Pruebas Experimentales de Conexiones Prefabricadas Trabe-Columna de Concreto Reforzado

Categoría 1. Diseño Estructural e Investigación

Vladimir Rodríguez Moreno[1], Héctor Guerrero Bobadilla[2], Manuel Suárez González[3]
Sergio Manuel Alcocer[4], José Alberto Escobar Sánchez[4], Oscar López Batiz[5]

[1] Estudiante de Doctorado, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
[2] Profesor Asociado, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
[3] Consultor en Ingeniería Estructural, México
[4] Profesor, Instituto de Ingeniería, UNAM, México
[5] Investigador, CENAPRED, México

Resumen. En la industria de los prefabricados de concreto reforzado, existe una gran preocupación por el comportamiento sísmico de las conexiones trabe-columna que emulan el comportamiento de las monolíticas. Por lo tanto, se ha desarrollado un programa experimental en México con la intención de comprender mejor el desempeño de conexiones trabe-columna prefabricadas. Se ensayaron diez conexiones a gran escala, utilizadas frecuentemente en aplicaciones industriales, en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). En este artículo se presentan y discuten los principales resultados obtenidos. Se presentan comparaciones entre cuatro conexiones monolíticas y seis prefabricadas. Las conexiones prefabricadas se construyeron variando la cuantía de acero de refuerzo transversal. Dos de las conexiones prefabricadas incluyeron postensado. Los resultados de las pruebas se comparan en términos de resistencia y capacidad de deformación, disipación de energía, degradación de rigidez, y deformación por cortante en los nudos. De acuerdo con los resultados obtenidos, se ofrecen conclusiones relevantes para la industria de la construcción de elementos prefabricados. En general, los resultados muestran un desempeño apropiado de los sistemas prefabricados ensayados para aplicaciones sísmicas.

Palabras clave: conexiones trabe-columna; conexiones monolíticas; conexiones prefabricadas; nudos; desempeño sísmico.

1. INTRODUCCIÓN

Históricamente, los terremotos en México han causado numerosos daños [1–3]. Los terremotos de septiembre de 2017 causaron daños importantes en numerosas construcciones en la Ciudad de México y otras comunidades más pequeñas [4–6]. La necesidad de soluciones de sistemas de resistencia lateral más efectivas bajo carga sísmica es evidente. Diseñar soluciones estructurales eficientes es el objetivo principal de la ingeniería estructural y sísmica [7]. Sin embargo, este no es un tema trivial, ya que requiere de numerosos estudios experimentales y numéricos para validarlas. Las pruebas experimentales son actualmente el método más confiable para evaluar y validar el desempeño sísmico de soluciones estructurales.

Los sistemas prefabricados de concreto reforzado (SPCR) son una alternativa atractiva para los desarrolladores de edificios dado sus ventajas sobre los sistemas convencionales, entre las que destacan: mejor control de calidad de los miembros prefabricados, reducción en cimbra y trabajo en sitio, mayor durabilidad, rapidez constructiva y pronta recuperación de la inversión. Las condiciones de trabajo en una planta prefabricadora además favorecen la producción en serie de los elementos estructurales y hay menor riesgo de interrupción de actividades debido a condiciones climáticas. La rentabilidad y el control de calidad de los sistemas prefabricados han dado lugar a su uso en todo el mundo, incluyendo zonas de alta sismicidad [8] y, especialmente, en zonas con clima extremo y mano de obra costosa.

Durante mucho tiempo se ha tenido desconfianza en los sistemas prefabricados para su uso en zonas de alta sismicidad ya que se creía que éstos tienden a ser menos dúctiles y que presentan comportamiento inelástico menos estable que las estructuras de concreto reforzado tradicionales [9]. Aunado a lo anterior, el desempeño pobre de algunas estructuras prefabricadas en sismos pasados, como en Rumania (1977) y Armenia (1988), han desalentado efectivamente su uso durante mucho tiempo. El desempeño sísmico de los SPCR es altamente dependiente de las características de las conexiones entre los miembros prefabricados. Actualmente se sabe que el desempeño pobre de edificios prefabricados a menudo se ha atribuido a conexiones mal diseñadas y / o mal construidas [8].

Los marcos de concreto prefabricado se construyen ensamblando las trabes y columnas prefabricadas en el sitio, que son conectadas por métodos emulativos del comportamiento monolítico o por métodos no emulativos. Por esa razón, las conexiones pueden quedar vulnerables a cargas sísmicas severas. Como consecuencia, el principal desafío de la construcción prefabricada radica en encontrar métodos económicos y prácticos para conectar elementos prefabricados entre sí, que aseguran rigidez, resistencia, ductilidad y estabilidad adecuadas en los nudos [10].

Existen muchos estudios sobre la respuesta sísmica de conexiones prefabricadas trabe-columna. En los ochentas, Park y Bull [11] ensayaron tres conexiones exteriores trabe-columna a escala real sometidas a cargas cíclicas para evaluar el desempeño sísmico de trabes U prefabricadas que actuaban como sección compuesta con núcleos de concreto colado en sitio. Los resultados mostraron comportamiento sísmico satisfactorio siempre que se cumplan las disposiciones especiales de ductilidad. Sin embargo, si no se implementan detallados especiales para sismo, las conexiones sólo pueden ser adecuadas para marcos de gravedad donde la resistencia lateral es proporcionada por otros elementos tales como muros o contraventeos. El uso de trabes U en marcos prefabricados fue estudiado más adelante por Lee et al. [12]. En este sistema, los estribos fueron colocados dentro de la sección U y conectados al concreto colado en sitio con el fin de que éste y el concreto prefabricado trabajaran como sección simple bajo cargas gravitacionales y de sismo. Adicionalmente, las columnas fueron fabricadas en una sola pieza con ventanas a nivel de entrepiso en donde se apoyaban las trabes para el colado posterior del núcleo de las trabes y la región del nudo. Aunque el sistema resultó ideal para construcción rápida y eficiente, los resultados de las pruebas realizadas por Lee et al. [12] demostraron que el sistema tenía poca capacidad de disipación de energía y presentba grietas diagonales severas y desprendimiento del concreto en la conexión.

Alcocer et al. [10] ensayaron dos conexiones trabe-columna desarrolladas y utilizadas en México bajo cargas cíclicas incrementales unidireccionales y bidireccionales. Diferentes detalles de refuerzo fueron utilizados en el nudo. Los especímenes presentaron comportamiento histerético estable hasta demandas de distorsión de 3.5%. Sin embargo, las resistencias fueron aproximadamente 20% menores que aquellas presentadas por sus contrapartes monolíticas.

Uno de los SPCR de mayor éxito ha sido el marco híbrido [8]. Stanton et al. [13] desarrollaron el concepto del marco prefabricado híbrido que posee la capacidad de autocentrarse mediante la combinación de acero de presfuerzo y acero de refuerzo convencional. Expandiendo el concepto desarrollado por Priestley y Tao [14] para conexiones prefabricadas con tendones presforzados parcialmente desadheridos, el sistema híbrido incluye acero de refuerzo convencional que le proporciona amortiguamiento al sistema. El marco híbrido tiene varias propiedades superiores a los marcos colados en sitio, tales como daño reducido por carga cíclica, desplazamientos residuales despreciables, y gran capacidad de deformación [15]. A cambio, la capacidad de disipación de energía es reducida, producto de un comportamiento cíclico tipo bandera, teniendo como consecuencia posibles desplazamientos mayores durante un evento sísmico. Este sistema, junto con otras conexiones no emulativas, fueron ensayados para la culminación del proyecto PRESSS (Sistemas Estructurales Sísmicos Prefabricados) en un edificio de cinco niveles y dos crujías [16]. Los resultados de este estudio validaron el desempeño superior del marco híbrido, mismo que proporcionó suficiente disipación de energía y capacidad de recentrado, al mismo tiempo que mantuvo a los elementos de concreto esencialmente sin daño.

Más recientemente, Paratesh et al. [17] desarrollaron una conexión dúctil adecuada para zonas sísmicas. Su propuesta permitió la construcción rápida y eficiente de los marcos y eliminó la necesidad de cimbra, tornillos, soldadura y presforzado. Las columnas fueron fabricadas con un espacio libre en la zona del nudo donde cuatro

barras diagonales fueron colocadas para garantizar la estabilidad de las columnas durante el proceso constructivo. Las vigas, en la zona de la articulación plástica, tenían una sección transversal prefabricada en forma de U con estribos diagonales en las caras laterales. El refuerzo longitudinal inferior de la trabe fue traslapado dentro del área de colado en sitio con las barras que atravesaban el nudo y se extendían hacia la trabe del lado opuesto, o se remataban con dobleces a 180 grados en el caso de conexiones exteriores. El refuerzo superior fue continuo a lo largo de las trabes y dentro de los nudos; y fue fijado con una capa de mortero tipo *grout*. Dos especímenes monolíticos y seis especímenes prefabricados fueron ensayados para evaluar el comportamiento del sistema propuesto. Los resultados de este estudio demostraron que las conexiones propuestas tuvieron mayor resistencia a la flexión y rigidez inicial comparados con los especímenes monolíticos. La degradación de rigidez fue aceptable hasta distorsiones del 4% y las grietas por flexión fueron concentradas en la zona de la articulación plástica de las trabes. Las ductilidades y la energía histerética disipada fueron mayores que aquellas de las contrapartes monolíticas. La energía disipada por las conexiones prefabricadas fue 30% mayor, lo que fue atribuido a la formación de grietas amplias en la región de las conexiones trabe-columna.

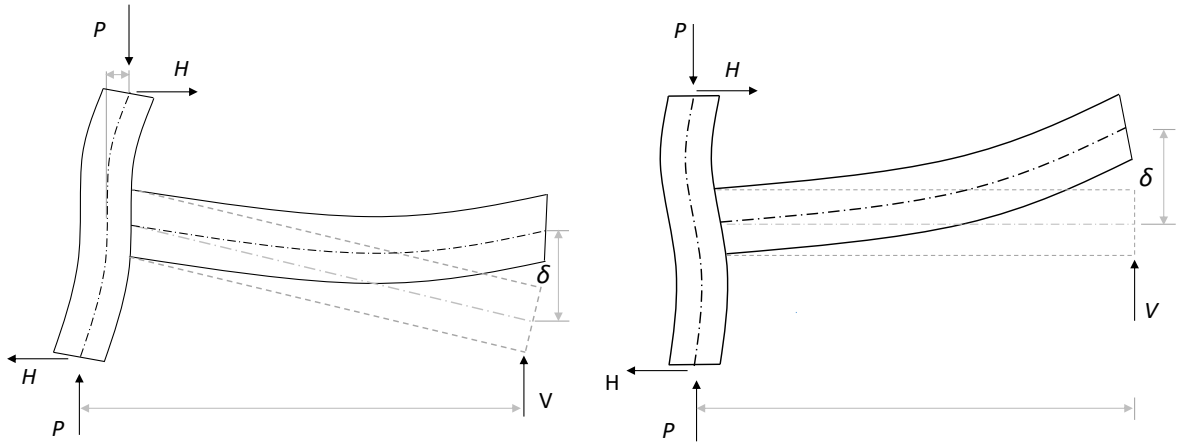
De la revisión de la literatura, se puede concluir que numerosas conexiones trabe-columna prefabricadas, tanto emulativas como no emulativas, han presentado comportamiento cíclico satisfactorio, y en algunos casos, incluso superan a las conexiones monolíticas, en términos de desempeño sísmico.

Considerando lo anterior, se planteó el objetivo de la presente investigación, que fue evaluar experimentalmente el desempeño sísmico de conexiones prefabricadas trabe-columna. Comparaciones entre cuatro conexiones monolíticas y seis prefabricadas se presentan en términos de resistencia, capacidad de deformación, disipación de energía, degradación de la rigidez, y deformación por cortante. Las columnas y trabes fueron ensayadas a escala natural y contaban con secciones transversales de 600×600 mm y 450×810 mm, respectivamente. Las conexiones fueron diseñadas para desarrollar un mecanismo de columna fuerte-viga débil. Cabe aclarar que los especímenes fueron elaborados por la empresa ITISA y se respetaron las condiciones de los sistemas prefabricados establecidos por la planta.

Con base en los resultados experimentales y el número de especímenes ensayados, se podría decir que no se puede concluir que la respuesta general de los especímenes prefabricados fue superior a aquella de los especímenes monolíticos. Sin embargo, las conexiones trabe-columna prefabricadas mostraron tener un comportamiento cíclico adecuado, con capacidades de carga y de deformación similares, incluso un tanto superiores, a los especímenes monolíticos.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa de pruebas consistió en estudiar el desempeño sísmico de conexiones trabe-columna monolíticas y prefabricadas de concreto reforzado. Las conexiones fueron sometidas a cargas laterales cíclicas reversibles aplicadas cuasi-estáticamente. Los especímenes representaban conexiones exteriores de un modelo de edificio prefabricado estudiado por Guerrero et al. [18] y, como se ilustra en la Fig. 1, abarcaban la mitad del claro de la trabe (5000 mm) y la mitad de la altura de la columna arriba y abajo del nudo (3300 mm en total). Se supuso que la conexión se pudo aislar debido a que los puntos de momento nulo, o puntos de inflexión, debido a acciones sísmicas, se ubican a la mitad de las columnas y de las trabes. También se consideró que las distorsiones, θ, obtenidas al aplicar cargas laterales en la columna son equivalentes a las distorsiones obtenidas si se aplicara una carga vertical en el extremo de la trabe. La carga V aplicada durante las pruebas (ver Fig. 1b) representa la fuerza cortante resultante de la deformación de la trabe al centro del claro si las cargas laterales, H, fueran aplicadas en el extremo de la columna.



a) Conexión aislada real b) Conexión en la posición del ensayo

Fig. 1. Conexión trabe-columna aislada.

2.1 Matriz de pruebas

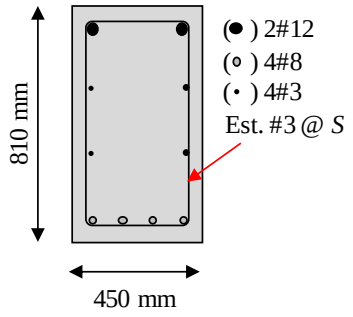
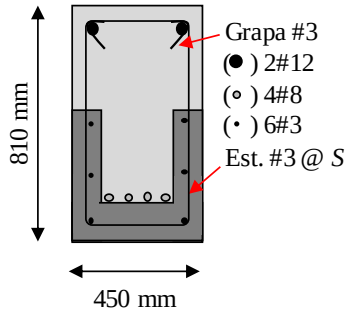
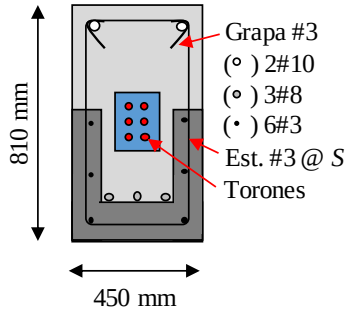
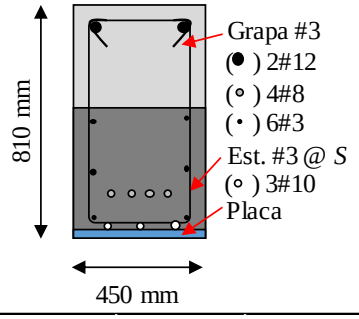
La matriz de pruebas consistió en cuatro conexiones monolíticas y seis conexiones prefabricadas exteriores de concreto reforzado. La longitud de las trabes fue de 5000 mm, con una sección transversal de 450 mm x 810 mm. La altura de las columnas fue de 3300 mm, con una sección transversal de 600 mm x 600 mm. Como se mencionó anteriormente, las conexiones ensayadas son componentes aislados de un modelo de edificio de concreto reforzado que, en su momento, fue diseñado de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias [19]. Se usó concreto con una resistencia promedio a la compresión de f'_c= 55.2 MPa, medida de muestras de cilindros de concreto, y acero de refuerzo Grado 42. En algunos especímenes se usó acero de presfuerzo Grado 270 con f_{pu}=1900 MPa, y acero estructural A992 con f_y=345 MPa. Estos se definen más adelante.

Los especímenes ensayados se muestran en la Tabla 1. Los especímenes con el prefijo MON fueron aquellos que se construyeron monolíticamente; mientras que los especímenes con el prefijo PRE fueron los prefabricados. Los prefijos MEN e HIB representan a los especímenes que contaban con una ménsula de concreto o eran híbridos, respectivamente. Todos los especímenes prefabricados consistían de una trabe cascarón en forma de U, excepto el espécimen PRE-MEN-1 que contaba con una sección maciza.

Los especímenes monolíticos compartían las mismas características geométricas y la misma cuantía de refuerzo longitudinal de dos barras del #12 en el lecho superior y cuatro barras del #8 en el lecho inferior. El refuerzo transversal consistió en estribos del #3 con separaciones variables (ver Tabla 1). Los especímenes prefabricados contaron con el mismo refuerzo longitudinal que los monolíticos, sin embargo, el peralte efectivo para momento positivo fue reducido debido a la sección en U prefabricada. La continuidad de la conexión trabe-columna de estos especímenes fue dada con concreto colado en sitio en la parte del nudo y en el núcleo de la trabe. Las superficies de las trabes U contaban con rugosidades y anclajes mecánicos para asegurar la adherencia correcta entre el concreto prefabricado y el colado en sitio.

Las conexiones postensadas, o híbridas como se conocen en la literatura, consistían en la combinación de acero de presfuerzo desadherido y acero de refuerzo convencional a lo largo de la trabe y dentro del nudo de extremo a extremo. De acuerdo con Stanton y Nakaki [20], un marco híbrido puede ser proporcionado con la capacidad de recentrarse si más del 50% de la aportación al momento resistente de la trabe es dada por el acero postensado y el resto es aportado por el acero de refuerzo. De esta manera se reduce significativamente el acero de refuerzo longitudinal evitando congestionamiento de acero en el nudo; mientras que el acero postensado ayuda a reducir o eliminar los desplazamientos residuales del marco. Además, el acero de refuerzo proporciona amortiguamiento al sistema y, por consiguiente, capacidad de disipación de energía.

Tabla 1. Especímenes ensayados y sus características

Espécimen	Construcción	Atributo	*S* mm	Esquema
MON-1A	Monolítica	Convencional	300	
MON-1B	Monolítica	Convencional	300	
MON-2	Monolítica	Convencional	150	
MON-3	Monolítica	Convencional	75	
PRE-1	Prefabricada	Trabe U	300	
PRE-2	Prefabricada	Trabe U	150	
PRE-3	Prefabricada	Trabe U	75	
PRE-HIB-1	Prefabricada	Híbrido	150	
PRE-HIB-2	Prefabricada	Híbrido	75	
PRE-MEN-1	Prefabricada	Ménsula	150	

Colado en sitio

Prefabricado

En el caso de los dos especímenes híbridos ensayados (PRE-HIB-1 y PRE-HIB-2) el 50% del momento resistente fue proporcionado por seis torones de 13 mm de diámetro postensados a una fuerza total de 440 kN, equivalente a un esfuerzo de 1.2 MPa o 2.2% de la resistencia a compresión del concreto de la trabe. De acuerdo al RCDF-2004 [19], la sección de la trabe híbrida se considera como parcialmente presforzada.

Por último, el espécimen PRE-MEN-1 consistió en una trabe de sección maciza cuya continuidad con la columna fue dada en la parte superior con concreto colado dentro de un ducto (hueco) en la columna, donde se introdujo el acero superior de la trabe, y por medio de soldadura en la parte inferior de la trabe. Como se puede ver en la Fig. 2, la trabe fue apoyada en el extremo sobre una ménsula de concreto que a su vez contaba con una placa de acero en la zona de apoyo. Esta placa fue soldada a la placa colocada en el extremo inferior de la trabe. Adicionalmente, barras del #10 fueron soldadas a las placas y extendidas dentro de la trabe y la columna y rematadas con dobleces a 90 grados para asegurar un anclaje adecuado.

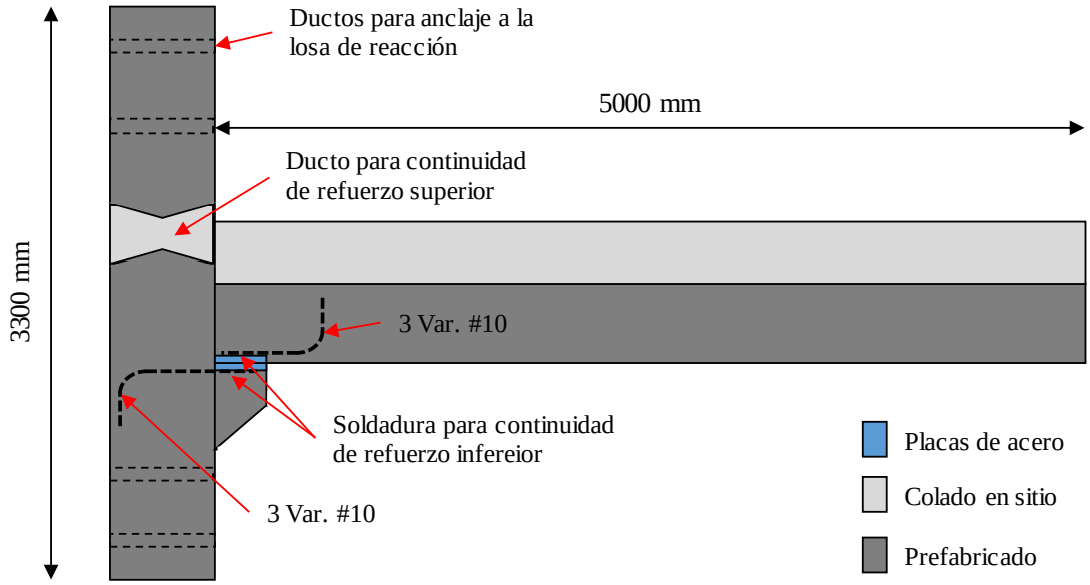


Fig. 2. Espécimen PRE-MEN-1.

2.2 Configuración del experimento

Suponiendo que se puede aislar la conexión trabe-columna como se mencionó al inicio de esta sección, los ensayos fueron ejecutados de acuerdo a la configuración experimental mostrada en la Fig. 3. Nótese que la trabe fue orientada verticalmente y la columna horizontalmente. Eso se hizo para simplificar la prueba. Se aplicaron desplazamientos en la punta de la trabe mediante un actuador hidráulico y se midieron las fuerzas necesarias para lograr dichos desplazamientos. Las fuerzas fueron medidas con una celda de carga instalada en el actuador. Las columnas fueron ancladas a la losa de reacción mediante cuatro barras de acero postensadas. El actuador fue anclado de manera similar al muro de reacción.

La presencia de una losa sobre las trabes no fue considerada. De acuerdo con ACI 374.1 (Criterios de Aceptación para Marcos de Momento Basados en Pruebas Estructurales) [21], no es necesario contar con una losa conectada a la trabe de un espécimen de prueba. Sin embargo, se acepta que la presencia de una losa puede incrementar significativamente la resistencia de la trabe y las demandas de cortante en la columna. Los resultados deben ser interpretados bajo esa consideración. Así mismo, es importante mencionar que no se aplicó carga axial en las columnas. El comité ACI 374.1 [21] tampoco requiere que se aplique carga axial a las columnas durante la

aplicación de la carga lateral. Nuevamente, los resultados presentados en este documento deberán ser interpretados tomando en cuenta esa consideración.

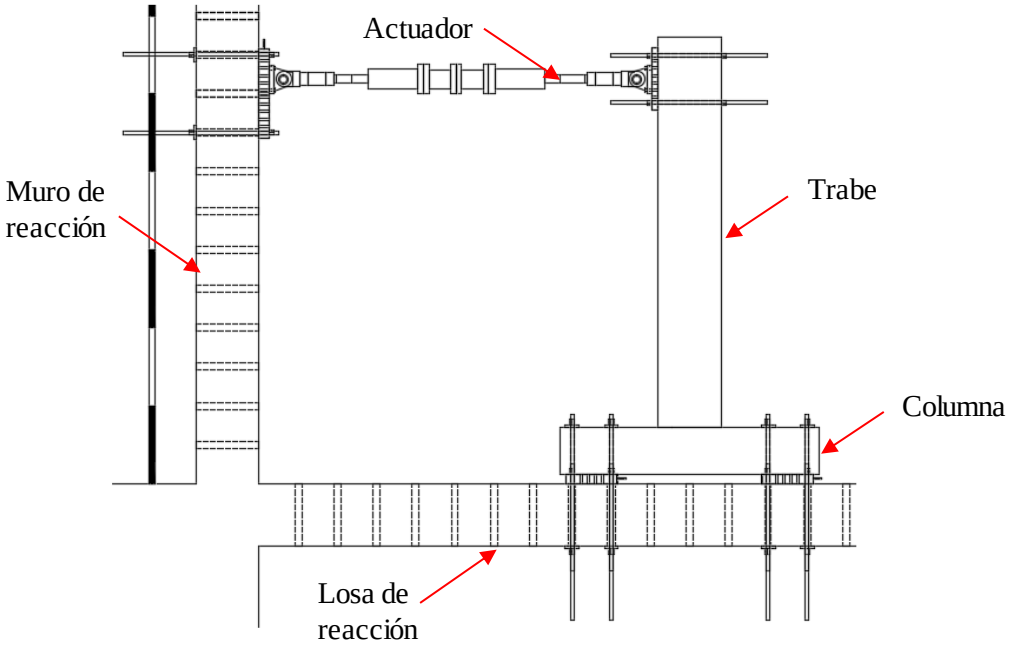


Fig. 3. Configuración del experimento.

2.3 Instrumentación

Los especímenes fueron instrumentados con transductores diferenciales lineales variables (LVDTs por sus siglas en inglés) para evaluar desplazamientos locales. Como se muestra en la Fig. 4, se colocaron LVDTs horizontales (H1-H5) a lo largo de la trabe para medir los desplazamientos horizontales y LVDTs diagonales en la cara lateral de la viga (D1-D6) y en la zona del nudo (D7 y D8) para medir deformaciones por cortante.

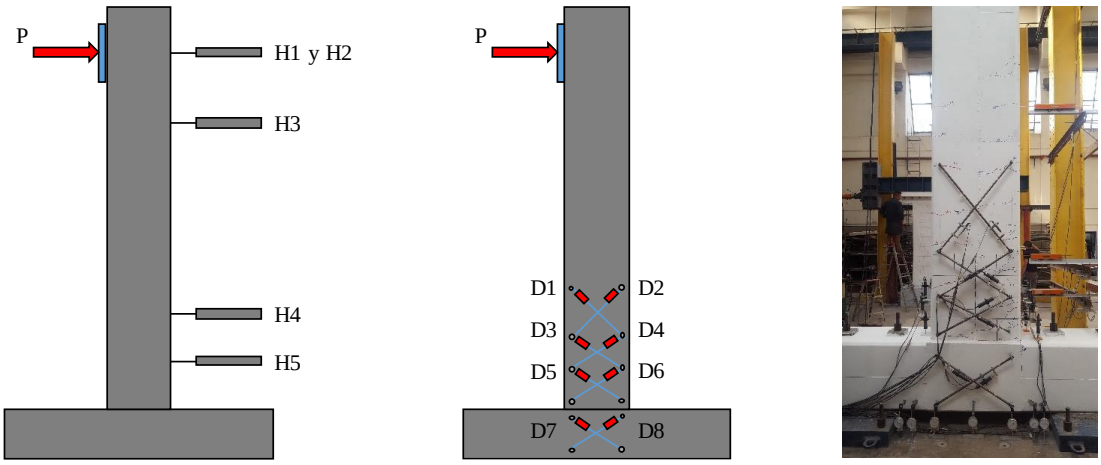
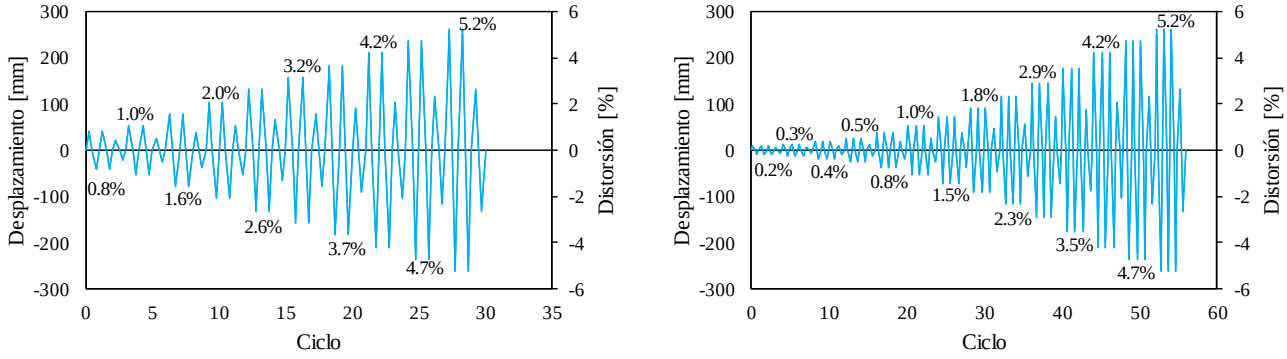


Fig. 4. instrumentación.

2.4 Protocolo de carga

Se desarrollaron dos protocolos de carga controlados por desplazamientos para el programa experimental. El primer protocolo, mostrado en la Fig. 5a, fue aplicado a todos los especímenes excepto para MON-1B; éste fue

cargado con el protocolo mostrado en la Fig. 5b. Estos protocolos fueron desarrollados de acuerdo a las recomendaciones de ACI 374.1 [21]. El primero consistió en dos ciclos para cada desplazamiento objetivo seguido de un ciclo al 50% del desplazamiento inmediato anterior. Una serie de ciclos controlados por fuerzas fueron aplicados al inicio de la prueba con el fin de medir la rigidez inicial. De manera similar, el segundo protocolo consistió en tres ciclos para cada desplazamiento objetivo seguido de un ciclo al 50% del desplazamiento inmediato anterior. En este caso no se aplicaron ciclos controlados por fuerzas. Los efectos de aplicar un protocolo distinto para el espécimen MON-1B se discuten en las siguientes secciones. En la Fig. 5 también se muestran las distorsiones equivalentes, calculadas como la relación entre el desplazamiento horizontal de la trabe, al nivel de la carga aplicada, y la distancia del eje de la columna al punto de aplicación de la carga. Las pruebas fueron concluidas cuando los especímenes presentaron una reducción del 20% de su capacidad de carga máxima o cuando los especímenes presentaron inestabilidad que pudiera poner en riesgo al personal o al equipo.



a) Protocolo de carga típico

b) Protocolo de carga para MON-1B

Fig. 5. Protocolo de carga.

3. RESULTADOS

3.1 Daño observado

El daño presentado por los especímenes a una distorsión aproximada de 3.0% se muestra en la Fig. 6. Esta comparación física es particularmente importante para predecir el tipo de daño o el mecanismo de falla esperado en función del tipo de conexión trabe-columna. Con base en la evidencia visual, se realizan las siguientes observaciones:

1. Algunos especímenes exhibieron daño severo, con grietas importantes por flexión, aplastamiento del concreto e incluso desprendimiento de concreto, especialmente en el espécimen MON-1A. En este espécimen, se observó el pandeo de las cuatro barras inferiores del refuerzo longitudinal, lo que fue atribuido al bajo nivel de confinamiento (con separación de estribos de 300 mm). Es importante mencionar que el espécimen MON-1B, igual con separación de estribos de 300 mm, también presentó pandeo en las mismas barras, pero a demandas de distorsión ligeramente mayores (cercanas al 3.5%).
2. Algunos especímenes prefabricados con trabe U mostraron niveles de daño menores. El nivel reducido de daño se explica por la concentración de la deformación plástica del refuerzo longitudinal de la trabe en la interfaz trabe-columna, donde se formó la junta fría. En los especímenes PRE-1 y PRE-2 se formaron grietas importantes de cortante. En contraste, el espécimen PRE-3 se desempeñó de manera excelente, presentando daño mínimo por cortante en la trabe. Lo anterior se debe a que PRE-3 tuvo la separación de estribos más cerrada de los tres (75 mm).

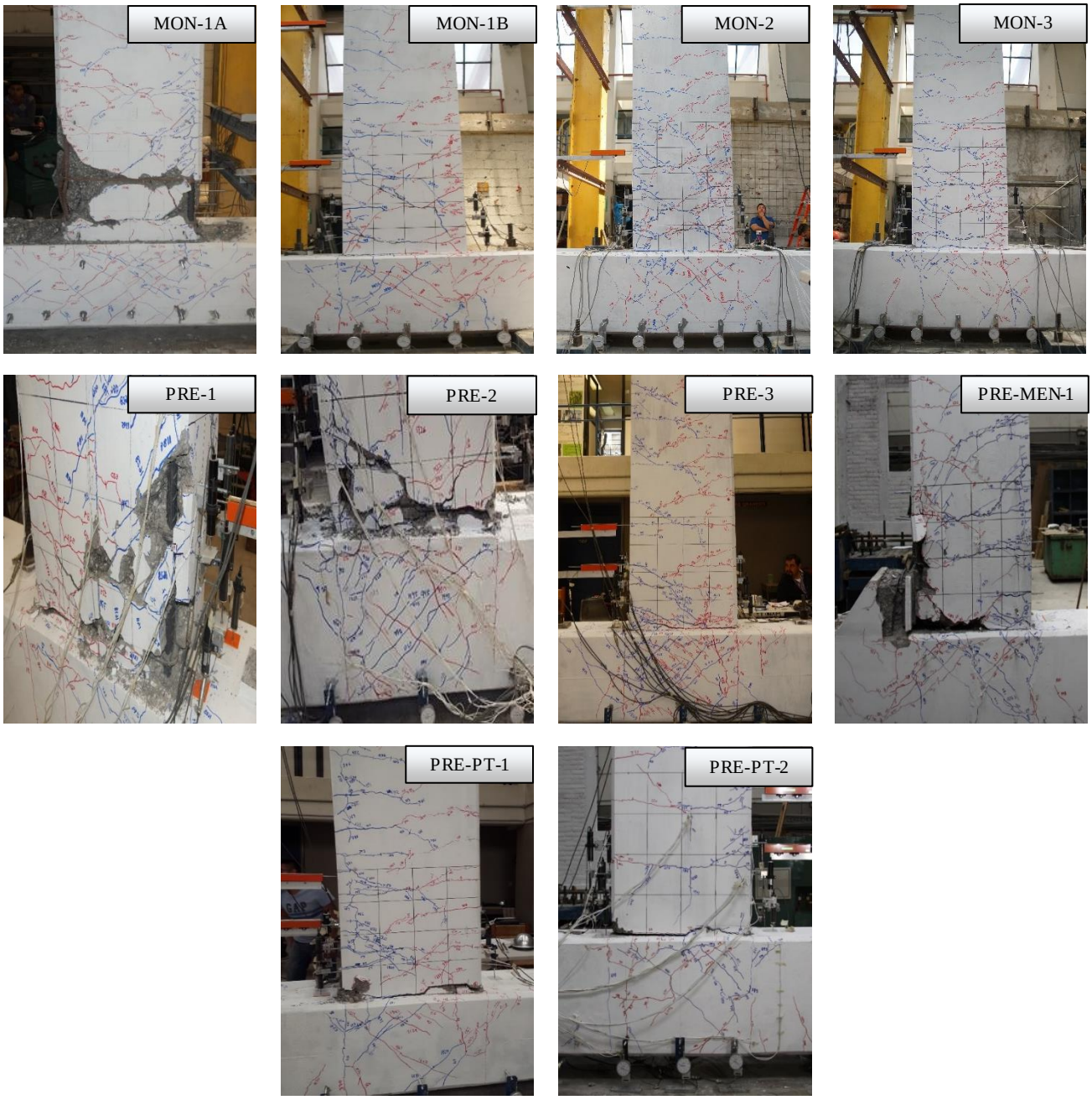


Fig. 6. Daño presentado por los especímenes a una distorsión de 3.0%.

3. Todos los especímenes presentaron algún nivel de daño en los nudos. Sin embargo, los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 (especímenes postensados) sufrieron significativamente menos daño para las mismas demandas de distorsión. Lo anterior se debe a que el acero postensado no transmite fuerza cortante al nudo debido a que está desadherido del concreto. Así mismo, el uso de acero presforzado permitió que el acero de refuerzo convencional fuera reducido considerablemente, por lo que el cortante trasmitido al nudo debido a este refuerzo también se redujo.
4. El espécimen PRE-MEN-1 exhibió daño significativo en la trabe y en la ménsula. En las caras laterales de la trabe surgieron fisuras verticales menores en la interfaz de la corona donde la trabe prefabricada se unió con el concreto colado en sitio (ver Fig. 7). A simple vista, pudieron ser ocasionadas por una falta de adherencia entre los dos tipos de concreto, sin embargo, la prueba fue concluida prematuramente, por lo

que no fue posible corroborar esta inferencia. También se observó el aplastamiento del concreto en la interfaz trabe-columna donde la sección maciza de la trabe no se unió a la columna mediante una junta fría. En la trabe también hubo desprendimiento del recubrimiento donde termina la ménsula debido a los esfuerzos de compresión altos en esa zona. Similarmente, el recubrimiento de la ménsula también se desprendió, pero no se observó daño en el interior de ésta.

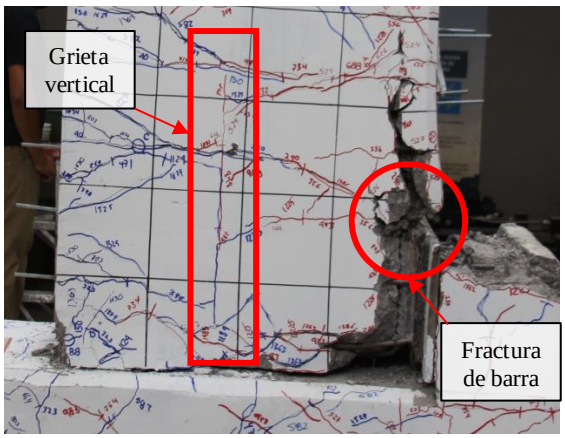


Fig. 7. Daño en el espécimen PRE-MEN-1.

3.2 Curvas carga-deformación

Las curvas carga-deformación experimentales de los especímenes monolíticos y prefabricados se muestran en las Figs. 8 y 9, respectivamente. Las envolventes de las curvas se muestran con líneas negras. La resistencia esperada, indicada con fines ilustrativos, se calculó utilizando las ecuaciones proporcionadas por el RCDF-2017 [22] con un factor de resistencia unitario y con resistencias esperadas de los materiales. Nótese que la resistencia esperada, en el cuadrante positivo, de los especímenes prefabricados fue menor debido a la reducción del peralte efectivo del refuerzo inferior de las trabes. Esto debido al cascarón en forma de U prefabricado. Por otro lado, la Tabla 2 presenta los parámetros de carga y de deformación de los especímenes ensayados, a saber, la carga máxima (P_u), la carga de fluencia (P_y), la distorsión máxima (θ_u), la distorsión de fluencia (θ_y), la rigidez efectiva (K_e), y la ductilidad (μ). Los parámetros anteriores fueron obtenidos con la metodología propuesta en ASCE 41-17 [23]. La ductilidad fue calculada como la relación entre la distorsión máxima y la distorsión de fluencia. De las Figs. 8 y 9, y de la Tabla 2, se hacen algunas observaciones relevantes:

1. En todos los casos, las cargas máximas medidas fueron superiores a los calculados, excepto para los especímenes postensados, cuya resistencia resultó, en promedio, 8% menor a la esperada.
2. Los especímenes monolíticos fluyeron a distorsiones entre 0.6 y 0.8%; los especímenes PRE-1, PRE-2, PRE-3 y PRE-MEN-1 entre 0.7 y 0.9%; y los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 entre 0.5 y 0.6%. Los especímenes postensados fluyeron a una distorsión menor que todos los demás debido a que el acero postensado le proporciona al sistema mayor rigidez inicial, como fue observado por Stanton et al. [13].
3. Los especímenes monolíticos alcanzaron valores de ductilidad de 4.7 a 8.7. Los especímenes PRE-1 y PRE-2 presentaron valores de ductilidad entre 6.6 y 7.9. En contraste, el espécimen PRE-3 sólo alcanzó una ductilidad de 5.3, ya que falló antes que los otros dos, a una distorsión de 4.3%. Este espécimen falló prematuramente por un defecto constructivo, cuyo motivo se explica más adelante. El espécimen PRE-MEN-1 mostró una capacidad de deformación menor que los otros, fallando a una distorsión de 2.6% y desarrollando una ductilidad de 3.9. Los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 alcanzaron valores de ductilidad mayores a 10, lo que fue consistente con resultados de especímenes similares estudiados por Cheok y Lew [24].
4. Aunque los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 fueron proveídos con torones postensados, sus deformaciones residuales fueron similares a las de otros especímenes. Esto significa que el postensado

propuesto no fue suficiente para alcanzar un comportamiento histerético en forma de bandera, que puede ser deseable para mitigar los desplazamientos residuales.

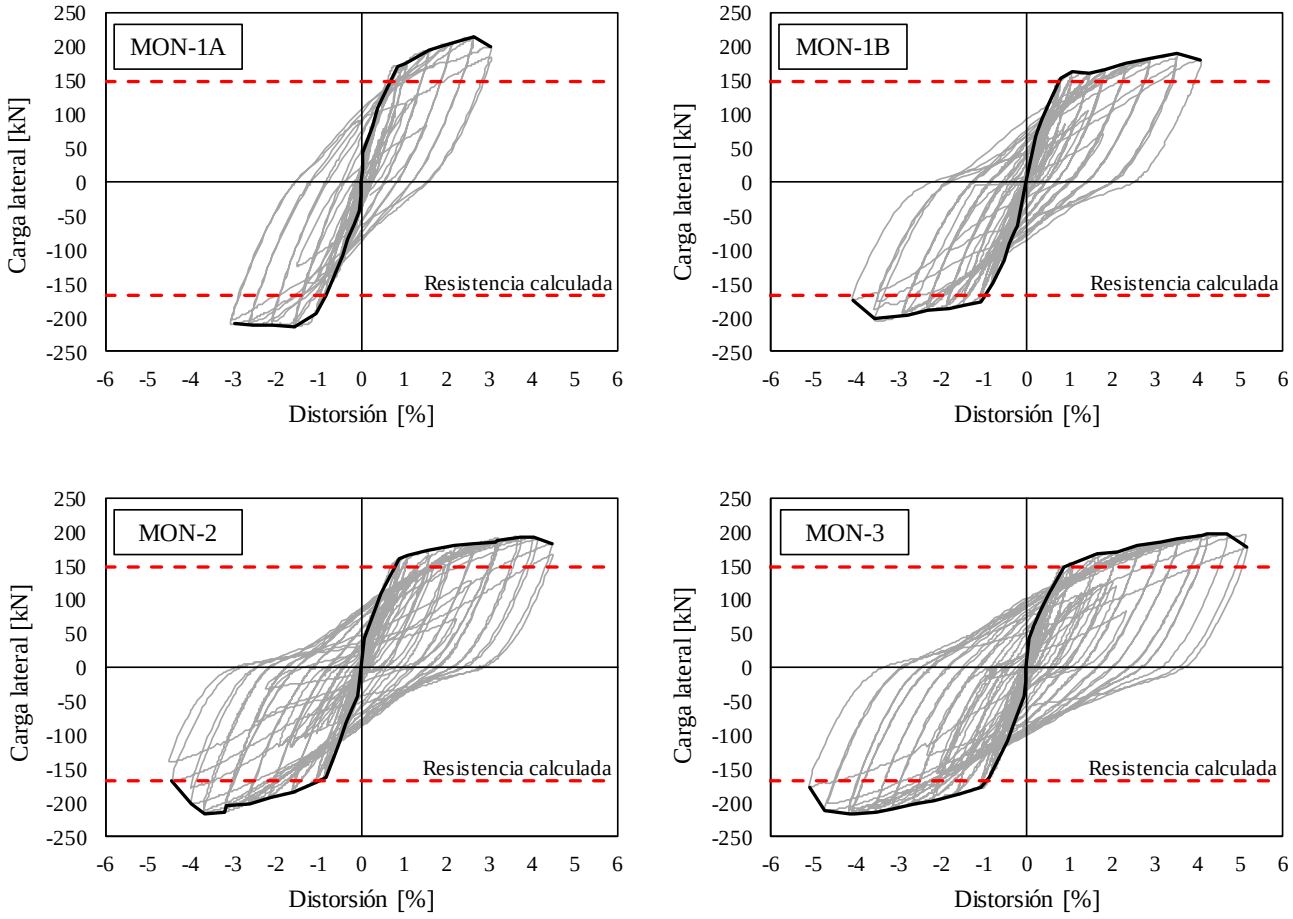


Fig. 8. Curvas carga-deformación (especímenes monolíticos).

La falla de PRE-3 se debió a que una de las barras del refuerzo longitudinal del #12, se fracturó prematuramente cuando se estaba aplicando una distorsión de 4.3%. Esto ocurrió por un error de fabricación, ya que el refuerzo longitudinal superior se dobló con un radio menor a lo mínimo especificado por la norma [22].

Por otro lado, el espécimen PRE-MEN-1 presentó falla frágil originada por la fractura de una de las barras del #10 soldadas a la placa localizada en la parte inferior de la trabe (ver Figs. 2 y 7). La fractura ocurrió a un lado de la placa de acero donde la soldadura comenzaba.

Todos los especímenes contaban con características similares, sin embargo, la naturaleza de cada sistema estudiado hace complicada la comparación entre ellos. Para poder comparar el comportamiento de los especímenes en términos de carga y de deformación, en las Figs. 10 y 11 se muestran las envolventes de las curvas carga-deformación de los especímenes monolíticos y prefabricados, respectivamente. La carga medida experimentalmente fue normalizada con respecto a la resistencia esperada por cada uno de los especímenes.

De la Fig. 10, se puede observar que los especímenes monolíticos se comportaron de manera similar. La variación de la separación de los estribos no influyó en la respuesta de las conexiones. Las cargas máximas registradas, en ambas direcciones, fueron en promedio 1.3 veces mayores a las resistencias esperadas. Las rigideces iniciales y las distorsiones de fluencia fueron muy similares (ver Tabla 2). Por otro lado, la capacidad de deformación de los especímenes monolíticos fue adecuada. Las ductilidades desarrolladas fueron consistentes con

valores observados en estudios previos (alrededor de 6) [24]. Nótese que la aplicación de un protocolo distinto no influyó en el comportamiento del espécimen MON-1B.

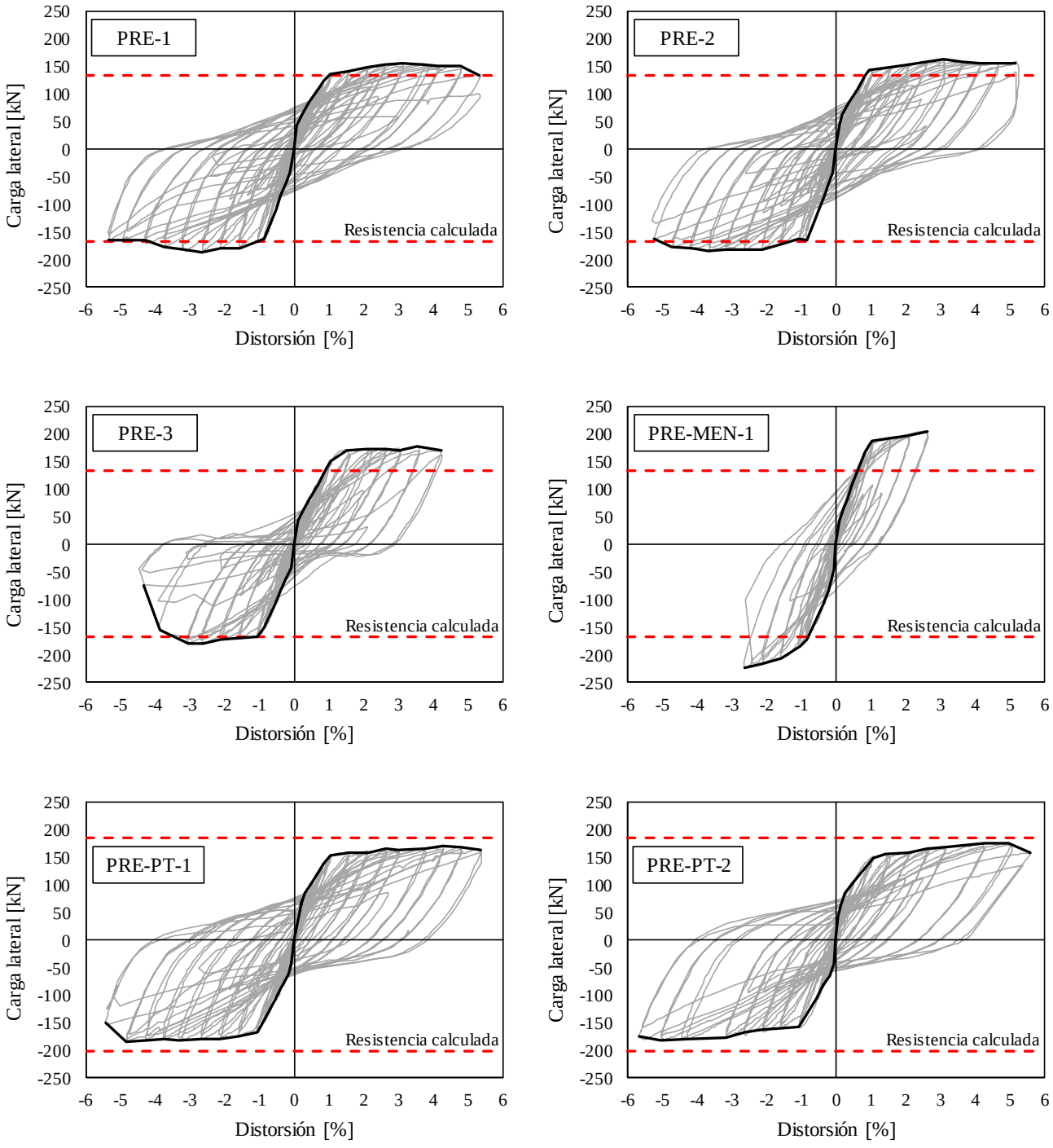


Fig. 9. Curvas carga-deformación (especímenes prefabricados).

Tabla 2. Capacidad de carga y de deformación de los especímenes.

Espécimen	Dirección	P_u, kN	P_y, kN	θ_u, %	θ_y, %	K_e, kN/mm	μ
MON-1A	Positivo	214	183	3.0	0.6	6.5	5.1
	Negativo	214	190	3.0	0.6	6.3	4.7
MON-1B	Positivo	191	166	4.1	0.7	5.2	6.1
	Negativo	203	173	4.1	0.8	4.7	5.2
MON-2	Positivo	192	173	4.5	0.6	5.7	6.9
	Negativo	216	170	4.5	0.8	4.6	5.7
MON-3	Positivo	197	154	5.2	0.6	5.4	8.7
	Negativo	216	174	5.1	0.7	5.4	7.5
PRE-1	Positivo	155	140	5.4	0.7	4.1	7.4
	Negativo	186	170	5.3	0.8	4.4	6.6
PRE-2	Positivo	163	149	5.2	0.7	4.2	7.0
	Negativo	185	167	5.2	0.7	5.3	7.9
PRE-3	Positivo	177	162	4.2	0.9	3.8	4.7
	Negativo	180	163	4.3	0.8	4.2	5.3
PRE-MEN-1	Positivo	205	183	2.6	0.8	4.7	3.2
	Negativo	223	185	2.6	0.7	5.8	3.9
PRE-PT-1	Positivo	171	158	5.4	0.6	5.1	8.3
	Negativo	185	159	5.5	0.5	6.4	10.5
PRE-PT-2	Positivo	176	148	5.6	0.5	5.7	10.3
	Negativo	181	153	5.7	0.6	5.4	9.6

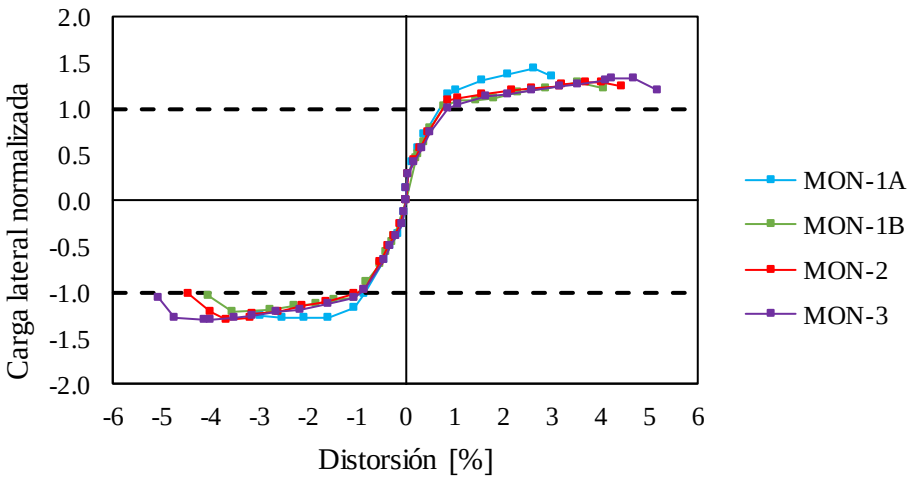


Fig. 10. Envolventes de las curvas carga-deformación (especímenes monolíticos).

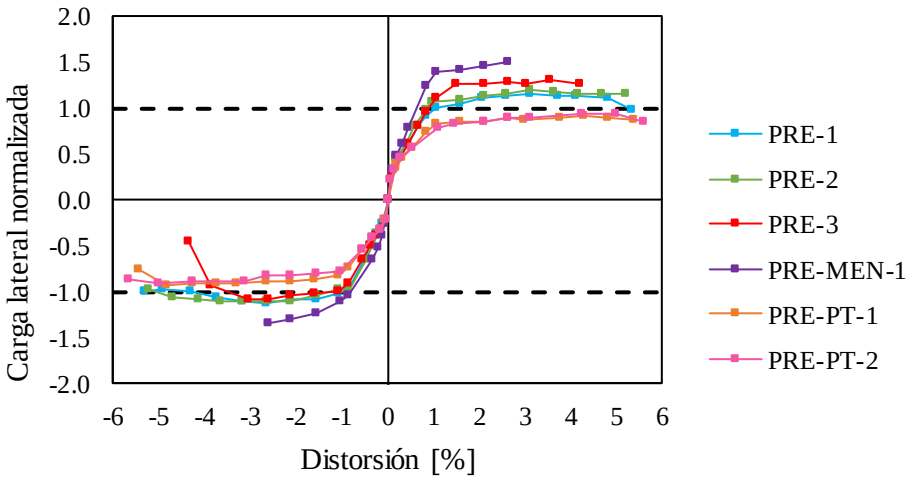


Fig. 11. Envolventes de las curvas carga-deformación (especímenes prefabricados).

Los especímenes PRE-1, PRE-2 y PRE-3 registraron cargas máximas 1.16 veces mayores a las resistencias esperadas; el espécimen PRE-MEN-1 presentó cargas máximas 1.3 veces mayor en la dirección negativa, y 1.5 veces mayor en la dirección positiva. En contraste, los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 fueron los únicos que no alcanzaron su resistencia esperada. Las cargas máximas registradas fueron en promedio 0.92 veces la resistencia esperada. No es claro por qué los especímenes postensados no exhibieron una sobrerresistencia mayor, pero se infiere que se debe al bajo nivel de presfuerzo aplicado a la sección de la trabe. Desadherir el acero postensado en toda la longitud de la trabe podría ser otra explicación por la cual la conexión no desarrolló mayor resistencia, ya que en la literatura generalmente el acero de presfuerzo está adherido en la zona central de la trabe y desadherido en los extremos de ésta y a través del nudo [13]. Sin embargo, se requieren más estudios para corroborar las suposiciones anteriores.

3.3 Energía disipada

La energía relativa disipada en el segundo ciclo de cada desplazamiento objetivo, de los especímenes monolíticos y prefabricados, se muestra en las Figs. 12 y 13, respectivamente. La energía disipada relativa se define como la relación entre la energía disipada en un ciclo completo y la energía idealizada considerando comportamiento elasto-plástico perfecto. El comité ACI 347.1 [21] considera que una conexión tiene un desempeño sísmico satisfactorio si la energía relativa disipada a una distorsión de 3.5% es mayor de 0.125.

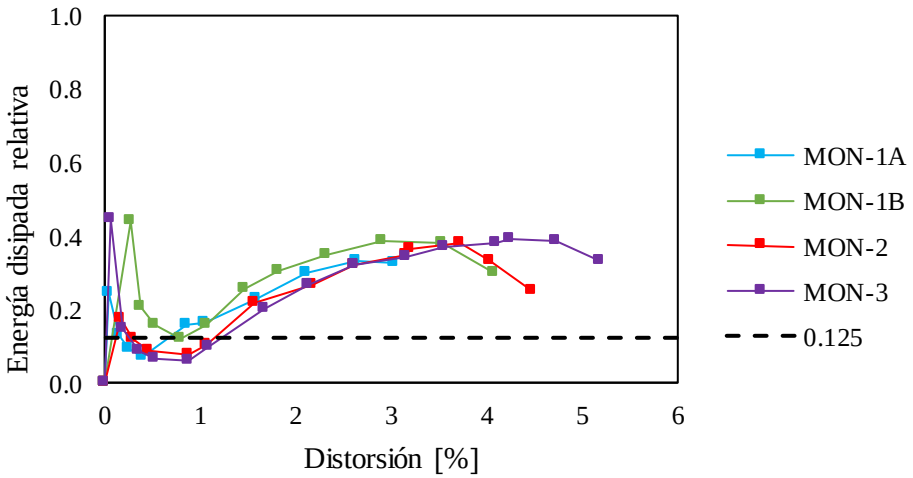


Fig. 12. Energía disipada relativa (especímenes monolíticos).

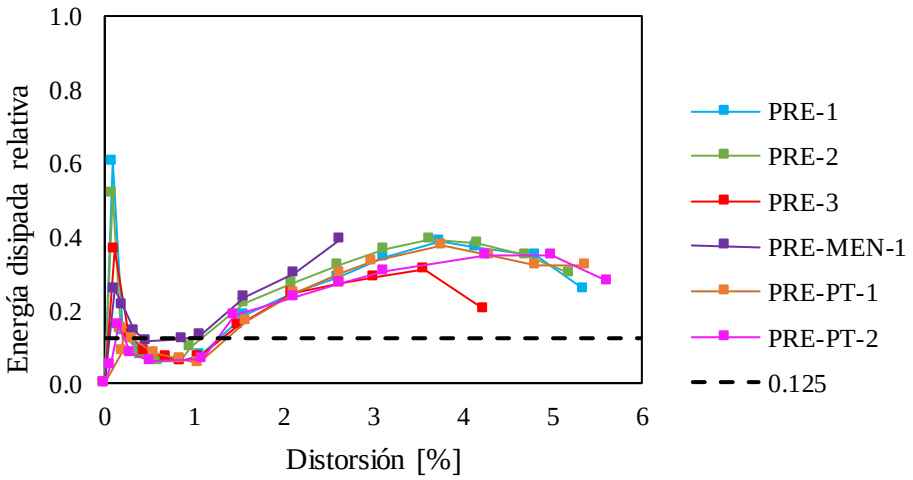


Fig. 13. Energía disipada relativa (especímenes prefabricados).

Se puede observar que todos los especímenes cumplieron con el requisito del comité ACI 374.1 [21], excepto los especímenes MON-1A y PRE-MEN-1 ya que no alcanzaron la distorsión mínima de 3.5%. Tanto los especímenes monolíticos como los prefabricados mostraron tendencias similares. A distorsiones cercanas a cero, la disipación relativa de energía fue muy alta y cayó abruptamente para distorsiones de 0.5 a 0.8%. A partir de una distorsión aproximada de 0.8%, la energía disipada volvió a crecer hasta alcanzar una disipación máxima aproximada de 40%. Para los especímenes monolíticos no hay un punto bien definido cuando se alcanza la disipación de energía máxima. Los especímenes prefabricados, en cambio, presentaron su capacidad de disipación máxima a distorsiones de entre 3.5% y 4.0%, excepto el espécimen PRE-PT-2. Se esperaba que los especímenes postensados disiparan menos energía, sin embargo, presentaron un comportamiento similar al resto de los especímenes. De la Fig. 9 se puede observar que los ciclos de histéresis de los especímenes postensados son estables y amplios, mostrando buena capacidad de disipación de energía, pero con desplazamientos residuales importantes. Para poder lograr un comportamiento histerético en forma de bandera, lo que podría ser deseable, se requiere aumentar las áreas relativas del acero postensado. Eso se incluirá en estudios experimentales futuros.

3.4 Degradación de rigidez

Las rigideces de los especímenes monolíticos y prefabricados, medidas a cada desplazamiento objetivo, se muestran en las Figs. 14 y 15, respectivamente. La rigidez experimental fue medida a partir de las curvas carga-deformación de pico a pico y fue normalizada con respecto a la rigidez elástica basada en secciones gruesas.

Se aprecia que, aunque la rigidez inicial varía entre los especímenes, se observa una tendencia decreciente similar entre ellos. La mayor degradación de rigidez ocurrió antes del 0.5% de distorsión debido al agrietamiento inicial. A este nivel de demanda, la rigidez normalizada era menor al 30%. Después de eso, la degradación fue significativamente menor y varió casi linealmente hasta distorsiones arriba de 5.0%. En general, se puede apreciar que los especímenes prefabricados presentaron una pérdida de rigidez similar a aquella de los monolíticos.

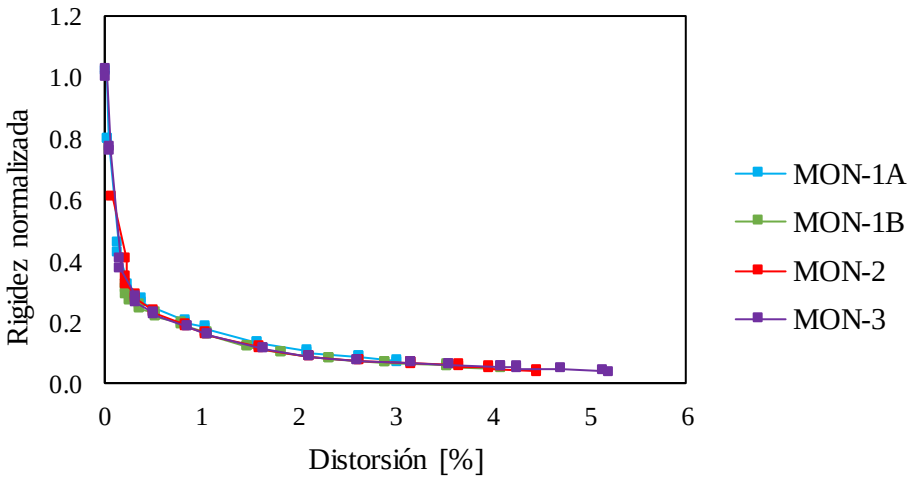


Fig. 14. Degradación de rigidez (especímenes monolíticos).

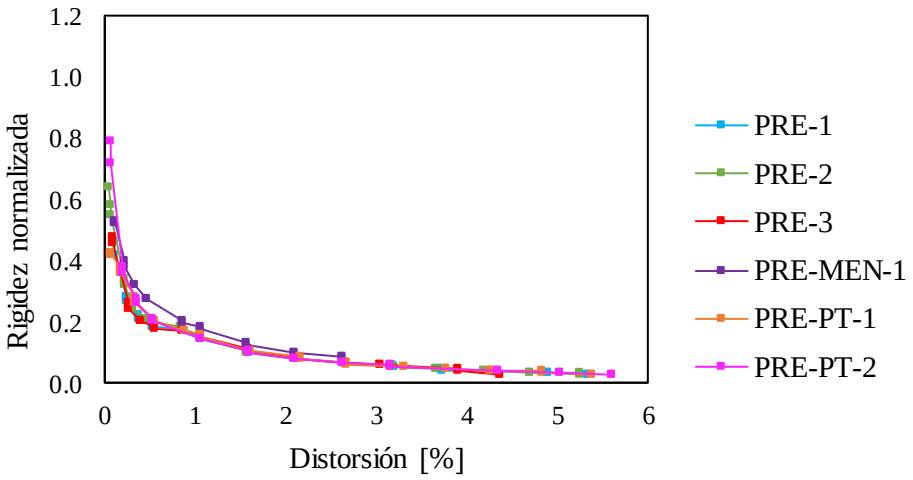


Fig. 15. Degradación de rigidez (especímenes prefabricados).

3.5 Deformación por cortante de los nudos

Se evaluó la deformación por cortante de los nudos para estudiar el comportamiento de éstos bajo cargas cíclicas. La deformación por cortante del nudo se calculó usando los dos LVDTs diagonales colocados en la región del nudo (ver Fig. 4) y las ecuaciones dadas por El-Amoury [25]:

$$\gamma_1 = \frac{\delta_j - \delta'_j}{2L_D} \tan \alpha_j \quad (1)$$

$$\gamma_2 = \frac{\delta_j - \delta'_j}{2L_D \tan \alpha_j} \quad (2)$$

$$\gamma_j = \gamma_1 + \gamma_2 \quad (3)$$

donde δ_j y δ'_j son el alargamiento y acortamiento medidos de los dos LVDTs diagonales en la cara externa del nudo; L_D es la longitud inicial de los LVDTs diagonales; α_j es el ángulo de inclinación con respecto al eje horizontal; y γ_j es la deformación por cortante total.

Las curvas de deformación por cortante de los nudos monolíticos y prefabricados se muestran en las Figs. 16 y 17. Los especímenes monolíticos y el espécimen PRE-MEN-1 presentaron curvas poco estables con comportamiento altamente no lineal. Por el contrario, las curvas de los especímenes prefabricados restantes fueron más estables, aunque también con comportamiento no lineal. En general, todos los especímenes presentaron valores de deformación bajos, ninguno superior a 0.004 rad. Lo anterior comprueba que la filosofía de diseño de columna fuerte-viga débil es importante para controlar el nivel de daño en los nudos. Finalmente, se puede observar que, a pesar de haber alcanzado las mayores distorsiones durante las pruebas, la deformación por cortante en los especímenes postensados es menor comparado con los demás especímenes. Particularmente, el espécimen PRE-PT-2 permaneció casi elástico, lo que es una de las cualidades más importantes del sistema híbrido.

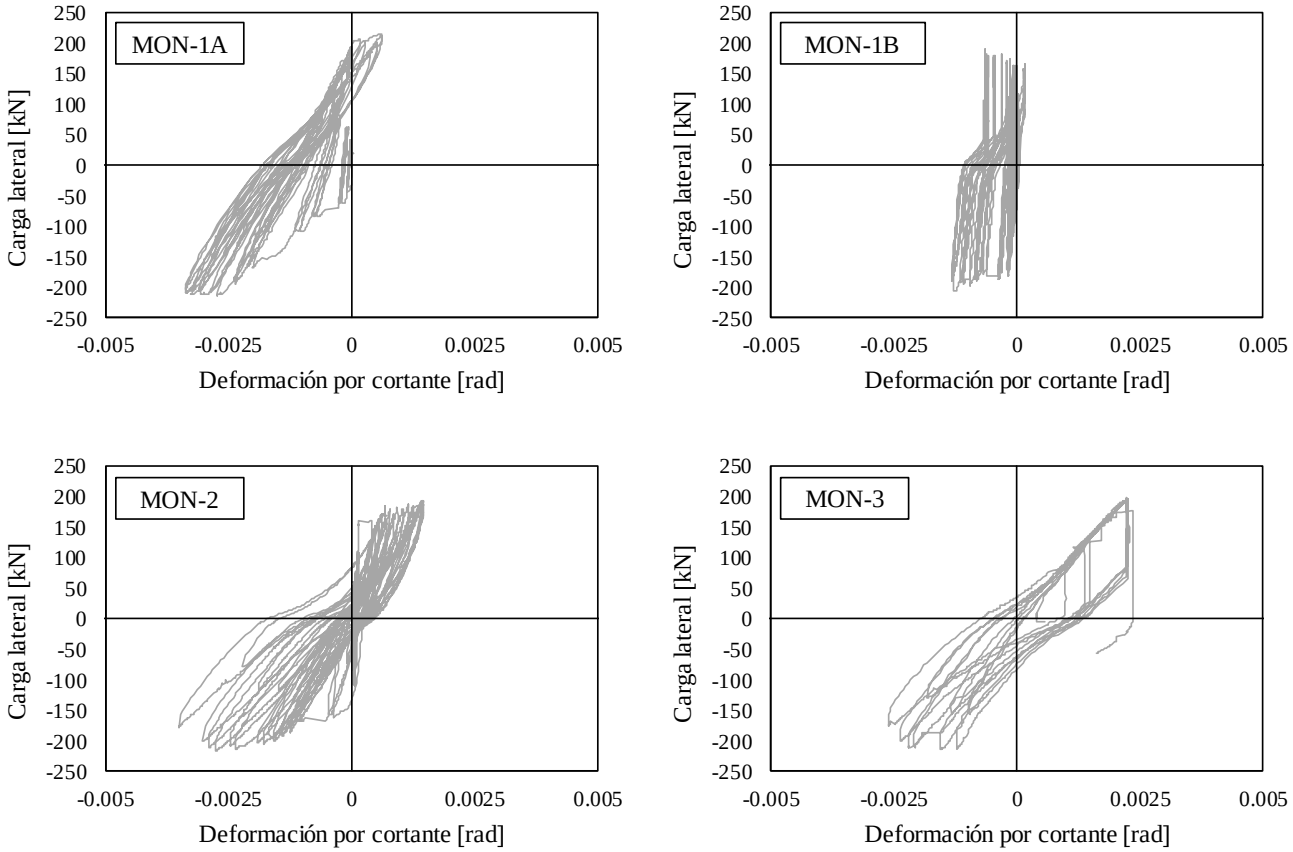


Fig. 16. Deformación por cortante en nudos (especímenes monolíticos).

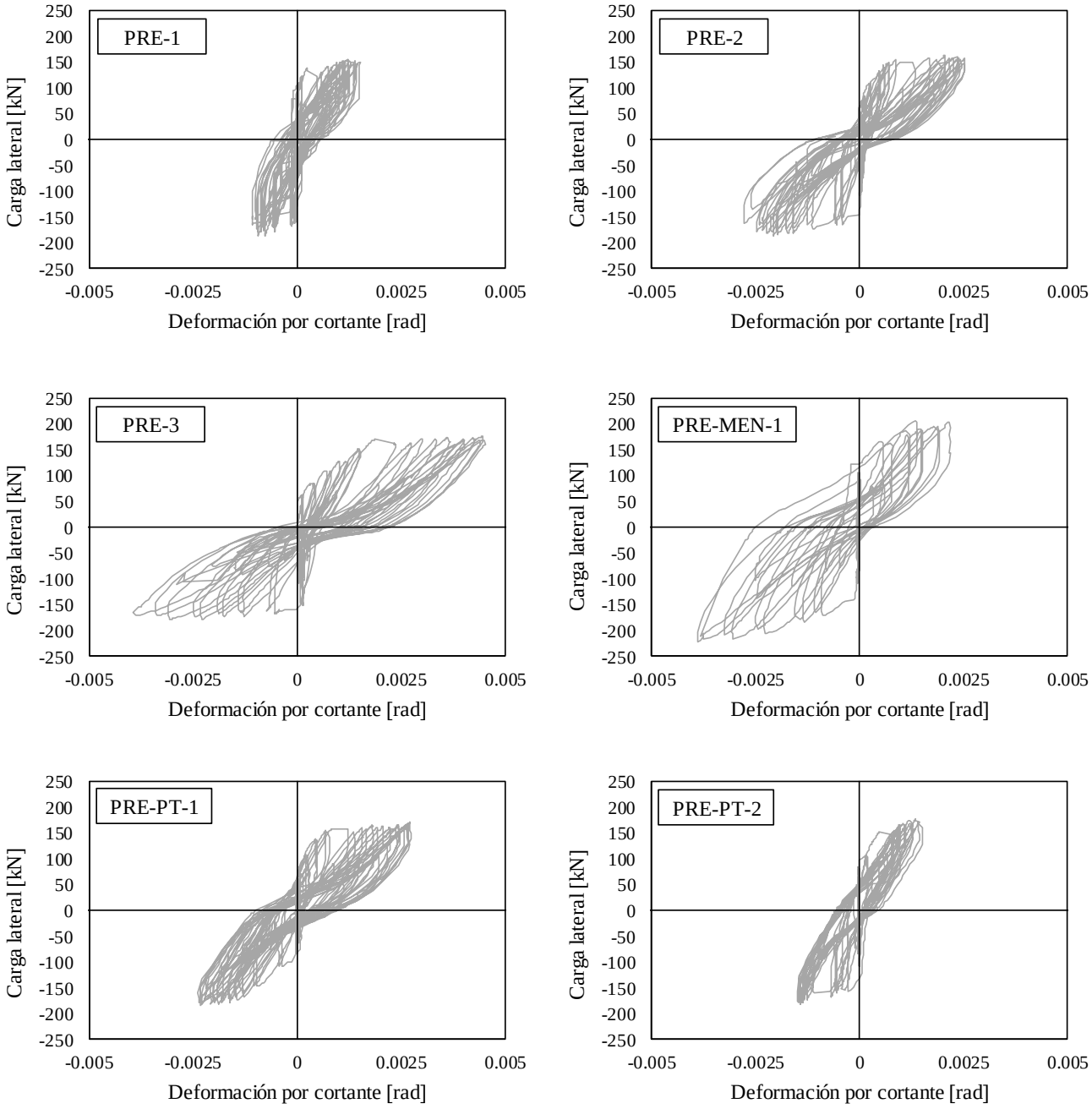


Fig. 17. Deformación por cortante en nudos (especímenes prefabricados).

4. CONCLUSIONES

El objetivo principal del programa experimental fue el de estudiar el desempeño sísmico de conexiones trabe-columna prefabricadas de concreto reforzado, y compararlo con aquel de conexiones monolíticas convencionales. Se ensayaron diez especímenes: cuatro conexiones monolíticas tradicionales, tres conexiones prefabricadas convencionales con trabes U, una conexión prefabricada con ménsula, y dos conexiones prefabricadas híbridas.

Los especímenes fueron sujetos a cargas cíclicas reversibles aplicadas cuasi-estáticamente. Los resultados fueron presentados y discutidos en términos de capacidad de carga y de deformación, disipación de energía relativa, degradación de rigidez, y deformación por cortante en nudos. Con base en los resultados, se ofrecen las siguientes conclusiones.

1. En todos los casos, las cargas máximas medidas fueron superiores a las resistencias esperadas; excepto para los especímenes postensados que presentaron una resistencia 8% menor a la esperada.
2. En términos de ductilidad, los especímenes monolíticos alcanzaron valores de 4.7 a 8.7; mientras que los especímenes PRE-1 y PRE-2 presentaron valores de 6.6 y 7.9. El espécimen PRE-3 presentó un valor más bajo, de 5.3, ya que presentó una falla prematura debida a un defecto constructivo. El espécimen PRE-MEN-1 mostró una capacidad de deformación menor que los otros, con una ductilidad de 3.9 y fallando a una distorsión de 2.6%. Por su parte, los especímenes PRE-PT-1 y PRE-PT-2 alcanzaron ductilidades altas, con valores superiores a 10.
3. Todos los especímenes alcanzaron a disipar hasta el 40% de la capacidad de disipación ideal. Se esperaba que los especímenes postensados disiparan menos energía, sin embargo, presentaron un comportamiento similar al resto de los especímenes.
4. La degradación de rigidez fue similar en todos los especímenes, tanto monolíticos como prefabricados. A una distorsión de 0.5%, la degradación de rigidez fue de más del 70% de la rigidez elástica.
5. Todos los especímenes presentaron algún nivel de daño en los nudos. Sin embargo, los especímenes postensados sufrieron significativamente menos daño debido a que el acero postensado no transmite fuerza cortante al nudo ya que se encuentra desadherido del concreto. Por otro lado, todos los especímenes presentaron valores de deformación por cortante en los nudos menores a 0.004 rad. Particularmente, el nudo del espécimen PRE-PT-2 permaneció casi elástico, lo que es una de las cualidades más importantes del sistema híbrido.

En términos generales, las conexiones prefabricadas presentaron comportamiento similar a las monolíticas. Se demostró que las conexiones prefabricadas estudiadas son adecuadas para su uso en zonas de alta sismicidad, excepto el espécimen PRE-MEN-1. Éste, sin embargo, es un sistema práctico para su montaje en campo y puede ser considerado para zonas donde las demandas de desplazamientos son bajas. El sistema híbrido mostró tener un desempeño sísmico excelente en términos de capacidad de deformación y de prevención de daños. Se requieren más estudios sobre este sistema para comprender mejor su capacidad de carga y su capacidad de recentrado.

Es importante señalar que en este estudio no se consideraron cargas axiales en las columnas ni diversas cuantías de acero longitudinal. Los resultados deben interpretarse tomando en cuenta lo anterior. Los efectos de esos factores se abordarán en estudios futuros.

AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece a CONACYT por el apoyo económico recibido durante sus estudios de doctorado y al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las facilidades otorgadas para la realización de este estudio. Las pruebas experimentales fueron realizadas en el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), un agradecimiento especial por permitir el uso de su laboratorio de estructuras. Se agradece a la empresa ITISA, quien fabricó los especímenes para las pruebas.

REFERENCIAS

[1] Rosenblueth E, Meli R. The 1985 Mexico earthquake: causes and effects in Mexico city. Concr Int. 8 (1986) 23–4.

[2] Meli R, Avila J. The Mexico earthquake of september 19, 1985-analysis of building response. Earthq Spectra. 5 (1989) 1–18.

[3] Meli R. Evaluation of performance of concrete buildings damaged by the september 19, 1985 earthquake, Cassaro MA, Martinez-Romero E, Ed. Int. Conf. Mex. Earthquakes – 1985 Factors Involv. Lessons Learn. Mex. City Am. Soc. Civ. Eng. (1986) 308–27.

[4] Galvis F, Miranda E, Heresi P, Davalos H, Silos JR. Preliminary statistics of collapsed buildings in Mexico city in the september 19, 2017 puebla-morelos earthquake. John A. Blume Earthq. Eng. Center, Stanford Univ. (2017).
[5] Weiser D, Hunt J, Jampole E, Gobbato M. EERI earthquake reconnaissance team report: M7.1 puebla, Mexico earthquake on september 19, 2017. Earthq. Eng. Res. Inst. (2018).
[6] Díaz A, Murren P, Walker S. 32 Years after michoacan: preliminary reconnaissance observations in the aftermath of the september 19, 2017 puebla-morelos earthquake. Ski. Owings Merrill, LLP. (2017).
[7] Krawinkler H, Miranda E. Performance-based earthquake engineering, in: Bozorgnia Y., Bertero V.V., Ed. Earthq. Eng. from Eng. Seismol. to Performance-Based Eng., CRC PRESS, 2004.
[8] Kurama YC, Sritharan S, Fleischman RB, Restrepo JI, Henry RS, Cleland NM, Ghosh SK, Bonelli P. Seismic-Resistant Precast Concrete Structures: State of the Art. J. Struct. Eng. 144 (2018) 03118001. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001972.
[9] Cheok G, Lew H. Performance of precast concrete beam-to-column connections subject to cyclic loading. PCI J. 36 (1991) 56–67.
[10] Alcocer SM, Carranza R, Perez-Navarrete D, Martinez R. Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame. PCI J. 47 (2002) 70–89. https://doi.org/10.15554/pcij.05012002.70.89.
[11] Park R, Bull DK. Seismic resistance of frames incorporating precast prestressed concrete beam shells. PCI J. 31 (1986) 54–93.
[12] Lee LH, Kim SH, Moon JH. An experimental study of the structural behavior on the precast concrete beam-column interior joint with splice type reinforcing bars. Journal of Architectural Institute of Korea, 20:10 (2004) 53-61, (n.d.).
[13] Stanton JF, Stone WC, Cheok GS. A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. PCI J. 42 (1997) 20–32. https://doi.org/10.15554/pcij.03011997.20.23.
[14] Priestley MJN, Tao JR. Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames With Partially Debonded Tendons. PCI J. 38 (1993) 58–69. https://doi.org/10.15554/pcij.01011993.58.69.
[15] Raynor DJ, Lehman DE, Stanton JF. Bond-slip response of reinforcing bars grouted in ducts. ACI Struct. J. 99 (2002) 568–576. https://doi.org/10.14359/12296.
[16] Priestley MJN, Sritharan SS, Conley JR, Pampanin S. Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. PCI J. 44 (1999) 42–67. https://doi.org/10.15554/pcij.11011999.42.67.
[17] Parastesh H, Hajirasouliha I, Ramezani R. A new ductile moment-resisting connection for precast concrete frames in seismic regions: An experimental investigation. Eng. Struct. 70 (2014) 144–157. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.001.
[18] Guerrero H, Ji T, Escobar JA, Teran-Gilmore A. Effects of Buckling-Restrained Braces on reinforced concrete precast models subjected to shaking table excitation. Eng. Struct. 163 (2018) 294–310. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.055.
[19] RCDF-2004, Reglamento de construcciones del Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal, (2004).
[20] Stanton JF, Nakaki SD. Design guidelines for precast concrete structural systems. Press. Rep. No. 01/03-09. 3 (2002).
[21] ACI Committee 374, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary (ACI 374.1-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005.
[22] RCDF-2017, Reglamento de construcciones del Distrito Federal. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, (2017).
[23] ASCE/SEI 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers, 2017.
[24] Cheok GS, Lew HS. Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subject to Cyclic Loading. PCI J. 38 (1993) 80–92. https://doi.org/10.15554/pcij.07011993.80.92.
[25] El-Amoury TA. Seismic Rehabilitation of Concrete Frame Beam-Column Joints, McMaster University, Hamilton, Ontario, 2004.