



Desempeño sísmico de tres sistemas estructurales aporticados diseñados según la norma ecuatoriana de la construcción, nec2015

Seismic performance of three porticoed structural systems designed according to the Ecuadorian construction standard, nec2015

Desempenho sísmico de três sistemas estruturais de pórticos projetados de acordo com a norma de construção equatoriana, nec2015

Lázaro Andrés Carranza Vera ^I
lcarranza6021@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0004-6469-9815>

Juan Sebastián Vera Zambrano ^{II}
jjvera2714@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0009-0009-6476-3107>

Stalin Alcivar ^{III}
william.alcivar@utm.edu.ec
<https://orcid.org/0000-0001-8430-0534>

Correspondencia: lcarranza6021@utm.edu.ec

Ciencias Técnicas y Aplicadas
Artículo de Investigación

* **Recibido:** 26 de julio de 2024 * **Aceptado:** 24 de agosto de 2024 * **Publicado:** 16 de septiembre de 2024

- I. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.
- II. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura, Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.
- III. Departamento de Construcciones Civiles y Arquitectura Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas, Universidad Técnica de Manabí, Máster en Ingeniería Estructural y Geotécnica, Portoviejo, Ecuador.

Resumen

En este trabajo se analiza el desempeño de tres sistemas estructurales aporticados resistentes a momento, de hormigón armado, de acero estructural y de sección compuesta, diseñados mediante el método de diseño por factores de carga y resistencia según las disposiciones del ACI 318-19, del AISC 360-16 y de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-2015. Se analizaron mediante un análisis no lineal estático (Pushover) haciendo uso del software ETABS, se determinó la curva de capacidad en cada caso y usando el método de los coeficientes de desplazamiento se halló su punto de desempeño, finalmente, se comparó el desempeño sísmico de los tres sistemas. A los modelos matemáticos se les asignó rótulas plásticas, de hormigón armado y acero estructural, según el caso, haciendo uso de las tablas del ASCE 41-17, y para la estructura con secciones compuestas se utilizó un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras. Los resultados mostraron que el nivel de desempeño para un nivel de amenaza de sismo raro en el sistema de hormigón armado se encuentra en seguridad de vida, mientras que el de acero estructural y sección compuesta se encuentran en el nivel ocupacional.

Palabras clave: análisis no lineal estático; Pushover; desempeño sísmico; sección compuesta; punto de desempeño.

Abstract

This work analyzes the performance of three moment-resistant framed structural systems, made of reinforced concrete, structural steel and composite section, designed using the design method by load and resistance factors according to the provisions of ACI 318-19, AISC 360-16 and the Ecuadorian Construction Standard, NEC-2015. They were analyzed by a static nonlinear analysis (Pushover) using the ETABS software, the capacity curve was determined in each case and using the method of displacement coefficients their performance point was found; finally, the seismic performance of the three systems was compared. Plastic, reinforced concrete and structural steel hinges were assigned to the mathematical models, as appropriate, using the ASCE 41-17 tables, and for the structure with composite sections, a non-linear model of concentrated plasticity based on fibers was used. The results showed that the performance level for a rare earthquake threat level in the reinforced concrete system is at life safety, while that of structural steel and composite section is at the occupational level.

Keywords: static nonlinear analysis; Pushover; seismic performance; composite section; performance point.

Resumo

Este trabalho analisa o desempenho de três sistemas estruturais pórticos resistentes a momentos, feitos de concreto armado, aço estrutural e seção mista, projetados usando o método de cálculo por fatores de carga e resistência de acordo com as disposições da ACI 318-19, AISC 360-16 e da Norma de Construção Equatoriana, NEC-2015. Eles foram analisados por uma análise estática não linear (Pushover) utilizando o software ETABS, a curva de capacidade foi determinada em cada caso e utilizando o método dos coeficientes de deslocamento foi encontrado seu ponto de desempenho, por fim, o desempenho sísmico dos três sistemas foi comparado; Aos modelos matemáticos foram atribuídas dobradiças plásticas, de concreto armado e de aço estrutural, conforme o caso, utilizando as tabelas ASCE 41-17, e para a estrutura com seções mistas foi utilizado um modelo não linear de plasticidade concentrada baseado em fibras. Os resultados mostraram que o nível de desempenho para um nível raro de ameaça sísmica no sistema de concreto armado está no nível de segurança da vida, enquanto o do aço estrutural e das seções mistas está no nível ocupacional.

Palavras-chave: análise estática não linear; Flexão; desempenho sísmico; seção composta; ponto de desempenho.

Introducción

Un concepto fundamental en el análisis no lineal y el análisis sísmico es que el diseño por desempeño es un diseño basado en deformaciones, lo cual es crucial al diseñar elementos con la intención de que el modo de falla predominante sea dúctil. Sin embargo, los diseños y análisis a través de métodos estáticos y dinámicos de tipo lineal, como los considerados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015 (NEC-2015), descuidan ciertos aspectos del comportamiento sismorresistente en la etapa posterior al diseño, especialmente en la evaluación del comportamiento de la estructura ya diseñada. Es aquí donde radica la importancia del diseño por desempeño en el contexto local del Ecuador.

En una investigación realizada por Vergara (2020) donde se analiza el desempeño de edificios especiales durante sismos en Ecuador, se menciona que los centros educativos que se analizaron y que registraron un desempeño sísmico desfavorable debido a que colapsaron en parte de su estructura, fue debido a no considerar debidamente el análisis por desempeño de estas edificaciones, que conforme a la normativa, es requisito que la estructura garantice la prevención de daños estructurales significativos y la gestión de los posibles daños en elementos no estructurales después de experimentar terremotos moderados y poco frecuentes, según lo estipulado en capítulo de peligro sísmico de la NEC-2015.

El desempeño sísmico especifica el comportamiento de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico), los objetivos de desempeño se relacionan con el daño que el edificio puede sufrir y las consecuencias de ese daño, que incluyen: víctimas potenciales; pérdida de uso u ocupación; y costos de reparación y reconstrucción (FEMA P-58-1, 2018).

Los niveles de desempeño propuestos por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) son los siguientes: completamente operacional (OC), ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención del colapso (CP).

En este trabajo realizaron análisis no lineales estáticos (pushover) mediante el uso del software Etabs, con el propósito de analizar la curva de capacidad y posteriormente determinar el punto de desempeño sísmico de tres sistemas estructurales: i) de pórticos de hormigón armado, ii) pórticos de acero estructural y iii) pórticos de sección compuesta, diseñados de acuerdo con la NEC-2015. El pushover consiste en la acción de empuje de una carga lateral que incrementará hasta generar el colapso de la edificación, donde se refleja la capacidad de la edificación mediante la curva de capacidad que se define como la relación entre las cargas laterales y los desplazamientos causados por la misma. Estas cargas se distribuyen respectivamente a cada piso a partir de la cortante basal, haciendo que las fuerzas laterales crezcan con la altura de la edificación, pareciéndose a una distribución lineal triangular. Este método permite reconocer y ubicar los miembros de la edificación a fallar, así como el rendimiento de los elementos de la edificación en el rango inelástico (Orellana & Parra, 2017).

Según Aguiar (2003) la curva de capacidad relaciona el cortante basal con el desplazamiento máximo en la cubierta, y se encuentra aplicando la técnica pushover, para posteriormente encontrar un modelo bilineal de tal manera que se define la rigidez para el rango elástico y otra rigidez para

el rango plástico, en base a los cuales se realiza el análisis espacial. Acto seguido se encuentra el punto de desempeño definido por su desplazamiento lateral máximo.

El punto de desempeño sísmico se encuentra definido por su desplazamiento lateral máximo, por lo que, para calcular esa demanda de desplazamiento se utilizan diferentes métodos como el método del espectro de capacidad propuesto por el Federal Emergency Management Agency, FEMA 440 (2005) y el método de los coeficientes de desplazamientos.

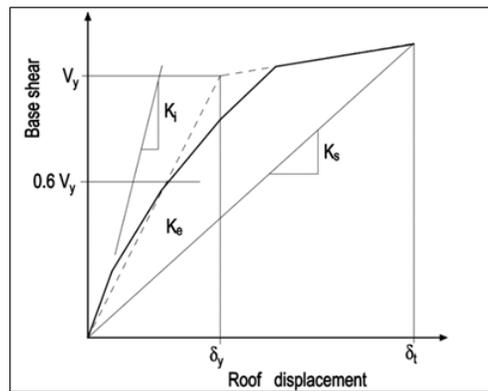
El método de los coeficientes de desplazamiento ha evolucionado hasta su reciente actualización publicada en los documentos del American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI 41-17 (2017), este método provee una forma de cálculo numérico directo para encontrar el punto de desempeño directamente en la curva de capacidad, y se determina con la ecuación (1):

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * S_a * \frac{T_e^2}{4\pi^2} * g \quad (1)$$

Donde: C_0 es el factor para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad con el techo del sistema de múltiples grados de libertad del edificio; C_1 es el factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal, C_2 es el factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis pellizcada, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta del desplazamiento máxima, T_e es el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección considerada, S_a es la aceleración del espectro de respuesta en el periodo fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

El modelo bilineal de la curva de capacidad es una simplificación del comportamiento no lineal de la estructura ante una acción sísmica, por lo que gráficamente representa la cortante basal versus el desplazamiento lateral en la cubierta. La recta inicial se denomina recta elástica y tiene una pendiente igual a la rigidez lateral elástica de la estructura. El punto de quiebre se denomina punto de capacidad y se caracteriza por el cambio brusco en la pendiente de la curva, la recta posterior al punto de quiebre se denomina recta post-desprendimiento y tiene una pendiente menor a la recta elástica.

Figura 1. Modelo bilineal de la curva de capacidad para el método de los coeficientes de desplazamiento



Fuente: ASCE/SEI 41-17, (2017)

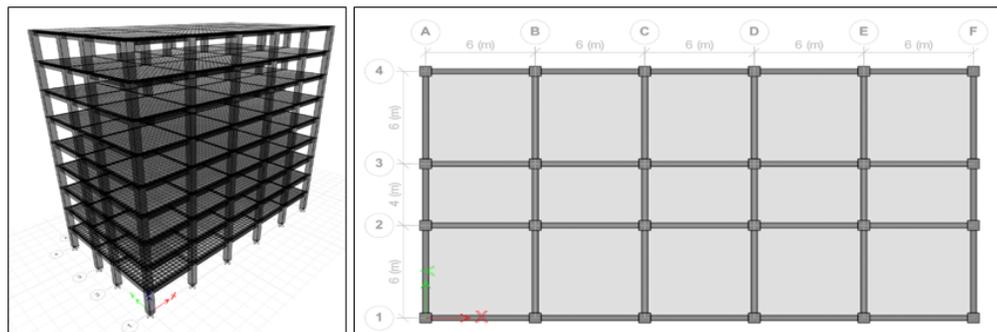
Metodología y desarrollo

Este trabajo se basó en una investigación tipo experimental debido a la manipulación de variables como el tipo de material, sus propiedades, y dimensiones de los elementos estructurales, entre otros aspectos. Se realizó el diseño de los edificios a base de pórticos especiales resistentes a momento para posteriormente poder realizar el análisis no lineal estático usando el software Etabs, además conociendo la acción sísmica a la cual están sometidos dichas estructuras como por ejemplo las fuerzas gravitacionales no lineales y los espectros de respuesta.

Descripción de geometría del modelado de la estructura.

La configuración de la estructura, número de ejes en dirección 'X' e 'Y', número de pisos, y altura de entrepisos, se basó (con ciertas modificaciones) en el esquema de edificación planteado en la "Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015". El esquema general de la estructura se muestra en la figura 2.

Figura 2. Vista 3D y en planta del sistema estructural aporticado

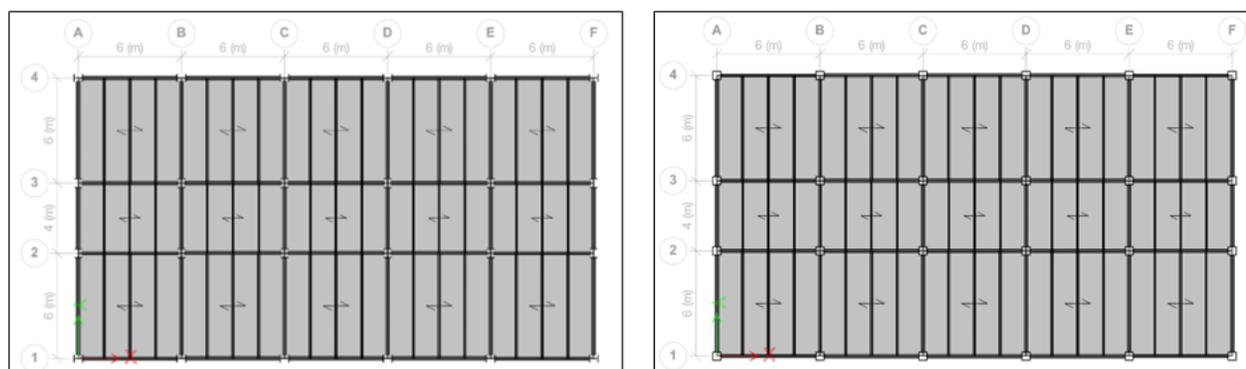


Fuente: Elaboración propia (ETABS v21)

El edificio analizado cuenta con un total de 9 pisos, con geometría regular en elevación y planta, lo cual garantiza una comparación entre los tres edificios y los diferentes tipos de materiales con los que se diseñó. Las características de las dimensiones fueron las siguientes: La planta del edificio, en sentido 'X' tiene 5 vanos, conformada por 6 ejes con una separación de 6 metros para todos los vanos, en sentido 'Y' tiene 3 vanos, conformada por 4 ejes con una separación de 6, 4, 6 metros entre ejes respectivamente, una altura de entrepiso de 3.5 metros, y con una altura total de 31,5 metros.

En la figura 3 se observa que para el edificio de acero estructural y sección compuesta se colocaron por vano un total de 3 vigas secundarias en el sentido 'Y', ubicadas a una separación de 2 metros a lo ancho del vano.

Figura 3. Longitudes de los vanos, vista en planta y vigas secundarias de los edificios de acero estructural y sección compuesta



Fuente: Elaboración propia (ETABS v21)

Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales del edificio de hormigón armado, acero estructural, y sección compuesta están descritos en la Tabla 1.

Tabla 1. Resumen de propiedades de los materiales

Edificio de hormigón armado	Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 28 \text{ MPa}$
	Límite de fluencia del acero de refuerzo	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Edificio de acero estructural A572Gr50	Límite de fluencia del acero estructural	$f_y = 345 \text{ MPa}$
	Límite de rotura del acero estructural	$f_u = 448 \text{ MPa}$
Edificio de sección compuesta A572Gr50	Límite de fluencia del acero estructural	$f_y = 345 \text{ MPa}$
	Límite de rotura del acero estructural	$f_u = 448 \text{ MPa}$
	Resistencia a la compresión del hormigón para la sección compuesta	$f'_c = 28 \text{ MPa}$

Cargas gravitacionales de diseño

Las cargas de servicio que serán impuestas en las estructuras se muestran en la tabla 2. Para la cubierta se tomaron los valores de las cargas impuestas por la NEC-15 en el capítulo de “Cargas no Sísmicas”, y para la carga viva que se consideró la carga de uso de oficinas (NEC-SE-CG, 2015). Cabe recalcar que para los edificios de acero estructural y sección compuesta se optó por simular la losa steel deck sin carga propia y se procedió a un cálculo manual y a su asignación de la misma forma.

Tabla 2. Cargas gravitacionales de diseño respectivas para los diferentes edificios

Edif. Hormigón A.	Edif. Acero E.	Edif. Sección C.
kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
	$D = 2,1$	$D = 2,1$
$D = 2,3$	$D_{losa} = 1,9$	$D_{losa} = 1,9$
$L = 2,4$	$L = 2,4$	$L = 2,4$
$D_{cub} = 0,8$	$D_{cub} = 0,8$	$D_{cub} = 0,8$
$L_{cub} = 0,7$	$L_{cub} = 0,7$	$L_{cub} = 0,7$

Combinaciones de carga

Las combinaciones de cargas a usar en el modelado de la estructura son tomadas de la NEC-SE-CG (2015) las cuales definen los factores de mayoración para las cargas gravitacionales como la consideración de cargas sísmicas, en la tabla 3 se muestra que la combinación 1 tendrá un factor

de 1,4 para la carga muerta, combinación 2 con 1,2 para la carga muerta y 1,6 para la carga viva, combinación 3 con 1,2 para carga muerta y 0,9 en la combinación 4:

Tabla 3. Resumen de combinaciones de cargas para el modelado de la estructura

Combinación 1	Combinación 2	Combinación 3	Combinación 4
1,4 D	1,2 D + 1,6 L	1,2 D + L ± E	0,9 D ± E

Definición de acción sísmica

Para los parámetros de cálculo de carga sísmica se utilizaron los de la zona de Portoviejo, en la tabla 4 se describe el factor de importancia de la estructura, su zona sísmica, el tipo de suelo, los coeficientes de amplificación, la altura total de la estructura, el coeficiente de reducción y la irregularidad en planta y elevación entre otros.

Tabla 4. Parámetros para cálculo de carga sísmica (ubicación Portoviejo)

I	1,0	Factor de importancia
Zona sísmica	VI	Categoría sísmica
Z	0,5	Valor de factor Z
Suelo tipo	D	Perfil del Suelo
Fa	1,12	Coef. Amplificación del suelo en la zona de periodo corto
Fd	1,11	Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca
Fs	1,4	Comportamiento no lineal de los suelos
r	1,0	Factor usado en el espectro de diseño elástico
η	1,8	Relación de amplificación espectral
hn	31,5	Altura de la edificación en metros
R	8	Coeficiente de reducción de respuesta estructural
ΦP	1,0	Irregularidad en planta
ΦE	1,0	Irregularidad en elevación

Secciones definitivas de los elementos estructurales

En la tabla 5 se detallan las secciones del diseño de los miembros estructurales que se hizo en base al ACI 318-19 (2019), AISC 360-16 (2016) y la NEC-2015, con el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). En el diseño de las columnas de sección compuesta se usó el método de compatibilidad de deformaciones e idealmente se prefiere que todos los elementos fallen dúctilmente para realizar el análisis no lineal estático.

Tabla 5. Resumen de secciones de los elementos estructurales del edificio de acero estructural y sección compuesta

Edificio de hormigón armado	Secciones definitivas del piso 1 al 5		
	Vigas principales		60x40
	Columnas		70x70
	Secciones definitivas del piso 6 al 9		
	Vigas principales		55x35
	Columnas		65x65
Edificio de acero estructural	Secciones definitivas del piso 1 al 5		
	Vigas principales		IPE 550
	Vigas secundarias	IPE 270	IPE 180
	Columnas		HE 650x500x60x50
	Secciones definitivas del piso 6 al 9		
	Vigas principales		IPE 500
Vigas secundarias	IPE 220	IPE 160	
Columnas		HE 650x450x50x40	
Edificio de sección compuesta	Secciones definitivas del piso 1 al 5		
	Vigas principales		IPE 500
	Vigas secundarias	IPE 270	IPE 180
	Columnas		CFT 500x500x25
	Secciones definitivas del piso 6 al 9		
	Vigas principales		IPE 450
Vigas secundarias	IPE 220	IPE 160	
Columnas		CFT 500x500x25	

Derivas de piso

Según la NEC-2015 en el capítulo de peligro sísmico la deriva máxima para cualquier piso no deberá exceder los límites de la deriva inelástica, donde la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso, por lo que en la tabla 6 se muestran las derivas elásticas (Δ_E) y las derivas inelásticas máximas $\Delta_M = 0,75 * R * \Delta_E$ (2) de los tres edificios respectivamente.

Tabla 6. Resumen de derivas elásticas e inelásticas de los tres sistemas estructurales aporticados

	Piso	Caso de carga/dirección	Deriva elástica	Deriva inelástica	Verificación
Hormigón armado	3	Sismo 'X'	0,002173	0,013038	Cumple
		Sismo 'Y'	0,002300	0,013800	Cumple
Acero estructural	4	Sismo 'X'	0,002836	0,017016	Cumple
		Sismo 'Y'	0,002883	0,017298	Cumple
Sección compuesta	3	Sismo 'X'	0,002486	0,014916	Cumple
		Sismo 'Y'	0,002752	0,016512	Cumple

Análisis de las propiedades dinámicas de los edificios

La respuesta dinámica de una edificación durante un sismo depende de la relación entre el periodo de vibración de las ondas sísmicas y su propio periodo de vibración, por lo que en la medida en que los dos periodos iguallen sus valores y su relación se haga cercana a la unidad, la edificación entra en resonancia, aumentando importantemente las deformaciones y aceleraciones de la edificación, y en consecuencia los esfuerzos de sus elementos estructurales (Domínguez, 2014).

Para realizar un análisis dinámico en el software Etabs se tomó en cuenta la aplicación de un diseño basado en fuerzas mediante un análisis dinámico espectral, en base a la NEC-SE-DS, para aplicar este análisis se tomaron en cuenta ciertos parámetros como periodo de vibración fundamental de la estructura, los modos de vibración y porcentaje de masas participantes.

Para que la estructura tenga un buen desempeño sísmico, la NEC-15 recomienda que tanto el primer modo de vibración como el segundo, sean modos de traslación, y que el tercer modo sea rotacional, ya que la correcta distribución de masas será producto del comportamiento de la estructura en base a los modos de vibración, provocando así un desempeño sísmico correcto (Zambrano, 2017).

La NEC-SE-DS (2015) indica que se deberán considerar las siguientes dos condiciones en el análisis:

1. Que todos los modos de vibración contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura mediante varios periodos de vibración.
2. Que todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

En la tabla 7 se muestran los modos de vibración y porcentaje de masas participantes del edificio de hormigón armado, en el cual el primer modo de vibración tiene traslación en el sentido 'X',

luego el segundo modo que se observa también tiene traslación en el sentido 'Y', y por último el tercer modo que se desliza en el sentido 'Z' provocando torsión.

Tabla 7. Modos de vibración, periodos fundamentales y participación de masas del edificio hormigón armado

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	1,192	0,7716	0	0,7716	0	0
Modal	2	1,179	0	0,7695	0,7716	0,7695	0
Modal	3	1,045	0	0	0,7716	0,7695	0,7733
Modal	4	0,407	0,1143	0	0,8859	0,7695	0
Modal	5	0,401	0	0,1172	0,8859	0,8868	0
Modal	6	0,359	0	0	0,8859	0,8868	0,1145
Modal	7	0,214	0,0461	0	0,9321	0,8868	0
Modal	8	0,21	0	0,0458	0,9321	0,9326	0

El edificio de acero estructural se comporta de forma parecida al de hormigón armado, tiene sus dos primeros modos comportándose traslacionalmente en los mismos sentidos y con su tercer modo de vibración en rotación, teniendo un comportamiento adecuado y un porcentaje de masas mayor al 90 % en sus direcciones principales, por lo que se distribuyen uniformemente, lo cual se muestra en la tabla 8.

Tabla 8. Modos de vibración, periodos fundamentales y participación de masas del edificio de acero estructural

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	1,291	0,7469	0	0,7469	0	0
Modal	2	1,249	0	0,7448	0,7469	0,7448	0
Modal	3	1,016	0	0	0,7469	0,7448	0,7473
Modal	4	0,403	0,1219	0	0,8688	0,7448	0
Modal	5	0,389	0	0,1264	0,8688	0,8712	0
Modal	6	0,321	0	0	0,8688	0,8712	0,1242
Modal	7	0,199	0,0535	0	0,9223	0,8712	0
Modal	8	0,193	0	0,0523	0,9223	0,9236	0

Para el edificio de sección compuesta el primer modo de vibración se da como desplazamiento en el sentido 'Y' y el segundo está en el sentido 'X', mientras que el tercer modo que se desliza en el sentido 'Z' provocando torsión, por lo que la distribución de masas de las estructuras es adecuada, según se observa en la tabla 9. Así mismo se observa que el porcentaje de participación

de masas es mayor al 90% en cada dirección principal, lo que significa que las fuerzas se distribuyen de manera uniforme.

Tabla 9. Modos de vibración, periodos fundamentales y participación de masas del edificio de sección compuesta

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
Modal	1	1,227	0	0,7704	0	0,7704	0
Modal	2	1,225	0,7713	0	0,7713	0,7704	0
Modal	3	1,063	0	0	0,7713	0,7704	0,7743
Modal	4	0,396	0,1124	0	0,8838	0,7704	0
Modal	5	0,395	0	0,1136	0,8838	0,884	0
Modal	6	0,344	0	0	0,8838	0,884	0,111
Modal	7	0,203	0,0474	0	0,9312	0,884	0
Modal	8	0,202	0	0,0473	0,9312	0,9313	0

Análisis por desempeño

Con las secciones definitivas de los elementos estructurales se realiza el análisis por desempeño sísmico con la técnica de pushover, y mediante el método de los coeficientes de desplazamiento obtener el punto de desempeño de cada uno de los edificios. Se crearon dos patrones de carga y tres estados de cargas adicionales, los patrones de carga serán la carga Lateral en el sentido ‘X’ e ‘Y’, que incrementarán hasta generar el colapso de la edificación.

Los estados de cargas no lineales son el pushover en sentido ‘X’ e ‘Y’, los cuales tendrán como inicio un estado lineal para luego alcanzar un estado no lineal con la carga gravitacional no lineal, y el estado de Carga Gravitacional No Lineal para el cual se consideró que la estructura está cargada con el 25% de la carga viva y el 100 % de la carga muerta de la estructura por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Rótulas plásticas

En situaciones de carga sísmica, se anticipa que la estructura exhibirá un comportamiento inelástico, lo que implica la presencia de regiones con una demanda dinámica significativa conocidas como rótulas plásticas. En el caso de las vigas, estas áreas se ubican o se suponen cercanas a los nudos (Cevallos, 2022).

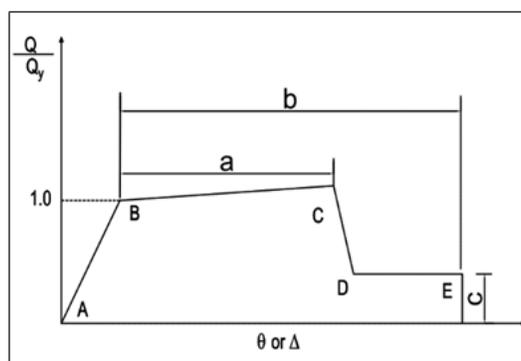
Las rótulas plásticas se pueden definir como mecanismos ubicados en una zona específica del elemento estructural donde se espera la disipación de energía, por lo que se permite la redistribución de acción para lograr un mejor comportamiento global de la estructura. Las rótulas

plásticas se esperan que aparezcan cuando el momento al que está sometido el elemento sobrepasa el momento plástico de dicha sección (ASCE 41-17, 2017).

La capacidad de deformación, necesaria para alcanzar una fluencia uniforme en los elementos, debe evaluarse según las regulaciones correspondientes para cada tipo de componente, ya sea para elementos sometidos a flexión, como las vigas, o para elementos sometidos a flexo compresión, como las columnas, y considerar su respectiva acción (Lloclle, 2021).

Es necesario basarse en la curva de no linealidad o diagrama de momento-curvatura la cual se encuentra en la figura 4, donde se especifican cinco puntos representados con letras, de los cuales entre A y B estará la rotación y el momento de curvatura, entre B y C la rotación y el momento último, y un estado de excedencia entre los puntos C y D, donde concluyendo la parte final que es el residuo, está entre los puntos D y E.

Figura 4. Diagrama de no Linealidad



Fuente: ASCE 41-17, 2017

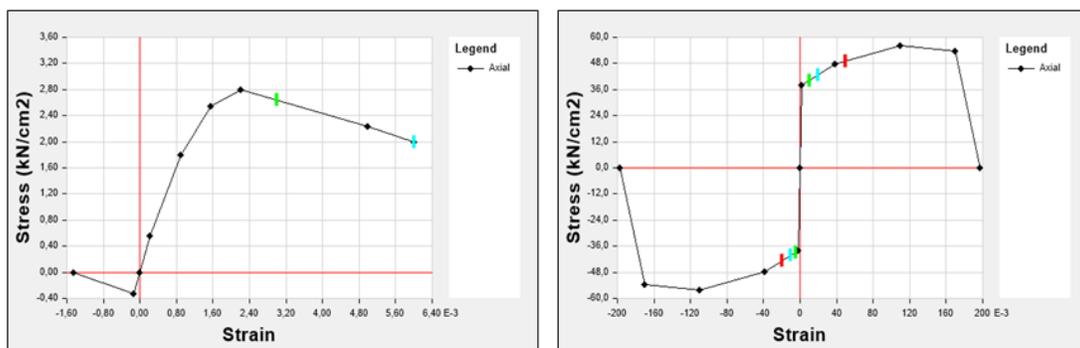
Creación de rótulas plásticas

La creación de las rótulas plásticas se basa en tablas suministradas por el ASCE 41-17 (2017), en las cuales se deberán cumplir condiciones para especificar el comportamiento del elemento y determinar los valores de los ángulos plásticos de rotación y el radio de fuerza residual, así mismo los valores para el nivel de desempeño. Para esto, en el caso de los elementos a flexión y flexo compresión de hormigón armado se deberá tener las secciones definitivas que cumplan con el método de diseño de resistencia última y así mismo su área de acero real para tracción, compresión y a corte. En el caso de los elementos de acero estructural se deberán cumplir así mismo con condiciones que estarán basadas en la relación ancho/espesor.

En la creación de rótulas plásticas para el caso de secciones compuestas, no se dispone de tablas suministradas por el ASCE 41-17, por lo que se utilizó un modelo no lineal de plasticidad concentrada basado en fibras. El proceso usado para la creación de rótulas plásticas basadas en fibras en este trabajo se tomó como referencia al trabajo investigativo realizado por Añazco (2018), en el que evaluó el desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos con columnas HSS rellenas de hormigón y vigas de perfil W.

Siguiendo las recomendaciones de Añazco, et al., (2023) al crear las rótulas plásticas, se considera la no linealidad del material al utilizar curvas efectivas de esfuerzo-deformación para describir el comportamiento del acero y el hormigón. Estas curvas efectivas definen el pandeo local de la sección tubular de acero y la viga, la adherencia y el deslizamiento entre el tubo de acero y el hormigón, el agrietamiento y aplastamiento del hormigón, así como el confinamiento que el tubo de acero ejerce sobre el concreto. En la figura 5 se observa que para el acero se utilizó un modelo de degradación histerético del tipo Kinematic y para el hormigón un modelo de degradación histerético del tipo Takeda.

Figura 5. Curvas efectivas de esfuerzo deformación del $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (izquierda) y A572Gr50 $f_y = 420 \text{ MPa}$ (derecha)



Fuente: Elaboración propia (ETABS v21)

En cuanto al edificio de acero estructural la tabla 10 define los parámetros de las rótulas plásticas para las vigas, y se consideran condiciones en base a la relación ancho-espesor y las propiedades del material, se usa el factor de rotación de rendimiento generalizado el cual se calcula para encontrar los valores de los factores respectivos de IO, LS y CP.

Tabla 10. Parámetros de definición de las rótulas plásticas en vigas y columnas de acero estructural, según ASCE 41-17, (2017)

Modeling Parameters		Acceptance Criteria		
Plastic rotation angle a and b (radians) Residual strength ratio c		Plastic rotation angle (radians) Performance Level		
		IO	LS	CP
Beams				
1. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
		$a = 90_y$ $b = 110_y$ $c = 0.6$	a	b
2. Where: $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$
		$a = 40_y$ $b = 60_y$ $c = 0.2$	0.75^a	a
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1 and 2 for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used.				

Para la determinación de las condiciones en la tabla de rótulas plásticas en vigas de hormigón armado, en la tabla 11 se relaciona el cálculo de la cuantía balanceada para definir las condiciones, así mismo se determina si el refuerzo transversal es confinado o no confinado y por último una relación entre el cortante de diseño, hallando así las respectivas rotaciones que darán los valores de las rotaciones plásticas a , b , c , IO, LS y CP.

Tabla 11. Parámetros de definición de las rótulas plásticas en vigas hormigón armado, según ASCE 41-17 (2017)

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01

En la tabla 12 se definen las condiciones para las rótulas plásticas de las columnas de hormigón armado en base a la carga última, el reforzamiento transversal se clasifica como confinado o no confinado, y así mismo se define la relación del cortante de diseño para determinar la rotación plástica y definir los puntos a , b , c , IO, LS y CP.

Tabla 12. Parámetros de definición de las rótulas plásticas en columnas de hormigón armado, según ASCE 41-17 (2017)

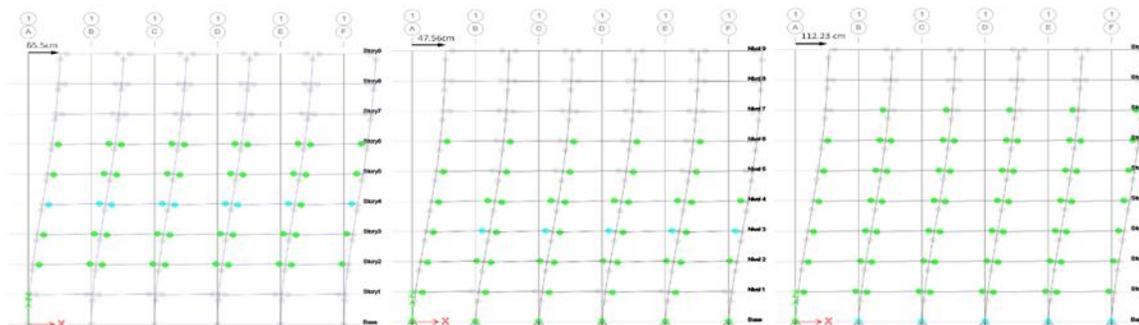
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^b		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
				IO	LS	CP
Condition i ^b						
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$						
$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.1$	≥ 0.006	≥ 0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.1	≤ 0.002	0.027	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	≤ 0.002	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii ^b						
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$		$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.1$	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.005	0.045	0.060
≥ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.003	0.007	0.008
≥ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.005	0.010	0.012
≥ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii ^b						
$\rho = \frac{A_s}{A_g}$						
$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.1$	≥ 0.006		0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.0	0.007	0.008
≥ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0

Resultados

Formación de rótulas plásticas

La presencia de las rótulas de color gris en columnas y de color verde en vigas indican que estos elementos están en el nivel de desempeño totalmente ocupacional (IO) y seguridad de vida (LS) como se muestra en la figura 6, estas vistas son del pórtico 1 en el eje ‘X’ de cada una de las edificaciones, se observa que en el pórtico de la izquierda que es el de acero estructural, las rótulas en el piso 4 de color celeste están LS y prevención de colapso (CP), en el pórtico del centro que es el de hormigón armado muestra la formación de rótulas en las vigas del piso 4 en LS, en la base de las columnas muestran el nivel de LS. Por último, el de la derecha que es el de sección compuesta se forman rótulas en las bases de las columnas en el rango de LS y CP y en las vigas en el rango de IO y LS.

Figura 6. Formación de rótulas plásticas en el edificio de acero estructural (izquierda), hormigón armado (central) y sección compuesta (derecha)



Fuente: Elaboración propia (ETABS v21)

Determinación del punto de desempeño

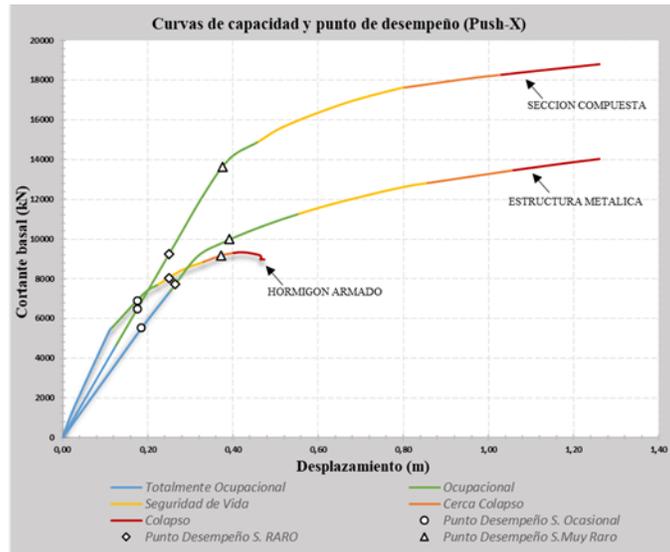
Según la NEC-SE-RE (2015), con el propósito de evaluación sísmica se definen cuatro niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia en 50 años de sismo frecuente al 50% con un periodo de retorno (T_r) de 72 años, sismo ocasional al 20% con un $T_r = 225$ años, sismo raro al 10% con un $T_r = 475$ años y sismo muy raro al 2% con un $T_r = 2500$ años. Con los resultados del análisis pushover y obtenida la curva de capacidad, se obtuvieron los respectivos puntos de desempeño de las edificaciones. En la tabla 13 se detalla el nivel de amenaza sísmica para ambos ejes, la deformación de fluencia y el respectivo límite de deformación última para cada eje en cada edificación, el punto de desempeño cambia dependiendo de la amenaza sísmica por lo que se detalla un punto de desempeño para cada nivel y su respectivo nivel de desempeño según la amenaza sísmica, así como el rango de deformación de nivel de desempeño.

Tabla 13. Resumen de puntos de desempeño y niveles de desempeño según la amenaza sísmica del los edificios prototipo

		AMENAZA SISMICA	Deformación de fluencia d_y (cm)	Límite de estabilidad de deformación ultima d_u (cm)	Punto desempeño d_d (cm)	Nivel de desempeño
EDIFICIO HORMIGÓN ARMADO	PUSH-X	Sismo ocasional	11,7	47,3	17,62	Ocupacional
		Sismo raro			25,02	Seguridad de vida
		Sismo muy raro			37,22	Cerca del colapso
	PUSH-Y	Sismo ocasional	11,2	36,0	17,07	Ocupacional
		Sismo raro			24,28	Seguridad de vida
		Sismo muy raro			35,56	Colapso
EDIFICIO ACERO ESTRUCTURAL	PUSH-X	Sismo ocasional	25,2	126,0	18,53	T. Ocupacional
		Sismo raro			26,45	Ocupacional
		Sismo muy Raro			39,17	Ocupacional
	PUSH-Y	Sismo ocasional	20,4	126,0	17,88	T. Ocupacional
		Sismo raro			25,46	Ocupacional
		Sismo muy raro			37,58	Ocupacional
EDIFICIO SECCIÓN COMPUESTA	PUSH-X	Sismo ocasional	12,6	126,0	17,55	Ocupacional
		Sismo raro			25,07	Ocupacional
		Sismo muy raro			37,48	Ocupacional
	PUSH-Y	Sismo ocasional	11,7	92,19	17,27	Ocupacional
		Sismo raro			24,67	Ocupacional
		Sismo muy raro			36,19	Seguridad de vida

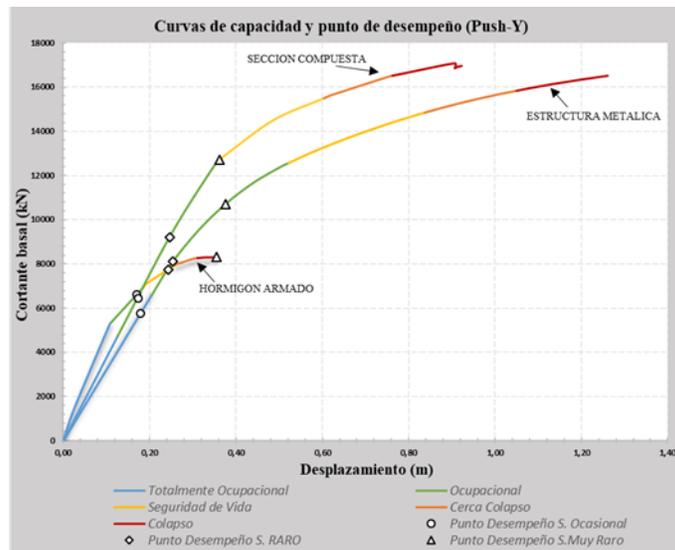
En la figura 7 los puntos de desempeño en el sentido 'X' evidencian que, bajo el nivel de amenaza de sismo muy raro y raro los sistemas estructurales de sección compuesta y acero estructural mostraron un desempeño en el nivel ocupacional, y bajo amenaza de sismo ocasional se observa un desempeño dentro del nivel ocupacional y totalmente ocupacional respectivamente, mientras que el de hormigón armado para el nivel de amenaza de sismo muy raro tiene un desempeño en el nivel cerca del colapso, un nivel de seguridad de vida para el sismo raro y ocupacional para el sismo ocasional.

Figura 7. Curvas de capacidad y puntos de desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro en el eje 'X' de los tres sistemas estructurales



Los puntos de desempeño en el sentido 'Y' a destacar en la figura 8 son los del sistema de hormigón armado que evidencian un nivel de colapso para el sismo muy raro y un nivel de seguridad de vida para la amenaza de sismo raro, mientras que los demás sistemas estructural muestran un buen desempeño para todos los niveles de amenaza.

Figura 8. Curvas de capacidad y puntos de desempeño para sismo ocasional, raro y muy raro en el eje 'Y' de los tres sistemas estructurales



Conclusiones

El diseño según el ACI 318-19 (2019), AISC 360 (2016) y la NEC-2015, de los tres sistemas estructurales aporticados basado en el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), dieron como resultado un diseño impuesto por el control de derivas de piso. Se controlaron las derivas mediante un proceso iterativo de cambios de sección en los diseños, provocando que en el diseño por resistencia última se tengan secciones con su relación demanda-capacidad relativamente baja.

Las propiedades dinámicas de los tres sistemas estructurales aporticados dieron como resultado un comportamiento adecuado de las estructuras ya que la distribución y el porcentaje de masas colaborantes en base a los modos de vibración cumplen las condiciones recomendadas por la NEC-2015, por lo tanto, las estructuras tuvieron un desempeño sísmico adecuado.

Se determinó la curva de capacidad de cada uno de los sistemas estructurales aporticados mediante el análisis no lineal estático pushover, pudiendo así relacionar la cortante basal y el desplazamiento máximo en la cubierta; el sistema de hormigón armado tiene menor margen de capacidad de desplazamiento que los otros dos sistemas estudiados, pero aun así para el nivel de amenaza de sismo raro, en estructuras de ocupación básica el nivel de desempeño se encuentra en seguridad de vida, por lo que el comportamiento es el esperado para el tipo de ocupación para el cual fue diseñado. Para un sismo muy raro se necesitaría un reforzamiento para alcanzar el comportamiento esperado de prevención de colapso, pues como está configurado su margen de deformación supera el nivel de desempeño mencionado en el eje 'Y'.

Con los resultados de las curvas de capacidad se determinó el punto de desempeño sísmico de los tres sistemas, observándose que el mayor punto de desempeño para un sismo raro del edificio de hormigón armado fue de 25,02 cm con un nivel de desempeño de seguridad de vida, mientras que el de acero estructural fue de 26,45 cm con un nivel ocupacional, y el de sección compuesta que fue de 25,07 cm teniendo un nivel de desempeño ocupacional.

Al comparar el desempeño sísmico que alcanzaron los tres sistemas estructurales aporticados, se observó que el edificio de hormigón armado tuvo un menor desempeño sísmico comparado con el edificio de acero estructural y sección compuesta. Aun así, debido a la diferencia del comportamiento elastoplástico entre el hormigón y el acero estructural se concluye que la sección compuesta tiene un comportamiento adecuado en cuanto a su deformación última y de igual manera

la de acero estructural, mientras que la del hormigón armado difiere de este comportamiento, siendo su deformación última menor a las antes mencionadas.

Referencias

1. ACI 318-19. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
2. Aguiar, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Vol. 342. https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno
3. AISC (2016). “AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. Añazco, G. (2018). Desempeño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/169951>
5. Añazco, G., Añazco, P., & Carrión, L., (2023). Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF). Revista ciencia y construcción, Vol 4(2), 26-37. <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201/127>
6. ASCE 41-17. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, 2017.
7. Caicedo, M. (2014). Períodos de vibración de las edificaciones. Revista Arquitectura e Ingeniería, Vol. 8(2), 1. <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193932724001>
8. Cevallos Cabrera, J. W. (2022). 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. Universidad Técnica de Ambato. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/36417>
9. Computers & Structures Inc, CSI. (2016). CSi Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkeley, CA.
10. FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Applied Technology Council (ATC-55 Project), (June), 392.
11. FEMA P-58-1 (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, Vol-1, Edition 2

12. Llocle, A. (2021). Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar–Cusco. <http://hdl.handle.net/20.500.12840/4515>
13. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, MIDUVI. (2016). Guía de diseño #3. Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/GUIA-3-ACERO.pdf>
14. NEC. (2015). NEC-SE-CG. Cargas No Sísmicas. Norma Ecuatoriana de la Construcción. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/1.-NEC-SE-CG-Cargas-No-Sismicas.pdf>
15. NEC. (2015). NEC-SE-DS. Peligro Sísmico. Norma Ecuatoriana de la Construcción. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>
16. NEC. (2015). NEC-SE-RE. Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras. Norma Ecuatoriana de la Construcción. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/6.-NEC-SE-RE-Riesgo-sismico.pdf>
17. Orellana, G., & Parra, J. (2017). Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015). Universidad de Cuenca. <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>
18. SEAOC. (1995). Performance-based seismic engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
19. Vergara, J. (2020). Desempeño de edificios especiales durante sismos en Ecuador-caso de estudio escuelas y centros de educación en la provincia de Manabí. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
20. Zambrano, G. (2017). Análisis de la respuesta sísmica de un edificio de telecomunicaciones de hormigón armado ubicado en diferentes zonas sísmicas. Universidad Técnica de Machala. http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/11007/1/TUAIC_2017_IC_CD0064.pdf.ec

© 2024 por los autores. Este artículo es de acceso abierto y distribuido según los términos y condiciones de la licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional (CC BY-NC-SA 4.0) (<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>).