacidad de deformación, lo que resulta en una mayor acumulación de fuerzas en cada piso. Este comportamiento se mantuvo de forma similar en todas las alturas y para cada registro sísmico analizado.

A pesar de las variaciones en altura y en los registros sísmicos, el efecto de la longitud del enlace fue un factor dominante en la respuesta estructural. En cada caso, el sismo de Portoviejo generó mayores fuerzas cortantes en comparación con ChiChi y Friuli, pero el patrón de comportamiento respecto a la longitud del enlace se mantuvo inalterado. En las tres configuraciones de pisos se observó que la fuerza cortante en los enlaces es mayor en los pisos inferiores y disminuye a medida que aumenta la altura. Este patrón es característico, ya que los pisos inferiores tienden a absorber una mayor porción de la energía sísmica.

Los resultados sugieren que utilizar enlaces más largos puede ser una estrategia efectiva para reducir las fuerzas cortantes en los elementos de enlace, especialmente en estructuras altas donde la distribución de fuerzas a lo largo de los niveles es más compleja. Sin embargo, en situaciones donde se requiera una mayor rigidez, los enlaces cortos podrían ser necesarios, aunque esto implicaría soportar mayores fuerzas cortantes y posiblemente mayores esfuerzos en los pisos inferiores.

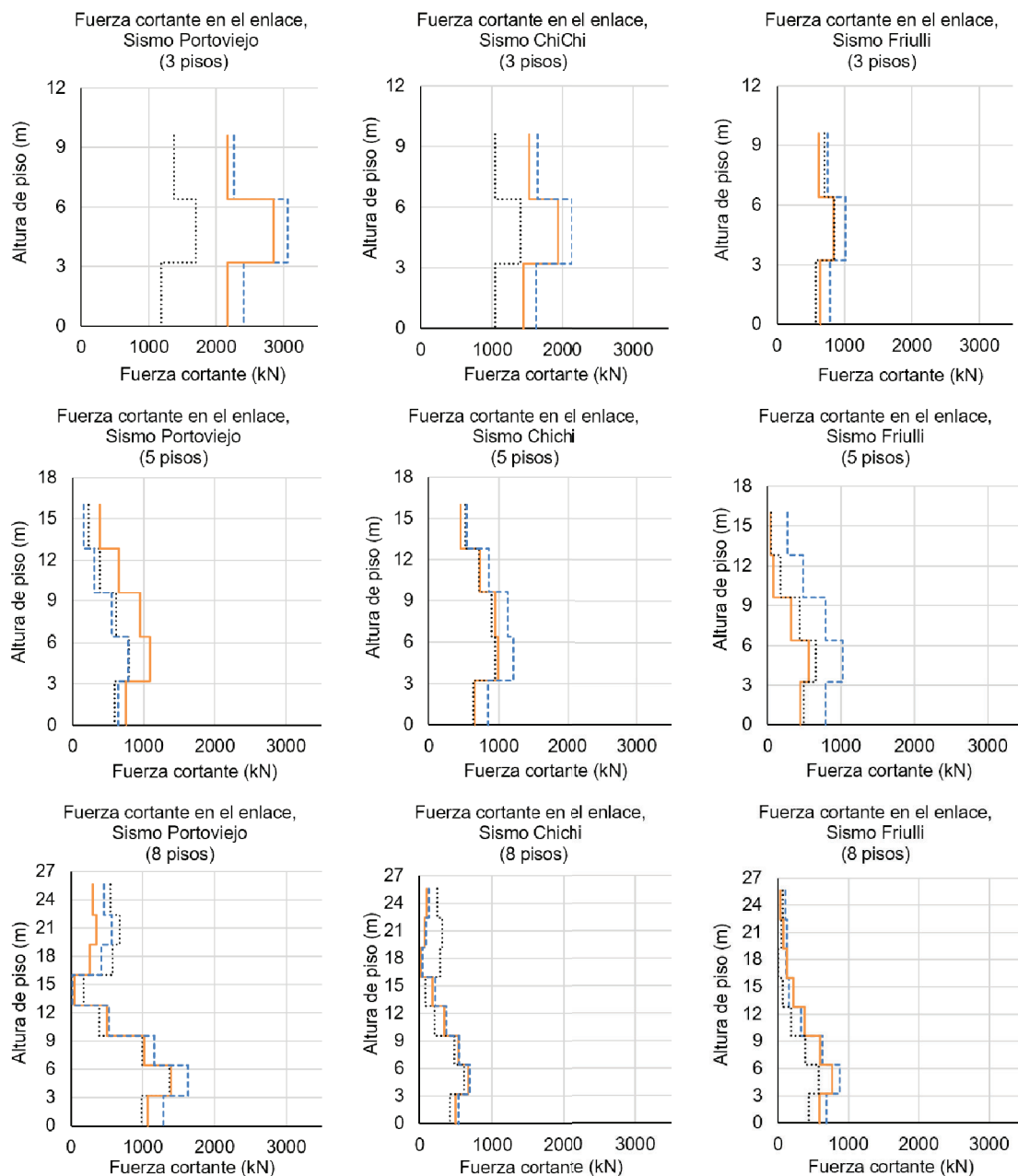


Figura 15: Fuerzas cortantes máximas en los enlaces según su longitud y número de pisos en base a registros sísmicos.

Enlace a corte: ----, enlace intermedio — y enlace a flexión ·····

4. CONCLUSIONES

La longitud del enlace influye significativamente en el comportamiento de los pórticos excéntricos de acero, afectando su rigidez y capacidad de disipación de energía. Los pórticos con enlaces cortos presentan mayor rigidez y mejor control de las derivas de piso, pero implican mayores esfuerzos internos. Por otro lado, los enlaces intermedios logran un equilibrio favorable entre rigidez y capacidad de carga, permitiendo resistir mayores fuerzas laterales sin grandes desplazamientos. Además, las fuerzas cortantes y momentos flectores tienden a ser más elevados en pórticos de menor altura, especialmente en el primer piso estructural. Finalmente, los pórticos con enlaces más largos distribuyen mejor la energía sísmica, reduciendo fuerzas internas, aunque con menor rigidez inicial.

1. B. Cagua, R. Aguiar y J. Pilatasig, «Nuevas funciones CEINCI-LAB para el análisis y diseño de pórticos de acero acorde a la NEC-15.», Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras., p. 4 (26) , 2021. <http://dx.doi.org/10.24133/riie.v26i1.1958>. <https://doi.org/10.24133/riie.v24i3.1335>
2. A. G. López y M. N. Sanabria, «Estudio comparativo del diseño sismo resistente de una edificación de estructura metálica de cinco pisos con arriostramientos concéntrico y excéntrico en la Unidad Educativa Tres de Marzo,» Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas, Ambato , 2023. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/38259>
3. American Institute of Steel Construction, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings AISC 341-22,» Smarter Stronger Steel, Chicago, 2022. [Seismic Provisions for Structural Steel Buildings \(ANSI/AISC 341-22\) Download | American Institute of Steel Construction](#)
4. F. J. Crisafulli, Diseño Sismorresistente de construcción de acero., Mendoza: Asociación Latinoamericana del Acero Quinta Edición , 2018. [diseno_sismorresistente_de_construcciones_de_acero_5ta_ed_20135148cc.pdf](#)
5. M. Zheng, «Modal Pushover Analysis for High-rise Buildings,» Massachusetts Institute of technology, Massachusetts , 2013. <http://hdl.handle.net/1721.1/82829>
6. J. M. Vega y L. Chahuares, «Estimación de demandas sísmicas usando diferentes patrones básicos de distribución de carga en análisis estático no lineal,» Revista Ingeniería Investiga., pp. pp 5-20 , 2023. <https://doi.org/10.47796/ing.v5i0.724>
7. W. K. Tso y A. S. Moghadam, «Pushover procedure for seismic analysis of buildings,» Progress in Structural Engineering and Materials., pp. 1(3), 337–344. , 2021. <https://doi.org/10.1002/pse.2260010317>
8. Computers & structures INC, «Analysis Reference manual for SAP 2000. ETABS, SAFE and CDiBridge. CSI Analysis Reference Manual,» Bridge, Berkeley, CA , 2017. <https://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/CSIRefer.pdf>. [SapRefer3.vp](#)
9. Norma Ecuatoriana de la Construcción, «Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente,» NEC-SE-DS, Quito , 2015. [Capítulos de la NEC \(Norma Ecuatoriana de la Construcción\) – MIDUVI – Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda](#)
10. R. d. J. Samillán, «Análisis del desempeño sísmico no lineal estático (pushover) en una edificación de ocho pisos Chiclayo-Lambayeque,» Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, Chiclayo , 2019. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/38705>
11. C. A. Salcedo, «Evaluación del comportamiento sísmico del Puente Villena construido en 1967 usando un método basado en el desempeño,» Magister en Ingeniería Civil, Lima , 2021. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/22733>
12. J. W. Cevallos, «Diseño por capacidad partiendo de un análisis comparativo entre el Método Modal Espectral y el Método Tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos y la norma ecuatoriana de la construcción 2015; de un edificio de 9 pisos en estructura metálica,» Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas., Ambato , 2022. <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/36417> <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
13. American Society of Civil Engineers;ASCE, «ASCE 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings,» American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
14. M. Jalilkhani, S. H. Ghasemi y M. Danesh, «A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames,» Engineering Structures, p. 213. , 2020. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110528>
15. American Institute of Steel Construction, «Specification for Structural Steel Buildings - AISC 360-22,» Smarter Stronger Steel, Chicago, 2022. [Specification for Structural Steel Buildings \(ANSI/AISC 360-22\) Download | American Institute of Steel Construction](#)