



Ingeniería. Revista de la Universidad de Costa Rica

ISSN: 1409-2441

ISSN: 2215-2652

revista.inii@ucr.ac.cr

Universidad de Costa Rica

Costa Rica

Solís González, Andrea; Navas Carro, Alejandro
COMPORTAMIENTO DE DOS UNIONES VIGA-COLUMNA CON
DIFERENTES DETALLES DE ARMADO PARA USO EN VIVIENDA
Ingeniería. Revista de la Universidad de Costa Rica, vol. 34, núm. 1, 2023
Universidad de Costa Rica
Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, Costa Rica

DOI: <https://doi.org/10.15517/ri.v34i1.55503>

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=44176067004>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en [redalyc.org](https://www.redalyc.org)

[redalyc.org](https://www.redalyc.org)

Sistema de Información Científica Redalyc

Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso
abierto

<https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/ingenieria/index>
www.ucr.ac.cr / ISSN: 2215-2652

Ingeniería

Revista de la Universidad de Costa Rica
ENERO/JUNIO 2024 - VOLUMEN 34 (1)



Comportamiento de dos uniones viga-columna con diferentes detalles de armado para uso en vivienda

Behavior of Two Beam-Column Joints with Two Reinforcement Details for Use in Housing

Andrea Solís González ¹ , Alejandro Navas Carro ² 

¹ Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

correo: andreasg27@gmail.com

² Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.

correo: alejandro.navas@ucr.ac.cr

Palabras Clave:

Columna, ductilidad, sismorresistente, uniones, viga, vivienda.

Resumen

En vivienda, la mampostería de concreto es uno de los sistemas constructivos más utilizados en Costa Rica. Bajo este sistema constructivo, se suelen requerir vigas y columnas de igual ancho (12 o 15 cm). En estos casos, constructivamente se recurre a doblar el acero de refuerzo de la viga o de la columna. Este tipo de doblez utilizado “estrangula” al refuerzo justo en la sección del máximo momento. De tal forma, resulta relevante investigar experimentalmente el comportamiento de estas uniones que típicamente se observan en las construcciones.

Se analizó el comportamiento de uniones con dos distintos detalles de armado y con elementos de 12 cm de espesor para uso en vivienda. Se construyeron cuatro uniones, dos con un detalle de armado de “cuello de botella” (Unión Tipo A) y dos con detalle de pendiente 1:6 (Unión Tipo B). Estas se fallaron en el Laboratorio de Estructuras del LanammeUCR bajo la aplicación de una carga cíclica pseudo dinámica. Se calcularon rotaciones y se construyeron la curva de histéresis y la curva elastoplástica para cada unión. Se comparó el comportamiento de los dos tipos de uniones, así como, los resultados de capacidad experimentales con respecto a la capacidad teórica esperada.

Los resultados obtenidos muestran que las Uniones Tipo A no alcanzan la capacidad teórica calculada y presentan un comportamiento menos dúctil que las Uniones Tipo B. Se logró concluir que es preferible y recomendable utilizar uniones viga-columna con el detalle de la pendiente 1:6 como parte del sistema sismorresistente de una vivienda.

Recibido: 16/06/2023

Aceptado: 02/10/2023

Keywords:

Beam, column, ductility, housing, joints, seismic

Abstract

In housing, concrete masonry is one of the most used construction systems in Costa Rica. Under this construction system, beams and columns of equal width (12 or 15 cm) are usually required. In these cases, constructively, bending the reinforcing steel of the beam or column is used. This type of bend used “strangles” the reinforcement right in the section of maximum moment. Thus, it is relevant to experimentally investigate the behavior of these joints that are typically observed in constructions.

The behavior of joints with two different reinforcement details and with 12 cm thick elements for use in housing was analyzed. Four joints were built, two with a “bottleneck” reinforcement detail (Type A Joint) and two with a 1:6 slope detail (Type B Joint). These were failed in the LanammeUCR Structures Laboratory under the application of a pseudo-dynamic cyclic load. Rotations were calculated and the hysteresis curve and elastoplastic curve were constructed for each joint. The behavior of the two types of joints was compared, as well as the experimental capacity results with respect to the expected theoretical capacity.

The results obtained show that Type A Joints do not reach the calculated theoretical capacity and present a less ductile behavior than Type B Joints. It was concluded that it is preferable and advisable to use beam-column joints with the slope detail 1:6 as part of the earthquake-resistant system of a home.

DOI: 10.15517/ri.v34i1.55503



1. INTRODUCCIÓN

En Costa Rica, la mayor parte de las viviendas se edifican mediante el sistema constructivo conocido como mampostería integral con bordes de concreto en sus extremos o intersecciones. Este sistema utiliza paredes de bloques de 12 o 15 cm de espesor y se combina muchas veces con marcos de vigas y columnas. Los marcos sirven para tomar cargas gravitacionales, dar rigidez y estabilidad al sistema, además de que generan la posibilidad de reducir las luces de entrepiso.

Es común que bajo este sistema constructivo se requiera que las vigas y las columnas de los marcos estructurales tengan el mismo espesor que las paredes (12 o 15 cm), muchas veces por razones arquitectónicas. Esto ocurre, por ejemplo, con columnas que se definen a partir de vigas de entrepiso o en vigas que llegan a muros de mampostería o a columnas. A nivel constructivo, se recurre a doblar el acero longitudinal de refuerzo, ya sea de la columna o de la viga, en el nudo entre estos elementos.

En la Fig. 1, se puede observar el doblez típico utilizado en construcción cuando se presenta una unión viga-columna donde ambos elementos tienen el mismo espesor. Para fines de esta investigación, este doblez se denominó “cuello de botella”. En la Fig. 1, se señalan con flechas amarillas los dobleces de cuello de botella generados con las varillas longitudinales de la viga, donde se aprecia que las barras inferiores pasan por fuera del núcleo de la columna, lo cual no está permitido por las normas de diseño.



Fig. 1. Imagen de unión con cuello de botella.

Como se puede observar, se genera una unión con poco espacio para el refuerzo de ambos elementos por lo que se tienen recubrimientos pequeños. Además, este tipo de doblez “estrangula” al refuerzo de la viga justo en la sección de máximo momento y no se tiene certeza del comportamiento de los elementos bajo estas condiciones.

Debido a las prácticas y condiciones constructivas, específicamente al utilizar un sistema de mampostería de concreto combinado con marcos estructurales de concreto reforzado, y al ser este el sistema constructivo más utilizado en el país para vivienda, resulta relevante investigar experimentalmente el comportamiento de algunas de estas uniones que típicamente se observan en las construcciones. Según lo anterior, se consideró analizar el efecto del doblez típico mostrado en la figura anterior reflejando la realidad

del confinamiento y los recubrimientos utilizados en campo en su caso más crítico. De esta manera, se propuso investigar el comportamiento experimental de dos tipos de uniones exteriores con elementos del mismo espesor (12 cm), dimensiones y patrones de refuerzo típicamente utilizados en viviendas.

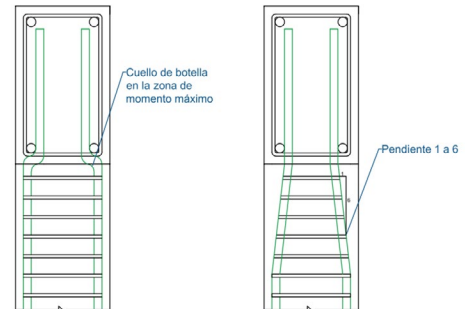


Fig. 2. Detalle de armado de ambos tipos de unión.

Las cuatro uniones se sometieron únicamente a cargas cíclicas pseudo dinámicas controladas por desplazamientos de manera que se representara mejor el comportamiento que tendrían las uniones ante un sismo. A partir de las pruebas realizadas, se analizó el comportamiento de ambos tipos de unión y se estableció una comparación entre estas.

2. DISEÑO DE LAS UNIONES

El diseño de las uniones se llevó a cabo según lo observado en plantas arquitectónicas típicas de viviendas de dos niveles en las que se utilizan marcos de concreto con paredes de mampostería. En este caso, los marcos de concreto se diseñan para tomar una parte de la carga sísmica y cargas gravitacionales. Además, se utilizaron requisitos aplicables del Código Sísmico de Costa Rica 2010 (Revisión 2014) [1] y del código ACI 318-14 [2].

En la Fig. 3, se puede observar el isométrico de las uniones con las dimensiones de la viga y de la columna utilizadas. El dibujo se muestra como “T” invertida, ya que se planificó aplicar la carga directamente a la viga por medio de un gato hidráulico en el laboratorio, al ser la columna el elemento apoyado al piso fuerte.

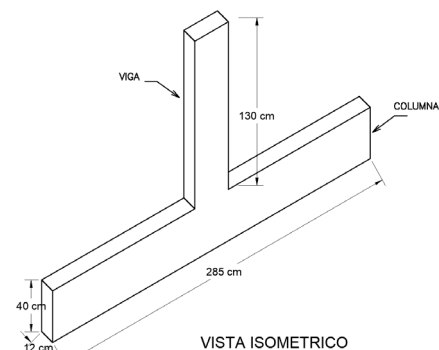


Fig. 3. Vista en isométrico de la unión.

Se utilizaron vigas y columnas con un detallado de refuerzo típico para este tipo de vivienda que se muestran en la Fig. 4. Tanto para la viga como para la columna se planteó un recubrimiento libre de 1.5 cm al aro. Este recubrimiento no cumple con los requisitos que propone el ACI 318S-14 [2] en la sección 20.6.1.3.1 por la limitación de espacio en un espesor de 12 cm; sin embargo, se cumple con que el recubrimiento sea mayor o igual al diámetro de las barras utilizadas. Este requisito no se suele cumplir en las condiciones constructivas de viviendas en las que se utilizan elementos con espesores pequeños.

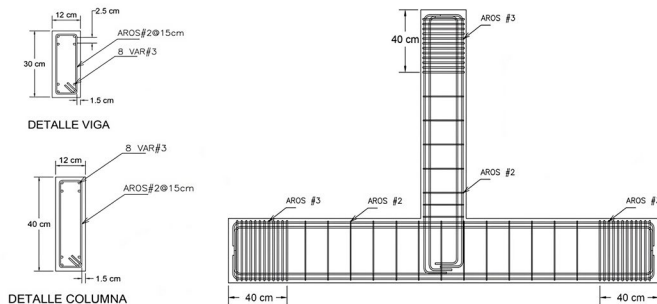


Fig. 4. Diseño de las uniones y detallado de acero.

Cabe destacar que los detalles mostrados en la Fig. 4, y en todos los detalles del diseño en los que se muestran aros son de alambre corrugado de 5.7 mm de diámetro.

Para los apoyos de los especímenes en el montaje, se planificó utilizar un mayor refuerzo a cortante del necesario según el diseño con el fin de evitar una falla en estos puntos durante la aplicación de la carga. De esta forma, se garantizó una mayor resistencia y confinamiento, tanto de la columna en los apoyos al piso fuerte como de la viga en el apoyo con el gato hidráulico. En estas secciones, se utilizaron aros No. 3 con una separación de 3 cm de centro a centro. Para el resto del elemento, se emplearon aros de alambre corrugado de 5.7 mm de diámetro con una separación de 15 cm de centro a centro según el diseño típico. Estos detalles se muestran en la Fig. 4.

3. PROCESO CONSTRUCTIVO

Para construir el detalle de armado de las uniones, primero, se armó la columna completa y, luego, se introdujeron las varillas del refuerzo longitudinal de la viga dentro de la columna. Después, se generó el doblez requerido para cada tipo de unión en el punto de unión entre el refuerzo de ambos elementos y finalmente se acomodaron los aros de la viga con la separación diseñada, al amarrarlos en su posición con alambre negro.

Para el detalle de armado de la unión Tipo A o “cuello de botella”, se utilizó un tubo metálico y una grifa para generar el doblez antes del acomodo de los aros como se muestra en la Fig. 5.



Fig. 5. Proceso de grifado de la unión Tipo A.

En la Fig. 6, se muestran ambos detalles de refuerzo, a) describe el detalle de la unión Tipo A y b) muestra el detalle de la unión Tipo B.



a) Detalle “cuello de botella”



a) Detalle pendiente 1:6

Fig. 6. Detalle de refuerzo constructivo para ambos tipos de unión.

4. MATERIALES Y CAPACIDAD TEÓRICA

Durante la etapa constructiva, se llevaron a cabo las pruebas de resistencia correspondientes al concreto y al acero de refuerzo utilizados para la construcción de las uniones. Para determinar la resistencia de las varillas, se utilizó el procedimiento de la norma ASTM A370-18 [3] para productos de acero. Se fallaron tres especímenes de 1 m de longitud de las varillas No. 3, que se utilizaron para el refuerzo longitudinal de la viga y la columna. Se observó que el promedio del esfuerzo de cedencia para los tres especímenes se encuentra por encima de 4200 kg/cm^2 . Esto permite verificar que las varillas empleadas como refuerzo longitudinal en las uniones son grado 60.

Para determinar la resistencia del concreto, se procedió según la normativa ASTM C39/C39M-18 [4]. Se tomaron muestras con las que se fabricaron cilindros de control. Se fallaron dos muestras a los siete días de edad y tres a los dieciséis días de edad. Se obtuvo una resistencia promedio de 248 kg/cm^2 , al alcanzar la resistencia mínima de 210 kg/cm^2 , por lo que fue posible llevar a cabo las fallas de las uniones una vez alcanzado este valor.

A partir de los resultados obtenidos para los materiales utilizados, se calculó la capacidad teórica de la viga con los valores experimentales medidos de resistencia del concreto y del acero de refuerzo y se obtuvo un momento nominal de 3.2 ton-m .

5. MONTAJE Y PROTOCOLO DE CARGA

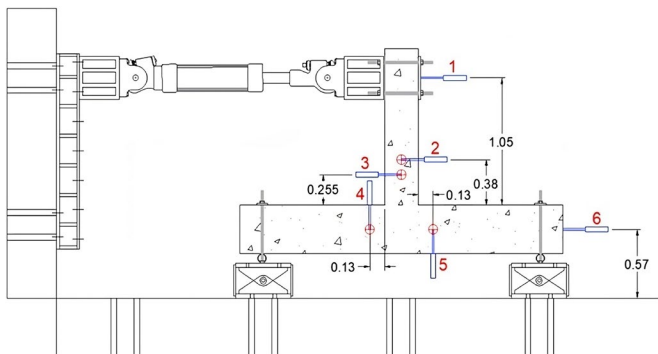


Fig. 7. Diagrama del montaje utilizado y disposición de los deformímetros (cotas en metros).

Se utilizaron dos apoyos fijos anclados en el piso fuerte del laboratorio y, sobre ellos, se utilizaron tubos rellenos de concreto para simular un apoyo simple en la columna. Para aplicar la carga, se usó un brazo hidráulico anclado al muro fuerte del laboratorio. Además, se colocó un marco lateral a manera de arriostramiento en caso de un volcamiento de la viga al aplicarle la carga. Este montaje se puede observar en el esquema que se presenta en la Fig. 7.

Para medir los desplazamientos, tanto de la viga como de la columna, se utilizaron seis LVTDs (*Linear Variable Differential Transformer*) o deformímetros colocados como se muestra en la Fig. 7. Se utilizaron dos deformímetros en el eje de la viga y dos en el eje de la columna con los que se pretendía obtener datos de

rotación de ambos elementos por separado. Además, se colocó un deformímetro a la altura del brazo hidráulico para controlar los desplazamientos en este punto de la viga, y otro a la altura de la columna con el que se pretendía tomar valores en los posibles desplazamientos de cuerpo rígido de toda la unión.

En la Fig. 8, se muestran imágenes de la colocación de los deformímetros con los respectivos angulares donde se tomaron las medidas de deformación, colocados en la línea centro de la viga y de la columna.

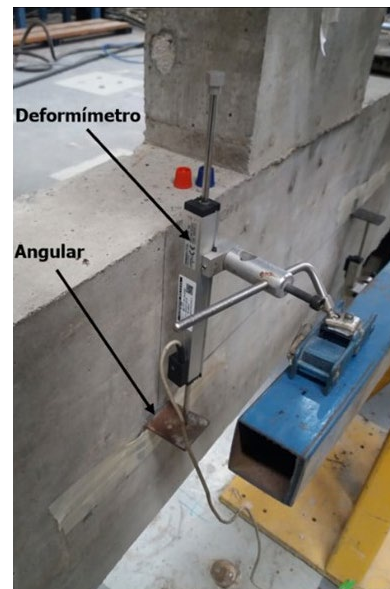


Fig. 8. Colocación de los deformímetros.

Para continuar con el proceso de falla, se estableció el protocolo de carga que sería aplicado por un gato hidráulico controlado por desplazamientos con una capacidad de $490 \text{ kN} \pm 250 \text{ mm}$, como se muestra en la Fig. 9. Para esto, se utilizó la norma ASTM E2126-11 [5], que aplica para sistemas que resisten cargas laterales en edificaciones, como es el caso de los marcos de concreto en una vivienda ante cargas sísmicas.

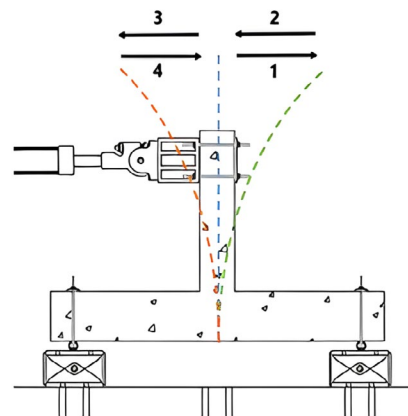
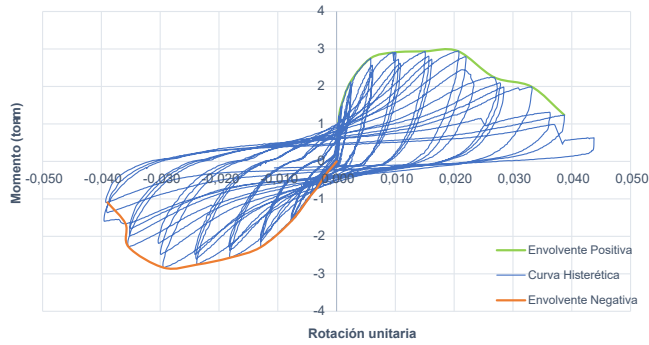


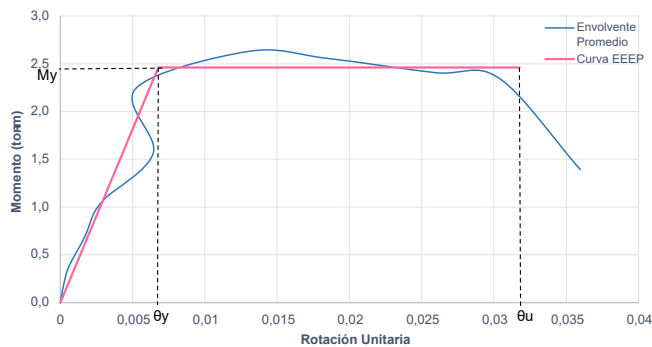
Fig. 9. Proceso de carga y desplazamientos.



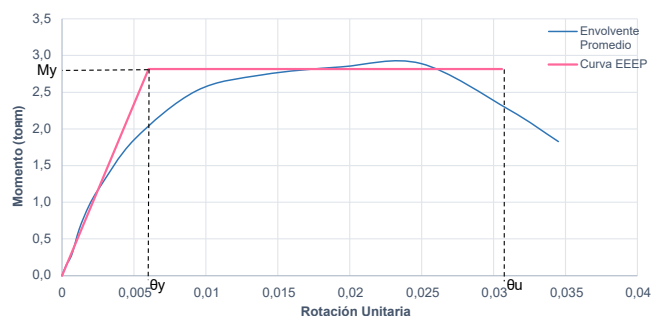
b) Espécimen 2A

Fig. 12. Curvas de histéresis para las uniones tipo A.

A partir de la envolvente promedio que se mostró en la figura anterior, se obtuvo la curva elastoplástica de este espécimen, que se muestra en la Fig. 13.



a) Curva EEEP 1A



b) Curva EEEP 2A

Fig. 13. Curvas elastoplásticas de las uniones tipo A.

En esta curva, se puede notar que el espécimen 2A alcanza un mayor valor de momento de fluencia que el espécimen 1A, al mantener una deformación de fluencia similar entre ambos. Además, se observa una forma de “S” en la envolvente promedio del espécimen 1A, que procede de las vibraciones ocurridas durante la aplicación de la carga mencionadas anteriormente ya que la envolvente promedio es formada a partir de la envolvente positiva y la envolvente negativa de la Fig. 12.

En el CUADRO I, se presenta un resumen de los resultados obtenidos para los especímenes 1A y 2A. Se pueden observar los puntos que forman las curvas elastoplásticas, así como las razones de ductilidad obtenidas.

CUADRO I. RESUMEN DE RESULTADOS PARA LAS UNIONES TIPO A

Espécimen 1A				Espécimen 2A			
Momento (ton-m)		Rotación unitaria		Momento (ton-m)		Rotación unitaria	
M_{max}	2.62	θ_m	0.0130	M_{max}	2.89	θ_m	0.0250
M_y	2.46	θ_y	0.0068	M_y	2.81	θ_y	0.0060
M_u	2.10	θ_u	0.0318	M_u	2.31	θ_u	0.0306
Razón de ductilidad D	4.69			Razón de ductilidad D	5.08		

Se puede analizar que los resultados obtenidos por el espécimen 2A reflejan un mejor comportamiento y una mayor capacidad del elemento ante la carga aplicada. Se obtuvo un momento máximo mayor y un momento de fluencia mayor que los obtenidos para el espécimen 1A. Asimismo, en este caso, se obtuvo una razón de ductilidad de 5.08, valor que supera en 0.4 a la razón de ductilidad obtenida para el espécimen anterior.

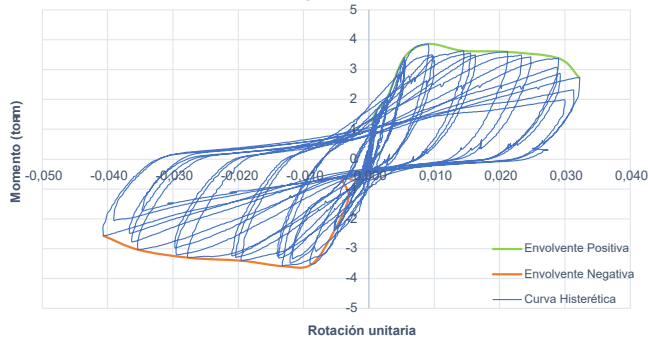
Es importante destacar que el procedimiento de cálculo de estos resultados, así como el procedimiento para la construcción de las curvas mostradas anteriormente, se siguió a partir de lo establecido en la norma ASTM E2126 [3]. Esto aplica para las cuatro uniones analizadas en esta investigación.

6.2 Resultados de las Uniones Tipo B

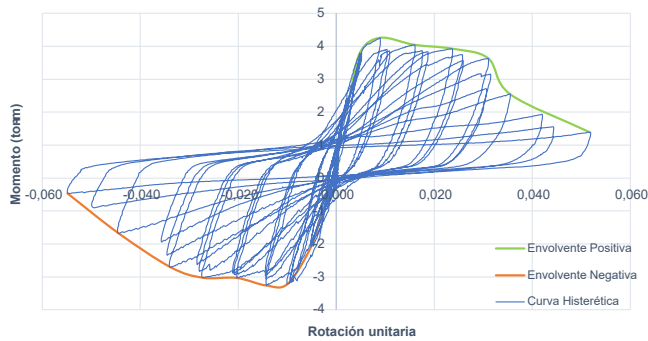
La unión Tipo B corresponde al arreglo de varillas en el que las longitudinales de la viga entran en medio del refuerzo de la columna de manera gradual con una pendiente de 1:6, de manera que el refuerzo no se viera sometido a un doblez tan pronunciado justo en la zona de momento crítico de la viga. Este tipo de unión se planteó como una posible solución al doblez de “cuello de botella”, que es comúnmente utilizado en las construcciones.

De igual manera que en los casos anteriores, en la Fig. 14a), se muestra la curva histéretica para el espécimen 1B en la que se puede observar la semejanza entre el comportamiento positivo y el comportamiento negativo de los bucles. Se puede observar que, a diferencia de las uniones tipo A, en este espécimen, el momento se mantiene en mayores valores conforme aumentan los ciclos y las rotaciones. En el caso de los especímenes de tipo A, los valores de momento disminuyeron más rápidamente. El comportamiento observado en esta figura indica que la unión posee un buen comportamiento dúctil, ya que soporta mayores valores de momento, respecto a las uniones Tipo A, conforme aumenta la rotación. Por lo tanto, la unión puede mantener una mayor carga mientras se sigue deformando.

En el caso de la curva histéretica del espécimen 2B (Fig. 14b)), se puede observar que el momento se mantiene por encima de los 3 ton-m en la mayoría de los ciclos y luego empieza a decrecer. El comportamiento positivo y negativo tienen semejanza entre sí al igual que ocurrió en el espécimen 1B.



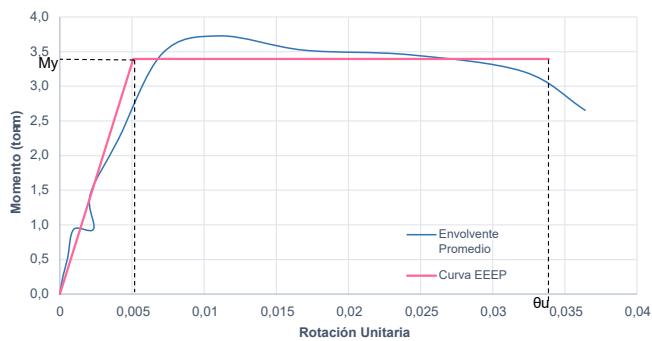
a) Espécimen 1B



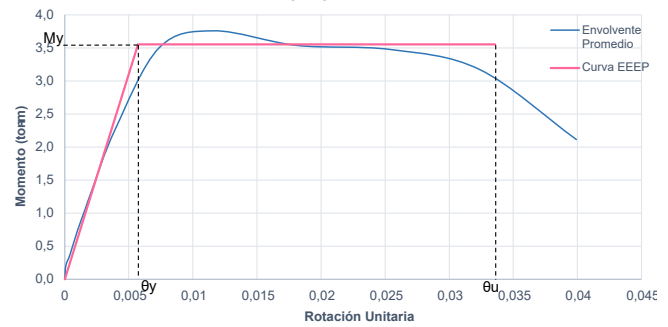
b) Espécimen 2B

Fig. 14. Curvas de histéresis para las uniones Tipo B.

A partir de la envoltente se construyó la curva elastoplástica para el espécimen 1B, que se muestra en la Fig. 15. Se observa que el momento de fluencia se alcanza por encima de los 3 ton-m. Para el espécimen 2B, se obtiene un momento de fluencia que se encuentra por encima de los 3.5 ton-m. Además, se observa que la parte elástica de esta curva es muy semejante a la envoltente promedio y que la parte plástica no se aleja significativamente de la misma, por lo tanto, se puede afirmar que la curva EEEP se acerca al comportamiento real del espécimen.



a) Curva EEEP 1B



b) Curva EEEP 2B

Fig. 15. Curvas elastoplásticas para las uniones Tipo B.

En el CUADRO II, se muestran las rotaciones y razones de ductilidad obtenidas para ambos especímenes Tipo B. Se obtuvieron momentos últimos similares, así como rotaciones de fluencia de orden de magnitud similar, con una diferencia de 0.78 en las razones de ductilidad. Ambos especímenes se consideraron para el cálculo del promedio de capacidades de las uniones Tipo B.

CUADRO II. RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS PARA LAS UNIONES TIPO B

Espécimen 1B			Espécimen 2B		
Momento (ton-m)	Rotación unitaria		Momento (ton-m)	Rotación unitaria	
M_{max}	3.72	θ_m 0.0111	M_{max}	3.76	θ_m 0.0116
M_y	3.39	θ_y 0.0051	M_y	3.55	θ_y 0.0057
M_u	2.98	θ_u 0.0339	M_u	3.01	θ_u 0.0336
Razón de ductilidad D		6.66	Razón de ductilidad D		5.88

6.3 Comparación entre las capacidades de ambostipos de unión

Según lo analizado anteriormente, se calcularon los resultados promedio entre las uniones Tipo A y las uniones Tipo B. Estos resultados se presentan en el CUADRO III, donde se observa que la diferencia porcentual entre las razones de ductilidad de ambos tipos de unión corresponde a un 22.07 %. Además, el momento de fluencia de ambos tipos de unión difiere en un 24.06 %.

CUADRO III. RESULTADOS PROMEDIO DE LAS UNIONES TIPO A Y DE LAS UNIONES TIPO B

Resultados Promedio		Uniones Tipo A	Uniones Tipo B	Diferencia Porcentual
Momento (ton-m)	M_{max}	2.76	3.74	26.23 %
	M_y	2.63	3.47	24.09 %
	M_u	2.20	2.99	26.23 %
Razón de Ductilidad	D	4.88	6.27	22.07 %

Las variaciones entre los resultados de ambos tipos de unión no disminuyen de un 22 %, por lo que, en general, se considera que sí existe una diferencia en el comportamiento dúctil de las uniones con los diferentes tipos de detalle en el refuerzo. Esto confirma una reducción en la capacidad y en la ductilidad de la Unión Tipo A respecto a la Unión Tipo B.

6.4 Comparación entre la capacidad teórica y experimental de la viga

En el Cuadro IV, se muestra el momento nominal teórico calculado con los datos de resistencia obtenidos de los materiales que se describieron en la sección 4.1.3. Además, se presentan los valores de momento máximo promedio alcanzado por ambos tipos de unión.

CUADRO IV. COMPARACIÓN ENTRE LA CAPACIDAD TEÓRICA Y LA EXPERIMENTAL

Capacidad teórica	Capacidad experimental	
M_n (ton-m)	M_{max} (ton-m)	
	Unión Tipo A	Unión Tipo B
3.20	2.76	3.74

Se observa que la unión Tipo A no alcanza la resistencia teórica calculada, mientras que la unión Tipo B sobrepasa el valor de momento nominal. Estos resultados confirman que, al generarle un doblez en forma de “cuello de botella” al refuerzo longitudinal de la viga, se pierde capacidad en el elemento para tomar cargas. Esto se debe a que se producen esfuerzos adicionales mientras la varilla se trata de enderezar al someterla a grandes esfuerzos de tensión, lo cual genera agrietamientos adicionales que no se presentan en las uniones Tipo B.

6.5 Patrones de agrietamiento

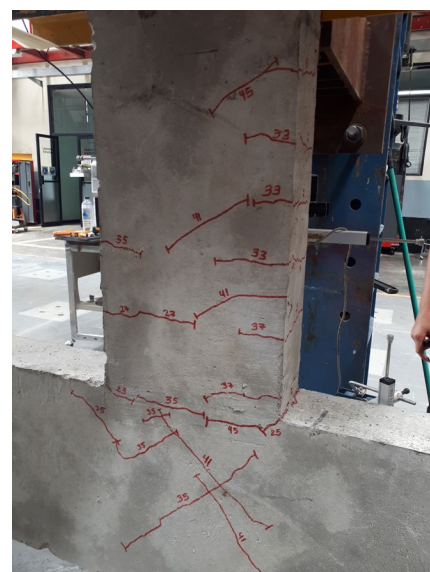
A continuación, se presentan los patrones de agrietamiento de ambos tipos de unión comparados para una misma deformación del protocolo de carga.

En la Fig. 16, se muestra el proceso inicial de formación de grietas. Para esta deformación de 24 mm en el ciclo de carga número 12, no se determinan diferencias notables entre los dos tipos de unión. En los cuatro especímenes, las primeras grietas

se formaron en la base de la viga y en las partes laterales de este elemento. Sin embargo, aun cuando la forma y la ubicación de las grietas es similar en los cuatro especímenes, la formación de estas se generaba primero en las uniones Tipo A. Las grietas se formaban en un menor ciclo del protocolo de carga y, por lo tanto, a un menor valor de desplazamiento que en las uniones Tipo B.



a) Unión Tipo A



b) Unión Tipo B

Fig. 16. Patrón de agrietamiento inicial (24 mm).

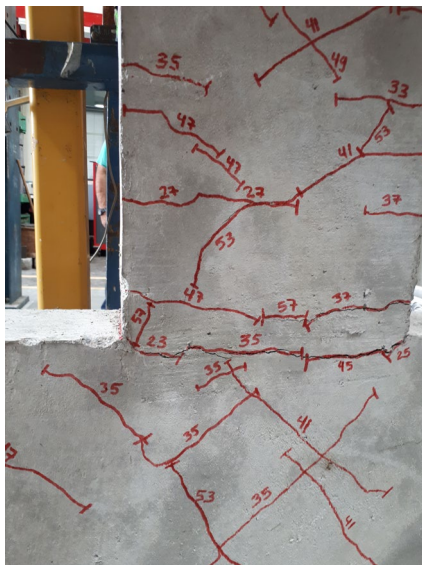
En la Fig. 17 se presentan imágenes de grietas más desarrolladas por la carga aplicada en el momento en el que estas invaden la columna. En este caso, se debe notar que para las Uniones Tipo A, el concreto se desprende tanto en la zona de rótula plástica de la viga como en la zona de la columna.

Esto puede deberse, como se mencionó anteriormente, a que el doblez en forma de “cuello de botella” trata de enderezarse

cuando las varillas son sometidas a grandes esfuerzos de tensión y, por lo tanto, empujan el concreto alrededor de las mismas descascarando la zona central de la columna. Caso contrario ocurre para las Uniones Tipo B, en las que la propagación de grietas hacia la zona central de la columna no implica desprendimiento de secciones de concreto en este elemento.



a) Unión Tipo A



b) Unión Tipo B

Fig.17. Patrón de agrietamiento intermedio (32 mm).

Por último, en la Fig. 18, se muestran imágenes del daño final en los especímenes una vez que se detuvo la aplicación de la carga cuando alguna de las varillas de la viga se hubiera roto. Se observa que, en el caso de las Uniones Tipo A, el daño final implicó la exposición tanto de las varillas de la viga como de las varillas de la columna, debido al desprendimiento de una gran cantidad de concreto desde la zona de plastificación de la viga hasta atravesar la mayor parte de la cara de la columna.

Para las uniones Tipo B, el daño final es mucho menor que para las uniones Tipo A, ya que las grietas que se generaron en la columna no fueron suficientes para desprender el concreto de la superficie de este elemento. El desprendimiento de concreto

se generó únicamente en la zona de plastificación de la viga, donde fallaron las varillas justo en la base de este elemento. Las columnas no se vieron gravemente dañadas en ninguno de los especímenes Tipo B.



a) Unión Tipo A



b) Unión Tipo B

Fig. 18. Patrón de daño final.

7. CONCLUSIONES

Las uniones Tipo A o de “cuello de botella” sufrieron una pérdida de capacidad en flexión respecto a las uniones Tipo B. Estas últimas lograron alcanzar deformaciones inelásticas sin que ocurriera una pérdida notable en su capacidad a flexión.

La razón de ductilidad de las uniones Tipo B sobrepasan la razón de las uniones Tipo A, “cuello de botella”, en un 22 %, por lo que se concluye que las uniones Tipo B tienen comportamiento dúctil ante cargas cíclicas.

Se comprobó que las uniones Tipo A no alcanzan la capacidad teórica con un 13 % menos. Mientras que las uniones Tipo B obtuvieron una capacidad que sobrepasa en un 17 % a la capacidad teórica. Además, para las uniones Tipo B, se observaron

menores daños durante el proceso de falla que los observados en las uniones Tipo A, para el mismo desplazamiento.

Los resultados de esta investigación permiten comprobar que tiene mejor comportamiento el detalle de refuerzo con una pendiente mínima de al menos 1:6 en lugar de utilizar el detalle de “cuello de botella” para los elementos en los que el espacio para el refuerzo es reducido, por lo que se recomienda su uso.

A partir de los resultados, se concluye que la unión Tipo B es más adecuada para uniones viga-columna en marcos de concreto que sean parte del sistema sismorresistente de una vivienda o que estén encargados de tomar las cargas gravitacionales.

ROLES DE LOS AUTORES

Alejandro Navas-Carro: Conceptualización, Metodología, Administración del proyecto, Supervisión.

Andrea Solís-Gonzalez: Conceptualización, Curación de datos, Análisis formal, Adquisición de fondos, Investigación, Metodología, Administración del proyecto, Visualización, Redacción

SIMBOLOGÍA

F_u	Esfuerzo último a tensión del acero
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero
d_{prom}	Diámetro promedio
f'_c	Resistencia a la compresión
M_{max}	Momento máximo alcanzado
M_y	Momento de fluencia
M_u	Momento último

θ_m	Rotación asociada al momento máximo
θ_y	Rotación de fluencia
θ_u	Rotación última
D	Razón de ductilidad
h	Altura de la sección
b	Espesor de la sección
A_s	Área de acero
M_n	Momento nominal

REFERENCIAS

- [1] CFIA, *Código Sísmico de Costa Rica 2010 Revisión 2014*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica, 2014.
- [2] ACI, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Michigan, USA, 2014.
- [3] ASTM, *A370-18 Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*. Washington, USA, 2018.
- [4] ASTM, *C39/C39M-18 Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto*. Washington, USA, 2018.
- [5] ASTM, *E2126-11 Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings*. Washington, USA, 2018.
- [6] A. A. Mamun, “Origin of the Bauschinger effect in a polycrystalline material”, *Materials Science and Engineering, A*, vol. 707, pp. 576-584, 2007. DOI:10.1016/j.msea.2017.09.09.