

Methods for determining the structural strength of reinforced concrete beams with hybrid nodes

Yordy Mieles-Bravo ^a & Gema Zambrano-Baque ^b

^a Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador. yordimieles@gmail.com

^b Facultad de Ciencias Básicas, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador. monserrate.zambrano01@utm.edu.ec

Received: February 3rd, 2025. Received in revised form: July 30th, 2025. Accepted: August 19th, 2025.

Abstract

Hybrid nodes of concrete beams and secondary steel beams cause disturbance and reductions in the load-bearing capacity of the cross-section, which can be compensated for by using suspension stirrups in the node area. These elements allow cracking to be controlled and redirect loads from the tension area to the compression zone, significantly improving the overall strength of the assembly. The stress-strain study, conducted using Abaqus software, supports experimental observations by providing insight into the stress trajectories. This integration with the cracking study led to the formulation of a structural model based on the strut-and-tie model, which was applied to the design of the structural node. A procedure is also proposed for calculating the structural capacity of reinforced concrete beams with hybrid connections and suspended stirrups, based on the theoretical strength of the reinforced concrete beam's cross-section.

Keywords: hybrid nodes; suspender stirrups; tensor strut; nominal resistance.

Métodos para determinar la resistencia estructural en vigas de hormigón armado con nudos híbridos

Resumen

Los nudos híbridos de vigas de hormigón y vigas secundaria de acero originan una perturbación y reducción de la capacidad resistente de la sección transversal, lo cual puede compensarse mediante el uso de estribos suspendores en la zona del nudo. Estos elementos permiten controlar la fisuración y redirigir las solicitudes desde el área traccionada hacia la zona comprimida, mejorando notablemente la resistencia del conjunto. El estudio tenso - deformación realizado con apoyo del software Abaqus, respalda las observaciones experimentales comprendiendo las trayectorias de esfuerzos. Esta integración con el estudio de fisuración llevó a la formulación de un modelo estructural basado en el modelo de bielas y tirantes aplicado al diseño del nodo estructural. Asimismo, se plantea un procedimiento para calcular la capacidad estructural de vigas de hormigón armado con conexiones híbridas y estribos suspendidos, basado en la resistencia teórica de la sección transversal de la viga de hormigón armado.

Palabras clave: nudos híbridos; estribos suspendores; Puntal Tensor; resistencia nominal.

1 Introducción

Una referencia clave para el desarrollo de la presente investigación el sismo ocurrido el 16 de abril de 2016, con magnitud 7,8 Magnitud de momento (Mw) y epicentro en la costa de la provincia de Manabí. Este evento fue consecuencia del proceso de subducción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana, fenómeno que comparte origen y ubicación geográfica con otros terremotos registrados en la zona, como los

de enero de 1906 (Mw 8,8), mayo de 1942 (Mw 7,8), enero de 1958 (Mw 7,8), diciembre de 1979 (Mw 8,1) y agosto de 1998 (Mw 7,1) [1]. Después del sismo del 16 de abril de 2016 se observó el comportamiento de edificios con nudos híbridos como los de la Fig. 1, información presentada por [2,3]. Constituido en un gran laboratorio a escala natural, fueron localizados los fallos, los modos de agrietamiento de los nudos, las bondades y desventajas de diferentes tipologías utilizadas en numerosas edificaciones, entre otros aspectos de interés.

How to cite: Mieles-Bravo, Y. y Zambrano-Baque, G., Métodos para determinar la resistencia estructural en vigas de hormigón armado con nudos híbridos DYNA, (92)239, pp. 139-149, October - December, 2025.



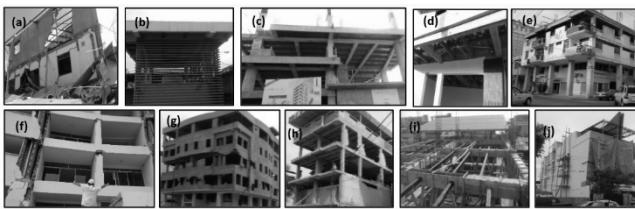


Figura 1. Edificios con nudos híbridos inspeccionados luego del sismo. (a). Baque. (b). Hospital Verdy. (c). Torremolinos. (d). Nouva Plaza. (e). Sabando. (f). Narea. (g). Omnilife. (h). Gym 3MP. (i). Montesdeoca. (j). Seny.

Fuente: Elaboración propia.

En síntesis, se puede indicar que la mayor parte de las edificaciones presentaron un buen desempeño sísmico, pero algunos fueron demolidos por fallas primarias no imputables al nudo híbrido relacionadas con aspectos como: i) la intensidad del sismo, evidenciada en los espectros de respuesta registrados en la ciudad de Portoviejo, fue significativamente superior especialmente en el intervalo de períodos cercanos a 0,5 en comparación con los espectros establecidos por el Código Ecuatoriano de la Construcción del 2000, [4] así como por las Normas Ecuatorianas de la Construcción de 2011 y 2015; [5,6], ii) la edificación de niveles adicionales sobre construcciones existentes sin realizar un refuerzo estructural adecuado; iii) estructuras con gran flexibilidad que experimentaron desplazamientos considerables y iv) una tipología estructural particular que exige una planta con una altura de 5 m y de mezzanines.

Por otro lado, los errores estructurales más frecuentes fueron principalmente fallas por columna corta, configuración de columna débil y viga fuerte, deficiencias en detallado del acero de refuerzo, ausencia de confinamiento adecuado en las uniones viga - columna y en las vigas y columnas, piso blando, fenómenos de licuefacción de suelos, entre otros [2,3,7].

1.1 Diseño del experimento para la modelación del comportamiento global de edificaciones con nudos híbridos

A los efectos de valorar la influencia del tipo de nudo (empotrado o articulado) se concibió y puso en práctica un diseño de experimentos factorial que consta de tres variables independientes y dos niveles cada una, a ser desarrollado por medio de modelación numérica.

La modelación numérica realizada, por medio del software ETABS desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI 2015) [8], consideró las combinaciones de cargas gravitatorias y sísmicas del Instituto Americano del Concreto 318 (ACI 318) [9]. Como variables de respuesta se valoró las solicitudes actuantes de momento, cortante y fuerza axial de las vigas ubicada en la zona del nudo híbrido y como parámetro de daño global de la estructura se evaluó la deriva de piso, que es dependencia entre el desplazamiento lateral y la altura de una estructura. Mientras más flexible es una estructura más desplazamiento lateral y daño tendrá, la deriva de piso es un parámetro efectivo para controlar el daño ante fuerzas laterales, motivo por el cual las normas la limitan a valores de entre el 1 y el 2 %. [10,11]

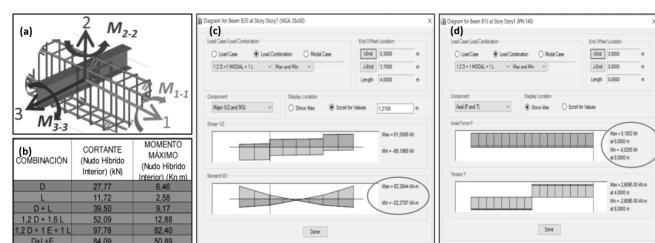


Figura 2. (a) Ejes referenciales de la viga (b) Valores máximos de las combinaciones de carga (c) Momento máximo para la combinación con sismo (d) Axial máximo en vigas.

Fuente: Elaboración propia.

A partir del análisis estadístico realizado, en el caso de nudos empotrados las variables independientes consideradas resultaron ser significativas en la respuesta. La Fig. 2 (b) indica los valores máximos de cortante y momentos obtenidos de los modelos numéricos para diferentes combinaciones de carga y en Fig. 2 (c) el gráfico de mayor momento y cortante para la combinación de carga permanente, carga viva y sismo. Los valores de momento y cortante del nudo se modifican por la longitud de espaciamiento de las vigas secundarias, de manera que se usó la separación de 1,60 m, distancia que se encuentra dentro de los rangos recomendados por los fabricantes de la lámina colaborante (steel deck) de la empresa Novacero la cual que cumple con la Norma Técnica Ecuatoriana del Instituto Ecuatoriano de Normalización 2397 (NTE INEN 2397), Norma de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales A653 (ASTM A653) y la Norma conjunta del Instituto Nacional Estadounidense de Estándares y de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ANSI/ ASCE 3-91 (ANSI/ ASCE 3-91).

Los modelos numéricos y el tratamiento estadístico del diseño de experimento confirman que los momentos flectores alrededor del eje 3 Fig. 2 (a), son los que gobiernan en la viga, de manera que los análisis de resistencia deben estar relacionados con ese eje. El máximo axial en la viga de acero pasante en todos los modelos de nudos es de 0,18 kN y se muestran en la Fig. 2 (d), valor de poca consideración atribuible a la poca rigidez de la viga metálica con respecto a la viga de concreto reforzado paralela a ella y la presencia de la losa infinitamente rígida en su plano que toma la carga lateral. Por ese motivo, los axiales de la viga secundaria no influyen de manera significativa en la resistencia del nudo.

Se concibe un diseño experimental estadístico de tipo factorial, considerando tres variables independientes con dos niveles cada una, una réplica y la inclusión de cuatro especímenes de control, lo que da un total de 20 muestras ensayadas. Las variables independientes seleccionadas fueron: la relación entre momento flector y fuerza cortante, la relación entre la altura del nudo y la altura de la viga de hormigón y la utilización de estribos suspensores. También se consideró la posibilidad de incluir la variable resistencia del hormigón a la compresión, pero se decidió su evaluación posterior por medio de modelación numérica, de cara a la reducción del número de especímenes experimentales. Se evaluó el impacto de estas variables sobre los principales comportamientos de la viga de hormigón armado (HA),

incluyendo la resistencia a momento flector, la resistencia al cortante, la rigidez, la fisuración y los modos de fallos.

1.2 Modelo con el método Puntual- Tensor (MPT) simplificado (bielas y tirantes)

El Modelo Puntal-Tensor (MPT) permite representar la distribución y trayectoria de las fuerzas por medio de puntales y tensores, incluso en condiciones de diseño complejos. El MPT permite representar el flujo de las fuerzas dentro de un elemento o región, permite comprender claramente los diversos elementos resistentes y destaca la necesidad de detallar cuidadosamente la armadura en ciertas regiones claves [12].

En las regiones B se utiliza la teoría clásica de flexión aplicada al hormigón armado, junto con el método convencional de diseño para el cortante basado en la suma de las contribuciones del concreto y del acero de refuerzo ($V_c + V_s$). En cambio, en las regiones tipo D, una parte significativa de la carga se transfiere directamente a los apoyos mediante fuerzas de compresión en el hormigón y las fuerzas de tracción en la armadura, lo que hace necesario aplicar un enfoque de diseño diferente. Estas regiones D pueden representarse mediante modelos de reticulados ideales, formados por puntales comprimidos de hormigón y tensores traccionados de acero, los cuales se conectan en zonas denominadas nodos [13].

1.3 Fundamentos teóricos del método de Bielas y Tirantes (STM)

Los orígenes del Método de Bielas y Tirantes (STM) se remontan a finales del siglo XIX, coincidiendo con las primeras publicaciones sobre el hormigón armado. En 1899, Wilhelm Ritter presentó un artículo titulado "Die Bauweise Hennbique", en el cual introdujo un modelo de armadura para analizar vigas fisuradas y explicar su comportamiento frente a esfuerzos cortantes. Ritter presentó un modelo de armadura en el que se permiten observar vigas agrietadas y explicar la resistencia al cortante de vigas con barras de acero longitudinal y estribos, dando a lugar la primera ecuación de diseño para este tipo de estructuras. En lo posterior, en el año 1902, la obra de Emil Morsch titulada "Der Eisenbetonbau" revalida las ideas de Ritter aportando evidencia experimental y desarrollando el modelo clásico de armadura en 45° para vigas. El modelo con algunas adaptaciones sigue siendo la base del diseño al cortante de vigas de HA según la mayoría de los reglamentos actuales. A pesar de lo mencionado, la teoría actual surge en 1987 en el artículo "Toward a Consistent Desing of Structural Concrete" de los autores Schlaich y Jennewein [14].

La técnica reemplaza las zonas de discontinuidad en la estructura donde se concentran esfuerzos tensionales, por una armadura hipotética de barras articuladas ya sean planas o espaciales denominadas bielas si están comprimidas, o tirantes si actúan a tracción y los nudos representan a los puntos de encuentro entre bielas y tirantes, en los cuales deben equilibrarse las cargas externas y los esfuerzos internos de la región [15,16]. El método STM permite interpretar de forma adecuada el comportamiento de nudos y

zonas de discontinuidad, conocidas como regiones D, además constituye una herramienta útil para diseñar uniones que no están contempladas en los códigos convencionales y también proporciona una alternativa para diseñar regiones sin discontinuidad denominadas regiones B [17].

Cuando se conoce cómo se distribuye dentro de una región D, es posible aplicar el método STM y así integrar el diseño con las regiones B y D continuas. En la zona de transición entre ambas regiones, es necesario asegurar el equilibrio de las cargas aplicadas, los esfuerzos exteriores y las reacciones [12,18,19]. La trayectoria que siguen los esfuerzos permite determinar la posición adecuada de las bielas y tirantes dentro del modelo [20].

La formulación de un modelo para una región D se vuelve considerablemente más sencilla cuando se dispone de información sobre las tensiones elásticas y las direcciones principales de esfuerzo. Este proceso se ha visto facilitado en las últimas décadas gracias al desarrollo de numerosos programas de análisis estructural basados en el Método de los Elementos Finitos (MEF), los cuales permiten visualizar de manera efectiva estos esfuerzos [16]. A partir de dichos análisis, las bielas pueden orientarse dentro de un margen de $\pm 15^\circ$ respecto a las direcciones principales de comprensión, mientras que los tirantes se alinean en un rango similar con respecto a las tensiones de tracción [20]. El refuerzo, así como los tirantes pueden disponerse considerando criterios prácticos de construcción, ya que la estructura tiende a ajustarse al esquema interno de esfuerzos asumidos al modelo. Adaptar la geometría del sistema estructural propuesto a la distribución de tensiones elásticas contribuye significativamente a la eficacia del modelo [21].

En caso de no contar con herramientas de análisis avanzadas, es posible desarrollar un modelo de bielas y tirantes a partir del denominado "camino de cargas". Este enfoque exige cumplir con el equilibrio externo de la región D, lo que implica identificar todas las cargas aplicadas y reacciones presentes. En la frontera entre la región B y la región D, la primera transmite las cargas a la segunda, por lo que es necesario subdividir el diagrama de esfuerzos de modo que las acciones en un lado de la estructura sean equilibradas por las del lado opuesto. El camino de carga se traza desde el centro de gravedad de los diagramas de tensión, siguiendo la dirección de las cargas aplicadas o de las reacciones, y las bielas y tirantes se orientan a lo largo del recorrido más directo posible entre esos puntos [16].

2 Evidencias experimentales de la evolución de las fisuras y los mecanismos de falla

A partir del patrón de daños registrado en la cara frontal de cada espécimen, asociado a los niveles de carga aplicados y su contraste con las restantes mediciones, se realizó una caracterización detallada de la evolución del daño y se identificó el efecto de las variables independientes analizadas sobre el comportamiento de los especímenes. A modo de ilustración, en la Fig. 3 se presentan, parcialmente, los patrones de fisuración correspondientes a los especímenes E 5.1 y E 5.2 para el ciclo de carga de la primera fisura, el ciclo de carga al 50 % de carga de fallo del espécimen y la fisuración para el fallo dúctil.

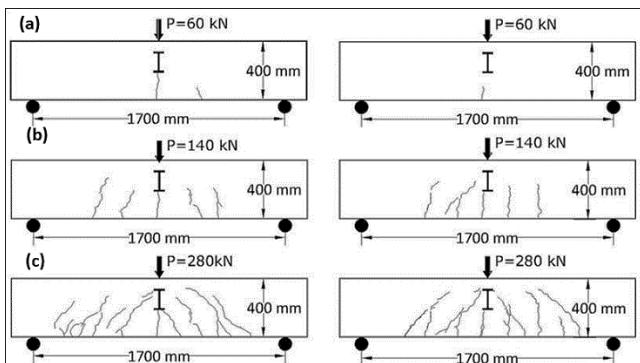


Figura 3. Patrones de fisuración del experimento E 5: (a) Formación de primera fisura. (b) Fisuración al 50 % de la carga de fallo por fluencia. (c) Fisuración para el ciclo de carga de fluencia.

Fuente: Elaboración propia.

La evolución y el tipo de fisuración durante los ensayos en ambos especímenes es similar y revela la uniformidad y consistencia de los resultados; lo anterior se manifiesta de igual forma en las restantes parejas de especímenes ensayados, donde se incluyen los patrones de daño de la totalidad de los elementos ensayados. Seguidamente se realizan contrastes de los resultados, con la intención de fundamentar las principales regularidades identificadas.

2.1 Fisuración en vigas con $\frac{M}{V} = 0,85 \text{ m}$

Para caracterizar la fisuración de todos los especímenes de luz corta, se ensayaron dos vigas patrones de control sin nudo híbrido denominadas E 9.1 y E 9.2. Fig. 4 cuya carga de fallo por fluencia del acero se la nombró como “fallo de control” y fue 221,05 kN y 221,66 kN respectivamente, mientras la carga de fallo teórica es de 221,10 kN. La aparición de la primera fisura principal de flexión ocurre al 27 % de la carga de fallo experimental con una longitud del 35 % del peralte de la viga y de 0,1 mm de, se trata de una fisura capilar por el desplazamiento súbito del eje neutro que causa la rotura por tracción del hormigón y que se corrobora por las curvas carga deformación. Las fisuras predominantes son de flexión-cortante y aparecen a medida que se incrementa la carga desde su punto de aplicación hacia los apoyos hasta distancia aproximada de 1,25 veces el peralte de la viga.

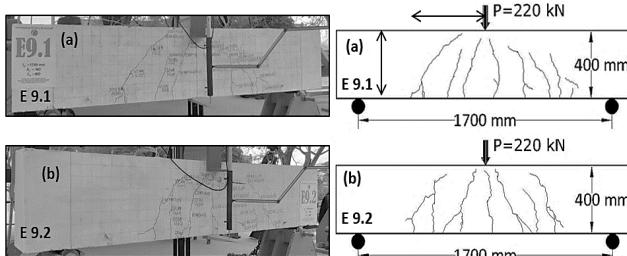


Figura 4. Patrón de fisuración para el fallo por fluencia del experimento E 9: (a) Espécimen E 9.1. (b) Espécimen E 9.2.

Fuente: Elaboración propia.

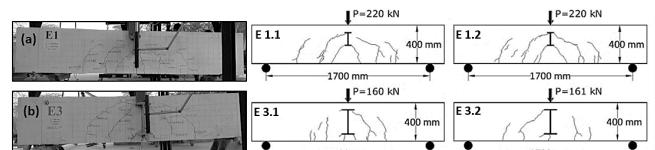


Figura 5. Patrones de fisuración para la carga de fallo: (a) Espécimen E 1.1 y E 1.2. (b) Espécimen E 3.1 y E 3.2.
Fuente: Elaboración propia.

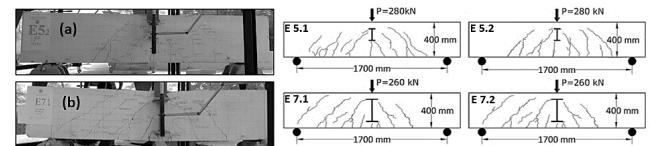


Figura 6. Patrones de fisuración para carga de fallo por fluencia: (a) Espécimen E 5.1 y 5.2. (b) Espécimen E 7.1 y E 7.2.
Fuente: Elaboración propia

2.2 Fisuración en vigas sin estribos suspensores

La Fig. 5 (a) muestran los especímenes E1 de luz corta, nudo bajo, sin suspensor, con una primera fisura de flexión y longitud del 30 % del peralte de la viga que se hace visible a un 27 % de la carga de fallo de control. Al superar el 27 % e incrementar la carga, aparecen otras fisuras de flexión que luego evolucionan a flexión-cortante y que se propagan desde el centro de la luz hasta 1,40 veces el peralte de la viga en dirección del apoyo. En los especímenes E3 de nudo alto ilustrados en la Fig. 5 (b), la fisuración es más acentuada y de mayor ancho a etapas más tempranas del ensayo, pues la primera fisura es visible en torno al 13 % de la carga de fallo de control, atribuible a la mayor perturbación del nudo alto y porque la (puntual) tiene menos hormigón bajo el ala inferior de la viga pasante.

2.3 Fisuración en vigas con estribos suspensores

Para los especímenes E5 de luz corta, nudo bajo y con estribos suspensores mostrados en la Fig. 6 (a), la primera fisura es visible al 27% de la carga de fallo de control, con un comportamiento similar a la viga patrón y al experimento E1. Al continuar incrementando la carga, las fisuras se propagan 2 veces el peralte de la viga desde el centro de la luz hasta la cercanía del apoyo, detalle que las diferencias de las vigas de control y vigas sin estribo suspensor, tal como se evidencia en la Fig. 6 (a, b). Esto es atribuible a la transferencia de la carga de los estribos suspensores desde el puntal que se desarrolla debajo del ala de la viga pasante hasta la parte superior de la viga, con un tensor que entrega parte de la carga a zonas cercanas al apoyo.

Para los especímenes E7 de luz corta, nudo alto y con estribos suspensores mostradas en la Fig. 6 (b), el agrietamiento ocurre al 16 % de la carga de fallo de control. A diferencia de la viga sin estribos suspensores, la zona fisurada se propaga hasta los apoyos. En este tipo de especímenes las puntas de compresión aparecen nuevamente bajo el ala del nudo pasante, pero al tener menos hormigón bajo la puntual, esta se fisura a menor carga, punto a partir del cual los estribos suspensores empieza a aportar.

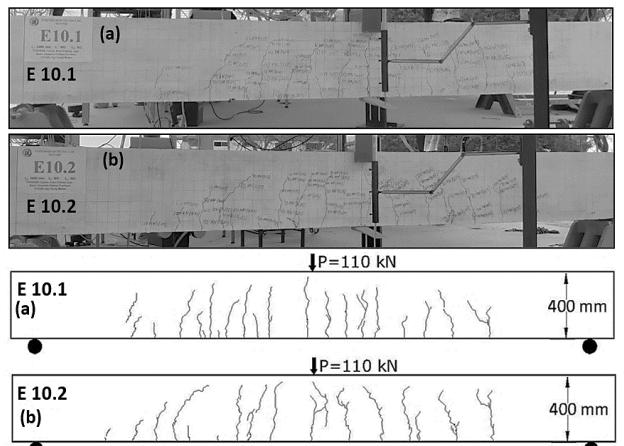


Figura 7. Fisuración para la carga de fallo por fluencia: (a) Espécimen E 10.1. (b) Espécimen E 10.2.

Fuente: Elaboración propia.

2.4 Fisuración en vigas con relación $\frac{M}{V} = 1,70 \text{ m}$

Para caracterizar la fisuración de los especímenes con nudo híbrido pasante de luz larga, se ensayaron dos vigas patrones de control sin nudo híbrido denominadas E 10.1 y E 10.2 Fig. 7 con una carga de fallo por fluencia del acero a tracción que se nombró como “fallo de control” de 107,35 kN y 107,01 kN respectivamente, mientras la carga de fallo teórica es de 110,55 kN. Las fisuras predominantes son de flexión y se extienden hacia ambos lados del centro de la luz una longitud cercana a tres veces la altura de la viga. La aparición de la primera fisura principal (tipo capilar) de flexión ocurre al 26 % de la carga de fallo de control.

2.5 Fisuración en vigas sin estribos suspensores

En los especímenes E2 mostrados en la Fig. 8 de luz larga, nudo pequeño y sin estribos suspensores las grietas que predominan son las fisuras de flexión. En la zona ubicada desde el centro de la luz hasta una vez el peralte de la viga, las fisuras son de flexión hasta valores cercanos al 50 % de la carga de fallo primaria. Al aumentar la carga, las fisuras evolucionan a flexión-cortante y comienzan a aparecer desde el centro de la viga hacia ambos apoyos en una distancia cercana a 3 veces el peralte de la viga.

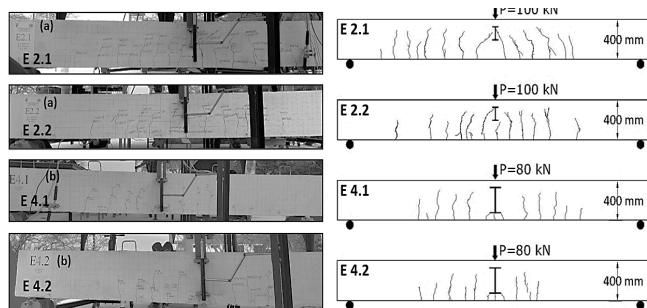


Figura 8. Patrones de fisuración para carga de fallo por fluencia: (a) Espécimen E 2 (b) Espécimen E 4.

Fuente: Elaboración propia.

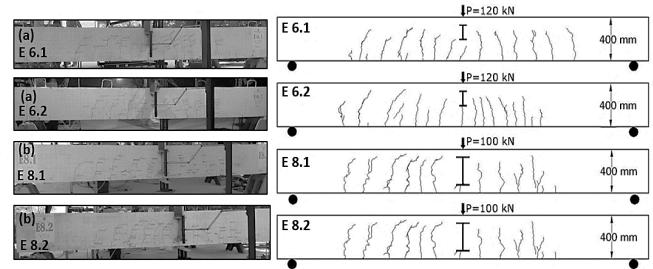


Figura 9. Patrones de fisuración a carga de fallo por fluencia: (a) Espécimen E 6 (b) Espécimen E 8.

Fuente: Elaboración propia.

2.6 Fisuración en vigas con estribos suspensores

En los especímenes E6 mostrados en la Fig. 9 de luz larga, nudo bajo y estribos suspensores la primera fisura ocurre a un 26 % de la carga de fallo de control. A partir de esa etapa la longitud de fisuras es menor comparada a vigas con las mismas características, pero sin estribos suspensores e iguales rangos de carga. Para las vigas E8 de luz larga, nudo alto y estribos suspensores la primera fisura de flexión se observa al 19 % de la carga de control. Para ambos tipos de especímenes E6 y E8 se observó fisuras desde el centro de la luz hasta 3 veces el peralte de la viga en dirección del apoyo, con fisuras predominantes de flexión tal como evidencia la Fig. 9

3 Evidencias de la fisuración

A continuación, se tomará de referencia la Fig. 10 para realizar las evidencias de la fisuración cuyo detalle es el siguiente:

- En todos los especímenes del experimento en la zona denominada A como se observa en la Fig. 10 se presenta la primera fisura de flexión, de tipo capilar de 0,1 mm de espesor. El patrón de fisuras en la parte inferior de la zona A, evidencia claramente la formación de puntales en forma de abanico para incrementos de carga cercanos a la falla por fluencia.
- Para las zonas B, C y D las fisuras de flexión se presentan luego que se ha llegado a un promedio del 30 % de la carga de fallo de control y cambian a inclinadas para cargas mayores al 45 % en todos los casos a excepción del experimento E8 que se forman al 33 % por tener la combinación de variables independientes más desfavorables.
- Se presentan fisuras de cortante en la zona C de las vigas cortas y D de las vigas largas a cargas mayores al 70 % de la carga de fallo de control.
- En todas las vigas con estribos suspensores las fisuras se propagan a mayor distancia desde el centro de la luz hacia el apoyo en comparación con las vigas sin estribos suspensores. Para la luz corta y con estribos suspensores las fisuras se propagan incluso a toda la viga.
- Luego del incremento de carga que causa la fluencia el acero a tracción (fallo primario), las grietas se ensanchan hasta llegar a la carga que causan el colapso del hormigón comprimido en la parte superior de la sección

(fallo secundario) el cual se manifiesta como un levantamiento del bloque de compresión que se despega del acero a compresión superior y que clasifica como fisura de adherencia por cortante. Finalmente debido a la presencia de estribos que confinan el hormigón se puede llegar al arrancamiento del acero a tracción en la parte final del ensayo.

A partir de la valoración de los resultados de la experimentación y de la evolución de las fisuras en particular, se puede inferir la formación de puntales observada en todas las vigas del experimento e indican la formación de un primer puntal nombrado como puntal 1 en la Fig. 11 (a) y después ante al incremento de cargas aparece el puntal 2. Cuando se completa la fisuración del puntal de compresiones 2, los estribos suspensores (si existen) transmiten la carga hacia la parte superior de la viga mediante el tensor indicado en la Fig. 11 (b) y propaga las fisuras hacia zonas más cercanas al apoyo ganando además resistencia.

3.1 Modelo M5

El comportamiento tenso-deformacional del experimento E5 está representado por el modelo M5 de la Fig. 12. Las características tenso-deformacionales inician con un puntal en forma de abanico bajo el nudo híbrido. Hasta la etapa elástica del hormigón a tracción no existe ninguna diferencia con la distribución de tensiones respecto a su semejante del modelo M1 (viga sin estribos suspensores) mostrada en la Fig. 12 (a). Al 50 % de la carga de fallo [Fig. 12 (b)] la distribución de tensiones se vuelve turbulenta y diferente a la distribución de tensiones del modelo análogo M1 en la misma etapa. Se destaca en la Fig. 12 (b) que los puntales inician en el ala superior de la viga pasante y se apoyan en los estribos suspensores.

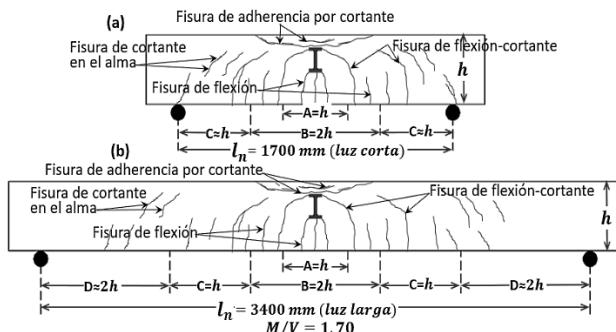


Figura 10. Fisuración típica en vigas con nudos híbridos: (a) $M/V = 0,85 \text{ m}$ (b) $M/V = 1,7 \text{ m}$.

Fuente: Elaboración propia.

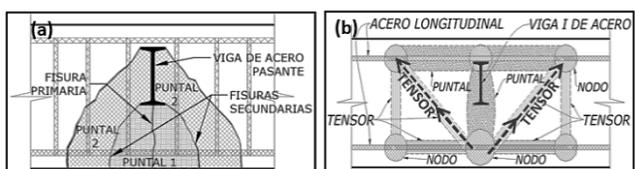


Figura 11. Puntal y tensor que esbozan las fisuras: (a) Puntal de compresiones 1 y 2. (b) Tensor formado por los estribos suspensores.

Fuente: Elaboración propia.

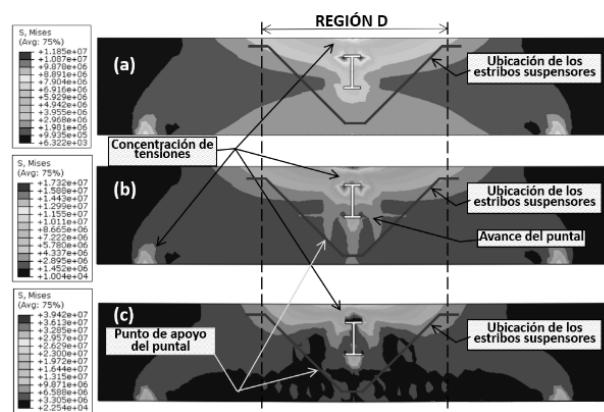


Figura 12. Distribución de tensiones en el hormigón del modelo M5: (a) 30 % de su capacidad máxima, (b) 50 % de su capacidad máxima (c) 100 % de su capacidad máxima. Fuente: Elaboración propia.

La parte (c) de la Fig. 12, corresponde a la etapa de fallo por fluencia del acero a tracción. El diagrama de Mises del hormigón muestra que se comporta como una viga atirantada, con un arco a compresión y tirante desde un apoyo hasta otro, diferente del modelo M1 para la etapa de fallo mostrada en Fig. 12 (c), la misma que tiene puntales bajo el ala de la viga pasante. Este cambio en M5 se debe a que los estribos suspensores transfieren las cargas hacia la parte superior. La Fig. 12 contiene la evolución de las tensiones en el refuerzo hasta la etapa de fallo por fluencia. En la parte (c) de la Fig. 12 los estribos suspensores registran esfuerzos similares que el acero a tracción longitudinal, diferente a las etapas previas mostradas en la parte (a) y (b) de la Fig. 12. En la Fig. 12(c) se visualiza el punto de apoyo del puntal en el acero de los estribos suspensores.

En la Fig. 13(a) se muestra la viga M5 antes de rebasar el límite elástico del hormigón a tracción (30 % de la carga de fallo), con una distribución de tensiones lineal. Al 50 % de la máxima resistencia se observa claramente la creación de un puntal de compresión con forma de botella desde el área que confinan las alas de la viga de acero pasante hasta el nodo que forma el tensor del acero longitudinal y los estribos suspensores. Para la máxima resistencia (100 % de la carga de fallo por fluencia) la distribución de tensiones alrededor del nudo es turbulenta y se conserva el puntal de compresiones de la etapa previa.

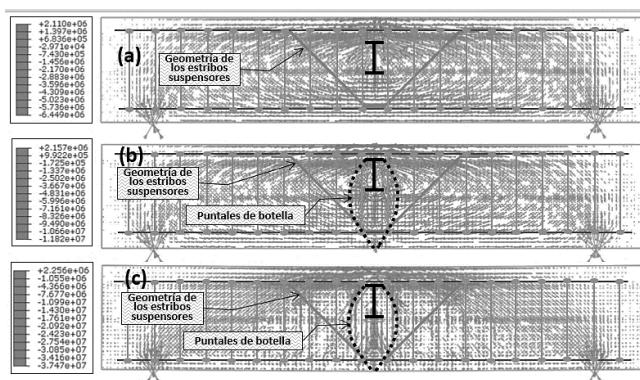


Figura 13. Trayectoria de esfuerzos del modelo M5: (a) 30 % de la carga de fallo (b). 50 % de la carga de fallo. (c) 100 % de la carga de fallo.

Fuente: Elaboración propia.

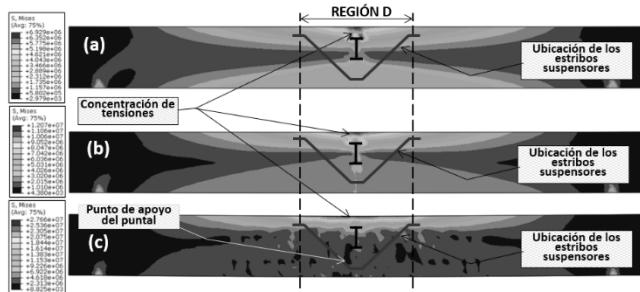


Figura 14. Distribución de esfuerzos en el hormigón del modelo M6: (a) 30 % de la capacidad máxima. (b) 50 % de la capacidad máxima (c) 100 % de la capacidad resistente.

Fuente: Elaboración propia.

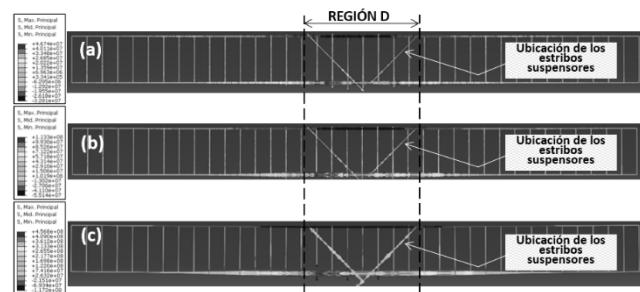


Figura 15. Distribución de tensiones del refuerzo del modelo M6: (a) 30 % de la capacidad máxima. (b) 50 % de la capacidad máxima (c) 100 % de la capacidad resistente.

Fuente: Elaboración propia.

3.2 Modelo M6

El comportamiento tenso-deformacional del modelo M6 indica que hasta la etapa elástica del hormigón a tracción [ver la Fig. 14 (a)], el puntal en forma de abanico es semejante a su modelo análogo sin estribos suspensores (modelo M2) de la Fig. 14 (a). Para tensiones mayores al 50 % de la carga de fallo, las tensiones se diferencian del modelo M2 y, para la etapa de fluencia del refuerzo a tracción (100 % de la carga de fallo) el hormigón registra menor esfuerzo en la zona de tracción y mayor esfuerzo en la zona de compresión en comparación a su par sin estribos suspensores.

La tensión en el refuerzo se presenta en la Fig. 15. En comparación de las vigas cortas de relación $M/V=0,85$ con estribos suspensores M5 de la Fig. 13, los estribos suspensores del modelo M6 de $M/V=1,70$ no alcanzan la fluencia, mientras que el refuerzo longitudinal a tracción si alcanza la fluencia. Esto indica que los estribos suspensores contribuyen más en vigas con mayor acción de cortante.

4 Métodos para calcular la capacidad resistente de vigas que incorporan estribos suspensores

El método que se propone, parte de los valores de la capacidad resistente nominal a flexión para vigas con nudo híbrido y suspensores (M_{nnh}) y de la resistencia teórica a flexión (M_n) de una viga sin perturbaciones por regiones D e igual a $M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$; ambos valores nominales sin

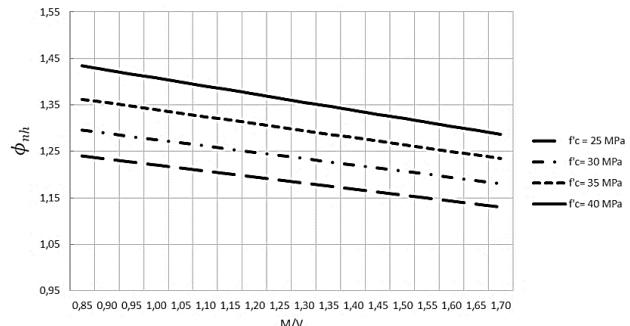


Figura 16. Valor del coeficiente ϕ_{nh} para $\frac{h_c}{h} = 0,35$.

Fuente: Elaboración propia.

aplicar el factor de reducción ϕ , como corresponde. Seguidamente se realizan interpolaciones sucesivas para obtener:

- Valores de la relación $\frac{M_{nnh}}{M_n}$ para valores intermedios de $\frac{M}{V}$, para cada relación $\frac{h_c}{h}$, (0,35 y 0,65) por separado.
- Valores de la relación $\frac{M_{nnh}}{M_n}$ para valores intermedios de $\frac{h_c}{h}$, para cada relación $\frac{M}{V}$, (0,85 y 1,7) por separado.
- Valores de las relaciones $\frac{M_{nnh}}{M_n}$ para valores intermedios de $\frac{h_c}{h}$ para relaciones $\frac{M}{V}$ intermedias entre (0,85 y 1,7).

4.1 Procedimiento para la utilización del método:

4.1.1 Definir los datos de entrada

- f'_c : resistencia del hormigón a la compresión, expresada en MPa.
- f_y : Límite de fluencia del acero, medido en MPa.
- h_c : altura de la viga pasante, en metros.
- h : peralte de la viga, en metros.
- $\frac{M}{V}$: relación entre el momento y el cortante o $\frac{l}{2}$, en metros
- l : distancia desde el nudo hasta el apoyo o nudo siguiente (m)
- A_s : área del refuerzo longitudinal a tracción, en m^2
- b : base de la viga, en metros.

- 4.1.2 Con la relación $\frac{h_c}{h}$ del caso, seleccionar el gráfico correspondiente. En caso de ser un valor intermedio seleccionar el gráfico del valor de $\frac{h_c}{h}$ inmediato superior.

- 4.1.3 En la Fig. 16 se debe entrar en la recta correspondiente a la resistencia del hormigón con el valor de M/V (con los valores del caso) y determinar el valor de ϕ_{nh} .

Determinar el valor de M_n por la ec. (1)

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (1)$$

4.1.5 Determinar el valor de M_{nnh} por la ec. (2)

$$M_{nnh} = \phi_{nh} \cdot M_n \quad (2)$$

5 Métodos de estimación de la capacidad resistente en nudos con STM

Diversas normativas adoptan el enfoque del modelo de bielas y tirantes (STM), y establecen formulaciones para casos específicos [9,22,23]. Seguidamente se describen algunos de los principales procedimientos recomendados para el diseño de zonas de discontinuidad en las normativas antes citadas.

En términos generales puede establecerse que los pasos sugeridos para diseñar regiones D, con el enfoque STM, son los siguientes: [9].

1. Definir la región o regiones D, en zonas tales como nudos, cargas concentradas, variaciones en la sección, aberturas, entre otras, y a continuación establecer su alcance mediante la aplicación del principio de Saint Venant.
2. Determinar las fuerzas resultantes en los límites de cada región D, donde pueden presentarse tres tipos de esfuerzos externos:
 - Acciones exteriores, como por ejemplo cargas concentradas o fuerzas de pretensado.
 - Reacciones exteriores resultantes del cálculo normal de la estructura.
 - Esfuerzos provenientes de las regiones B adyacentes, tales como esfuerzos cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales, que intervienen en el equilibrio de la región D.
3. Escoger un modelo de armadura y calcular las fuerzas resultantes en las bielas y tirantes para transmitir las fuerzas resultantes dentro de la región D. Deben satisfacerse los principios básicos siguientes:
 - El STM debe estar en equilibrio con las cargas de diseño. El cálculo de las reacciones y fuerzas debe cumplir con las leyes de la estática.
 - Las capacidades resistentes de las bielas y tirantes deben ser iguales o superiores a las fuerzas que reciben y las zonas nodales deben ser capaces de soportar o superar las fuerzas que concurren. Si se cumplen estas condiciones la estructura garantiza una distribución segura de las resistencias.
 - En una primera etapa es suficiente considerar los ejes de las bielas y tirantes, luego al diseñar se deben considerar sus anchos, las zonas nodales y las regiones de apoyo.
 - Las bielas no deben cruzarse ni superponerse, en cambio los tirantes pueden superponerse entre sí o cruzar otros tirantes.
 - El ángulo formado entre una biela y un tirante conectados en un nodo debe ser mayor o igual que 25°.
4. Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales asegurando que tengan la capacidad resistente necesaria.

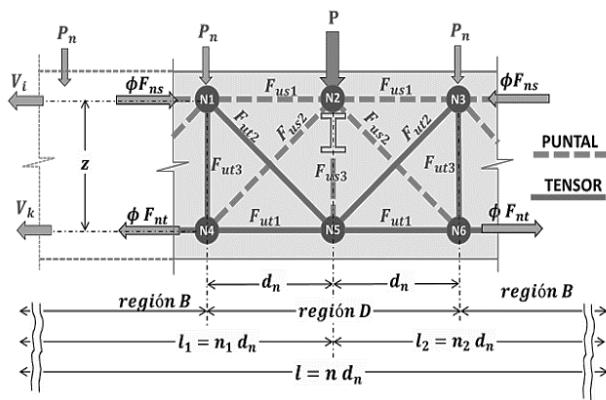


Figura 17. Modelo puntal tensor (MPT) del nudo híbrido.
Fuente: Elaboración propia.

6 Desarrollo del modelo

Las estructuras buscan soportar las cargas con la mínima menor deformación posible, utilizando tensores de menor longitud, ya que los puntales de hormigón son muy rígidos y contribuyen poco al esfuerzo interno [17], por lo cual la geometría y posición de los puntales y tensores deben ser la adecuada. Lo anterior se logra con observación de la fisuración experimental y los modelos matemáticos de ABAQUS de distribución, trayectoria y orientación de las tensiones, lo cual fue utilizado para ubicar los puntales y tensores del nudo híbrido mostrado en la Fig. 17.

En el modelo de la Fig. 17, F_{us1} es el puntal superior del nudo, F_{ut1} es el tensor inferior; F_{ut2} representa el tensor que forman los estribos suspensores, F_{ut3} son los estribos, P es la carga mayorada que transmite el nudo híbrido por la losa que sostiene; P_n es la carga mayorada por peso propio del tramo de la viga de hormigón y área cooperante de la losa que le corresponda; z es la altura del brazo de palanca entre el puntal superior F_{us1} y el tensor inferior F_{ut1} y d_n es la distancia horizontal entre nodos.

Las variables N1, N2... N6, son los nodos del MPT; l es la longitud del tramo de viga de influencia del nudo híbrido en consideración, l_1 y l_2 es la distancia desde el nudo híbrido al apoyo o siguiente nudo híbrido en la viga, V_i y V_k son las fuerzas que transmite el apoyo o un nudo aledaño al tramo de viga si los tuviera. Otras variables utilizadas son F_{ns} y F_{nt} , que representan la resistencia de puntales y tensores respectivamente en las fronteras entre la región B y D. La variable n es el número total de tramos de nodos de la viga; n_1 y n_2 son el número de tramos de nodos que se forman a cada lado del nudo híbrido hasta el siguiente apoyo o longitud de influencia del nudo híbrido aledaño.

El bloque de compresiones debe resistir una fuerza igual al puntal F_{us1} :

$$F_{us1} = n_1 \cdot R_i \frac{(d_n)^2}{z \cdot d_h} - \frac{n_1(n_1 + 1)}{2} \cdot P_n \frac{d_n}{z} + V_i \quad (3)$$

El puntal diagonal denominado F_{us2} se calcula como:

$$F_{us2} = R_i \frac{d_h}{z} - n_1 \cdot P_n \frac{d_h}{z} \quad (4)$$

Para representar el puntal bajo el nudo observado en los ensayos y el estudio tenso-deformacional, el MPT generalizado tiene un puntal F_{us3} igual:

$$F_{us3} = P$$

El refuerzo longitudinal a tracción debe resistir la fuerza del tensor

$$F_{ut1} = n_1 \cdot R_i \frac{(d_n)^2}{z \cdot d_h} - \frac{n_1(n_1+1)}{2} \cdot P_n \frac{d_n}{z} + V_k \quad (6)$$

El MPT de la Fig. 17 contiene un tensor dado por los estribos suspensores F_{ut2} cuyo refuerzo diagonal debe resistir:

$$F_{ut2} = R_i \cdot \frac{d_n}{d_h} - n_1 \cdot P_n \quad (7)$$

El refuerzo transversal (estribos o cercos) debe ser capaz de resistir la fuerza del tensor vertical F_{ut3} :

$$F_{ut3} = R_i - n_1 \cdot P_n \quad (8)$$

A partir de la fuerza de los puntales y tensores que definen las fuerzas anteriores, es posible diseñar el nudo. Para encontrar el área de refuerzo de cualquier tensor se emplea la ec. (9).

$$\phi F_{nt} = \phi A_{ts} f_y \quad (9)$$

Se debe cumplir que $\phi F_{nt} \geq \phi F_{ut}$, de manera que es posible reemplazar $F_{nt} = F_{ut1}$ en la ec. (9) y al despejar A_{st1} se obtiene el refuerzo longitudinal a flexión bajo el nudo:

$$A_{st1} = \frac{F_{ut1}}{\phi f_y} \quad (10)$$

De igual manera, por reemplazo en la ec. (10), se puede encontrar el acero de los estribos suspensores o de los estribos (cercos) al hacer $F_{nt} = F_{ut2}$ o $F_{nt} = F_{ut3}$. Se pueden realizar reemplazos en la ec. (11), y se obtiene el ancho del puntal w_s . Se debe cumplir que $\phi F_{ns} \geq \phi F_{us}$ donde $\phi F_{ns} = \phi 0,85 \beta_s \beta_c f'_c w_s b$ de manera que si se toma $F_{ns} = F_{us}$ y se despeja de w_s de la ec. (11) se puede determinar el ancho de los puntales, pues el resto de las variables son conocidas.

$$\phi F_{us} = \phi 0,85 \beta_s \beta_c f'_c w_s b \quad (11)$$

Los anchos de las zonas nodales deben resistir los esfuerzos de los puntales y tensores que convergen en ese nudo, para lo cual se debe satisfacer que $\phi F_{nn} \geq F_{us}$, pero $F_{nn} = f_{ce} A_{nz}$, siendo $f_{ce} = 0,85 \beta_c \beta_n f'_c$ y A_{nz} el ancho de la zona nodal e igual a $A_{nz} = w b$, donde w puede ser el ancho de un puntal “ w_s ” o el ancho de un tensor “ w_t ”. Al reemplazar las ecuaciones y despejar w se obtiene la ec. (12), que comprueba que el ancho de los puntales y tensores

satisfacen la resistencia de las zonas nodales.

$$w \geq \frac{F_{nt1}}{\phi f_{ce} b_s} \quad (12)$$

El ancho del ala b_f de la ec. (13), actúa como una placa de apoyo frente la acción de la carga P en la zona nodal 2 de la Fig. 17. Ese nodo debe garantizar que la resistencia del hormigón sea igual o superior a la fuerza de compresión generada por la carga P y cumpliendo la condición $\phi F_{nn} \geq F_{us}$, donde F_{nn} representa la resistencia en la superficie de la zona nodal hidrostática N₂. De la ec. (5) se tiene que $F_{us3} = P$, entonces $P \leq \phi f_{ce} \cdot A_{vp}$, donde A_{vp} es el área contacto de la viga pasante con el hormigón e igual a $A_{vp} = b \cdot b_f$, siendo b es el ancho de la viga de hormigón.

$$b_f \geq \frac{P}{\phi f_{ce} b} \quad (13)$$

El ancho del ala b_f de la viga pasante tipo IPN es apropiado, si es mayor o igual al obtenido con la ec. (13), ya que esto garantiza que la capacidad resistente de diseño en la cara del nodo 2 será mayor que las fuerzas ejercidas por el nudo pasante.

7 Diagrama de flujo

La Fig. 18 presenta un diagrama de flujo para calcular el MPT del nudo híbrido mostrado en la Fig. 17.

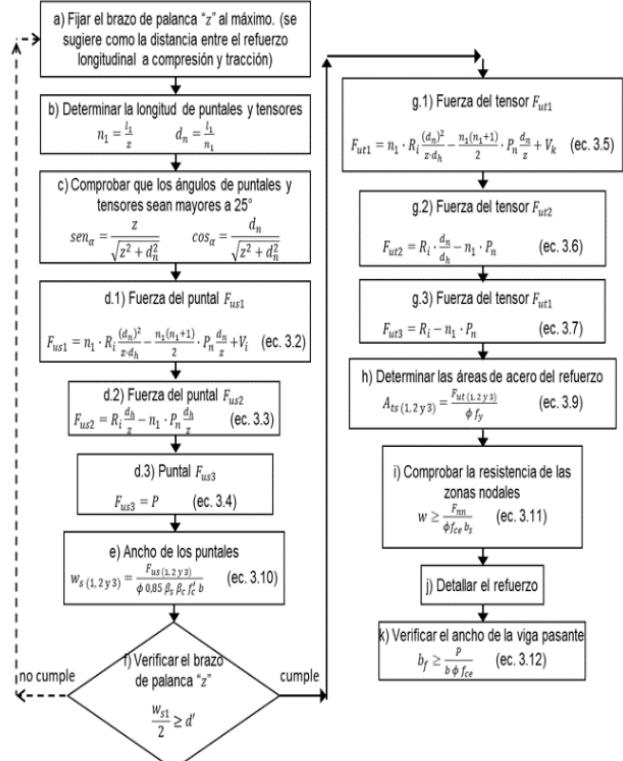


Figura 18. Diagrama de flujo para diseñar un nudo híbrido de viga pasante mediante MPT.

Fuente: Elaboración propia.

8 Conclusiones

- En todas las vigas con nudo híbrido, para esfuerzos menores al 30 % de la carga de fallo existe una concentración de tensiones en el hormigón alrededor de las dos alas de la viga pasante, que se distribuye hacia la parte inferior del peralte de la viga de hormigón con un puntal en forma de abanico y trayectorias de esfuerzos continuas y similares a una viga sin nudo híbrido.
- Para cargas mayores al 30 % de la carga de fallo, los puentes se apoyan en la zona confinada por las alas de la viga de acero y los esfuerzos evolucionan con una concentración de tensiones de compresión.
- Los estribos suspensores conducen las cargas hacia la parte superior, facilitando la distribución del esfuerzo sobre un área mayor de la región superior de la viga de HA, razón por la cual el esfuerzo en el hormigón disminuye, pues ahora la misma carga se reparte en una región mayor de la zona comprimida o traccionada de la viga cuando se alcanza el fallo por fluencia, en contraste con una viga equivalente que no cuenta con estribos suspensores.
- Los estribos suspensores en modelos con $M/V=1,70$ no alcanzan la fluencia a diferencia de los modelos con $M/V=0,85$, lo cual indica que los estribos suspensores contribuyen más en vigas con mayor predominio del cortante.
- En vigas con relaciones $M/V=0,85$, los estribos suspensores con una rama inclinada a 45° , aportan mayor resistencia que los estribos suspensores inclinados 90° , 75° , 60° , 21° y 0° , siendo 0° una barra horizontal paralela al acero longitudinal en toda la longitud de la viga de HA, del mismo diámetro que los estribos suspensores.
- Se demuestra por vías numéricas que la resistencia a momento flector se incrementa con la utilización de mayores resistencias a la compresión del hormigón, con un comportamiento aproximadamente lineal. La ecuación de regresión (2) muestra que la utilización de los estribos suspensores y la resistencia a la compresión del hormigón son las variables de mayor influencia en la resistencia a flexión. Se ratifica también que las variables M/V y hc/h son significativas al 95 % de confianza.
- El estudio tenso-deformacional realizado permite conocer las trayectorias de los esfuerzos, junto con las fisuras observadas en los ensayos, llevaron a proponer un modelo fundamentado en el Método Puntal Tensor (MPT) para el diseño del nudo mediante ecuaciones para el cálculo del refuerzo longitudinal, transversal y estribos suspensores.

References

- [1] IG-EPN, I.G., Informe sísmico especial [online], 2016., Disponible en: <http://www.igeprn.edu.ec/servicios/noticias/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016>, 2016.
- [2] Castañeda, E., and Mieles, Y., Reflexiones sobre daños observados en edificios de vigas con nudos híbridos y losas “steel deck” ante el sismo del 16 de abril de 2016. paper presented at the proceedings of the “first annual state-of-the-art in civil engineering structures and materials”, Quito, art. 1607, 2016. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.24934.01607>
- [3] Castañeda, E., and Mieles, Y., Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entrespisos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. Revista Ingeniería de la Construcción, 32(3), art. 157, 2017. DOI: <https://doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>
- [4] M., Ministerio de desarrollo urbano y vivienda, código Ecuatoriano de la construcción 2002-Peligro Sísmico, 2000.
- [5] INEN-NTE-2167, varilla de acero con resaltos, laminados en caliente soldables, microalabeadas o termotratadas, para hormigón armado. Requisitos. Quito, 2011.
- [6] INEN-NTE-1855-1, Hormigones. hormigón premezclado. Requisitos. (INEN Ed.). Quito, 2015.
- [7] Aguiar, R., and Mieles, Y., Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, 20(3), pp.1-39, 2016. DOI: <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.15108.12161>
- [8] CSI, C., Analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA, 2015
- [9] American Concrete Institute, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14). [Online], 2014. Disponible en https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U14&Language=English&Units=US_Units.
- [10] NEC-SE-HM, Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015.
- [11] Penelis, G.G., and Penelis, G.G., Concrete buildings in seismic regions : CRC press, art. 2364, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1201/b22364>
- [12] Cook, W., and Mitchell, D., Studies of disturbed regions near discontinuities in reinforced concrete members. ACI Structural Journal, 85(2), pp. 206-216, 1988. DOI: <https://doi.org/10.14359/2772>
- [13] ACI-318S-19, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. Farmington Hills: American Concrete Institute, art. 6937, 2019. DOI: <https://doi.org/10.14359/51716937>
- [14] Borja, F., López, A., and Bafón, L., Apuntes de hormigón armado. adaptados a la instrucción EHE-08. Obras de Hormigón. Repositorio Institucional de la Universidad de Alicante. [online], 2012. Disponible en: <http://hdl.handle.net/10045/25610>, 2012.
- [15] Darwin, D., Dolan, C.W., and Nilson, A.H., Design of concrete structures: McGraw-Hill Education. [Online], 2016, Disponible en: <https://www.mheducation.com/highered/product/Design-of-Concrete-Structures-16e-Darwin.html>, 2016.
- [16] Schlaich, J., Schäfer, K., and Jennewein, M., Toward a consistent design of structural concrete. PCI journal, 32(3), pp. 74-150, Art. 150, 1987. DOI: <https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>
- [17] Dewobroto, W., and Reineck, K.H., Viga con cargas y apoyos indirectos. Diseño de Vigas de Hormigón usando Bielas y Tirantes, 2002.
- [18] Novak, L., SP-273: Further Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models. special publication, 273, art. 323, 2010. DOI: <https://doi.org/10.14359/51682323>
- [19] Wight, J.K., and Parra-Montesinos, G.J., Strut-and-tie model for deep beam design. Concrete International, 25(5), pp. 63–70. [online], 2003. Disponible en: https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=RPRINTCIP-6974&Format=DOWNLOAD&Language=English&Units=US_Unit, 2003.
- [20] Wight, J., and MacGregor, J., Reinforced Concrete Mechanics and Design (P. Education Ed. Sixth ed.), 2012.
- [21] Morales Beyer, E.M., Diseño de discontinuidades en vigas de hormigón estructural con modelos puntal-tensor [Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile]. Repositorio Institucional Cybertesis UACH. [online], 2007. Disponible en: <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2007/bmfcim828d/doc/bmfcim828d.pdf>, 2007.
- [22] Ministerio de Fomento, Instrucción de hormigón estructural (EHE-08) (Real Decreto 1247/2008, de 18 de julio; BOE de 22 de agosto de 2008). [online], 2008. Disponible en: <https://www.aparejadoresmadrid.es/documents/20194/36447/Instrucciones%2B3n+de+Hormig%C3%B3n+Estructural+EHE+08.pdf/817fb88b-d2d3-46c9-be47-a99896ca5b02>, 2008.

- [23] UNE-EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación [Norma UNE-EN]. UNE. [online], 2010. Disponible en: <https://tienda.aenor.com/norma-une-en-1992-1-1-2010-n0045553>, 2010.

Y. Mieles-Bravo, recibió el título de Ingeniero Civil en 2001 y la Maestría en Ciencias de la Ingeniería con mención en Estructuras en 2008, ambos otorgados por la Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Manabí, Ecuador. En 2022, recibió el Doctorado en Ciencias Técnicas (CECAT) en la Universidad Tecnológica de la Habana (cuya tesis se enfoca en nudos híbridos en vigas de hormigón). Desde 2009 se desempeña como docente en

el área de estructuras del Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Universidad Técnica de Manabí. Sus intereses de investigación incluyen: análisis estructural experimental de vigas de hormigón armado con nudos híbridos, modelación numérica en ABAQUS y diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado.
ORCID: 0000-0002-2864-2625

G.M. Zambrano-Baque, recibió el título de Ingeniera Civil (Construcciones Civiles) en 2021. Actualmente, desde octubre de 2023, se desempeña como docente técnico en el Departamento de Física de la Universidad Técnica de Manabí, ubicada en Portoviejo, Manabí, Ecuador. Además, desde 2023 está cursando una Maestría en Física en la Facultad de Posgrado de dicha universidad.
ORCID: 0009-0005-7802-6168