



Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería, Universidad
del Zulia
ISSN: 0254-0770
revistatecnica@gmail.com
Universidad del Zulia
República Bolivariana de Venezuela

Carlos Alberto Romero Romero; Franklin Paul Verdugo Astudillo; Julio Sebastián
Bejarano Saritama; José Domingo Alviar Malabet; Nelson Andrés López Machado
Comportamiento experimental de conexiones soldadas entre tubos cuadrados de acero
conformados por perfiles G de 60x30x10x2 y 80x40x15x3 mm sometidas a carga monotónica
Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería,
Universidad del Zulia, vol. 44, núm. 2, 2021, pp. 92-103
Universidad del Zulia
Maracaibo, República Bolivariana de Venezuela

Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=605772531005>

- Cómo citar el artículo
- Número completo
- Más información del artículo
- Página de la revista en redalyc.org

Comportamiento experimental de conexiones soldadas entre tubos cuadrados de acero conformados por perfiles G de 60x30x10x2 y 80x40x15x3 mm sometidas a carga monotónica

Carlos Alberto Romero Romero^{1*}, Franklin Paul Verdugo Astudillo¹, Julio Sebastián Bejarano Saritama¹, José Domingo Alviar Malabet¹, y Nelson Andrés López Machado²

¹Universidad Politécnica Salesiana, Avenida Morán Valverde y Rumichaca, PB EC170105, Quito, Ecuador

²Doctorado en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica, Santiago de Chile, 7560801, Chile

*Autor de correspondencia: cromero@ups.edu.ec

<https://doi.org/10.22209/rt.v44n2a04>

Recepción: 04 de julio de 2020 | Aceptación: 05 de marzo de 2021 | Publicación: 01 de abril 2021

Resumen

En el Ecuador se ha incrementado el uso de conexiones con tubulares cuadrados de acero en viviendas y centros comerciales. Sin embargo, no existe una normativa que explique su comportamiento. En esta investigación se evaluó el comportamiento experimental de dicha conexión. Para ello, se realizaron ensayos donde se analizó el comportamiento elastoplástico de juntas soldadas con tubos cuadrados de acero conformados por perfiles G de 60x30x2 y 80x40x3 mm, sometidas a carga monotónica. Cada prueba consistió en imponer carga progresiva en la conexión superior del pórtico, para medir los desplazamientos y distorsión de la geometría de los elementos unión viga-columna de la conexión inferior. Los resultados evidencian que la carga de colapso experimental en los pórticos 1, 2 y 3 (conexión sin refuerzo) disminuyó 12,82 % con respecto al valor teórico, mientras que en los pórticos 4, 5 y 6 (conexión reforzada) se incrementó en 14,96 %. El reforzamiento está conformado por platinas instaladas en la columna de la conexión inferior. Con ello, se ha evitado la falla por pandeo local y se ha garantizado la formación de rótulas plásticas en la viga de la unión soldada, cumpliendo así el criterio de viga débil-columna fuerte.

Palabras clave: carga monotónica; conexión soldada; perfiles G; rótula plástica.

Experimental behavior of welded connections between square steel tubes conformed by G profiles of 60x30x10x2 and 80x40x15x3 mm subjected to monotonic load

Abstract

In Ecuador, the use of square tubular steel connections has been increased in houses and shopping centers. However, there is no regulation that explains the connection's behavior. In this research, the experimental behavior of this connection was evaluated. Because of this, tests were carried out where the elastoplastic behavior of welded joints with square steel tubes conformed by G profiles of 60x30x2 and 80x40x3 mm, subjected to monotonic load, were analyzed. Each test consisted of imposing progressive load on the upper connection of the frame, in order to measure the displacements and distortion of the geometry of the beam-column connection elements of the lower connection. The results show that the experimental collapse load in frames 1, 2 and 3 (connection without reinforcement) decreased 12.82 % in comparison to the theoretical value, meanwhile, the collapse for frames 4, 5 and 6 (reinforced connection) increased by 14.96 %. The reinforcement was made up of plates installed in the column of the lower

connection. With this, the failure due to local buckling has been avoided and the formation of plastic hinges in the beam of the welded joint has been guaranteed, thus fulfilling the criterion of weak beam-strong column.

Key words: monotonic load; welded connection; G profiles; plastic hinge joint.

Introducción

Hasta hace poco tiempo el comportamiento elástico de los materiales (Hibbeler, 2017) era utilizado para el diseño de estructuras (Kassimali, 2015), debido al escaso conocimiento que se tenía del comportamiento de los materiales sometidos a deformaciones superiores a las elásticas. Sin embargo, avances importantes en modelos basados en la teoría de pórticos, han tratado de representar las etapas del comportamiento real de las estructuras, es así como se desarrollan los modelos plásticos no lineales que considera grandes desplazamientos y deformaciones, bajo solicitudes estáticas y dinámicas (NEC-SE-CG, 2014; NEC-SE-DS, 2014).

Por lo antes expuesto, Ugarte *et al.* (2006) evaluaron el comportamiento de tubulares cuadrados a flexión con carga monótona del cual se implementa su modelación con el programa Abaqus. Sin embargo, el estudio se centra en elementos tubulares sin refuerzo. Carapaz (2015) estudió el comportamiento de tubulares de acero sometidos a carga axial con la alternativa de llenar internamente el tubular con concreto. González (2016) evaluó el comportamiento de uniones empernadas de tubulares cuadrados conformados en frío sin usar platinas de refuerzo y soldadura como elemento de unión. Fadden (2013) hizo el estudio de la conexión entre elementos tubulares cuadrados conformados en frío sometidos a cargas monótonas y cíclicas, el reforzamiento consistió en colocar una plancha rigidizadora que envuelve el perímetro de la columna y descansa sobre las alas de la viga en el tope y la base utilizando soldadura de penetración completa.

Rezaifar y Younesi (2017) realizaron el estudio analítico de la conexión viga-columna con rigidizadores trapezoidales soldados a las alas de vigas tipo I, diferente al caso propuesto en el presente estudio donde se colocan platinas que envuelven el perímetro de la columna de sección cuadrada.

Una de las formas constructivas muy utilizadas en el Ecuador es unir perfiles G doblados en frío (Novacero, 2017) y conformar tubulares de acero de sección cuadrada mediante el uso de soldadura en filete o penetración completa. Sin embargo, existe incertidumbre en el comportamiento plástico de la conexión soldada viga-columna entre estos elementos (Pellicer, 2014).

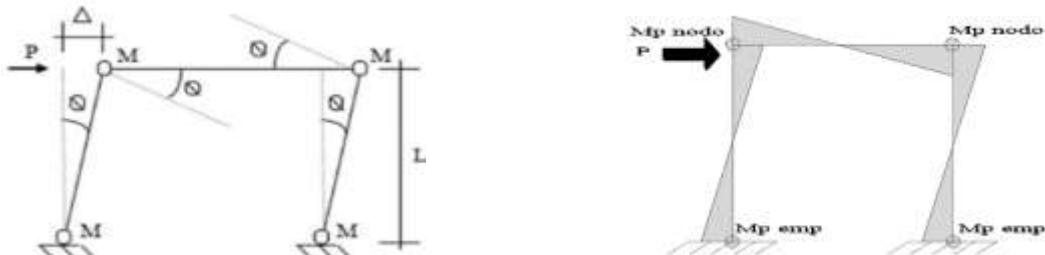
Por lo antes expuesto, en esta investigación, se evaluó el comportamiento de dicha conexión mediante ensayos experimentales, para así apreciar la distorsión de la sección trasversal de la viga y columna de la conexión soldada (sin y con refuerzo) (Romero, 2010).

Los ensayos experimentales permitieron analizar el comportamiento elástico y plástico de los elementos de la unión soldada, lo cual es fundamental para evitar posibles mecanismos de fallas que pudieran ocurrir en la edificación (NEC-SE-AC, 2014), sobre todo, si el nudo no cumple con el criterio viga débil-columna fuerte (ANSI/AISC, 2010).

Materiales y Métodos

Determinación de la carga de colapso en los pórticos ensayados

La carga de colapso de los pórticos ensayados fue determinada con la teoría de análisis plástico (Seguí, 2013). Para esto se propone un mecanismo de colapso (Figura 1).



Mecanismo de colapso en los pórticos.

Mecanismo por rótulas plásticas.

Figura 1. Análisis plástico del mecanismo de colapso de pórticos (Seguí, 2013).

Los cálculos se realizaron empleando la Ecuación 1 (Seguí, 2013).

$$W_{\text{ext}} = W_{\text{int}} \quad (1)$$

Donde:

W_{ext} ; es trabajo externo; W_{int} es trabajo interno.

$$\begin{aligned} P\Delta &= 2(Mp_{\text{emp}} + Mp_{\text{nodo}}) * \theta, \text{ pero } \Delta \text{ es igual a } \Delta = \theta * L, \text{ entonces} \\ P * \theta * L &= 2(Mp_{\text{emp}} + Mp_{\text{nodo}}) * \theta \end{aligned}$$

De aquí Mp_{emp} es igual a Mp_{nodo} la carga de colapso "P". Los cálculos se realizaron empleando la Ecuación 2.

$$P = \frac{4M_n}{L} = \frac{4 * 1,25 * S_e * F_y}{L} \quad (2)$$

Donde:

M_n es momento nominal plástico; S_e es módulo de sección elástico (AISI, 1996); F_y es esfuerzo de fluencia (Cervera, 2015); L es longitud del elemento, establecida en 45 cm; 1,25 factor de forma para pasar del momento elástico al momento plástico.

Sustituyendo en la Ecuación 2, las propiedades mecánicas 1,25 S_e , F_y , y L , como se muestra en la Tabla 1, la carga "P" en cada caso resultó:

Tabla 1. Carga de colapso en los pórticos ensayados.

Pórtico	S_e (cm ³)	F_y (kgf/cm ²)	L (cm)	P (N)
Pórtico 1 viga y columna tubo cuadrado 60x60x2mm	9,22	2531	45	25436
Pórtico 2 viga y columna tubo cuadrado 80x80x3mm	24,52	2531	45	67646
Pórtico 3 viga tubo cuadrado 60x60x2mm columna tubo cuadrado 80x80x3mm	24,52	2531	45	67646

Se: módulo de sección elástico, F_y : esfuerzo de fluencia, L: longitud del elemento, P: carga aplicada.

Análisis y diseño del marco soporte indeformable

La geometría del marco rígido de ensamblaje a los pórticos ensayados se muestra en la Figura 2.

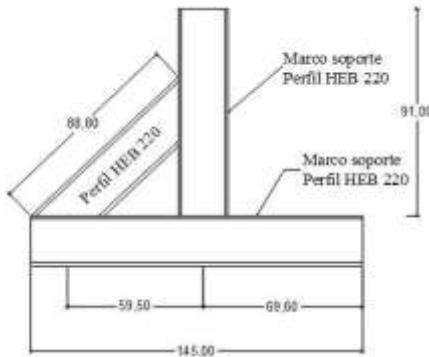
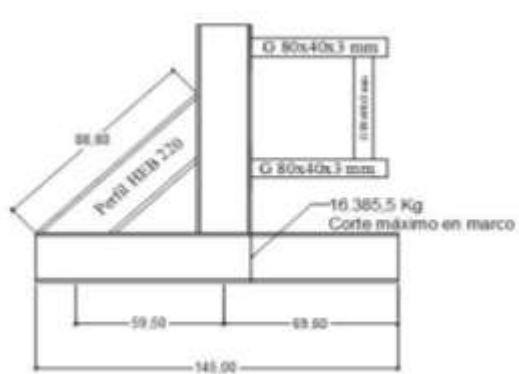
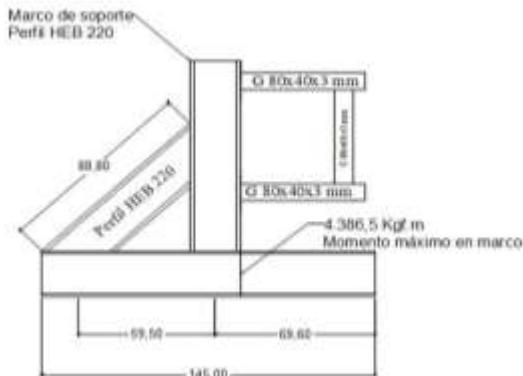


Figura 2. Geometría del marco rígido de ensamblaje a los pórticos ensayados.

El análisis del marco fue desarrollado con el programa SAP 2000 (2017), mientras el diseño por flexión y revisión por corte fue realizado con la teoría de esfuerzo permisible (McCormac, 2012). Los cálculos se realizaron empleando las Ecuaciones 3 y 4 utilizando una carga en condición de servicio de 78.453 N es decir aproximadamente 1,2 veces más a la carga de colapso 67.646 N del pórtico más rígido ensayado, con esto el corte y momento máximo resultó: 16.381,5 Kgf y 4.386,5 Kgf.m (Figura 3).



Corte máximo marco soporte.



Momento máximo marco soporte.

Figura 3. Análisis del marco soporte en el programa (SAP 2000, 2017).

$$F_b = 0,60 F_y \geq f_b = \frac{M}{S_x} \quad (3)$$

Donde:

F_b es esfuerzo permisible a flexión; F_y es esfuerzo de fluencia del acero; f_b es esfuerzo actuante a flexión; M es momento actuante; S_x es módulo de sección elástico.

$$F_v = 0,40 F_y \geq f_v = \frac{V}{A_w \cdot d} \quad (4)$$

Donde:

F_v es esfuerzo permisible a corte; V es corte actuante; A_w es espesor del alma del perfil; d es altura del alma; F_y es esfuerzo de fluencia del acero.

Sustituyendo el momento máximo condición de servicio 43.8650 kgf.cm, en la Ecuación 3, el módulo de sección elástico S_x resultó:

$$S_x = \frac{M}{0,6 \cdot F_y} = \frac{43.8650}{0,6 \cdot 2.531} = 288,85 \text{ cm}^3$$

Con este resultado fue seleccionado un perfil HEB160 (Novacero, 2017). Sin embargo, para evitar la falla por corte fue seleccionado un perfil HEB220 que al sustituir en la Ecuación 4, el valor del área del alma del perfil 17,86 cm² y fluencia 2.531 kg/cm² (ASTM, 2014), el esfuerzo cortante actuante resultó:

$$f_v = \frac{16.381,5 \text{ kgf}}{17,86 \text{ cm}^2} = 917,2 \text{ kgf/cm}^2 \leq 1.012,4 \text{ 2 kgf/cm}^2$$

Cálculo de las platinas de refuerzo

Para determinar las dimensiones de la platinas de refuerzo fue considerada la conexión viga-columna de sección trasversal cuadrada conformada por perfiles G 80x80x3 mm y el fundamento teórico de que el momento resistente de la columna debe ser 1,10 veces mayor que el de la viga (NEC-SE-AC, 2014). Para esto fue elaborada una hoja de Excel cuyos datos se muestran en la Tabla 2 y resultados en la Tabla 3.

Tabla 2. Datos de entrada columna reforzada con pletina de 25x2 mm.

Datos del perfil en mm/cm		
h	84	8,40
b	42	4,20
h ₁	15	1,50
t	3	0,30
r	3	0,30

h: altura del perfil, b: ancho del perfil, h₁: longitud de doblez de ala, t: espesor, r: radio de curvatura.

Tabla 3. Resultados del cálculo del momento nominal plástico de la columna reforzada.

Perfil sin refuerzo	Perfil con refuerzo	(e) (mm)
W _x (cm ³)	12,26	13,59
M _n (Kgf.cm)	77.751	85.984

W_x: módulo de sección, M_n: momento nominal plástico, e: espesor de platinas de refuerzo.

De los resultados se observa que el momento nominal de la sección con refuerzo (platinas de espesor 2 mm) es 85.984 Kgf.cm es decir 10,58 % mayor al de la sección sin refuerzo el cual es 77.751 Kgf.cm.

De aquí se obtuvo un espesor de platinas de 2 mm. Sin embargo, fue seleccionada una platinas comerciales (Novacero, 2017), del espesor del tubo más rígido, es decir 3 mm y ancho 25 mm.

Ensayos realizados

Las propiedades mecánicas de los perfiles G que fueron soldados para conformar la sección cuadrada de la conexión viga-columna de los pórticos ensayados se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4. Propiedades mecánicas de los perfiles G conformados en frío (Novacero, 2017).

Perfiles G (mm)	Área cm ²	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	h/e
60x30x10x2	2,54	14,88	5,28	4,90	30
80x40x15x3	5,11	49,04	10,85	12,26	27

I_x: inercia en dirección x, I_y: inercia en dirección y,
W_x: módulo de sección, h/e: relación altura/espesor.

La geometría de los pórticos sin y con refuerzo ensayados se muestra en las Figuras 4 y 5.

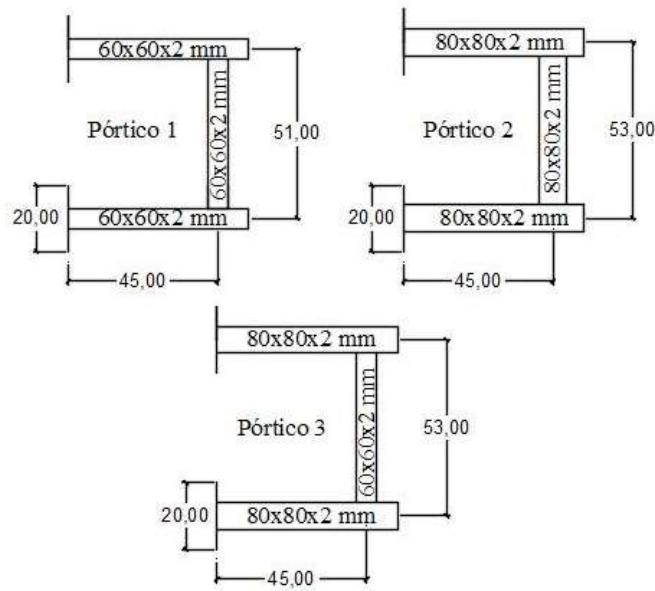


Figura 4. Geometría de los pórticos 1, 2 y 3 ensayados, sin refuerzo.

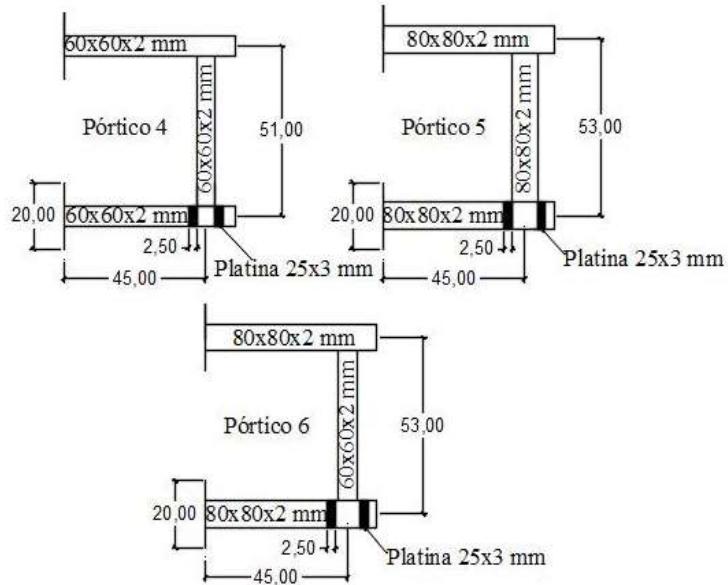


Figura 5. Geometría de los pórticos 4, 5 y 6 ensayados, con refuerzo.

El conjunto marco soporte y pórticos fue colocado en la base de la máquina universal. Cada ensayo consistió en imponer carga progresiva en la junta superior del pórtico (Figura 6a). Posteriormente, se midió en forma sistemática el desplazamiento de la junta inferior utilizando cinta métrica (Figura 6b). Luego, para evaluar la distorsión de la sección trasversal en los elementos de la conexión inferior fue necesario medir con vernier, como se muestra en la (Figura 6c) parámetros como: ensanchamiento de la sección trasversal de la columna y viga llamados (C_1) y (V_1), respectivamente.

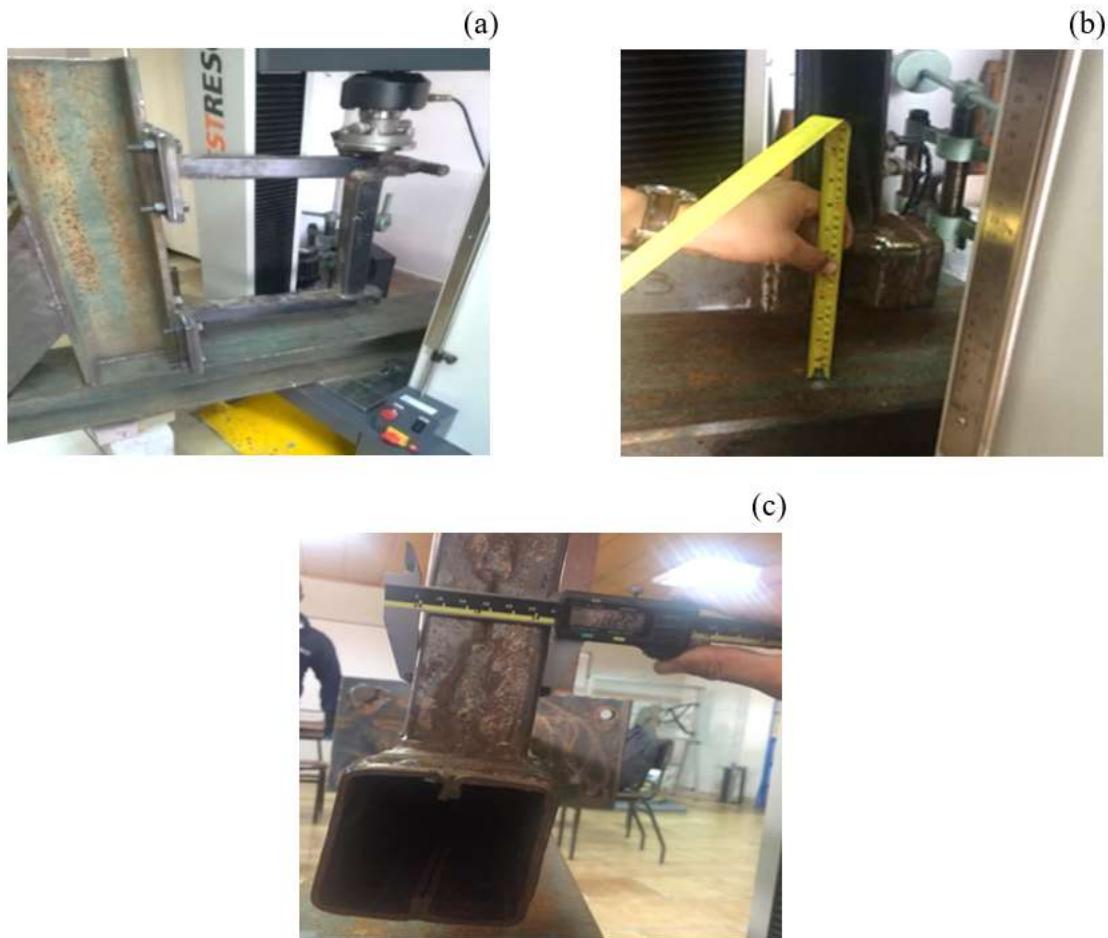


Figura 6. (a) Aplicación de carga progresiva a la junta superior de los pórticos ensayados, (b) Medición del desplazamiento de la junta inferior de los pórticos ensayados, (c) Medición con vernier del ensanchamiento de la sección transversal de los elementos de la unión soldada, (C_1) y (V_1).

Resultados y Discusión

En las Tablas 5 al 10 se muestran los resultados de los ensayos, los cuales se usaron de referencia para realización de las gráficas que se muestran en las Figuras 9 al 11; carga aplicada versus desplazamiento vertical, carga aplicada versus ensanchamiento de la sección trasversal de la columna (C_1) y carga aplicada versus ensanchamiento de la sección trasversal de la viga (V_1). La Figura 12 representa el comportamiento experimental de la conexión.

Tabla 5. Registro de datos experimentales del pórtico 1, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 60x30x10x2 mm.

Carga experimental (N)	Carga teórica (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 1	
			Columna 60x60x2 mm Ensanchamiento (C_1) (mm)	Viga 60x60x2 mm Ensanchamiento (V_1) (mm)
0	25.436	0,00	0,00	0,00
4.000		0,00	0,03	0,00
8.000		0,30	0,07	0,02
12.000		0,40	0,21	0,02
16.000		0,55	0,34	0,03

20.000	0,95	6,96	0,04
19.900	2,40	10,41	0,04

Tabla 6. Registro de datos experimentales del pórtico 2, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 80x80x15x3 mm.

Carga experimental (N)	Carga teórica (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 2	
			Columna 80x80x3 mm Ensanchamiento (C ₁) (mm)	Viga 80x80x3 mm Ensanchamiento (V ₁) (mm)
0	67.646	0,00	0,00	0,00
4.000		0,30	0,00	0,00
8.000		0,40	0,00	0,00
12.000		0,45	0,00	0,00
16.000		0,50	0,00	0,00
20.000		0,50	0,00	0,00
25.000		0,55	0,00	0,00
30.000		0,60	0,00	0,00
40.000		0,65	0,39	0,00
45.000		0,70	0,39	0,11
45.000		1,00	0,39	0,15
50.000		1,40	0,39	0,15
60.000		2,00	0,39	0,17
63.000		3,20	3,64	1,02
65.000		3,70	8,63	1,30
66.000		4,60	11,36	1,60
63.000		5,50	14,11	1,71

Tabla 7. Registro de datos experimentales del pórtico 3, viga cuadrada conformada con perfiles G de 60x30x10x2 mm y columna cuadrada conformado por perfiles G de 80x40x15x3 mm.

Carga experimental (N)	Carga teórica (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 3	
			Columna 80x80x3 mm Ensanchamiento (C ₁) (mm)	Viga 60x60x2 mm Ensanchamiento (V ₁) (mm)
0	67.646	0,00	0,00	0,00
4.000		0,20	0,00	0,00
8.000		0,30	0,00	0,00
12.000		0,40	0,00	0,00
16.000		0,50	0,00	0,00
20.000		0,60	0,05	0,00
25.000		0,80	0,30	0,15
30.000		0,90	0,92	0,18
35.000		1,05	0,95	0,20
40.000		1,40	1,07	0,37
45.000		1,61	2,12	0,51
50.000		2,00	2,38	0,58
55.000		2,50	3,21	0,68
60.000		3,50	4,37	0,77
61.000		3,70	5,37	0,96

Tabla 8. Registro de datos experimentales del pórtico 4, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 60x30x10x2 mm, columna reforzada con platinas de 25x3 mm.

Carga experimental (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 4	
		Columna 60x60x2 mm Ensanchamiento (C ₁) (mm)	Viga 60x60x2 mm Ensanchamiento (V ₁) (mm)
0	0,00	0,00	0,00

4.000	0,00	0,00	0,00
8.000	0,16	0,00	0,00
12.000	0,20	0,02	0,16
16.000	0,28	0,06	0,25
20.000	0,46	0,12	0,31
24.000	1,14	0,16	0,36

Tabla 9. Registro de datos experimentales del pórtico 5, viga y columna cuadrada conformada con perfiles G de 80x40x15x3 mm, columna reforzada con platinas de 25x3 mm.

Carga experimental (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 5	
		Columna 80x80x3 mm Ensanchamiento (C ₁) (mm)	Viga 80x80x3 mm Ensanchamiento (V ₁) (mm)
0	0,00	0,00	0,00
4.000	0,15	0,00	0,00
8.000	0,20	0,00	0,00
12.000	0,30	0,00	0,00
16.000	0,40	0,20	0,50
20.000	0,50	0,28	0,60
25.000	0,61	0,35	0,80
35.000	0,78	0,42	0,90
45.000	1,00	0,50	1,10
50.000	1,15	0,67	1,40
55.000	1,40	0,79	1,50
60.000	1,70	0,85	1,63
65.000	2,20	0,90	1,69
69.000	3,10	0,99	1,75

Tabla 10. Registro de datos experimental del pórtico 6, viga cuadrada conformada con perfiles G de 60x30x10x2 mm y columna cuadrada conformado por perfiles G de 80x40x15x3 mm, columna reforzada con platinas de 25x3 mm.

Carga experimental (N)	Desplazamiento (cm)	Pórtico 6	
		Columna 80x80x3 mm Ensanchamiento (C ₁) (mm)	Viga 60x60x2 mm Ensanchamiento (V ₁) (mm)
0	0,00	0,00	0,00
4.000	0,10	0,00	0,00
8.000	0,15	0,00	0,08
12.000	0,22	0,00	0,15
16.000	0,29	0,00	0,21
20.000	0,35	0,00	0,24
25.000	0,41	0,17	0,30
30.000	0,52	0,23	0,38
35.000	0,60	0,28	0,46
40.000	0,70	0,35	0,52
45.000	0,77	0,40	0,58
50.000	0,88	0,47	0,67
55.000	1,01	0,56	0,79
60.000	1,15	0,68	0,88
65.000	1,40	0,87	1,10
70.000	2,00	1,60	2,01

En las Tablas 5 al 7 se puede apreciar que la carga de colapso experimental en los pórticos 1, 2 y 3 (conexión sin refuerzo) disminuye en 12,82 % (media aritmética) con respecto a la teórica, esto se debe a una falla por carga excesiva que distorsiona la sección trasversal de la columna (pandeo local), formándose la rótula plástica en dicho elemento.

En las Tablas 8 al 10 se puede apreciar que la carga de colapso experimental de los pórticos 4, 5 y 6 (columna de la conexión inferior reforzada con platinas) se incrementa en 14,96 % (media aritmética), mientras que el desplazamiento con relación a los pórticos 1, 2 y 3 disminuye en 47,36 % (media aritmética). Esto se debe al aumento de la rigidez lateral del pórtico por la adición del refuerzo.

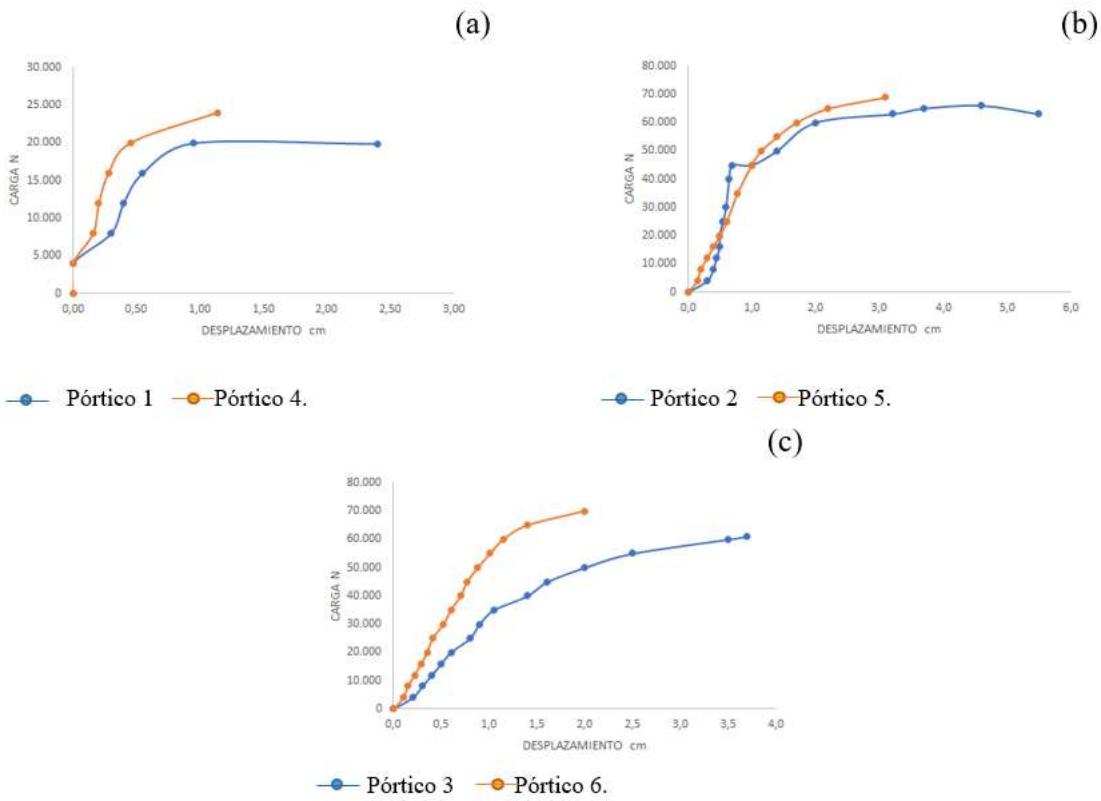


Figura 7. Carga aplicada versus desplazamiento vertical (a) pórticos 1 y 4, (b) pórticos 2 y 5, (c) pórticos 3 y 6.

En la Figura 7a se puede apreciar que la carga de colapso del pórtico 4 se incrementa con respecto al pórtico 1 en 20,6 %, mientras que el desplazamiento disminuye 52,5 %. Con relación a la Figura 9b se observa que la carga de colapso del pórtico 5 aumenta 9,52 % con respecto al pórtico 2, y el desplazamiento disminuye 43,63 %. En la Figura 9c se puede apreciar que la carga de colapso del pórtico 6 aumenta y en porcentaje representa 14,75 % con respecto al pórtico 3 y el desplazamiento disminuye 45,95 %.

El aumento de la carga de colapso o disminución del desplazamiento vertical se debe al incremento de rigidez lateral del pórtico por la adición del refuerzo “plata” en el perímetro de la columna de la unión soldada.

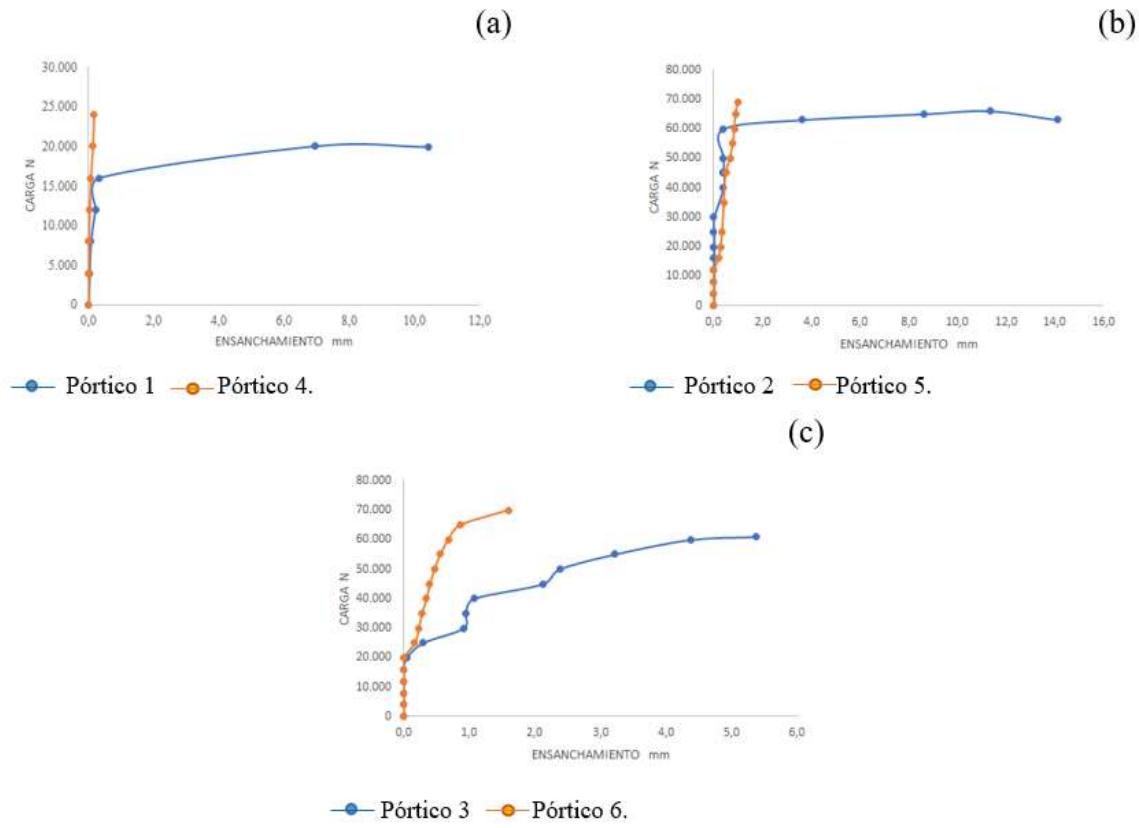


Figura 8. Carga aplicada versus ensanchamiento de la sección trasversal de la columna (C_1), (a) pórtico 1 y 4, (b) pórtico 2 y 5, (c) pórtico 3 y 6.

En la Figura 8 se aprecia el ensanchamiento (C_1) de las columnas en los pórticos 1-4, 2-5 y 3-6. Dicho ensanchamiento en el pórtico 4 (Figura 8a) disminuye 98,46 % con respecto al pórtico 1. En el caso de los pórticos 5 y 2 (Figura 8b) el porcentaje de disminución representa 92,98 %, mientras que con relación a los pórticos 3 y 6 (Figura 8c) la disminución es de 70,20 %

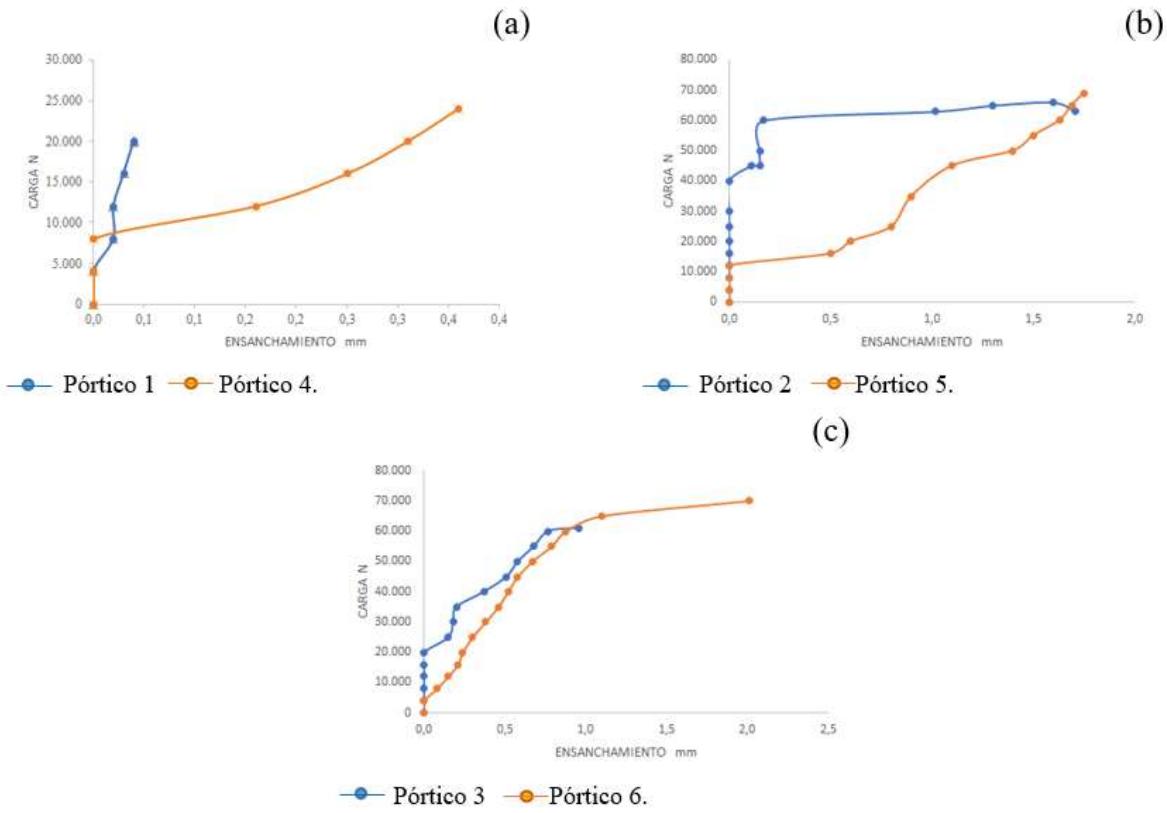


Figura 9. Carga aplicada versus ensanchamiento de la sección trasversal de la viga (V_1), (a) pórtico 1 y 4, (b) pórtico 2 y 5, (c) pórtico 3 y 6.

En la Figura 9 se aprecia el ensanchamiento de la viga (V_1) de los pórticos 1-4, 2-5 y 3-6. El ensanchamiento de la viga del pórtico 4 (Figura 9a) aumenta con respecto al pórtico 1 en 36 %. En el caso de los pórticos 5 y 2 (Figura 9b) el incremento es de 2,33 % y para los pórticos 6 y 3 (Figura 9c) el porcentaje se amplía a 109,38 %.

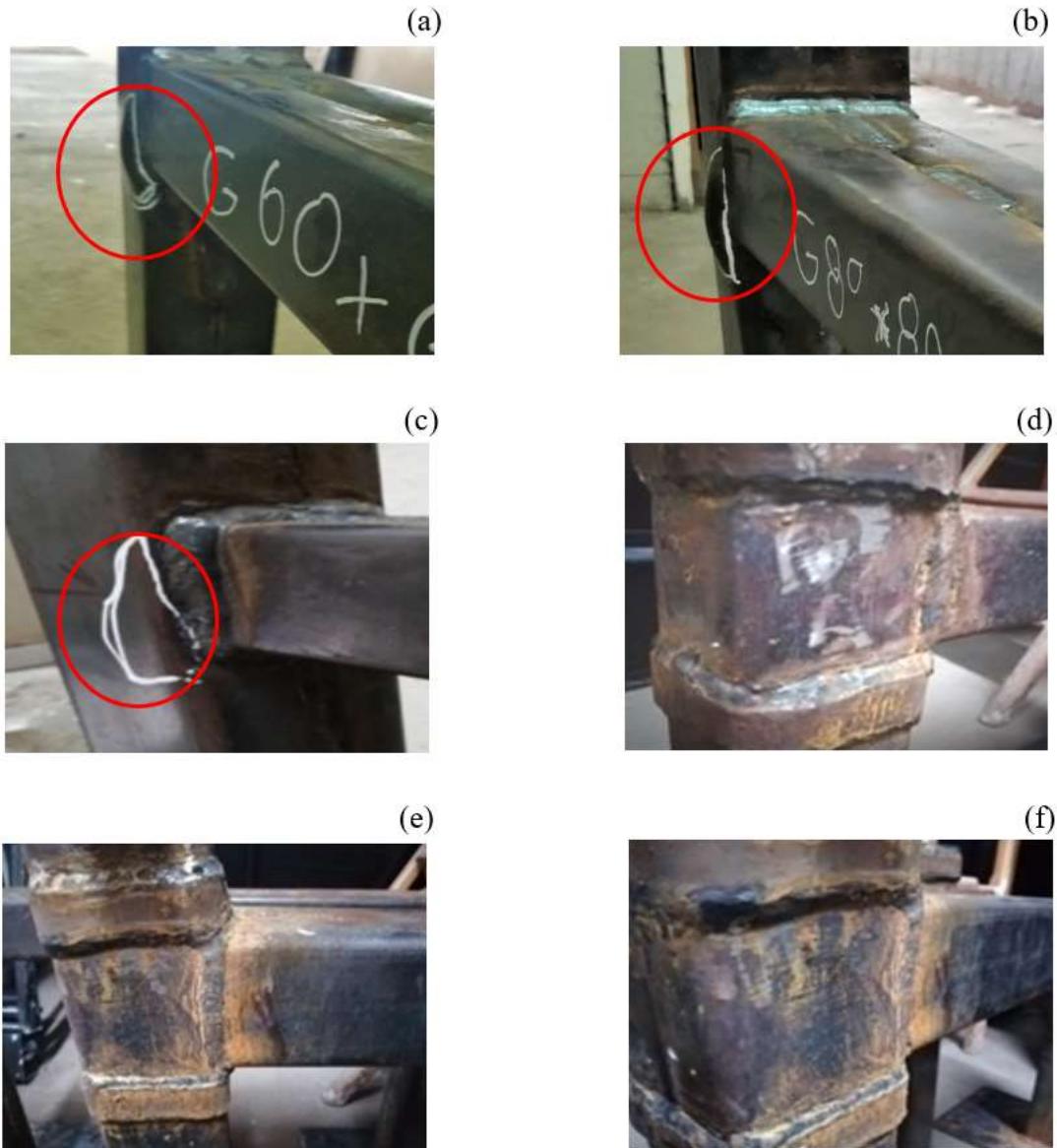


Figura 10. Pandeo local distorsión de la sección trasversal de la columna de la unión soldada (a), (b) y (c) pórticos 1, 2 y 3 (sin refuerzo). Distorsión de la sección trasversal de la viga conexión (d), (e) y (f) pórticos 4, 5 y 6 (con refuerzo).

En las Figuras 10a, 10b y 10c se muestra la falla (pandeo local) (Romero, 2019) que ocurre en la columna; se destaca la distorsión de la sección trasversal del elemento dando formación a la rótula plástica en dicho elemento de la conexión soldada. También se puede apreciar que las platinas de refuerzo instaladas en el perímetro de la sección transversal de la columna evitan la falla (pandeo local) en la columna, formándose la rótula plástica en la viga de la unión soldada (Figuras 10d, 10e y 10f), cumpliéndose con la condición de que se plastifiquen primero las vigas antes que las columnas y se desarrolle el mecanismo de disipación de energía en las vigas.

Conclusiones

Las platinas instaladas en el perímetro de la sección trasversal de la columna de la conexión inferior de los pórticos 4, 5 y 6 evita la falla (pandeo local) y garantiza la formación de la rótula plástica en la viga de la unión soldada cumpliendo así el criterio viga débil - columna fuerte.

La utilidad del presente estudio es que viviendas y centros comerciales construidos o por construir con perfiles tubulares cuadrados podrían mejorar su desempeño con la colocación de platinas de reforzamiento alrededor de la columna a fin de que se obligue a que se plastifiquen las vigas antes que las columnas, se implemente el mecanismo de disipación de energía en las vigas y se evite la formación de un mecanismo de colapso.

Se ha presentado una alternativa de reforzamiento distinta a la consultada en la literatura la cual ha producido buenos resultados en términos de ganancia en resistencia, disminución de desplazamientos, evitar el pandeo local de columnas y el garantizar la formación de rótulas plásticas en vigas como medio disipador de energía.

A futuro se recomienda realizar el estudio de la conexión viga - columna bajo cargas cíclicas y observar cómo es el comportamiento del lazo de histéresis y su mecanismo de disipación de energía al utilizar el mecanismo de reforzamiento presentado en el presente trabajo.

Referencias Bibliográficas

- AISI. (1996). *Cold formed steel design manual*. Washington: American Iron and Steel Institute (AISI).
- ASTM A-36. (2014). *Standard specification for carbon structural steel*. West Conshohocken: American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Carapaz, D. (2015). *Estudio experimental de columnas tubulares de acero rellenas de hormigón sometidas a carga axial*. Tesis de grado. Quito: Universidad Politécnica Nacional.
- Cervera, M. R., Blanco, E. D. (2015). *Resistencia de materiales* 6^{ta} ed. Barcelona: Ediciones UPC.
- ANSI/AISC. (2010). *Construcciones de acero, especificación 360-10*. Chicago: American National Standards Institute (ANSI) American Institute of Steel Construction (AISC).
- Freddy, D. (2016). *Comportamiento de conexión a momento empernada (viga-columna) entre perfiles tubulares de acero conformados en frío (HSS)*. Tesis de grado. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Hibbeler, C. (2017). *Mecánica de materiales*. 9^{na} ed. Ciudad de México: Pearson.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis estructural*. 5^{ta} ed. Ciudad de México: Cengage Learning.
- Matthew, F. (2013). *Cyclic bending behavior of hollow structural sections and their application in seismic moment frame systems*. Tesis doctoral. Michigan: University of Michigan.
- McCormac, J. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. 5^{ta} ed. Ciudad de México: Alfaomega.
- NEC-SE-CG. (2014). *Carga no sísmica*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- NEC-SE-AC. (2014). *Estructuras de acero*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- NEC-SE-DS. (2014). *Peligro sísmico diseño sismo resistente*. Quito: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Catálogo. (2017). *El acero del futuro*. Quito: Novacero.
- Pellicer, D. (2014). *Principio de construcción de estructuras metálicas* 2^{da} ed. Madrid: Bellisco.
- Romero, C. (2010). *Comportamiento de conexiones soldadas de tubos estructurales de acero de sección cuadrada sometidos a flexión monotónica*. Tesis de maestría. Maracaibo: Universidad del Zulia.
- Romero, C. (2019). Comportamiento elastoplástico de conexiones soldadas en tubos de acero de sección cuadrada sometidos a carga monotónica. *Gaceta Técnica DIC*, 20-(1), 23-29.

Rezaifar, O., Younesi, A. (2017). Analytical study of beam-to-HSS/CFT column connections by trapezoidal external stiffener. *International Journal of Steel Structures*, 17-(2), 1-14.

SAP 2000. (2017). Structural software for analysis and design. Walnut Creek: Computers and Structures, Inc. (CSI).

Seguí, W. (2013). *Steel design* 5th ed. Stanford: Cengage Learning.

Ugarte, A., Sarcos, A., Flores, J. (2006). Comportamiento de tubos cuadrados a flexión monotónica. *Boletín Técnico IMME*, 44-(2), 1-20.