

ANÁLISIS DE UNIÓN VIGA-COLUMNA MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS PARA DEFINIR UN ARMADO EFICIENTE**ANALYSIS OF AN RC BEAM-COLUMN JOINT BY THE FINITE ELEMENT METHOD TO DEFINE AN EFFICIENT REINFORCEMENT****Jorge Luis Medina Torrez, Álvaro Moscoso Wayar***Facultad Ingenierías y Arquitectura**Carrera de Ingeniería Civil**Universidad Privada Boliviana*

alvaromoscoso@upb.edu

(Recibido el 09 de mayo 2022, aceptado para publicación el 16 de julio 2022)

RESUMEN

La unión viga-columna de hormigón armado es una región crítica en el sistema aporcado debido a las funciones estructurales que cumple y condición de cargas a las que está sometida. Su geometría reducida y la interacción entre los materiales de los que está compuesta generan un comportamiento no-lineal sensible a muchas variables. En este estudio se analiza el comportamiento mecánico de la unión viga-columna en Estado Límite de Servicio (ELS) mediante un modelo numérico de elementos finitos. Se presenta una comparación entre los resultados obtenidos y los reportados por otros autores (experimentales y numéricos) para poder validar el modelo numérico desarrollado. Los resultados muestran que la propagación de fisuras debido al momento flector negativo de la viga reduce significativamente la rigidez de la unión viga-columna en etapas iniciales de carga y produce un aumento de tensiones en el núcleo de la unión. Para controlar esta propagación en los modelos simulados se propone la incorporación de estribos abiertos ubicados en la mitad superior de la altura de la viga.

Palabras Clave: Unión Viga-Columna, Elementos Finitos, Fisuras, Hormigón Armado.**ABSTRACT**

The beam-column joint is a critical region on the reinforced concrete (RC) frame structural system due the critical tasks that it accomplishes and load conditions to which it is subjected. Its reduced geometry and the material's bond interaction of which the beam-column joint is compounded results in a non-linear behavior that is influenced by several variables. In this study, the mechanical behavior of the beam-column joint in Serviceability Limit State (ELS) is analyzed by means of a numerical model of finite elements. A comparison between the results obtained and those reported by other authors (experimental and numerical) is presented in order to validate the numerical model developed. The results showed that crack propagation due the negative bending moment on the beam significantly decreases the stiffness and introduces an increase of stresses on the joint. An open stirrups configuration in the upper half of the depth of the beam is proposed in order to control crack propagation.

Keywords: Beam column-joint, Finite Element, Cracking, Numerical Analysis, Reinforced Concrete.**1. INTRODUCCIÓN**

Las uniones viga-columna (UVC) son regiones que presentan una discontinuidad geométrica [1], [2] donde ocurren cambios bruscos de tensiones y de transmisión de varias fuerzas de los elementos adyacentes al nodo [1] y debido a su papel crítico principalmente frente a cargas laterales cíclicas y cargas monotónicas gravitacionales son uno de los principales focos de investigación en el estudio de estructuras de hormigón armado [3], [4].

Si bien las normas, como la ACI-352, presentan recomendaciones para el diseño de las UVC la bibliografía especializada pone en evidencia que la capacidad resistente y desempeño mecánico depende de más variables de las que considera la norma mencionada. Al mismo tiempo los trabajos especializados muestran la falta de atención sobre el refuerzo de estos nodos en la práctica constructiva propiciando fallas que pueden terminar en colapsos de estructuras [5], [6].

Esta realidad ha motivado la investigación de las UVC mediante estudios experimentales y análisis numéricos que permiten conocer la distribución de tensiones, las deformaciones y replicar el comportamiento complejo de estos elementos estructurales de manera más precisa. Uno de los métodos numéricos más adecuados para este tipo de análisis es el de los elementos finitos. [7]

Park & Paulay [8] listan los requisitos que consideran necesarios para un desempeño satisfactorio de la UVC de concreto armado: (a) El nudo debe tener un desempeño en cargas de servicio igual al de los elementos adyacentes, (b) el

nudo debe tener una resistencia que corresponda a las combinaciones de cargas más adversas que los elementos que une pueden resistir, (c) la resistencia del nodo no debe gobernar la resistencia de la estructura y su comportamiento no debe impedir que los elementos adyacentes alcancen su capacidad resistente, (d) el diseño debe permitir la facilidad constructiva y fácil acceso para vaciado de hormigón. Haach [3] y Alva [4] señalan las variables más importantes que afectan al desempeño de la UVC mismas que se listan a continuación: (a) el grado de confinamiento de la unión, (b) arreglo de armadura (c) la carga axial de la columna y su intensidad (d) resistencia del concreto, (e) propiedades geométricas del nodo y (f) el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas.

Con el objetivo de catalogar uniones viga-columna Roeser [9] ensayó ocho UVC externas y siete UVC internas todas con las mismas dimensiones externas pero con diferentes cuantías de refuerzo como se ve en la Fig. 1, entonces pudo identificar uniones más y menos dúctiles a partir de la evaluación del diagrama carga-deformación de cada unión. Entre las configuraciones ensayadas, las catalogadas como RK2 y RK3 mostraron un mejor comportamiento. Las configuraciones de refuerzo de estos dos modelos fueron utilizadas por Lamas [10] para probar la mejora en el desempeño mecánico de la unión que ciertas configuraciones de refuerzo generan comparado con la UVC sin refuerzo adicional.

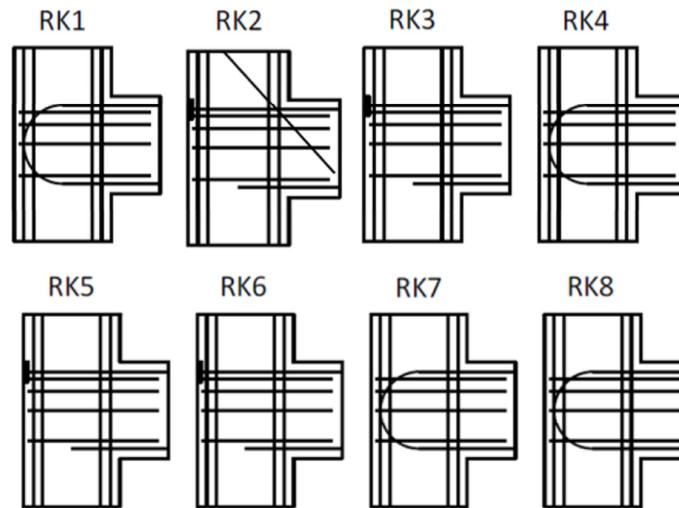


Figura 1: Modelos de UVC de los experimentos de Roeser.

Alva [4], y de Ortiz [11] entre otros autores señalan que el deterioro mecánico de la UVC está ligado a distintos fenómenos que ocurren en el nodo, entre los cuales están aquellos ligados a la aparición de fisuras en distintas etapas de carga como por ejemplo la fisuración en etapas de servicio la cual es advertida por la norma ACI 352, pero cuyos requerimientos solo se limitan a los especificados en la ACI 318 para fisuración y deflexión en servicio para elementos de pórtico [12] o la aparición de fisuras diagonales en el núcleo de la unión en etapas de avanzadas de carga. La consideración de estos fenómenos de fisuración en modelos de UVC permite evaluar su influencia en la respuesta estructural y proponer configuraciones de armado.

El estado del arte sobre el análisis del comportamiento de la UVC evidencia que se necesitan más estudios que permitan conocer a detalle el efecto de los refuerzos adicionales y así poder optimizar su colocación y armado para que estas configuraciones de armado puedan ser más eficientes y fáciles de construir [13].

Esta investigación presenta un estudio enfocado en el análisis de una UVC externa en ELS mediante elementos finitos proponiendo varias configuraciones que ayudan a definir un armado eficiente en ELS. El modelo numérico de UVC elaborado en este trabajo fue calculado y procesado por un código desarrollado en Python por el autor. Para la validación del modelo numérico se han comparado los resultados obtenidos con ensayos experimentales y numéricos. Se muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos con los reportados por Roeser [9] en sus ensayos experimentales y una segunda comparativa con los resultados numéricos de Lamas [10], que también comparo sus resultados con los de Roeser [9].

2. CONSIDERACIONES SOBRE LAS UNIONES VIGA-COLUMNAS

La normativa ACI-352 define a la UVC como la porción de columna localizada dentro de la altura de la viga más alta que llegue al nudo y hace una clasificación de estas según su ubicación y por ende de su grado de confinamiento en el sistema aporticado: Externas e Internas. A su vez la norma hace una subclasificación según las solicitaciones: (a) Tipo

1: miembros del pórtico diseñados para cumplir los requisitos de resistencia de ACI 318-02 (sin deformaciones inelásticas significativas) y (b) Tipo 2: miembros del pórtico diseñados para mantener su resistencia bajo deformaciones alternantes en el rango inelástico. Para la verificación de cualquiera de los dos tipos señalados de UVC la norma ACI-352 propone la consideración de una cortante última (puramente horizontal) obtenida de la combinación de carga más desfavorable.

Por otra parte, para una UVC externa de Tipo 1, la normativa señala los siguientes requisitos constructivos mínimos para conservar el confinamiento de la UVC: (a) El refuerzo transversal horizontal debe ser colocado en toda la altura de la unión. (b) Deben colocarse al menos 2 filas de refuerzo transversal entre la parte inferior y superior del refuerzo longitudinal de la viga más alta que llegue al núcleo. (c) El espaciamiento de estribos no debe ser mayor a 300 mm y si el nudo es parte de un sistema estructural que resiste cargas horizontales no sísmicas no debe ser mayor a 150 mm.

Las fuerzas horizontales y verticales que actúan sobre la UVC producen campos de esfuerzos diagonales en el núcleo conducidos por la biela de compresión hacia las columnas [4]. Este mecanismo de resistencia es la base de los procedimientos propuestos por la norma ACI 352 [5], [13]. La colocación de estribos en el nodo permite la transmisión de las fuerzas horizontales en la UVC hacia las columnas, gracias al confinamiento del refuerzo de acero la biela de compresión trabaja en toda su altura [3]. Entonces la no existencia de estribos propicia la generación de fisuras que se extienden a lo largo de la biela de compresión. Cuando estas fisuras se extienden hasta la parte superior del nodo, la biela pierde su capacidad de distribuir los esfuerzos de compresión internos y la UVC falla [11].

El deterioro mecánico de la UVC en ELS genera la aparición de fisuras producidas por el momento flector negativo que actúa sobre la viga adyacente al nodo y se originan en zona de tracción de este elemento cerca de la UVC, si estas fisuras se extienden hasta la zona de compresión de la viga, el nodo sufre una reducción de rigidez a flexión importante lo que genera un aumento significativo de desplazamientos ya que la transferencia de tensiones entre el hormigón y el acero ha sido alterada [3], Figura 2.

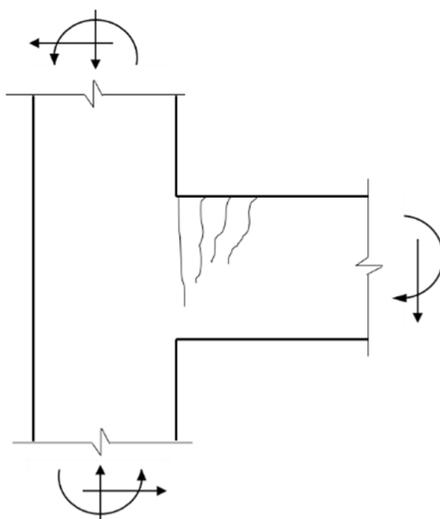


Figura 2: Fisuración causada por el momento flector negativo.

3. MODELOS CONSTITUTIVOS Y SIMPLIFICACIONES

El comportamiento típico de un elemento estructural de hormigón se puede describir en tres fases: (1) Fase elástica lineal y con el hormigón sin fisurar (Fase I), (2) Fase de inicio de fisuración del concreto (Fase II) y por último, (3) Fase de plastificación de materiales y rotura (Fase III) [14], [15].

Para poder representar las tres fases aplicando el método de los elementos finitos los modelos constitutivos tanto del hormigón como del acero deben considerar lo siguiente: (a) Hormigón en compresión: Criterio de ruptura, criterio de plastificación y regla de endurecimiento [16] (b) Hormigón en tracción: Pérdida de rigidez a partir de la fisuración, criterio de tensión máxima a partir de la cual el hormigón cambia su rigidez [15]. Este criterio responde al fenómeno de “tension stiffening”, el cual sucede cuando el acero que resiste los esfuerzos de tracción en una zona fisurada todavía transmite una parte del esfuerzo al hormigón circundante por efecto de adherencia entre materiales llegando este último a soportar tensiones [17]. (c) Acero: adopta un comportamiento elástico perfecto.

El modelo numérico propuesto está enfocado en las Fases I y II del comportamiento de un elemento de hormigón armado, por lo que no se ha considerado la plastificación de los materiales y únicamente es considerado un criterio de

fisuración para el hormigón en tracción, con el afán de aproximar la pérdida de rigidez que el elemento en el paso de la fase I a la fase II. La inclusión de este criterio provoca que el análisis deba ser realizado en pasos de carga. Todas las consideraciones anteriores se traducen en una aproximación del comportamiento no lineal del hormigón armado, a partir de un modelo simplificado, Figura 3.

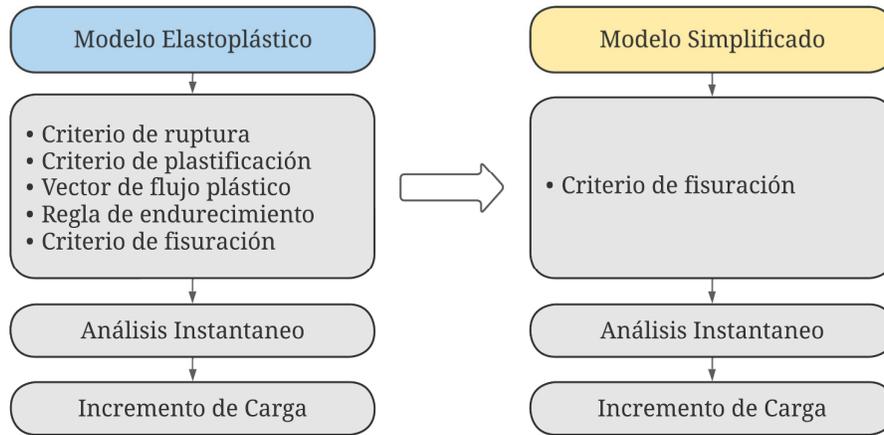


Figura 3: Simplificación del modelo constitutivo del hormigón.

Para el modelo constitutivo del hormigón en tracción se adoptará un criterio de tensión máxima, que determinará el límite de comportamiento elástico del material y la pérdida de rigidez de elemento. Este límite será evaluado a partir de tensiones principales:

$$\sigma = \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1)$$

donde σ_1 es la tensión principal máxima y σ_2 es la mínima. Entonces σ_1 será la tensión que establecerá si un elemento ha fisurado o no.

4. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Para aplicar el método de elementos finitos se ha considerado el problema en estado plano de tensiones. En las etapas iniciales de carga las tensiones y deformaciones están relacionadas linealmente mediante la matriz constitutiva o la matriz de constantes elásticas D :

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (2)$$

La incorporación del criterio de fisuración resulta en la modificación de las matrices de rigidez de los elementos “fracturados”, en los pasos de carga que sea necesario según el criterio de fisuración asumido. En cada paso de carga el sistema de ecuaciones que generará el sistema tendrá la forma:

$$[K][u] = [f] \quad (3)$$

donde $[K]$ es la matriz de rigidez global que se actualiza en cada iteración; $[u]$ son los desplazamientos de todo el sistema en cada paso y $[f]$ son las fuerzas externas que actúan sobre el sistema.

El elemento finito utilizado para el hormigón en un elemento cuadrilátero de 4 nodos, los cuales poseen 2 grados de libertad por nodo y sigue la formulación isoparamétrica como se ve en la Figura 4 [18].

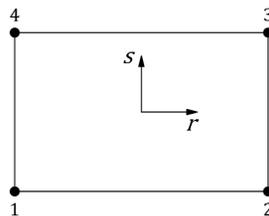


Figura 4: Elemento isoparamétrico cuadrilátero de 4 nodos.

Las funciones de forma del elemento finito son:

$$\begin{aligned}
 N_1(r, s) &= \frac{1}{4}(1 - r)(1 - s) \\
 N_2(r, s) &= \frac{1}{4}(1 + r)(1 - s) \\
 N_3(r, s) &= \frac{1}{4}(1 + r)(1 + s) \\
 N_4(r, s) &= \frac{1}{4}(1 - r)(1 + s)
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Para modelar las barras de acero se ha utilizado un elemento finito unidimensional de 2 nodos, con 2 grados de libertad por nodo, los cuales están asociados a las siguientes funciones de forma:

$$\begin{aligned}
 N_1(x) &= 1 - x/L \\
 N_2(x) &= x/L
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

El procesamiento computacional de datos es descrito en la Figura 5. La Figura 6 presenta el diagrama de flujo correspondiente a la aplicación numérica del criterio de fisuración propuesto. Para evitar la singularización numérica de la matriz global en el proceso, se ha calibrado los coeficientes de pérdida de rigidez de cada elemento hasta alcanzar la convergencia con los resultados experimentales, aplicando el “Método de la Penalidad”.

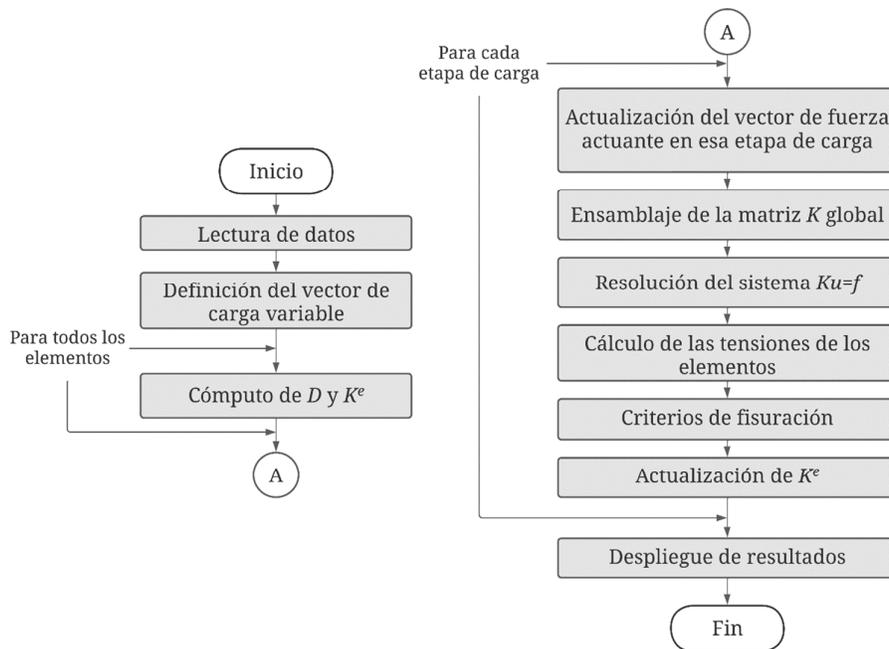


Figura 5: Flujograma principal del código.

5. MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

El método de las bielas y tirantes es un procedimiento que permite el diseño de elementos de hormigón estructural que presenten una discontinuidad geométrica [19]. Este método consiste en idealizar una región D (discontinuidad) de una estructura sustituyéndola por un sistema constituido por barras articuladas isostáticas, que representan el comportamiento de dicha región. Las barras, debido a su biarticulación, están sometidas únicamente a esfuerzo axial. Las barras comprimidas se denominan bielas y representan los campos de compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras [2].

Para el estudio de armaduras basadas en modelos de bielas y tirantes se ha utilizado dos modelos derivados de la simplificación del modelo de bielas y tirantes de Kassem [13] únicamente para proponer refuerzos en base a mecanismos resistentes del nodo. El primer modelo considera el aporte de los estribos en el núcleo de hormigón para

resistir la cortante horizontal, mientras que el segundo considera el aporte que podrían realizar barras verticales ubicadas en el centro del nodo para resistir el cortante vertical, Figura 7.

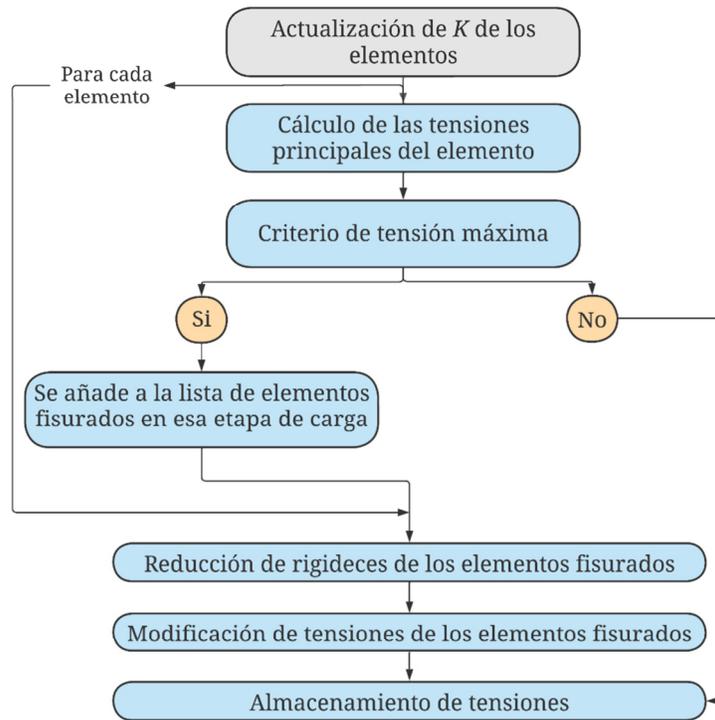


Figura 6: Aplicación de criterios de fisuración en el hormigón traccionado.

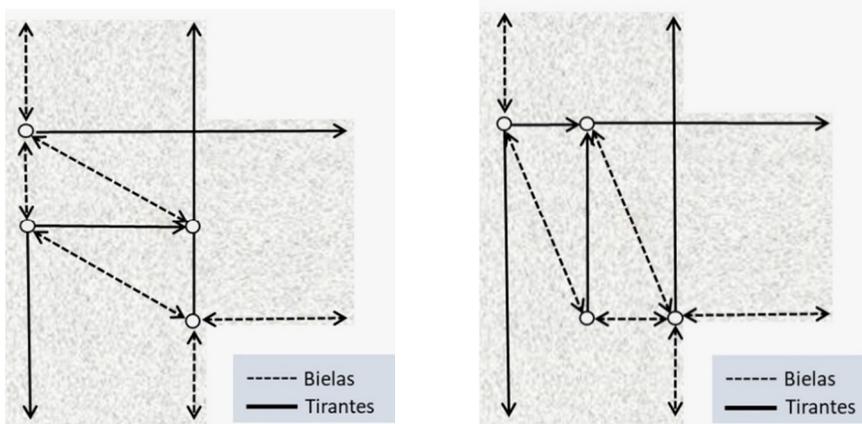


Figura 7: Modelo de cercha resistente con tirante horizontal en el núcleo (izquierda). Modelo de cercha resistente con tirante vertical en el núcleo (derecha).

6. VALIDACIÓN Y ANÁLISIS REALIZADOS

Para la validación de resultados se han reproducido los modelos UVC reportados por Roeser [9] y Lamas [10]. En todos los modelos las condiciones de contorno asumidas son: restricción los desplazamientos en “x” y “y” en la parte inferior de la columna y el desplazamiento en “x” en la parte superior de la columna, carga puntual G en la parte superior de la columna y una carga puntual P en el extremo de la UVC como se presenta en la Figura 8. El análisis “carga desplazamiento” será controlado desde un nodo en el extremo de la viga justo donde se aplica la carga monotónica variable P . Estas cargas representan las condiciones de una UVC externa sometida a solicitaciones predominantemente gravitatorias y cuya evolución se limita a la combinación de servicio 1.0L + 1.0D para el caso particular de este estudio.

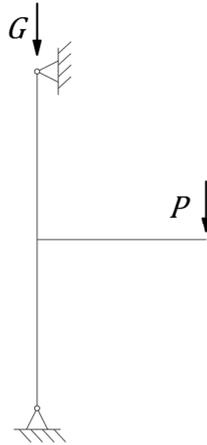


Figura 8: Condiciones de borde y sistema de cargas.

En la Figura 9 y Tabla 1 se presentan las características del modelo de UVC RK2 reportado por Roeser. Este modelo presenta una configuración de armado que cumple con los requisitos de la norma más un refuerzo adicional en el nudo.

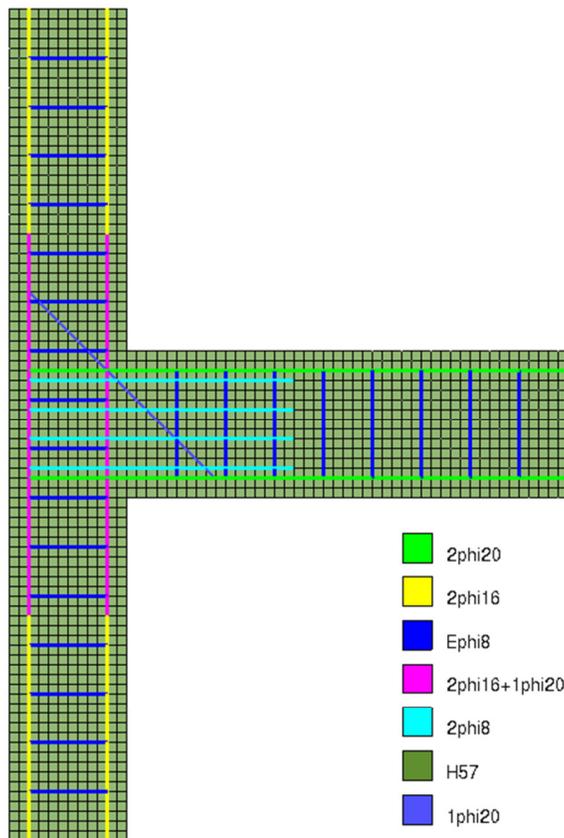


Figura 9: Malla de elementos finitos del modelo RK2.

TABLA 1 – PARÁMETROS DE MATERIALES (MODELO RK2)

Material	Resistencia a Compresión (MPa)	Resistencia a Tracción (MPa)	E (MPa)	Poisson
Hormigón	57.4	5.3	32446	0.11
Acero	537 – 626	537 - 626	210000	0.3

En la Figura 10 y Tabla 2 se presentan las características de los modelos de UVC reportados por Lamas [10] en UVC. Estos son una variación del modelo RK2 adecuados a las prácticas constructivas en nuestro país.

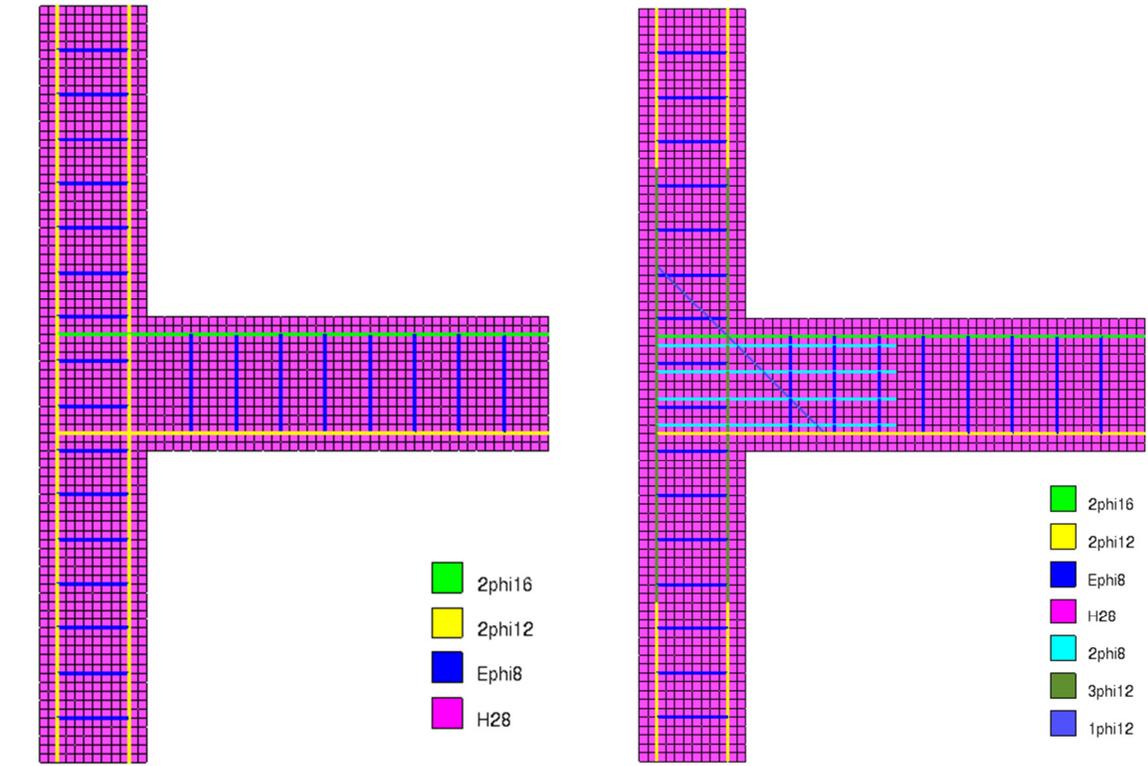


Figura 10: Malla de elementos finitos del modelo SR (izquierda) y el modelo CR (derecha).

TABLA 2 – PARÁMETROS DE MATERIALES (MODELOS SR Y CR)

Material	Resistencia a Compresión (MPa)	Resistencia a Tracción (MPa)	E (MPa)	Poisson
Hormigón	28	3.7	24870	0.16
Acero	420	420	203000	0.3

Después de replicar los modelos RK2 de Roeser [9], SR y CR de Lamas [10] para la validación se elaboró otros modelos, los cuales están basados en las características del modelo SR más un refuerzo adicional para evaluar su influencia en la UVC. Para estimar la influencia de estribos cerrados en el nodo se han modelado los especímenes de la Figura 11 ordenados según su cuantía (ρ_w , Eq. 6): 0.34% (SR), 0.5% (E1), 0.78% (E2).

$$\rho_w = A_{sw} / A_{cv} \tag{6}$$

donde A_{cv} es el área bruta de sección de la viga y A_{sw} es el área de estribos en el nudo.

El aporte del refuerzo de barras verticales en la UVC se ha estudiado a partir del análisis de los modelos que se presentan en la Figura 12 de acuerdo a su cuantía de refuerzo vertical: 0.0% (SR), 0.47% (V1), 0.94% (V2), 1.41% (V3) con A_{cv} como el área de sección bruta de la columna. Estos modelos parten de la configuración de armado convencional sin refuerzo adicional de acero del modelo SR.

Por último, se ha elaborado seis modelos de configuración de estribos abiertos para evaluar su influencia en el desempeño mecánico durante fases de servicio. En estos modelos se varían: (a) el número de estribos y (b) su disposición geométrica. Los primeros tres modelos poseen estribos abiertos de acero colocados simétricamente en toda la altura de la viga. En la Figura 13 se observa los modelos de acuerdo a su cuantía de acero ρ_w de acuerdo a la ecuación 6, nuevamente con A_{cv} como el área bruta de la sección de la viga y A_{sw} como el área de estribos abiertos en el nudo: 0.0% (SR), 0.38% (H1), 0.75% (H2), 1.13% (H3). En la Figura 14 se muestran los siguientes tres modelos con estribos abiertos colocados únicamente en la mitad superior de la altura de la viga con ρ_w igual a: 0.0% (SR), 0.38% (H4), 0.75% (H5), 1.34% (H6).

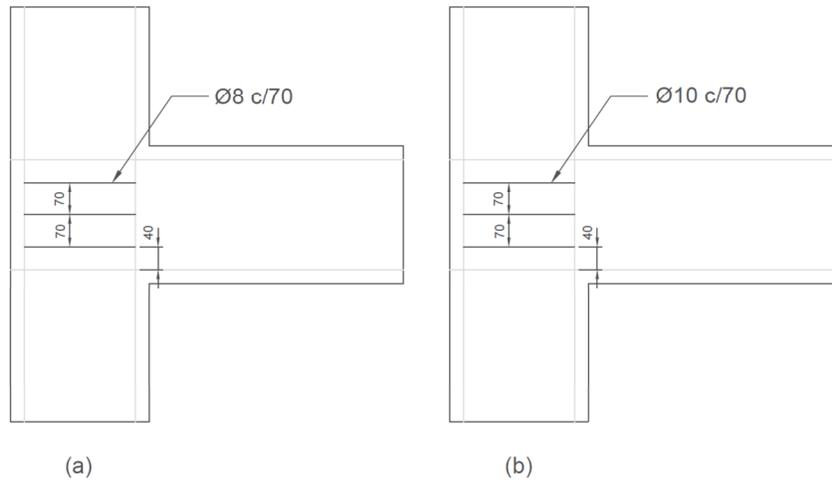


Figura 11: Especímenes con estribos cerrados: a) E1, b) E2. (mm)

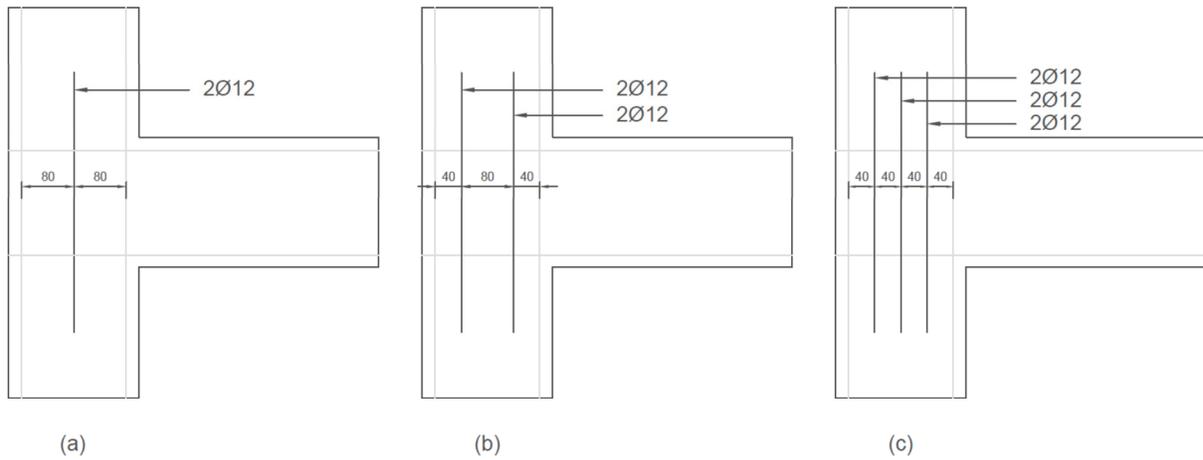


Figura 12: Especímenes con barras verticales: a) V1, b) V2, c) V3. (mm)

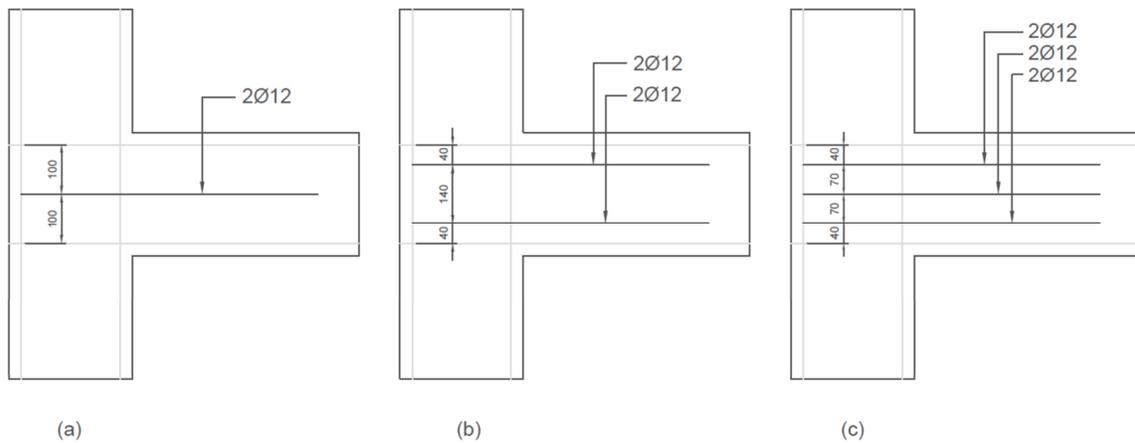


Figura 13: Especímenes con estribos abiertos: a) H1, b) H2, c) H3. (mm)

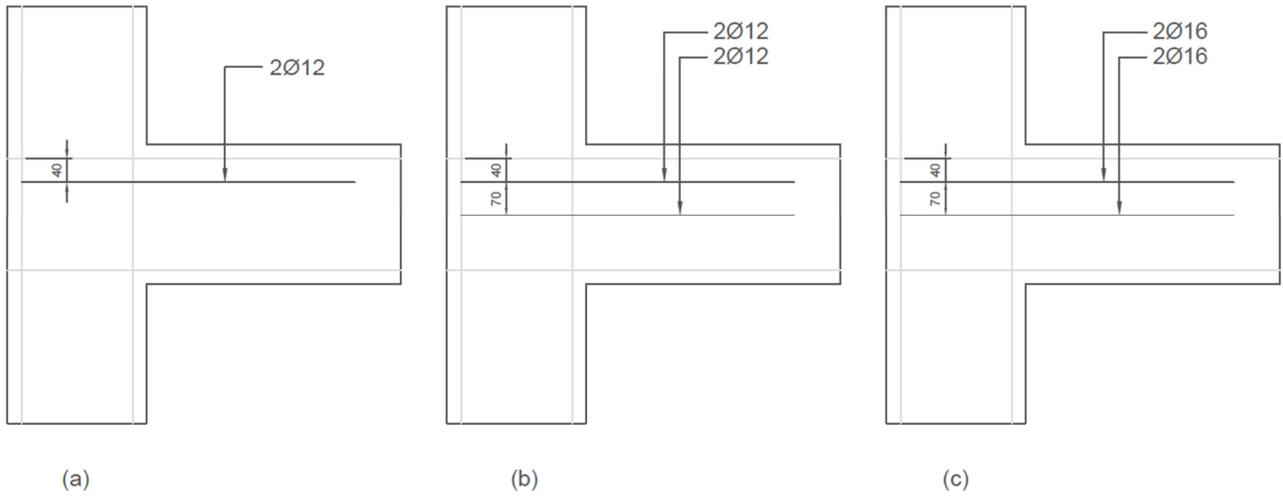


Figura 14: Especímenes con estribos abiertos: a) H4, b) H5, c) H6. (mm)

7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

(a) **Validación del modelo numérico:** La Figura 15 muestra una comparación de las curvas carga desplazamiento reportadas por Lamas [10] y Roeser [9] con la curva obtenida por el modelo numérico desarrollado en este trabajo “Medina RK2”. Se puede observar la convergencia de resultados hasta los 50 KN considerando un coeficiente de reducción de rigidez de 1% en todos los elementos fisurados para cada paso de carga. Este resultado cumple las expectativas de convergencia en las fases I y II [15].

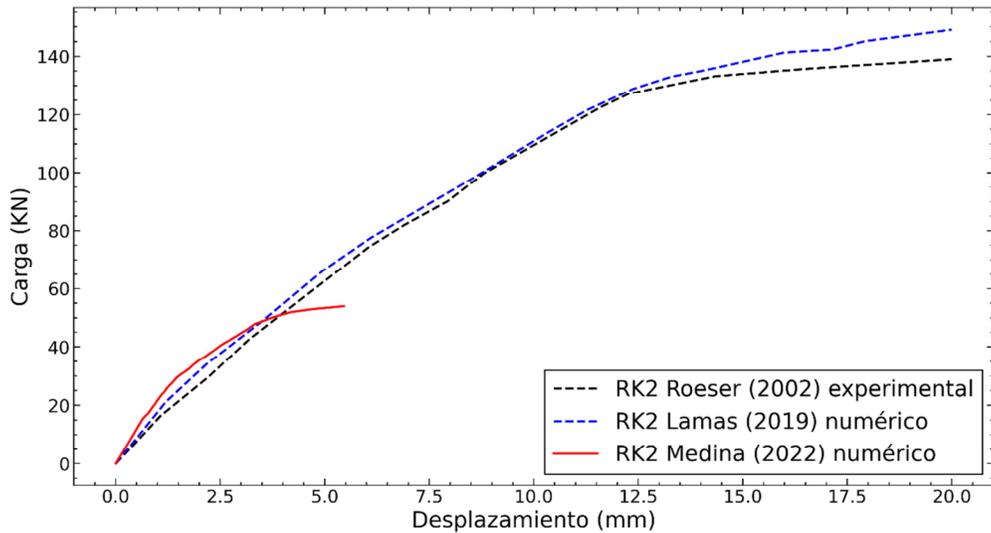


Figura 15: Diagramas carga-desplazamiento del modelo RK2.

En la Figura 16 se puede observar nuevamente una convergencia entre las curvas “Medina SR” y “Medina CR” con las curvas reportadas por Lamas [10], hasta un nivel de carga de 36 KN esto debido a que los efectos de plastificación se hacen relevantes a partir de esa etapa de carga.

(b) **Estudio del comportamiento del nodo bajo la influencia de diferente cuantía de estribos cerrados en estado de servicio:** Los diagramas carga-deformación de los modelos E1 y E2 de la Figura 17 muestran que no existe una mejoría notoria al variar la cuantía de estribos en la UVC. Sin embargo, otros autores concluyen que los estribos si tienen un papel fundamental en el desempeño de la UVC. Con todo puede concluirse que en ELS no se aprecia el efecto de los estribos, siendo solo relevante en etapas de carga de Estado Limite Último (ELU) [11]

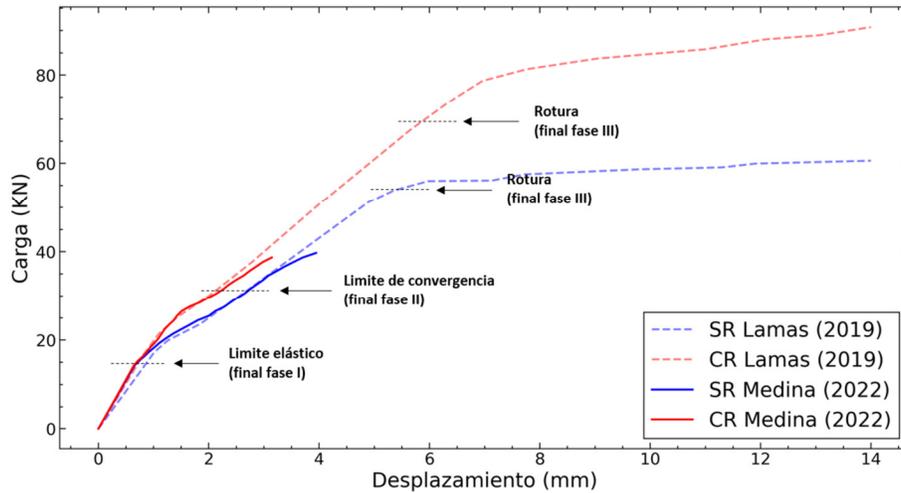


Figura 16 – Diagramas carga-desplazamiento de los modelos SR y CR.

- (c) **Estudio del comportamiento del nodo bajo la influencia de diferente cuantía de barras verticales adicionales en estado de servicio:** En los resultados ilustrados en la Figura 18 sobre los modelos V1, V2, V3 se puede observar que las barras verticales no aportan una mejora significativa en la rigidez de la UVC. Este resultado coincide con los comentarios que hace Kassem [13] acerca de este tipo de refuerzos que atraviesan la columna por su eje. Sin embargo, otros autores reportan lo contrario según los estudios experimentales realizados. Esta contradicción, según Kassem [13] también se da en las normas, por ejemplo, la ACI no considera el efecto del cortante vertical ni algún refuerzo para esta zona, mientras que el Eurocódigo recomienda un límite mínimo para la cantidad de refuerzo en medio de la columna.

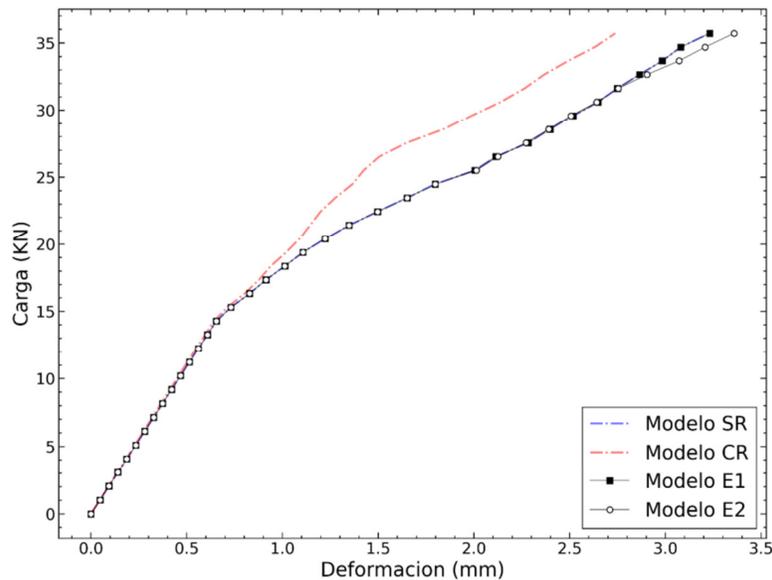


Figura 17: Diagramas carga-desplazamiento de los modelos E1 y E2.

- (d) **Estudio del comportamiento de la región de la viga cerca del nodo bajo la influencia de estribos abiertos adicionales:** En los diagramas carga-desplazamiento de la Figura 19 se puede observar que existe una evolución o mejora notoria con la posición y variación de la cuantía de los estribos abiertos: El modelo H3, el cual tiene tres estribos repartidos en toda la altura de la viga presenta mejores resultados que los modelos H1 y H2. Esto indica que los estribos superior e inferior trabajan mejor en combinación que cada uno por sí solo como en los modelos H1 y H4.

Los modelos H2 y H4 tienen un comportamiento similar lo cual indica que el uso del estribo inferior (zona de compresión de la viga) no influye en el comportamiento de la unión de manera importante. En cambio, los estribos ubicados en la mitad superior de la altura de la viga muestran un desempeño similar al modelo H3 el cual tiene estribos en toda la altura de la viga.

El modelo H5 tiene un desempeño similar al modelo H3, lo cual muestra nuevamente que el estribo ubicado en la parte inferior de la viga no produce mejoras en el comportamiento de la UVC. Esto hace que el modelo H5 sea más eficiente desde un punto de vista de aprovechamiento del material y de su ejecución, al usar menor cuantía de acero se brinda mayor facilidad al colocado del hormigón durante el vaciado.

El modelo H6 incrementa el diámetro de las barras pero respeta la configuración del modelo H5, este incremento de cuantía muestra mejora en la respuesta mecánica de la UVC, entonces a mayor cuantía de acero en esta región, mejores resultados se obtienen siempre y cuando la posición de las armaduras sea “ideal”, la mejora por el aumento de cuantía en la UVC vería su límite en el espaciamiento mínimo que deben tener las armaduras por norma refiriéndose a una práctica constructiva real [20]

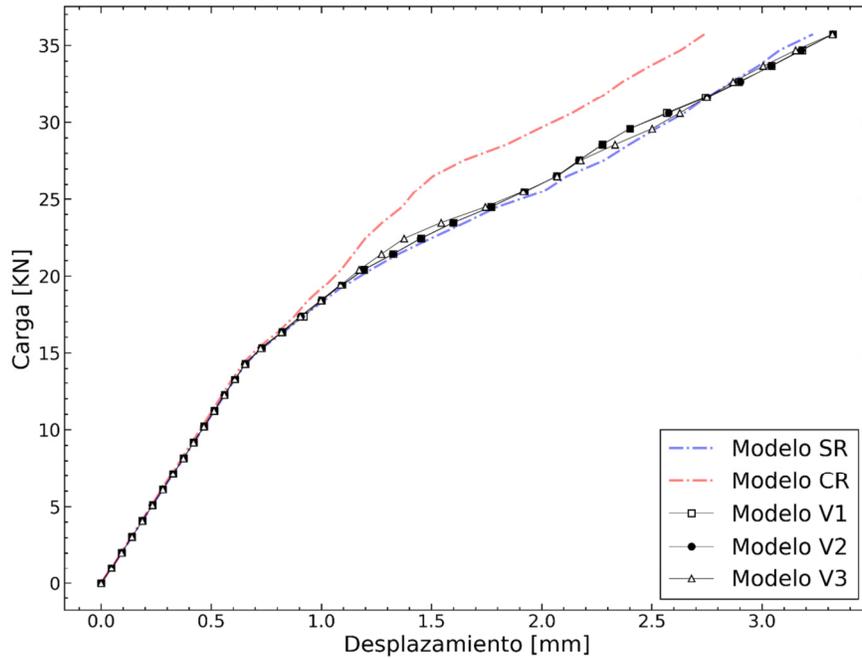


Figura 18: Diagramas carga-desplazamiento de los modelos V1, V2, V3.

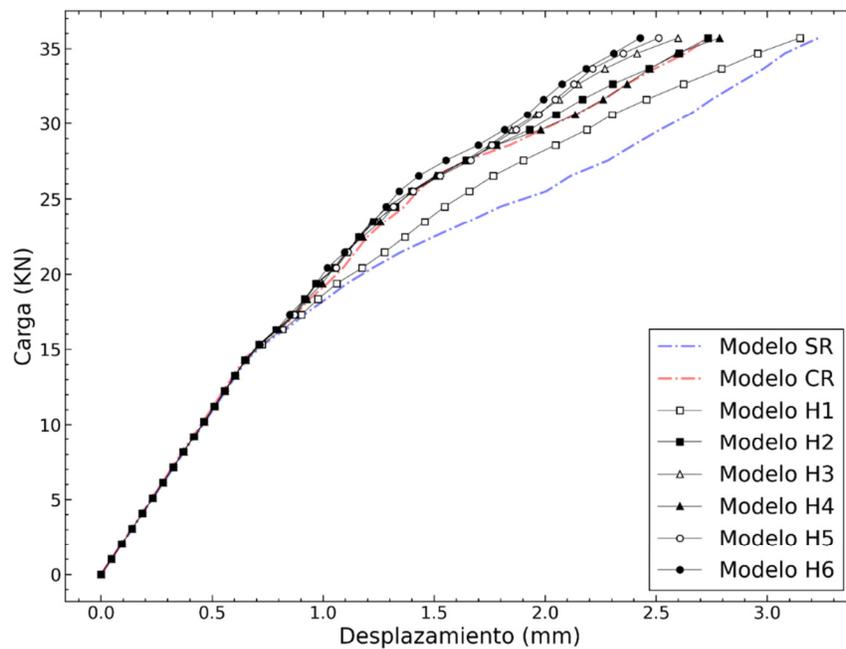


Figura 19: Diagramas carga-desplazamiento de los modelos H1, H2, H3, H4, H5 y H6.

En la Figura 20 se muestra una comparación general de las configuraciones de armado de modelos H5 y SR.

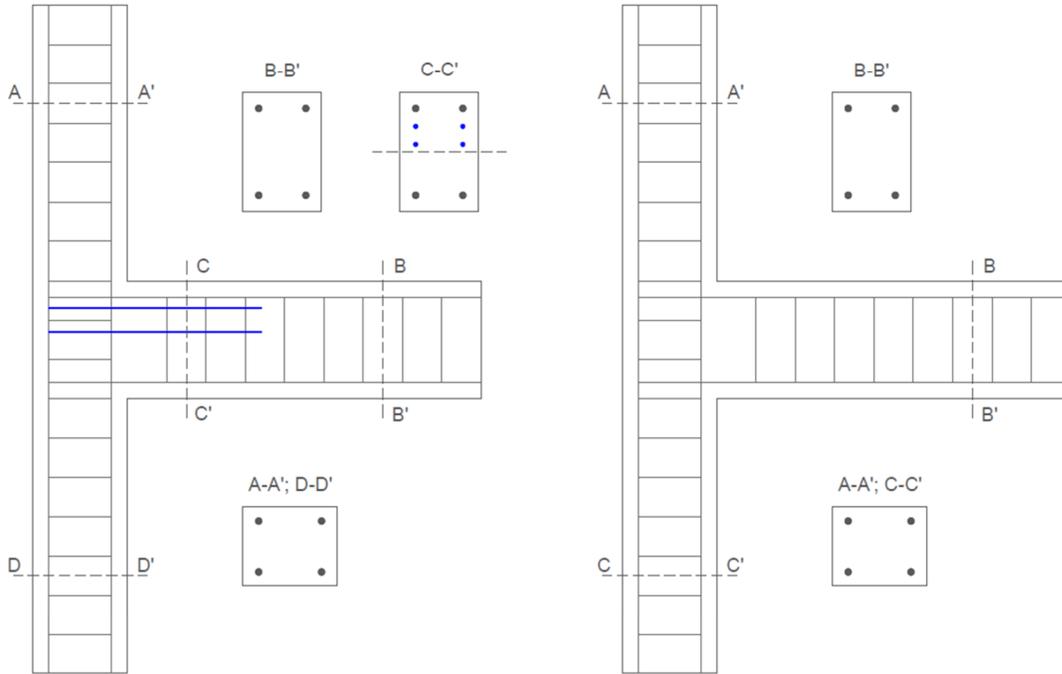


Figura 20: Comparación de configuraciones de refuerzo entre el modelo H5 (izquierda) y el propuesto por la ACI 352 para uniones viga-columna de tipo I (derecha).

En la Figura 21 se se observa que la tensión de compresión en el hormigón en dirección horizontal es menor en el modelo H5 que en el SR. Esto sucede debido a que los estribos abiertos resisten parte de la tensión que resiste la armadura principal de la viga. Por otro lado, en el modelo H5 los campos de compresión se extienden en dirección vertical hacia las columnas, mientras que en el modelo SR se quedan alrededor del núcleo como se ve en la Figura 22. Esto genera tensiones más altas en el núcleo y por tanto una falla más temprana.

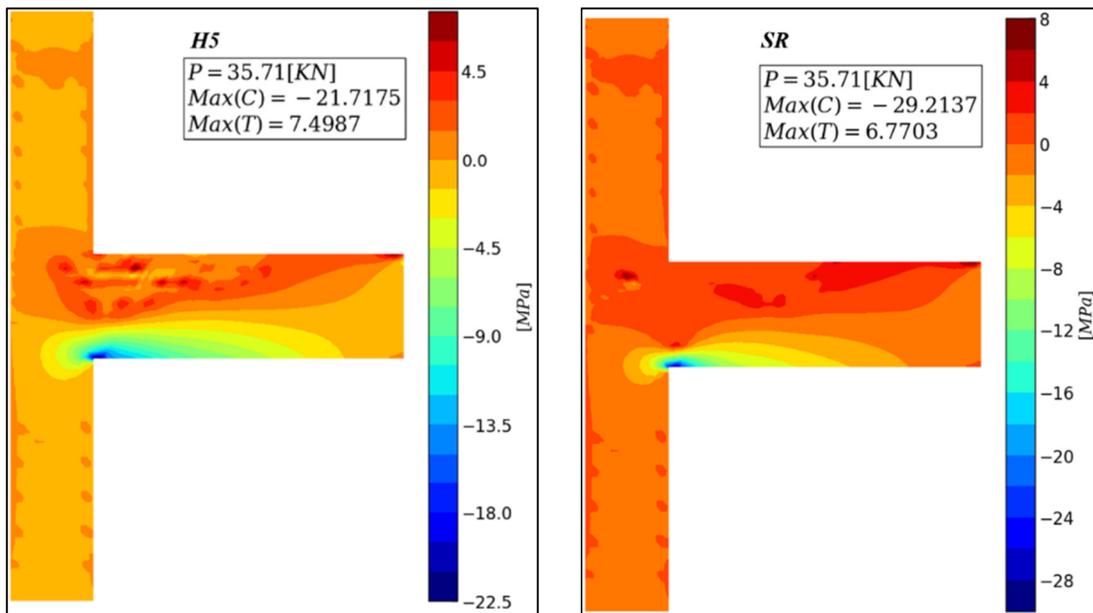


Figura 21: Tensiones normales en el hormigón (σ_x [MPa]) Modelos H5 vs SR.

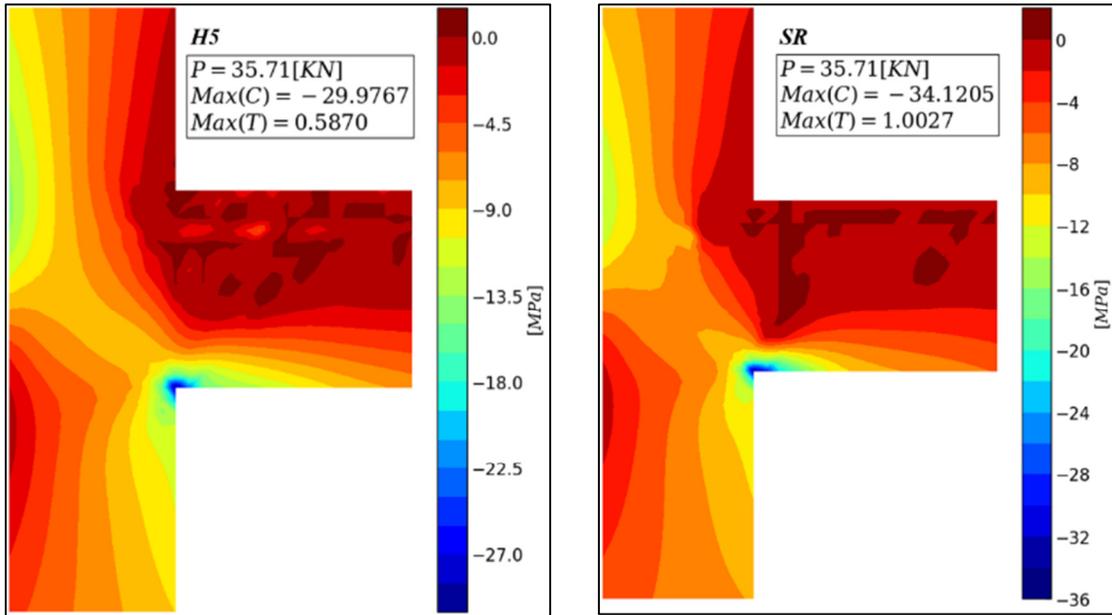


Figura 22: Tensiones principales en el hormigón (σ_2 [MPa]) Modelos H5 vs SR.

La distribución de elementos fracturados en esta etapa de carga muestra que el refuerzo del modelo H5 controla la propagación de fisuras que se extienden desde la zona de tracción de la viga hasta la zona de compresión, fenómeno que deteriora la rigidez de la unión viga-columna [4] como se puede observar en la comparación de la Figura 23. De esta forma se observa que la adición de estribos abiertos en la mitad superior de la altura de la viga mejora el desempeño de la UVC.

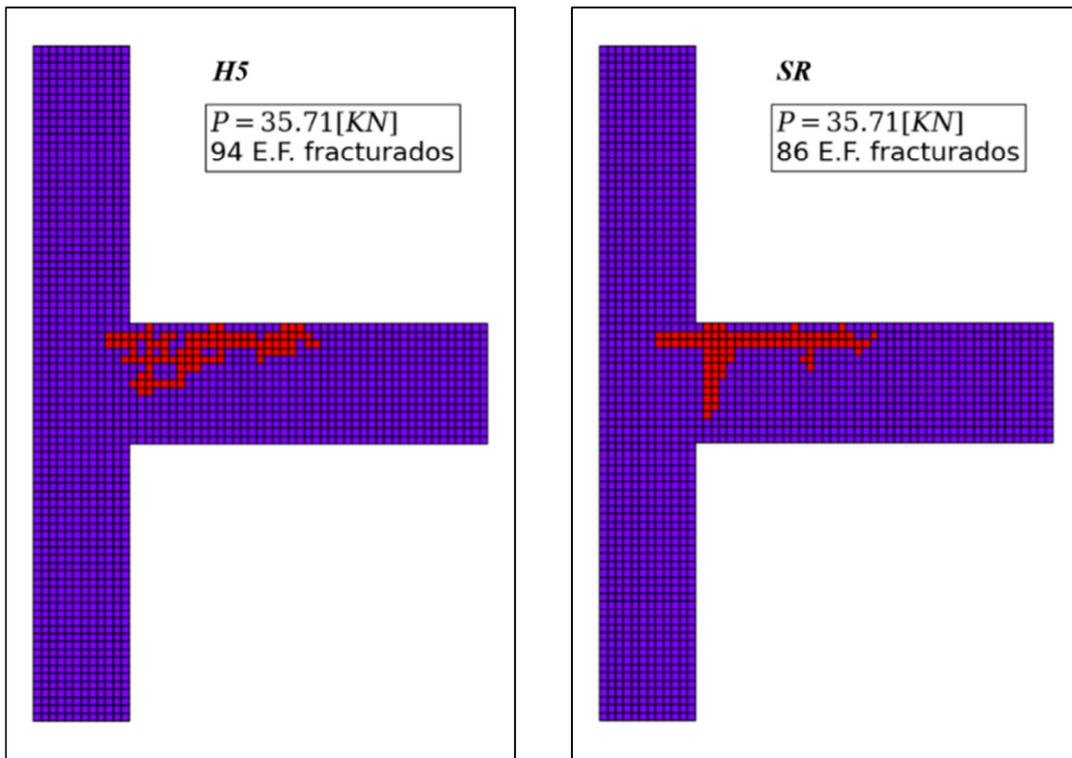


Figura 23: Elementos finitos “fisurados” Modelos H5 vs SR.

La Tabla 3 presenta un resumen del análisis comparativo entre el modelo H5 y SR.

TABLA 3 – RESUMEN COMPARATIVO ENTRE EL MODELO H5 Y SR

Tipologías la unión viga columna	SR	H5	Dif.	%	Observación
Carga de Prueba [KN]	35.7	37.5	-	-	-
Deflexión Máxima [mm]	3.43	2.71	0.72	21	Reduce
Elementos fracturados	86	94	8	9.3	Aumenta
Tensión normal máxima de compresión en el hormigón en dirección X [MPa]	29.21	21.72	7.50	25.7	Reduce
Tensión normal máxima de tracción en el hormigón en dirección X [MPa]	6.77	7.50	0.73	10.8	Aumenta
Tensión normal máxima de compresión en el hormigón en dirección Y [MPa]	20.35	20.18	0.17	0.8	Reduce
Tensión normal máxima de tracción en el hormigón en dirección Y [MPa]	1.72	1.72	0.00	0.0	Sin cambio
Tensión tangencial máxima positiva [MPa]	4.41	4.01	0.40	9.1	Reduce
Tensión tangencial máxima negativa [MPa]	9.25	8.96	0.29	3.2	Reduce
Tensión principal S1 en el hormigón [MPa]	10.70	10.70	0.00	0.0	Sin cambio
Tensión principal S2 en el núcleo de hormigón [MPa]	34.12	29.98	4.14	12.1	Reduce
Tensión axial de compresión del acero principal de la viga [MPa]	79.25	73.11	6.14	7.8	Reduce
Tensión axial de tracción del acero principal de la viga [MPa]	240.64	153.30	87.34	36.3	Reduce
Tensión axial de compresión del acero principal de la columna [MPa]	89.25	88.11	1.14	7.8	Reduce

8. DETALLE CONSTRUCTIVO DEL MODELO H5

Finalmente se presenta un despiece y detalles constructivos de la configuración de refuerzo propuesta en este artículo obtenido del modelo H5. En la figura 24 se puede observar que el único refuerzo no convencional son los estribos abiertos, los cuales están ubicados estratégicamente en la zona de tracción de la viga. Los dos parámetros más importantes para la implementación de los estribos abiertos son dos: El diámetro/separación de estribos y la longitud de desarrollo que deberían tener estos. El incremento del primer parámetro es inversamente proporcional a la propagación de fisuras como se mostró en los resultados, sin embargo, este encontraría su límite en la separación mínima de capas de refuerzo según la ACI 318, la cual es de 25 mm. En el caso del segundo parámetro, la norma presenta requerimientos de

longitud embebida en el concreto para barras que resisten tracción, por otro lado, al no tratarse del refuerzo longitudinal de la viga, la aplicabilidad de este criterio debe ser estudiada.

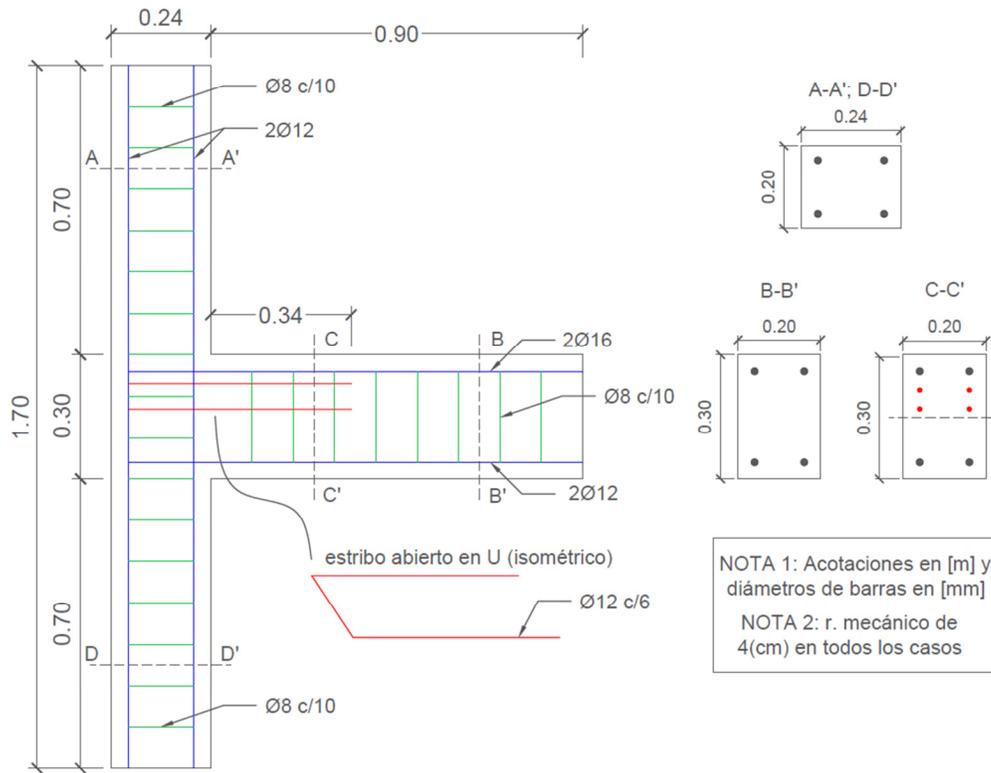


Figura 24: Detalle constructivo del modelo H5. Estribos abiertos en rojo.

9. CONCLUSIONES

Los resultados sobre la variación de cuantía de estribos cerrados en los modelos E1 y E2 indican que un aumento en la cuantía del refuerzo transversal en el núcleo no mejora el diagrama carga-deformación en estado límite de servicio (Fase I y II).

Las armaduras verticales no mejoran el rendimiento de la unión viga-columna durante la fase elástica lineal y de fisuración. Este resultado que coincide con lo obtenido por otros autores [21], [22] acerca de la baja influencia que este tipo de armado tiene sobre la resistencia de la UVC [13]

El modelo H5 de dos estribos abiertos en la mitad superior de la altura de la viga presenta un mejor desempeño mecánico que el modelo SR durante la fase I y II (ELS) del comportamiento del hormigón armado [14]. Esto se debe a que los estribos abiertos controlan la propagación de fisuras que se produce en la zona de tracción viga hacia la zona de compresión.

La ubicación de los estribos abiertos en la mitad superior de la altura de la viga resulta más eficiente que la repartición de estos en toda la altura de la viga, ya que permite mayor facilidad de construcción.

REFERENCIAS

- [1] C. R. Tipán Espinoza, «Modelización del comportamiento cíclico de uniones viga-columna de hormigón armado», Master's Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 2019.
- [2] A. Meseguer Garcia, F. Cabré Moran, y J. C. Portero Arroyo, *Jimenez Montoya Hormigon armado*, 15.^a ed. Barcelona: Gustavo Gili, SL, 2011.
- [3] V. G. Haach, «Análise teórico-experimental da influência da força normal em nós de pórtico externos de concreto armado», *São Carlos Diss. Mestrado–Escola Eng. São Carlos Universidade São Paulo*, 2005.
- [4] G. M. S. Alva, «Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas», *São Carlos 218p Tese Doutorado–Escola Eng. São Carlos Universidade São Paulo*, 2004.
- [5] R. Kadarningsih, I. Satyarno, y A. Triwiyono, «Proposals of beam column joint reinforcement in reinforced concrete moment resisting frame: A literature review study», *Procedia Eng.*, vol. 95, pp. 158-171, 2014.

- [6] S. M. Alcocer, «Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado - Uniones de elementos», en *Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para directores responsables de obra*, México. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), 1995, pp. 305-17.
- [7] L. Salinas y E. Mercedes, «Análisis de elementos viga-columna en régimen no lineal con deformación por cortante», *Diss Ind.*, 2015.
- [8] R. Park y T. Paulay, *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons, 1991.
- [9] W. Roeser, «Zum tragverhalten von Rahmenknoten aus Stahlbeton», *Lehrstuhl Inst. Für MassivBau RWTH Aachen Univ. Aachen Ger.*, 2002.
- [10] R. T. Lamas, «Análisis Elastoplástico en la unión viga-columna de hormigón armado por el método de elementos finitos», Universidad Técnica de Oruro, Oruro, 2019.
- [11] I. R. de Ortiz, «Strut-and-tie modelling of reinforced concrete: short beams and beam-column joints», PhD Thesis, University of Westminster, 1993.
- [12] A. C. I. Committee, «Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352-02)», 2002.
- [13] W. Kassem, «Strut-and-tie modelling for the analysis and design of RC beam-column joints», *Mater. Struct.*, vol. 49, n.º 8, pp. 3459-3476, 2016.
- [14] M. A. da S. Machado, «Aplicação do método dos elementos finitos para a análise elasto-viscoplástica de peças de concreto armado e protendido, submetidas a estados planos de tensão», 2002.
- [15] B. M. Lazzari, «Análise por elementos finitos de peças de concreto armado e protendido sob estados planos de tensão», 2015.
- [16] J. L. P. Tamayo, «Análise numérica de vigas mistas pelo método dos elementos finitos», 2011.
- [17] S. M. Allam, M. S. Shoukry, G. E. Rashad, y A. S. Hassan, «Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members», *Alex. Eng. J.*, vol. 52, n.º 2, pp. 163-173, 2013.
- [18] I. Ergatoudis, B. M. Irons, y O. C. Zienkiewicz, «Curved, isoparametric, "quadrilateral" elements for finite element analysis», *Int. J. Solids Struct.*, vol. 4, n.º 1, pp. 31-42, 1968.
- [19] J. Romo Martín *et al.*, «Metodo de Bielas y Tirantes - Monografía M6». ache, 2003.
- [20] A. C. I. Committee, «Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary», 2008.
- [21] S. Park y K. M. Mosalam, «Analytical and experimental study of RC exterior beam-column joints without transverse reinforcement», en *Proceedings of the 7th international conference on urban earthquake engineering (7CUEE) & 5th international conference on earthquake engineering (SICEE)*, 2010, vol. 803811.
- [22] P. Sengupta y B. Li, «Modified Bouc-Wen model for hysteresis behavior of RC beam-column joints with limited transverse reinforcement», *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 392-406, 2013.