

Experimental tests of reinforced concrete beams with hybrid nodes and characterization of the results

Yordy Miele-Bravo & Stalin Alcívar

Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador. yordy.miele@utm.edu.ec, william.alcivar@utm.edu.ec

Received: April 3rd, 2023. Received in revised form: July 6th, 2023. Accepted: July 21th, 2023

Abstract

This research presents the study of the behavior of reinforced concrete beams with hybrid nodes based on a 2³ factorial experiment design, whose independent variables are: shear moment ratio (M/V), ratio between the height of the node and the depth total of the reinforced concrete beam (h_c/h) and the use of suspension stirrups. A test of eight types of specimens was performed with one replicate, for a total of sixteen specimens, plus four control specimens without knots. The tests show that the region disturbed by the joint should not be used for the bending theory of beams. The disturbance generates a decrease in the sectional resistance, which can be compensated with the suspension stirrups, which help to control cracking and transfer the efforts from the tension zone to the compression zone, with a significant increase in resistance.

Keywords: beam tests; hybrid node; suspension stirrups; load-deformation curve; load-displacement curve.

Ensayos experimentales de vigas de hormigón armado con nudos híbridos y caracterización de los resultados

Resumen

En esta investigación se presenta el estudio del comportamiento de vigas de hormigón armado con nudos híbridos en base a un diseño de experimento factorial 2³, cuyas variables independientes son: relación momento cortante (M/V), relación entre la altura del nudo y el peralte total de la viga de hormigón armado (h_c/h) y el uso de estribos suspensores. Se realizó un ensayo de ocho tipos de especímenes con una réplica, para un total de dieciséis especímenes, más cuatro especímenes de control sin nudos. Los ensayos demuestran que la región perturbada por el nudo no debe utilizarse la teoría de la flexión de vigas. La perturbación genera una disminución de la resistencia seccional, que es posible compensar con los estribos suspensores, que ayudan a controlar la fisuración y trasladar los esfuerzos desde la zona traccionada a la zona comprimida, con un incremento significativo de la resistencia.

Palabras clave: ensayos de vigas; nudos híbridos; estribos suspensores; curva carga-deformación; curva carga-desplazamiento.

1. Introducción

En Ecuador los edificios de pórticos de hormigón armado con losas compuestas (*steel deck*) se han incrementado notablemente inducidos por costos, la reducción aproximada de 30% del peso con respecto a las losas tradicionales, en una zona altamente sísmica donde la reducción de masa es relevante, unido a otras ventajas reconocidas de las losas compuestas, tales como sus funciones como encofrado permanente, plataforma de trabajo y contribución a la resistencia de la losa. Este sistema de losas compuestas fue

desarrollado para pórticos de acero [1,2], pero se ha adaptado el uso en pórticos de HA como el de la Fig. 1. Para sostener la losa colaborante se usan vigas metálicas que tributan a la viga de hormigón armado. La unión entre la viga de acero y hormigón forman un nudo híbrido que produce una perturbación o región D. En la zona discontinua del nudo híbrido, no es recomendable utilizar la teoría de la flexión para análisis, pues las líneas de esfuerzos tienen trayectorias turbulentas con concentraciones de esfuerzos que pueden provocar la fisuración o fallo prematuro del elemento [3-5].

How to cite: Miele-Bravo, Y. and Alcívar, S., Experimental tests of reinforced concrete beams with hybrid nodes and characterization of the results. DYNA, 90(227), pp. 157-166, July - September, 2023.



Figura 1. Nudos híbridos en vigas de hormigón armado.
Fuente: Los autores.

Después del sismo que destruyó Manabí el 16 de abril de 2016 de 7,8 Mw, en las inspecciones realizadas, se observaron detalles de comportamiento no observados ni estudiados con profundidad previamente, tales como la fisuración o fallos prematuros en la zona cercana al nudo híbrido. [6]. En la bibliografía consultada se evidencia la falta de antecedentes internacionales en investigaciones experimentales y numéricas relacionadas específicamente este tipo de nudos [7-25].

Para aportar con la comprensión del comportamiento de estos nudos híbridos, se efectuaron ensayos exploratorios de nudos híbridos bajo carga vertical y lateral, en el Laboratorio de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional del Ecuador (EPN) resultados presentados por Mieles y Larrúa (2019) [26]. Los resultados de esos ensayos fueron la base para los ensayos de la serie experimental principal. En este artículo se da una descripción y valoración detallada de la serie de experimentos principales, en los que se construyeron y ensayaron 20 especímenes de vigas con nudos híbridos en base a un diseño de experimento factorial 2^3 en el laboratorio de estructuras de la Universidad Técnica de Manabí (UTM).

2. Diseño estadístico del experimento

Los detalles del diseño del experimento se encuentran en Mieles, Larrúa y Alcívar (2020) [27], cuyas variables fueron elegidas en base a ensayos de laboratorio preliminares y la observación del daño de estos nudos después del sismo del 16 de abril de 2016. Se concibió un diseño estadístico de experimento del tipo factorial de tres variables y dos niveles, con una réplica y la inclusión de 4 especímenes de control, para un total de 20 especímenes ensayados. Como variables independientes se seleccionaron:

- La relación momento entre cortante (M/V).
- La relación altura de nudo entre la altura de la viga de hormigón (h_c/h).
- El uso de estribos suspensores (S_n)

Se valoró la influencia de estas variables en las principales respuestas de la viga de HA, tales como la resistencia a momento flector, la resistencia a cortante, la rigidez, la fisuración y modos de fallos.

2.1. Diseño factorial del experimento (2^3)

Se realizó un diseño factorial del experimento (2^3) con una réplica, con las características mostradas en la tabla 1. Se pueden estudiar $2^3-1=7$ efectos: tres principales, tres interacciones dobles

y una interacción triple de las variables independientes elegidas, tal como se describirá posteriormente. [28]. El tratamiento estadístico posterior mostrará la significación de las variables independientes o sus interacciones en las respuestas, para lo que se establecen dos hipótesis: $H_0 \rightarrow$ las variables independientes o la interacción de estas variables no influyen en el valor de las variables dependientes y $H_1 \rightarrow$ las variables independientes o la interacción de estas variables influyen en el valor de las variables dependientes.

La Tabla 1 resume las variables independientes con sus niveles, la matriz del experimento y las características de cada uno de los 8 especímenes derivados del diseño del experimento, las que fueron similares en cada réplica [29]. Cabe aclarar que los especímenes de ensayo y sus réplicas fueron denominados como los casos 1 y 2 de cada ensayo. Por ejemplo, se tienen los especímenes E1.1 y E1.2, primer prototipo y su réplica, respectivamente, del experimento E1 y así sucesivamente para todos los ensayos (ver la Tabla 1). Se consideraron además dos vigas de control de HA, de igual geometría y materiales, pero sin nudos híbridos, con luces de 1,70 m y 3,40 m denominadas E9 y E10 respectivamente, con sus respectivas réplicas.

2.2. Preparación de los especímenes para el ensayo

Los 16 especímenes definidos por el diseño de experimento más cuatro vigas de control, fueron fabricados en las instalaciones del marco de reacción de la UTM. Previo al ensayo, cada espécimen fue pintado con dos manos de lechada de cal, y marcado con cuadrículas de referencia en la cara frontal. En la Fig. 2 se ilustran las diferentes actividades de fabricación llevadas a cabo.

Tabla 1.
Matriz de experimento 2^3 para vigas con nudos híbridos.

Experimento	$\frac{M}{V}$	$\frac{h_c}{h}$	S_n	l_n (mm)	h_c (mm)	S_n
E1	-	-	-	1700	140	No
E2	+	-	-	3400	140	No
E3	-	+	-	1700	260	No
E4	+	+	-	3400	260	No
E5	-	-	+	1700	140	Si
E6	+	-	+	3400	140	Si
E7	-	+	+	1700	260	Si
E8	+	+	+	3400	260	Si
E9	-	Viga de control		1700	x	x
E10	+	Viga de control		3400	x	x

Fuente: Los autores.

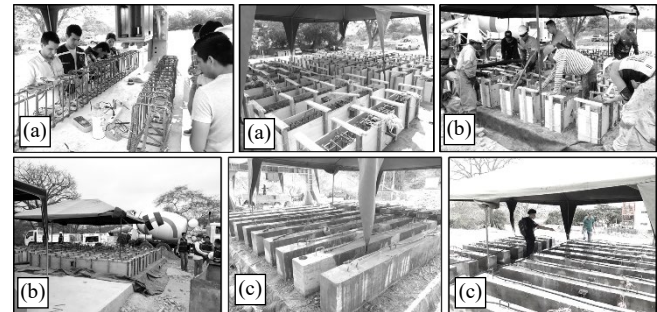


Figura 2. Fabricación de los especímenes de ensayo. (a) Armado e instrumentación interna (strain gauge) (b) Hormigonado y vibrado. (c) Curado.
Fuente: Los autores.

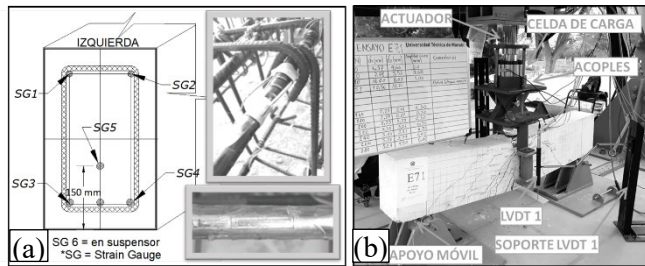


Figura 3. Detalles de instrumentación y toma de datos (a) Instrumentación interna. (b) Vista general de la instrumentación externa.
Fuente: Los autores.

Además, fueron tomados 20 cilindros para ensayo de compresión, los que fueron testeados durante los días de ensayos de los especímenes; se obtuvo una resistencia media a la compresión $f'_c = 34,5$ MPa. Otra información esencial para la interpretación de los resultados es la caracterización del acero de refuerzo; para ello se tomaron 6 muestras del mismo lote utilizado en el armado de las vigas; se obtuvieron como resultados una resistencia media a la fluencia de $f_y = 456,7$ MPa y una deformación en el límite de fluencia de $\epsilon_s = 0,00212$.

2.1.1 Instrumentación

Los desplazamientos se registran mediante dos LVDT de 2 micras de precisión colocados en el centro de la luz bajo el nudo. La fuerza aplicada por el actuador se registró mediante una celda de carga de 1 kg de precisión; se fabricó un sistema de utillaje para crear condiciones de borde de una viga simplemente apoyada, mostrados en la Fig. 3(b). Las deformaciones en las barras de acero se registraron por medio de 6 *strain gauges* colocados en los puntos mostrados en la Fig. 3(a).

2.1.2 Aplicación de la carga

Se aplicó una sola carga puntual monotónica en el centro de la luz de la viga de hormigón transmitida mediante la viga de acero de la forma mostrada en la Fig. 3(b), simulando la forma como la viga de acero transmite la mayor parte de la carga a la viga de hormigón. Para caracterizar el efecto simultáneo de cortante y momento la carga puntual genera un diagrama de esfuerzos conjuntos de ese tipo, de manera que fueron aplicados escalones de carga de 10 kN o 20 kN para relaciones de $M/V = 0,85$ y $M/V = 1,70$ respectivamente hasta llegar al fallo.

2.1.3 Captura de datos

Se registraron de manera automatizada los datos provenientes de la celda de carga, los LVDT y los strain gauges por medio de un equipo Datalog 8 de 24 canales, de la marca CONTROLS, con un registro de hasta 500 muestras por segundo, con disipadores de ruido, conexión LAN y software de adquisición y registro de datos, implementado en una computadora portátil con procesador CORE i7 (ver Fig. 4(a)). Además, se registró manual y fotográficamente

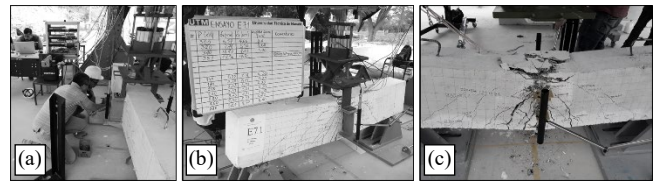


Figura 4. Registro de datos. (a) Equipo Datalog 8 y marcado de espécimen. (b) Pizarra para el registro de carga con el avance de fisuras. (c) Viga llevada hasta el fallo.

Fuente: Los autores.

la evolución del daño que incluyó el marcado de la trayectoria, la medición de la longitud y el ancho de las grietas desde la detección de la primera fisura en los diferentes escalones de carga, lo que quedó marcado en la cara frontal de la viga y registrado en fotos y videos. De manera complementaria se anotó en una pizarra la información de los valores de carga de los diferentes escalones y los sucesos relevantes asociados a cada paso del ensayo (ver Figs. 4(b), (c)).

3. Resultados de los especímenes ensayados

En este apartado se analiza el comportamiento debido a la aplicación de la carga del ensayo para los parámetros siguientes:

- El desplazamiento medido por los promedios de las lecturas de dos LVDT instrumentados en la viga y que permiten obtener datos de la etapa de comportamiento en rango lineal o elástico del espécimen durante el ensayo.
- La deformación obtenida por las lecturas en los *strain gauges* ubicados en las barras de acero superior e inferior (ver Fig. 3 (a)) que permiten obtener la deformación en tres lugares del peralte de la viga y con ello corroborar el rango del comportamiento del espécimen.
- La evolución de la fisuración y los mecanismos de fallo por la observación y marcado del progreso de las fisuras en cada ciclo de carga, apoyados por el registro en pizarra y la secuencia fotográfica que permiten inferir los tipos de comportamiento de cada lugar del espécimen por el tipo de fisuras como flexión, flexión cortante y cortante en el alma.

Como un indicador favorable de partida, la resistencia experimental promedio de la sección a flexión de las vigas de control (sin nudo) E9 y E10 es de 94,76 kN·m y la teórica es de 93,97 kN·m con una diferencia de 1% lo que indica una buena caracterización de los materiales y procedimientos de ensayo. Cuando se incrementa la carga aplicada a una viga, desde cero hasta el fallo, se distinguen claramente varias etapas de comportamiento [5], las que sirven de pauta para el ensayo y procesamiento de la información recopilada. En la Fig. 5(a) se muestra una viga de HA con un área de acero a tracción A_s y acero a compresión A'_s en los cinco rangos de comportamiento claramente diferenciados que son:

- Primer rango de comportamiento: El hormigón a compresión permanece en la región de comportamiento elástico ($\epsilon_c < 0,001$), mientras en el lado de las tracciones el hormigón no está fisurado ($\epsilon_c < 0,0001$); el acero a tracción permanece en rango elástico ($\epsilon_s < 0,0021$) (ver Fig. 5(b))

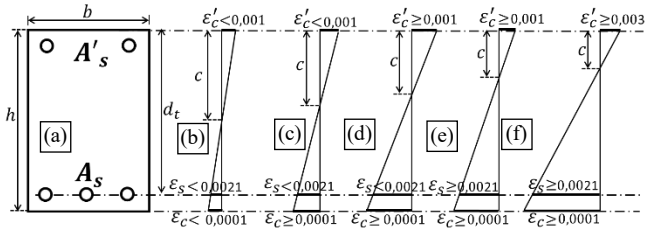


Figura 5. Rangos del comportamiento a flexión de una viga de HA.
Fuente: Los autores.

- Segundo rango de comportamiento: El hormigón a compresión continúa en rango elástico ($\epsilon'_c < 0,001$); el hormigón en el lado de tracción está fisurado ($\epsilon_c \geq 0,0001$), en tanto el acero a tracción se mantiene en rango elástico ($\epsilon_s < 0,0021$) (ver Fig. 5(c)).
- Tercer rango de comportamiento: El hormigón a compresión está en la región de comportamiento inelástico ($0,003 \geq \epsilon'_c \geq 0,001$), el hormigón en el lado de tracción está fisurado ($\epsilon_c \geq 0,0001$) y el acero a tracción permanece en la región de comportamiento elástico ($\epsilon_s < 0,0021$) (ver Fig. 5 (d)).
- Cuarto rango de comportamiento, fallo primario por fluencia. El hormigón a compresión continúa en la región de comportamiento inelástico ($0,003 \geq \epsilon'_c \geq 0,001$), el hormigón en el lado de tracción está fisurado ($\epsilon_c \geq 0,0001$) y el acero a tracción iguala o rebasa las deformaciones de fluencia ($\epsilon_s \geq 0,0021$) y entra en el rango inelástico (ver Fig. 5 (e)).
- Quinto rango de comportamiento, fallo secundario por compresión: El hormigón a compresión colapsa ($\epsilon'_c \geq 0,003$), el hormigón en el lado de tracción está fisurado ($\epsilon_c \geq 0,0001$) y acero a tracción está en el rango de comportamiento inelástico ($\epsilon_s \geq 0,0021$) (ver Fig. 5(f)).

Debido a la perturbación por la región D del nudo híbrido, en etapas de cargas que superan la elasticidad de los materiales la sección no será exactamente plana como se representa en la Fig. 5, pero los valores de deformación de los materiales medidos en cada punto si se cumplen y permiten clasificar el comportamiento del acero a tracción y el bloque de compresiones de la viga.

3.1. Curvas carga - desplazamiento de los ensayos

A partir de los registros de carga y desplazamiento en el centro de la luz se confeccionaron los gráficos carga – desplazamiento de cada ensayo. La Fig. 6 presenta los gráficos para carga-desplazamiento de los especímenes E5.1 y E5.2, respectivamente, obtenidas a partir de los valores promedios de las parejas de LVDT, colocados en la sección central en cada ensayo. En las Figs. 7 se muestran imágenes con las fisuras resaltadas, en diferentes etapas del ensayo, de estos especímenes.

En la Fig. 8 se presentan todas las curvas carga – desplazamiento obtenidas del ensayo. Del análisis de esas curvas se desprende que en la etapa elástica ambos especímenes muestran una pendiente similar y entran de súbito en la etapa plástica a cargas aproximadas. A partir de

la etapa plástica de la curva carga – desplazamiento ambos especímenes ingresan al daño generalizado que corresponde al cuarto rango de comportamiento del hormigón a flexión o al fallo primario. Después del fallo por fluencia, la fisuración y deflexión aumentan aceleradamente hasta alcanzar el fallo secundario por rotura del bloque de compresiones correspondiente al quinto rango del comportamiento del hormigón a flexión.

En la Fig. 8(a) se confrontan las curvas carga - desplazamiento de los experimentos E1, E3, E5 y E7 ($M/V = 0,85$) con la curva de la viga de control (E9) de igual relación M/V ; por su parte, en la Fig. 8(b) se contrastan las curvas carga - desplazamiento de los experimentos E2, E4, E6 y E8 ($M/V = 1,70$) con la curva de la viga de control (E10) de igual relación M/V .

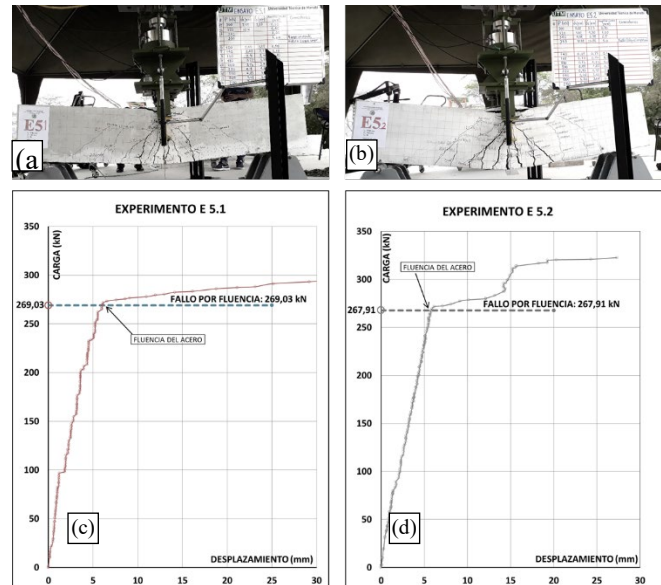


Figura 6. Ensayo y réplica E5. (a) Ensayo de espécimen E5.1. (b) Ensayo de espécimen E5.2. (c) Carga-desplazamiento E5.1; (d) Carga-desplazamiento E5.2.
Fuente: Los autores.

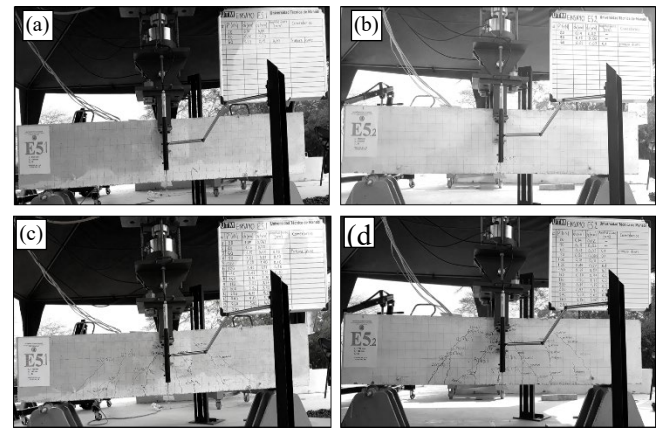


Figura 7. Comparación de evolución del daño. (a) E5.1 (primera fisura). (b) E5.2 (primera fisura). (c) E5.1 (fallo por fluencia). (d) E5.2 (fallo por fluencia).
Fuente: Los autores.

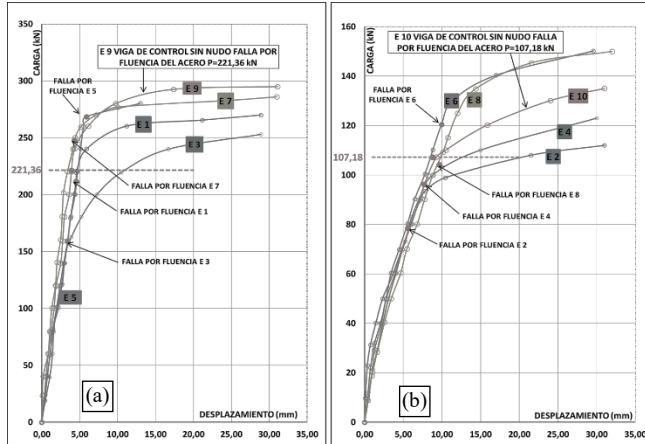


Figura 8. Gráfico de carga - desplazamiento (a) $M/V = 0,85$ m (b) $M/V = 1,70$ m.

Fuente: Los autores.

En las curvas carga – desplazamiento de la Fig. 8 se nota que todos los especímenes inician con desplazamientos aproximadamente iguales, hasta que aparecen las primeras fisuras. En la Fig. 8(a) puede apreciarse que:

- Los especímenes sin estribos suspensores (E1 con $h/h_c = 0,35$ y E3 con $h/h_c = 0,65$) alcanzan el 96% y el 72% de la resistencia de la viga de control (E9), respectivamente, lo que es indicativo del efecto de la perturbación en la resistencia, según la relación h/h_c .
- Los especímenes con estribos suspensores (E5 con $h/h_c = 0,35$ y E7 con $h/h_c = 0,65$) alcanzan el 121% y el 112% de la resistencia de la viga de control (E9), lo que es indicativo del efecto benéfico del estribo suspensor.

En la Fig. 8(b) puede apreciarse que:

- Los especímenes sin estribos suspensores (E2 con $h/h_c = 0,35$ y E4 con $h/h_c = 0,65$) alcanzan el 96% y el 74% de la resistencia a la viga de control (E10), respectivamente, lo que confirma el efecto de la perturbación en la resistencia.
- Los especímenes con estribos suspensores (E6 con $h/h_c = 0,35$ y E8 con $h/h_c = 0,65$) alcanzan el 112% y el 99% de la resistencia a la viga de control (E10), lo que confirma el resultado favorable en la resistencia de los estribos suspensores, en este caso menos acentuado que lo apreciado para la relación $M/V = 0,85$ m.

3.2. Curvas carga - deformación de los experimentos

Las curvas carga - deformación mostradas en la Fig. 9 (a) y (b) se confeccionan a partir de los registros de los deformímetros (*strain gauges*) ubicados en las posiciones indicadas en la Fig. 3(a). La Fig. 9, indica que antes de la primera fisura y para deformaciones del acero a tracción menores a 0,0001 el comportamiento es completamente elástico, luego de lo cual se produce un cambio de pendiente causado por la fisuración del hormigón a tracción que hace ascender el eje neutro súbitamente y ahora el acero debe tomar ese esfuerzo que antes resistía el hormigón, de manera que hasta esa etapa el nudo híbrido no afecta el comportamiento. Ambos especímenes E5.1 y E5.2 tienen un fallo primario por fluencia del acero para la deformación esperada

de $\varepsilon_s = 0,0021$, que se corrobora con las curvas carga – desplazamiento. La Fig. 10 muestra las curvas carga – deformación promedio de los *strain gauges* a tracción, contrastadas con las vigas de control. La Fig. 10(a) agrupa todos los ensayos con $M/V = 0,85$ m, incluida la viga de control E9, en tanto la Fig. 10(b) contiene información similar para las vigas con $M/V = 1,70$ m, incluida la viga de control E10.

En ambos casos de la Fig. 10, a una carga entre 10 kN a 20 kN para los especímenes $M/V = 0,85$ y entre 20 kN a 40 kN para los especímenes $M/V = 1,70$ las curvas presentan un leve cambio de pendiente que se produce cuando el hormigón alcanza su resistencia a tracción.

A partir de ese punto las cargas y las deformaciones siguen siendo proporcionales hasta la fluencia del acero. El fallo primario en todos los casos se produjo por fluencia del acero en tracción; en las vigas con estribos suspensores (E5, E6, E7 y E8) el acero fluye para cargas mayores. Para especímenes con $h_c/h = 0,65$ (E1, E3, E5, E7 y E9) se evidencia una etapa inicial poco lineal en el acero a tracción, a pesar que aún no rebasa el límite de proporcionalidad, situación atribuible a la envergadura de la perturbación de estos casos.

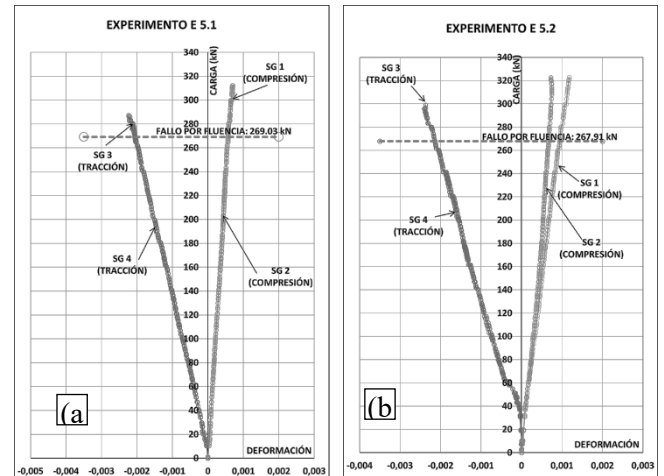


Figura 9. Gráficos carga – deformación (a) E5.1 (b) E5.2

Fuente: Los autores.

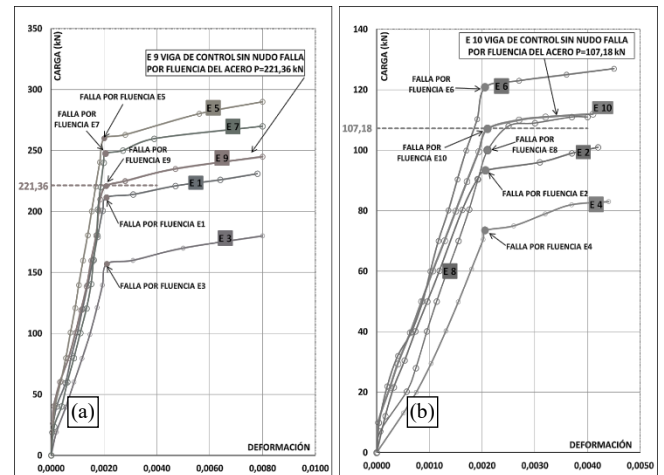


Figura 10. Gráficos carga-deformación (a) $M/V = 0,85$ m (b) $M/V = 1,70$.

Fuente: Los autores.

4. Discusión de los resultados

Las Tablas 2 y 3 contienen los valores experimentales del momento resistente y el cortante en la sección central de los 20 especímenes ensayados (especímen 1 y 2), obtenidos en el instante del fallo primario por fluencia del acero a tracción que ocurre para una deformación del acero $\varepsilon_s \cong 0,0021$, de acuerdo con los ensayos de laboratorio de las barras de acero.

Tabla 2.

Resultados experimentales para el fallo primario por fluencia del acero a tracción para el espécimen 1.

Experimento	Especímen 1				
	Deformación de fluencia del acero	Desplazamiento δ	Carga de falla por fluencia P	Cortante V	Momento M
	ε_s (mm/mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN·m)
E1	-0,00206	4,86	221,45	110,73	94,98
E2	-0,00209	8,08	98,95	49,48	87,58
E3	-0,00218	3,48	156,54	78,27	67,40
E4	-0,00206	5,96	83,33	41,67	74,30
E5	-0,00205	5,08	269,03	134,52	115,20
E6	-0,00205	9,55	120,07	60,04	105,53
E7	-0,00205	3,42	248,07	124,04	106,30
E8	-0,00218	8,91	103,42	51,71	91,38
E9	-0,00209	3,98	221,05	110,53	94,81
E10	-0,00209	9,53	107,35	53,68	94,72

Fuente: Los autores.

Tabla 3.

Resultados experimentales para el fallo primario por fluencia del acero a tracción para el espécimen 2.

Experimento	Especímen 2				
	Deformación de fluencia del acero	Desplazamiento δ	Carga de falla por fluencia P	Cortante V	Momento M
	ε_s (mm/mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN·m)
E1	-0,00209	4,18	201,63	100,82	86,56
E2	-0,00205	7,28	106,66	53,33	94,13
E3	-0,00202	3,43	162,01	81,01	69,72
E4	-0,00206	5,21	73,44	36,72	65,89
E5	-0,00214	5,37	267,91	133,96	114,73
E6	-0,00206	10,41	120,81	60,41	106,16
E7	-0,00206	3,87	247,09	123,55	105,88
E8	-0,00216	11,04	107,91	53,96	95,19
E9	-0,00213	3,36	221,66	110,83	95,07
E10	-0,00210	9,63	107,01	53,51	94,43

Fuente: Los autores.

Tabla 4.

Valores experimentales de las deflexiones y la rigidez, para carga igual a 70 kN.

Experimento	Especímen 1		Especímen 2		Promedio	
	Desplazamiento (mm)	Rigidez experimental (kN·m ⁻¹)	Desplazamiento (mm)	Rigidez experimental (kN·m ⁻¹)	Desplazamiento (mm)	Rigidez experimental (kN·m ⁻¹)
E2	0,63	11133,46	1,27	5683,65	0,95	8408,56
E3	5,22	11082,49	6,80	8619,43	6,01	9850,96
E4	0,59	12105,02	1,14	6162,86	0,87	9133,94
E5	5,29	10945,65	5,40	10680,30	5,35	10812,83
E6	0,65	10936,64	1,25	5760,28	0,95	8348,46
E7	4,75	12360,04	5,33	10855,77	5,04	11607,91
E8	0,75	9770,79	0,79	8968,61	0,77	9369,70
E2	5,57	10300,12	5,68	10113,30	5,63	10206,65
E9	0,69	10143,98	0,65	11134,17	0,67	10639,08
E10	5,20	11294,20	5,45	10622,01	5,33	10958,11

Fuente: Los autores.

Tabla 5.

Comparación entre valores experimentales promedio y valores teóricos.

Experimento	Valores promedios				
	Carga promedio de fallo por fluencia (kN·m)	Cortante en el fallo por fluencia en flexión (kN)	Momento resistente promedio experimental (kN·m)	Variación de la resistencia a flexión frente a las vigas de control	Variación de la resistencia a flexión frente a la resistencia teórica
E1	211,54	105,77	90,77	-4%	3%
E2	102,81	51,40	90,85	-4%	97%
E3	159,28	79,64	68,56	-28%	73%
E4	78,39	39,19	70,10	-26%	75%
E5	268,47	134,24	114,97	21%	122%
E6	120,44	60,22	105,84	12%	113%
E7	247,58	123,79	106,09	12%	113%
E8	105,67	52,83	93,28	-1%	99%
E9	221,36	110,68	94,94	-	101%
E10	107,18	53,59	94,57	-	101%

Fuente: Los autores.

La Tabla 4 contiene los valores experimentales de las deflexiones y la rigidez asociada, para un nivel de carga de 70 kN, que se corresponden a la zona elástica de comportamiento para todos los especímenes. El procesamiento estadístico de los datos permitió definir, como se esperaba, que las variables independientes consideradas no influyen significativamente en la rigidez de las vigas, lo que conduce a la consideración de una rigidez promedio experimental de todos los especímenes ensayados de 9933,62 kN·m⁻¹.

4.1. Comparación de los resultados experimentales, respuesta teórica y modelos globales

La Tabla 5 contiene los valores medios experimentales de la carga que provoca el fallo primario por fluencia en flexión y del momento resistente en ese instante, así como la relación entre este último valor y los valores del momento resistente de las vigas de control.

La Fig. 11 agrupa la resistencia experimental promedio en categorías, según la utilización o no de estribos suspensores y las compara con el momento experimental promedio de las vigas de control, el momento resistente teórico y el momento máximo actuante, según los valores determinados en los modelos globales, desarrollados por medio de ETABS. Puede apreciarse en todos los casos de especímenes sin estribos suspensores que el momento resistente experimental promedio de los especímenes con nudo híbrido es inferior al momento resistente experimental promedio de las vigas de control y e inferior al momento resistente teórico. La reducción llega a ser del orden de un 28% en especímenes con $h_c/h = 0,65$ y $M/V = 1,70$ m, que resulta ser la condición más desfavorable.

Por el contrario, la utilización de estribos suspensores conduce a valores del momento resistente experimental promedio, similares o superiores al momento resistente experimental promedio de las vigas de control y al momento resistente teórico, lo que alcanza un valor máximo del orden de un 22 % en especímenes con $h_c/h = 0,35$ $M/V = 0,85$ y m,

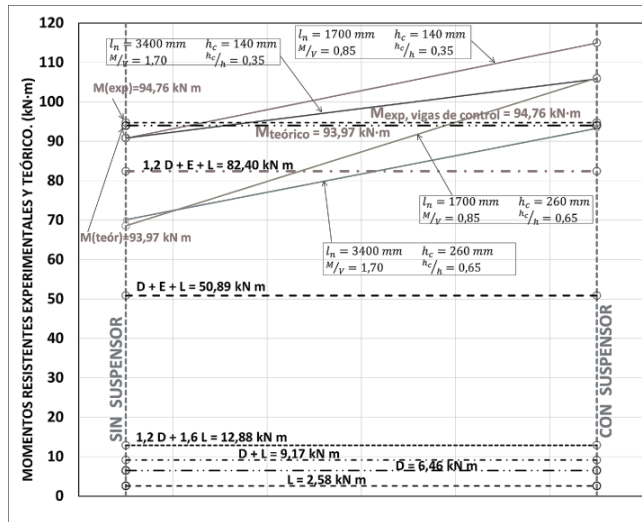


Figura 11. Comparación de las resistencias experimentales y teóricas de los especímenes.

Fuente: Los autores.

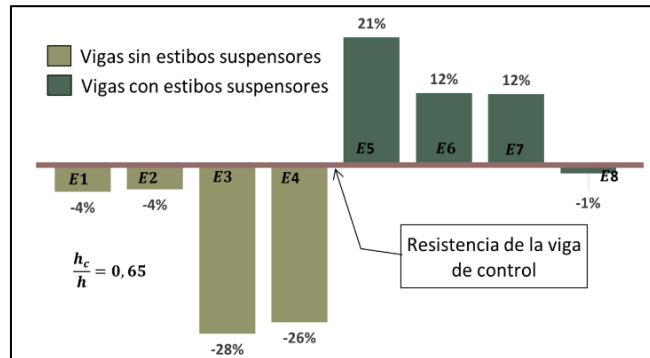


Figura 12. Porcentaje de reducción o aumento de la resistencia a cortante o momento experimental promedio respecto a la viga de control.

Fuente: Los autores.

que resulta ser la condición más favorable. Nótese como todos los valores resistentes son notablemente superiores a las solicitaciones determinadas por medio de ETABS y expuestos en el epígrafe 2.2.

La Fig. 12 ilustra de manera sintetizada la influencia de las variables independientes consideradas, a partir de la agrupación de casos. Nótese el efecto benéfico antes descrito del uso de los estribos suspensores. Cuando no se utilizan estribos suspensores la reducción de la resistencia, en presencia de nudos híbridos con alto grado de perturbación ($h_c/h = 0,65$), es cercana a un 30 %, con independencia de la relación M/V en la sección de ubicación del nudo, en tanto resulta de sólo un 4 % cuando el grado de perturbación es bajo ($h_c/h = 0,35$), también con independencia de M/V .

4.2. Cortante en el fallo primario por flexión

La Tabla 6 contiene la comparación entre los valores del cortante en el instante que se alcanza el fallo primario por fluencia del acero longitudinal y los valores de resistencia

Tabla 6.

Comparación entre los valores del cortante en el fallo primario a flexión y los valores teóricos de la resistencia teórica a cortante.

Experi- mento	Cortante de fallo experimental a flexión			Resistencia teórica al cortante (kN)
	Espécimen 1 (kN)	Espécimen 2 (kN)	Promedio	
E1	110,73	100,82	105,77	346,52
E2	49,48	53,33	51,40	345,41
E3	78,27	81,01	79,64	346,51
E4	41,67	36,72	39,19	345,40
E5	134,52	133,96	134,24	399,07
E6	60,04	60,41	60,22	397,97
E7	124,04	123,55	123,79	399,07
E8	51,71	53,96	52,83	397,96
E9	110,53	110,83	110,68	346,52
E10	53,68	53,51	53,59	345,41

Fuente: Los autores.

teórica a cortante. Para la resistencia teórica mostrada en la Tabla 6 se usan fórmulas a las que se sumó la resistencia que aportan los estribos suspensores que atraviesan las grietas, cuya contribución a la resistencia al cortante puede calcularse como $V_s = A_{sus} \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} (\sin \cdot 45^\circ + \cos \cdot 45^\circ) = 52,55 \text{ kN}$.

La resistencia teórica total al cortante es la suma de la contribución del hormigón, los estribos verticales y los estribos suspensores tal como se exponen en la columna resistencia teórica al cortante de la Tabla 6.

Los resultados de la Tabla 6 indican que la resistencia a cortante teórica es considerablemente superior a la experimental de todos los especímenes, pues se trata de una viga sub-reforzada que falla por la fluencia del acero a tracción antes de que alcance la resistencia máxima a cortante.

4.3. Procesamiento estadístico para la respuesta momento resistente

Este apartado contiene el procesamiento estadístico del experimento 2³, realizado con la ayuda del software STATGRAPHICS [30]. Se determina la influencia de las tres variables independientes definidas: relación momento/cortante (M/V), relación altura del nudo/altura de la viga (h_c/h) y uso de estribos suspensores (S_n), en el momento resistente. La Tabla 7 muestra la significación de las variables independientes en la respuesta momento resistente, por medio de valor del valor-p, así como el ajuste del modelo caracterizado por el coeficiente de determinación múltiple R^2 .

Tabla 7.

Significación de las variables independientes y ajuste del modelo.

Variable Independiente	Resistencia a Flexión
Interacciones	Valor-P
A: M/V	0,025
B: h_c/h	0,000
C: S_n	0,000
AB: $M/V \Leftrightarrow h_c/h$	0,769
AC: $M/V \Leftrightarrow S_n$	0,013
BC: $h_c/h \Leftrightarrow S_n$	0,019
R^2	97,30 %
$M/V = \frac{\text{momento}}{\text{cortante}}$	$h_c/h = \frac{\text{altura nudo}}{\text{altura viga}}$
	$S_n = \text{suspensor}$

Fuente: Los autores.

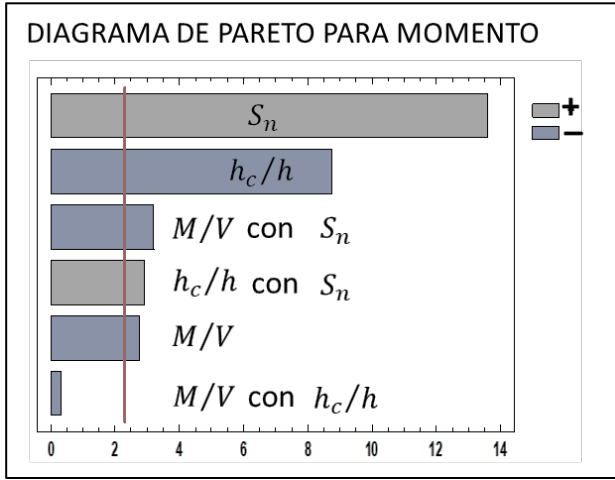


Figura 13. Diagrama de Pareto estandarizado para la respuesta momento resistente.

Fuente: Los autores.

Por contar con valores- p menores que 0,05, son significativas todas las variables independientes y sus interacciones con un 95 % de confianza, excepto la interacción AB ($M/V \Leftrightarrow h_c/h$) con valor- p mayor que 0,05. La Fig. 13 confirma la influencia en la respuesta momento resistente de las variables independientes y sus interacciones, por medio del diagrama de Pareto estandarizado, donde la longitud de cada barra es proporcional al valor del estadístico- t calculado para el efecto correspondiente. En la Fig. 13 se aprecia que la variable independiente asociada a la utilización de los estribos suspensores es la más influyente en la respuesta; se confirma que la utilización de estribos suspensores aumenta sensiblemente el momento resistente.

La segunda variable independiente más influyente es h_c/h ; se corrobora que su nivel máximo (0,65) conduce a un decrecimiento de la respuesta. La ec. (1) del modelo ajustado (1), cuyos términos ya fueron descritos (excluyendo la interacción AB), permite predecir la respuesta del momento resistente con un nivel de confianza de un 95 % y un coeficiente de determinación R^2 igual a 97,30 %.

$$M = 92,56 - 2,54 \frac{M}{V} - 8,05 \frac{h_c}{h} + 12,49 S_n - 2,94 \frac{M}{V} \cdot S_n + 2,69 \frac{h_c}{h} \cdot S_n \quad (1)$$

La Fig. 14 muestra diferentes superficies de respuesta, que resultan de analizar el comportamiento del momento resistente cuando una de las variables independientes adopta como valor fijo el nivel mínimo o el máximo, y las dos restantes se consideran variables entre sus límites, dando lugar a una familia de 6 superficies de respuesta. Las superficies de respuesta corroboran los resultados que muestra el diagrama de Pareto estandarizado. Puede apreciarse claramente que el efecto benéfico del uso de estribos suspensores es mayor en especímenes donde prevalece el cortante en la sección de ubicación del nudo híbrido ($M/V = 0,85$ m).

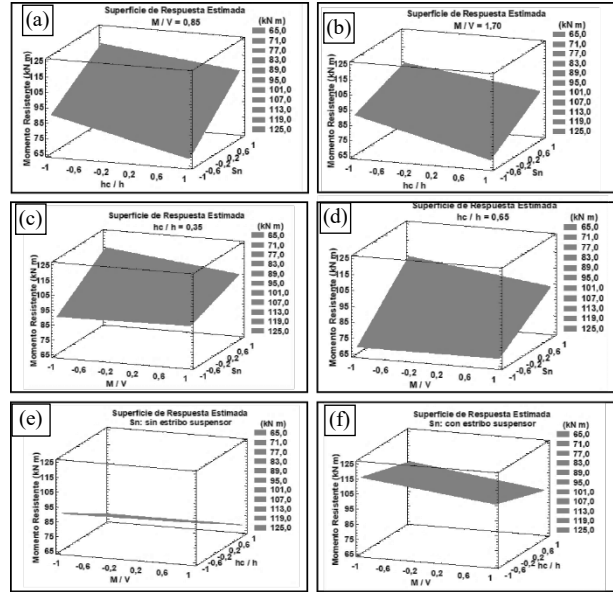


Figura 14. Superficies de respuesta para momento resistente. (a) Para $M/V = 0,85$ m. (b) Para $M/V = 1,70$ m. (c) Para $h_c/h = 0,35$. (d) Para $h_c/h = 0,65$.

(e) Para S_n sin estribos suspensores. (f) para S_n con estribos suspensores. Fuente: Los autores.

Las vigas con perturbación mayor ($h_c/h = 0,65$) que no cuentan con estribos suspensores presentan una afectación mayor de la resistencia que sus similares con perturbación menor ($h_c/h = 0,35$). El incremento de resistencia a expensas de la colocación de estribos suspensores es mayor en las vigas con mayor perturbación respecto a sus similares con menor perturbación. Finalmente, todas las vigas con estribos suspensores muestran valores mayores que sus similares sin estribos suspensores.

5. Conclusiones

- Se obtuvo una alta correspondencia entre la resistencia experimental promedio de las vigas de control y la resistencia teórica, así como entre el comportamiento y resistencia de todas las parejas de especímenes ensayados, todo lo que es indicativo de una buena caracterización de los materiales, de la fiabilidad de los procedimientos de ensayos utilizados, y de la uniformidad y consistencia de los resultados.
- El procesamiento estadístico de los datos permitió definir, como se esperaba, que las variables independientes consideradas no influyen significativamente en la rigidez de las vigas, lo que conduce a la consideración de una rigidez promedio experimental para todos los especímenes.
- Del procesamiento estadístico se concluye que son significativas todas las variables independientes seleccionadas y sus interacciones con un 95 % de confianza, excepto la interacción AB ($M/V \Leftrightarrow h_c/h$). El modelo ajustado (ecuación 3.1) permite predecir la respuesta resistencia a momento flector con un nivel de confianza de un 95 % y un coeficiente de determinación R^2 igual a 97,30 %, lo que resulta muy apropiado.
- La variable independiente asociada a la utilización de los

estribos suspensores es la más influyente en la respuesta resistencia a momento flector. Sobre su utilización puede abundarse que el efecto benéfico es mayor en especímenes donde prevalece el cortante en la sección de ubicación del nudo híbrido. Así mismo, el incremento de resistencia a expensas de la colocación de estribos suspensores es más notable en las vigas con perturbación mayor respecto a sus similares con menor perturbación.

- La segunda variable independiente más influyente es h_c / h , que caracteriza el grado de perturbación; se corrobora que su nivel máximo (0,65) conduce a un decrecimiento sensible de la respuesta.
- La resistencia a cortante es considerablemente superior a la experimental en todos los especímenes, pues se trata de una viga sub-reforzada que tienen fallos primarios por la fluencia del acero a tracción, seguida luego por fallos relacionados con el cortante por tensión diagonal y adherencia por cortante, y no se observó fallos por cortante puro. La resistencia de los especímenes se beneficia por la presencia de los estribos que restringen el crecimiento de las grietas, mejoran la capacidad de adherencia, evitan fallos por desgarramiento, e incrementa la resistencia en la zona comprimida de la viga.
- Dado que han sido utilizados estribos suspensores con una única inclinación de 45° , resulta conveniente evaluar por medio de la modelación numérica la influencia en la resistencia a momento flector de la consideración de otros grados de inclinación mayores o menores a 45° .
- Resulta conveniente la valoración por medio de la modelación numérica de la influencia de la resistencia a la compresión del hormigón en la resistencia a momento flector, para en correspondencia con los resultados decidir si es pertinente incorporarla como variable independiente en el diseño estadístico del experimento y obtener los valores de origen numérico necesarios para el procesamiento estadísticos de los resultados del diseño estadístico ampliado.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a las autoridades de la Universidad Técnica de Manabí, a su rector y al decano de la Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Químicas por apoyo y recursos que se facilitaron para la realización de los ensayos experimentales.

Bibliografía

- [1] SDI-N: 'Non Composite Steel Floor Deck', in Editor 'Book Non Composite Steel Floor Deck' Steel Deck Institute, [online]. 2017. Available at: <https://drive.google.com/file/d/14taIqmcHzAQBZ0jitrUrlJxSaCLghJ/view?usp=sharing>
- [2] SDI-C: 'Composite Steel Deck Floor Deck-Slabs', in Editor 'Book Composite Steel Deck Floor Deck-Slabs'. Steel Deck Institute, [online]. 2017. Available at: <https://drive.google.com/file/d/1kTJ2v3dqduCXWx3fKBbYOiJvmlad3/view?usp=sharing>
- [3] Schlaich, J., Schäfer, K., and Jennewein, M., Toward a consistent design of structural concrete, PCI Journal, [online]. 32(3), pp. 74-150, 1987. Available at: https://www.researchgate.net/profile/Michael-Kotsovos/publication/248122582_Toward_a_Consistent_Design_of_Structural_Concrete/links/59cc94c80f7e9bbfd3f7515/Toward-a-Consistent-Design-of-Structural-Concrete.pdf
- [4] ACI-445: Diseño de hormigón estructural usando modelos de bielas y tirantes, in: Editor Book Diseño de hormigón estructural usando modelos de bielas y tirantes, [online]. 2009. Available at: https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=445221&Language=English&Units=US_AND_METRIC
- [5] Darwin, D., Dolan, C.W., and Nilson, A.H., Design of concrete structures McGraw-Hill Education, [online]. 2016 Available at: <https://construccion.uv.cl/docs/textos/coleccion03/TEXT0.12.Desing ofConcreteStructures.pdf>
- [6] Castañeda, E., and Mieles, Y., Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016, Revista Ingeniería de la Construcción, 32(3), art. 0157, 2017. DOI: <https://doi.org/10.4067/S0718-50732017000300157>
- [7] Wu, C., Liu, J., Tan, W., and Wang, P., Seismic behavior of composite interior joints of prefabricated H-shaped steel reinforced concrete column-steel beam, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.11.008>
- [8] Das, R., Steensels, R., Dragan, D., Vandoren, B., and Degée, H., Characterization and optimization of a steel beam to RC wall connection for use in innovative hybrid coupled wall systems, 2020, pp. 111-125. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.10.011>
- [9] Attari, N., Azadvar, N., and Alizadeh, S., Numerical investigation of cover plate in RCS connections, Scientia Iranica, 27, pp. 10-24, 2020. DOI: <https://doi.org/10.24200/sci.2018.20564>
- [10] Zhou, Q.-s., Fu, H.-w., Ding, F.-x., Liu, X.-M., Yu, Y.-j., Wang, L.-p., Yu, Z.-w., and Luo, L., Seismic behavior of a new through-core connection between concrete-filled steel tubular column and composite beam, Journal of Constructional Steel Research, 155, pp. 107-120, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.12.002>
- [11] Tipán, C., Modelización del comportamiento cíclico de uniones viga-columna de hormigón armado, Universitat Politècnica de Catalunya, España, [en línea]. 2019. Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/169266>
- [12] Naserifard, M., and Vetr, M.G., Parametric study on behavior of steel beam to reinforced concrete column connections in moment frames, International Journal of Steel Structures, 19(5), pp. 1511-1520, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13296-019-00226-2>
- [13] Ma, D.-Y., Han, L.-H., and Zhao, X.-L., Seismic performance of the concrete-encased CFST column to RC beam joint, experiment, Journal of Constructional Steel Research, 154, pp. 134-148, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.11.030>
- [14] Gan, D., Zhou, Z., Zhou, X., and Hai Tan, K., Seismic Behavior Tests of Square Reinforced Concrete-Filled Steel Tube Columns Connected to RC Beam Joints, Journal of Structural Engineering, 145(3), art. 04018267, 2019. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002280](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002280)
- [15] Al-Hamd, R.K.S., Gillie, M., Cunningham, L.S., Warren, H., and Albostami, A.S., Novel shearhead reinforcement for slab-column connections subject to eccentric load and fire, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 19(2), pp. 503-524, 2019. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.12.011>
- [16] Yang, X., Liu, L., and Wang, Y., Experimental test and numerical simulation of the initial crack reinforced concrete beam in bending. In: Proc. IOP Conference Series, Earth and Environmental Science [online]. 2018. Available at: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/186/2/012056/meta>
- [17] Tito-Caillagua, M., Elemento nudo para la simulación de uniones viga-columna en estructuras de hormigón, Universitat Politècnica de Catalunya, España, [en línea]. 2018. Disponible en: <http://hdl.handle.net/2117/119633>
- [18] Senthil, K., Gupta, A., and Singh, S., Computation of stress-deformation of deep beam with openings using finite element method, Advances in Concrete Construction, 6(3), art. 245, 2018. DOI: <https://doi.org/10.12989/acc.2018.6.3.245>
- [19] Javanmardi, A., Ibrahim, Z., and Ghaedi, K., Development of a new hybrid precast beam-to-column connection, IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 431, art. 112002, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/431/1/112002>

- [20] Zhao, Y., Xu, L., and Liu, B., Seismic behavior of reinforced concrete beam to concrete-filled steel tubular column connections with ring-beam, *International Efforts in Lifeline Earthquake Engineering*, pp. 489-496, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1061/9780784413234.063>
- [21] Trentadue, F., Mastromarino, E., Quaranta, G., Petrone, F., Monti, G., and Marano, G.C., Bending stiffness of truss-reinforced steel-concrete composite beams, *Open Journal of Civil Engineering*, 4(03), pp. 285, 2014. DOI: <https://doi.org/10.4236/ojce.2014.43024>
- [22] Sahun, G., Modelo no lineal de uniones viga-columna sometidas a acciones sísmicas, [en línea]. 2014. Disponible en: https://scholar.google.es/scholar?hl=es&as_sdt=0%2C5&q=Modelo+no+lineal+de+uniones+viga-columna+sometidas+a+acciones+s%C3%ADsmicas%E2%80%99&btnG=
- [23] Meas, K., Li, B., and Pham, T.P., Experimental and numerical studies on the seismic performance of RC interior beam-column joints, *Advances in Structural Engineering*, 17(2), pp. 233-247, 2014. DOI: <https://doi.org/10.1260/1369-4332.17.2.233>
- [24] Alvarez, O., y Cházaro, C., Construcción compuesta acero-concreto. GERDAU CORSA-IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, México, 2014.
- [25] Mieles, Y., Larrúa, R., y Pardo, M., Estado del arte sobre experimentación y modelación de nudos híbridos de hormigón armado y acero, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(2), pp. 330-363, 2021. DOI: <https://doi.org/10.24133/riie.v26i2.2047>
- [26] Mieles, Y., y Larrúa, R., Modelo puntal tensor para un nudo híbrido viga de hormigón y viga de acero bajo cargas gravitatorias, *Revista Ingeniería de Construcción*, 34(3), art: 0330, 2019. DOI: <http://doi.org/10.4067/S0718-50732019000300330>
- [27] Mieles, Y., Larrúa, R., and Alcívar, S., Experiment design for beams with hybrid nodes, *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería - Universidad de Zulia*, 2, pp. 104-109, 2020.
- [28] Montgomery, D., Diseño y análisis de experimentos, 2017, 8^{va} ed. [en línea]. 2017. Disponible en: https://www.academia.edu/9101936/Dise%C3%B1o_y_an%C3%A1lisis_de_experimentos_Douglas_C_Montgomery
- [29] Sampieri, R.H., Metodología de la Investigación, [en línea]. 2014. Disponible en: https://www.uv.mx/personal/cbustamante/files/2011/06/Metodologia-de-la-Investigaci%C3%83%C2%B3n_Sampieri.pdf
- [30] Statgraphics, Statgraphics Centurion XV, StatPoint, USA, [online]. 2006. Available at: <https://www.statgraphics.net/wp-content/uploads/2015/03/Centurion-XVII-Manual-Principal.pdf>

Y.I. Mieles-Bravo, Dr. en Ciencias Técnicas en 2022, por la Universidad Tecnológica de La Habana, Cuba. MSc. en Ciencias de la Ingeniería, mención estructuras, en 2008, por la Universidad Técnica de Manabí. Ing. Civil en 2001, de la Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. Diplomado en Tecnología para la Construcción Sismo-resistente en el Building Research Institute de Japón en 2017. Es profesor agregado desde el 2009, en el área de estructuras de la carrera de Ingeniería Civil, Departamento de Construcciones Civiles de la Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, Ecuador.
ORCID: 0000-0002-2864-2625

S. Alcívar-Moreira, es Ing. Civil en 2012, de la Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. MSc. en Ingeniería Estructural y Geotécnica en 2014, de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Candidato a Dr. en la Universidad de Alicante; Diplomado en Tecnología para la Construcción Sismo-resistente en el Building Research Institute de Japón, 2017. Diplomado en Evaluación de Escenarios para la Reducción de Riesgo de Desastres de Origen Natural en 2019, de la P. Universidad Católica de Chile. Profesor auxiliar tiempo completo del Departamento de Construcciones Civiles de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas de la Universidad Técnica de Manabí, Ecuador. Asignaturas impartidas como docente: Ingeniería Sísmica, Hormigón Armado III, Hormigón Armado I, Estructuras Metálicas y Hormigón Pretensado. Especializado en análisis y diseño de estructuras sismo resistentes.
ORCID: 0000-0001-8430-0534