



SABER. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente
ISSN 1315-0162
saber@udo.edu.ve
Universidad de Oriente
Venezuela

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES, CON IRREGULARIDAD EN PLANTA Y VARIACIONES EN EL DIAFRAGMA DE PISO

Herrera González, Reyes Indira; Saba Rodríguez, Mikhail Samir; Mendoza Cordero, Eleinys Andreina; Ugel Garrido, Ronald David

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES, CON IRREGULARIDAD EN PLANTA Y VARIACIONES EN EL DIAFRAGMA DE PISO

SABER. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente, vol. 28, núm. 2, 2016

Universidad de Oriente

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=427749623012>

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES, CON IRREGULARIDAD EN PLANTA Y VARIACIONES EN EL DIAFRAGMA DE PISO

SEISMIC VULNERABILITY OF A FRAME BUILDING OF REINFORCED CONCRETE OF 5 LEVELS, WITH IRREGULARITY ON PLANT AND VARIATIONS IN FLOOR DIAPHRAGM

Reyes Indira Herrera González / hreyes@ucla.edu.ve
Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Mikhail Samir Saba Rodríguez
Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Eleinys Andreina Mendoza Cordero
Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Ronald David Ugel Garrido
Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Venezuela

Reyes Indira Herrera González, Mikhail Samir Saba Rodríguez, Eleinys Andreina Mendoza Cordero, et al.

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO NIVELES, CON IRREGULARIDAD EN PLANTA Y VARIACIONES EN EL DIAFRAGMA DE PISO

SABER. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente, vol. 28, núm. 2, 2016

Universidad de Oriente

Recepción: 01 Octubre 2015

Aprobación: 01 Enero 2016

Redalyc: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=427749623012>

Resumen: Se evaluó la vulnerabilidad sísmica y el comportamiento resistente de una estructura aporticada de concreto armado irregular en planta (tipo H) y de uso residencial emplazada en Barquisimeto, estado Lara, Venezuela. En principio, se realizó un análisis lineal para verificar los requerimientos normativos. Luego, se utilizaron dos modelos matemáticos en 3D del edificio para hacer una simulación con diafragma rígido y otra con diafragma flexible. Se aplicaron análisis inelásticos mediante procedimientos avanzados como el Análisis Estático No Lineal Pushover Adaptativo (APA) y el Análisis Dinámico Incremental (IDA). El APA permitió obtener curvas que reflejan el comportamiento estructural y la capacidad de disipación de energía; posteriormente mediante procedimientos analíticos no lineales como el “Método de Igual Desplazamiento” llamado N2, las curvas de fragilidad de la propuesta Risk-UE y a través de un nuevo Índice de daño medio, se obtuvo el daño global esperado. Para el IDA se utilizaron cuatro acelerogramas compatibles con el espectro de diseño del emplazamiento y se realizaron un total de 512 iteraciones, obteniendo curvas de pushover dinámico, así como desplazamientos y esfuerzos torsionales en función de la aceleración para ambos modelos estructurales. Se concluye que ambos modelos estructurales presentaron una probabilidad de daño moderado, y que el modelo con diafragma rígido presentó una respuesta sismo-resistente uniforme con respecto al modelo de diafragma flexible, que obtuvo una tendencia dispersa y elevados efectos torsionales. En ambos modelos se confirma la amplificación de efectos torsionales en las áreas entrantes.

Palabras clave: Efectos torsionales, análisis no lineal, curvas de fragilidad, índice de daño.

Abstract: The seismic vulnerability and resistant behavior were evaluated in a reinforced concrete frame structure, irregular in plan (type H) and residential use located in Barquisimeto, Lara State, Venezuela. At the beginning, a linear analysis was performed to verify regulatory requirements. Then, two mathematical models were used for 3D building simulation with rigid diaphragm and other flexible diaphragm, while inelastic analysis was applied using advanced procedures such as Adaptive Pushover

Nonlinear Static Analysis (APA) and the Incremental Dynamic Analysis (IDA). The APA allows to obtain curves that reflect the structural behavior and energy dissipation capacity. Subsequently, through nonlinear analytical procedures as the "method of equal displacement" named N2, fragility curves of the Risk-EU proposal and through a new index of average damage, the expected global damage was obtained. For (IDA) four accelerograms were used compatible with the spectrum of site design and a total of 512 iterations were performed, obtaining pushover dynamic curves as well as torsional stresses and displacements in terms of acceleration for both structural models. It was concluded that both structural models present a probability of moderate damage, and the one with a rigid diaphragm has a uniform seismic response with respect to the flexible diaphragm model, which provided a dispersed trend and high torsional effects. In both models the amplification of torsional effects in incoming areas was confirmed.

Keywords: Torsional effects, nonlinear analysis, fragility curves, damage index.

INTRODUCCIÓN

Considerando que los fenómenos sísmicos están fuera del alcance de la predicción, existe la necesidad de realizar investigaciones en el campo de la ingeniería sísmica de tal forma que los códigos de diseño sísmicos vigentes del país reflejen esta renovación. En este sentido, la ciudad de Barquisimeto es una zona de alta sismicidad y se clasifica como la quinta zona del mapa de peligrosidad sísmica de Venezuela según la norma venezolana COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) con aceleraciones esperadas en roca de 0,30 g para 10% de excedencia en 50 años, esta ciudad ha sido afectada por terremotos devastadores, tales como el ocurrido en Barquisimeto-San Felipe 1812 de $M_w 7,4 \pm 0,35$ (Choy et al. 2010). A fin de aportar información y recomendaciones técnicas a partir de análisis del comportamiento sísmico y evaluación de la vulnerabilidad estructural en edificios con irregularidad en planta; este trabajo presenta la evaluación de la respuesta no lineal de edificios con características típicas de la zona de Barquisimeto y a nivel nacional, considerando una edificación de concreto armado aporticada con irregularidad en planta que de acuerdo a la Norma COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) en su capítulo 6 son clasificados como irregularidad en planta con características tipo b.4 indicando que si "las plantas presentan un área total de aberturas internas que rebasan el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas" son estructuras con irregularidad, se estimaron movimientos del terreno con diferentes intensidades sísmicas considerando las condiciones sísmicas del emplazamiento. Las estructuras fueron simuladas mediante programas estructurales basados en métodos de elementos finitos, a fin de obtener la respuesta sísmica y el daño sísmico mediante las curvas de fragilidad e índices de daño esperado aplicando una nueva metodología a partir de análisis inelásticos. El resultado del estudio permite informar al proyectista sobre la vulnerabilidad sísmica y tomar decisiones futuras a nivel estructural de este tipo de edificaciones. Además, esta investigación aporta información para comisiones de normas y organismos interesados sobre respuesta sísmica.

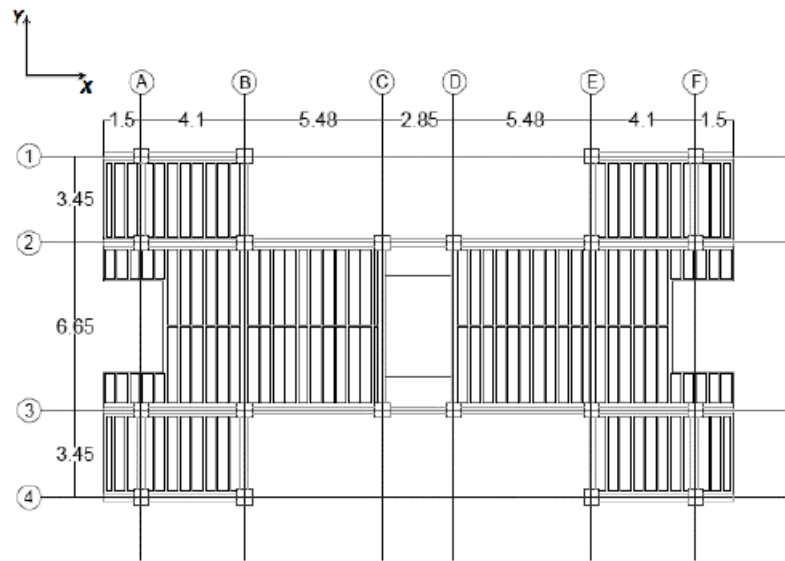


Figura 1.
Vista en planta de la edificación.

Tabla 1.
Secciones de columnas (fuente propia).

<i>Nombre de columnas</i>	<i>b (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Niveles</i>
C1	0,60	0,60	1, 2
C2	0,50	0,50	3, 4
C3	0,40	0,40	5

MATERIALES Y MÉTODOS

El modelo analítico es un edificio de concreto armado aporticado para uso residencial que consta de cinco niveles con una altura de entrepiso de 2,70 m y una altura total de 13,50 m. La estructura presenta geometría en planta irregular por la presencia de entrantes, la planta medida a partir de los ejes es de 25,01 m de largo (Eje X) por 13,55 m de ancho (Eje Y) según (Fig. 1). El modelo fue tomado en referencia al trabajo de Herrera et al. (2013) según (Fig. 2), se redimensiona y proyecta bajo las normas actuales COVENIN-MINDUR 2002-88, COVENIN 1756:01 y COVENIN 1753:06 (COVENIN 1988, 2001, 2006), y a partir de la respuesta estructural en el rango lineal se compara con los valores permisibles normativos, a fin de garantizar la estabilidad estructural.

La estructura está constituida por columnas y vigas que varían dependiendo del nivel y su eje resistente, las secciones de columnas y vigas se muestran respectivamente en las tablas 1 y 2.



Figura 2.
Edificación original (fuente Herrera et al. 2013).

Tabla 2.
Secciones de vigas (fuente propia).

<i>Tipo de vigas</i>	<i>Nombre</i>	<i>b (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Niveles</i>
<i>Primaria (Carga)</i>	V1	0.30	0.60	1, 2, 3,
<i>Secundaria (Amarre)</i>	V2	0.30	0.55	4, 5

Las losas son nervadas de 25 cm de espesor armada en una sola dirección (dirección Y), con varios entrantes en el plano que interrumpen la transmisión de las cargas sísmicas. El núcleo de escaleras está localizado en la parte central del edificio; no tiene descanso ni viga intermedia de apoyo, por lo que no acorta la longitud de las columnas. Mientras que los materiales usados para el proyecto presentan esfuerzo a compresión del concreto de $f'c = 25000$ kPa (255 kg/cm²) y módulo de elasticidad del concreto, E_c igual a $2,35 \times 10^7$ kPa (239633,26 kg/cm²), el límite de fluencia de la barras acero estriadas de $f_y = 415000$ kPa (4200 kg/cm²) y módulo de elasticidad de $2,0 \times 10^8$ kPa (2039432 kg/cm²).

Como una herramienta para la realización de los análisis inelásticos se utilizó el programa SeismoStruct (Seismosoft 2004) basado en el método de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento de pórticos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, considerando las no linealidades geométricas. Este programa utiliza el "enfoque de fibras" para la representación del comportamiento de las secciones transversales en los elementos y cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación (Fig. 3). Para considerar la inelasticidad del concreto se

utilizó el modelo no lineal de Mander et al. (1988), un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones (Fig. 4). Para el acero de refuerzo se utilizó el modelo propuesto por Menegotto y Pinto (1973), un modelo uniaxial basado en la relación esfuerzo-deformación simple (Fig. 5).

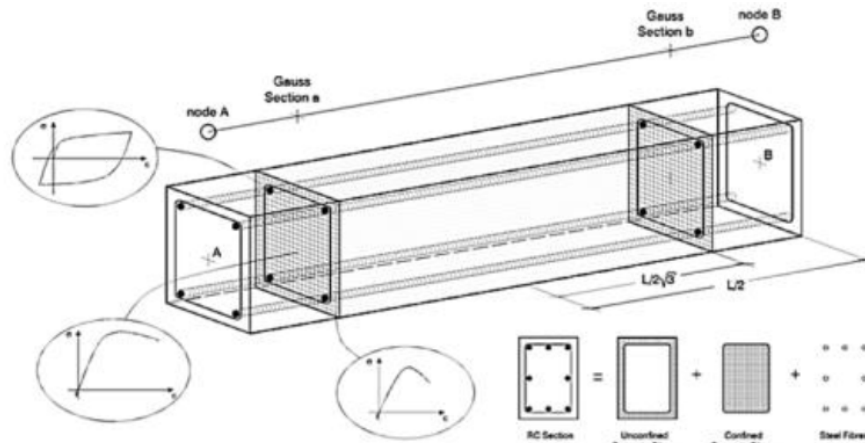


Figura 3.

Discretización de una sección transversal típica de concreto armado (SeismoSoft 2014).

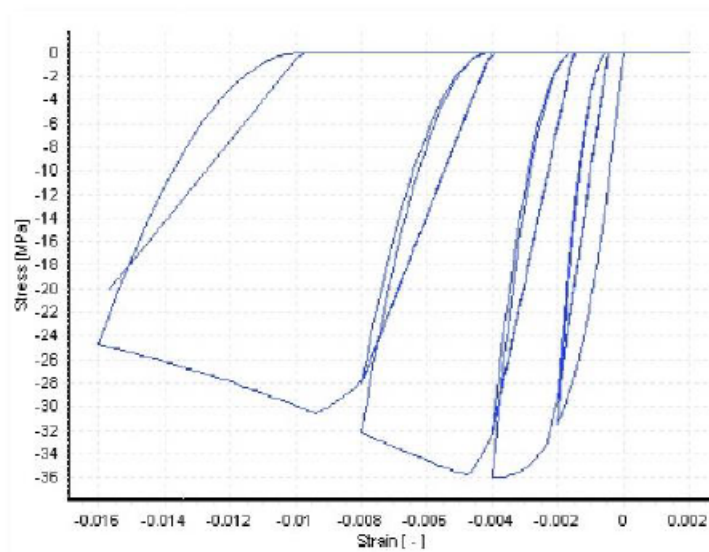


Figura 4.

Modelo no lineal para concreto (Mander et al. 1988).

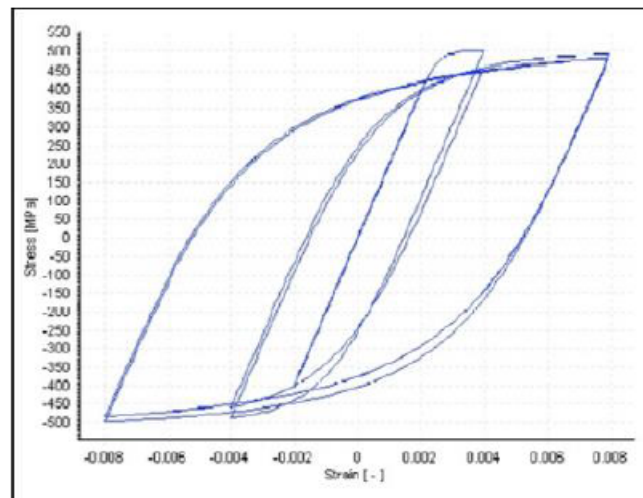


Figura 5.

Modelo no lineal para acero (Menegotto y Pinto 1973).

El Análisis Estático Pushover Adaptativo (APA) o análisis no lineal incremental adaptativo, es empleado para estimar la capacidad horizontal de una estructura, teniendo en cuenta el efecto que su propia deformación y el contenido de frecuencias de la excitación que tienen sobre sus características de respuesta dinámica, el cálculo del vector de carga está dado por la Ecuación (1), (Antoniou y Pinho 2004, Papanikolaou y Elnashai 2005).

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i g \quad (1)$$

Donde, i es el número de plantas, j es el número de modos, Γ_j es el factor de participación modal, M_i la masa sísmica por nivel y ϕ_{ij} es el valor de la forma modal normalizada de la masa. En primera instancia, el análisis pushover adaptativo se realizó utilizando dos modelos analíticos en 3D el primero con diafragma rígido y el segundo con diafragma flexible, donde se aplicaron fuerzas laterales pseudo-estáticas que varían de forma incremental, con patrones de carga proporcionales a la masa modal. Las mismas se aplicaron de forma independiente en las dos direcciones de traslación ortogonal, con signos positivos y negativos (X, X-, Y+, Y-), resultando en cuatro análisis para cada edificio. Dado que la distribución de carga es adaptada automáticamente, se especificó la carga de desplazamiento nominal, el número de incrementos de carga y el desplazamiento objetivo entre 2% - 3% la altura de la estructura; los resultados utilizan el método de combinación modal llamado "Combinación Cuadrática Completa" (CQC) y las cargas de peso propio, permanente y variable se aplicaron en los nodos viga-columna. Este análisis permite crear una serie de curvas que representan la capacidad global de la estructura.

El procedimiento del análisis no lineal, es complementado con el Análisis Dinámico Incremental (IDA) (Vamvatsikos y Cornell 2002)

aplicados a los modelos analíticos en 3D. La estructura es sometida a una serie de análisis time-history no lineales según la Ecuación (2) de intensidad creciente, es decir, se amplifica progresivamente la aceleración pico del suelo (PGA) desde un valor bajo de respuesta elástica hasta alcanzar algún estado límite post-fluencia predefinido. Los valores máximos de corte basal son graficados con respecto a los desplazamientos en el tope de la estructura para cada uno de los análisis dinámicos, resultando en la curva de pushover dinámico.

$$\underline{M}\Delta x + \underline{C}\Delta x + \underline{K}_t(t)\Delta x = \Delta F(t) \quad (2)$$

Donde \underline{M} , es la matriz de masa, \underline{C} , es la matriz de amortiguamiento, \underline{K}_t es la matriz de rigidez para el incremento de tiempo t , y Δx es el incremento de desplazamiento durante el intervalo de tiempo Δt . La selección de acelerogramas es un componente clave para el análisis dinámico no lineal. Por lo tanto, se utilizaron cuatro registros sísmicos (Fig. 6), el primero es un acelerograma real del sismo ocurrido en Tucacas el 12/09/2012 con M_w 6,4 (Sismo 4) y tres acelerogramas artificiales (Sismos 1, 2 y 3) creados con el procedimiento de Halldorsson y Papageorgiou (2005) que adapta el contenido de frecuencia usando el método de Fourier y estableciendo los parámetros de un régimen inter-placa con $M_w = 6,5$ en $r_{rup} = 120$ km y $V_{s30} = 620$ m/s con duración de 20 (seg), además de otras condiciones geológicas y geotécnicas del emplazamiento fueron generados utilizando el programa seismoartif (Seismosoft 2013), el valor probable de aceleración máxima del suelo de 0,30 g (PGA de diseño, zona 5 para Barquisimeto); se compatibilizan sus espectros con 5% de amortiguamiento con el espectro de diseño elástico para un suelo rígido o forma espectral tipificada (S2) según la norma venezolana COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) y representados en la (Fig. 7).

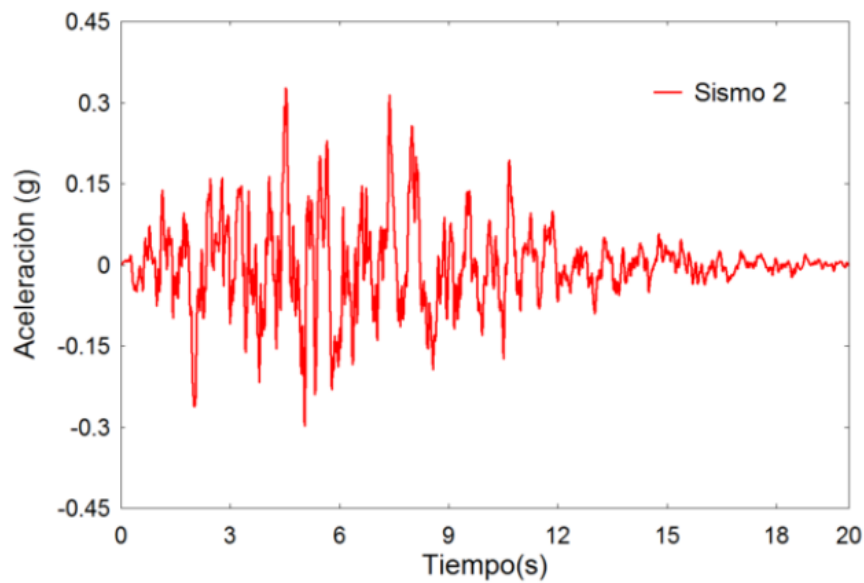


Figura 6.
Acelerograma artificial.

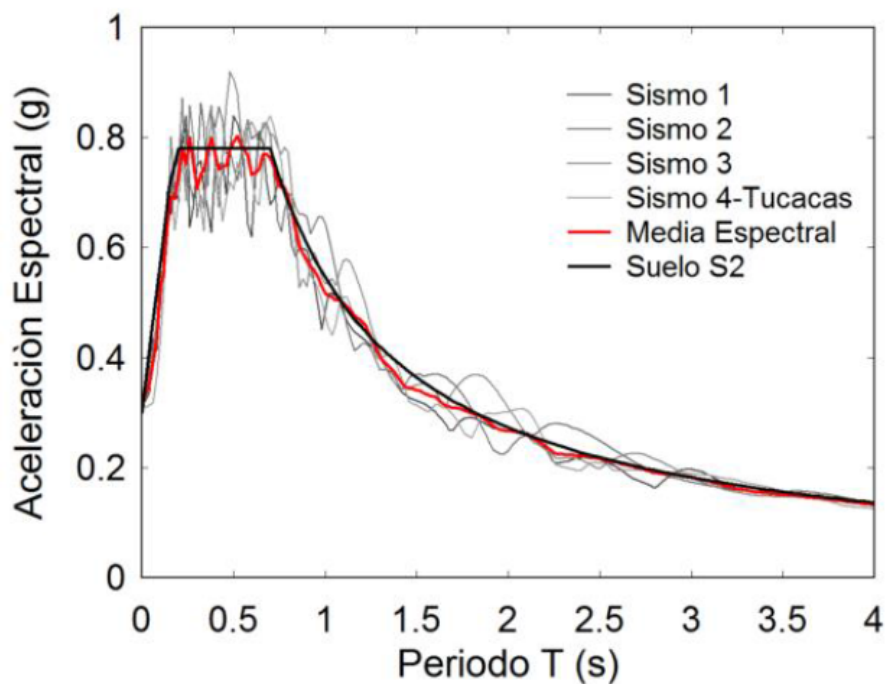


Figura 7.
Espectro de diseño y de respuesta de los acelerogramas.

Para el IDA los acelerogramas fueron escalados para valores de Peak Ground Acceleration (PGA) entre 0,05 g y 0,40 g, con intervalos de incremento 0.05 g, y se utilizaron cuatro combinaciones sísmicas (X+Y+), (X+Y-), (X-Y+), (X-Y-) a fin de considerar la superposición de los efectos en forma bidireccional. Se efectuaron un total de 512 iteraciones (8 intensidades x 4 combinaciones x 4 acelerogramas x 2 edificios x 2 direcciones) que permitieron obtener envolventes de capacidad máxima (curva pushover dinámico) para el edificio con diafragma rígido y flexible,

así como las envolventes de la media máxima de momentos de torsión y rotaciones en planta para el primer nivel de los edificios en función de la aceleración. Una vez efectuado el análisis no lineal de los edificios, se procedió a establecer una comparación de la respuesta inelástica de las estructuras.

Una vez llevado a cabo el análisis inelástico, el siguiente paso es obtener el daño probable mediante las curvas de fragilidad que representan la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico (ds_i) como una función del desplazamiento espectral (sd) de una respuesta estructural. Para obtenerlas se adopta la metodología Risk-UE (Milutinovic MILUTI NOVIC y Trendafiloski 2003) y que luego Vargas et al. (2013) las define mediante las siguientes hipótesis: 1) Para cada umbral de daño ds_i , la probabilidad de exceder su curva de fragilidad correspondiente se fija a 50%, 2) Siguen una función de probabilidad acumulativa lognormal descrita en la Ecuación (3) y 3) Para cada desplazamiento espectral asociado a los umbrales de daño, la probabilidad de exceder cada estado de daño se calcula suponiendo que estos siguen una distribución de probabilidad binomial.

$$P[ds_i/sd] = \phi \left[\frac{1}{\beta_{ds_i}} \text{Ln} \left(\frac{sd}{ds_i} \right) \right] \quad (3)$$

Donde, β_{ds_i} es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño, ϕ es una función de distribución normal estándar acumulada, ds_i son los estados de daño definido como: 1. Leve, 2. Moderado, 3. Severo y 4. Completo (justo antes de que se produzca el colapso).

Igualmente se determinó el índice de daño global esperado de la estructura (ID), calculado a partir de las probabilidades de ocurrencia de cada estado de daño que se obtienen a partir de las curvas de fragilidad y mediante la Ecuación (4) (Lantada et al. 2009).

$$ID = \frac{1}{n} \sum_{i=0}^{i=n} i \cdot P(ds_i) \quad (4)$$

Donde, n es el número de los estados de daño considerados no nulos que en este caso es igual a 4 y $P(ds_i)$ es la probabilidad de ocurrencia de ds_i .

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las curvas de capacidad o capacidad horizontal de las estructuras (Fig. 8) obtenidas mediante el APA, permiten observar que los valores de corte basal y de desplazamiento en el techo son similares en el rango elástico de las curvas para las direcciones ortogonales (X, X-, Y+, Y-) de análisis, mientras que en el rango inelástico la curva que obtuvo un comportamiento aproximado fue la estructura con diafragma rígido.

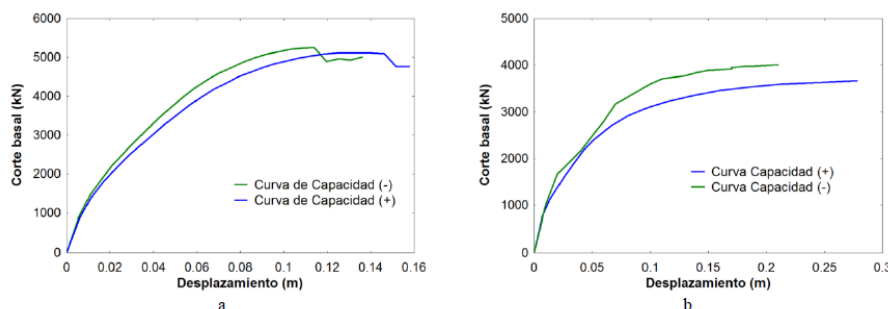


Figura 8.

Curvas de capacidad para estructuras con diafragma (a) Rígido y (b) Flexible (en dirección X).

También se observó que los valores del corte basal para el modelo con diafragma rígido son mayores que la estructura con diafragma flexible, y que ésta última presentó mayores desplazamientos en el techo (Fig. 8). Una vez realizadas las curvas bilineales o idealizadas de capacidad, se obtienen los valores de reserva de resistencia (Ω), ductilidad estructural (μ), y el factor de reducción de respuesta (R) expuestos en la (Tabla 3), mediante los procedimientos descrito en Herrera et al. (2013) para los modelos estructurales y de acuerdo a la Ecuación (5) de ductilidad estructural, reserva de resistencia y factor de reducción de respuesta que se muestran a continuación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \Omega = \frac{V_u}{V_p} \quad R = \mu \times \Omega \quad (5)$$

Dónde, μ es la ductilidad estructural, Δ_u es el desplazamiento último, Δ_y es el Desplazamiento correspondiente al punto de cedencia, Ω es la reserva de resistencia, V_u es el cortante basal último, V_p es el cortante basal de proyecto o elástico y R es el factor de reducción de respuesta inelástica.

Tabla 3.

Ductilidad (μ), Reserva de resistencia (Ω), Factor de reducción de respuesta (R) (fuente propia).

Estructura	Dirección	μ	Ω	R
Diafragma Rígido	X	2.88	2.91	8.37
	Y	2.38	2.78	6.62
Diafragma Flexible	X	3.48	2.28	7.94
	Y	4.09	1.97	8.05

Los valores de reserva de resistencia se encuentran por encima al mínimo teórico de reserva de resistencia = 1 (uno) para ambas estructuras, por consiguiente se presume suficiente reserva de resistencia, es decir, la estructura no colapsa súbitamente debido a que la fuerza o cortante basal último se encuentra por encima del cortante basal de proyecto, además se presentó un aumento de la reserva de resistencia en la estructura

con diafragma dirigido. El coeficiente de ductilidad en la estructura con diafragma flexible se encuentra entre $3 < \mu < 4$ esto indica alta capacidad de disipación de energía y es mayor que la estructura con diafragma rígido. Los valores del factor de reducción de respuesta (R) se encuentran por encima de 4.5 que fue el considerado en el proyecto, indicando que el diseño posee buena reserva de resistencia y capacidad de disipación de energía.

Por otro lado, los desplazamientos en ambas estructuras se obtuvieron en el eje de columna 1B (extremo perimetral) y el eje 3C (cercanos al CM) de las estructuras (Fig. 1). Se representa (Fig. 9) el desplazamiento global y deriva de entrepiso del eje 3C en dirección (X y Y) de las estructuras. Se observó, en la estructura con diafragma rígido el desplazamiento global se encuentra entre $0.12 < D < 0.14$ m, mientras que para la estructura con diafragma flexible el desplazamiento global está entre $0.14 < D < 0.50$ m, demostrando grandes desplazamientos típico en este diafragma. Las derivas de entrepiso se verificaron con COVENIN 1756:01 (COVENIN 2001) que establece una deriva máxima de 0.018, siendo la estructura con diafragma flexible la que no verifica (Fig. 9b).

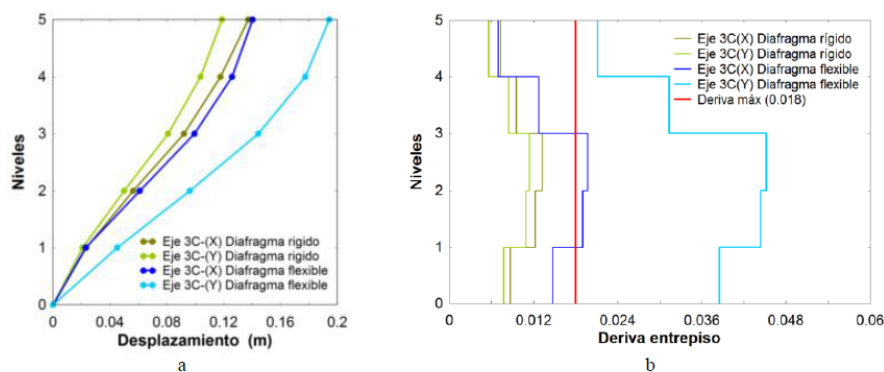


Figura 9.

Estructura con diafragma rígido y flexible. (a) Desplazamientos globales, (b) Derivas de entrepiso del Eje de columna 3C (X y Y).

Fueron determinados los puntos de desempeño (Sd) transformando las curvas de capacidad a espectro de capacidad y superponiéndola con el espectro de demanda en un mismo formato Sa-Sd (Fig. 10a), este procedimiento es descrito en Fajfar y Gaspersic (1996). Luego con los puntos últimos de fluencia y la Ecuación (3) se determinan las curvas de fragilidad (Fig. 10b). A través de estas gráficas fue posible la elaboración de la Matriz de Probabilidad de Daño (Tabla 4) para cada estructura que expresan la probabilidad de daño ante una demanda sísmica.

La muestra que las dos estructuras alcanzaron altas probabilidades de excedencia en el estado de daño Moderado de 43% en dirección X, no obstante, en la estructura con diafragma rígido alcanza una alta probabilidad de estado daño Severo de 49% en dirección Y.

Las curvas de índices de daño son obtenidas mediante la Ecuación (4) y el punto de desempeño. La (Fig. 11) muestra la curva de índice de daño global obtenida para la estructura con diafragma rígido en dirección X y en

la (Tabla 5) se observan los valores de los puntos de desempeño e índices de daño de cada estructura.

Tabla 4.

Matriz de Probabilidad de Daño para estructura (expresado en %) (fuente propia).

Diafragma	Eje	No Daño	Leve	Moderado	Severo	Completo
Rígido	X	0,7	15,1	42,9	33,6	7,7
	Y	0,08	2,62	26,61	48,72	21,98
Flexible	X	0,1	9,8	43,0	37,2	9,9
	Y	0,35	18,25	45,57	29,98	5,85

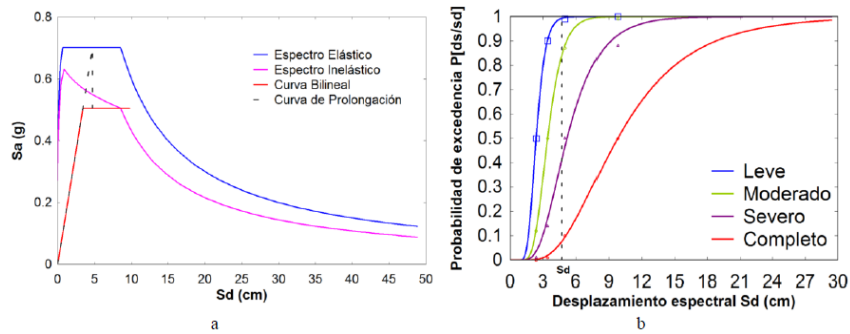


Figura 10.

(a) Punto de desempeño (S_d) y (b) Curvas de fragilidad para estructura con diafragma rígido (Dirección X).

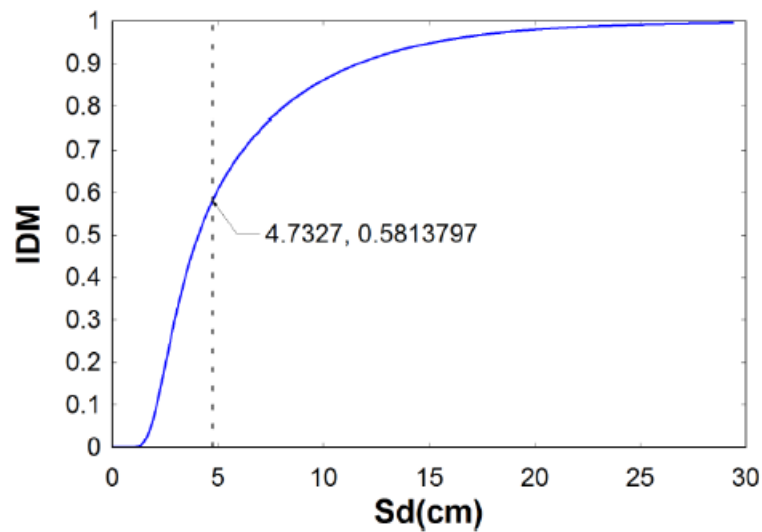


Figura 11.

Índice de daño para estructura con diafragma rígido (Dirección X).

Tabla 5.
Índices de Daño de las estructuras (fuente propia).

Estructura	Dirección	Sd (cm)	ID
Diafragma Rígido	X	4.73	0.58
Diafragma Rígido	Y	6.2	0.73
Diafragma Flexible	X	7.51	0.62
Diafragma Flexible	Y	12.58	0.56

A continuación, la Figura 12 presenta la comparación entre las curvas de capacidad del Análisis Estático Pushover Adaptativo y el Análisis Dinámico Incremental (IDA), la curva roja representa la curva pushover dinámico media, mientras que las curva verde y azul representa la curva de capacidad obtenida del pushover estático (+ y -) en dirección X. Observando una aproximación entre las curvas obtenidas, la estructura con diafragma rígido presentó una mejor aproximación en el comportamiento entre las curvas, mientras que para la estructura con diafragma flexible existe mayor dispersión y diferencia en los resultados.

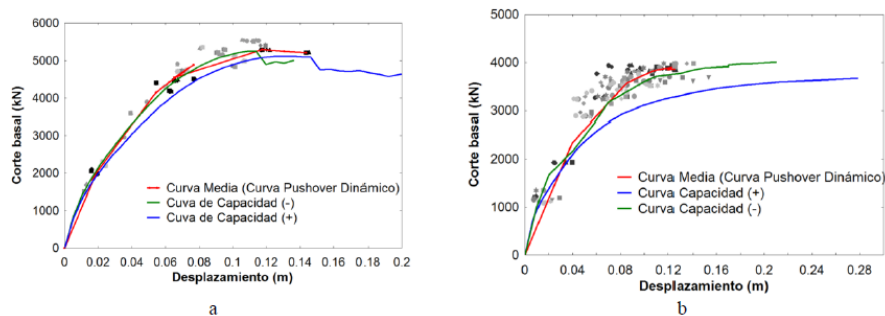


Figura 12 .
Comparación de curvas del análisis estático y dinámico para la estructura con diafragma (a) Rígido, (b) Flexible, dirección (X).

Se procedió a determinar el valor medio de los momentos máximos por columna en el primer piso para cada PGA que engloba las cuatro combinaciones de un sismo y que luego son agrupadas gráficamente. En la Figura 13 se aprecia las curvas agrupadas de la media de Momento torsor máximo vs PGA para el sismo 1 de la estructura con diafragma rígido y flexible; de forma similar se realizó para las cuatro combinaciones, los sismos 2, 3 y 4 en las estructuras. La Figura 13a muestra la tendencia de los momentos en función del PGA de la estructura con diafragma rígido y se observa que para las aceleraciones iniciales aproximadamente hasta 0,15 g la respuesta es lineal.

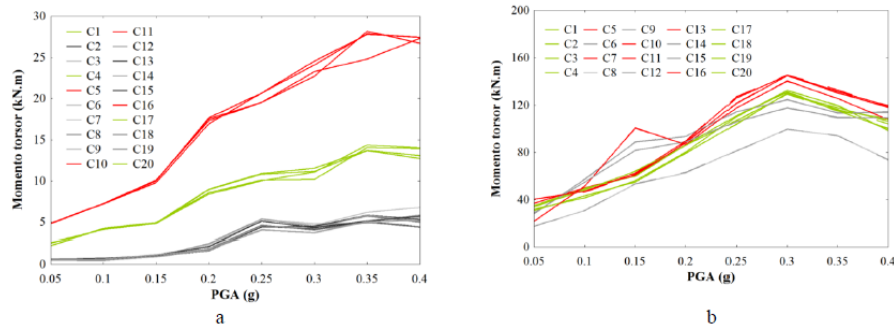


Figura 13.

Media máxima de momentos torsores vs PGA para la estructura con diafragma (a) Rígido y (b) Flexible, para el Sismo 1.

La figura 14, representa por gráfico de barras los valores medio del momento máximo en planta para un PGA de 0,30 g y para el sismo 1, a fin de obtener el efecto torsional para cada estructura en planta. Se observó que la respuesta torsional aumentó considerablemente en las columnas de la estructura con diafragma flexible con respecto a la estructura con diafragma rígido, se evidenció según lo expuesto en Herrera et al. (2013), que la respuesta torsional se amplifica en las esquinas adyacentes al área entrante. En este sentido, la estructura con diafragma rígido muestra mayores momentos torsores y rotaciones en las columnas C5, C10, C11, C16 seguidos por C1, C4, C17, C20 (Figura 13a), esta tendencia se mantiene para los cuatro sismos aplicados. En el caso de la estructura con diafragma flexible, los mayores efectos torsionales ocurrieron para los sismos 1 y 2; en cuanto a la amplificación de los efectos ocurre en las columnas adyacentes a las áreas entrante, sin embargo el comportamiento torsional no mantuvo una tendencia propia, ya que los elementos que presentaron mayores esfuerzos torsionales fueron diferentes para cada sismo.

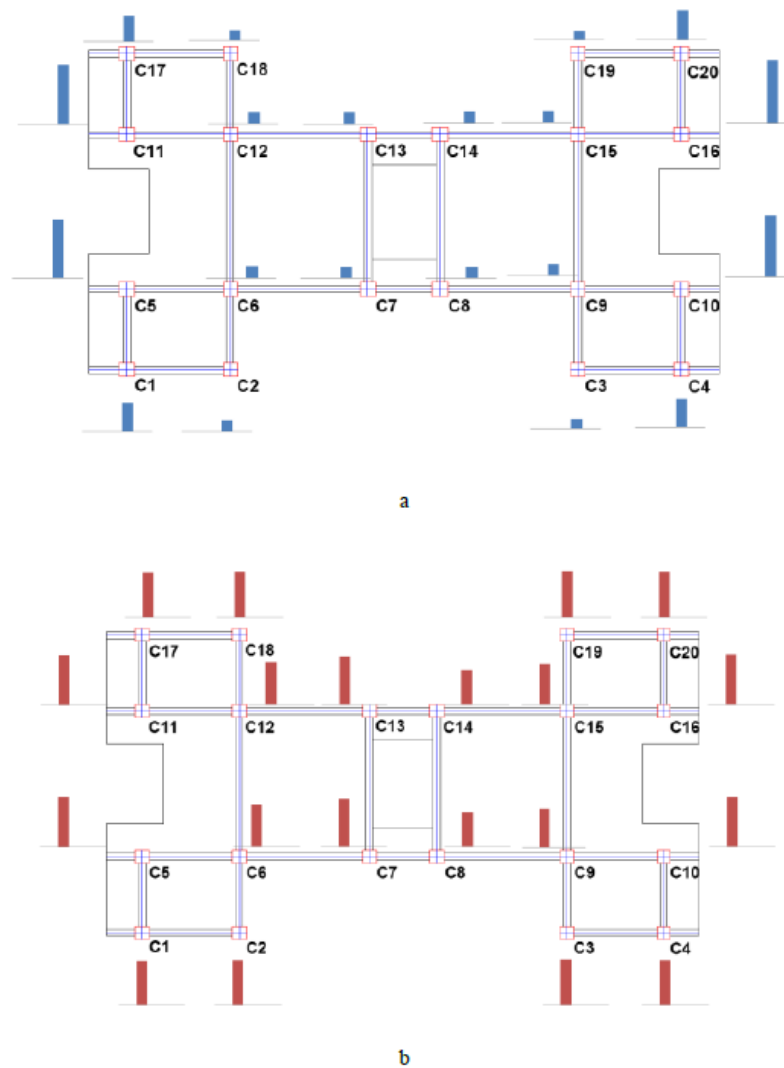


Figura 14.
Distribución de momentos en Estructura con Diafragma
(a) Rígido, (b) Flexible, Sismo 1 y PGA de 0,30 g.

CONCLUSIONES

Los valores de reserva de resistencia obtenidos se encuentran por encima de 1 (uno), se concluye que después de alcanzar el cortante de plastificación se sigue desarrollando de manera satisfactoria su resistencia luego de que sobrepasa el límite elástico. La estructura con diafragma rígido presentó una ductilidad baja, mientras que la estructura con diafragma flexible presentó una ductilidad estructural alta ($\mu > 3$). Por otro lado, las curvas de fragilidad, la matriz de probabilidad de daño y los valores de índices de daño para las estructuras, reflejaron un estado de daño Moderado para la estructura con diafragma flexible, y la estructura con diafragma rígido presentó los estados de daño Moderado en la dirección X y Severo en la dirección Y. La comparación de la curva de capacidad estática y dinámica obtenida para la estructura con diafragma

rígido mostró una tendencia uniforme y gran similitud en la relación Cortante vs Desplazamiento. Para la estructura con diafragma flexible existe una mayor dispersión en los resultados y grandes diferencias en las curvas en la dirección más larga del vano (eje X).

El análisis torsional realizado para el primer nivel de las estructuras demostró que los mayores esfuerzos ocurren en las esquinas adyacentes al área entrante en planta en la estructura con diafragma rígido. Mientras que el comportamiento torsional de la estructura con diafragma flexible no mantuvo una tendencia propia, es decir, no existe semejanzas en los momentos o rotaciones para los cuatro sismos aplicados, no obstante, se mantiene la amplificación de efectos torsionales en las esquinas entrantes. De los resultados de momentos torsores realizados al eje de columna 3C, se concluye que el esfuerzo torsional disminuye a medida que aumenta la altura de la edificación y que los mayores momentos y rotaciones se ubican entre el primer y segundo nivel de la estructura.

Referencias

- Antoniou S, Pinho R. 2004. Advantages and limitations of force-based adaptive and non-adaptive pushover procedures. *J. Earthq. Eng.* 8(4):497-522.
- Choy J, Palme C, Guada C, Morandi M, Klarica S. 2010. Macroseismic Interpretation of the 1812 Earthquakes in Venezuela Using Intensity Uncertainties and A Priori Fault-Strike Information. *Bull. Seismol. Soc. Amer.* 100(1):241-255.
- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 1988. Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2002-88, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, Fondonorma, Caracas, Venezuela, pp. 44.
- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 2001. Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Requisitos y Comentarios, Fondonorma, Caracas, Venezuela, pp. 21.
- COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales). 2006. Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, Proyecto Construcción de Obras en Concreto Estructural, Fondonorma, Caracas, Venezuela, pp. 88.
- Fajfar P, Gaspersic P. 1996. The N2 Method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 25(1):31-46.
- Halldorsson B, Papageorgiou A. 2005. Calibration of the specific barrier model to earthquake of different tectonic regions. *Bull. Seismol. Soc. Amer.* 95(4):1276-1300.
- Herrera R, Ugel R, Vielma J, Alfaro A, Barbat A, Pujades L. 2013. Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes. *Earthquake Resistant Engineering Structures IX, ERES 2013: WIT Trans. Built Environ.* 132(1):85-96
- Lantada N, Pujades LG, Barbat AH. 2009. Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic RISK evaluation. A comparison. *Nat. Hazards.* 51(3):501-524.
- Mander J, Priestley M, Park R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.* 114(8):1804-1826.

- Menegotto M, Pinto P. 1973. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. International Association for Bridges and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- Milutinovic Z, Trendafiloski G. 2003. WP4: Vulnerability of current buildings. Risk-UE project Handbook. September 2003. Risk-UE project report. pp.111
- Papanikolaou V, Elnashai A. 2005. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: methodology. J. Earthqu. Eng. 9(6):923-941.
- Seismosoft. 2004. SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Edition 2014. Available from: <http://www.seismosoft.com>. (Access 02.02.2016)
- Seismosoft. 2013. SeismoArtif v2.1 – A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum. Available from: <http://www.seismosoft.com>. (Access 02.02.2016)
- Vamvatsikos D, Cornell C. 2002. Incremental dynamic analysis. Earthq. Eng. Struct. Dyn. 31(3):491-514.
- Vargas Y, Pujades L, Barbat A, Hurtado J. 2013. Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado. Rev. Int. de Métodos Numér. Cál. Diseño Ing. 29(2):63-78.