



Ciencia en su PC

ISSN: 1027-2887

manuela@megacen.ciges.inf.cu

Centro de Información y Gestión Tecnológica de Santiago
de Cuba

Cuba

Arco-Medina, Bárbara Rachel; Morejón-Blanco, Grisel; Vidaud-Quintana, Ingrid Noelia
Evaluación del desempeño sísmico de la variante 3 modificada del Sistema Constructivo
Ciencia en su PC, vol. 1, núm. 1, 2022, Enero-Marzo, pp. 99-115
Centro de Información y Gestión Tecnológica de Santiago de Cuba
Santiago de Cuba, Cuba

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181372324012>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica Redalyc

Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso
abierto

Evaluación del desempeño sísmico de la variante 3 modificada del Sistema Constructivo E-14

Evaluation of the seismic performance of the modified variant 3 of the Construction System E-14

Autores:

Bárbara Rachel Arco-Medina, baby.arco94@gmail.com . EMPROY-15.

Santiago de Cuba, Cuba.

Grisel Morejón-Blanco, grisel@cenais.cu. Centro Nacional de Investigaciones
Sismológicas (Cenais). Santiago de Cuba, Cuba.

Ingrid Noelia Vidaud-Quintana, ingrid@uo.edu.cu. Universidad de Oriente.
Santiago de Cuba, Cuba.

RESUMEN

Se realizó la evaluación del desempeño sísmico de la variante 3 modificada del sistema estructural E-14, que demostró tener una vulnerabilidad asociada al cambio de reglamento sísmico y a criterios de diseño obsoletos. El modelo estructural fue calibrado a partir del levantamiento de lesiones realizado y las mediciones instrumentales de vibraciones ambientales. Se realizó la evaluación de la seguridad sísmica de la edificación, a partir de un análisis dinámico lineal. Se concluyó que el edificio no cumple con el estado límite de desplazamiento; además, el 60 % de las columnas exteriores en la dirección transversal y alrededor de un 4 % de las columnas interiores no satisfacen el estado de Límite de Daño Significativo bajo las combinaciones de carga. El resultado de la evaluación del desempeño sísmico, mostró una situación alarmante, caracterizado por el colapso total o parcial de la edificación; por lo que se exige el reforzamiento inmediato del edificio para lograr un nivel de seguridad estándar aceptable.

Palabras clave: desempeño sísmico, sistema estructural E-14.

ABSTRACT

The evaluation of the seismic performance of the modified variant 3 of the E-14 structural system is carried out, which shows to have a vulnerability associated with the change in seismic regulations and obsolete design criteria. The structural model is calibrated from the survey of lesions carried out and the instrumental measurements of environmental vibrations. The evaluation of the seismic safety of the building is carried out, based on a linear dynamic analysis, concluding that the building does not comply with the displacement limit state, in addition, 60% of the exterior columns in the transverse direction and around a 4% of interior columns do not meet Significant Damage Limit status under load combinations. The result of the evaluation of the seismic performance shows an alarming situation, characterized by the total or partial collapse of the building and requires the immediate reinforcement of the building to achieve an acceptable level of security standard.

Keywords: seismic performance, E-14 structural system.

INTRODUCCIÓN

La historia sísmica documentada de Cuba comenzó a partir del siglo XVI, cuando algunos terremotos destruyeron de forma parcial la ciudad de Santiago de Cuba. Fueron generados en la zona de la falla Oriente, con epicentros paralelos a la costa y la mayoría mar adentro. La mayor concentración de la actividad sísmica puede ser observada alrededor de Santiago de Cuba, donde se han sentido los terremotos más fuertes (1766, 1852 y 1932). El resto del país es afectado con menor frecuencia. Se destacó el terremoto de San Cristóbal de 1880, en la actual provincia Artemisa, con intensidad máxima de 8,0 MSK (Chuy, 2014).

La ciudad de Santiago de Cuba presenta una gran variedad de tipologías constructivas en dependencia del período en que fueron construidas. En los primeros años de la etapa revolucionaria se construyeron fundamentalmente edificios multifamiliares de 4 niveles con sistema tradicional, a los que se les fue incorporando componentes prefabricados de hormigón, losas prefabricadas de hormigón nervadas o macizadas; se introducen así sistemas constructivos como el Gran Panel Soviético, el IMS y el E-14. Con el desarrollo urbanístico de los últimos años se han construido otros sistemas, tales como el Forsa, el Gran Panel Modificado y el Vhicoa. El comportamiento estructural de estos sistemas no ha sido puesto a prueba por ningún terremoto con la aceleración que se espera en la zona; por tanto, resulta imprescindible determinar la capacidad real de estas tipologías para soportar las acciones generadas por un sismo, más aún cuando aproximadamente el 60 % de estas edificaciones se encuentran en estado técnico de regular a malo.

El sistema E-14, que representa aproximadamente el 15 % del total de los edificios multifamiliares existentes en la ciudad, es sin dudas uno de los menos estudiados desde el punto de vista de su seguridad sísmica. En sentido general, los edificios construidos con el sistema presentan grietas y fisuras en las uniones de los elementos; además, algunas modificaciones realizadas por los usuarios, como la apertura de vanos para ventanas en los muros de carga, pudieran comprometer su seguridad sísmica, por lo que resulta imprescindible evaluar su desempeño estructural.

MATERIALES Y MÉTODOS

El sistema E-14 fue concebido en la zona occidental de Cuba y posteriormente adaptado para zonas sísmicas. La solución estructural se basa en una estructura dual, se disponen pórticos en el sentido transversal rigidizados con muros de bloques de 0,20 metros de espesor que trabajan a compresión diagonal. En el sentido longitudinal la estructura está rigidizada por pórticos flexibles capaces de absorber la fuerza sísmica.

Las cargas sísmicas se obtienen mediante un análisis dinámico-espacial de la estructura, con ayuda del programa SAP2000 v21 (*Computer and Structure*, 2019), a partir del espectro de diseño de la norma sísmica cubana NC 46:2017 (Oficina Nacional de Normalización (ONN), 2017) para perfil de suelo C. El método de cálculo aplicado es el análisis modal simplificado con el uso del espectro de respuesta y el empleo como fórmula de superposición la CQC (Combinación Cuadrática Completa), para modos que tienen períodos cercanos (ONN, 2017); con lo cual se resuelve el problema de los vectores propios por el método de los vectores de Ritz, considerándose todos los modos representativos (modos de vibración que aseguren que al menos el 90 % de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis).

El análisis se realiza para la zona sísmica 5, de riesgo sísmico muy alto; los valores de aceleración espectral estarán entre 0.8 – 1.10 g para períodos cortos (SS) y entre 0.3 – 0.5 g para períodos largos (S1). Se considera que la instalación se encuentra cimentada sobre suelo C conforme a las formas espectrales de la NC 46:2017 (ONN, 2017).

Para la modelación de la edificación se tienen las siguientes consideraciones:

- La masa de cada piso se genera teniendo en cuenta el peso de todos los elementos modelados, así como la masa generada por el 100 % de la carga permanente y el 25 % de la carga de uso.
- Se considera que las dos componentes horizontales del movimiento sísmico están definidas por el mismo espectro.
- Se modelaron las uniones de las estructuras de hormigón armado con un 50 % de longitud de brazo rígido en los extremos de vigas y columnas. Como hipótesis

simplificadora se asumió un empotramiento perfecto de las columnas en el nivel del terreno de fundación.

- Se consideran factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales en el análisis estructural, a fin de tomar en cuenta el agrietamiento que sufren durante la respuesta a sismos.

Para el análisis estructural de la edificación se han tenido en cuenta los siguientes parámetros de control:

- Períodos correspondientes a las formas propias.
- Factores de participación modal de las masas.
- Coeficientes sísmicos correspondientes a las direcciones de acción sísmica.
- Desplazamientos laterales en ambas direcciones.
- Resistencia de columnas y pedestales.

Se consideran 3 estados de cargas verticales: las cargas permanentes y las cargas temporales de corta (50%) y de larga duración (50%), en entresijos y para cubierta solo una carga temporal de corta duración.

- Carga Permanente: en entresijo se consideró un valor que incluye la terminación de piso de terrazo integral, los elementos divisorios de albañilería y el peso de las losas de hormigón armado. En cubierta se consideró un valor que incluye la solución de impermeabilización y el peso de las losas de hormigón armado.
- Cargas accidentales: en entresijo se consideró un valor de carga temporal, teniendo en cuenta el uso cada local según NC 284:2003 (ONN, 2003).

Con el objetivo de calibrar el modelo teniendo en cuenta los cambios de rigidez que pudo haber tenido la estructura en el tiempo de explotación por la falta de mantenimiento o modificaciones realizadas por los propietarios se realizaron pruebas de vibración ambiental. Para esta tarea se utilizó un bloque triaxial de sismómetros CME-4211ND (banda ancha), digitalizador 24 bits NDAS), compuesto por el sismógrafo de fabricación rusa CME-4211ND, con tecnología de sensado de tipo molecular-iónica y que incorpora en su estructura un sistema de adquisición de datos (SAD) de 24 bits de rango dinámico. El SAD por su parte realiza el proceso de filtraje antialias preliminar, ajuste de ganancia, digitalización, sincronización de tiempo a través de sistemas de posicionamiento

GPS/GLONASS y grabación de los datos adquiridos en formatos de uso internacional mseed, ascii, txt, etc.

Para la calibración del modelo; primeramente, se realizaron visitas técnicas de inspección visual detallada a 14 edificios, el 70 % de los edificios construidos con la variante 3 del sistema E-14, para identificar los daños existentes y si existían modificaciones realizadas en el tiempo de vida útil de las edificaciones; posteriormente, se definieron los valores del factor de confianza basado en las directivas de la sección 3.3 del Eurocódigo 8 (Comité Europeo de Normalización (CEN), 2003), teniendo en cuenta lo siguiente:

- Geometría: las propiedades geométricas del sistema estructural y de los elementos no estructurales (p. ej., paneles de relleno de mampostería) que pueden afectar la respuesta estructural.
- Detalles: incluyen la cantidad, detalle del refuerzo en los elementos de hormigón armado, la conexión de los diafragmas del piso a la estructura de resistencia lateral, las juntas de unión y mortero de la mampostería.
- Materiales: las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes.

Según Aguiar (2003) la técnica característica para hallar la capacidad de las estructuras es el *pushover*, consideración del estado no lineal de los elementos estructurales mediante la asignación de rótulas; de este análisis se decide aplicar el Método Estático No Lineal para determinar el desempeño de la edificación escogida.

La curva de capacidad se obtiene cargando estáticamente la estructura con cargas gravitatorias y un conjunto de cargas laterales incrementales para obtener el desplazamiento máximo en la cubierta del edificio y el cortante basal. Una vez que se ha producido la primera fluencia significativa de los elementos no estructurales, estas secciones son liberadas y se continúa el proceso de carga lateral hasta que se alcanza la capacidad última de la estructura, ya sea por deformaciones excesivas o porque se alcance el mecanismo de colapso. Debe destacarse que la curva de capacidad no necesita ser exacta a fin de ser útil, una aproximación razonable del límite elástico e inelástico dará una idea general de la respuesta del edificio a la demanda sísmica. La secuencia del agrietamiento, plastificación y fallo de los elementos estructurales se puede observar durante

todo el proceso, hasta que se exceda el máximo desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapse (Messlem & Lang, 2014).

Para la determinación del punto de fluencia o cedencia se construye el diagrama bilineal por medio de dos puntos: el punto de fluencia y el punto último, con el objetivo de tener parámetros respecto al comportamiento de las estructuras. Este diagrama se determinó mediante el método de balance de energía; es decir, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva real (área bajo la curva) y tenga el mismo punto último. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que coincidan el área bajo ambas curvas (*Federal Emergency Management Agency (FEMA-440) & National Institute of Building Sciences (NIBS)*, 2005).

El modelo de histéresis propuesto para representar el comportamiento flexional de todos los elementos bajo carga es el de Takeda, el cual incluye tanto los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y en la cedencia, como las características de endurecimiento por deformación (Agudelo y López, 2009). El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento y de cedencia, que incluye tanto los cambios de rigidez en agrietamiento por flexión y cedencia como las características de endurecimiento por deformación (Agudelo y López, 2009).

Para la determinación del punto de fluencia o cedencia se construye el diagrama bilineal por medio de dos puntos, el punto de fluencia y el punto último, con el objetivo de tener parámetros respecto al comportamiento de las estructuras. Este diagrama se determinó mediante el método de balance de energía; es decir, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que la curva real (área bajo la curva) y tenga el mismo punto último. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que coincida el área bajo ambas curvas (*FEMA-440 & NIBS*, 2005).

Cuando se realiza el análisis de un elemento estructural de hormigón armado se debe modelar el comportamiento del hormigón y el acero de la manera más exacta posible; se incorpora la no linealidad del hormigón, utilizando una relación no lineal tensión–deformación a través del modelo de Mander (Mander *et al.*, 1988). Este

modelo contempla un incremento de resistencia y ductilidad por el confinamiento del refuerzo transversal, se fundamenta en una ecuación para valores entre cero y la deformación al aplastamiento. Después que la deformación al aplastamiento se alcanza, la degradación de la resistencia se asume como una línea recta hasta la máxima resistencia al aplastamiento. El modelo de Mander (Mander *et al.*, 1988) es aplicable para elementos de secciones transversales distintas de hormigón armado con diferentes niveles de confinamiento. Por esta razón es el más empleado en el análisis sísmico de edificaciones (Allauca, 2006).

La no linealidad del acero se introduce a través de la curva completa tensión deformación del acero que considera un incremento de la resistencia debido al endurecimiento por deformación, obtenida de ensayos experimentales realizados al acero cubano G-40, lo cual permite precisar la oferta de ductilidad por curvatura de las secciones transversales de los elementos (Frómata, 2009).

RESULTADOS

Se realizaron visitas técnicas de inspección visual detallada a 14 edificios, el 70% de los edificios construidos con la variante 3 del sistema E-14, para identificar los daños existentes y si existían modificaciones realizadas en el tiempo de vida útil de las edificaciones (ver figura 1). De la inspección visual se concluye lo siguiente:

- Deterioro avanzado en las escaleras, en la mayoría de los edificios revisados el deterioro de los pasos de escaleras está alrededor de un 35 %.
- Grietas finas en muros transversales portantes de mampostería.
- Humedad excesiva y moho en paredes y en la cubierta, percibiéndose incluso el olor característico de este tipo de lesión. Los daños son mayormente en el núcleo húmedo (cocina-baño-patio) en alrededor del 40% de los apartamentos de los edificios. En los casos más críticos se ha acelerado el proceso de degradación del hormigón, por lo que se aprecia oxidación del acero de refuerzo en vigas.
- No se observaron modificaciones realizadas por los habitantes que incidan en la seguridad estructural de las edificaciones.

Figura 1. Principales deterioros encontrados en los edificios revisados



a) Deterioros en escaleras



b) Manchas de humedad en balcones



c) Grietas en elementos estructurales



d) Pérdida del recubrimiento en vigas

e) Grietas longitudinales en vigas por corrosión

f) Manchas de humedad en losas

Fuente: autores

En correspondencia con lo anterior se decide usar un factor de confianza de $CF_{KL2} = 1,2$, las propiedades del material que son utilizadas en el análisis son calculadas como se muestra en la tabla 1.

Tabla 1. Parámetros para el modelado de los materiales: hormigón y acero G-40 afectados por el factor de confianza

Hormigón (kN/m ²)		Acero G-40 (kN/m ²)	
f'_c (según proyecto)	$f'_c = \frac{f'_c}{CF_{KL2}}$	f_y (según proyecto)	$f_y = \frac{f_y}{CF_{KL2}}$
35000,0000	29166,67	365880,0000	304900,00

Fuente: autores

Con el análisis de los registros de las mediciones de vibraciones ambientales se obtuvieron las propiedades dinámicas en las dos direcciones de la estructura, los

valores de periodos instrumentales promedios obtenidos en la dirección longitudinal (Tl) y en la dirección transversal (Tt) son 0,24 y 0,22 respectivamente. Según Morejón *et al.* (2021) los valores de períodos instrumentales promedios del sistema E-14 son de 0,22 en la dirección longitudinal y 0,21 en la transversal, lo que indica que la estructura no ha perdido rigidez.

El resultado del análisis muestra que el edificio seleccionado es significativamente menos rígido en la dirección longitudinal respecto a la dirección transversal. Los periodos fundamentales en dirección longitudinal y transversal se computan como 0,75 segundos (modo 1) y 0,13 segundos (modo 4), respectivamente.

El edificio cumple los valores mínimos y máximos del coeficiente sísmico que estipula la NC 46:2017 (ONN, 2017) por lo que existe una buena relación entre el peso de la estructura y el cortante que se produce en la base de la misma como resultado de la respuesta dinámica del sistema estructural.

Para el análisis de los desplazamientos laterales se han tenido en cuenta los límites de la deriva especificados en el código NC 46:2017 (ONN, 2017), a fin de limitar el daño en caso de un evento con una probabilidad más alta de excedencia. Se lleva a cabo un análisis preliminar para definir el punto más desfavorable en la estructura, es decir, donde se registran los mayores desplazamientos. Esta posición corresponde a uno de los nudos extremos, como puede apreciarse en la tabla 2 el desplazamiento obtenido del edificio en el último nivel no cumple con los valores admisibles establecidos en el código cubano NC46:2017 (ONN, 2017) en la dirección longitudinal; por tanto, el edificio no cumple con el estado límite de desplazamiento y se concluye que hay que rigidizar la estructura.

Tabla 2. Desplazamientos y derivas del edificio

Nivel	Combinados		Calibrados		Deriva última		Deriva piso		Condición	
	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
1	0,00529	0,00008	0,00529	0,00008	0,04946	0,00110	0,008	0,000	Cumple	Cumple
2	0,01428	0,00028	0,01428	0,00028	0,04485	0,00135	0,008	0,000	Cumple	Cumple
3	0,02244	0,00053	0,02244	0,00053	0,03203	0,00139	0,005	0,000	Cumple	Cumple
4	0,02826	0,00078	0,02826	0,00078	0,01728	0,00129	0,003	0,000	Cumple	Cumple
5	0,03140	0,00101	0,03140	0,00101	0,17271	0,00558	0,031	0,001	No cumple	Cumple

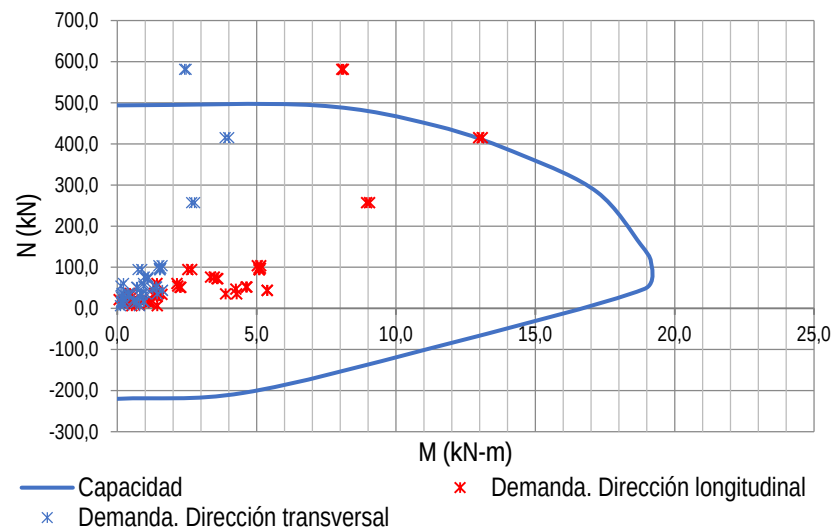
Fuente: autores

La evaluación de seguridad de cada elemento estructural en el edificio se lleva a cabo para cada una de las combinaciones de carga en dos extremos de cada elemento. Los valores de estas demandas diferentes se calculan en el desplazamiento de respuesta máxima del edificio para cada una de estas combinaciones dadas. La demanda de fuerza más crítica en cada elemento estructural obtenida a partir de estas combinaciones de carga se compara con la capacidad respectiva del elemento para verificar si ese elemento en particular cumple el estado límite de Daño Significativo, que es el nivel objetivo de rendimiento evaluado.

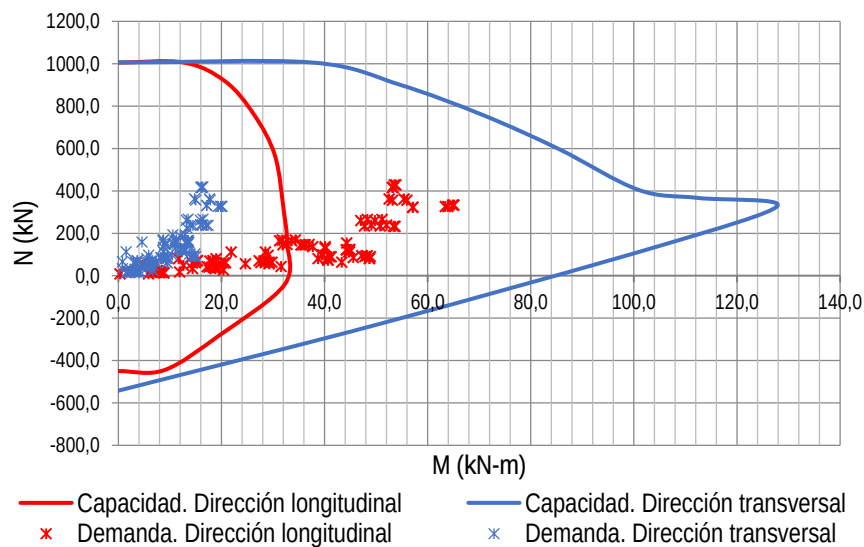
Para poder evaluar la capacidad de momento de las columnas bajo la fuerza axial correspondiente, se construyeron los diagramas de interacción momento - fuerza axial (M-N) de cada columna, tanto para el eje fuerte (alineado en la dirección transversal) como el eje débil de la sección (alineado en la dirección longitudinal) y se representan en la figura 2. Se concluye que:

- El 60% de las columnas exteriores en la dirección transversal no satisfacen el estado de Límite de Daño Significativo bajo las combinaciones de carga. Esto se debe al hecho de que las dimensiones de la sección transversal de ellas y las barras de acero de armadura longitudinales existentes, no satisfacen el requisito mínimo.
- Alrededor de un 4% de las columnas interiores no satisface el estado de Límite de Daño Significativo bajo las combinaciones de carga.

Figura 2. Capacidad vs. demanda máxima en términos de momento – fuerza axial para las columnas



(a) Columnas interiores de 0,20 x 0,20 m.



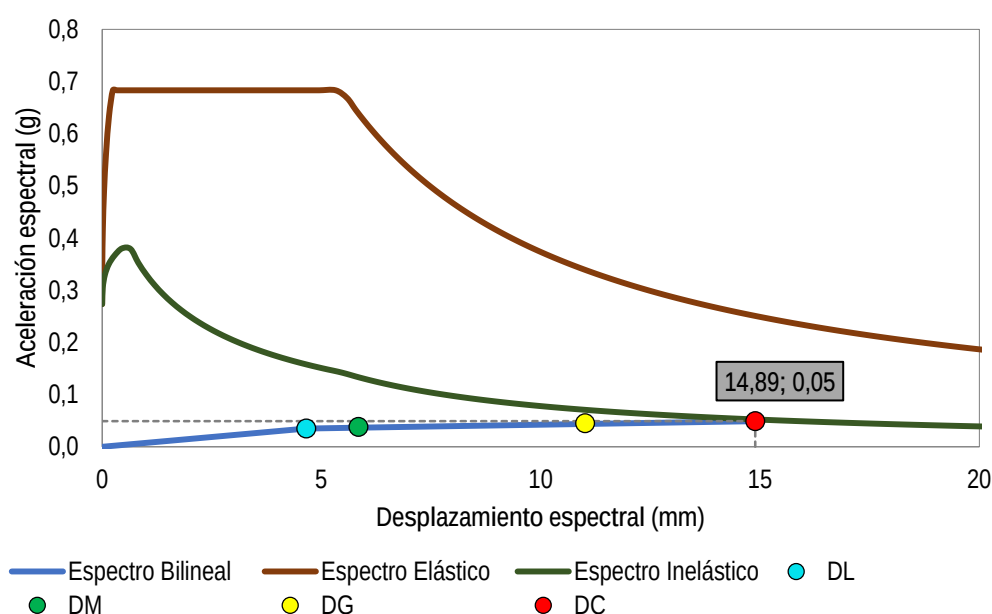
(b) Columnas exteriores de 0,20 x 0,40 m.

Fuente: autores

La implementación del análisis no lineal requiere el uso de un modelo matemático que debe ser apropiado y consistente con el tipo de análisis; es decir, definir las características no lineales apropiadas y el tipo de conexiones para los elementos estructurales. La demanda sísmica se calcula para la aceleración máxima del suelo que se utilizó para definir el espectro de respuesta para perfil de suelo C,

gráficamente, la demanda sísmica o punto de desempeño está determinada por la intersección de la curva de capacidad idealizada y el espectro de demanda inelástica. El punto de desempeño resultante para la dirección transversal se muestra en la figura 3, en la dirección longitudinal debido al detallado inadecuado de los elementos estructurales y la poca rigidez que presenta la estructura no incursiona en el rango no lineal. De la figura se concluye que el punto de desempeño se encuentra en el estado de daño completo, descrito por un desplazamiento lateral excesivo, pérdida de la estabilidad vertical, se representa como el colapso parcial o total de la edificación.

Figura 3. Determinación del punto de desempeño. Dirección X



Fuente: autores

DISCUSIÓN

La variante analizada del sistema E-14 se caracteriza por tener una diferencia de rigidez de un sentido con respecto al otro alrededor del 18%, debido fundamentalmente a la alta rigidez que presenta el sentido transversal por la presencia de los muros de carga.

Se puede plantear que, debido al cambio y actualización de los reglamentos de diseño sismorresistente en Cuba, las fuerzas de cálculo para el sistema estructural

estudiado resultan superiores, por lo que la vulnerabilidad inducida por el cambio de reglamentación es significativa.

Desde el punto de vista de ingeniería, los parámetros utilizados para caracterizar el peligro sísmico son las aceleraciones de cálculo del suelo o las intensidades sísmicas de cálculo y los tipos de base de suelos soportante, que pueden encontrarse en el lugar de emplazamiento de las obras. Estos parámetros son ofrecidos por los reglamentos en mapas de peligrosidad sísmica.

En el reglamento vigente en el momento de la proyección de las edificaciones (IP-26-A, 1979) para la zona de Santiago de Cuba, definida como Zona A, la intensidad esperada es de Grado VII en la escala de intensidades MSK-1964, a la que correspondía una aceleración máxima del terreno de 1 m/seg^2 .

Según los estimados la aceleración máxima del terreno esperada en la zona de emplazamiento de la obra para una probabilidad de excedencia del 10 % y un tiempo de vida útil de 50 años, es de 0,683 g, es decir, $6,83 \text{ m/s}^2$ para un suelo clase C, que es el que corresponde al sitio de ubicación de la edificación. Esto significa que las acciones esperadas en la zona, sobre la base del reglamento actual son 6,83 veces mayores que las que fueron consideradas en su proyección. Por lo anterior, el coeficiente sísmico de la IP-26-A para este tipo de edificación cimentado sobre un terreno semicompacto es de 0,08, mientras que el coeficiente sísmico para la NC: 46-2017 (ONN, 2017) es de 0,23 para un suelo clase C.

En la tabla 3 se muestra el cumplimiento de los parámetros de control estudiados en el análisis estructural de la edificación. Como puede observarse el edificio no cumple con el estado límite de desplazamiento y se concluye que hay que rigidizar la estructura. Además, el 60% de las columnas exteriores en la dirección transversal y alrededor de un 4% de las columnas interiores no satisface el estado de Límite de Daño Significativo bajo las combinaciones de carga.

Tabla 3. Cumplimiento de los parámetros de control

Parámetro de control	Cumplimiento
Períodos correspondientes a las formas propias	Cumple
Factores de participación modal de las masas	Cumple
Coeficientes sísmicos correspondientes a las direcciones de acción sísmica	Cumple
Desplazamientos laterales en ambas direcciones	No cumple
Resistencia de columnas	No cumple

Fuente: autores

El resultado de la evaluación del desempeño a través de un análisis estático no lineal muestra una situación alarmante, caracterizado por el colapso total o parcial de la edificación y exige el reforzamiento inmediato del edificio para lograr un nivel de seguridad estándar aceptable.

CONCLUSIONES

1. Se demuestra que la variante 3 modificada del sistema estructural E-14 no cumple con el estado límite de desplazamiento, ya que los desplazamientos obtenidos del edificio en el último nivel no cumplen con los valores admisibles establecidos en el código cubano NC46:2017 en la dirección longitudinal; por tanto, se concluye que hay que rigidizar la estructura.
2. El 60 % de las columnas exteriores en la dirección transversal y alrededor de un 4 % de las columnas interiores no satisfacen el estado de Límite de Daño Significativo bajo las combinaciones de carga. Esto se debe al hecho de que las dimensiones de la sección transversal de ellas y las barras de acero de armadura longitudinales existentes no satisfacen el requisito mínimo.
3. El resultado de la evaluación del desempeño a través de un análisis estático no lineal muestra una situación alarmante, caracterizada por el colapso total o parcial de la edificación, por lo que exige el reforzamiento inmediato del edificio para lograr un nivel de seguridad estándar aceptable.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Ecuador: ESPE.
- Agudelo, J. A. y López, R. R. (2009). Curvas de fragilidad para estructuras de pórticos de hormigón armado con paredes de mampostería. Caso de estudio: Estructuras de 1 y 2 niveles en Puerto Rico. *Revista internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura civil*, 9(1-2), 163-185.
<http://academic.uprm.edu/laccei/index.php/RIDNAIC/article/viewFile/207/213>
- Allauca, L. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Chuy, T. J. (2014). Terremotos fuertes en el archipiélago cubano. En *Memoria del II Taller CIGRD de la XVII Convención de Ingeniería y Arquitectura*. La Habana, Cuba: CUJAE.
- Comité Europeo de Normalización [CEN]. (2003). *Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance*. Bruselas, Bélgica: author.
- Computers and Structures, Inc. [CSI]. (2019). *SAP 2000 v.21*. California: Universidad de Berkeley.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA-440] & National Institute of Building Sciences [NIBS]. (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington, D.C. USA: author.
- Frómeta, Z. P. (2009). *Caracterización y evaluación de los aceros de refuerzo producidos por ACINOX Las Tunas para su empleo en zona sísmica*. (Tesis Doctoral). Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. La Habana, Cuba.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804-1826.
<http://www.asce.org/>
- Messlem, A. & Lang, D. (2014). *Seismic Vulnerability Assessment. Development of Numerical Model for Nonlinear Static Analysis in SAP2000*. Kjeller, Norway: NORSAR
- Morejón, G., Candebat, D., Leyva, K.M., Díez, E., Sánchez, J., Moreno, B. Poveda, V., Montenegro, C. y Artímes, A. (2021). *Caracterización dinámica de edificios en la provincia de Santiago de Cuba. Adquisición de variables de la instrumentación de estructuras civiles prototipos. Salida I. Proyecto: Continuación de las investigaciones para la implementación*

y actualización de la norma sísmica cubana (Fondos del Centro Nacional de Investigaciones Sismológicas). Santiago de Cuba, Cuba (inédito).

Oficina Nacional de Normalización (ONN). (2003). *Norma Cubana. NC 284:2003: Edificaciones. Cargas de uso*. La Habana, Cuba: autor.

Oficina Nacional de Normalización (ONN). (2017). *Norma Cubana NC 46:2017: Construcciones Sismorresistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción*. La Habana, Cuba: autor.

Recibido: 24 de septiembre de 2021

Aprobado: 15 de noviembre de 2021