

Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento de hormigón armado

Nonlinear static (pushover) analysis of special reinforced concrete moment frames

Paúl Añazco Campoverde¹, Eduardo Rueda Tixi² Ashley Gamboa Correa³, Adrián Añazco Campoverde⁴, Elsi Romero Valdiviezo⁵

¹Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala: panazco@utmachala.edu.ec

²Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala: erueda2@utmachala.edu.ec

³Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala: agamboa2@utmachala.edu.ec

⁴Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala: ganazco@utmachala.edu.ec

⁵Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Machala, Machala: eromero@utmachala.edu.ec

Resumen

El presente trabajo de investigación consiste en el diseño estructural en hormigón armado de tres edificaciones resistentes a momento de diferente configuración en elevación de dos, siete y once niveles de pisos, los cuales fueron sometidos a chequeos sísmicos para su posterior análisis estático no lineal con la finalidad de obtener los niveles de desempeño y la ductilidad de cada estructura, de acuerdo a los diferentes niveles de amenazas sísmicas. Para realizar este análisis se realizó el diseño de rótulas plásticas aplicados en los elementos estructurales con los parámetros establecidos en la FEMA 356 [1], para luego definir y asignar las cargas no lineales gravitacionales y laterales. De acuerdo con los resultados obtenidos, el número de pisos de la edificación es proporcional a su ductilidad y sobre resistencia; además con la curva Pushover se determinó el factor de reducción de fuerzas para cada estructura y cada nivel de amenaza sísmica, obteniendo valores que permiten determinar que los diseños fueron eficientes. También, todas las estructuras tienen la capacidad de soportar la acción de un segundo sismo Frecuente y Ocasional, más no de un sismo Raro ni Muy Raro.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, ductilidad, factor de reducción, niveles de amenaza sísmica.

Abstract

This research work consists of the reinforced concrete structural design of three moment-resistant buildings with different elevation configurations of two, seven and eleven floors, which were subjected to seismic checks for their subsequent non-linear static analysis in order to obtain the performance levels and ductility of each structure, according to the different levels of seismic threats. To carry out this analysis, the design of plastic hinges applied to the structural elements was carried out with the parameters established in FEMA 356 [1], to then define and assign the gravitational and lateral non-linear loads. According to the results obtained, the number of floors of the building is proportional to its ductility and overstrength; in addition, with the Pushover curve, the force reduction factor was determined for each structure and each level of seismic threat, obtaining values that allow us to determine that the designs were efficient. Also, all structures have the capacity to withstand the action of a second Frequent and Occasional earthquake, but not a Rare or Very Rare earthquake.

Keywords: Nonlinear static analysis, ductility, reduction factor, seismic threat levels.

1. Introducción

Un correcto diseño sismorresistente tiene como finalidad que las estructuras respondan adecuadamente ante la aplicación de cargas laterales provocadas por los sismos, sin embargo, existen factores que provocan un aumento de la vulnerabilidad, como la pobre calidad de los materiales, los deficientes códigos de construcción proporcionados por la normativa, o fallas en los cálculos respectivos. Las estructuras ubicadas en zonas de peligrosidad sísmica elevada deben someterse a evaluaciones de desempeño sísmico para determinar su comportamiento ante dichos eventos.

Existen distintos métodos para determinar el desempeño de una estructura, entre los más conocidos se puede mencionar el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal, sin embargo, este último requiere de registros históricos para el cálculo de la respuesta dinámica mientras que el primero somete a la estructura a cargas laterales de manera progresiva, obteniendo resultados cercanos a los que se obtendría en el análisis no dinámico [2].

Al estar situada gran parte de la región de Latinoamérica en el cinturón de fuego, países como Ecuador, Colombia, Perú y Chile han sido escenarios de sismos de grandes magnitudes a lo largo de la historia, haciendo que sus edificaciones sean vulnerables a las consecuencias de dichos eventos catastróficos naturales [3].

Como se mencionó, el país de Ecuador pertenece a esta zona y ha sido afectado por diferentes eventos sísmicos en el transcurso del tiempo; los más recientes de considerable magnitud fueron el 16 de abril de 2016, el cual azotó la costa de la provincia de Manabí, dejando en evidencia el deficiente desempeño sísmico de las estructuras y provocando la pérdida de vidas humanas, además de miles de damnificados. Por último, el 18 de marzo de 2023 el cantón Pasaje en la provincia de El Oro sufrió las consecuencias de otro suceso sísmico.

Esta última provincia, más específicamente en su capital Machala está constituida por edificaciones de baja altura con fines residenciales en su gran mayoría de dos niveles. Edificios empresariales de mediana altura con pisos de hasta 7 niveles en promedio y el edificio más alto de la ciudad con 11 niveles. Además, el sistema estructural usado para la construcción de edificaciones en su mayoría, son los pórticos de hormigón resistentes a momentos y al ser una ciudad que se ubica en la costa ecuatoriana, es parte del cinturón de fuego del pacífico, lo cual es un indicativo de su alto peligro sísmico.

Ante lo mencionado anteriormente, el objetivo principal de este proyecto es evaluar el desempeño sísmico en edificios de baja, mediana y gran altura, en la ciudad de Machala, a través de la aplicación de un análisis estático no lineal, empleando softwares especializados para el diseño y el análisis Pushover.

1.1 Objetivos y alcances

El presente estudio tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico de edificaciones de baja, mediana y gran altura, ubicadas en la ciudad de Machala, mediante la aplicación del análisis estático no lineal (pushover). Para ello, se diseñaron tres estructuras de hormigón armado resistentes a momento, con configuraciones de dos, siete y once niveles respectivamente. Estas estructuras fueron sometidas a cargas gravitacionales y laterales no lineales, y se modelaron rótulas plásticas en elementos críticos conforme a lo establecido por la normativa FEMA 356, a fin de

representar de manera más realista el comportamiento inelástico de los materiales ante sollicitaciones sísmicas.

El alcance de esta investigación comprende desde el diseño estructural detallado de cada edificación, con su respectiva caracterización de materiales, hasta la modelación computacional y simulación del comportamiento estructural ante distintos niveles de amenaza sísmica: sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros. Se consideraron perfiles de suelo tipo D, y se utilizó SAP2000 para la implementación del análisis. Asimismo, se calculó la ductilidad, el factor de sobre resistencia y el factor de reducción de fuerzas sísmicas en cada caso de estudio, determinando el punto de desempeño estructural. Este trabajo permite identificar el grado de vulnerabilidad sísmica que presentan edificaciones comunes en ciudades costeras como Machala.

2. Materiales y Métodos

Los sistemas estructurales se clasifican en pórticos resistentes a momentos de baja, mediana y gran altura, los mismos que son regulares tanto en planta como en elevación, con una altura de entre piso de 3.2 m, cada una de uso residencial ubicadas en un perfil de suelo tipo D y en la zona costera de la ciudad de Machala, ya que es una zona de alto peligro sísmico. En la **Tabla 1** se aprecian las características de cada estructura, en función de su altura.

Tabla 1: Número de pisos según tipo de estructura

Nº de pisos	Estructura
2	Baja Altura
7	Mediana Altura
11	Gran Altura

Para la modelación del comportamiento del hormigón y el acero de refuerzo, se adoptaron modelos constitutivos no lineales, aquellos que permiten representar la respuesta de estos.

El concreto se modeló mediante un comportamiento trilineal en compresión, haciendo uso del software SAP2000, considerando una resistencia a la compresión de $f'_c = 280 \frac{Kg}{cm^2}$. El módulo de elasticidad del concreto se calculó mediante la expresión $E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$ lo que da un valor aproximado de $E_c = 252219 \frac{Kg}{cm^2}$. En tracción, se consideró un comportamiento lineal hasta la resistencia máxima, seguida de una pérdida gradual de capacidad mediante un modelo de ablandamiento lineal.

Para el caso del acero de refuerzo, fue representado mediante un modelo bilineal con fluencia, haciendo uso de un módulo de elasticidad $E_s = 2100000 \frac{Kg}{cm^2}$ y un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \frac{Kg}{cm^2}$, lo que corresponde a un acero de grado 60. Una vez alcanzado el punto de fluencia, el acero mantiene una respuesta perfectamente plástica, sin considerar endurecimiento. En resumen:

- Resistencia a la compresión del concreto (f'_c): $280 \frac{Kg}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad del concreto (E_c): $15100 \sqrt{f'_c}$
- Fluencia del acero (f_y): $4200 \frac{Kg}{cm^2}$
- Grado del acero de refuerzo: 60

- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (E_s): $2100000 \frac{Kg}{cm^2}$

Tomando en cuenta que las tres diferentes estructuras poseen el mismo uso de tipo residencial, se han definido las siguientes cargas muertas y vivas, como es posible visualizar en la **Tabla 2**:

Tabla 1: Carga muerta y viva por piso en las estructuras

Tipo de estructura	Carga Muerta (Ton/m ²)	Carga Viva (Ton/m ²)
Baja Altura	0.62	0.204
Mediana Altura	0.62	0.204
Gran Altura	0.62	0.204

Realizado el diseño sismorresistente de cada edificación, se obtuvo que la estructura de baja altura que cuenta con una luz de 3.5 m. y 2 vanos en la dirección “x” y “y”, tiene secciones de elementos para vigas de 25x30 cm, con refuerzo longitudinal compuesto por tres barras de 12mm de diámetro en los extremos de los empotramientos y centro de vano, ancladas en los extremos mediante recubrimiento de 40mm. Además, el refuerzo transversal está conformado por estribos cerrados de 10mm de diámetro, separadas por 6.1 cm en la zona de confinamiento y 12 cm en la zona de traslape.

Mientras que para columnas se tienen dimensiones de 30x30 cm, refuerzo longitudinal compuesto por ocho barras de acero de 14mm de diámetro, distribuidas uniformemente en su perímetro. Además, el refuerzo transversal está conformado por estribos cerrados de 10mm de diámetro, separadas por 8.4 cm a lo largo del elemento.

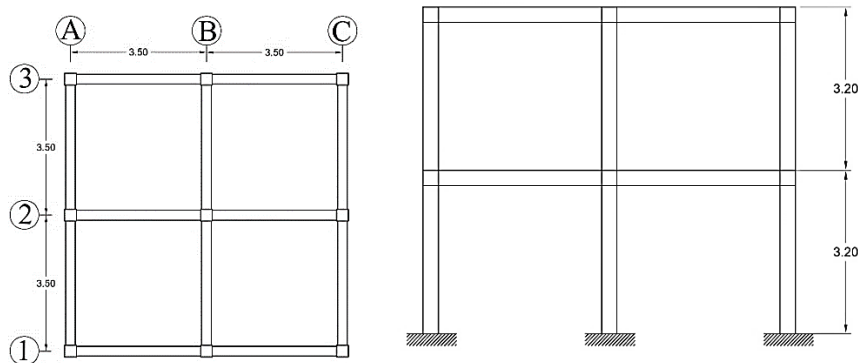


Figura 1: Estructura aporricada de baja altura (vista en planta y elevación)

Así mismo, la estructura de mediana altura cuenta con una luz de 5 m. y 3 vanos en la dirección “x” y “y”, tiene secciones de elementos para vigas de 40x45 cm, con refuerzo longitudinal compuesto por cuatro barras de 16 mm de diámetro en los extremos de los empotramientos y centro de vano, ancladas en los extremos mediante recubrimiento de 40mm. Además, el refuerzo transversal está conformado por estribos cerrados de 10mm de diámetro, separadas por 9.6 cm en la zona de confinamiento y 19.6 cm en la zona de traslape.

Mientras que para columnas se tienen dimensiones de 60x60 cm, refuerzo longitudinal compuesto por 16 barras de acero de 25 mm de diámetro, distribuidas uniformemente en su perímetro. Además, el refuerzo transversal está conformado por estribos cerrados de 10mm de diámetro, separadas por 10 cm a lo largo del elemento.

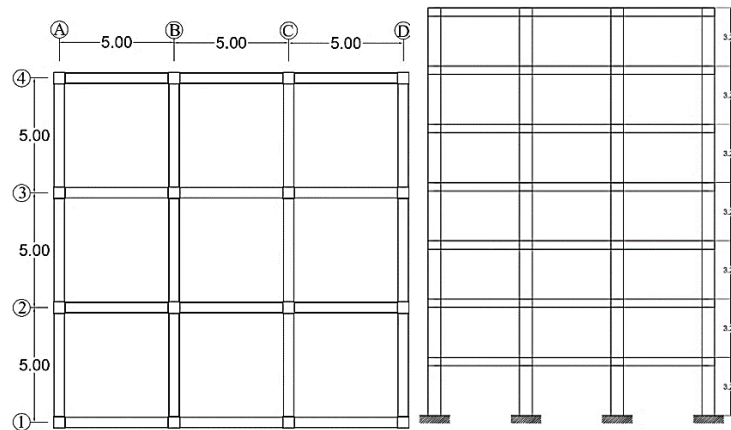


Figura 2: Estructura aporticada de mediana altura (vista en planta y elevación)

Por último, la estructura de gran altura que cuenta con una luz de 6 metros y 5 vanos en la dirección “x” y “y” tienen secciones transversales de vigas de 35x50 cm con refuerzo longitudinal compuesto por cuatro barras de 16 mm de diámetro en los extremos de los empotramientos y centro de vano, ancladas en los extremos mediante recubrimiento de 40mm.

Mientras que para columnas se establecieron secciones de 100x100 cm del piso 1 al 5 y secciones de 95x95 cm del piso 6 al 11, ambas secciones con refuerzo longitudinal compuesto por 24 barras de acero de 28 mm de diámetro y refuerzo transversal conformado por estribos cerrados de 10mm de diámetro, separadas por 10 cm a lo largo del elemento.

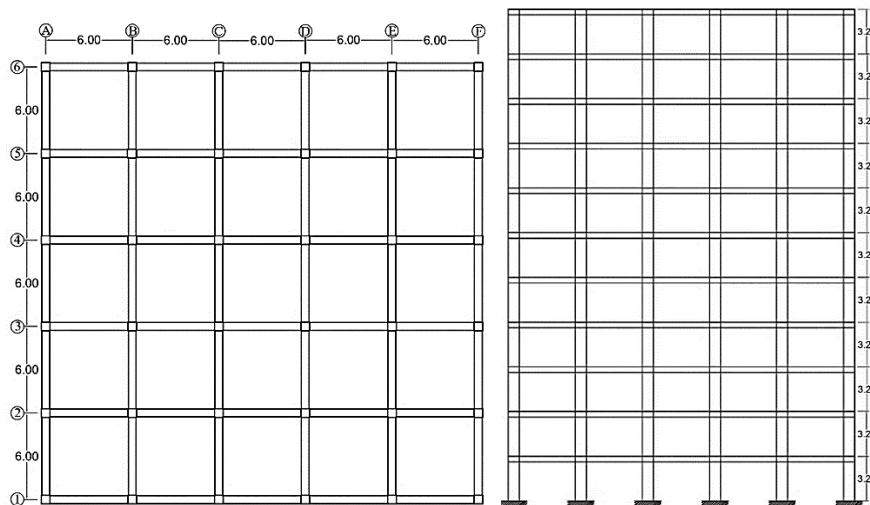


Figura 3: Estructura aporticada de gran altura (vista en planta y elevación)

De acuerdo con lo estipulado en la NEC-ES-DS [4], el período fundamental de vibración calculado con métodos computacionales no debe exceder el 30% del período calculado con la fórmula del método 1 de la NEC:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T: Período de vibración.

Comparando el método computacional y de la NEC [4] del período fundamental de vibración, ninguna de las tres edificaciones presentó novedades de excedencia mayor al 30%, límite que indica la NEC-SE-DS [4], el máximo alcanzado fue de 23% en la estructura de baja altura. Lo correspondiente a derivas inelásticas máximas, ninguna de las 3 edificaciones supera el 2% en ninguna de las dos direcciones, como se presenta en las siguientes figuras:

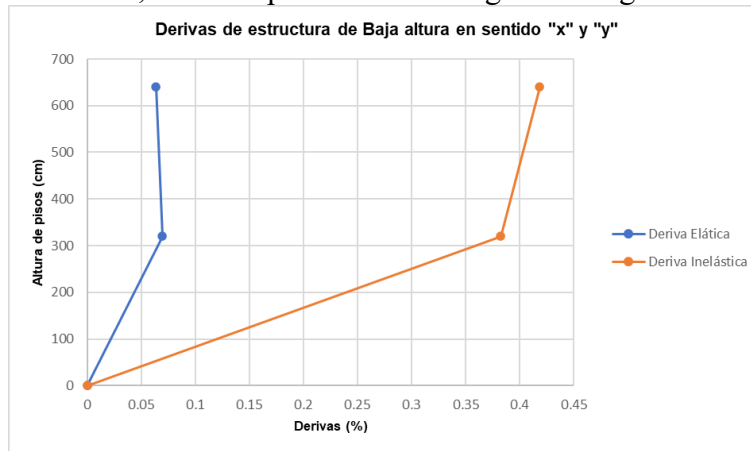


Figura 4: Derivas elásticas e inelásticas de estructura de baja altura

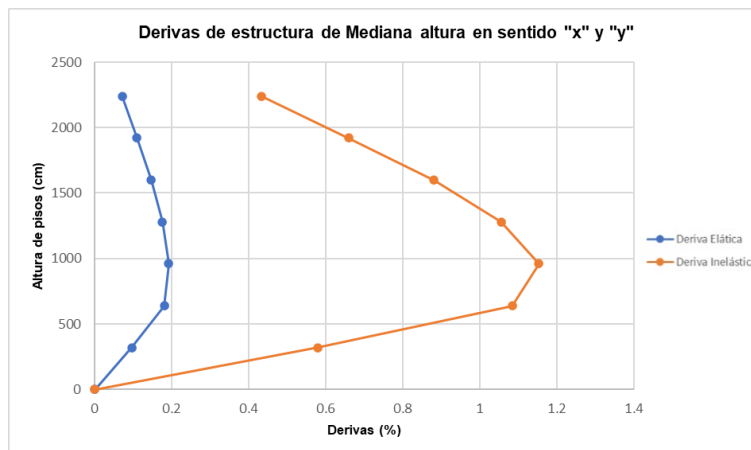


Figura 5: Derivas elásticas e inelásticas de estructura de mediana altura

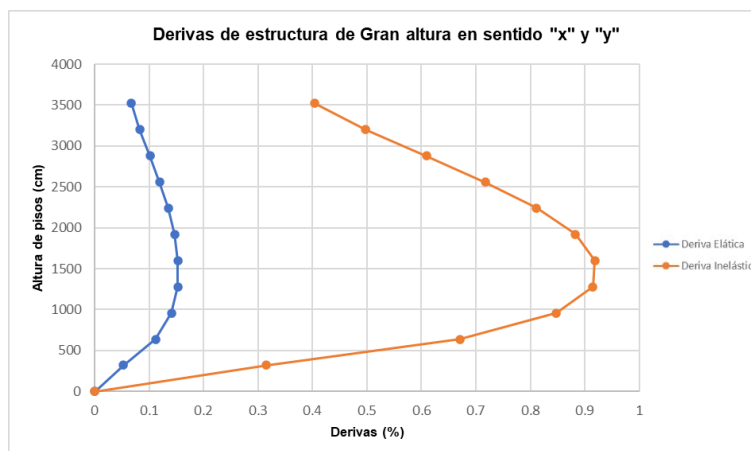


Figura 6: Derivas elásticas e inelásticas de estructura de gran altura

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Peligro sísmico establece que en estructuras regulares la relación entre el cortante basal dinámico y el cortante basal estático será al menos del 80%, y para estructuras irregulares, este valor mínimo se incrementa a 85%. Para este caso de estudio, al ser todas las estructuras regulares, la edificación de mediana altura requirió un ajuste con valor de 12.38 y para la de gran altura un valor de 11.56, para alcanzar la relación mínima del 85% [4].

Referente a las rótulas plásticas, estas fueron diseñadas para cada tipo de estructura. En el caso de vigas, estas fueron diseñadas tomando en cuenta aquella que presentaba una mayor demanda de momento, mientras que para el caso de las columnas se las realizó por cada nivel en cada estructura.

3. Resultados y Discusión

El factor de reducción de fuerzas sísmicas R es de mucha importancia en el área de diseño de una estructura, con este, es posible reducir la severidad de las fuerzas sísmicas elásticas para mantenerlas en fuerzas inelásticas, por lo tanto, influye en el desempeño de la edificación definiendo así su capacidad de resistencia en este tipo de estructuras que, por lo general son preferidas por los proyectistas y constructores debido a su versatilidad y su economía, incluso su rigidez se puede utilizar para minimizar deformaciones, reduciendo así los daños causados en sus elementos estructurales [5]. Por otro lado, existe elementos estructurales que presentan un comportamiento de deformarse, pero sin causar un daño significativo a su resistencia, esta capacidad se llama ductilidad, para obtener un mejor comportamiento en la resistencia de las edificaciones y presentando un mejor comportamiento ante la presencia de fuerzas sísmicas es recomendable aumentar la capacidad dúctil [6].

El nivel de desempeño en una estructura permite determinar la vulnerabilidad de la edificación ante eventos sísmicos o alguna amenaza externa que la afecte. Según los autores García y Degrande la vulnerabilidad sísmica es la relación entre la amenaza y la capacidad de la edificación [7]. Para determinar dicho nivel de desempeño se realizaron cálculos de ductilidad, factor de sobre resistencia y factor de reducción, teniendo en cuenta datos obtenidos del análisis dinámico, entre los más importantes está el período fundamental de vibración (T), la aceleración elástica e inelástica (S_a) y la carga reactiva, para cada una de las estructuras, como se representa en la **Tabla 3**.

Tabla 3: Datos obtenidos del análisis dinámico

Estructura	$T(\text{seg})$	$S_a(\text{g})$	$S_a \text{ inel. (g)}$	Carga reactiva (Ton)
Baja Altura	0.36	0.864	0.108	65.76
Mediana Altura	1.07	0.668	0.084	1056.83
Gran Altura	1.45	0.445	0.056	6642.9

Los valores correspondientes a cortantes elásticos, máximos y de diseño permiten calcular la sobre resistencia de cada edificación. El cortante elástico se determina con la aceleración elástica y la carga reactiva de la estructura, mientras que en el cortante de diseño se lo obtiene con la aceleración inelástica. Por otro lado, el cortante máximo se obtiene a partir de la curva de capacidad de cada eje, extrayendo el punto máximo de las fuerzas.

La sobre resistencia se determina con el cortante máximo junto con el de diseño. A continuación, se apreciará en las **Figuras 7-9** las curvas de capacidad Pushover representa la relación entre el

desplazamiento de la edificación y su cortante basal, indicando cómo se desempeña en rango elástico e inelástico de la estructura [8] [9]. Mostrando a su vez en las **Tablas 4-6** un resumen de los resultados obtenidos en cada estructura.

Tabla 4: Resumen estructura de baja altura

Resultados de Baja Altura				
Sismo	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Ductilidad μ máxima	7.15	7.11	7.09	7.07
Ductilidad μ demanda	1.88	2.55	3.89	4.56
Ductilidad μ reserva	5.27	4.56	3.20	2.51
Edificio Habitable				
V elástico (Ton)	56.82	56.82	56.82	56.82
V máximo (Ton)	45.67	45.67	45.67	45.67
V diseño (Ton)	7.10	7.10	7.10	7.10
Sobrerresistencia Ω	6.43	6.43	6.43	6.43
Factor de Reducción R	8.93	8.88	8.56	8.84

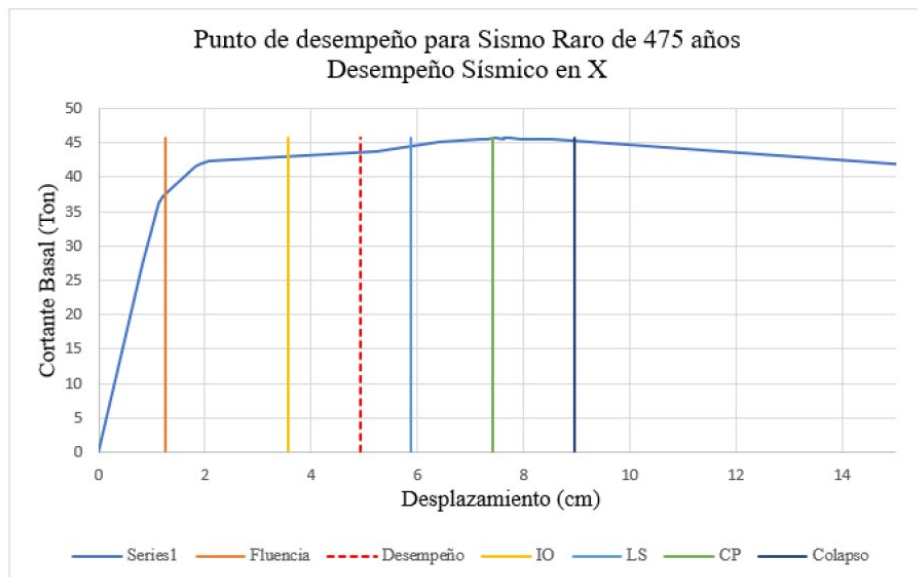


Figura 7: Curva de capacidad de baja altura

Tabla 5: Resumen estructura de mediana altura

Resumen de Resultados de Mediana Altura				
Sismo	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Ductilidad μ máxima	6.04	5.99	5.85	5.72
Ductilidad μ demanda	2.00	2.70	3.31	3.57
Ductilidad μ reserva	4.04	3.29	2.53	2.15
Edificio Habitable				
V elástico (Ton)	705.96	705.96	705.96	705.96
V máximo (Ton)	1069.05	1069.05	1069.05	1069.05
V diseño (Ton)	88.25	88.25	88.25	88.25
Sobrerresistencia Ω	12.11	12.11	12.11	12.11
Factor de Reducción R	7.55	7.49	7.31	7.15

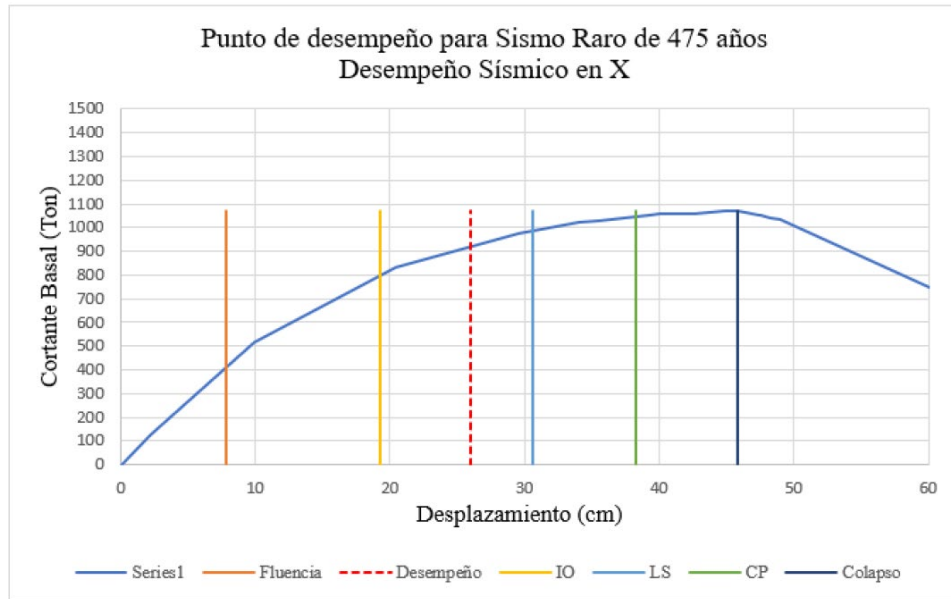


Figura 8: Curva de capacidad de mediana altura

Tabla 6: Resumen estructura de gran altura

Resumen de Resultados de Gran Altura				
Sismo	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
Ductilidad μ máxima	6.37	6.15	6.10	5.83
Ductilidad μ demanda	2.37	2.61	3.11	3.46
Ductilidad μ reserva	4.00	3.54	2.99	2.37
Edificio Habitable				
V elástico (Ton)	2954.76	2954.76	2954.76	2954.76
V máximo (Ton)	7559.14	7559.14	7559.14	7559.14
V diseño (Ton)	369.35	369.35	369.35	369.35
Sobrerresistencia Ω	20.47	20.47	20.47	20.47
Factor de Reducción R	7.97	7.49	7.62	7.29

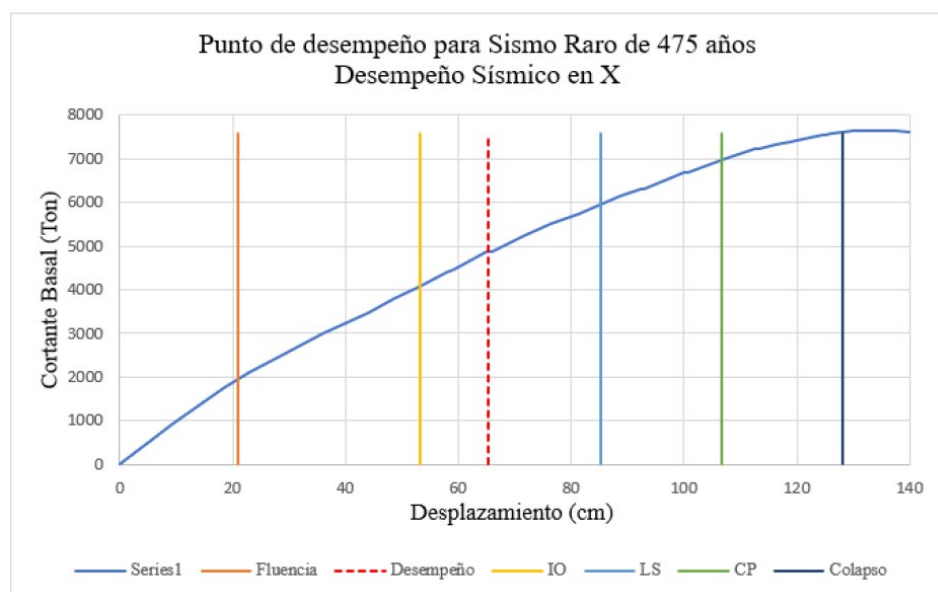


Figura 9: Curva de capacidad de gran altura

4. Conclusiones

Los análisis estáticos no lineales realizados para el presente proyecto, determinan un factor de sobre resistencia de $\Omega=6,43$ en baja altura, para mediana altura cuenta con un valor de $\Omega=12,11$ y en gran altura $\Omega=20,47$. Además, las edificaciones tienen la capacidad de soportar otro sismo frecuente y ocasional, ya que la ductilidad de reserva supera a la ductilidad de demanda, sin embargo, para los tipos de sismo raro y muy raro, las estructuras no cuentan con esta misma capacidad, ya que la ductilidad de demanda es superior a la de reserva. Esto quiere decir que mientras aumente el número de pisos en la estructura, se incrementa su ductilidad y su sobre resistencia, participando así en el rango inelástico con su misma resistencia y aumentando su rigidez.

Se conoció el punto de desempeño para cada una de las edificaciones y para cada nivel de amenaza sísmica de acuerdo al período de retorno establecido por la NEC [4], en su apartado de Peligro Sísmico, teniendo así el valor de factor de reducción para cada estructura.

La edificación de dos niveles mostró un correcto diseño sismorresistente en todas las evaluaciones. Para el Sismo Frecuente de 72 años, el Sismo Ocasional de 225 años, el Sismo Raro de 475 años y el Sismo Muy Raro de 2250 años, se obtuvieron factores de reducción de fuerzas de 8.93, 8.88, 8.85 y 8.83 respectivamente, indicando en todos los casos una alta capacidad de disipación de energía. Esto demuestra la eficacia del diseño estructural frente a diversas amenazas sísmicas.

La edificación de siete niveles mostró un comportamiento frágil en todas las evaluaciones sísmicas. Para el Sismo Frecuente de 72 años, el Sismo Ocasional de 225 años, el Sismo Raro de 475 años y el Sismo Muy Raro de 2250 años, se obtuvieron factores de reducción de fuerzas de 7.55, 7.49, 7.31 y 7.15, respectivamente. Esto indica que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8, teniendo una menor capacidad de disipación de energía en comparación con la estructura de baja altura.

La edificación de once niveles mostró un comportamiento frágil en todas las evaluaciones sísmicas. Para el Sismo Frecuente de 72 años su factor de reducción fue de 7.97, en el Sismo Ocasional de 225 años de 7.68, en el Sismo Raro de 475 años 7.62 y en el Sismo Muy Raro de 2250 años fue de 7.29 su valor. Esto indica que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8, demostrando una capacidad inferior de disipación de energía en comparación con la primera estructura.

Los resultados también muestran que, a medida que aumenta la altura de la edificación, se incrementan la ductilidad y la sobre resistencia, lo que representa una oportunidad para optimizar el diseño estructural. Se sugiere revisar la configuración y dimensionamiento de elementos clave, como vigas, columnas y conexiones, para lograr un mejor aprovechamiento de la capacidad inelástica sin poner en riesgo la integridad de la estructura durante sismos muy raros.

Así mismo, se recomienda que, para futuras investigaciones, incorporar mecanismos de disipación sísmica adicionales en edificaciones altas, como amortiguadores o disipadores de energía. También sería pertinente complementar los análisis estáticos no lineales con simulaciones dinámicas no lineales, aquellas que podrían ofrecer una comprensión más precisa del desempeño estructural ante sismos con fuerte contenido dinámico.

Por último, se concluye que los criterios aplicados al diseño de la edificación de baja altura fueron adecuados y eficaces, dado que esta estructura mostró un excelente desempeño frente a todas las amenazas sísmicas evaluadas. Por tanto, se sugiere mantener y aplicar estos lineamientos en

proyectos similares, asegurando así un comportamiento estructural confiable en zonas de alta sismicidad.

Referencias

- [1] Federal Emergency Management Agency 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.
- [2] R. S. y. S. Alama, «Seismic evaluation of reinforced concrete moment resisting frames using pushover analysis,» Purpose-LED Publishing, vol. 1, nº 012048, p. 426, 2020.
- [3] M. G. Cuitiño Rosales, A. Esteves Miramont y R. Rotondaro, «Earthen Architecture in Seismic Zones: Latin America and the Pacific Fire Belt,» Journal of Construction Research, vol. 03, nº 1, pp. 323-334, 2021.
- [4] Norma Ecuatoriana de la Construcción, Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015.
- [5] O. G. E. A. César Carpio, «Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad,» Ingeniería, Investoigación y Tecnología, vol. XXIV, nº 1, pp. 1-15, 2023.
- [6] A. M. P. D. Maria Requena, «Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different non-invasive retrofitting techniques,» Elsevier, vol. 242, nº 112572, 2021.
- [7] H. G. y. G. Degrande, «Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador,» Multidisciplinary Scientific Journal, vol. 8, nº 2, 2017.
- [8] B. B. D. G. Katherine Yaguana, «Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento,» Green World Journal, vol. 4, nº 2, p. 17, 2021.
- [9] Añazco, A., Añazco, P., & Carrión, L. (2023). «Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF) ». Revista Ciencia y Construcción, 4(2)

Conflicto de Intereses

Los autores declaran que no existe ningún conflicto de intereses.

Contribución de los autores

Paúl Añazco Campoverde. ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-8981-3769>

Participó en la conceptualización y sistematización de ideas; recopilación de datos; conclusiones; redacción del manuscrito original, revisión crítica de su contenido, en la aprobación final y en la administración del proyecto

Eduardo Rueda Tixi. ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-9850-970X>

Participó en la formulación de la fundamentación, el análisis de resultados, en la aprobación final y en la administración del proyecto; redacción del manuscrito original.

Ashley Gamboa Correa. ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5817-923X>

Participó en el diseño de la investigación, la revisión crítica de su contenido y en la aprobación final.

Adrián Añazco Campoverde. ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9071-1601>

Conceptualización y sistematización de ideas; recopilación y análisis de datos; revisión y perfeccionamiento de las versiones.

Elsi Romero Valdiviezo. ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-7482-7324>

Supervisión, redacción, revisión, edición del documento y en la aprobación final