

RESPUESTA DE TABIQUERÍA CONFINADA BAJO ACCIONES SÍSMICAS EN SISTEMAS DE UN PISO

Mónica Andrade Contreras⁽¹⁾, Pedro Rivero R. y William Lobo Quintero⁽²⁾

Resumen

En este trabajo se evalúa la respuesta dinámica de estructuras aporticadas de concreto armado de un piso, con paneles de tabiquería confinada uni-asimétrica y otros casos prácticos, manteniendo la misma densidad de tabiquería, respecto a una planta regular simétrica formada por tres vanos de 6 m y una altura de piso de 3m. Se toman 26 configuraciones dependientes de la relación de excentricidad $\epsilon = e/r$ y de $\Omega = r_t/r$ que es el cociente entre los radios de giro torsional (r_t) e inercial (r), definidos en la norma venezolana COVENIN 1756-2001. Los paneles de tabiquería se modelan mediante una doble diagonal equivalente y los casos resueltos se ubican en grupos dependientes ϵ y Ω . Los casos se resuelven mediante un análisis estático no lineal (AENL) y se calibran mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL), con el uso de un acelerograma real y de otro artificial sinusoidal, aplicando el programa SAP2000. Los resultados determinan que la ubicación de la tabiquería, ejerce una gran influencia en la respuesta de cada sistema estructural, afectando de manera notable, las curvas de capacidad estructural del pórtico respecto a los valores de resistencia, rigidez y ductilidad. Estos resultados se ajustan, atendiendo al comportamiento que exhiben los sistemas rígidos, intermedios y flexibles. Se muestran los mapas de degradación progresiva (MDP) de varios casos que permiten comprender mejor, en forma gráfica, el agotamiento de la capacidad estructural en los casos analizados, aspectos a los que no se les da ninguna consideración en las memorias de cálculo.

Palabras claves: Tabiquería confinada. Torsión. Pushover análisis. Sismorresistencia.

1 INTRODUCCIÓN

Uno de los elementos que aporta mayor rigidez lateral a las estructuras aporticadas es la presencia de la tabiquería confinada por estos pórticos, que genera respuestas diversas debido a su ubicación en la planta, determinando grandes efectos torsionales debido a la tabiquería dispuesta en forma asimétrica, sobre todo en las plantas con estructura regular. Un caso típico es la formación de columnas cortas por la presencia de la tabiquería en ventanas. Este trabajo estudia la ubicación arbitraria de la tabiquería hecha en el diseño arquitectónico, sin tener ninguna consideración en las memorias de cálculo, con resultados nocivos para el sistema estructural cuando ocurren las solicitaciones sísmicas. En este trabajo se caracteriza el

⁽¹⁾ Departamento de Ingeniería Sísmica, FUNVISIS, Caracas, Venezuela (mandrade@funvisis.gob.ve).

⁽²⁾ Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela. E-mails: riverop@ula.ve y wlobo@intercable.net.ve

comportamiento estático lineal y no lineal de plantas de un piso, y se evalúa la capacidad sismorresistente de las estructuras en presencia de la tabiquería. En Venezuela también existen reportes sobre algunas experiencias tenidas en construcciones con tabiquería de relleno, con daños considerables como en el terremoto de Caracas del 29/07/1967 tal como se muestra en la Figura 1(a), o en el terremoto de Cariaco del 9/07/1997, Figura 1(b). Los casos más recientes de daños con ejemplos de carácter múltiple se presentaron en los terremotos de Bam, Iran, 2003 (Manafpour, 2008) y Pisco, Perú, 2007 (San Bartolomé y Quiun, 2008)



Figura 1: (a). Terremoto de Caracas, 1967. (b). Terremoto de Cariaco, Venezuela 1997

En nuestras construcciones, los paneles de mampostería de relleno son en su mayoría de bloques huecos de arcilla o de concreto, donde su presencia, su posición y configuración en planta, la calidad del panel y la interacción de la mampostería con el pórtico, afecta substancialmente la respuesta global de la estructura. La resistencia a cargas laterales de la mampostería confinada, es siempre mayor que la suma de los dos componentes por separado. La evaluación del efecto de las acciones sísmicas en estructuras dañadas, evidencian que la incorporación de la mampostería modifica las características de los pórticos y estos no necesariamente proporcionan arrostramiento a la tabiquería. Más recientemente, el tipo estructural ha sido definido, se acepta la posibilidad de su competencia estructural y, como consecuencia, merece análisis e investigación más detallada (Gallegos y Ríos, 1993).

La respuesta estructural de los muros de mampostería confinada es compleja, porque la interacción entre el marco y el relleno de tabiquería depende de múltiples factores, como la rigidez relativa del pórtico y la mampostería, la relación de aspecto de la pared, el mecanismo

de falla que se presenta en el relleno, la presencia y nivel de las cargas verticales, la presencia de aberturas en el relleno, etc. Como se sabe, la mampostería es un material heterogéneo, de propiedades mecánicas muy variables y de difícil caracterización. Estos factores contribuyen a que, a pesar de la abundante bibliografía existente, no existan todavía conclusiones definitivas que conduzcan a una metodología unificada, apropiada y simple para el análisis y diseño sismorresistente de estructuras de muros de mampostería confinada. Un trabajo pionero de aplicación del método de los elementos finitos, muestra las relaciones lineales de interacción entre pórtico y muro, y da expresiones para la rigidez de la diagonal (Lobo Quintero, 1964).

Se asume que los paneles de mampostería con pórticos de acero o concreto armado solo incrementan la capacidad a carga lateral que siempre contribuye al desempeño sísmico. Pero, se han observado ejemplos donde los daños se deben a la modificación estructural que experimenta el pórtico debido al elemento no estructural. Incluso, si la tabiquería es de baja calidad, puede alterar drásticamente la respuesta estructural, atrayendo fuerzas a partes de la estructura que no han sido diseñadas para resistirlas (Priestley, 1986). Son importantes otros estudios acerca de la mampostería confinada, que van aclarando la necesidad de su consideración y evaluación (Decanini et al, 2004; El-Dakhakhni et al, 2004; Moreno et al, 2004; Alcocer et al, 2004, Marinilli y Castilla, 2006; Mondal y Jain, 2006).

La mayor parte de la población venezolana, como en otros países de la región y del Tercer Mundo, habita en asentamientos marginales de crecimiento espontáneo y anárquico alrededor de las grandes ciudades donde la mayoría de las viviendas (“ranchos o favelas”) son construidas de manera no controlada en base a paredes de mampostería no confinada. En Venezuela más del 70% de la población habita en este tipo de edificación. Los problemas de vivienda han hecho que estas estructuras crezcan en los barrios de las ciudades, alcanzando en Caracas alturas de más de siete pisos, con una construcción precaria, a todas luces insuficiente, desde el punto de vista de seguridad estructural. La situación es crítica, si se considera que buen número de las ciudades más importantes de Venezuela y de Latinoamérica, con grandes sectores marginales y con este tipo de construcciones, se encuentra ubicado en zonas de mayor peligrosidad sísmica... (La Fuente y Genatios, 2000).

De acuerdo con lo indicado en experimentos, se puede predecir el comportamiento lineal de sistemas de mampostería confinada a través de modelos clásicos de elementos finitos, basados en la Teoría de Elasticidad. Sin embargo, las suposiciones que se toman en esta teoría no son válidas en la no linealidad, y por lo tanto, deben desarrollarse modelos matemáticos con base en los mecanismos de falla, con el fin de predecir el comportamiento último de sistemas de mampostería confinada (Tomazevic, 1999).

2 COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA CONFINADA

La observación experimental del comportamiento de estructuras de mampostería confinada sometida a acciones laterales indica que usualmente se puede distinguir cuatro estados o etapas diferentes (Crisafulli, 1997): (1). Inicialmente, la respuesta es aproximadamente lineal y elástica. La estructura se comporta como una sección homogénea debido a que las columnas actúan como elementos de borde conectados en forma monolítica con la mampostería. (2). A medida que las acciones laterales aumentan, se produce la separación parcial entre el pórtico y el panel, como resultado de sus diferentes propiedades y modos de deformación. Ambos sistemas están en contacto solamente a lo largo de dos esquinas diagonalmente opuestas, donde se generan esfuerzos normales y tangenciales de importancia. En este estado, la estructura se comporta aproximadamente como un pórtico con arriostramientos diagonales, denominado usualmente reticulado o mecanismo de bielas diagonales (Figura 2). La rigidez en este estado es significativamente menor a la inicial.

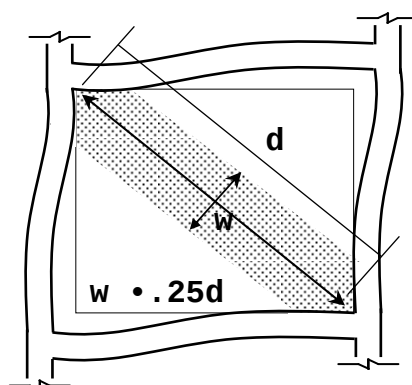


Figura 2: Diagonal equivalente (Priestley, 1986)

El panel queda sometido a un estado de tensión diagonal, lo cual origina el agrietamiento de la mampostería. Además, los miembros de concreto armado sometidos a tracción se agrietan y se pueden producir rótulas plásticas en las zonas más solicitadas. Como consecuencia, la rigidez del sistema disminuye en forma paulatina, hasta que se alcanza la carga máxima. Finalmente, se produce el daño generalizado en la estructura y la resistencia lateral decrece, siendo el pórtico quien controla la respuesta del sistema hasta que se produce el colapso. Debido a que un valor alto de “w” resultará en una estructura más rígida y, por lo tanto, potencialmente de mayor respuesta sísmica, se toma como razonablemente conservador

el valor de $w = 0,25d$ donde “ d ” es la longitud de la diagonal, asumiendo propiedades típicas del relleno de mampostería y un nivel de carga de un 50% de la capacidad última del pórtico confinado (Priestley, 1986). Ya que existen otras relaciones posible, ésta consideración determina una discusión, que no influye para los fines y objetivos de este trabajo.

En nuestro país no existen normas vigentes para el análisis, construcción y diseño de estructuras de mampostería. Las normas del desaparecido Ministerio de Obras Publicas de 1955 de Venezuela, contenían algunas recomendaciones básicas que no incluían criterios adecuados de diseño sismorresistente. Las normas COVENIN 1756-2001, incluyen la recomendación de tomar en cuenta la tabiquería de relleno en el análisis de estructuras de concreto armado y de acero, pero no especifican criterios para que esta práctica pueda ser adoptada por los proyectistas. En el caso donde la capacidad resistente del relleno en el pórtico confinado se encuentra actuando de manera monolítica, exceda la capacidad resistente de la mampostería confinada y se desempeñen por separado, se presentará una degradación de la resistencia. De cualquier forma la resistencia última de la mampostería confinada depende de la resistencia del relleno y del mecanismo que se desarrolle en el pórtico. Mayores detalles del comportamiento de edificaciones de un piso de tabiquería confinada principalmente asimétrica se pueden encontrar en una investigación integral de mayor proyección, que considere entre otros la definición de criterios de selección de las configuraciones de tabiquería, los análisis dinámicos no lineales de todos los casos ADNL y la generación de mapas de degradación progresiva MDP, una presentación que ilustra el proceso de rotulación de la estructura aporticada en presencia de la tabiquería asimétrica (Andrade, 2006).

3 MODELO MATEMÁTICO DE TABIQUERÍA CONFINADA

El modelo ideal presentado por Dolšek and Fajfar (2004), tal como se muestra en la Figura 3, indica un esquema bilineal del pórtico sin tabiquería, y una reducción de la resistencia del pórtico con tabiquería, hasta coincidir con el comportamiento del pórtico simple. Esto se debe a que el relleno de mampostería incrementa la rigidez y la resistencia del pórtico. Sin embargo, por lo general, el relleno falla relativamente a pequeñas deformaciones, causando una degradación substancial de la resistencia de la estructura. En la mayoría de los casos, es el pórtico de concreto armado quien continúa absorbiendo las cargas laterales. En la envolvente idealizada de fuerza – desplazamiento de la mampostería confinada, la falla del relleno ocurre antes que el pórtico se encuentre severamente dañado (Figura 3) y puede ser

expuesta en los siguientes puntos: a). Parte elástica equivalente que representa el comportamiento elástico inicial y después que ocurra el agrietamiento tanto en el pórtico como en el relleno; b). Entre los puntos P_1 y P_2 , representa la cedencia, típicamente corta debido a la poca ductilidad de la mampostería confinada; c). Está gobernada por la degradación del panel de relleno hasta alcanzar el punto P_3 , donde éste ha fallado por completo, característica importante de estructuras con mampostería confinada; y d). Se atribuye al comportamiento del pórtico de concreto armado quien continúa absorbiendo las cargas laterales, desde el punto P_3 en adelante.

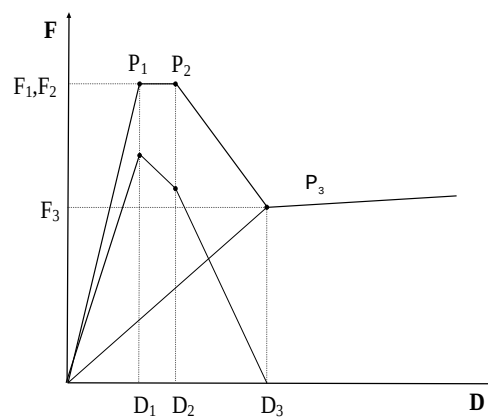


Figura 3: Modelo de comportamiento de tabiquería confinada (Dolšek y Fajfar, 2004)

4 DEFINICIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

La norma venezolana hace referencia, pero no especifica el manejo de elementos no estructurales y a la inclusión de la tabiquería para prestarle particular atención a la eventual interacción con la estructura, cuando se configura alguna condición de irregularidad, sin mencionar en forma explícita, su inclusión como elemento en los modelos de análisis. En este trabajo el modelo es una estructura aporticada de concreto armado de un piso con $h=3\text{m}$, tres vanos de 6 m en cada dirección, una losa nervada armada en dos sentidos con un espesor de 30 cm, columnas de 30 cm x 30 cm, vigas perimetrales de 30 cm x 50 cm y vigas internas de 30 cm x 60 cm; según se muestra en la Figura 4, sobre la cual se incorporan diferentes condiciones de tabiques, y manteniendo en todos los casos igual densidad de tabiquería, calculada en $0,11 \text{ ml/m}^2$ en cada dirección.

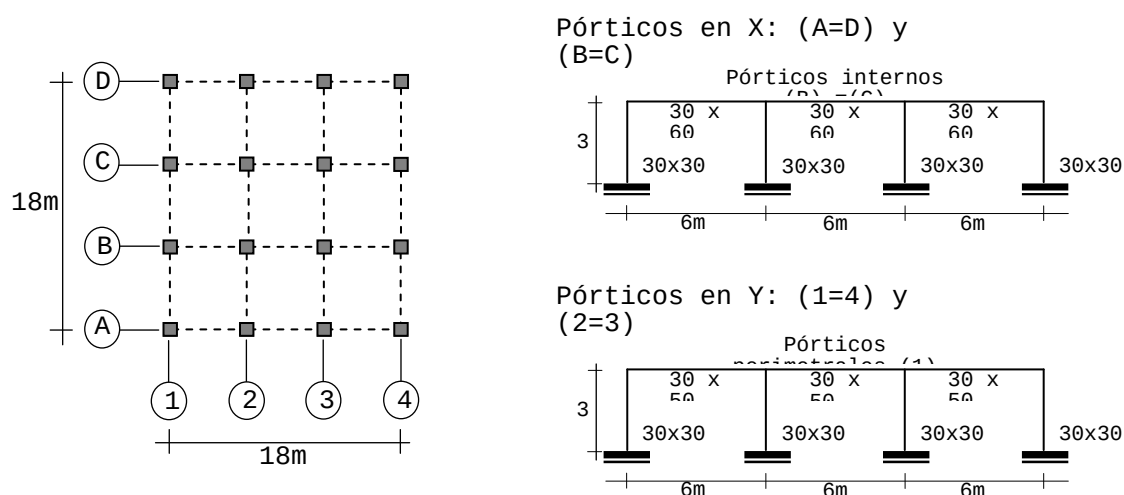


Figura 4: Estructura aporricada regular de concreto armado

Se analizan 19 configuraciones de tabiquería obedeciendo a incrementos de $\varepsilon \square = e/r$ variables entre 0,1017 y 0,4165, que superan el límite de la Norma de $\varepsilon = 0,2$. Este arreglo vertical obedece, en forma descendente, a la disminución de la relación de radios de giro $\Omega = r_t/r$ variando entre 0,9789 y 1,2991. Otras configuraciones siguen un criterio arquitectónico, de plantas características encontrados en edificaciones existentes, formas tales como “Z”, “I”, “U”, “T”, L, y en esquina. En total se analizan 27 configuraciones incluido el caso de estructura regular sin tabiquería. El programa SAP2000 se emplea para determinar las respuestas estática y dinámica, modelos 3-D que se obtienen al incluir la tabiquería en la estructura aporricada de concreto armado, donde cualquier limitación del análisis se ubica en el modelo aplicado por este software. La Figura 5 muestra el modelo por elementos finitos de la estructura de concreto armado. Las características del material son el peso unitario de 2.400 kgf/m³, $E_c=237.170,82$ kgf/cm², relación de Poisson de 0,2, $f'_c=250$ kgf/cm² y $f'_y=4.200$ kgf/cm². La masa se asigna por área tributaria nodal y se asigna a los pórticos la carga permanente CP y la carga variable CV para fines de diseño.

Se utiliza el elemento FRAME para modelar la tabiquería y este elemento está condicionado a una deformación axial por compresión, pero desprecia la tracción. Esta condición se logra liberando los momentos en los extremos (ij) del elemento. La Figura 6 muestra el modelo por elementos finitos de la estructura con tabiquería para la configuración A1. Las características para la tabiquería son el peso unitario de 1.022 kgf/m³, $E_m= 18.800$ kgf/cm², relación de Poisson de 0,3 y $f'_m= 25,57$ kgf/cm². El espesor de los paneles es de 18 cm y cubren toda el área del vano de los pórticos. Cada configuración de mampostería en planta, es idealizada bajo el modelo del puntal equivalente (Paulay and Priestley, 1992), con

un ancho de $0.25d$ siendo d igual a la longitud de la diagonal del puntal y dispuesta en los extremos opuestos de los nodos del pórtico.

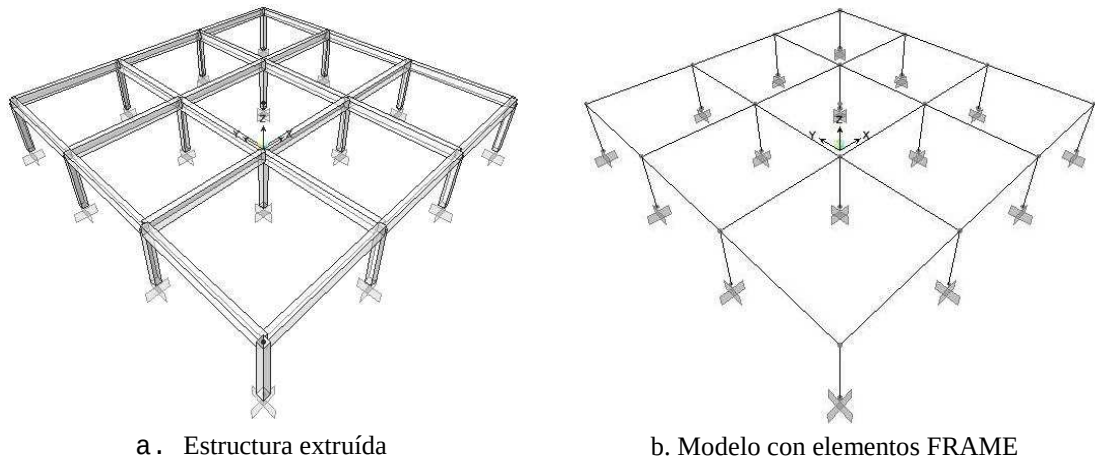


Figura 5: Modelo de estructura aporticada sin tabiquería

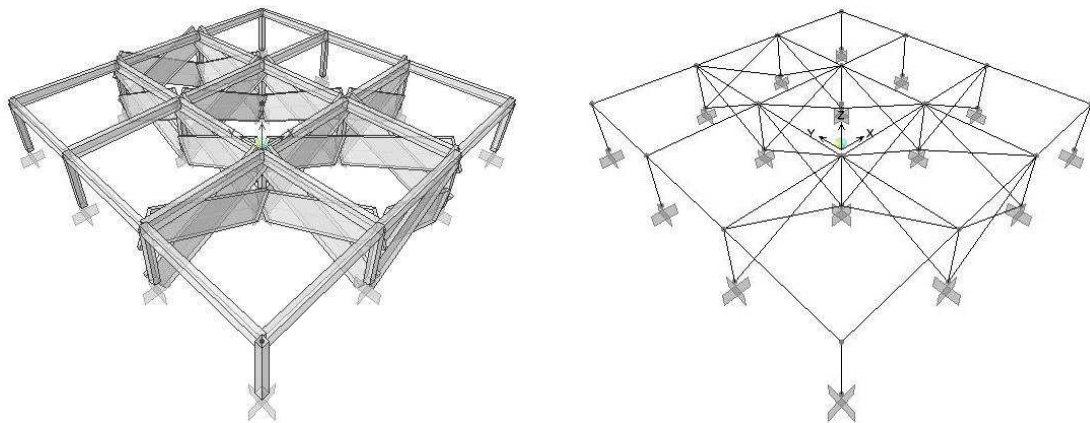


Figura 6: Modelo de estructura aporticada con tabiquería. Configuración A1

5 TIPOS DE ANÁLISIS

En el programa SAP2000 v. 8.2.3 se establecen un tipo de análisis en una sola dirección U1: Análisis estático no lineal o Pushover (AENL). La no-linealidad está considerada por medio de rótulas plásticas para los dos tipos de análisis, con características de plasticidad particulares para cada elemento FRAME utilizado en el modelo. Las condiciones iniciales de todos los análisis parten de estados no esforzados es decir sin historia de deformaciones no lineales o condiciones iniciales en cero. El análisis AENL se establece con una carga incremental aplicada en el centro de masas. Los valores de fuerza y desplazamiento

se registran en el centro geométrico de la losa y se presentan normalizados con respecto al peso (coeficiente sísmico) y a la altura (deriva lateral), respectivamente.

La respuesta de las 27 configuraciones bajo el AENL se enmarca dentro de cuatro tipos de comportamientos, de acuerdo a las condiciones de flexibilidad que presentan cada una de las estructuras: (1). Simétricas, donde la configuración de la tabiquería no genera excentricidad alguna. (2). Asimétricas, cuando el comportamiento torsional depende de los parámetros $\varepsilon = e/r$ y $\Omega = r_t/r$. (3). Influencia de la configuración de tabiquería dispuesta en dirección Y en el comportamiento torsional, para una misma disposición de tabiquería en X. (4). Casos de mayor respuesta alternante entre la estructura de concreto y la tabiquería. En este trabajo se muestra como ilustración un caso de cada condición analizada.

6 ESTRUCTURAS SIMÉTRICAS (AENL)

En el caso de las dos estructuras simétricas básicas, con y sin tabiquería, se observa que a pesar de no presentar excentricidades, el modelo (OO) es torsionalmente más rígido que el modelo (O) sin tabiquería debido a la disminución de Ω . En la Figura 7 se muestran las curvas de capacidad del comportamiento de ambos modelos, resultando en un aumento de 4 veces la rigidez y del doble de la resistencia, y en una disminución de la ductilidad. Nótese que pierde resistencia bruscamente debido al colapso simultáneo de los paneles y al final tiende a buscar la línea de comportamiento del pórtico sin tabiquería, después de perder la resistencia. Este último aspecto es común para todas las configuraciones.

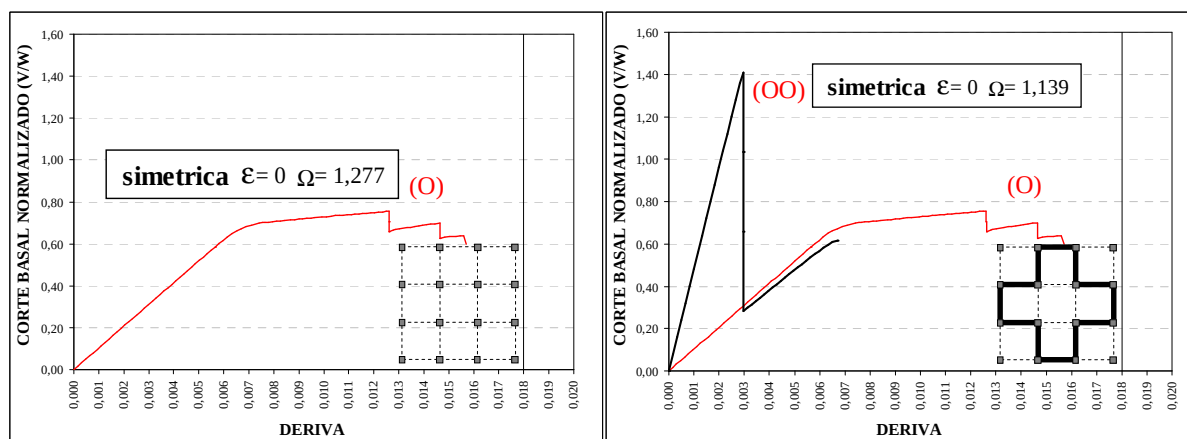


Figura 7: Curvas pushover de la estructura sin y con tabiquería

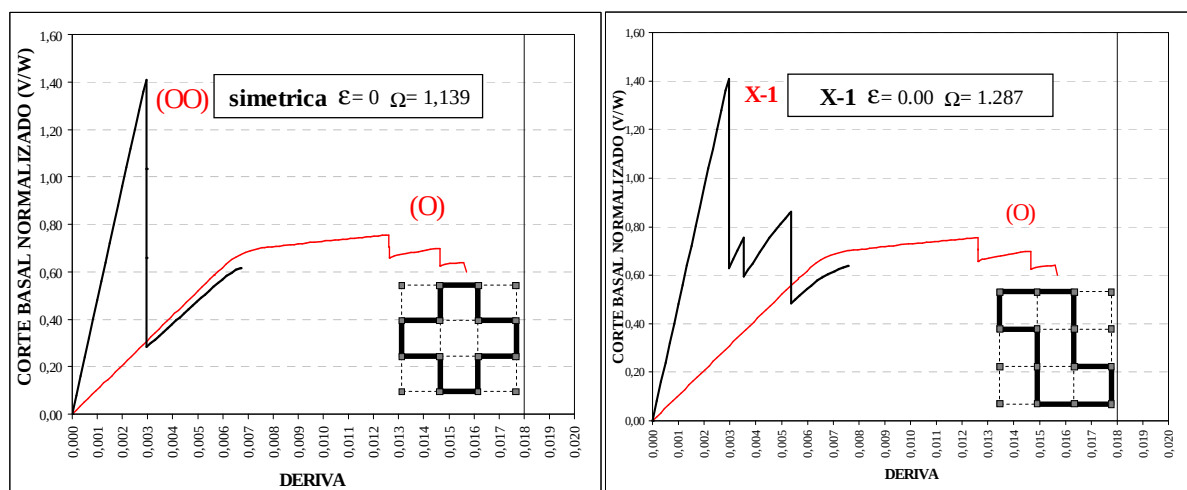


Figura 8: Curvas pushover de la estructura con tabiquería simétrica y diferente tipo de simetría interna

Al comparar el caso de la estructura (OO) con tabiquería como el caso X-1 del grupo señalado bajo criterio arquitectónico, donde la disposición de la tabiquería no genera ningún tipo de excentricidad, se observa que el modelo X-1 es torsionalmente más rígido, con una capacidad de deformación más amplia que el modelo (OO) debido al aumento de Ω por el incremento de r_t . En la Figura 8 se muestra el comportamiento de ambos modelos, resultando de nuevo en un aumento de 4 veces la rigidez y de dos veces la resistencia, y en una disminución de la ductilidad, pero la pérdida de resistencia para X-1 deja de ser tan brusca para ser un poco más extendida en el rango de las deformaciones. Aún cuando ambas condiciones iniciales de excentricidad son nulas, existe una influencia respecto al tipo de simetría interna presente. La pérdida de resistencia se reduce, ya que el súbito colapso de los paneles (explosivo en la práctica), obedece al desplazamiento del centro de resistencia. Nótese que cuando tiende a buscar la línea de comportamiento del pórtico sin

tabiquería no se superpone sobre ésta. Esto es probablemente como consecuencia que el corte basal está normalizado con respecto al peso total de la estructura y cuando se incluye la tabiquería, éste peso es mayor y hace que la línea de comportamiento de la estructura con tabiquería, quede por debajo de la línea del pórtico sin mampostería.

9 ESTRUCTURAS UNI-ASIMÉTRICAS

En el caso de las 19 estructuras asimétricas, se observa que el desempeño de cada una de ellas a lo largo del análisis está determinado por la relación de ε y Ω , para la etapa elástica de acuerdo a la condición torsional que se desarrolle a lo largo del comportamiento no lineal, presentando una degradación de resistencia de acuerdo a la combinación de los cambios en los valores de estos dos parámetros. Para ilustrar este comportamiento, se desarrollan “mapas de degradación progresiva” (MDP) para cada configuración, donde se establece por pasos, el colapso progresivo representativo de la estructura en el AENL, donde se determina la influencia de la tabiquería en la estructura, según el proceso de desempeño. Esta forma de representar es inédita, pero ilustra completamente todo el proceso de degradación estructural. Una ilustración del movimiento de la planta en cada paso de degradación se puede apreciar en la Figura 10, correspondiente a la configuración B-4 de la Figura 9 donde el paso 0 es de agrietamiento, los pasos 2,3 y 4 son de torsión y el paso 5 de traslación. La curva de capacidad de esta estructura con tabiquería de alto ε y Ω unitario, comprende mayor deriva, porque la capacidad de los tabiques se agota primero que el pórtico y este queda bastante sano para responder y finalizar en traslación.

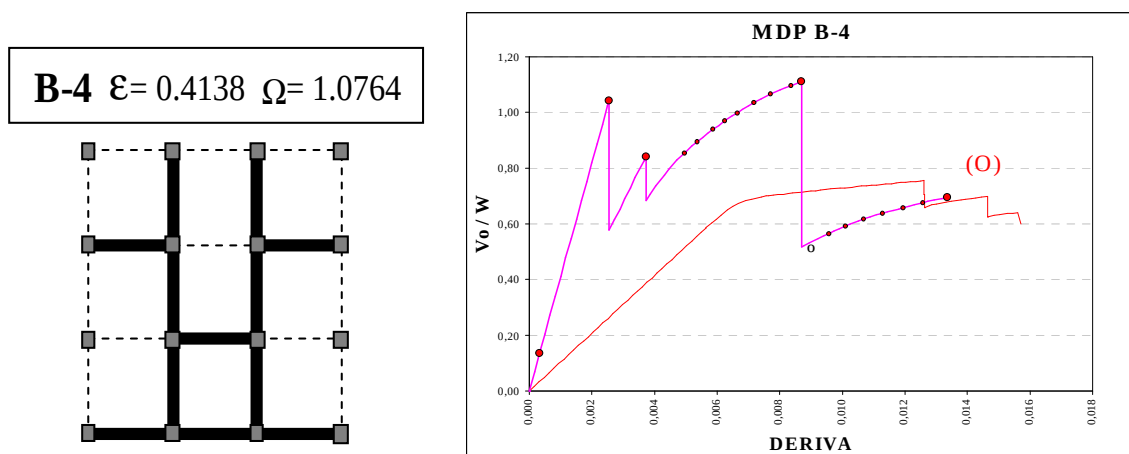


Figura 9: Configuración B-4 y curva AENL

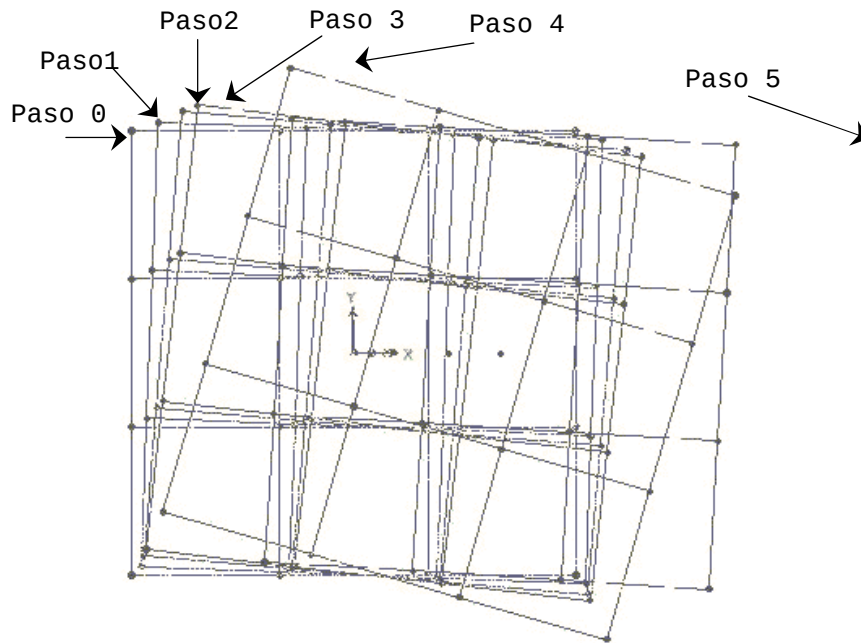


Figura 10: Movimiento de la planta a lo largo del análisis configuración B-4

Plantas torsionalmente rígidas ($\varepsilon \approx 0,1$)

Configuración A-1:

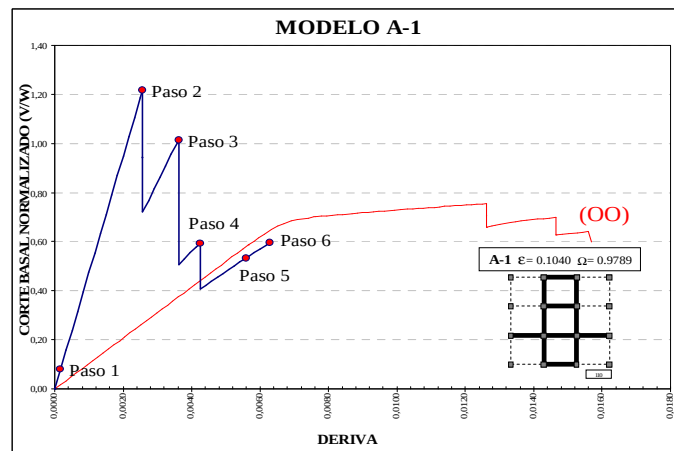
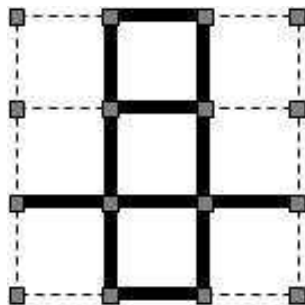


Figura 11: Movimiento de la planta a lo largo del análisis configuración A-1

Paso 1: Obedece al agrietamiento por tracción de los 12 paneles contenidos en el modelo. Paso 2: Rotulación del patrón de la primera cedencia de dos paneles del lado flexible de la planta. Paso 3 y 4: Secuencia de colapso progresivo de paneles del lado rígido, debido el cambio de excentricidades que se presente a lo largo del análisis, según la configuración de la tabiquería. Paso 5: Respuesta de la estructura de concreto armado con rotulación de cuatro vigas de los pórticos perimetrales en la dirección de análisis. Paso 6: Respuesta de la estructura de concreto armado con rotulación en la parte inferior de dos columnas centrales.

Configuración D-1:

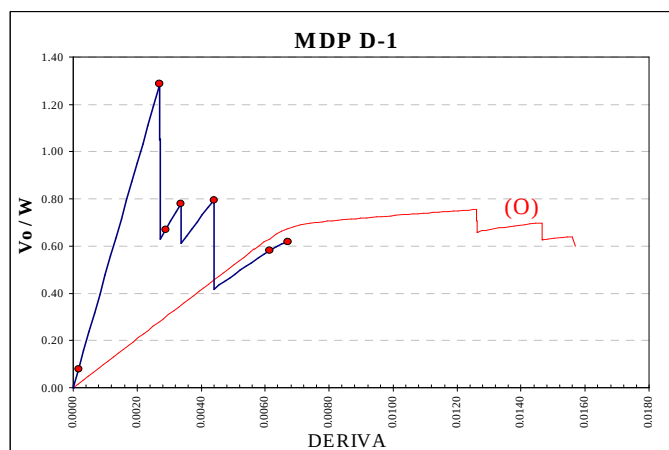
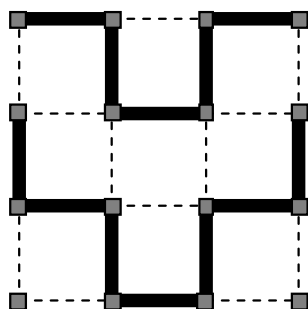


Figura 12: Movimiento de la planta a lo largo del análisis configuración D-1

Paso 1: Obedece al agrietamiento por tracción de los 12 paneles contenidos en el modelo. Paso 2: Rotulación del patrón de la primera cedencia de un panel del pórtico externo del lado flexible de la planta. Paso 3: Colapso de dos paneles de un pórtico interno del lado flexible de la planta. Paso 4: Colapso de un panel del pórtico interno del lado rígido de la planta. Paso 5: Colapso simultáneo de paneles del pórtico externo del lado rígido de la planta y rotulación en vigas del lado flexible, colapso de tres paneles de pórticos perpendiculares a la dirección del análisis. Paso 6: Respuesta de la estructura de concreto armado con rotulación de vigas del pórtico externo del lado rígido de la planta, en la dirección de análisis. Paso 7: Respuesta de la estructura de concreto armado con rotulación parcial y total en columnas.

Plantas torsionalmente más flexibles ($\Omega \approx 0.40$).

Configuración A-4:

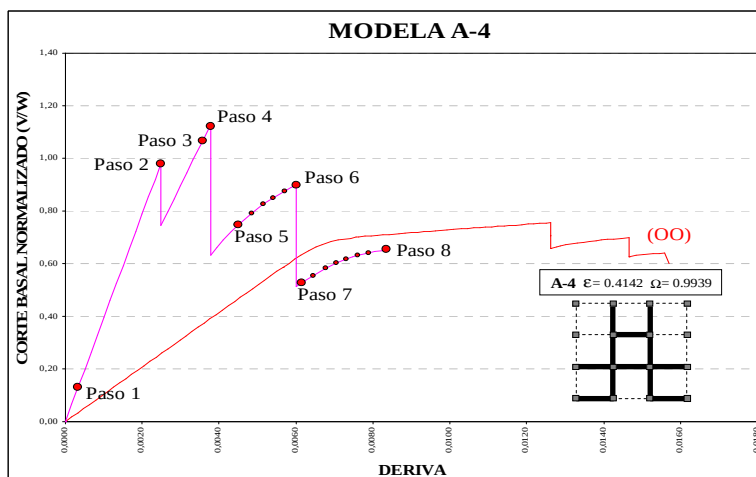
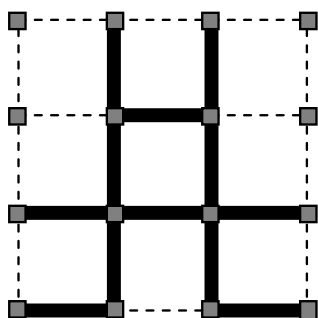


Figura 13: Movimiento de la planta a lo largo del análisis configuración A-4

Configuración E-4:

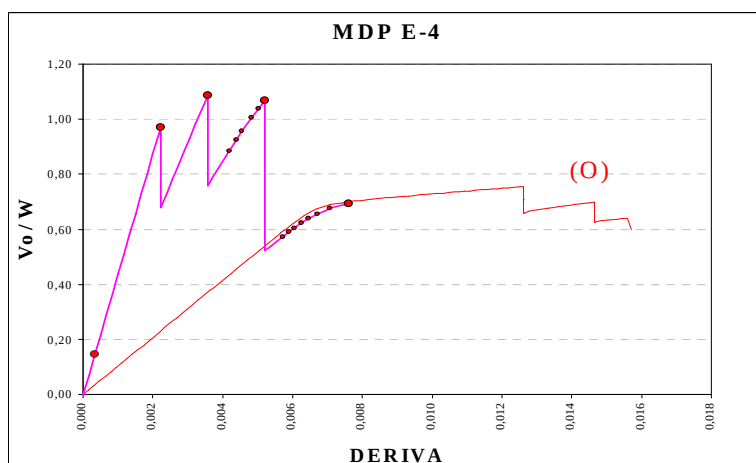
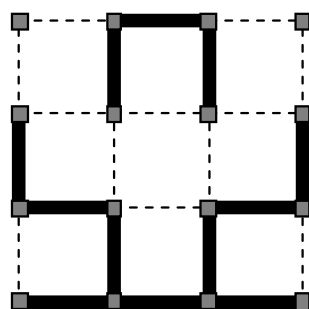


Figura 14: Movimiento de la planta a lo largo del análisis configuración E-4

Paso 1: Obedece al agrietamiento por tracción de los 12 paneles contenidos en el modelo. **Paso 2:** Rotulación del patrón de la primera cedencia de un panel en el pórtico externo del lado flexible de la planta. **Paso 3:** Colapso de dos paneles del pórtico interno del lado rígido de la planta. **Paso 4:** Secuencia de colapso progresivo de columnas y vigas del pórtico externo del lado flexible de la planta y los tres paneles del pórtico externo del lado rígido de la misma. **Paso 5:** Respuesta de los elementos restantes de la estructura de concreto armado.

Modelos según criterio arquitectónico

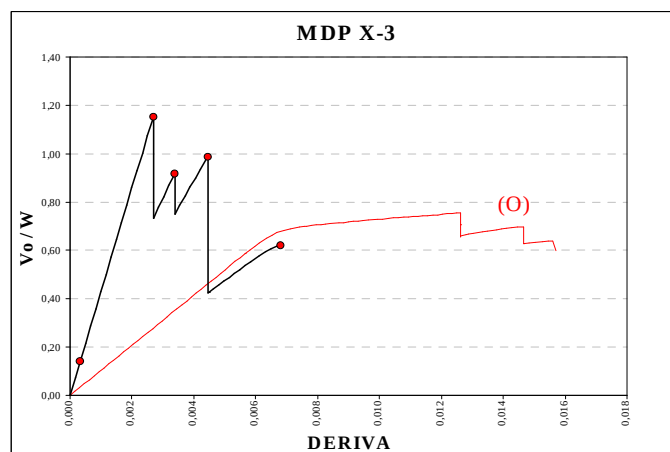
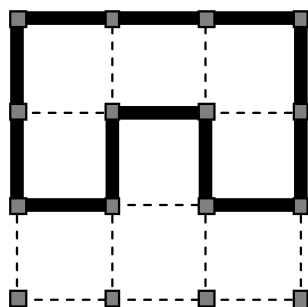


Figura 15: Movimiento de la planta en C a lo largo del análisis configuración X-3

Paso 1: Obedece al agrietamiento por tracción de los 12 paneles contenidos en el modelo. **Paso 2:** Colapso de dos paneles en el pórtico interno del lado flexible de la planta. **Paso 3:** Colapso de un panel del pórtico interno del lado rígido de la planta. **Paso 4:** Secuencia de colapso progresivo de dos vigas el externo flexible hasta, tres paneles del pórtico externo del lado rígido y respuesta de tres paneles del dispuestos en dirección

perpendicular al análisis. **Paso 5:** Respuesta de los elementos restantes de la estructura de concreto armado.

Configuración X-4:

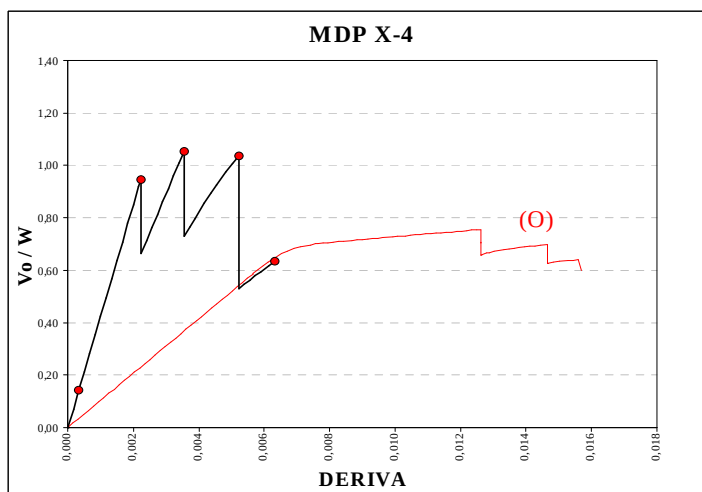
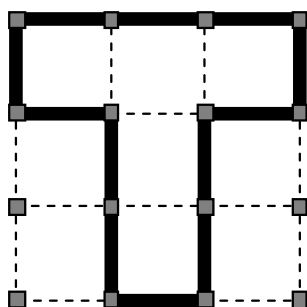


Figura 15: Movimiento de la planta en T a lo largo del análisis configuración X-3

Paso 1: Obedece al agrietamiento por tracción de los 12 paneles contenidos en el modelo. **Paso 2:** Colapso de un panel en el pórtico externo del lado flexible de la planta. **Paso 3:** Colapso de dos paneles del pórtico interno del lado rígido de la planta. **Paso 4:** Secuencia de colapso progresivo de vigas y columnas en el pórtico externo del lado flexible, una columna central y tres paneles del pórtico externo del lado rígido. **Paso 5:** Respuesta de vigas y columnas de la estructura de concreto armado.

Agrupación de casos del AENL:

Este comportamiento se comprende mejor apoyado en la ubicación del centro de rigideces, en donde la plastificación comienza en los elementos del lado flexible y termina en el lado rígido. Se observa que el patrón de rotulación de esta configuración es alternante entre la tabiquería y el pórtico de concreto armado y un tanto diferente de la configuración anterior expuesta A-1, en su condición más flexible. Tal como se observa en la Figura 16, la agrupación de las respuestas de acuerdo al valor de ϵ permite obtener patrones similares de la degradación de resistencia observada en diferentes estructuras. En todas ellas, la respuesta global indica una reducción de las ductilidades de diseño y de los factores de respuesta R.

Para los cuatro grupos según “ ϵ ”, se determina la ductilidad real en cada una de las curvas incluyendo la configuración simétrica. Para la ductilidad de diseño tomada en el 80% de R, $\mu = 0,8 \times 6 = 4,8$ no se logra alcanzar la deriva de diseño normativa e igual a 0,018.

Asimismo, se comparan los otros modelos. Además, se calcula el promedio para cada grupo y comparan los rangos de ductilidad según la relación ϵ y Ω . El análisis pushover establece con claridad la variedad de condiciones dúctiles de la estructura al incorporar la tabiquería. La rigidez que impone la deriva de diseño, limita la capacidad de deformación e impide que se desarrolle la ductilidad de diseño, pero en este caso existe una sobrerresistencia que está en diseñar todas las columnas con la dimensión mínima de 30x30 para una estructura de un piso.

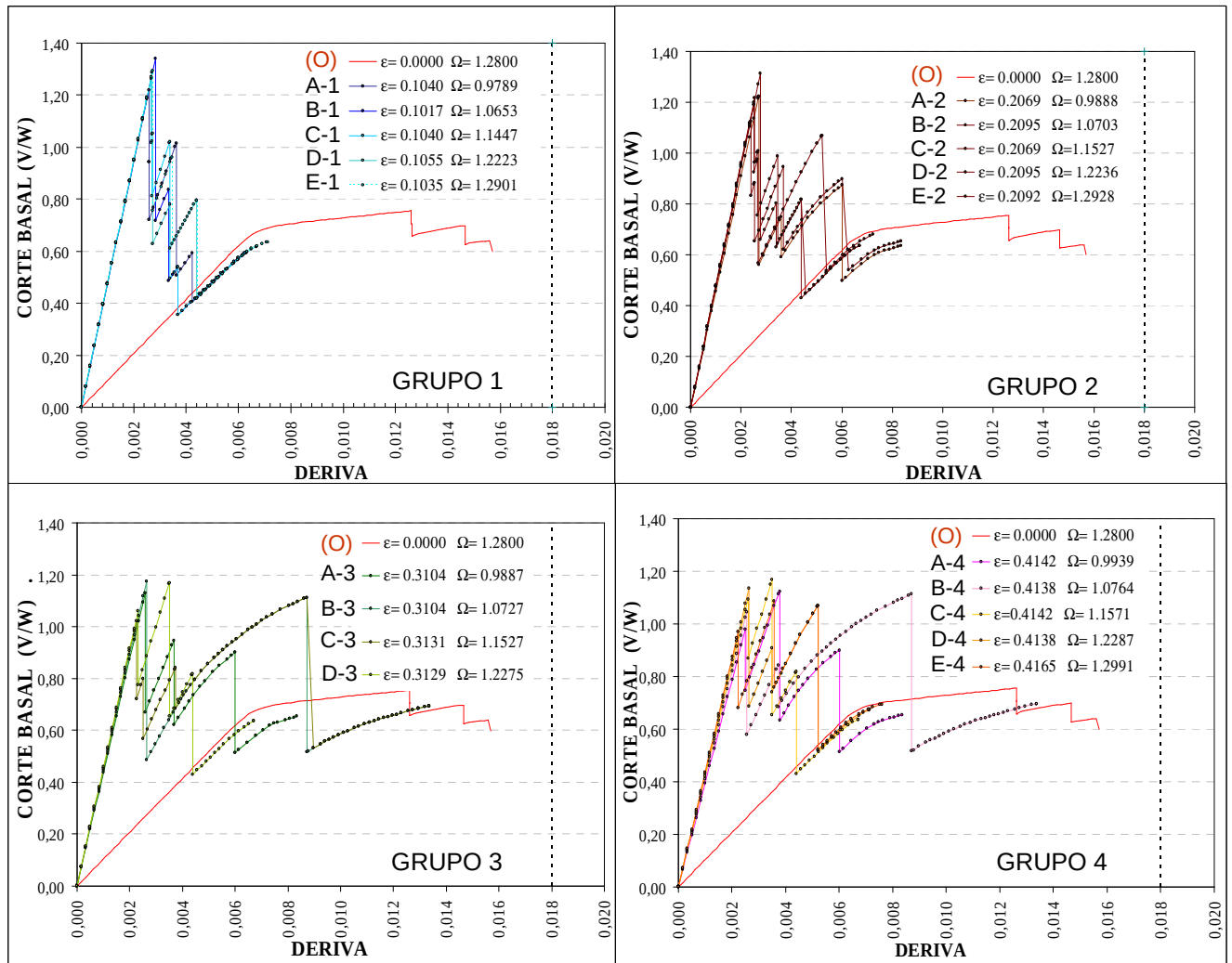


Figura 16: Degradación progresiva de tabiquería para todos los casos analizados

El análisis pushover establece con claridad las reducciones de la resistencia inicial cuando se incrementa ϵ , los ligeros cambios de la rigidez en presencia de tabiquería, la variedad de condiciones dúctiles de la estructura y el grado de deformabilidad de cada caso en condición no lineal. El caso B-4 vale la pena mencionarlo, debido a que representa una alta excentricidad y se extiende en mayor grado en el rango de deformación, y puede darnos una interpretación errada. Aquí se agota el efecto de la tabiquería en la primera etapa de

comportamiento y queda la estructura aporticada con mucha capacidad, que extiende la curva pushover. Hay que tomar en cuenta que es una estructura particular de un solo piso sobrediseñada que agota su capacidad antes de alcanzar la deriva normativa de 0.018, que incorpora una diversidad de tabiquería que cambia la forma de la curva de capacidad en función de la ubicación de los tabiques y las relaciones entre ε y Ω . Por lo general, la rigidez que impone la deriva de diseño, limita la capacidad de deformación e impide que se desarrolle la ductilidad de diseño, pero en este caso existe una sobrerresistencia que depende de diseñar todas las columnas con la dimensión mínima de 30x30 para edificios, que se aplica a una estructura de un piso.

Análisis y resultados del (ADNL)

El análisis dinámico no lineal se ejecuta mediante una excitación definida por pulsos sinusoidales con período cercano al de la estructura y con un registro de aceleración real tipo pulsativo obtenido en la estación Pacoima Dam, durante el Terremoto de San Fernando de 1971, mostrados en la Figura 18.

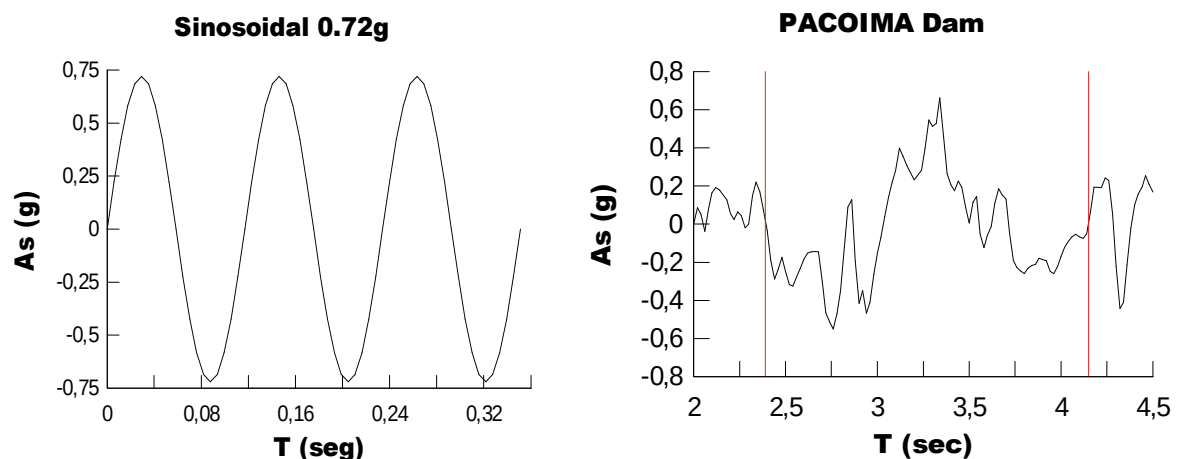


Figura 18: Pulso sinusoidal y registro pulsativo de Pacoima Dam

Los valores de fuerza y desplazamiento se registran en el centro geométrico de la losa y se presentan normalizados respecto al peso y la altura, respectivamente. Las condiciones iniciales de todos los análisis parten de estados no esforzados, sin historia de deformaciones no lineales o condiciones iniciales igual a cero. La amplitud se define con una aceleración máxima de 0.72g, para ambos análisis. Sin embargo, el análisis comienza desde cero para incrementarse según sea la historia de aceleraciones aplicada.

El control del tamaño de los pasos para los ADNL se establece en $1.e^{-3}$, con un amortiguamiento del 5%, y para los coeficientes de masa y rigidez se usan los valores de períodos iniciales y finales obtenidos del AENL.

En general, los resultados muestran que al momento de la falla de la tabiquería se produce una repentina caída de rigidez, con una respuesta limitada de la estructura de concreto armado, que corrobora los análisis estáticos mostrados anteriormente. Las respuestas del ADNL se muestran en la Figuras 19 y 20, junto con los resultados del AENL para la configuración indicada. Se observa que al incluir la tabiquería en los pórticos, existe un incremento inicial de rigidez y de resistencia. Asimismo, se observa que la tendencia que muestra una línea que vaya desde el punto de cedencia del primer ciclo de carga, hasta la que define la respuesta de la estructura de concreto sin mampostería, mantiene los mismos patrones de descenso de rigidez y de resistencia presentes en cada uno de los cuatro grupos.

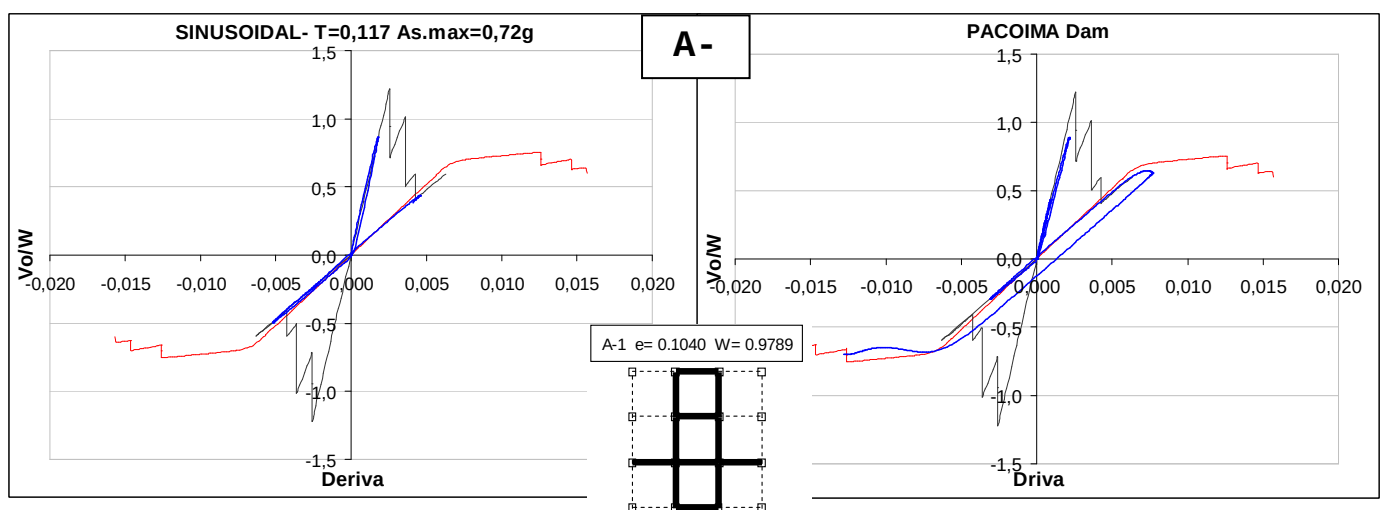


Figura 19: Tres pulsos sinusoidales y pulso Pacoima Dam para A-1

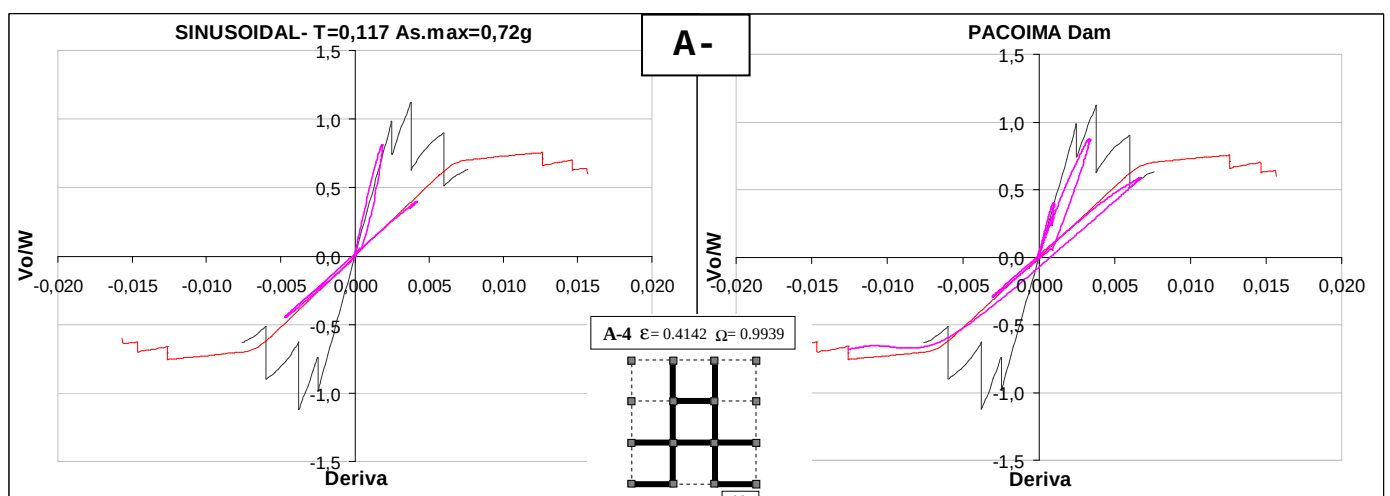


Figura 20: Tres pulsos sinusoidales y pulso Pacoima Dam para A-4

La sobrerresistencia presente en la estructura de concreto y el modelo histerético de SAP2000, limita la formación de ciclos de degradación de resistencia, pero aún así, es evidente que los casos resueltos en el ADNL respaldan el comportamiento base de las respuestas estáticas no lineales y corroboran la influencia de la tabiquería en la respuesta estructural ante acciones sísmicas. Se observa que en las cargas cíclicas, la respuesta inicial se ajusta al primer tramo de la curva de capacidad y en cortos ciclos, la respuesta final sigue al pórtico y la estructura colapsa, lo cual revela la fragilidad de las estructuras con tabiquería bajo cargas cíclicas. Aceptando el modelo histerético, existe una perfecta coherencia entre los análisis estáticos no lineales y la respuesta dinámica no lineal bajo pulsos de aceleración.

CONCLUSIONES

Todos los resultados de este trabajo están limitados por su condición de estructura de un piso, por los métodos de análisis y los programas aplicados.

Definitivamente la incorporación de tabiquería asimétrica en pórticos regulares influye en forma negativa en la respuesta sismorresistente y nos obliga a considerarla en el diseño arquitectónico y/o en el cálculo estructural, mejor evitarlo que considerarlo.

El comportamiento de las curvas de capacidad en cada caso analizado muestra que la resistencia de los pórticos regulares aumenta al inicio del proceso de demanda sísmica sin mantenerse posteriormente.

De las configuraciones analizadas aquellas que tienen valores menores de ε , tal como $\varepsilon \approx 0.10$, determinan mayor resistencia inicial debido a la tabiquería, pero la reducen en forma muy brusca y colapsan a deformaciones pequeñas.

De las configuraciones analizadas aquellas que tienen valores mayores de ε , tal como $\varepsilon \approx 0.40$, alcanzan menor resistencia inicial pero la reducción de la resistencia es más extendida en el rango de las deformaciones con mayores ductilidades, aunque no llegan a cubrir las ductilidades de diseño.

De las configuraciones analizadas aquellas que tienen valores intermedios de ε (entre 0.20 y 0.30), la reducción de la resistencia se realiza entre los valores extremos ya señalados y la deformabilidad se ajusta a los tipos de configuraciones de la tabiquería.

Las formas de las curvas pushover que indican un grado de extensión del tramo de degradación de la resistencia según los parámetros de ε y Ω , que finalizan ajustándose a la curva del pórtico sin tabiquería, sugieren un cambio en el modelo original de traslación propuesto por Dolsek y Fajfar (2004), para tomar en cuenta los valores de ε .

En los AENL se detecta el agrietamiento inicial por tracción en la tabiquería, como la primera respuesta ante la aplicación de las cargas, pero en general la forma de colapso cubre a la estructura progresivamente desde el lado flexible hasta llegar al extremo rígido de la planta. Las respuestas de deterioro alternantes entre la tabiquería y los pórticos aumentan según el grado de flexibilidad inicial de cada configuración.

En las respuestas de los paneles dispuestos perpendicularmente a la dirección del análisis, se evidencia en todos los casos que se hacen más sensibles a la flexibilidad de la planta, debido al aumento de las condiciones torsionales de la estructura.

Se observa que los tramos rectos durante la fase descendente de las curvas pushover implica la respuesta de daño en los paneles y cuando los daños son en la estructura, se observa una leve curvatura de los tramos.

En general las pérdidas bruscas de resistencia reflejadas en las curvas se asocian con colapsos de la tabiquería y al incluir la tabiquería el periodo del modo rotacional, pasa a ser el que tiene mayor factor de participación.

La configuración de tabiques dispuestos perpendiculares a la dirección del análisis, genera condiciones de mayor deformabilidad en el patrón de degradación de resistencia en función del perímetro libre que se genere.

Los valores de los parámetros de ϵ y Ω identifican condiciones de comportamiento distintas dentro del rango elástico y la condición de variación de dichos parámetros, se asocia con las características torsionales que se presentan a lo largo de la respuesta no lineal de la estructura.

La presencia de la tabiquería afecta el valor del período inicial de la estructura y muestra con el patrón de deterioro, como varían los períodos a medida que la estructura sufre daños.

Se observa que al degradarse la estructura y colapsar progresivamente los tabiques, aumenta el periodo rotacional en busca del periodo inicial de traslación de la estructura sin tabiquería.

Existe un acuerdo entre los análisis estáticos no lineales y la respuesta dinámica no lineal, ya que esta se ajusta al principio al primer tramo de la curva de capacidad y después de pocos ciclos, el ciclo final sigue al pórtico y a la estructura colapsada.

REFERENCIAS

- Alcocer, S., Arias, J., Flores, L. (2004). “*Some developments on performance based seismic design of masonry structures*”. International Workshop on Performance-Based Seismic Design, BLED, 2004.
- Andrade Mónica. “Respuesta Sismorresistente de plantas regulares de un piso, con tabiquería asimétrica.” Tesis de Maestría, Postgrado en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, Universidad de Los Andes, 2006.
- Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., Saragoni, R. (2004). “*Seismic performance of masonry infilled R/C frames*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canadá, Paper n. 165, August 2004.
- Dolšek M. and Fajfar P. (2004). “*Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames*”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33:1395-1416. John Wiley & Sons, Ltd. 2004.
- El-Dakhakhni, W., Hamid, A., Elgaaly, M. (2004). “*Strength and stiffness prediction of masonry infilled panels*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canadá, Paper No. 3089, August 2004.
- Gallegos Héctor. “Los últimos adelantos en el diseño sísmico de la Mampostería en Latinoamérica. Pontificia Universidad Católica del Perú”. VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismorresistente, 5 al 8 de julio de 1993, Mérida.
- La Fuente, Marianela y Genatios Carlos. “Experiencias Sobre el Comportamiento Sísmico de Estructuras con Mampostería.” Desastres Sísmicos en Desarrollo. Centro de Ingeniería Sísmica, IMME. Caracas-Venezuela, 2000.
- Lobo Quintero, William. “Análisis Lineal de muros sujetos a Cargas Laterales”. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería UNAM, México D.F., 1964.
- Manafpour A. R. “Bam Earthquake, Iran Lessons on the seismic structures”. N°. 01-1084, 14WCEE, China, 2008.
- Marinilli, A. y Castilla, E. (2006). “Seismic behavior of confilled masonry walls with intermediate confining columns”. Paper No. 607. 8US National Conference on Earthquake Engineering, April 18-22, San Francisco, USA.
- Monal G and Jain S.K. “Lateral Stiffness of unreinforced brick infilled RC frames with central openings, Paper N° 215. U.S. Earthquake Conference, 2006.
- Moreno, R., Pugades, L., Barbat, A., Aparicio, A. (2004). “*Influence of masonry infills walls on the seismic behavior of multi-stories waffles slabs RC buildings*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canadá, Paper No. 209, August 2004.
- Paulay T. and Priestley M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Inc. New York, 1992.
- Priestley, M.J.N. “Seismic Design Philosophy for Masonry Structures. University of Canterbury, New Zealand.” 4^{tas} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica. 2,3 y 4 de Abril, Viña del Mar, Chile, 1986.
- San Bartolomé A. and Quiun D. “Seismic Behavior of masonry constructions in Pisco Earthquake”. N°. 01-1076, 14WCEE, China, 2008.

Tomazevic Miha. Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings. Imperial College Press. London, 1999.

SAP2000. Linear and Nonlinear static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures. Version 8.2.3. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California. USA 2002.

Abstract

In this paper the dynamic responses of one story reinforced concrete frame with uni-asymmetric infilled masonry and another practical cases are evaluated, with an equal density of masonry, with respect to a symmetrical regular structure, with three spans of 6 meters and the height of 3 meters. We takes a total of 26 configurations depend of a normalized eccentricity ($\varepsilon = e/r$) plus the relation of torsional and inertial radius of gyration ($\Omega = r_t/r$), both defined by the Venezuela Code Covenin 1756-2001. The masonry panels are modeled with a double equivalent diagonal and the cases depend of ε and Ω relations. The cases are solved by the nonlinear static analysis (NLSA), nonlinear dynamic analysis (NLDA), using a real accelerogram and a sinusoidal action, applying the SAP 2000 software. The responses determine that the masonry positioning influence each structural system response, after seismic excitation and affect the structural capacity with respect to the values of strength, stiffness and ductility. The solved cases are rearranged attending to the behavior corresponding to rigidity, medium and flexible systems, in groups of ε and Ω relations. The conclusions is applied according to the magnitude variation of ε y Ω for the rigid, intervals, and flexibility systems. It shown the progressive degradation maps (PDM) for each case analyzed in a graphical forms, that it is possible to understand the shape when the structural capacity is exhausted, cases that have not been considered in the calculus sheets.

Key words: Infilled masonry. Torsion. Pushover analysis. Earthquake resistance.