

## EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL EDIFICIO DE USO RESIDENCIAL TIPO 6M-9 DISEÑADO CON LA NORMA MOP 1967 Y CONSTRUIDO POR EL BANCO OBRERO EN EL ÁREA METROPOLITANA DE CARACAS

Miguel Torres<sup>1</sup> y Norberto Fernandez<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup> [torresmiguelmt23@gmail.com](mailto:torresmiguelmt23@gmail.com)

<sup>2</sup> [fernandez\\_n@hotmail.com](mailto:fernandez_n@hotmail.com)

### RESUMEN

El diseño sismorresistente ha evolucionado en el tiempo con el objetivo de disminuir las vulnerabilidades en edificaciones. Este desarrollo ha sido por medio de la observación del comportamiento de edificaciones sometidas a acciones sísmicas, ensayos experimentales y estudios teóricos, acción reflejada en las normas y códigos de diseño que evolucionan de manera permanente y enfocada a ser cada vez más estricta, con mayores requerimientos de análisis, detallado, construcción y control de calidad. Esta problemática asociada a la amenaza sísmica de Caracas, marcó las bases del proyecto el cual consiste en evaluar la vulnerabilidad de una edificación existente de concreto armado, construida por el Banco Obrero en la época de 1970 y ubicada en el Área Metropolitana de Caracas. La edificación tiene un uso residencial y se denota con la tipología 6M-9, caracterizada por tener un sistema estructural aporticado en ambas direcciones, nueve (9) niveles, una altura total de 23,98 m, área bruta por planta 318,84 m<sup>2</sup> y un estanque a nivel techo. La evaluación se fundamentó principalmente en los siguientes puntos: desarrollar un modelo matemático con el software ETABS<sup>®</sup> V. 2016 en base a toda la información previa; ejecutar un análisis dinámico lineal con un espectro de diseño donde su factor de respuesta se asignó en función del nivel de diseño existente. Del análisis sísmico se obtuvieron los valores de derivas normalizadas máximas 0,019 y 0,011 con respecto al eje X y Y respectivamente; otro resultado importante fue la relación de demanda capacidad en las columnas la cual supera la unidad en todos los casos, teniendo una relación máxima de 20 y una mínima de 3. Estos resultados fundamentaron el estudio de las posibles vulnerabilidades a presentar ante un movimiento telúrico, para finalmente proponer soluciones a un mejoramiento sísmico de la edificación a un nivel de ingeniería básica.

*Palabras Clave: evaluación, edificación existente, análisis dinámico, ductilidad, vulnerabilidad.*

### ABSTRACT

The seismic design has evolved over time with the aim of reducing the vulnerabilities in buildings, action reflected in the norms and design codes that evolve permanently. This problem associated with the seismic threat of Caracas, marked the basis of the project that consists of assessing the vulnerability of an existing building of reinforced concrete, built by the Banco Obrero in the 1970's and located in the Metropolitan Area of Caracas. . The building has a residential use and the typology is 6M-9, characterized by having a structural system of portico in both directions, nine (9) levels, total height of 23.98 m, gross area per floor 318.84 m<sup>2</sup> and a

water tank at roof level. The evaluation was based mainly on the following points: develop a mathematical model with the software ETABS® V. 2016 based on all the previous information; execute a linear dynamic analysis with a design spectrum where its response factor was assigned based on the existing design level. From the seismic analysis, maximum normalized drift values of 0.019 and 0.011 were obtained with respect to the X and Y directions respectively; another important result was the ratio of demand capacity in the columns which exceeds the unit in all cases, having a maximum ratio of 20 and a minimum of 3. These results based the study of the possible vulnerabilities to be presented to a telluric movement, to finally propose solutions to a seismic improvement of the building at a basic engineering.

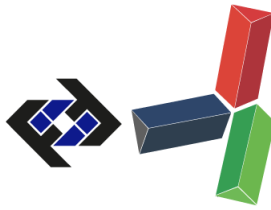
*Keywords: Evaluation, existing building, dynamic analysis, ductility, vulnerability*

## INTRODUCCIÓN

El territorio de Venezuela se ubica en el límite de dos placas, en el Nor-Occidente se encuentra la placa del Caribe y en el resto del país la placa Suramericana, las cuales experimentan movimientos relativos de tipo transcurrente dextral y constituyen la principal fuente de sismo tectónicos en el país. La zona de contacto entre la placa del Caribe y la Suramericana, está formada por tres fallas Boconó, San Sebastián y El Pilar. Lo alarmante es que FUNVISIS reporta que en estas fallas se concentra aproximadamente el ochenta por ciento (80%) de la población y por ende las ciudades de mayor importancia, como Caracas considerada como una zona con alta amenaza sísmica. Según la Cámara Venezolana de la Construcción (CVC) en la década de 1970 se construyeron aproximadamente 618.150 viviendas, en las cuales cierto porcentaje fueron construidas por el Banco Obrero en la ciudad de Caracas. Un modelo ejecutado en esta zona es el tipo 6M-9 diseñado y construido con la Norma MOP 1967. La tipología de edificio cuenta con las siguientes características; nueve (9) niveles, altura total 23,985m, área bruta por planta 318,84m<sup>2</sup> y un estanque a nivel techo con capacidad de 12.442L. El diseño sismorresistente ha evolucionado en el tiempo con el objetivo de disminuir las vulnerabilidades en edificaciones. Este desarrollo ha sido por medio de la observación del comportamiento de edificaciones sometidas a acciones sísmicas, ensayos experimentales y estudios teóricos, acción reflejada en las normas y códigos de diseño que evolucionan de manera permanente y enfocada a ser cada vez más estricta, con mayores requerimientos de análisis, detallado, construcción y control de calidad. Esta problemática asociada a la amenaza sísmica de Caracas, marcó las bases del trabajo el cual consiste en evaluar la vulnerabilidad de una edificación existente de concreto armado 6M-9. El estudio de vulnerabilidad se basó principalmente en dos estudios, un estudio global enfocado en las derivas normalizadas de entrepiso y cortante basal por capacidad, y en un estudio local de los coeficientes de demanda-capacidad por flexo-compresión biaxial en columnas y la comparación de la cantidad acero existente en vigas con el requerido ante sollicitaciones sísmicas.

## METODOLOGÍA

En primera fase se define las características mecánicas de los materiales en base a los planos estructurales de la edificación se 6M-9 en los cuales se extraen, la resistencia a compresión del concreto  $f_c$  y esfuerzo cedente del acero  $f_y$ . Para luego dimensionar y posicionar los elementos



estructurales y no estructurales, tal y como se indica en los planos arquitectónicos y estructurales. En la segunda fase se realizarán tres modelos matemáticos, el modelo 1 conformado por la estructura existente, el modelo 2 por la estructura con sección reducida debido al empleo de factores de reducción de sección en los elementos estructurales para así considerar los efectos de agrietamientos, los factores son: inercia de columnas 0,70; inercia de vigas 0,35; inercia de muros agrietados 0,70; área de corte en todos los elementos 0,40; área para fuerza axial en todos los elementos 1,00 [1]. El modelo 3 será la estructura con sección reducida y mampostería confinada, el cual las características mecánicas de la mampostería estarán regidas por una resistencia a la compresión  $f'_m$  entre 15 a 20 kgf/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad  $E_m$  igual a cuatrocientos veces  $f'_m$  [2].

La tercera parte contemplará la asignación de cargas a los tres modelos, donde las cargas gravitacionales serán en base a la norma COVENIN 2002-1988 y las solicitaciones sísmica será definidas por los espectros establecidos en la norma COVENIN 1756-2001, los espectros de diseño se le asignará un factor de reducción de respuesta correspondientes al nivel de diseño existente en la estructura y al cumplimiento de los requisitos normativos de incidencia sismorresistente expuestos en el Capítulo 12 de la Norma 1756.

Finalmente los tres modelos se analizarán por un método dinámico lineal de superposición modal con tres grados de libertad por nivel apoyado por el software ETABS V.2016, obteniendo del análisis las respuestas máximas de corte basal, derivas normalizadas, desplazamientos totales y coeficientes demanda/capacidad por flexocompresión. En base a las derivas normalizadas se compararán con los valores de 0,018 expuesto en la norma COVENIN 1756 y 0,011 con referencia internacional de edificaciones de baja ductilidad para así evaluar el posible daño a presentarse en la edificación [3], en un enfoque vulnerabilidad local se determinarán los coeficientes de demanda/capacidad por cortante basal y flexo compresión para así evaluar la estabilidad e identificar cuales elementos son vulnerables ante un movimiento telúrico.

## RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### Nivel de Diseño Existente

El incumplimiento de los aspectos relacionados a la cantidad de acero transversal señalado en los planos estructurales afecta principalmente la ductilidad y tenacidad del sistema estructural, es decir disminuye la capacidad para disipar energía mediante la deformación y proporcionando mecanismo de falla frágil. En base al detallado de cada uno de los elementos y que estos no cumplen con el ND3, ni ND2 se asigna un ND1 para todo el sistema estructural, aunque manteniendo en cuenta todos los incumplimientos y su influencia en los mecanismo de fallas.

### Factor de Reducción de Respuesta

Del análisis del nivel diseño existente en donde se evaluaron los requisitos de detallado normativos en los elementos vigas, columnas y nodos, determinando que el sistema estructural no cumple en su totalidad con ningún nivel de diseño (ND1, ND2, ND3) expuestos en la Norma 1753:2006. Adicional se garantiza el incumplimiento de los puntos *b* y *c* de los requisitos de incidencia sismorresistente expuesto en el Capítulo 12 de COVENIN 1756-2001, por tal razón se asigna un factor de respuesta  $R=1$ , coincidiendo el espectro elástico con el de diseño. Esta

penalización es debido a que la edificación no asegura una capacidad de absorción y disipación de energía propia de valores mayores de R.

### Períodos y Formas modales

El *modelo 1* posee de un período fundamental de 1,514s, con movimiento predominante en dirección X. El *modelo 2* tiene un período fundamental de 2,248s, con movimiento de traslación en dirección X. Solo se obtuvo una amplificación de los períodos en cada modo en comparación con el *modelo 1*, por la reducción de rigidez en el sistema estructural, finalmente el *modelo 3* posee de un período fundamental de 0,884s, con movimiento torsional marcado en las primeras formas modales, esta acción es debido a la distribución asimétrica de la tabiquería que causa una mayor excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez.

Adicional a los modelos predefinidos, se tomó el *modelo 1* y se evaluó el caso de tener el estanque vacío, para así determinar la influencia de la masa de agua en la respuesta de la estructura, obteniendo una reducción del período fundamental a 1,500s, justificada por la reducción de masa, pero esta diferencia no representa ni un 1% respecto a la período fundamental del *modelo 1*. Las formas modales no variaron y la diferencia entre los factores de participación entre el modelo con el estanque vacío y el estanque en su capacidad máxima es despreciable, por tal razón la masa de agua no es factor de gran influencia en la respuesta sísmica total de la estructura.

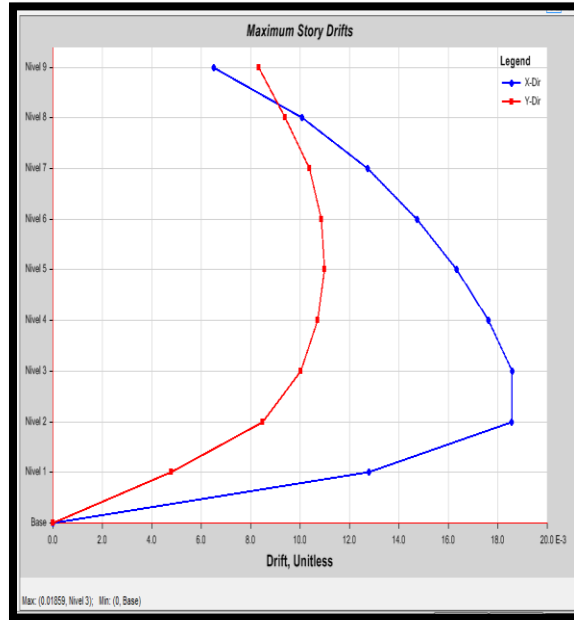
### Análisis de derivas normalizadas

En las **Figuras 1; 2; 3** se representan las derivas normalizadas desarrolladas por cada modelo matemático en las direcciones principales X y Y, representadas por los colores azul y rojo respectivamente. El empleo de estas figuras permite apreciar los niveles que superan los límites 18‰ y 11‰.

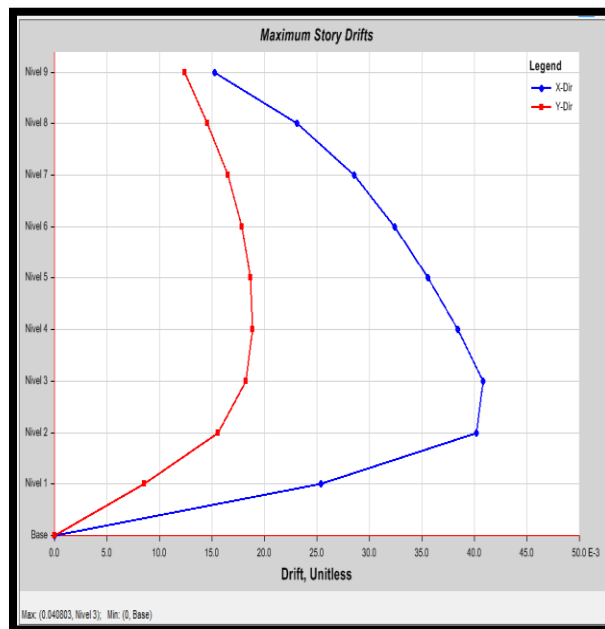
En la **Figura 1** se obtiene que los valores de derivas normalizadas desarrolladas por el *modelo 1* superaron al límite de la norma 18‰ en la mayoría de los niveles, exceptuando los niveles 2 y 3 en dirección X. Con respecto al límite de 11‰ tomado de referencias internacionales para estructuras antiguas poco dúctiles, los niveles del 1 al 7 en dirección X lo superan.

Con respecto a la **Figura 2** las derivas normalizadas del *modelo 2* se compararon con el límite de 18‰ obteniendo que todos los niveles del 1 al 8 y los niveles 3 al 6 superan dicho valor para las direcciones X y Y, respectivamente. En comparación con el 11‰ todos los niveles en ambas direcciones principales superan al valor límite, exceptuando el nivel 1 en dirección Y.

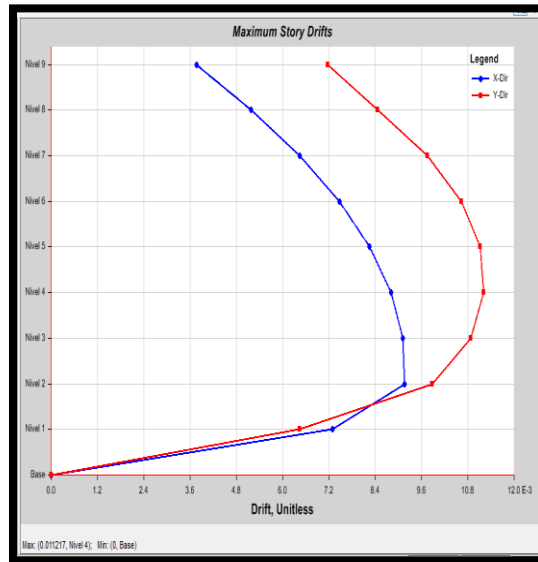
Finalmente en la **Figura 3** con referencia a las derivas normalizadas del *modelo 3* se aprecia que todos los niveles son inferior a los valores límites de 18‰ y 11‰, por ende la tabiquería proporciona la rigidez suficiente para no superarlos.



**Figura 1.** Derivas normalizadas del modelo 1



**Figura 2.** Derivas normalizadas del modelo 2



**Figura 3** Derivas normalizadas del modelo 3

**Relación de demanda/capacidad por cortante basal**

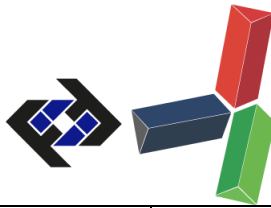
Realizando el cociente entre la demanda y la capacidad se obtiene los valores 2,16 y 0,99 para la dirección X y Y respectivamente. Cabe destacar que aunque en dirección Y el coeficiente sea menor a la unidad 21 columnas fallaran de manera frágil y solo quedaría 6 columnas con mecanismo dúctil siendo insuficiente para una distribución de solicitaciones y estabilidad de la edificación.

**Relación de demanda/capacidad por flexo-compresión**

En la **Tabla 1** se representan el número de columnas que se encuentran en los rangos preestablecidos de coeficiente de demanda-capacidad, resultando que todas las columnas superan la unidad en el coeficiente de demanda-capacidad y resalta que los menores de valores se aproximan a 3, por lo tanto existe una vulnerabilidad elevada ante un evento sísmico.

**Tabla 1.** Evaluación del coeficiente de demanda-capacidad por flexo-compresión biaxial

Nivel	Rangos de demanda-capacidad			
	(3-5)	(5-10)	(10-15)	(15-20)
8	29	0	0	0
7	7	20	0	0
6	0	27	0	0
5	0	20	7	0
4	0	15	12	0
3	0	16	11	0
2	0	16	11	0
1	0	23	2	2



<b>PB</b>	0	14	9	4
<b>Total</b>	<b>36</b>	<b>151</b>	<b>52</b>	<b>6</b>
<b>% Total</b>	<b>15</b>	<b>62</b>	<b>21</b>	<b>2</b>

## CONCLUSIONES

En base a los planos estructurales se detallaron los elementos y se determinó que el nivel de diseño presente en la estructura existente es un ND1 y se requiere un ND3, por tal razón el incumplimiento de los criterios normativos que conllevan aun diseño por capacidad afectan el adecuado desempeño sísmico del sistema estructural.

El incumplimiento de los requerimientos mínimos normativos de FONDONORMA 1753-2006 y de los aspectos de COVENIN 1756-2001 en la Tabla 12.1 (Requisitos normativos de incidencia sismorresistente), justifica el empleo de factor de respuesta “R” igual a 1)

Los *modelos 1* y *2* desarrollan derivas normalizadas mayores a los límites 18‰ y 11‰, lo que implica que la estructura es propensa a sufrir danos moderados, por acciones sísmicas.

En el *modelo 3* las derivas normalizadas fueron inferior a los valores límites de 18‰ y 11‰, lo que evidencia que la tabiquería proporciona una rigidez adicional en la respuesta sísmica de la estructura

Los coeficientes de demanda-capacidad por cortante basal en el modelo 1 son 2,16 y 0,99 para las direcciones X y Y respectivamente. En las columnas para la dirección Y predomino el mecanismo de falla frágil y en dirección X falla dúctil, resaltando que en dirección Y se tiene tendencia a una falla frágil en la mayoría de las columnas las cuales no garantiza la estabilidad de la edificación luego de fallar.

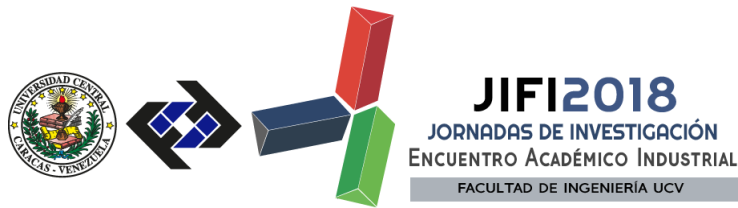
Debido a que la demanda sobrepasa a la capacidad por flexo-compresión de las columnas por más del 300%, existe elevada vulnerabilidad en la estabilidad de la edificación ante un evento sísmico.

De la evaluación se concluye que el edificio 6M-9 no satisface los requerimientos mínimos normativos previstos que garanticen la sismorresistencia de la edificación considerada, tomando como base que los elementos estructurales no poseen la capacidad suficiente para resistir las sollicitaciones impuestas por las acciones sísmicas y adicionalmente la estructura no cumple los controles de desplazamiento lateral.

## REFERENCIAS

- [1] López, O. (2014) Guía para la Evaluación de Edificaciones Existentes con Fines de Adecuación Sísmica. Caracas: Banco de Desarrollo de América Latina. Recuperado de: <http://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/895/Guia%20para%20evaluacion%205%2031.3.16.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [2] Castilla, E. (s.f) Recomendaciones para el Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Mampostería Estructural. Caracas: Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, IMME, Facultad de Ingeniería U.C.V.





[3] López, O. (2013) Lineamientos para los Proyectos de Refuerzo Sismorresistente. *Proyecto SismoCaracas*. Caracas: FUNVISIS