

Evaluación del comportamiento sísmico de un edificio prototipo del Banco Obrero

Seismic behavior evaluation of a Banco Obrero building prototype

J. C. Barboza* y A. Rivera
Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería,
Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.
*jbarboza@ula.ve

Resumen

En este trabajo se analiza un prototipo de edificios de concreto armado, construidos por el Banco Obrero en las décadas de los años sesenta y setenta en muchas zonas de alto riesgo sísmico de Venezuela. Debido a su carácter repetitivo, es muy importante conocer el posible comportamiento sísmico de los mismos.

El estudio se realiza en forma tridimensional inelástica. Para el análisis se usaron los acelerogramas de tres sismos: El Centro 1940, Taft 1952 y Parkfield 1966. Las respuestas obtenidas para cada paso del análisis historia-tiempo fueron: índice de daños por piso y total, desplazamientos, derivas de entrepisos y fuerzas en los elementos.

La estructura se analizó sin tomar en cuenta la contribución de las paredes de mampostería, que seguramente le proporcionarían una resistencia adicional a la edificación ante la acción sísmica. De los resultados obtenidos, los mayores daños se concentran en los pisos segundo y tercero del edificio. Este colapsa ante la acción de los tres sismos, pero los daños causados por el Parkfield son mayores. En definitiva, se concluye que la estructura no resiste la acción de ninguno de los tres sismos estudiados y se recomienda hacer un análisis posterior que tome en cuenta la contribución de la mampostería; de ser necesario, los edificios deben reforzarse. En aquellos con planta baja semi-libre, se recomienda cerrarlos para evitar problemas adicionales por cambios bruscos de rigideces.

Palabras claves: Comportamiento sísmico inelástico.

Abstract

In this paper a prototype of reinforced concrete buildings, built by the Banco Obrero in the sixties and seventies in many high risk seismic zones of Venezuela, are analyzed. Due to the repetitive character of these buildings, it is very important to know the possible seismic behavior of them.

The study was performed in a three dimensional, inelastic manner. Three accelerograms were used for the analysis: El Centro 1940, Taft 1952 and Parkfield 1966. For each step of the time-history analysis the following responses were obtained: the damage index for the level and total, displacements, interstory drift and forces in the members.

The structure was analyzed without taking into account the contribution of masonry infill walls, that would surely would give additional strength to the building under seismic actions. From the results obtained, most of the damage concentrated in the second and third levels of the building. It collapses under the action of the three earthquakes, but the damage due to the Parkfield earthquake is greater. In conclusion, the structure does not resist the action of any of the three earthquakes studied and further study is recommended that takes into account the contribution of the masonry; if necessary, the buildings should be retrofitted. In those buildings which have a ground floor without masonry walls, the recommendation is to enclose them to avoid additional problems due to sudden stiffness changes.

Key words: Inelastic seismic behavior.

1 Introducción

Cerca del 80% de la población de Venezuela se encuentra ubicada en zonas de alto riesgo sísmico. El Banco Obrero, a finales de los años sesenta y comienzos de los setenta construyó en forma repetitiva en muchas de esas zonas una serie de edificios de vivienda multifamiliar de interés social, por esta razón es muy importante estudiar el posible comportamiento de los mismos ante la acción sísmica.

Normalmente la acción de los sismos lleva a las estructuras a un comportamiento en el rango inelástico, por lo que, en la evaluación del comportamiento de edificaciones ubicadas en regiones de alta sismicidad, es conveniente tomar en cuenta este tipo de comportamiento.

El objetivo fundamental de este trabajo es la evaluación del comportamiento sísmico del edificio prototipo calculado en el Departamento Técnico del Banco Obrero en marzo de 1968, tipo 3A-05-051. Para esto se realiza un análisis tridimensional que tome en cuenta el comportamiento histérico. Para el estudio se usan los acelerogramas de tres sismos probables que puedan ocurrir en la zona, dos de ellos sugeridos en el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Mérida. (Ministerio de Obras Públicas, 1976).

En la Urbanización Humboldt de la ciudad de Mérida existen dos tipos de estos edificios, todos de cuatro niveles, con cuatro apartamentos por piso; la diferencia entre los dos tipos es que uno es más pequeño en planta que el otro. Como característica especial, algunos de los edificios tienen la planta baja semi-libre (ver Figs. 1 y 2), mientras que en otros se construyeron apartamentos en toda la planta baja (ver Fig.3), lo que puede originar un comportamiento diferente entre ellos, ya que en los primeros puede haber una diferencia importante de rigideces de los pisos superiores con respecto a la planta baja. Adicionalmente, debido a la distribución asimétrica de las pocas paredes construidas en esa planta, se puede presentar torsión en la misma.

Otra característica que presentan varios de los edificios de esta urbanización es que fueron construidos en contacto, dejando juntas de construcción de 2 centímetros de espesor, pudiendo producirse golpeteo en las zonas de contacto si vibran en forma diferente. Esto se observa en la Fig. 4.

2 Descripción del edificio en estudio

De los dos tipos de edificios construidos por el Banco Obrero en la urbanización Humboldt de la ciudad de Mérida, se seleccionó para este estudio el tipo 3A-05-051, mostrado en la Fig. 5. Tiene cuatro niveles con una altura de entrepiso de 2.75 m. cada uno. Su geometría en planta es irregular, con bloques entrantes y salientes como se muestra en la Fig. 5 y en la planta índice de la Fig. 6. El núcleo de escaleras está localizado en la parte central del edificio; en la parte superior de este núcleo se encuentra ubicado un tanque elevado.



Fig. 1. Edificios con planta baja semi-libre.



Fig. 2. Detalle planta baja semi-libre.



Fig. 3. Edificios con la planta baja construida.



Fig. 4. Edificios en contacto parcial.

La tabiquería es de bloque hueco de arcilla de 10 cm. de espesor. La estructura es de concreto armado y está constituida por pórticos en dos direcciones (ver Fig.7); cuatro pórticos de carga orientados en la dirección longitudinal del edificio, dos de ellos discontinuos entre los ejes B y E, y en la dirección transversal consta de siete pórticos de amarre, de los cuales dos son discontinuos entre los ejes 2 y 3. Las vigas de los pórticos transversales son planas, con una luz central de 6.65 m. bastante grande para una viga plana de 25 cm. de altura.



Fig. 5. Edificio en estudio.

Las losas son nervadas de 25 cm. de espesor, armadas en la dirección transversal, con varios entrantes que podrían interrumpir la transmisión de las cargas sísmicas en el plano horizontal, como se muestra en la Fig. 6. El núcleo de escaleras está localizado en la parte central del edificio y fue construido monolíticamente con el resto de la estructura; no tiene descanso ni viga intermedia de apoyo, por lo que no acorta la longitud de las columnas. Encima de este núcleo se encuentra el tanque elevado (ver Fig. 5).

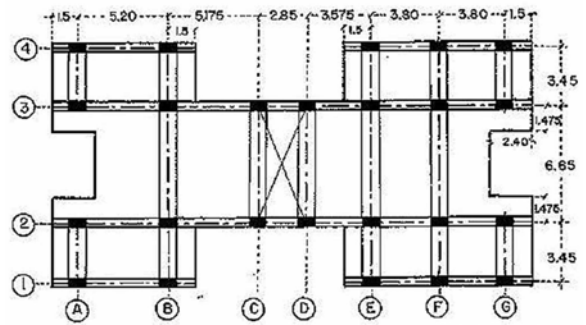


Fig. 6. Planta de la Edificación.

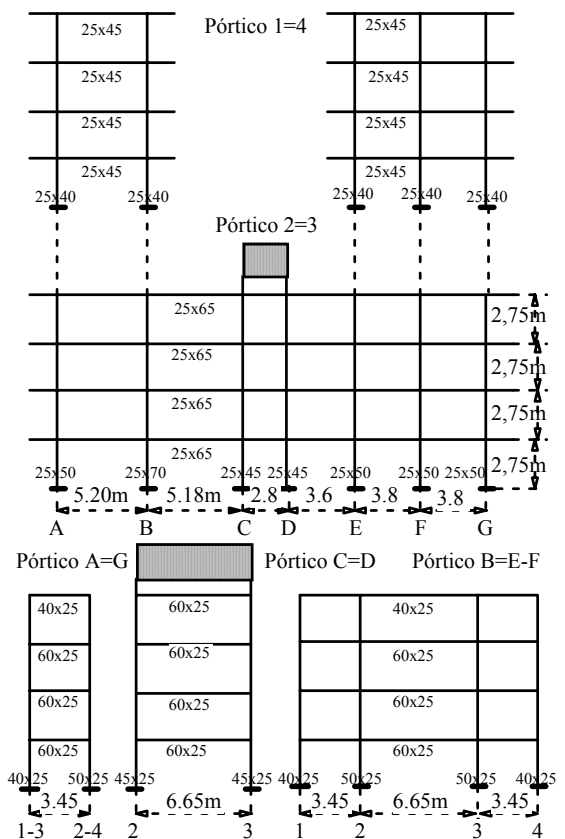


Fig. 7. Pórticos longitudinales y transversales.

Es de hacer notar que las juntas viga-columna no poseen estribos horizontales; en las columnas son de 1/4 de pulgada, separados cada 20 cms. en toda su longitud, excepto en el primer nivel de los pórticos centrales, que son de 3/8 de pulgada, pero con la misma separación. Los aceros longitudinales de las vigas no son continuos en la parte inferior de los apoyos. Este tipo de detallado de las estructuras de concreto, que era una práctica común en Venezuela antes de la promulgación de las Normas Sísmicas Provisionales de 1967, deja a las estructuras con muy poca ductilidad.

3 Análisis estructural

En la evaluación del posible comportamiento sísmico del edificio se usaron los acelerogramas de 3 sismos: El Centro 1940, Taft 1952 y Parkfield 1966, los dos últimos recomendados en el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Mérida (Ministerio de Obras Públicas, 1976).

Para el análisis de la edificación se colocó la acción sísmica más fuerte en la dirección transversal, que tiene menor resistencia. En el sentido longitudinal, más resistente, se colocó la acción sísmica más débil, esto con el fin de tomar en cuenta el efecto más desfavorable del sismo en la edificación.

El programa utilizado fue el CANNY versión E (Ning L, Kang ,1995), que permite realizar el análisis historia-tiempo de la estructura en forma tridimensional, tomando en cuenta varios modelos histeréticos para los elementos de concreto armado. Las respuestas obtenidas con el programa fueron: índice de daños por piso y global, calculados en base al modelo de Park y Ang (Park, Y.J. y otros, 1987), derivas y desplazamientos de entrespiso y acciones en los extremos de cada elemento a un intervalo de tiempo determinado; para el análisis de este edificio se escogió un valor del incremento de 0.002 segundos.

Para el estudio del comportamiento sísmico de las edificaciones, es muy importante tomar en cuenta la contribución de la rigidez y resistencia de las paredes, pues ellas, aún cuando sean de mampostería hueca como es el caso en estudio, dan una sobre-resistencia significativa a las edificaciones y pueden cambiar el comportamiento de las mismas ante la acción sísmica. Sin embargo, con el programa usado no se incorporó este efecto.

4 Interpretación de resultados

Sismo de El Centro 1940: En la Fig. 8 se presenta la formación de rótulas plásticas correspondiente a un tiempo $t = 2,056$ segundos. En la misma se observa la formación de un mecanismo lateral en el tercer piso. En los pórticos laterales se formaron rótulas plásticas en los extremos de todas las columnas del segundo nivel, mientras que en los pórticos centrales solo se formaron en el tope de las mismas. Es de hacer notar que, en contraste con la rotulación de la mayoría de las columnas, fueron pocas las vigas que rotularon, lo que indica un comportamiento estructural con vigas fuertes y columnas débiles. Aunque en la figura no se presenta el orden de formación de las rótulas plásticas, el inicio del colapso sucede en el pórtico D a un tiempo de 1,64 segundos con la formación de mecanismos laterales en los tres primeros niveles. Sucesivamente colapsaron los pórticos C, 2 y 3 hasta llegar al colapso completo a los 2,056 segundos.

En la Fig. 9 se presenta la historia de los desplazamientos en los diferentes niveles del edificio, incluido el tanque, tanto en la dirección longitudinal como transversal.

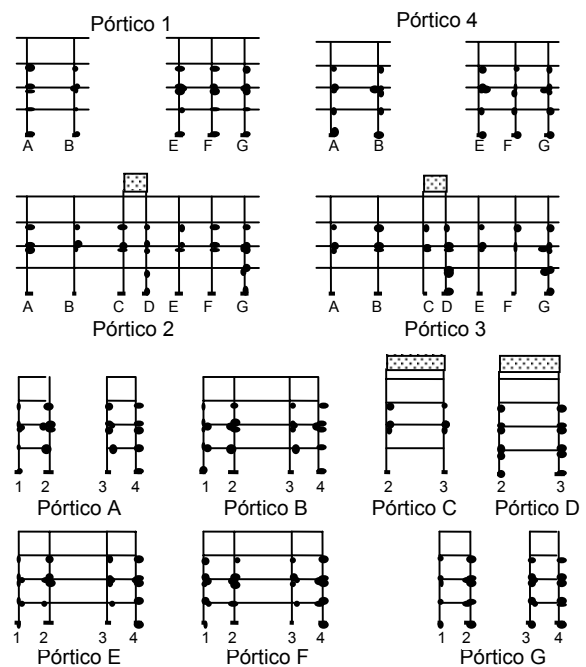


Fig. 8. Rótulas para el sismo El Centro 1940, $t = 2.056$ seg.

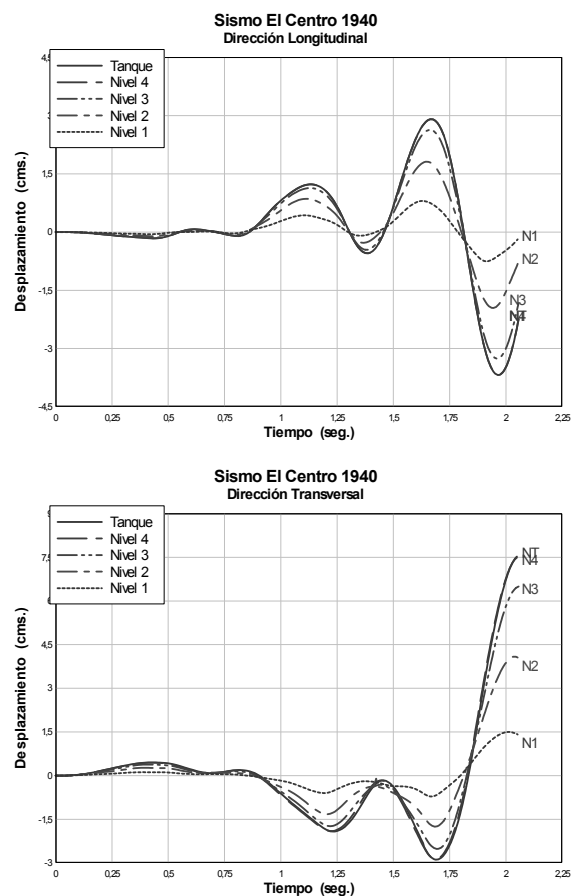


Fig. 9. Historia de desplazamientos para el sismo El Centro 1940.

Se observa que existe poca diferencia entre los desplazamientos del tanque y del cuarto nivel. A partir del primer segundo, el movimiento en ambas direcciones comienza a aumentar. También se observa que para cualquier tiempo todos los niveles se desplazan en el mismo sentido y van aumentando con la altura, indicativo de un primer modo de vibración del edificio; prácticamente el edificio falla en dos ciclos. Los mayores desplazamientos ocurren en la dirección transversal, cuyos valores máximos se muestran en la Tabla 1. En la misma tabla se presentan las derivas en las direcciones longitudinal y transversal del edificio, correspondientes al tiempo de colapso total para los sismos analizados. Se observa que los valores mayores corresponden a los niveles segundo y tercero, y son mayores en la dirección transversal, lo que indica mayor flexibilidad del edificio en esta dirección. También se presentan los índices de daños en cada uno de los niveles y el índice de daños global del edificio, correspondientes al mismo tiempo. Se puede observar que los valores mayores se ubican en los niveles segundo y tercero, que son los que presentan mayor número de rótulas plásticas y derivas más grandes.

Sismo Taft 1952: En la Fig. 10 se pueden observar las diferentes rótulas plásticas que se formaron en la estructura, correspondientes a un tiempo $t=6,804$ segundos, para el cual se forma un mecanismo lateral, de nuevo en el tercer piso. En el segundo nivel se rotularon los extremos de las columnas correspondientes a los pórticos centrales, tanto en sentido longitudinal como transversal. También se puede observar que son pocas las vigas rotuladas es sus extremos, esto de nuevo indica el comportamiento viga fuerte - columna débil. Los daños nuevamente se iniciaron en el pórtico D, con colapso del segundo y tercer pisos a los 3,84 segundos. En la Fig. 11 se presenta la historia de desplazamientos de la edificación ante la acción de este sismo. A partir de los 3,2 segundos empieza a tener movimientos fuertes; al tiempo de la falla total ($t = 6,804$ segundos), la estructura había experimentado cuatro ciclos y medio grandes. Previamente había experimentado una serie de ciclos pequeños de deformación. En la Tabla 1 se presentan los valores de desplazamientos y derivas, correspondientes a 6,804 segundos. Se observa que los mayores valores de derivas ocurrieron en el segundo y tercer piso. En la misma tabla se presentan los valores del índice de daños para cada nivel y el índice de daños global de la estructura. De nuevo los valores mayores ocurren en los pisos segundo y tercero.

Sismo Parkfield: En la Fig. 12 se presenta la formación de rótulas plásticas correspondiente a un tiempo de 4,00 segundos. Se observa prácticamente el colapso completo de los primeros tres pisos, así como la formación de rótulas plásticas en el tope de las columnas que soportan el tanque elevado de agua, y en los elementos estructurales cercanos al mismo, lo que no ocurre con El Centro y el Taft.

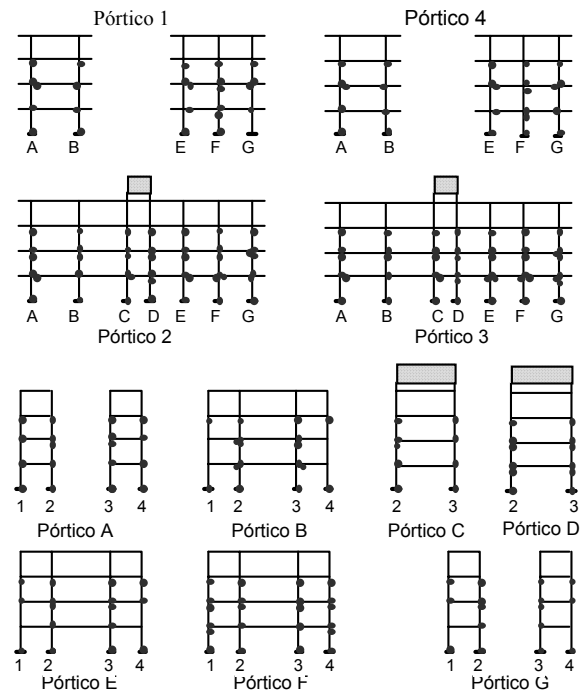


Fig. 10. Rótulas para el sismo Taft 1952, $t = 6.804$ seg.

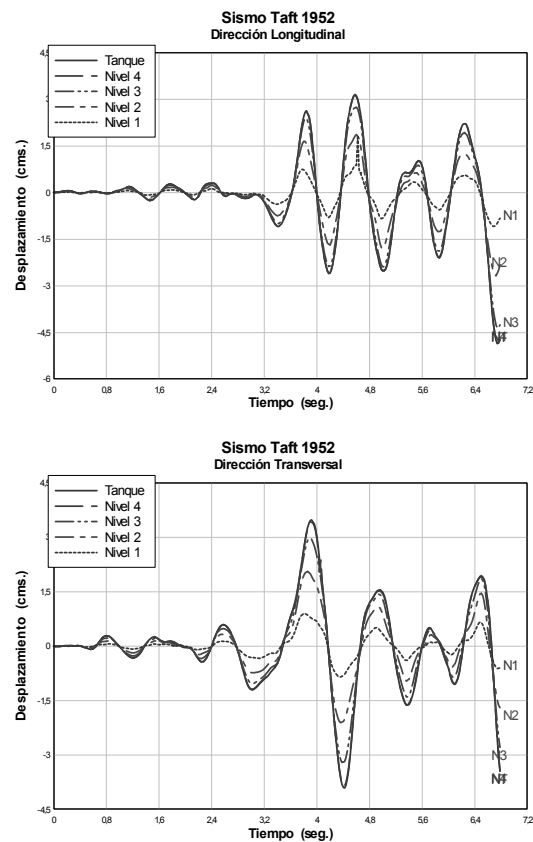


Fig. 11. Historia de desplazamientos para el sismo Taft 1952.

Al estudiar la formación de rótulas plásticas, se observa que a los 3 segundos se rotularon todas las bases de las columnas de la planta baja, de igual manera, para ese tiempo se presentan mecanismos laterales en el segundo nivel de los pórticos 1 (A-B) y 4 (A-B). Los pórticos C y D colapsan en los tres primeros niveles para un tiempo $t = 3,44$ segundos. En la Fig. 13 se presenta la historia de desplazamientos de la edificación ante la acción del sismo Parkfield 1966. La estructura falla en casi tres ciclos grandes, a los 4.00 segundos, correspondientes al colapso total de la estructura, se observa un aumento desmesurado de los desplazamientos a este tiempo, lo que no ocurre con los otros sismos. En la Tabla 1 se presenta el índice de daños correspondiente a 4,00 segundos. Los daños en los tres primeros pisos al igual que el índice de daños global son muy elevados, cercanos a la unidad, indicando el colapso completo de la estructura.

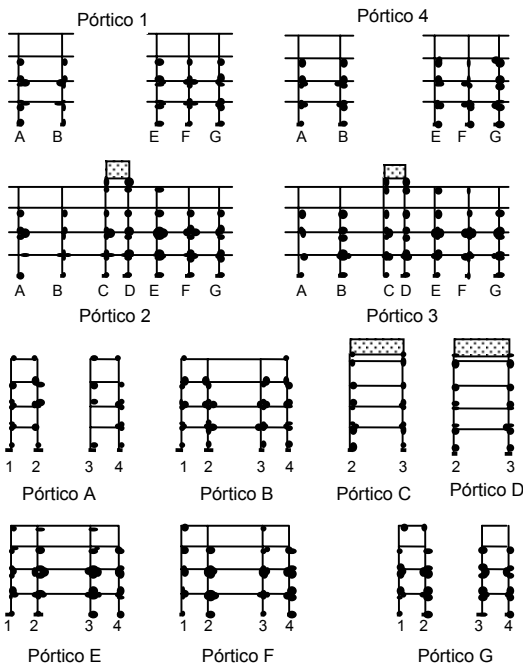


Fig. 12. Rótulas para el sismo Parkfield 1966, $t = 4$ seg.

5 Conclusiones

De la observación de los edificios construidos por el Banco Obrero y de los planos estructurales, se destacan los siguientes aspectos:

- Debido a la época de construcción del edificio, el detallado del acero longitudinal y transversal no es adecuado para zonas sísmicas, por lo que la estructura tiene una ductilidad limitada.
- La forma en planta irregular, con entrantes y salientes, le dan un comportamiento irregular e interrumpen el diafragma para la transmisión de cargas sísmicas horizontales.

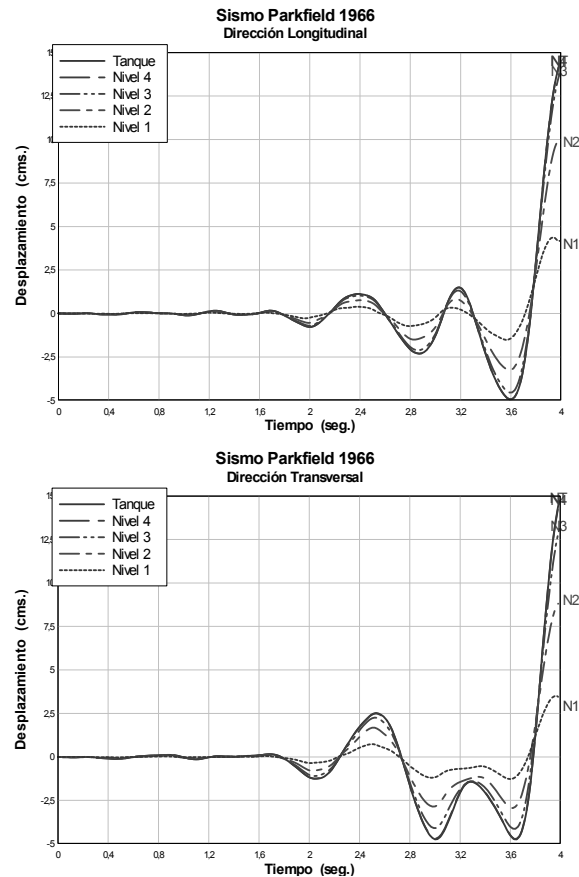


Figura 13. Historia de desplazamientos para el sismo Parkfield 1966.

Tabla 1. Indices de daño, desplazamientos y derivas. L = longitudinal, T = transversal.

Nivel		1	2	3	4	5 Tanque	Global	
Sismo El Centro 1940	Indice de daños	0.59	0.71	0.71	0.25	0.40	0.57	
	Desplaz. del piso (cm)	L	0.19	0.82	1.93	2.35	2.36	
		T	1.41	4.05	6.48	7.48	7.54	
	Deriva	L	0.0007	0.0023	0.0040	0.0015	0.0000	
		T	0.0051	0.0096	0.0088	0.0036	0.0000	
	Sismo Taft 1952	Indice de daños	0.60	0.79	0.79	0.25	0.35	0.62
Desplaz. del piso (cm)		L	0.79	2.25	4.22	4.68	4.68	
		T	0.58	1.67	2.78	3.41	3.43	
Deriva		L	0.0029	0.0053	0.0072	0.0017	0.0000	
		T	0.0021	0.0040	0.0040	0.0023	0.0001	
Sismo Parkfield 1966		Indice de daños	1.03	1.01	0.89	0.36	0.87	0.97
	Desplaz. del piso (cm)	L	4.11	9.88	13.70	14.28	14.28	
		T	3.40	8.84	13.09	14.60	14.69	
	Deriva	L	0.0150	0.0210	0.0139	0.0021	0.0000	
		T	0.0124	0.0198	0.0155	0.0055	0.0000	

- La localización del Tanque como masa vibrando en el techo induce efectos adicionales en las zonas cercanas al mismo.
- La interrupción de la tabiquería a nivel de planta baja en algunos edificios produce un cambio brusco de rigideces en ese nivel, lo que puede ocasionar daños severos, e inclusive el colapso de los edificios.

Del estudio realizado en el edificio 3A-05-051 se concluye lo siguiente:

El edificio tiene un comportamiento de vigas fuertes y columnas débiles, colapsando para los 3 sismos analizados, presentado más debilidad en los pisos segundo y tercero. El inicio de la falla se produce en el núcleo de escaleras (Pórticos C y D), donde existe mayor rigidez. También se encontró que la acción más fuerte es la del sismo Parkfield, que puede producir el derrumbe total del edificio.

6 Recomendaciones

Debido a que estos edificios se construyeron en gran cantidad en muchas zonas de alto riesgo sísmico en

Venezuela, y en base a los resultados encontrados en este trabajo, se recomienda:

- Eliminar las plantas bajas semi-libre, introduciendo paredes adicionales en este nivel, para evitar el cambio brusco de rigideces en esa zona y posibles efectos de torsión.
- Establecer con más propiedad los sismos probables en la ciudad de Mérida, y la posible sobrerresistencia que puedan tener los edificios debido a la contribución de las paredes de mampostería, y hacer un nuevo estudio que tome en cuenta los aspectos mencionados.

Referencias

- Ministerio de Obras Públicas, 1976, Microzonificación sísmica de la meseta de Mérida, Dirección general de desarrollo urbanístico, Secretaría Técnica, Tomos I y II.
- Ning K, 1995, Thre-dimensional nonlinear dynamic structural analysis computer program package (Canny-E), Canny Consultants PTE LTD, Singapore.
- Park YJ, Ang A y Wen YK, 1987, Damage-limiting aseismic design of buildings, Earthquake Spectra. Vol.3. No. 1

