

## **INFLUENCIA DE LAS PAREDES DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES DE PÓRTICOS EN HORMIGÓN ARMADO**

Mata, Juan  
Ingeniero Civil  
Universidad Católica Andrés Bello (UCAB) - AESA  
Juan.l.matagarcia@ypf.com

### **RESUMEN**

Se investiga el impacto de las paredes de relleno de mampostería en la resistencia sísmica de edificaciones de pórticos en hormigón armado, utilizando como caso de estudio el incidente ocurrido en el edificio Palace Corvin durante el terremoto de 1967 en Caracas, Venezuela. Esta edificación residencial estaba compuesta por dos módulos estructuralmente iguales de 10 niveles cada uno. Se analiza cómo las paredes de relleno influyeron en el colapso de un módulo, mientras que el otro resistió el sismo. El objetivo principal es examinar los efectos de paredes de relleno en edificaciones diseñadas con normativas obsoletas y proyectar el comportamiento de la misma edificación diseñada bajo normativas actuales. Se busca comprender las diferencias en el comportamiento sísmico entre ambos casos, para contribuir a la evaluación y rehabilitación de estructuras existentes y al diseño de nuevas edificaciones. Los resultados indican que las paredes de relleno alteran la rigidez y la distribución de tensiones, destacando la importancia de considerarlas en el diseño estructural para evitar una subestimación de la demanda sísmica.

### **ABSTRACT**

The impact of masonry infill walls on the seismic resistance of reinforced concrete frame buildings is investigated, using the incident at the Palace Corvin building during the 1967 earthquake in Caracas, Venezuela, as a case study. This residential building consisted of two structurally identical modules, each with 10 stories. The analysis examines how the infill walls influenced the collapse of one module while the other withstood the earthquake. The main objective is to examine the effects of infill walls on buildings designed with outdated regulations and to project the behavior of the same building designed under current regulations. The aim is to understand the differences in seismic behavior between both cases, in order to contribute to the evaluation and rehabilitation of existing structures and the design of new buildings. The results indicate that infill walls alter the stiffness and stress distribution, highlighting the importance of considering them in structural design to avoid underestimating seismic demand.

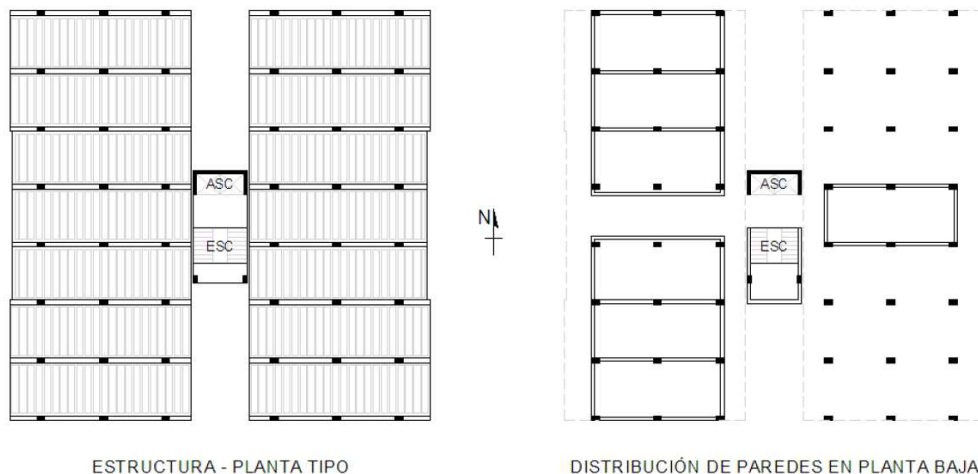
Organiza:

## INTRODUCCIÓN

En Latinoamérica y en muchas partes del mundo, los pórticos con paredes de relleno de mampostería se utilizan ampliamente en edificaciones residenciales, tanto para separar espacios como para formar fachadas.

Los registros de daños causados por movimientos sísmicos en todo el mundo han evidenciado que muchas edificaciones constituidas por pórticos con paredes de relleno presentan un pobre desempeño sísmico. Algunas de estas estructuras han colapsado, generando la pérdida de vidas, mientras que otras han presentado daños inaceptables, requiriendo costosas reparaciones o incluso la demolición. Este comportamiento indeseado puede deberse algunas veces a la mala calidad de la construcción y en un mayor número de casos al diseño de ingeniería, que puede no tener en cuenta los efectos adversos que las paredes pueden provocar. Entre estos efectos se incluyen la alteración en la distribución de cargas en los miembros estructurales, la torsión inducida, la formación de entrepisos blandos y los efectos de columnas cortas.

En el terremoto de Caracas de 1967, varios edificios fueron afectados. En la zona de Altamira y Los Palos Grandes, cuatro edificios colapsaron, dentro de los cuales se encuentra el Edificio Palace Corvin. Este edificio, de 10 niveles en forma de H, estaba conformado por dos cuerpos de planta rectangular y un tercero de circulación en el medio, todos estructuralmente separados por juntas de dilatación. En la Figura 1, se muestra a la izquierda un esquema de la planta típica del edificio, y a la derecha, la distribución de paredes en planta baja.



*Figura 1. Edificio Palace Corvin, planta tipo y distribución de paredes en planta baja. [11]*

Organiza:

La estructura de ambas unidades era del tipo pórtico de carga en hormigón armado, compuesta por columnas rectangulares y vigas altas, todas orientadas en dirección Este-Oeste. La diferencia entre el ala este y la oeste se ilustra en el segundo esquema de la Figura 1; mientras que la planta baja del ala oeste estaba ocupada por comercios, la del ala este se destinó al estacionamiento de vehículos, es decir, sin paredes de relleno en gran parte del área. Lo que hace peculiar al Edificio Palace Corvin es que, durante el Terremoto de Caracas, únicamente se derrumbó el cuerpo ubicado al este, mientras que la unidad de circulación y la torre oeste permanecieron en pie [1], como se muestra en la Figura 2.



*Figura 2. Edificio Palace Corvin, torre este derrumbada y torre oeste en pie. [4]*

A partir de los daños observados en edificaciones con configuraciones similares, se han llevado a cabo numerosos estudios y ensayos. Estos han sido incluidos en la literatura especializada y en los códigos de diseño con el objetivo de detectar y prevenir los problemas mencionados. En la última actualización de la norma sísmica venezolana COVENIN 1756 [8], se ha incorporado la necesidad de considerar los impactos negativos de las paredes de relleno en los modelos de análisis, además de proporcionar recomendaciones específicas para su aplicación.

En este contexto, el presente trabajo tiene como objetivo principal estudiar, a partir de la información recolectada del edificio Palace Corvin, los posibles efectos adversos de las paredes de relleno de mampostería en el comportamiento sísmico de una edificación de los años 60, proyectada con criterios normativos obsoletos, y compararla con un edificio de la misma configuración arquitectónica, pero cuyos miembros estructurales se han adaptado a las normativas actuales.

A los modelos de análisis del edificio pre-terremoto y del edificio ajustado a las normas vigentes se les ha denominado *Modelo Original* y *Modelo Modificado*, respectivamente.

Organiza:

## DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO PALACE CORVIN

La edificación estaba compuesta por dos cuerpos principales: el cuerpo Oeste, con frente a la Avenida del Ávila, y el cuerpo Este, ubicado al fondo del predio. Ambos cuerpos se encontraban separados por una torre de circulación vertical.

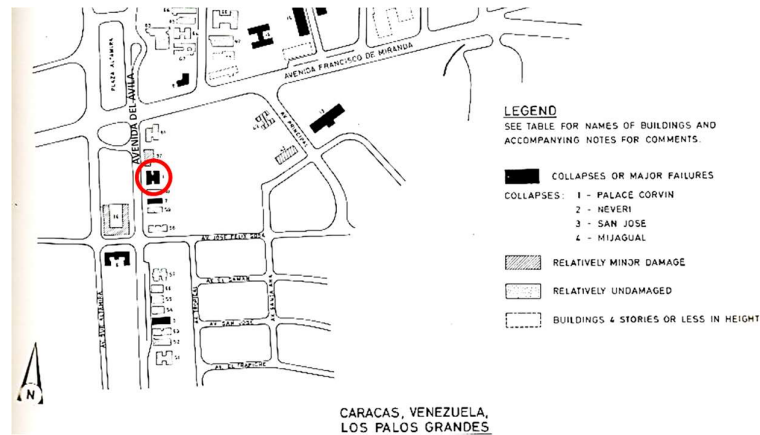


Figura 3. Mapa de los palos grandes. [5]

El edificio estaba destinado a ser una vivienda multifamiliar. Los cuerpos principales, de forma rectangular, estaban orientados en dirección N-S, con dimensiones externas de 24,50 m (N-S) por 11,15 m (E-O) y una altura de 30,70 m.

### Estructura

El esqueleto de la edificación estaba conformado por hormigón armado, con losas nervadas de 20 cm de espesor. [4]

Cada uno de los cuerpos principales estaba compuesto por ocho pórticos en dirección E-O, separados por una distancia de 3,50 m. Estos pórticos consistían en tres columnas distanciadas 3,85 m entre ejes, con vigas altas de 25x45 cm en los pórticos interiores y de 25x40 cm en los pórticos exteriores. Las vigas sobresalen en voladizo a cada lado, con extensiones máximas de 1,30 m y de 1,65 m, manteniendo la misma sección que en los tramos. [4]

En el sentido N-S, se planificó el sistema de pórticos utilizando las columnas en combinación con los nervios de las losas, prescindiendo del uso de vigas en este sentido. Esto resultó en tres pórticos (N-S) separados por 3,85 m. Cada pórtico está compuesto por ocho columnas distanciadas 3,50 m entre ejes. Todas las columnas tienen sección rectangular, con la dimensión mayor en sentido E-O. En la figura 4 se presenta el esquema estructural de planta tipo del edificio Palace Corvin. [4]

Organiza:

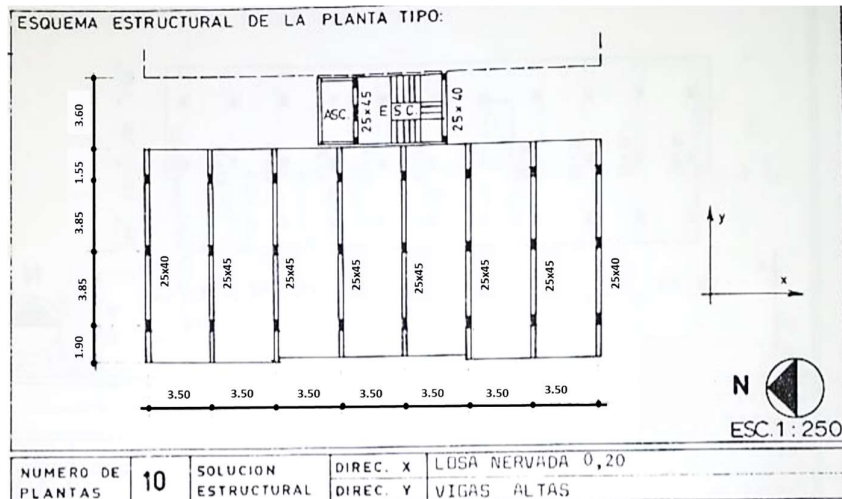


Figura 4. Esquema estructural de la planta tipo. [5]

De los resultados de las mediciones realizadas en muestras obtenidas de escombros, se determinó que los porcentajes de armadura geométrica en las columnas analizadas estuvieron entre el 1,00% y el 1,43%. En cuanto a las vigas analizadas, este porcentaje fue del 1,05%. En todos los casos, la armadura transversal de las secciones (vigas y columnas) estaba conformada por estribos de 3/8" de 2 ramas, con separaciones entre 25 y 30 cm. [4]

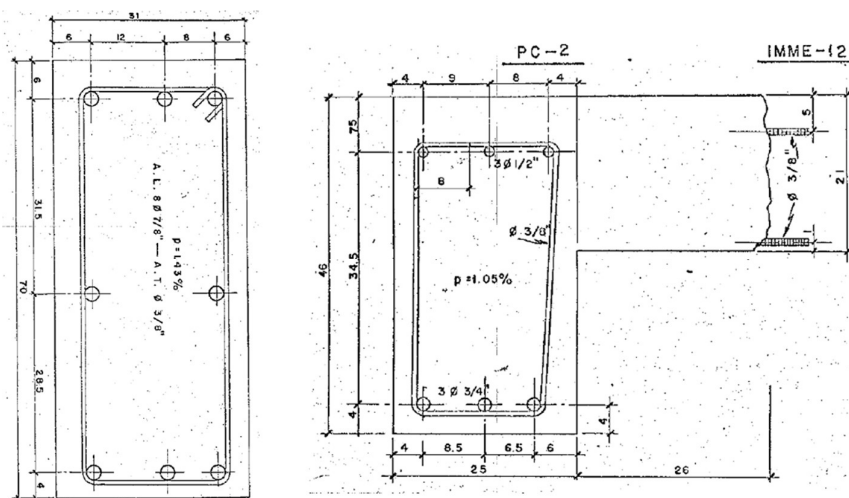


Figura 5. Disposición de acero en columnas de PB y una viga. [4]

Organiza:

## Paredes

La tabiquería exterior era de bloques huecos de arcilla de 15 cm de espesor, mientras que las divisiones internas se hacían con bloques de 10 cm, salvo entre apartamentos, donde eran de 15 cm. En el sentido E-O, la mayoría de los tabiques se apoyan en las vigas de los pórticos y ofrecen cierta continuidad. En el sentido N-S, tramos de tabiques se alternan entre módulos y en general no coinciden con las columnas. [4]

La tabiquería del cuerpo Este era similar a la del cuerpo Oeste, pero en la planta baja, como se observa en la Figura 1, solo había tabiques en el área de la portería, ya que la mayor parte del espacio se destinaba al estacionamiento. [4]

## Información de daños

La acción sísmica produjo la caída total del cuerpo Este. Se observó que la caída se efectuó casi verticalmente, con un desplazamiento hacia el norte y otro menor hacia el este. Puede decirse que el desplazamiento se produjo en el sentido de los nervios de las losas. [4]

En el cuerpo Oeste, se observaron daños menores en los miembros estructurales. Algunas columnas de planta baja muestran fisuras verticales. Los daños en la tabiquería se concentraron en la planta baja y en los dos primeros pisos. [4]

En las siguientes figuras se presenta el levantamiento de daños en las fachadas del ala Oeste.

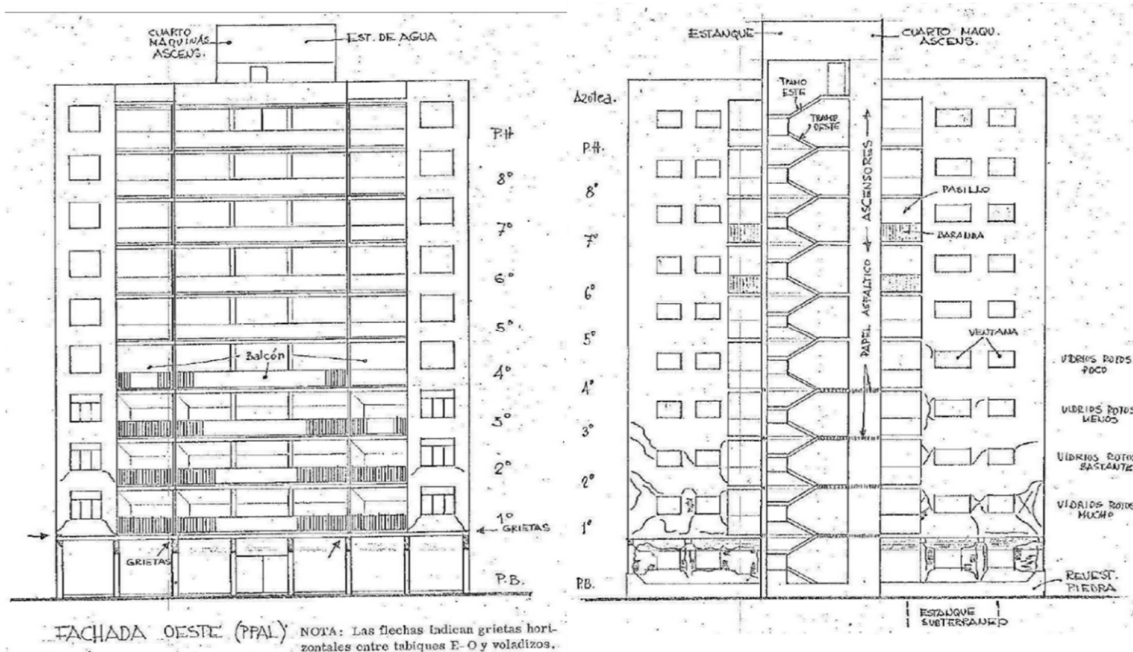


Figura 6. Relevamiento de daños Ala Oeste. [4]

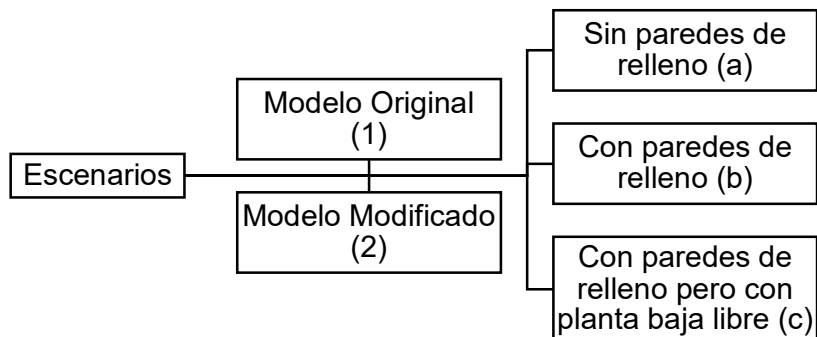
Organiza:



*Figura 7. Fotos daños en paredes y torre colapsada. [4]*

## MODELOS ANALIZADOS

Se elaboraron seis modelos utilizando el software ETABS 20.0.0 para evaluar la influencia de las paredes de relleno. Las paredes se incorporaron utilizando el método de la biela diagonal equivalente.



*Figura 8. Escenarios Analizados.*

El modelo original fue calibrado con los períodos de vibración medidos durante diferentes etapas de demolición de las paredes de relleno. Esto se realizó utilizando un ensayo de vibración libre en la torre oeste del edificio Palace Corvin, llevado a cabo por Briceño, Espinosa y Arcia en 1973 [1].

El modelo modificado ha sido diseñado verificando los requerimientos sismorresistentes establecidos en los códigos COVENIN 1756 [8] y FONDONORMA 1753 [3].

Organiza:

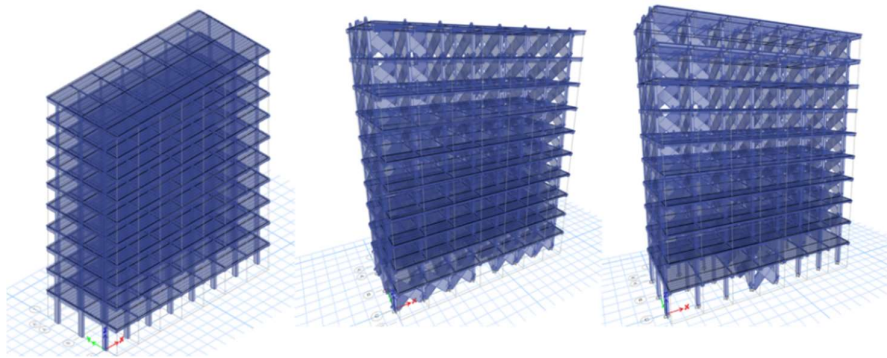


Figura 9. Modelos generados con ETABS. Izquierda: Modelo sin paredes (a). Centro: Modelo con paredes (b). Derecha: Modelo planta baja libre (c)

### **Método de la Biela Diagonal Equivalente**

Diferentes investigadores han propuesto numerosos modelos mediante puntales o bielas a compresión equivalentes para el análisis de estructuras con paredes, por ejemplo, Stafford Smith en 1967; Paulay y Priestley en 1992; Sananainejad y Hobbs en 1995. Los modelos de un solo puntal son los más simples de usar y son lo suficientemente precisos para capturar los problemas de comportamiento global que a menudo resultan cuando se ignoran las paredes de relleno. [10]

De acuerdo con el código COVENIN 1756 [8], a efectos de estimar la contribución de paredes y tabiques de relleno, éstos pueden modelarse y analizarse mediante una biela diagonal equivalente en cada paño correspondiente. Este modelo se considera representativo del comportamiento de la tipología estructural estudiada, ya que ante la acción de cargas laterales el panel de mampostería se separa del pórtico en dos esquinas opuestas y las otras dos quedan sometidas a esfuerzos de compresión.

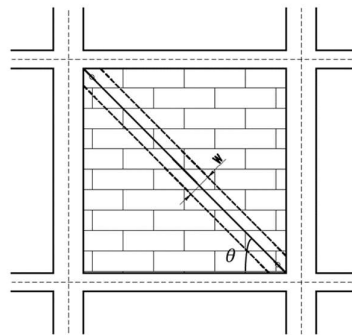


Figura 10. Esquema biela diagonal comprimida equivalente.

Organiza:

La norma define la biela diagonal como un elemento que trabajará sólo a compresión, articulada en sus extremos al pórtico y con el mismo espesor y módulo de elasticidad de la pared. Según el artículo 8.4.3 de la norma COVENIN 1756 [8], el ancho de la biela ( $W$ ) será igual al 25% de la longitud de la diagonal del pórtico.

La resistencia a compresión de la biela corresponde al agotamiento de la capacidad resistente de la pared. Esta resistencia es definida como  $R_{biela}$ .

$$R_{biela} = P_d \leq V_m / \cos(\theta_{biela}) \quad (1)$$

Donde,

$\theta_{biela}$ , es el ángulo de la biela respecto a la horizontal.

$P_d$ , es la resistencia a compresión diagonal del muro de relleno según CONVENIN 5008 [9].

$V_m$ , es la resistencia a corte del muro de relleno según CONVENIN 5008 [9].

### **Resistencia de los materiales**

En el primer informe de la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo FUNVISIS [4], se realizaron ensayos de compresión de 9 núcleos de hormigón extraídos de miembros estructurales del cuerpo Este, que colapsó. La resistencia promedio obtenida fue de 196 kgf/cm<sup>2</sup>, y fue utilizada en el modelo original. Para el modelo modificado, se estableció una resistencia mínima del concreto de 250 kgf/cm<sup>2</sup> por razones de durabilidad.

En el segundo informe de la Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo FUNVISIS [5], se registraron los valores de la resistencia cedente del acero de refuerzo de 21 edificios, determinándose un promedio de 2800 kgf/cm<sup>2</sup>. Este valor se utilizó para el análisis del modelo original. Para el modelo modificado, se emplearon barras de refuerzo Grado S-60, con una resistencia cedente de 4200 kgf/cm<sup>2</sup>.

Para las paredes se define una resistencia media a la compresión de 40 kgf/cm<sup>2</sup> para bloques de arcilla de acuerdo con la norma COVENIN 5008 [9].

### **Cargas permanentes y variables**

Las cargas permanentes aplicadas en los modelos se asignaron según la norma COVENIN 2002-1988 [7]. Para las paredes, se estimó una carga uniforme de 300 kgf/m<sup>2</sup> según los datos recolectados.

### **Combinaciones de Carga**

En cuanto a las combinaciones de cargas, se procuró seleccionar aquellas que fueran lo más representativas a las soportadas por el edificio al momento del sismo.

Organiza:

Por lo tanto, en el análisis de los modelos se utilizan las siguientes combinaciones:

$$U1 = CP + 0,50 CV \pm SH + Sv$$

$$U2 = CP + 0,50 CV \pm SH - Sv$$

Dónde:

CP: Cargas permanentes.

CV: Cargas variables.

SH: Efectos de la combinación de las dos componentes horizontales simultáneas del sismo, se utilizará el método RCSC (según 8.3.1.1 Norma COVENIN 1756 [8])

SV: Efectos de la componente vertical del sismo.

## ANÁLISIS DINÁMICO

Se emplea el método de análisis dinámico elástico espectral. Este método implica la superposición modal considerando un sistema con diafragma rígido con tres grados de libertad por nivel, así como el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación. La respuesta estructural se determina combinando las respuestas modales mediante el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC).

En el análisis se incluyen los efectos de la torsión adicional, como se define en el punto 9.5.3.4 de la norma. [8]

### ***Espectros de Respuesta***

Para llevar a cabo el análisis modal espectral de los modelos bajo estudio, se utilizan dos espectros sísmicos. Los espectros de la Figura 11 reflejan la respuesta probable del evento sísmico ocurrido en 1967 [6], mientras que la Figura 12 corresponde a los espectros de diseño establecidos por la normativa actual COVENIN 1756 [8].

Organiza:

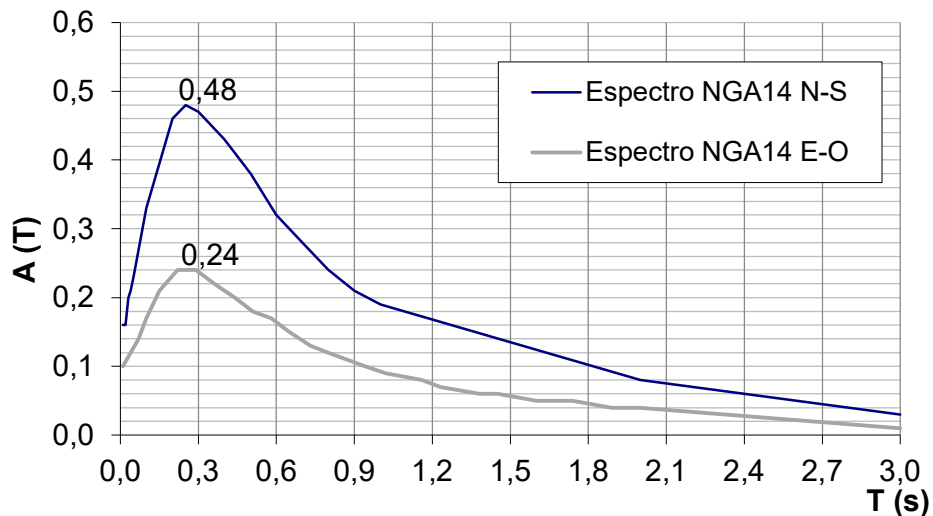


Figura 11. Espectros NGA14N-S y NGA14E-O [6].

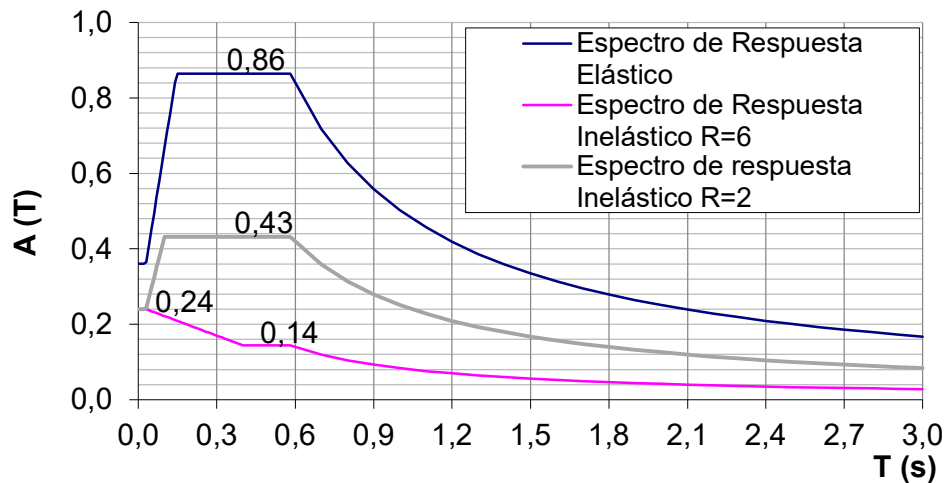


Figura 12. Espectros de respuesta elástica e inelástica para  $R=6$  y  $R=2$  según [8].

De acuerdo con la figura 11, la máxima aceleración del sismo de Caracas de 1967 ocurrió en la dirección N-S, coincidiendo con el desplazamiento registrado en la torre colapsada y con la dirección más débil de la estructura.

El modelo modificado se diseñó considerando un factor de reducción de respuesta  $R=6$ , correspondiente a pórticos especiales. En el modelo original, aunque no hay un sistema sismorresistente bien definido en la dirección N-S, se puede aproximar un

Organiza:

factor  $R = 2$ , propio de pórticos ordinarios. No obstante, para el análisis de los modelos, no se aplicarán reducciones a los espectros de respuesta ni se considerarán inercias agrietadas. El objetivo es determinar la demanda sísmica que pudo haber afectado el edificio Palace Corvin, sin considerar la degradación de la rigidez de los miembros estructurales y las paredes de relleno.

### ***Peso sísmico***

En la Tabla 1 se muestra el peso sísmico correspondiente a cada nivel de cada modelo, así como el peso total de los mismos. Para su estimación, se considera un 15% de la carga variable y un 100% de la carga permanente, según la norma COVENIN 1756 [8]. Como resultado, el peso del modelo modificado es un 15% mayor en comparación con el modelo original.

<b>Piso</b>	<b>Peso Sísmico modelo original (t)</b>	<b>Peso Sísmico modelo modificado (t)</b>
10	143	169
9	232	262
8	234	264
7	234	272
6	245	277
5	245	282
4	249	286
3	249	288
2	252	292
1	260	305
Total	2342	2699

*Tabla 1 - Peso sísmico modelo original y modelo modificado*

### ***Períodos de vibración***

En la tabla 2 y 3, se presentan los tres primeros períodos de vibración, dos correspondientes a movimientos traslacionales (en las direcciones Norte-Sur y Este-Oeste) y uno torsional, para cada modelo evaluado.

Organiza:

Modelo Original	Período (s)			% Masa Participativa		
	N-S	E-O	Torsional	N-S	E-O	Torsional
<b>1a</b>	2,29	1,63	1,61	80,52%	73,22%	73,82%
<b>1b</b>	1,14	0,70	0,68	74,71%	72,52%	72,14%
<b>1c</b>	1,24	0,74	0,77	82,02%	78,07%	83,01%

*Tabla 2 - Períodos de vibración modelo original*

Modelo Modificado	Período (s)			% Masa Participativa		
	N-S	E-O	Torsional	N-S	E-O	Torsional
<b>2a</b>	1,23	1,15	1,01	80,05%	75,55%	78,46%
<b>2b</b>	0,90	0,65	0,62	75,47%	74,32%	74,81%
<b>2c</b>	0,96	0,68	0,67	81,57%	73,46%	76,86%

*Tabla 3 - Períodos de vibración modelo modificado*

El análisis de los períodos de vibración del modelo original (Tabla 2) muestra que la presencia de paredes (modelo 1b) reduce notablemente los períodos, aproximadamente un 100% en la dirección N-S y un 133% en la dirección E-O, debido a la mayor densidad de paredes en esta dirección que incrementa la rigidez. Al eliminar las paredes del nivel de planta baja (modelo 1c), los períodos aumentan un 8% en comparación con el modelo 1b, y el segundo período se vuelve torsional. En el modelo modificado (Tabla 3), los períodos de vibración también disminuyen con la adición de paredes (modelo 2b), pero de manera menos significativa: un 27% en la dirección N-S y un 43% en la dirección E-O. Al eliminar las paredes de la planta baja (modelo 2c), se sigue un patrón similar al del modelo original, pero el segundo período de vibración permanece traslacional.

### **Fuerzas cortantes de piso**

Con el propósito de ilustrar una de las consecuencias de la presencia de las paredes sobre el período de vibración de la estructura, se grafican en las siguientes figuras la ubicación de los períodos de vibración en los espectros sísmicos evaluados y luego las fuerzas cortantes por nivel para cada uno de los modelos, específicamente en la dirección N-S.

Organiza:

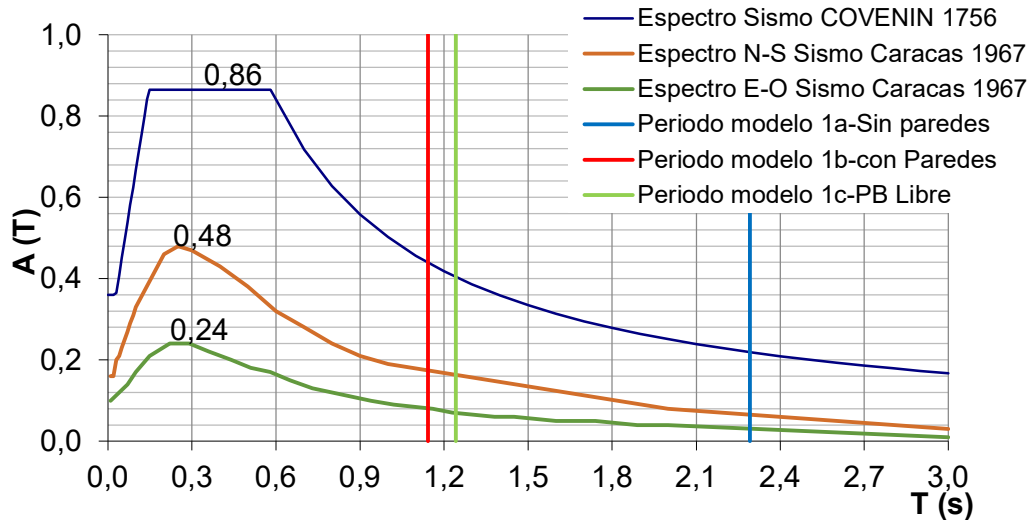


Figura 13. Variación de la pseudo-aceleración espectral, modelo original

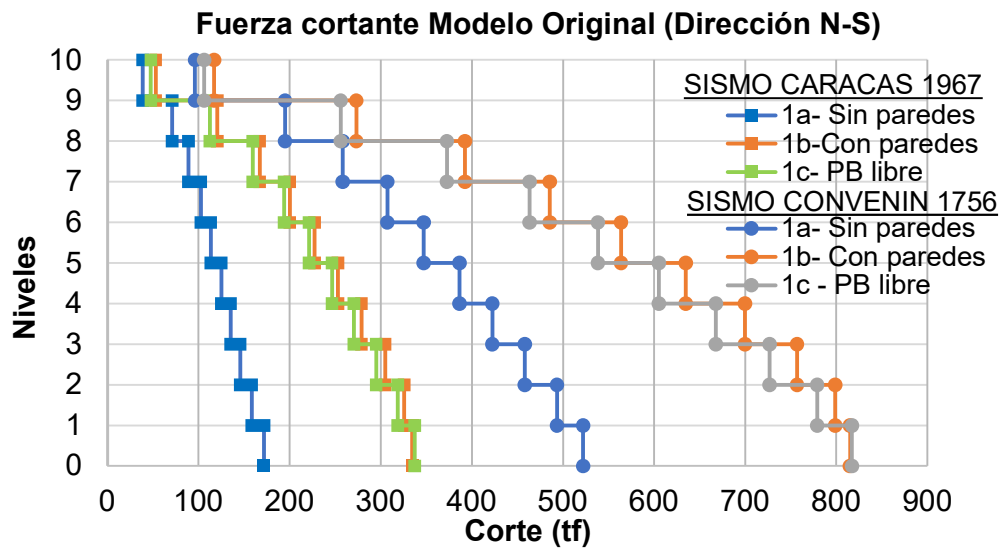


Figura 14. Cortante de piso, dirección N-S, modelo original

Organiza:

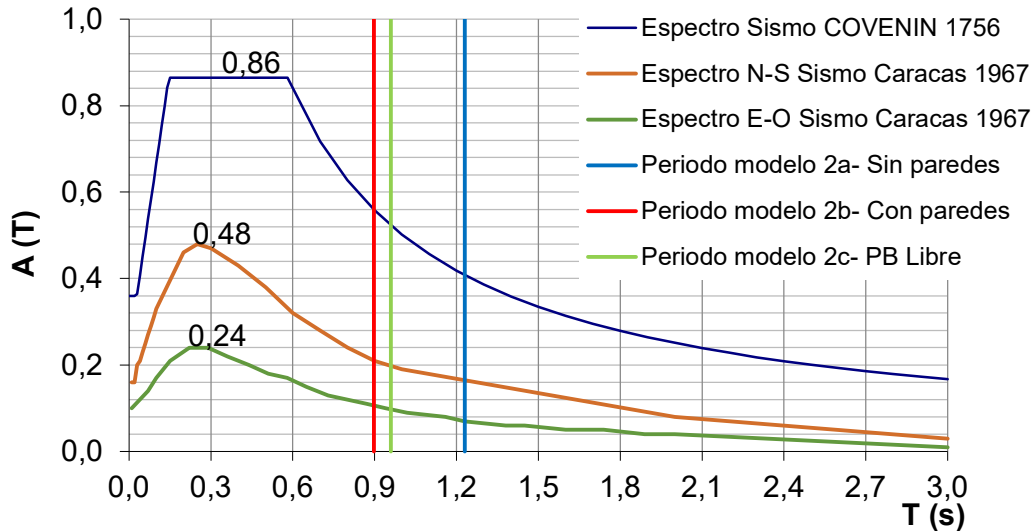


Figura 15. Variación de la pseudo-aceleración espectral, modelo modificado

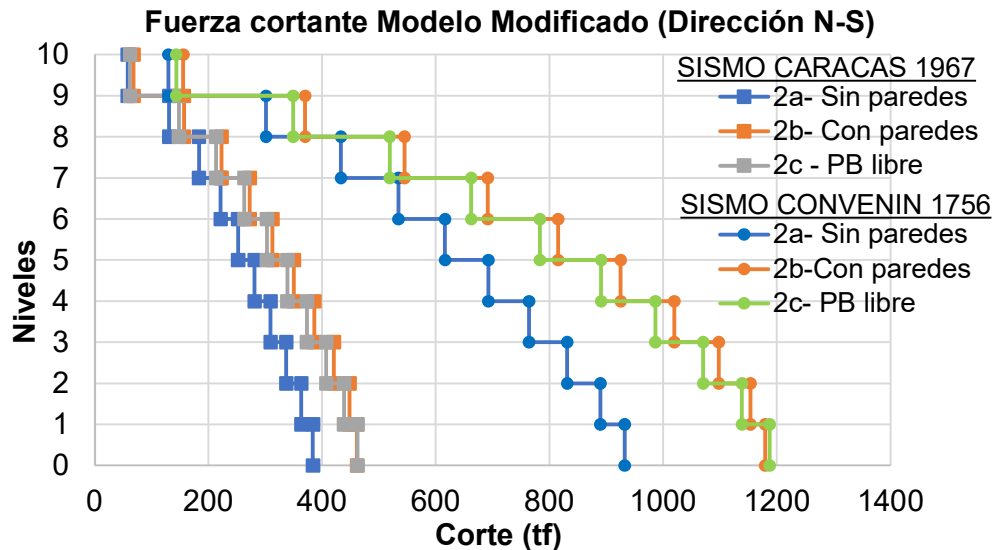


Figura 16. Cortante de piso, dirección N-S, modelo modificado

### Relaciones de deriva

Se presentan las derivas obtenidas en la dirección N-S en los modelos analizados. El modelo original muestra gran flexibilidad con mayores derivas al eliminar las paredes de planta baja. Se observa que para el primer nivel, la relación de deriva es de 1,8% para el modelo (1b), en comparación con el 5,3% para el modelo (1c). Para tal magnitud de deriva y nivel de diseño de la edificación, el grado de daño esperado

Organiza:

en la estructura es extensivo según lo especificado por FEMA en su programa denominado Hazus®-MH 2.1 [2]. El modelo modificado reduce las derivas en un 70%, con la máxima deriva concentrada en el segundo nivel (modelos 2a y 2c) o tercer nivel (modelo 2b), superando apenas el 3.2%, lo que sugiere el inicio de un daño moderado.

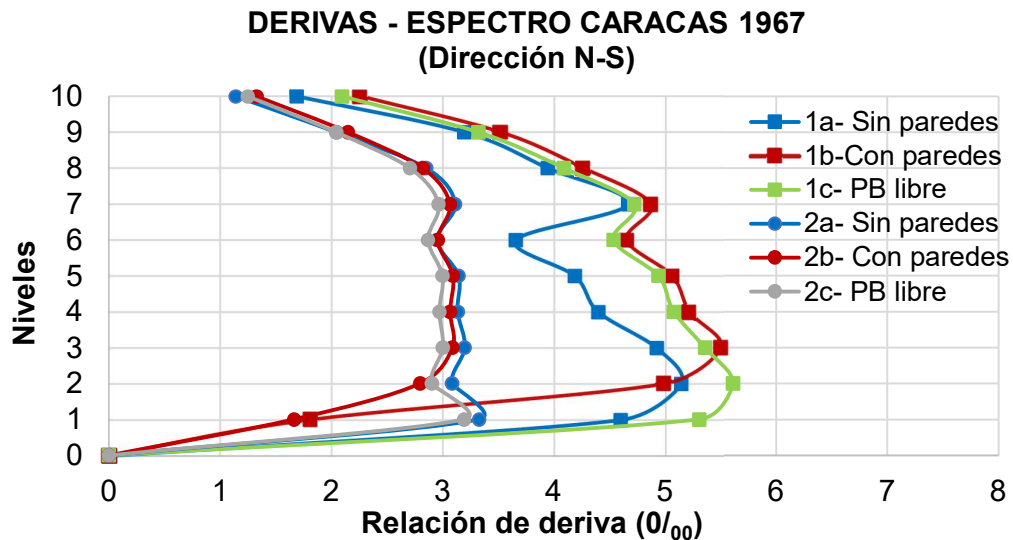


Figura 17. Relación de deriva dirección N-S, espectro Caracas 1967

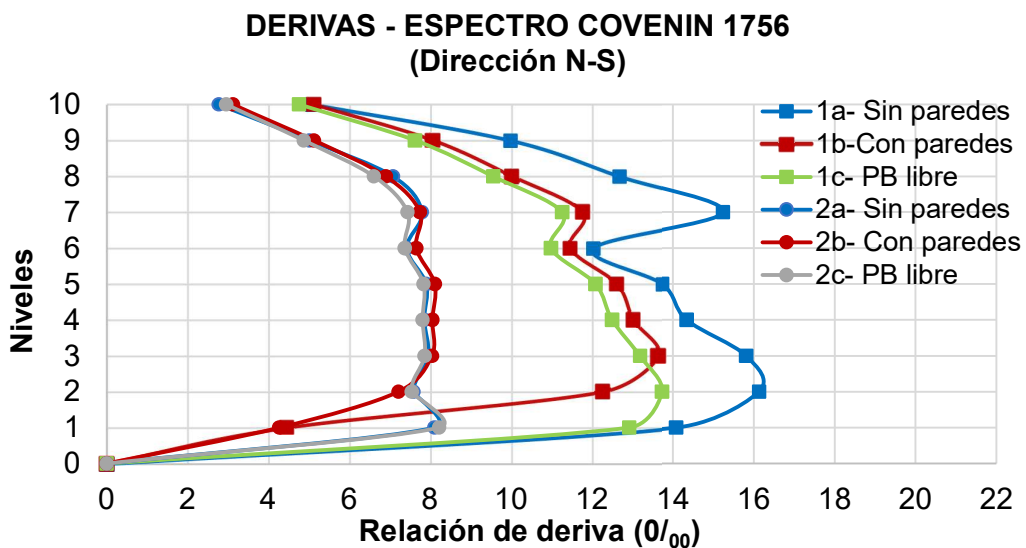


Figura 18. Relación de deriva dirección N-S, espectro COVENIN 1756

Organiza:

### Tensiones en los miembros estructurales

La inclusión de paredes aumenta las fuerzas axiales y reduce los momentos en las columnas, especialmente en las extremas. En la planta baja libre, los momentos en las columnas aumentan significativamente. La presencia de paredes también reduce las fuerzas cortantes, mientras que su eliminación en la planta baja provoca un aumento considerable en el corte.

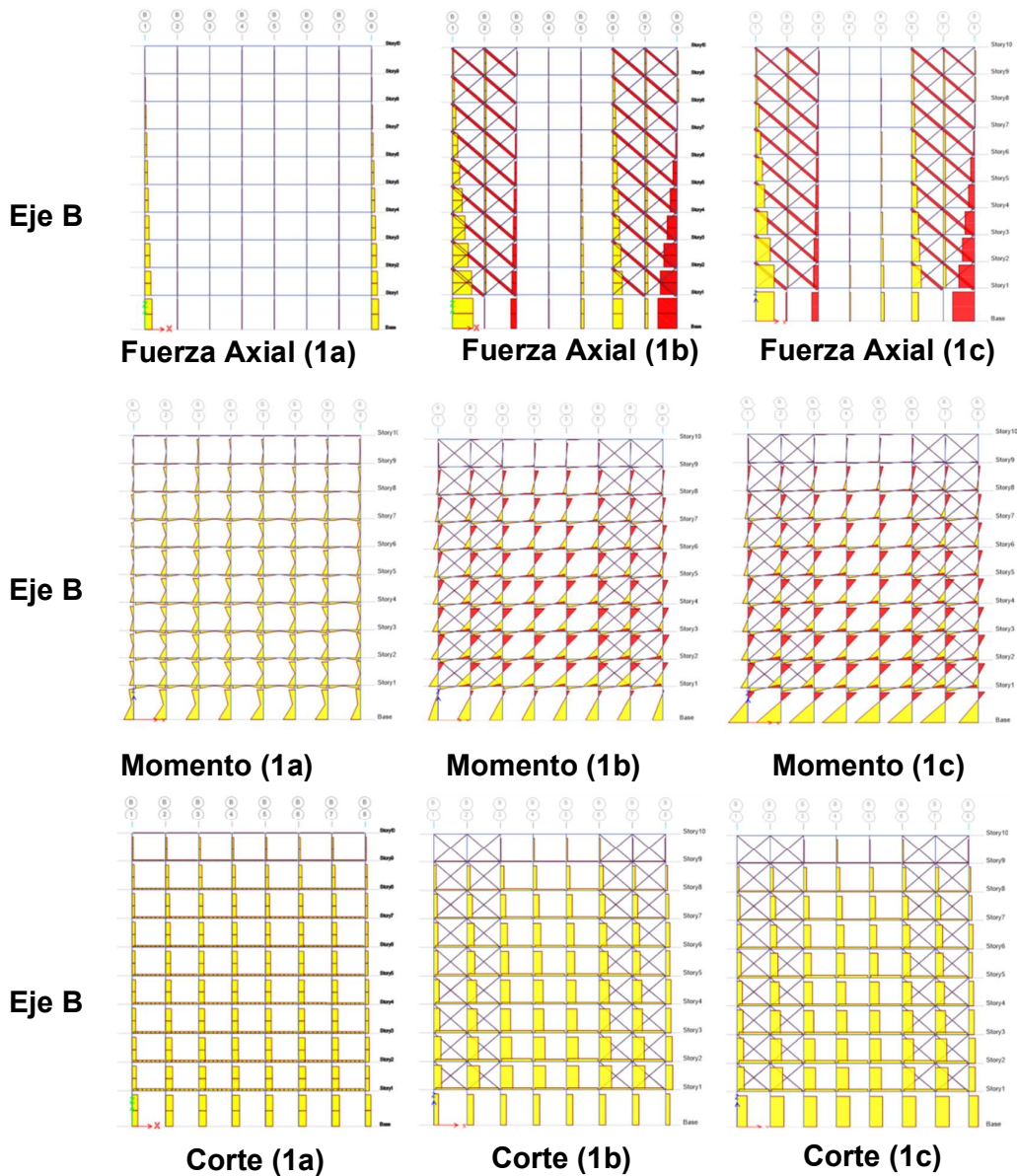


Figura 19. Diagramas de fuerza axial, momento y corte, eje central, Modelo Original

Organiza:

### RELACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD EN LAS COLUMNAS

Para determinar la demanda/capacidad de las columnas de planta baja, se ha limitado la capacidad de las bielas para evitar que exceda su resistencia estimada según la norma COVENIN 5008 [9]. Se ha trabajado con espectros elásticos, evaluando las combinaciones indicadas y se ha aplicado un factor de reducción de resistencia estructural ( $\phi$ ) igual a 1. Este enfoque se utiliza con el fin de estimar la ductilidad requerida de las columnas a través de un análisis lineal.

Relación Demanda/Capacidad Modelo Original				Relación Demanda/Capacidad Modelo Modificado			
Modelo	Media	Máx.	Mín.	Modelo	Media	Máx.	Mín.
1a	1,29	1,88	1,17	2a	0,93	1,20	0,89
1b	2,20	4,84	0,99	2b	0,83	1,88	0,45
1c	5,08	8,15	2,37	2c	1,63	2,87	1,11

Tabla 4 - Relación D/C Columnas PB. Espectro Sismo de Caracas de 1967.

Relación Demanda/Capacidad Modelo Original				Relación Demanda/Capacidad Modelo Modificado			
Modelo	Media	Máx.	Mín.	Modelo	Media	Máx.	Mín.
1a	8,45	8,97	5,49	2a	3,38	4,42	2,84
1b	13,27	26,00	6,81	2b	4,23	8,63	1,98
1c	20,80	47,00	8,30	2c	5,00	10,19	2,54

Tabla 5 - Relación D/C Columnas PB. Espectro COVENIN 1756

Para el modelo (1b), la demanda de ductilidad media del sismo de Caracas de 1967 es aproximadamente 2, lo que se podría esperar para un sistema de pórticos ordinarios. En contraste, el modelo (1c) requiere más del doble de ductilidad. Al evaluar el espectro de diseño de la norma COVENIN 1756, se observa que la resistencia de las columnas del modelo original es ampliamente superada para el sismo de diseño. En el modelo modificado, la demanda de ductilidad media es inferior a 6, adecuada para pórticos especiales.

Organiza:

## CONCLUSIONES

Para evaluar la contribución de las paredes de relleno en el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de hormigón armado, se ha utilizado el modelo de bielas definido en la norma COVENIN 1756. Se ha constatado que este modelo ha proporcionado una buena predicción de la rigidez de la estructura del edificio Palace Corvin y ha permitido simular los eventos ocurridos durante el sismo de Caracas de 1967.

A partir de la información recopilada del edificio Palace Corvin, se han desarrollado tres modelos con el propósito de investigar la posible influencia de las paredes de relleno en el colapso repentino del ala este durante el sismo de Caracas de 1967. El análisis de los resultados sugiere que la planta baja libre de esta ala del edificio generó un aumento significativo en la demanda sobre las columnas, lo que podría haber precipitado su colapso. En contraste, en el ala Oeste, las paredes colaboraron para prevenir la falla repentina.

Se ha elaborado un modelo similar al del edificio Palace Corvin, diseñado conforme a la normativa sísmica vigente en Venezuela, con el fin de examinar el impacto de las paredes en nuevas construcciones. Los resultados revelan que la inclusión de las paredes altera notablemente la rigidez del edificio y aumenta los efectos torsionales, afectando en mayor medida a las columnas extremas. A pesar de ello, la capacidad estructural no se ve significativamente comprometida, y se espera un desempeño adecuado ante el sismo de diseño.

Se ha confirmado que la presencia de paredes de relleno puede tener un impacto importante en la resistencia, rigidez y ductilidad de las estructuras. Además, se han observado cambios significativos en los patrones de tensiones en los miembros estructurales. En particular, se ha constatado un aumento notable en las fuerzas de compresión y tracción, así como una disminución en los momentos y cortantes en los entrepisos con paredes. Por otro lado, se ha observado un incremento desproporcionado en los momentos y cortantes en los entrepisos con paredes discontinuas, como en el caso de la planta baja libre. Estos resultados resaltan la importancia de considerar la presencia de las paredes de relleno, especialmente en la evaluación de edificaciones existentes que puedan ser vulnerables sísmicamente.

Como comentario adicional, los criterios establecidos en la norma COVENIN 1756 no fueron capaces de detectar la presencia de un entrepiso blando o débil en la planta baja, a pesar de que es en este nivel donde claramente se inicia la falla debido al incremento desproporcionado de los momentos y fuerzas cortantes.

La consideración de las paredes de relleno en la fase de cálculo permite determinar las posibles irregularidades geométricas, de rigidez y de masa que estas generen. La omisión de las paredes de relleno en el diseño puede llevar a una subestimación de la demanda sísmica y a un diseño sismorresistente inadecuado.

Organiza:

## REFERENCIAS

[1] Briceño, E, Espinosa F y Arcia R (1973). Dynamic Response Study of the Palace Corvin Building in Caracas, Venezuela. 5th World Conference on Earthquake Engineering (5th WCEE) Vol 1 (pp 274-285). Roma.

[2] FEMA (2017). Hazus®–MH 2.1 Multi-Hazard Loss Estimation Methodology User Manual. Federal Emergency Management Agency.

[3] FONDONORMA 1753 (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. FONDONORMA, Caracas.

[4] FUNVISIS (1968). Primera Fase del Estudio del Sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967. Informe de los Edificios Derrumbados. Ministerio de Obras Públicas, Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, FUNVISIS, Caracas.

[5] FUNVISIS (1978). Segunda Fase del Estudio del Sismo ocurrido en Caracas el 29 de Julio de 1967. Ministerio de Obras Públicas, Comisión Presidencial para el Estudio del Sismo, FUNVISIS, Volumen A, Caracas.

[6] Guerrero A. y López O. (2019). Espectro de Respuesta del Sismo de Caracas de 1967. Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería. Universidad del Zulia. Vol. 42, No. 3, pp. 104-151.

[7] Norma Venezolana COVENIN 2002 (1988). Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones, Caracas.

[8] Norma Venezolana COVENIN 1756 (2019). Construcciones Sismorresistentes, Caracas.

[9] Norma Venezolana COVENIN 5008 (2019). Análisis, Diseño y Construcción de Edificaciones de Mampostería Estructural, Caracas.

[10] Semnani S., Rodgers J. y Burton H. (2014). Conceptual Seismic Design Guidance for New Reinforced Concrete Framed Infill Buildings. GeoHazards International. Documento de investigación. USA.

[11] Urich A. (2012). Desempeño de Edificios y Acciones Sísmicas en Los Palos Grandes 1967. Tesis para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Sismorresistente. Universidad Central de Venezuela. Caracas.

## AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a quienes hicieron posible este trabajo: a mi familia por su incondicional apoyo, al profesor Alfredo Urich por su valiosa orientación, a la Universidad Católica Andrés Bello por mi formación académica y a Argentina y la empresa AESA por brindarme oportunidades que han enriquecido tanto mi crecimiento personal como profesional.

Organiza: