

Análisis de sobrerresistencia en pórticos arriostrados concéntricamente cuando las diagonales tipo chevron incursionan el rango no lineal

Xavier Polibio Romero Torres ¹  Jaime Xavier Nieto Cárdenas ² 

¹ Magister, xavier.romero.19@ucacue.edu.ec Universidad Católica de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

² Magister jnietoc@ucacue.edu.ec Universidad Católica de Cuenca. Estudiante de doctorado, jnietoc@unal.edu.co, Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, Colombia

✉ Correspondencia: xavier.romero.19@ucacue.edu.ec 📞 + 593 999 032 810

DOI/URL: <https://doi.org/10.53313/gwj053045>

Resumen: Las estructuras de edificios se han desarrollado durante el tiempo en base a continuas investigaciones experimentales, y con la aparición de la informática como tecnología de punta se ha podido validar con simulaciones numéricas. Conociendo que todos los elementos presentes en la esfera terrestre obedecen a leyes físicas y pueden incursionar en el rango inelástico, dándole así una reserva de energía a los cuerpos, conocida como redundancia estructural. El presente estudio analiza la plastificación de un miembro estructural que compone un sistema resistente a sismo, determinando en los códigos de construcción como sistemas PEAC, miembro que será el fusible en un terremoto, y se encargará de disipar la energía, conocido como diagonal en V invertida o chevron. Este estudio se concentra en el análisis estructural por simulación numérica mediante elementos finitos, aplicada en el software SAP 2000 y ETABS, se plantea un edificio de acero de 7 niveles con sistema sismorresistente de Pórticos Arriostrados Concéntricos de Acero al Carbón tipo ASTM A572 Gr50, en una zona sísmica de alto riesgo; la superestructura es sometida a fuerzas laterales mediante análisis pseudoestáticos y dinámicos de tipo modal espectral en el rango no lineal para lo cual se aplica un modelo de degradación material del acero, hasta llevar a los elementos chevron a su plastificación secuencial. Los resultados del modelo tridimensional arrojaron parámetros de ductilidad, reserva de resistencia, derivas y curvas paramétricas comparativas que determinó la sobrerresistencia del sistema estructural en cada uno de sus instantes de plastificación. Finalmente se modela un pórtico lineal bidimensional tipo PEAC del edificio en ETABS y adicionalmente en SAP2000 con elementos finitos tipo Shell, donde se logra que la diagonal incursione en el rango no



Check for updates

Cita: Romero Torres, X. P., & Nieto Cárdenas, J. X. (2022). Análisis de sobrerresistencia en pórticos arriostrados concéntricamente cuando las diagonales tipo chevron incursionan el rango no lineal. Green World Journal, 5(3), 045. <https://doi.org/10.53313/gwj053045>

Received: 14/Oct/2022

Accepted: 27/Nov/2022

Published: 29/Nov/2022

Prof. Carlos Mestanza-Ramón, PhD.
Editor-in-Chief / CaMeRa Editorial
editor@greenworldjournal.com

Editor's note: CaMeRa remains neutral with respect to legal claims resulting from published content. The responsibility for published information rests entirely with the authors.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license.

Creative Commons Attribution (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>

lineal, observando el modo de fallo y se grafica la curva de histéresis de la diagonal como resultado del análisis Pushover, corroborando los resultados con investigaciones análogas.

Palabras clave: Análisis pseudoestático, Ductilidad, Sistema PEAC, Pórticos arriostrados concéntricos, Plastificación, Sobrerresistencia.

Analysis of over strength in concentrically braced frames when the chevron type diagonals incur in the non-linear range

Abstract: Building structures have been developed over time based on continuous experimental research, and with the appearance of computer science as state-of-the-art technology, it has been possible to validate it with numerical simulations. Knowing that all the elements present in the terrestrial sphere obey physical laws and can enter the inelastic range, thus giving a reserve of energy to the bodies, known as structural redundancy. The present study analyzes the plastification of a structural member that composes an earthquake resistant system, determining in the construction codes as PEAC systems, a member that will be the fuse in an earthquake, and will be in charge of dissipating the energy, known as diagonal in V. inverted or chevron. This study focuses on the structural analysis by numerical simulation using finite elements, applied in the SAP 2000 and ETABS software, a 7-level steel building is proposed with an earthquake-resistant system of Concentric Braced Frames of Carbon Steel type ASTM A572 Gr50, in a high-risk seismic zone; the superstructure is subjected to lateral forces through pseudostatic and dynamic analyzes of spectral modal type in the non-linear range, for which a material degradation model of the steel is applied, until the chevron elements are sequentially plastified. The results of the three-dimensional model yielded parameters of ductility, resistance reserve, drifts and comparative parametric curves that determined the over-resistance of the structural system in each of its plastification instants. Finally, a PEAC-type two-dimensional linear frame of the building is modeled in ETABS and additionally in SAP2000 with Shell-type finite elements, where the diagonal is achieved in the non-linear range, observing the failure mode and the hysteresis curve of the diagonal as a result of the Pushover analysis, corroborating the results with similar investigations.

Keywords: Pseudostatic analysis, Ductility, PEAC system, Concentrically braced frames, Plasticization, Overstrength

1. Introducción

Los métodos de construcción convencionales de edificios en el Ecuador, principalmente de concreto armado, se han visto reemplazados por sistemas alternativos, como los marcos en acero estructural y entrepisos compuestos con placa metálica, que en los Estados Unidos empezó por los años 1920, y por el ingreso del acero en nuestro país, se asumieron en primera instancia disposiciones de las normas extranjeras.

Las personas tienen derecho a un hábitat seguro y saludable, y a una vivienda adecuada y digna, con independencia de su situación social y económica [1]. Bajo ese marco, y considerando además que nuestro país está localizado en una zona calificada de alto riesgo sísmico, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda llevó a cabo un proceso de actualización de la Normativa Técnica referente a la Seguridad Estructural de las Edificaciones [2].

El buen vivir y el derecho a una vivienda adecuada y digna, exige construcciones seguras, como eje transversal a la salud y educación. Siendo deber de las universidades y de los profesionales investigadores alinear su labor científica en beneficio de la población. Por esta razón la investigación a realizar sobre sistemas sismorresistentes y su eficiencia está acorde a la realidad social de nuestro territorio.

En el ámbito económico, el implementar marcos de acero rigidizados, garantiza que post sismo, el país tenga un menor gasto público en reconstrucción de infraestructura pública y de igual forma las empresas privadas, podrían reactivar el comercio de manera segura, ya que las edificaciones proyectadas con estas estructuras, tendrían menores niveles de daño, siendo más redundantes.

Atendiendo a esta y otras particularidades, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI, en el año 2008, con la colaboración de la Cámara de la Industria de la Construcción, CAMICON,

inició las actividades en la actualización de la normativa para el diseño y construcción de obras de carácter civil.

Como resultado de este trabajo y mediante Acuerdo Ministerial N° 0047 del 10 de enero de 2015, se oficializó la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 2015, vigente en la actualidad [2].

En el contexto de la construcción con acero, el capítulo "Estructuras de Acero", NEC-SE-AC, contiene las normativas para diseñar edificaciones con acero estructural. Así mismo, el capítulo dicta las especificaciones para llevar el control de calidad de soldadura, las credenciales profesionales que cada actor involucrado debe tener para laborar en un proyecto con acero estructural, entre otros [2].

La NEC-2015 adopta el concepto de dimensionar solo ciertos componentes para resistir cargas laterales. En este contexto, el capítulo NEC-SE-AC contiene las provisiones necesarias para el diseño sismorresistente de estructuras de acero. Las especificaciones dan los lineamientos para diseñar tres sistemas estructurales que han probado ser eficientes para disipar la energía sísmica, estos son: pórticos especiales a momento (PEM), pórticos especiales arriostrados concéntricamente (PEAC) y pórticos arriostrados excéntricamente (PAE) [2].

Los pórticos especiales con arriostramientos tipo chevron (PEAC) son sistemas sismo resistentes en los que miembros diagonales o riostras son considerados fusibles dentro del diseño plástico y absorben los esfuerzos de corte de cada piso en conjunto con las vigas principales de pórtico.

Este tipo de sistema es analizado como una cercha o armadura, donde las diagonales están expuestas a esfuerzos de tracción o compresión, dependiendo del sentido e instante de la acción sísmica lateral, teniendo en cuenta la reversibilidad de la componente sísmica. Cuando el sismo golpea a la estructura, la estabilidad de la misma depende de la resistencia del miembro sujeto a tracción. Debido a que generalmente las riostras son esbeltas, el miembro sujeto a compresión, pandea con una carga menor, perdiendo su estabilidad local, global y llegando a incursionar el rango inelástico, con presencia de un daño localizado y su posterior fractura.

Los sistemas de pórticos especiales arriostrados son muy eficientes resistiendo cargas laterales, pero llevan gran carga a los cimientos y nudos por las diagonales, siendo uno de los problemas a solucionar con cimentaciones más robustas y nudos rígidos. Cuando se diseña este tipo de sistema por capacidad, en primer lugar, se pre dimensionan los arriostramientos y luego se revisa que las derivas estén dentro de los rangos permisibles, para una determinación final de la curva de capacidad y punto de desempeño.

Se presume que el sistema de pórticos de acero arriostrados concéntricamente no es aplicado en nuestro país, por su abstracta configuración arquitectónica e incertidumbre estructural de su eficaz capacidad de disipación de energía sísmica frente a otros sistemas convencionales, que aparentan ser más fáciles de construir y menos costosos. Por lo tanto, es importante demostrar experimentalmente y con modelos matemáticos que tan eficiente es el sistema PEAC. El sistema debería ser más aprovechado en Ecuador y de forma coordinada con el proyecto arquitectónico, con lo cual la región y el país reducirían su vulnerabilidad y riesgo sísmico.

En investigaciones recientes de edificios concebidos con marcos arriostrados tipo chevron [4-10] se muestra que estructuras diseñadas bajo la hipótesis que su comportamiento es dúctil pudieran obtenerse mecanismos de colapso mixtos, con considerables reservas de sobrerresistencia, mucho mayor a las supuestas en su diseño.

En la ciudad de Cuenca pocos edificios han introducido este sistema sismorresistente, por lo que se busca comprender con modelos matemáticos, el funcionamiento global de estas estructuras y

hacer énfasis en el miembro más característico de esta solución estructural, como es el caso de los contravientos, demostrando la capacidad efectiva de disipación de energía aportado por la diagonal como elemento de estudio, desde la perspectiva de ductilidad y resistencia a esfuerzos de flexo compresión.

Como referencia y justificación al presente estudio para el Ecuador, se dispone de investigaciones en países que conforman el cinturón de fuego del pacífico como lo es México, Conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, un marco con contravientos debe analizarse considerando la aportación al cortante resistente del marco y el sistema de contravientos, siendo que todas las columnas del marco deben ser capaces de soportar al menos el 50% del cortante lateral para ser considerado marco dúctil. En estas premisas se supone que siguiendo estas recomendaciones de diseño y detallado de elemento, se obtendrán mecanismos de colapso columna fuerte – viga débil – contraviento más débil [3].

Con los criterios antepuestos el presente estudio tiene como objetivo analizar la sobrerresistencia y capacidad de disipación efectiva de energía sísmica por comportamiento inelástico de los contravientos, en edificios con pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo chevron o V invertida, mediante la modelación estática y dinámica en un software de ingeniería estructural y sísmica como lo es ETABS y SAP2000, aplicando un espectro de diseño sísmico normado para la zona sísmica de la ciudad de Cuenca, para comprender y mejorar el rendimiento del sistema estructural y aplicar la filosofía de diseño dúctil a las edificaciones en Ecuador.

2. Materiales y métodos

La investigación se enmarca en el dominio de los sistemas constructivos, como una línea de investigación de las ciencias exactas en el ámbito de los edificios con estructuras aporticadas con arriostramientos tipo chevron de acero estructural, para lo cual se dispone de un modelo tridimensional de una edificación proyectada y actualmente en construcción en la ciudad de Cuenca, como muestra aleatoria de los edificios actuales, tomada para el caso de estudio.

Dentro de la clasificación de sistemas de marcos arriostrados se tiene:

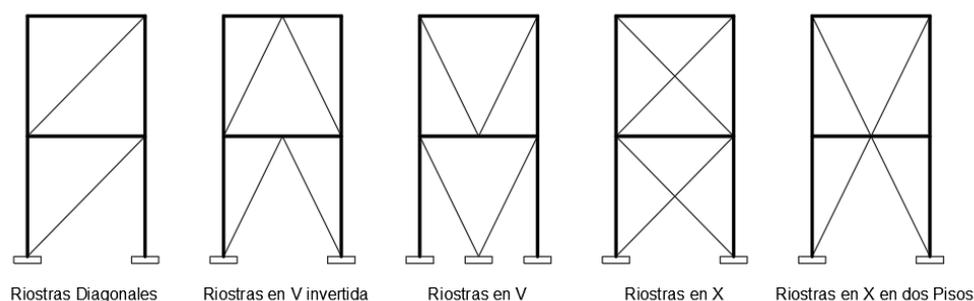


Figura 1. Tipos de Pórticos Arriostrados.

La propiedad estructural más importante de este tipo de sistemas es su rigidez lateral [11], mientras que en algunos casos se aporta la disipación de energía por medio de amortiguadores viscosos, otros casos requieren el uso de dispositivos basados en la fluencia del acero [12]. Debe notarse que, dentro de este contexto, el sistema de contraviento se comporta como una enorme armadura en voladizo [13]. Mientras que las columnas del sistema de contraviento actúan como los cordones de la armadura, las diagonales y las vigas constituyen un alma que absorbe, mediante carga axial en los miembros, la cortante lateral.

2.1 Fundamentos básicos de la norma

Siguiendo los requerimientos y metodologías de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, en el contexto del presente estudio, es necesario definir literalmente los conceptos de cálculo y diseño sismo resistente de la norma:

2.1.1. Deriva de piso:

Desplazamiento lateral relativo de un piso – en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso. [2]

2.1.2. Ductilidad global:

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica [2]

2.1.3. Ductilidad local:

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica [2].

2.1.4. Factor de sobre resistencia:

Se define el factor de sobre resistencia como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño [2]

2.1.5. Factor de redundancia:

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica [2]

2.1.6. Pórtico especial sismo resistente con diagonales rigidizadoras:

Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismos resistentes como por diagonales estructurales, concéntricas o no, adecuadamente dispuestas espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección. [2]

2.1.7. Rigidez lateral de piso:

Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso. [2]

2.1.8. Rigidez efectiva:

Proviene de una relación entre período, masa y rigidez para sistemas de un grado de libertad [2].

2.1.9. Sobre resistencia:

La sobre resistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobre resistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón [2]

2.2 Factores sismorresistentes y de disipación de energía:

Existen coeficientes mecánicos del edificio, que permiten evaluar características de la redundancia en edificios, dentro de ellos tenemos la ductilidad global, la reserva de resistencia, derivas de entrepiso y globales.

La ductilidad global, se calcula a partir de la curva de capacidad idealizada, aplicando la ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Dónde: Δ_u es el desplazamiento de plastificación global de la estructura y Δ_y es el desplazamiento último que se alcanza, previo al colapso.

La reserva de resistencia Ω , se calcula mediante la expresión siguiente:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_{ep}}$$

Teniendo que V_{ep} es el cortante elástico de proyecto y V_u el cortante último, alcanzado en el máximo instante de colapso de la estructura.

2.3 Métodos de análisis

El análisis estructural actualmente se clasifica en los métodos:

- Análisis Estático Lineal
- Análisis Dinámico Lineal
- Análisis Estático No lineal – Pushover
- Análisis Dinámico No Lineal – Pushover
- Análisis Tiempo – Historia
- Análisis Dinámico Incremental IDA

En el caso de estudio que se plantea se pretende llevar a la diagonal a incursionar en el rango inelástico, para determinar los parámetros de ductilidad y sobrerresistencia reales, y su comparación con el factor de sobrerresistencia (R) asumido por norma para el sistema estructural tipo PEAC, al momento de aplicar el espectro de diseño. Por lo tanto, determinaremos la verdadera redundancia de los marcos de acero en edificios de mediana altura. El análisis no lineal depende del tipo de cargas aplicadas. Si las cargas son incrementadas progresivamente, pero son independientes del tiempo, el análisis es de tipo empuje incremental, comúnmente conocido como análisis pushover y que en lo sucesivo se denominará análisis incremental clásico [14-17]

Esencialmente las deformaciones plásticas se deben concentrar en los arriostramientos, mientras que las conexiones, vigas y columnas deben permanecer en el rango elástico.

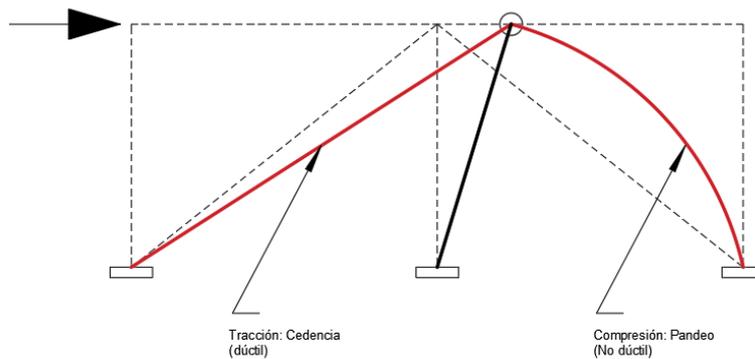


Figura 2. Deformada Idealizada en la Diagonal a Tracción y Compresión, sismo derecha - izquierda

En compresión el arriostramiento pandea, en tensión el arriostramiento fluye, la norma nos lleva a un diseño por capacidad, mediante lineamientos de dimensionamiento de los miembros del sistema PEAC.

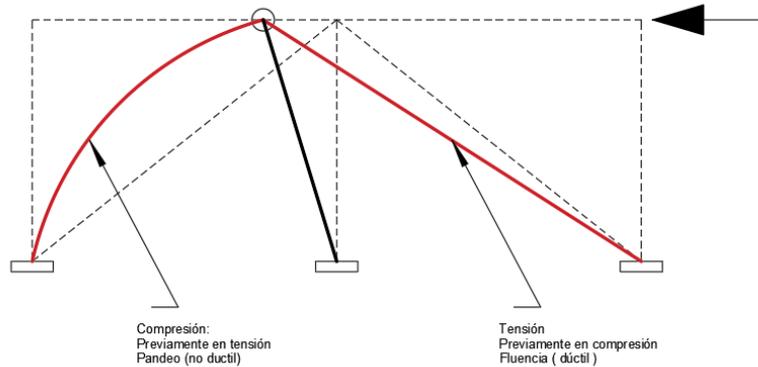


Figura 3. Deformada Idealizada en la Diagonal a Compresión y Tracción, sismo izquierda - derecha

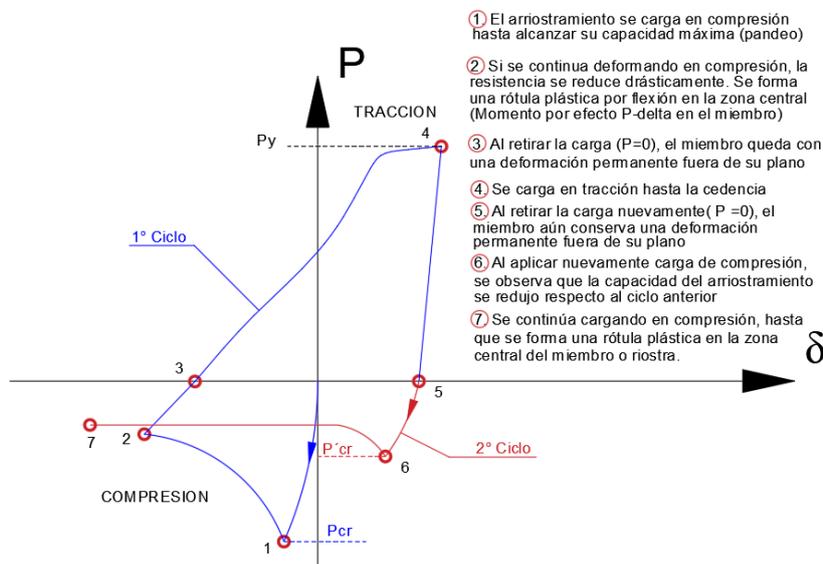


Figura 4. Ciclo de Histéresis de un miembro ensayado a tracción y compresión.

Las rótulas plásticas se conocen como mecanismos estructurales localizados en zonas específicas de los miembros estructurales que permiten la disipación de energía sísmica, llegando a la redistribución de acciones y a un comportamiento plástico y resiliencia del edificio.

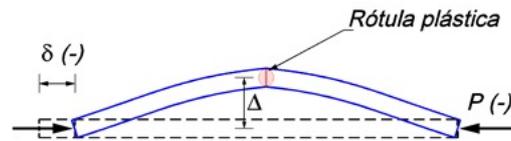


Figura 5. Miembro a Compresión plastificado por pandeo lateral

Utilizamos un análisis estático y dinámico no lineal, aplicados en el software Etabs y Sap 2000, el modelo en primera instancia es de tipo lineal con elementos frame y luego procedemos a realizar un modelo bidimensional de un marco con elementos finitos tipo Shell para evidenciar el mecanismo de falla del miembro y su localización del daño. Como resultado también se busca graficar el ciclo de histéresis de la riostra fusible, el caso de diagonales que se pandean por compresión debe considerar un comportamiento histérico degradante que pueda modelar la pérdida de estabilidad y su impacto en las propiedades mecánicas del sistema aporticado.

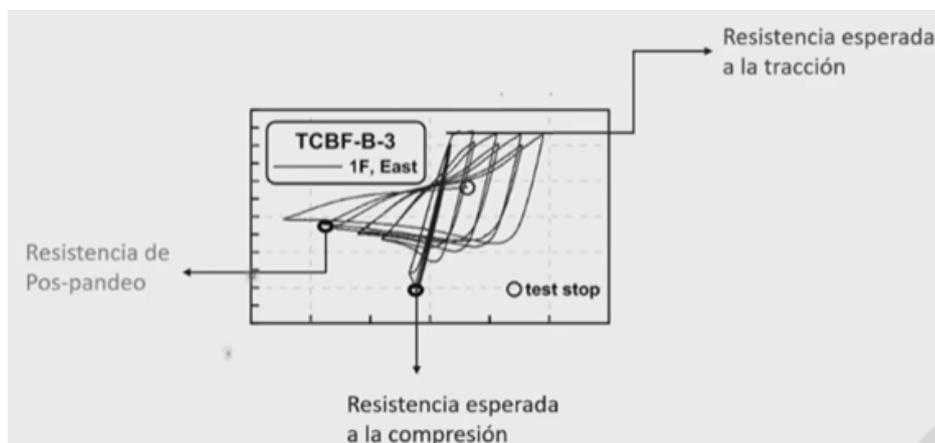


Figura 6. Curva de Histéresis resultado de un ensayo cíclico de carga y descarga

Los tres puntos indicados en la gráfica de histéresis, serán útiles determinar para un posterior Diseño por Capacidad de cada diagonal, lo cual no es parte del presente estudio, ya que se busca llegar únicamente a un nivel de análisis estructural de la riostra y su influencia en el sistema global de la superestructura antes y después de incursionar el rango no lineal.

2.4 Descripción del caso de estudio

Para analizar la influencia de las riostras en el sistema PEAC, se seleccionó un edificio de 7 niveles con estructura de acero A572 Gr50, actualmente en construcción en la ciudad de Cuenca, concebida con un sistema de pórticos especiales a momento PEM, de columnas HSS compuestas, vigas tipo IPE armadas, y entrepiso compuesto con el sistema steel deck.

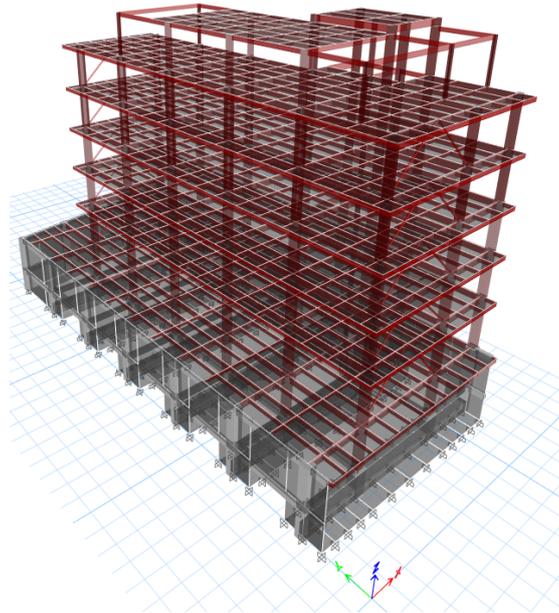


Figura 7. Modelo tridimensional del edificio estudiado.

2.5 Descripción de los modelos matemáticos idealizados

2.5.1 En primera instancia se realizaron dos modelos tridimensionales del edificio en ETABS, con los dos sistemas estructurales: pórticos especiales a momento y pórticos especiales arriostrados concéntricos, esto con el objeto de comparar la rigidez de los sistemas, mediante un análisis de derivas de piso.

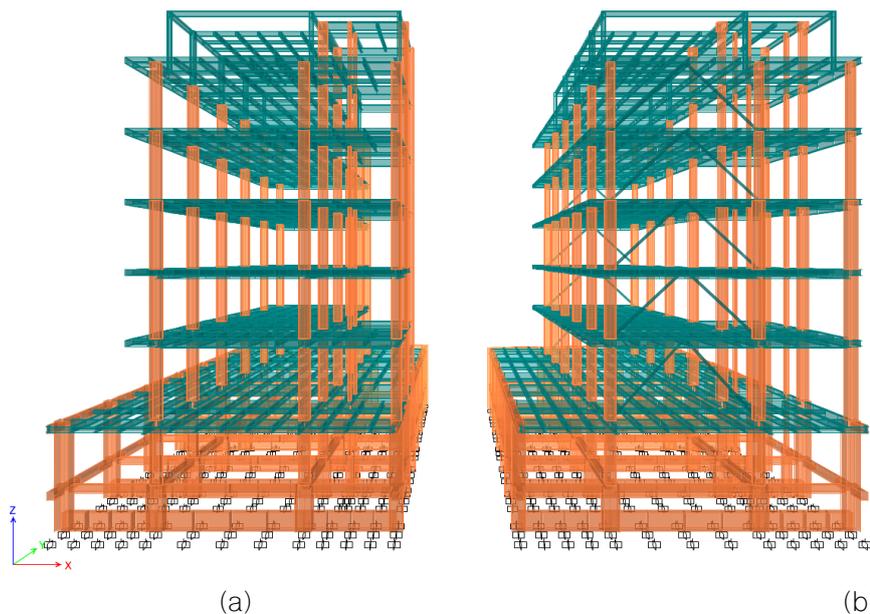


Figura 8. (a) Modelo 3D sistema PEM (b) Modelo 3D sistema PEAC

2.5.2 Luego se procedió a realizar un modelo con elementos frame de un pórtico arriostrado del edificio en estudio, y se realizó el análisis estático y dinámico no lineal, para determinar la formación de rotulas plásticas en las diagonales, así como determinar el coeficiente de reducción de resistencia de la norma, para comparar con el factor R real, para determinar el coeficiente de resistencia sísmica R real, para de la norma.

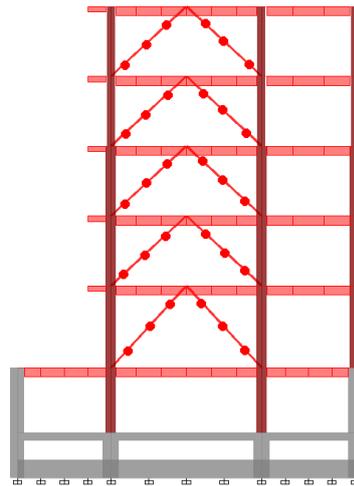


Figura 9. Pórtico del eje 1-1, con diagonales chevron y asignación de rotulas a tensión

Tabla 1. ¹⁸ Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

2.5.3 Finalmente, se analizó el mismo pórtico arriostrado, con elementos finitos tipo Shell, determinando el mecanismo de daño en la zona de post-pandeo.

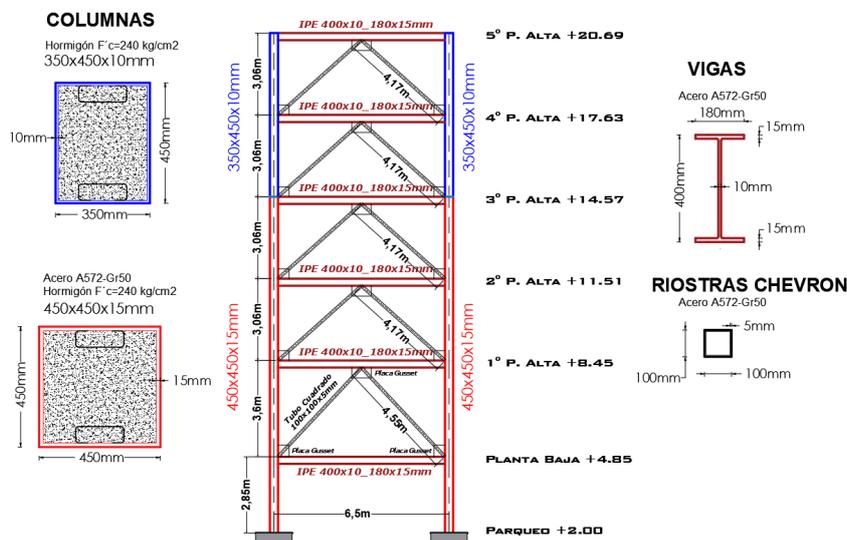


Figura 10. Configuración Geométrica y Material del pórtico 6-6 con pórticos Arriostrados PEAC

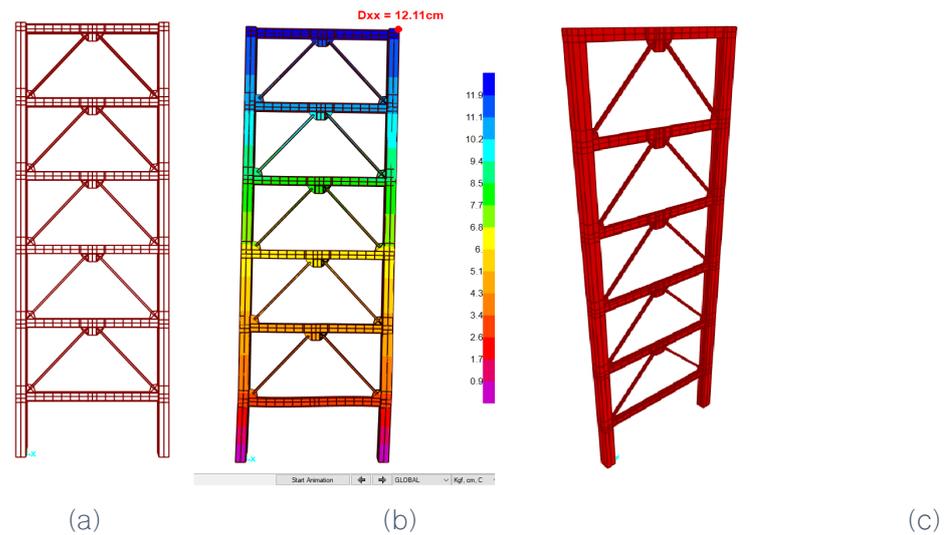


Figura 11. Pórtico 6-6 (a) Modelo con elementos Shell, (b) Deformada con fuerza lateral, (c) Modelo 3D discretizado

2.6 Desarrollo de los modelos

Se desarrolló un primer modelo tridimensional de toda la edificación en acero ASTM A572 Gr50 bajo las disposiciones de la NEC-15, y cumpliendo el diseño elástico por factores de resistencia y carga LRFD del AISC 360-10, AISC 358-10 y AISC 341-10.

Tabla 2. Razones ancho-espesor en Compresión de Miembros a) Miembros a Compresión Axial (b) Miembros en flexión

TABLA B4.1a Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial				
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados				
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
8	Todo elemento atesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_c (compacto-no compacta)	λ (esbelto-no esbelto)	
Elementos No-Atesados					
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_c}}$ [a] [b]	
12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
13	Alas de toda doble T y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados					
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_s/t_w $\frac{h_s \sqrt{E}}{h_s \sqrt{F_y}} \leq \lambda_c$ $(0.54 \frac{M_u}{M_c} - 0.09) \leq \lambda$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

2.6.1 Geometría del Edificio y Secciones

Con el diseño preliminar, realizado en el software ETABS, mediante el uso de los criterios del AISC 360-10 para secciones compuestas en el caso de columnas y secciones simples en caso de vigas y diagonales; se dispone de los siguientes datos para el análisis lineal y no lineal de los pórticos PEM y PEAC, los cuales se indican en el gráfico, así como las propiedades del material.

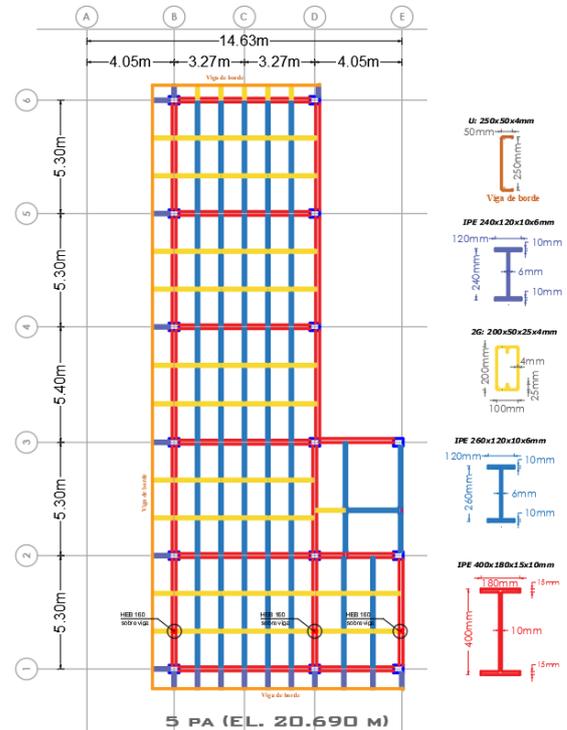
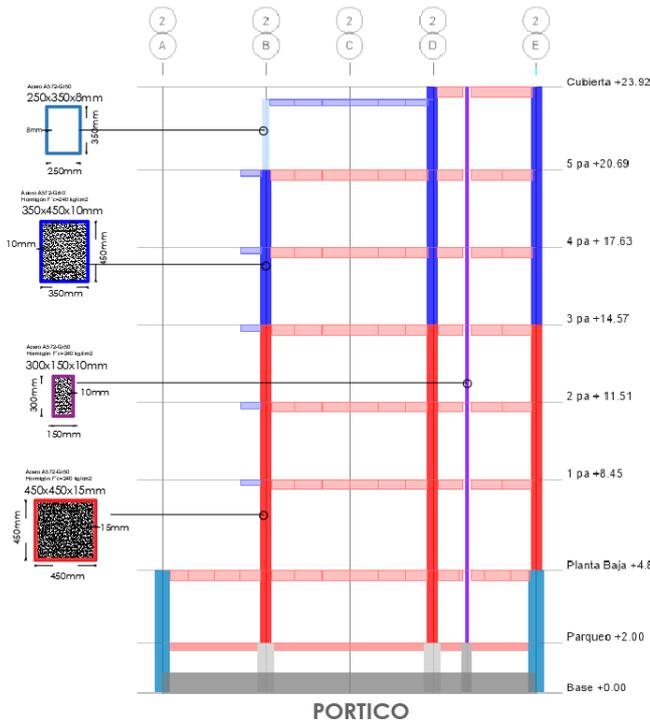


Figura 12. Asignación de Secciones pórtico 1-1 vigas entrepisos

Figura 13. Asignación de Secciones

2.6.2 Propiedades Mecánicas del Material

Tabla 3. Asignación de Propiedades Mecánicas para modelo en SAP 2000

Datos de la Propiedad del Material		
Acero ASTM A572 Gr50		
Tipo de Simetria Direccional	Isotropica	
Peso por unidad de Volumen	7850.00	Kgf/m3
Masa por unidad de Volumen	800.48	Kgf-s2/m4
Modulo de Elasticidad, E	2038901.92	Kgf/cm2
Relacion de Poisson, U	0.30	
Coefficiente Termal de Expansion, A	0.0000117	1/C
Modulo de Cortante, G	784193.04	kgf/cm2
Minimum Yield Stress, Fy	3515.35	Kgf/cm2
Minimum Tensile Strength, Fu	4569.95	Kgf/cm2
Expected Yield Stress, Fye	3866.88	Kgf/cm2
Effective Tensile Strength, Fue	5026.95	Kgf/cm2

Propiedades No Lineales del Material		
Acero ASTM A572 Gr50		
Criterios de Aceptacion para Deformaciones Unitarias		
	Tension (cm/cm)	Compresion (cm/cm)
IO	0.01	-0.01
LS	0.02	-0.01
CP	0.05	-0.02
Deformacion al inicio del endurecimiento por		0.015
Deformacion a maxima tension		0.11
Tension a la ruptura		0.17
Pendiente Final (Multiplicador en E)		-0.1

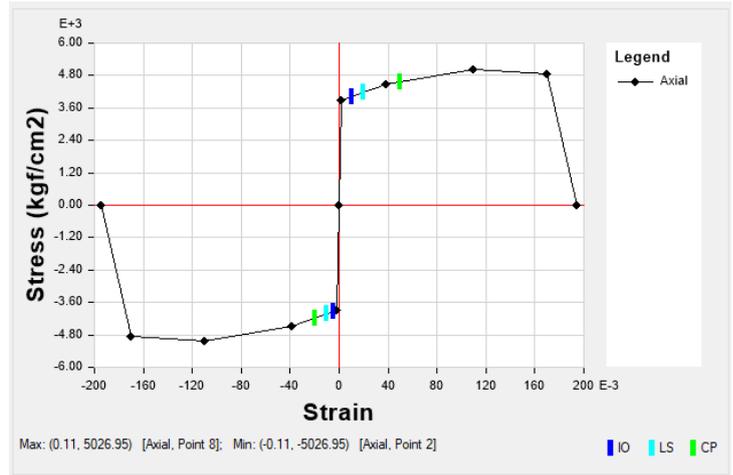


Tabla 4. Asignación de Propiedades Asignado al del Material en el rango no Modelo Kinematic lineal

Figura 14. Comportamiento Histeretico

Acero A572 Gr50,

2.6.3 Cargas y Patrones de Carga.

De acuerdo a la NEC-15 capitulo Cagas No Sísmicas, tenemos:

Tabla 5. ²⁰ Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_0 , y Concentradas P_0

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m ²)
Balcones	4.80
Bodegas Livianas	6.00
Bodegas Pesadas	12.00
Corredores	4.80
Cubiertas Planas, inclinadas y curvas	0.70
Cubiertas para areas de paseo	3.00
Oficinas	2.40
Areas de recepción y corredores de 1° piso	4.80
Corredores sobre el 1° piso	4.00
Escaleras para residencias unifamiliares	2.00
Escaleras para residencias bifamiliares	2.00
Escaleras y rutas de escape edificios	4.80
Patios y terrazas peatonales	4.80
Residencias viviendas (uni y bifamiliares)	2.00
Residencias, salones de uso publico	4.80
Pisos para circulacion de oficinas	2.40
Pisos para centro de computo activo.	4.80

Para el análisis computacional, se asume la carga viva de 2.4kN/m² en todos los pisos, al ser un edificio para oficinas.

2.6.4 Aplicación del Espectro de Diseño: Se determina el factor C, para el análisis estático lineal

Tabla 6. Determinación del Coeficiente Basal C, mediante el espectro de Diseño NEC-15, método estático de análisis por DBF (Diseño Basado en Fuerzas)

CALCULO DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES QUE REPRESENTA EL SISMO DE DISEÑO				
Carga	Tipo	Factor de Peso Propio	Carga Lateral Automática	Factor de Cortante en la Base, C
Peso Propio	Dead	1		0
Viva	Live	0		0
Sismo XX Estático	Seismic	0	Usar Coeficiente	0.100
Sismo YY Estático	Seismic	0	Usar Coeficiente	0.100
DATOS PARA DETERMINAR, C (Edificio en Acero sin Arriostramientos)				
I (coeficiente importancia)	1	R (factor de reducción resistencia)	8	$V = \frac{I S_a(T_a) W}{R \phi_p \phi_E}$
Sa (espectro de diseño en aceleración)	0.806	ϕ_P (Coef. de configuración planta)	1	0.100
Ta (periodo de vibración)	0.91	ϕ_E (Coef. De configuración elevación)	1	$T = C_t h_n^\alpha$
Ct (coeficiente de tipo de edificio)	0.072			
hn (altura edificación)=	23.92			
$\alpha =$	0.8			
n =	2.48	Razon entre la aceleración espectral Sa (T=0.1s) y el PGA, valor para provincias de la sierra, esmeraldas y galapagos		
z =	0.25	Factor de Zona, aceleración máxima en roca esperada		
Fa =	1.3	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, se selecciona para suelo tipo C		
Fd =	1.28	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando efectos de sitio.		
Fs =	0.94	Coeficiente de amplificación del suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos.		
To =	0.093	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño		
Tc =	0.509	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño		

Diagrama del espectro de diseño de aceleraciones S_a (g) vs periodo T (seg). El espectro muestra una zona de período corto con $S_a = z F_a$ y una zona de período largo con $S_a = \eta z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^\gamma$. Se indican los periodos $T_o = 0.1 \frac{F_a}{F_a}$ y $T_c = 0.56 \frac{F_s}{F_a}$. Una etiqueta indica: "Solo para modos de vibración distintos al fundamental".

2.7 Análisis Estático Lineal de los dos Sistemas PEM y PEAC.

Este análisis se realiza en el software ETABS mediante la asignación de masas a cada uno de los pisos, y con el coeficiente "C" se distribuyen las cargas para cada piso con el método de carga lateral parabólica, según la rigidez y masa de cada piso, siendo un análisis pseudo estático lineal.

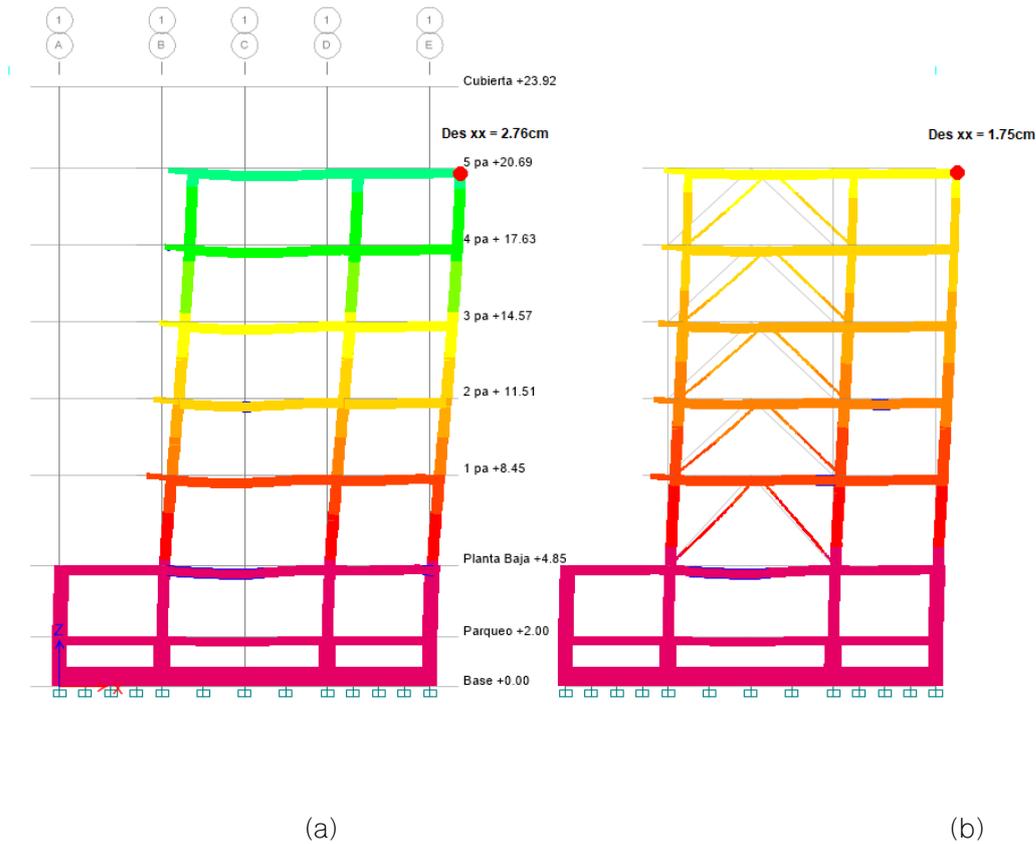


Figura 15. Desplazamiento del nudo de control (a) Pórtico Especial a Momentos tipo PEM (b) Pórtico Especial con Arriostramiento Concéntrico tipo PEAC

2.8 Casos de Carga Dinámicos

Seguidamente al análisis comparativo que antecede se aplica un espectro de diseño, con los mismos datos de la tabla del espectro elástico de aceleraciones, únicamente que se hace de forma automática en el software ETABS, y se asigna un análisis modal, colocando tres modos de vibración por piso, dos traslacionales y un rotacional; dando un total de 21 modos.

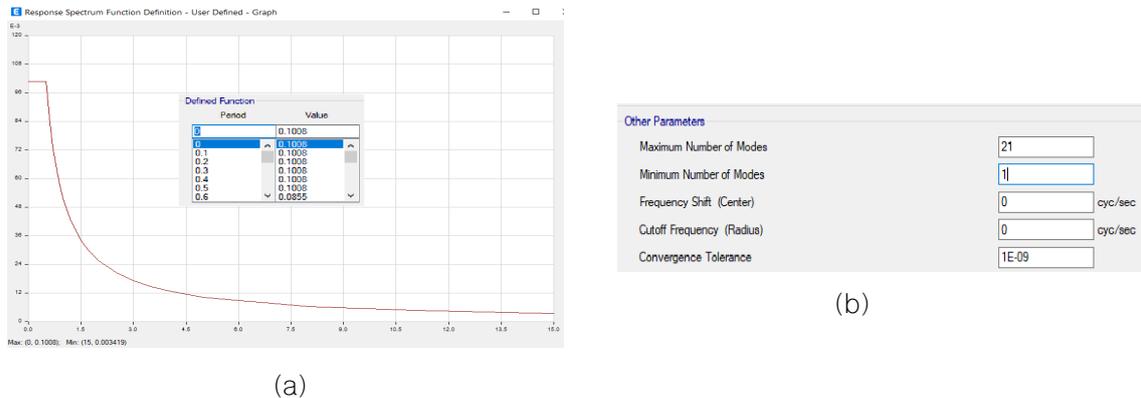


Figura 16. Espectro de Diseño (a) Curva espectral con parámetros de la NEC para la zona sísmica II del Ecuador Z=0.25 Cuenca (b) Modos de vibración para el análisis modal espectral

2.9 Asignación de Rotulas Plásticas

Se aplicó el método pushover en el software sap2000, asignando tres rotulas plásticas a cada miembro, a 0.10, 0.50 y 0.90 del origen, para generar dos rotulas en los extremos y una en el centro de las diagonales chevron, este procedimiento es requerido para advertir al programa la ubicación del punto de plastificación secuencial e internamente se modifica la matriz de rigidez global del sistema.

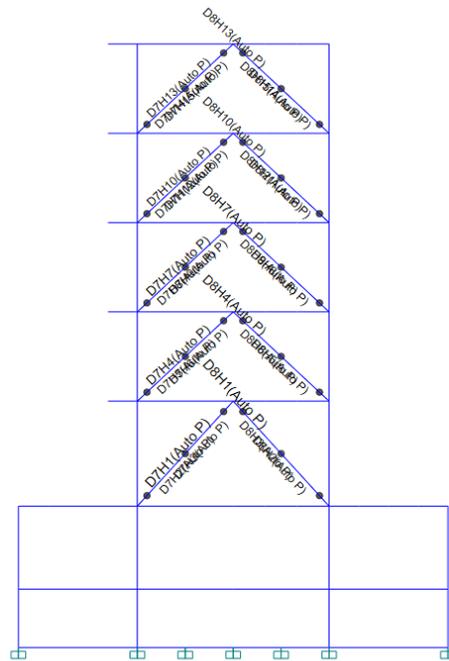


Figura 17. Asignación de Rotulas plásticas en Etabs para el análisis pushover

3. Resultados: los resultados se presentan en forma gráfica y cuantitativa

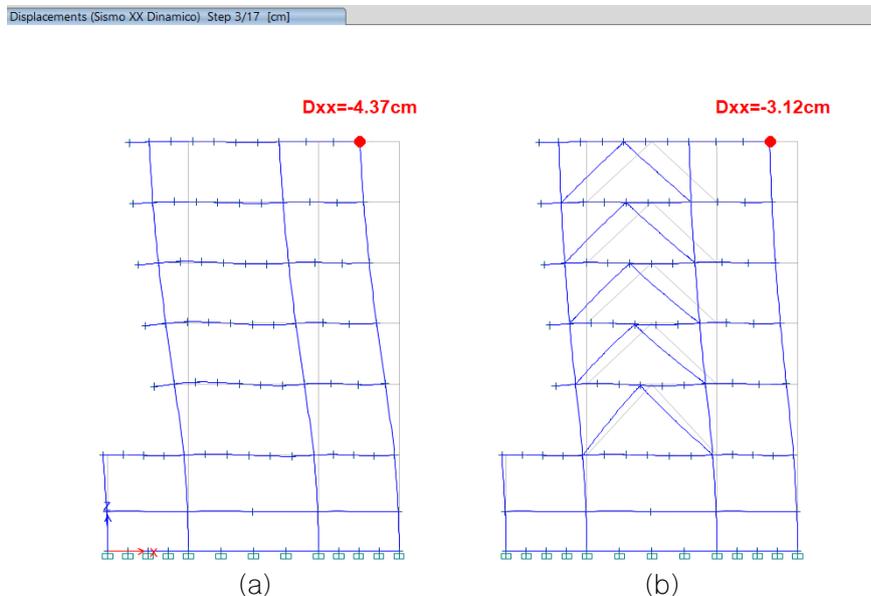


Figura 18. Deformada y Desplazamiento del Nudo de control, un instante, antes de la formación de las primeras rotulas plásticas, step 3 de 17 a) Portico tipo PEM b) Portico tipo PEAC

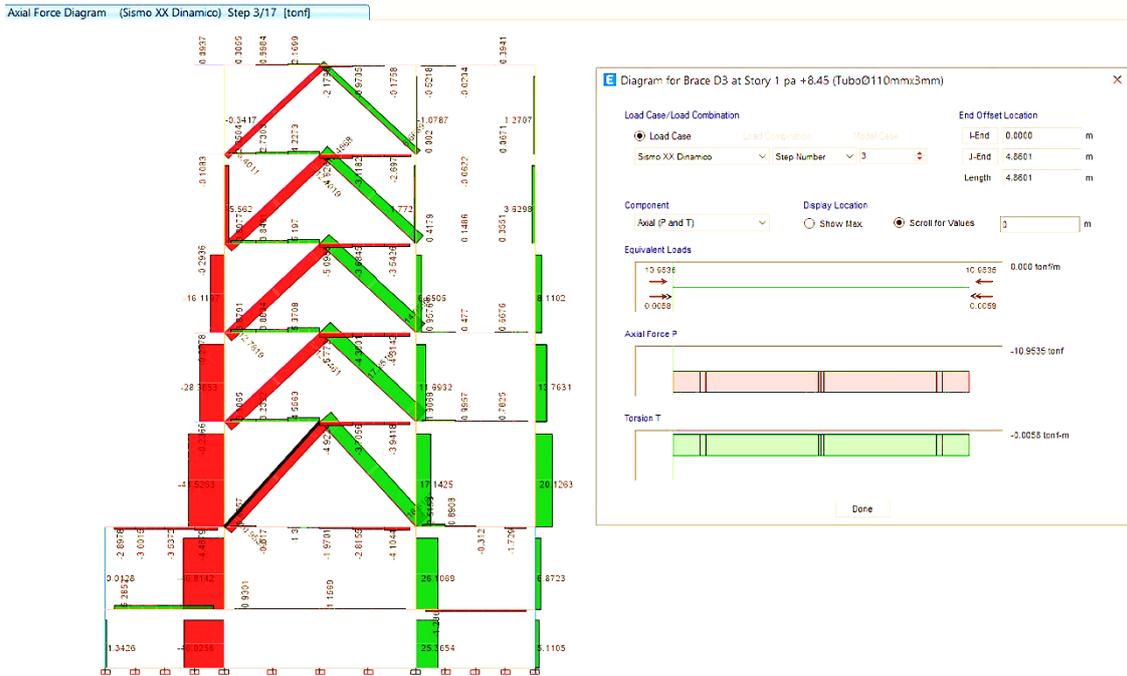


Figura 19. Diagrama de Fuerzas Axiales en el análisis No Lineal – Step 3

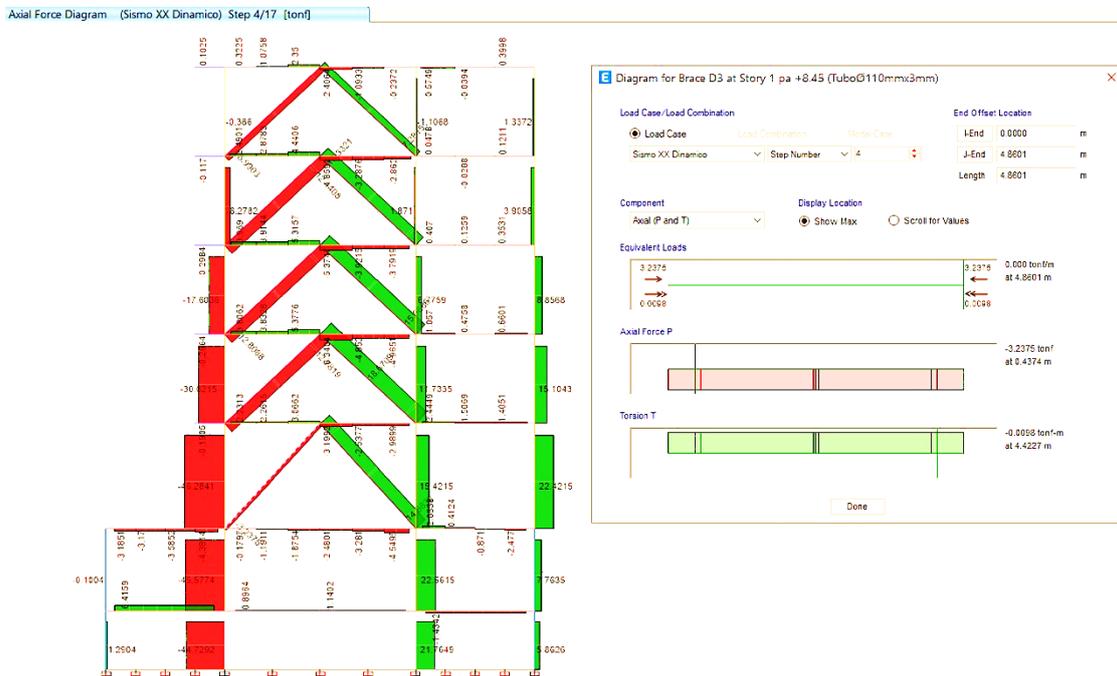


Figura 20. Diagrama de Fuerzas Axiales en el análisis No Lineal – Step 4

En la gráfica de esfuerzos axiales se observa que al momento previo a la plastificación la diagonal del primer nivel absorbe un esfuerzo axial de 10.95 Tonf., y en el paso 4 luego de la plastificación por pandeo y pérdida de estabilidad inmediatamente la diagonal izquierda del primer nivel pierde capacidad lo cual se demuestra al bajar drásticamente el esfuerzo a -3.23 Tonf.

Displacements (Sismo XX Dinamico) Step 4/17 [cm]

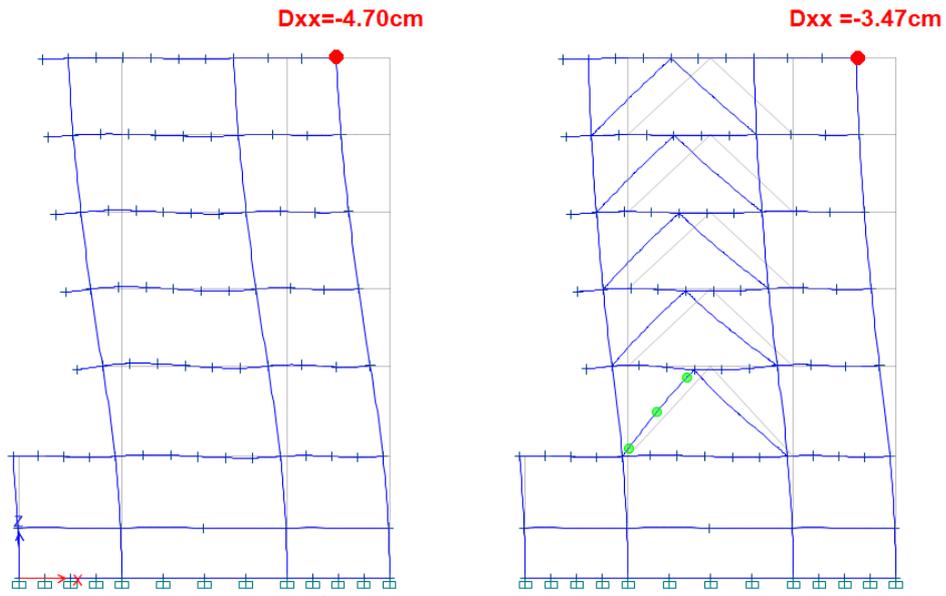


Figura 21. Plastificación de la primera diagonal chevron – Step 4

Displacements (Sismo XX Dinamico) Step 16/17 [cm]

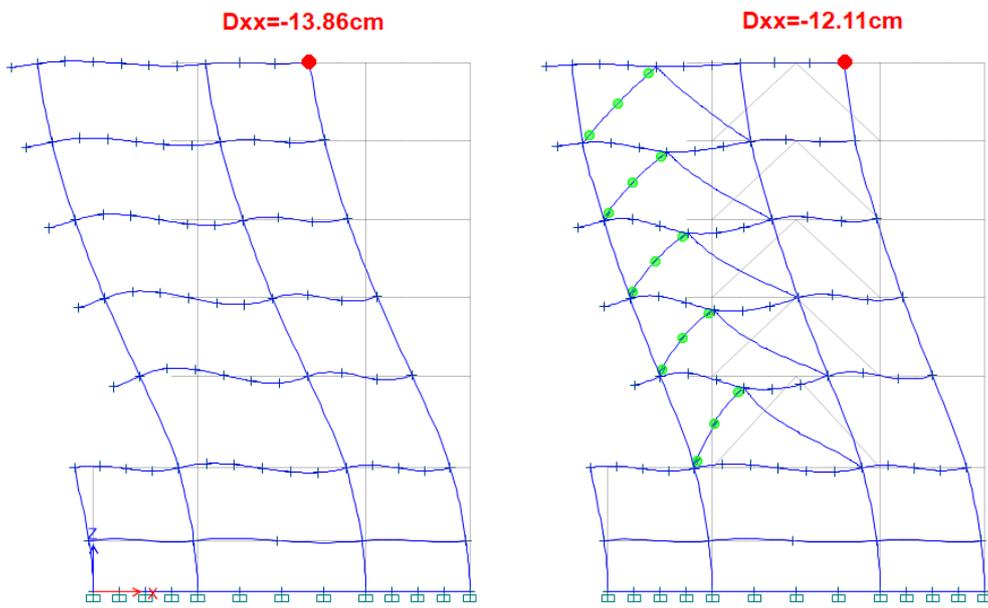


Figura 22. Plastificación de todas las diagonales chevron – Step 16

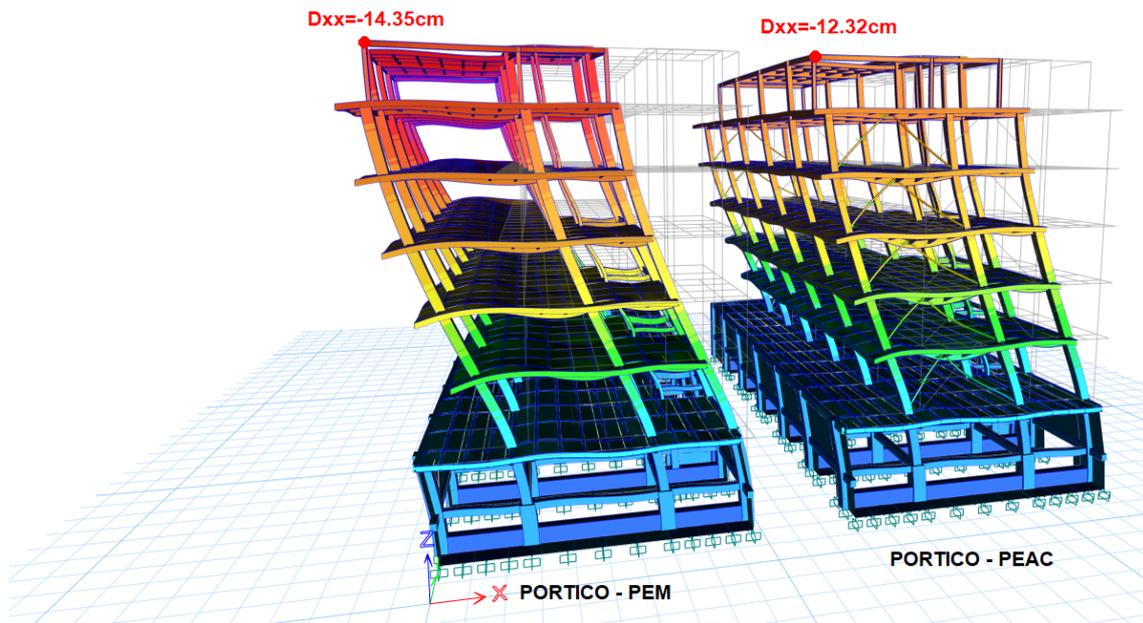


Figura 23. Desplazamiento y Deformada de Portico PEM y PEAC – Step 16

Una vez ejecutado el modelo del pórtico arriostrado con elementos finitos, comparamos la deformación con el modelo realizado con elementos frame, en el cual la primera rotula plástica se presenta en la diagonal del primer nivel, en el step 4, para lo cual se presenta la deformada entre los pasos 3, 4 y 5 del análisis pushover con elementos finitos.

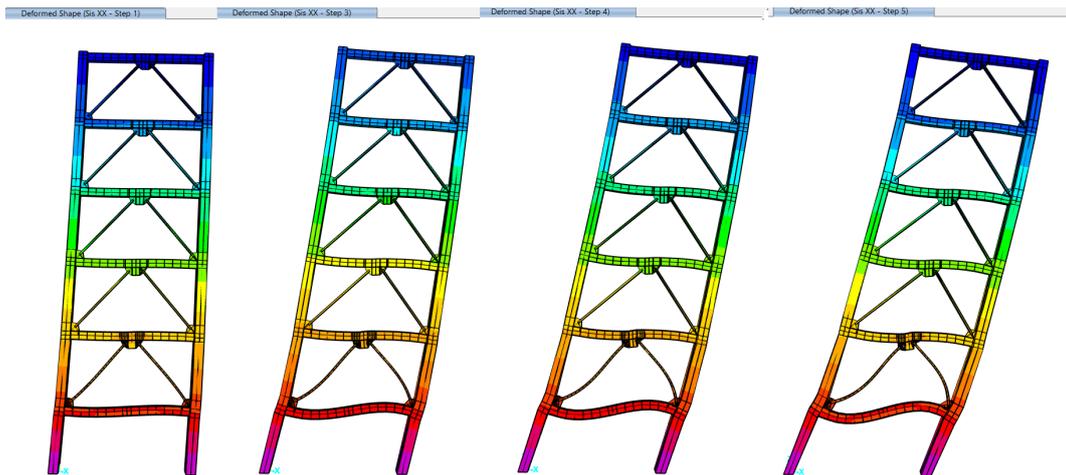


Figura 24. Desplazamiento y Deformada de Portico por Elementos Finitos
 a) Paso 1, b) Paso 3, c) Paso 4, y d) Paso 5

De los modelos estructurales analizados se presentan los siguientes resultados:

Se realiza un análisis comparativo del modelo de un edificio de 7 niveles en acero estructural con columnas cajón tipo HSS y Vigas IPE armadas, se aplica una combinación de cargas 1.2 Carga Viva + 1.0 Sismo XX + 1.0 Carga Viva, mediante el coeficiente $C=0.10$ de cortante basal para el

análisis estático. La particularidad es que las columnas del pórtico especial a momento son de 450x450x15mm desde el nivel +0.00, hasta el nivel +14.57, mientras que las columnas para el pórtico con arriostamientos concéntricos son de 350x350x12mm, desde el nivel +14.57 a + 23.92 las columnas son de 350x450x10mm y 250x350x8mm respectivamente para PEM y PEAC. Por ultimo todas las vigas en los dos sistemas son IPE armadas de alma: 400x10mm_patinos:180x14mm. Las diagonales en el PEAC tienen una sección de Ø 110mm por un espesor de 3mm. De este análisis comparativo el desplazamiento del nudo de control en el rango elástico de deformación de los dos sistemas es de: 2.76cm en el sistema convencional de pórticos a momento y de 1.75cm en el sistema de pórticos arriostrados concéntricos.

En primer término, se tienen los resultados del análisis pseudo-estático. De este se han obtenido una serie de curvas en las que se grafican la deriva global y el cortante normalizado. La primera es definida como:

Deriva Global = $\Delta / H \times 100$, siendo Δ el desplazamiento horizontal del nivel de techo y H la altura total del edificio.

El cortante normalizado se calcula mediante:

$$\text{Cortante Normalizado} = V/W$$

Siendo V el cortante basal y W el peso sísmico del pórtico.

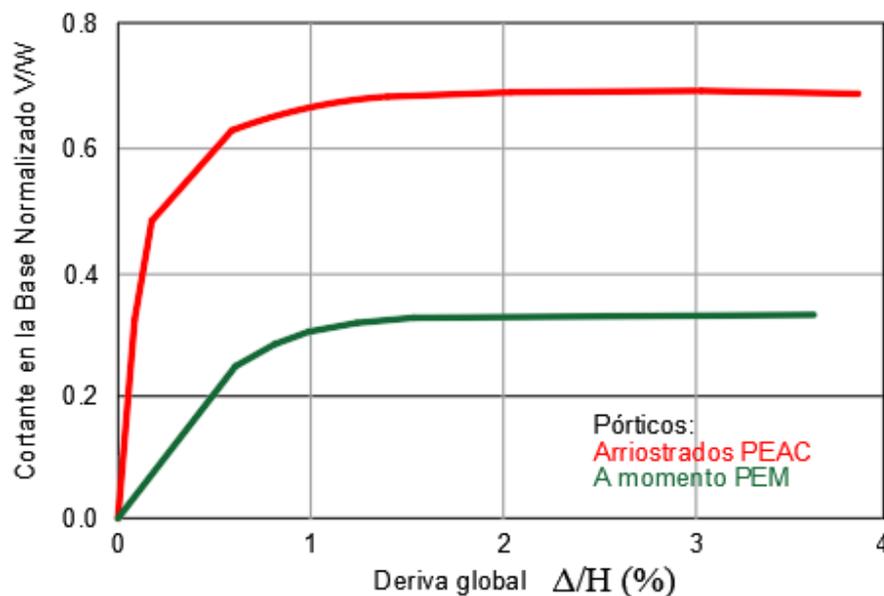


Figura 25. Curva de Capacidad Global de Pórticos PEAC y PEM

Los pórticos rigidizados con diagonales muestran mayor rigidez inicial y un mayor cortante en la base.

Finalmente se expone la deformada del modelo con elementos finitos, con lo cual se logra mostrar de forma gráfica el modo de fallo de estudios experimentales referentes a pórticos especiales arriostrados concéntricamente.

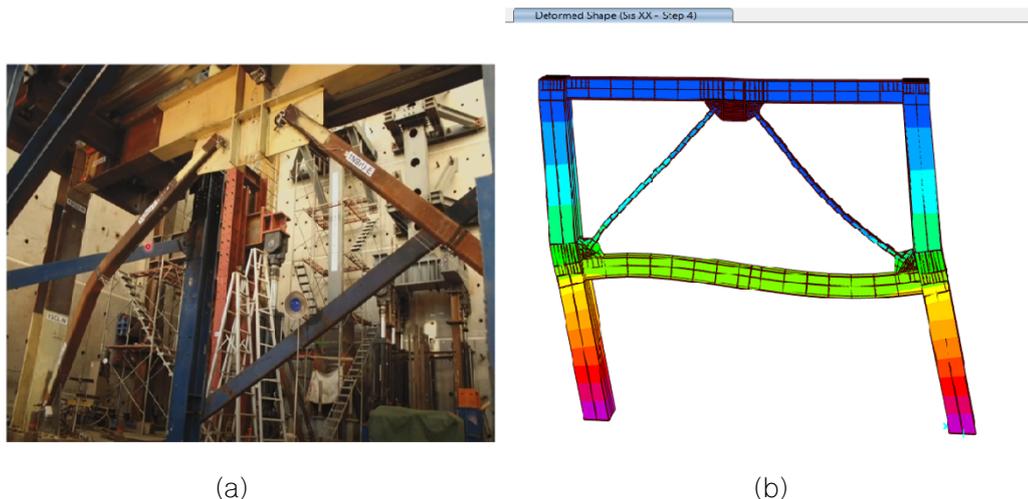


Figura 26. a) Deformada del ensayo experimental de investigaciones similares
b) Deformada del Modelo Matemático para un pórtico tipo PEAC
con elementos finitos

4. Discusión

El análisis comparativo nos sirve para determinar el desplazamiento del nudo de control ubicado en el último piso, a pesar que las secciones de miembros columna fueron reducidas intencionalmente en el PEAC a 350x350x12mm, con respecto al PEM que se mantuvo en columnas de 450x450x15mm, se observa que las diagonales de \varnothing 110mm x e=3mm, incrementan sustancialmente la rigidez global del edificio en el rango elástico, lo cual en primera instancia nos demuestra una menor inversión en lo referente a pesos de acero en la estructura rigidizada, ya que el peso que representan las diagonales tubulares es ínfimo a comparación con toda la superestructura, los porcentajes de ahorro en kilogramos de perfiles de un sistema arriostrado chevron, fueron estimados entre 5 a 10% del peso total de un sistema de pórticos especiales a momento (PEM), lo cual confirma la eficiencia del sistema sismorresistente tipo chevron versus los marcos especiales a momento.

A partir de lo demostrado en el rango elástico, la investigación se justifica con el posterior análisis plástico de las riostras al determinar el verdadero beneficio en sobre resistencia, redundancia estructural, resiliencia del sistema y eficiencia en inversión económica. La sección tubular de las diagonales fue impuesta sin ningún criterio de pandeo local (AISC tabla B4. 1a, b) o global del miembro, para un primer ensayo, con el fin de que se plastifiquen por tensiones de tracción y compresión. Las diagonales se ensayaron con perfil tubular \varnothing 110 x 3mm en el análisis con elementos frame y con tubos cuadrados de 100x100x3mm en el análisis con elementos finitos, y de igual forma la presencia de rotulas plásticas se van generando desde los pisos inferiores a las riostras finales de los últimos pisos, y se presentan modos de fallo por fluencia a tracción y pandeo a compresión.

5. Conclusiones

El sistema PEAC, presenta mayor rigidez lateral que el PEM y por lo tanto se determina la necesidad de calcular el valor real de R, que en la tabla # 15 de la NEC-Acero, se le asigna un valor predeterminado de 8, según su configuración estructural y ductilidad esperada, luego del presente estudio se plantean valores de 8.20 a 8.50 para pórticos arriostrados concéntricos tipo chevron, valores que deberán ser ratificados con posteriores estudios experimentales, que avalen los modelos matemáticos del artículo.

En el análisis pushover del pórtico arriostrado PEAC, versus el pórtico especial a momentos se aprecia que a pesar que las diagonales colocadas son tubulares de Ø110mm y espesor 3mm, así como también se disminuyen las secciones de columnas de 450x450x15mm en el PEM a 350x350x12mm en el PEAC, al plastificarse todas las diagonales a compresión las diagonales a tracción siguen aportando rigidez, lo que se puede observar en el menor desplazamiento del nudo de control, lo cual ratifica el objetivo de la investigación que es determinar la sobrerresistencia del sistema con diagonales concéntricas a pesar de que las mismas han incursionado el rango no lineal.

En los sistemas PEAC de la norma ecuatoriana, los resultados del análisis pushover del edificio estudiado, proporciona valores de ductilidad global y reserva de resistencia que varían dependiendo de la presencia de los arriostramientos laterales en los pórticos. En el caso estudiado los valores de ductilidad y reserva de resistencia cumplen los requerimientos de diseño sismorresistente esperados para este tipo de estructuras, y recomendados en la NEC-15, que son de R=8; se consideraron todos los nudos rígidos.

Contribución de autores: Conceptualización, X.R. y X.N.; metodología, X.R.; software, X.R.; validación, X.N.; análisis formal, X.R.; investigación, X.R.; recursos, X.R.; curaduría de datos, X.R.; redacción-revisión y edición, X.R., X.N.; visualización, X.N.; supervisión, X.N.

Financiamiento: Los autores financiaron a integridad el estudio.

Conflictos de interés: Los autores declaran no tener ningún conflicto de intereses.

Referencias:

- [1] Corporación de Estudios y Publicaciones. 2018. Constitución de La República Del Ecuador.
- [2] NEC-SE-AC. 2015. "NEC-SE-AC: Estructuras de Acero."
- [3] Tapia Hernández Edgar, Tena Colunga Arturo, "Factores de Ductilidad y Sobrerresistencia en Marcos de Acero con Contraventeo Chevron", Revista de Ingeniería Sísmica No. 84 47-68, 2011
- [4] Elghazouli, A (2003), "Seismic design procedures for concentrically braced frames", Structures and Buildings, Vol. 156, No. SB4, noviembre.
- [5] MacRae, G A, Y Kimura y C Roeder (2004), "Effect of column stiffness on braced frame seismic behavior", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 3, pp. 381-391, marzo.
- [6] Tapia, E (2005), "Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de acero", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, abril.
- [7] Lacerte, M y R Tremblay (2006), "Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistory split-X concentrically braced steel frames", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 33, pp. 1005-1021.

- [8] Izvernari, C (2007), "The seismic behavior of steel braces with large sections", Mémoire du diplôme de maîtrise ès sciences appliqués Génie Civil, Département des Génies Civil, Géologique et des Mines, École Polytechnique de Montréal, Canadá, abril.
- [9] Tapia, E y A Tena (2009), "Comportamiento sísmico de edificios regulares con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñado conforme al Reglamento del Distrito Federal mexicano", Revista Internacional de Ingeniería en Estructuras, Vol. 13 y 14, No. 1, pp. 1-28.
- [10] Fell, B V, A M Kanvinde y G G Deierlein (2010), "Large-scale testing and simulation of earthquake induced ultra low cycle fatigue in bracing members subjected to cyclic inelastic buckling", Blume Earthquake Engineering Center Technical Report #172, Stanford University, Stanford, CA.
- [11] Park, H S, K Hong y J H Seo (2002), "Drift design of steel-frame shear-wall systems for tall buildings," The Structural Design of Tall Buildings.
- [12] Soong, T T y B F Spencer (2002), "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the practice," Engineering Structures.
- [13] Kim, C K, H S Kim, J S Hwang y S M Hong (1998), "Stiffness-based optimal design of tall steel frameworks subject to lateral loading," Structural Optimization.
- [14] Faleiro J., Oller S. y Barbat, A.H. (2008). Plastic-damage seismic model for reinforced concrete frames, Computers and Structures,
- [15] Faleiro J., Oller S. y Barbat, A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, Engineering Computations,
- [16] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, Bulletin of Earthquake Engineering,
- [17] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería
- [18] NEC-2015-"Peligro Sísmico – parte –1", tabla No. 15.
- [19] Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero, versión en español, Asociación Latinoamericana del Acero, (2010), ISBN N°: 978-956-8181-12-3
- [20] NEC-SE-AC. 2015. "NEC-SE-CG: Cargas_no_sismicas.", tabla No. 9.

Author's review:



Xavier Polibio Romero Torres. Ingeniero Civil en 2002 por la Universidad Católica de Cuenca, Especialista en Estructuras de Acero y Hormigón Armado en 2015 por la Universidad de Cuenca, Consultor, Constructor y Fiscalizador para empresas públicas y privadas, ex Docente en la carrera Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues.



Jaime Xavier Nieto Cárdenas, Ingeniero Civil en 2008 por la Universidad de Cuenca, Magister en Construcciones en 2014 por la Universidad de Cuenca. Diplomado en estructuras por la Universidad Nacional de Colombia. Candidato a Magister en Estructuras y a Doctor en Ingeniería Civil por la Universidad Nacional de Colombia Sede Bogotá.



© 2022 CaMeRa license, Green World Journal. This article is an open access document distributed under the terms and conditions of the license. Creative Commons Attribution (CC BY). <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0>