



COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ENTRE CONECTORES DE CORTE ANGULARES DE DIFERENTES ESPEORES BAJO CARGAS MONOTÓNICAS Y CÍCLICAS

COMPARISON OF BEHAVIOR BETWEEN ANGLE SHEAR CONNECTORS WITH DIFFERENT THICKNESS UNDER MONOTONIC AND CYCLIC LOADINGS

Diego, Ayala¹; Carlos, Chicaiza²; Luis, Hernández³; Gabriel, Velástegui⁴; Raúl, Baquero⁵

Recibido 20/05/2021: Aprobado: 19/06/2021

DOI: <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.2.18659.27684>

RESUMEN

Los conectores de acero tipo ángulo permiten la transferencia de efectos de corte en sistemas estructurales compuestos, específicamente en la interacción entre vigas metálicas y losas de hormigón armado. Estudiar el comportamiento mecánico de este tipo de conectores resulta indispensable por su amplio uso y difusión en la construcción, debido a su bajo costo y fácil instalación en obra. El presente artículo presenta un análisis experimental en 16 probetas ensayadas mediante el método *Push-Out* descrito por el *Eurocódigo 4*, comparando conectores angulares de 4 y 6 milímetros de espesor dispuestos en 2 posiciones diferentes cada uno, expuestos ante cargas monotónicas y cíclicas. La falla típica en los conectores fue por fractura del material base por encima del cordón de soldadura. La falla en el hormigón que provocaron los conectores Tipo 2 fue por aplastamiento de las losas mostrando grietas notorias en relación con los conectores Tipo 1 que generaron fisuras pequeñas. Los especímenes con conectores Tipo 1 de 6 mm fallaron por desprendimiento entre los conectores y las losas. Los conectores Tipo 2 resultaron ser los más dúctiles que los conectores Tipo 1. Los resultados indican que los conectores Tipo 2 obtuvieron un mejor comportamiento en términos de capacidad a cortante último, ductilidad y degradación de rigidez a corte. Los conectores Tipo 1 mostraron capacidades mecánicas inferiores. Finalmente, los resultados experimentales fueron evaluados con las ecuaciones teóricas propuestas por códigos constructivos e investigaciones similares.

Palabras clave: conectores de corte; conector ángulo; ensayo *Push-Out*; cargas monotónicas; cargas cíclicas

¹Diego, Ayala. Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador. Correo: diego.ayala03@epn.edu.ec. ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-1264-5506>

²Carlos, Chicaiza Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador. Correo: carlos.chicaiza01@epn.edu.ec. ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4850-9538>

³Luis, Hernández. Ingeniero Civil. PhD. Director del Centro de Investigación de la Vivienda. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador. Correo: luis.hernandezr@epn.edu.ec. ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-5805-9318>

⁴Gabriel Velástegui. Ingeniero Mecánico. MSc. Laboratorio de Soldadura. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador. Correo: gabriel.velastegui@epn.edu.ec. ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1135-435X>

⁵Raúl, Baquero. Ingeniero Civil. Técnico del Centro de Investigación de la Vivienda. Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador. Correo: raul.baquero@epn.edu.ec. ORCID: <https://orcid.org/0000-0001-5937-7759>

ABSTRACT

The angle type steel connectors allow the transfer of shear effects in composite structural systems, specifically in the interaction between metal beams and reinforced concrete slabs. Studying the mechanical behavior of this type of connectors is essential due to its wide use and diffusion in construction and its low cost and easy installation on site. This article presents an experimental analysis on 16 specimens tested using the *Push-Out* method described by *Eurocode 4*, comparing 4 and 6 mm thick angular connectors arranged in 2 different positions each, exposed to monotonic and cyclic loads. The typical failure of the connectors was fracture of the base material above the weld bead. The failure in the concrete caused by the Type 2 connectors was by crushing the slabs showing noticeable cracks in relation to the Type 1 connectors that generated small cracks. Specimens with 6 mm Type 1 connectors failed due to detachment between the connectors and the slabs. Type 2 connectors were the most ductile than Type 1 connectors. The results indicate that Type 2 connectors obtained better performance in terms of ultimate shear capacity, ductility and degradation of shear stiffness. Type 1 connectors showed inferior mechanical capabilities. Finally, the experimental results were evaluated with the theoretical equations proposed by constructive codes and similar investigations.

Keywords: *cut connectors; angle connector; Push-Out test; loads monotonic; cyclic loads*

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas estructurales mixtos han sido ampliamente usados y perfeccionados desde inicios del siglo 20 empleando vigas de acero estructural y losas de hormigón de peso normal [1], para asegurar que ambos elementos se acoplen y trabajen adecuadamente, es necesario incluir conectores de corte en la zona de interacción entre la viga y la losa. Las principales funciones que desempeñan dichos conectores en el sistema estructural son la transferencia de efectos de corte en la unión entre la losa y la viga de acero, y el anclaje entre ambos elementos. Algunos tipos son por ejemplo los pernos *Studs*, canales, angulares, conectores perforados de enlace *Perfobond*. Por ello, las investigaciones en esta temática han sido de gran interés dentro del sector constructivo, ya que la tendencia de buscar conectores de corte que brinden un mayor costo-beneficio siempre acaparan la atención de ingenieros y contratistas que esperan ofrecer una estructura que cumpla con altos estándares de diseño y serviciabilidad al menor costo posible.

Existen notables ventajas y desventajas entre tipos de conectores, en el caso del tipo *Stud* que, si bien son ampliamente utilizados en sistemas de losas colaborantes, requiere equipo de soldadura y personal técnico calificado para su correcta instalación [2]. Esto, sin duda aumenta considerablemente el costo de construcción y también enfrenta limitaciones como el lugar, disponibilidad eléctrica respecto a voltaje. Lo mismo ocurre con los tipo *Perfobond* que brindan ventajas como la de transferir deformaciones por cargas de servicio, pero tienen inconvenientes para posicionar el acero de refuerzo inferior en las placas colaborantes o en las

losetas de hormigón [3]. En contraste, los conectores angulares son considerablemente más baratos que los antes mencionados y su instalación no requiere de equipo especializado. Sin embargo, la facilidad de acoplarlos en diferentes geometrías (orientaciones) resulta un inconveniente cuando se busca estandarizar y modelar ecuaciones de diseño, debido a la gran cantidad de configuraciones posibles que se pueden obtener variando dimensiones como espesor, largo o ancho.

El objetivo de investigar los conectores angulares radica en probar diferentes orientaciones y analizar el comportamiento mecánico de éstos frente a diferentes cargas debido a que en función de la orientación a la cual el conector se acople a la loseta de hormigón, demostrará efectos de resistencia a solicitaciones de cortante último horizontal diferentes. Por tal motivo, esta investigación se enfoca en ensayar y estudiar dos tipos de orientaciones de conector angular: Tipo 1 y Tipo 2 de espesor de 4 y 6 mm como se muestra en la Figura 1.

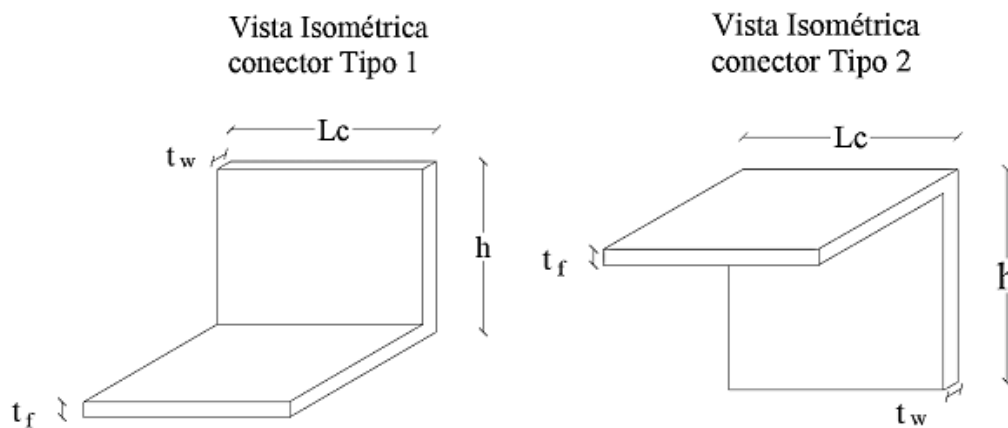


Figura 1. Orientación de conectores angulares. Fuente: [4]

2. DESARROLLO

Varios trabajos sobre conectores de corte angulares se han desarrollado en los últimos años, algunos han propuesto construir modelos a escala de estructuras mixtas. Es el caso de la investigación realizada por [5], el cual estudió la fatiga en conectores angulares dispuestos en una posición semejante a los perfiles tipo canal (Figura 2) embebidos dentro de losas de hormigón con una resistencia a la compresión f'_c de 35 MPa. Se observó que el fallo por fatiga ocurrió principalmente en el pie del conector y a lo largo del cordón de soldadura alcanzando una carga máxima de 120 a 150 kN.

Por su parte, otros estudios han recurrido a la construcción de probetas siguiendo los requerimientos descritos en el *Eurocódigo 4* [6]; permitiendo un análisis más focalizado y ensayos más controlables. Es el caso de lo expuesto en [7] [8] y [9], quienes concuerdan en

que el modo de falla común en este tipo de conectores es por fractura del material base; además de coincidir que las fisuras notorias en el hormigón ocurren en la zona donde interactúan tanto el conector, la viga y la losa. Adicionalmente, en ambos estudios se concurre en evaluar los resultados experimentales y el comportamiento mecánico de los conectores por medio de la curva Carga–Deslizamiento, la cual relaciona la carga última alcanzada por los conectores y el deslizamiento relativo de la viga de acero con respecto a las losas de hormigón. Dicha curva permite calcular parámetros como carga máxima y ductilidad. Por su lado, en [10] se analizó y comparó la degradación de rigidez en conectores *Perfobond* de perfil angular y canal ante efectos de fatiga, encontrando que existe mayor degradación de rigidez en conectores angulares con respecto a canales.

2.1. Normativas Constructivas y Ecuaciones Empíricas

La mayoría de códigos constructivos para el diseño en estructuras de acero dentro de Latinoamérica se basan en el AISC [11], en el que se sugiere parámetros de diseño para conectores tipo *Stud* y *Canal*, pero no para conectores angulares. La ecuación que sugiere el AISC para conectores de corte tipo canal embebidos en losas de hormigón es la planteada en (1):

$$Q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) L_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot E_c \quad (1)$$

Donde:

- Q_n carga nominal de un conector (N)
- E_c módulo de elasticidad del hormigón (MPa)
- t_f espesor del ala (mm)
- t_w espesor del alma (mm)
- L_c longitud del conector tipo canal (mm)
- f'_c resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

De igual manera la Norma Constructiva Canadiense (NBC) [12] sugiere la ecuación (2) para calcular la fuerza cortante en canales embebidos en losas de hormigón:

$$Q_n = 36,5 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

Donde:

- Q_n carga nominal de un conector (N)
- t_f espesor del ala (mm)
- t_w espesor del alma (mm)
- L_c longitud del conector tipo canal (mm)
- f'_c resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Si bien, las ecuaciones (1) y (2) se adaptan para conectores tipo canal, es importante evaluar

los resultados en conectores tipo angulares con las expresiones del AISC y NBC, a fin de apreciar cuánto varía los resultados experimentales respecto a los calculados con dichas ecuaciones. Por su parte, se han propuesto ecuaciones empíricas para estimar la capacidad de carga última de conectores angulares, una de ellas es la propuesta por [13]:

$$P = 65 \cdot \sqrt{t_w} \cdot L_c \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

Donde:

- P carga última por conector (kgf)
 t_w espesor del conector (cm)
 L_c longitud del conector (cm)
 f'_c resistencia a la compresión del hormigón (kgf/cm²)

Otra ecuación fue propuesta por Soty y Shima [14] predice la capacidad última de corte en conectores angulares basado en el tipo de fractura en el hormigón que genera este tipo de conectores, mostrada en (4)

$$V_u = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_c \cdot h \quad (4)$$

$$k = 63 \cdot \left(\frac{t_w}{h}\right) \cdot 1,60 \quad (4.1)$$

Donde:

- V_u fuerza cortante última ocasionada por la fractura del hormigón (N)
 L_c longitud del conector (mm)
 h altura del conector (mm)
 t_w espesor del conector (mm)
 f'_c resistencia a la compresión del hormigón (MPa)

Por su lado, la ecuación propuesta por la Normativa española para proyectos de estructuras mixtas de hormigón y acero [15], estima la capacidad cortante última por conector (5):

$$P_{Rd} = \frac{10 \cdot b \cdot h^{3/4} \cdot f_{ck}^{2/3}}{Y_v} \quad (5)$$

Donde:

- P_{Rd} fuerza cortante última por conector (N)
 b longitud del conector (mm)
 h altura del ángulo (mm)
 Y_v coeficiente de seguridad = 1,25
 f_{ck} resistencia a compresión del hormigón (N/mm²)

En la Figura 2 se observa el conector angular acoplado a la viga de acero.

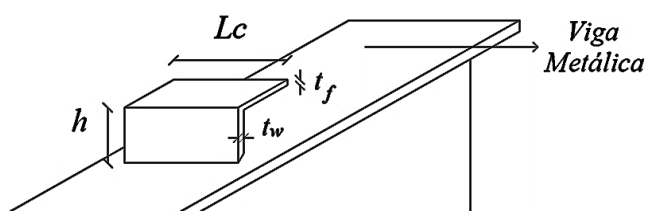


Figura 2. Detalle de conector angular acoplado a la viga de acero. Fuente: [4]

3. METODOLOGÍA

3.1 Detalle de Probetas y Materiales

El ensayo requirió de la construcción de probetas siguiendo los requerimientos descritos en el Eurocódigo 4 [6], las cuales estuvieron conformadas de una viga de acero estructural de perfil I ensamblado; 2 conectores angulares de acero estructural laminado en caliente, soldados a los patines de la viga, un conector por patín; y dos losas de hormigón armado de peso normal. Respecto a las dimensiones de conectores, tanto los Tipo 1 como los Tipo 2 (Figura 1) tuvieron una longitud L_c de 80 mm; una altura h de 40 mm; y un ancho a_c de 40 mm. Con respecto al espesor, el ala t_f y el alma t_w del conector son de igual dimensión. El espesor de los conectores fue de 4 y 6 mm tanto para los Tipo 1 como para los Tipo 2. La geometría de los conectores angulares se muestra en la Figura 3.

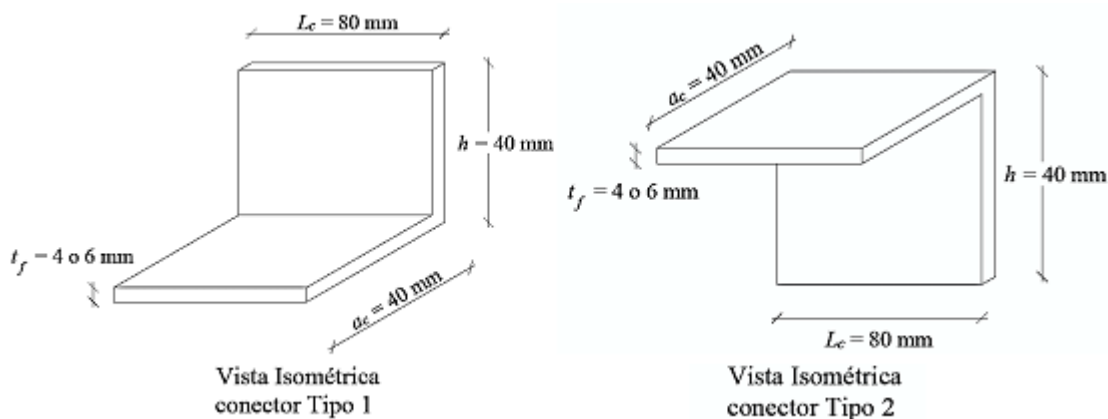


Figura 3. Geometría de conectores. Fuente: [4]

El perfil de acero empleado como viga, con dimensiones 216 x 120 x 6 x 8 mm y una longitud de 400 mm, cumple con los requerimientos de diseño a compresión axial y revisiones de efectos por pandeo flexotorsional descritos en el AISC [11]. Por su parte, las losas de hormigón tuvieron una dimensión de 300 x 400 x 110 mm, reforzadas con acero estructural corrugado de $\varnothing = 6$ mm que cubre la demanda de acero mínimo para zonas sísmicas y refuerzo requerido por efectos de retracción térmica del concreto descritos en el ACI-318 [16]. El detalle se muestra en la Figura 4, y las dimensiones de todos los elementos que

conforman las probetas se describen en la Tabla 1.

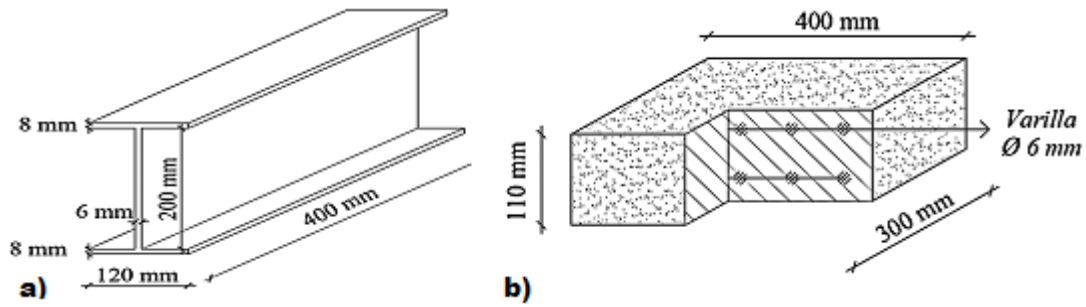


Figura 4. Dimensiones: (a) Viga de acero, b) Losa de hormigón armado. Fuente: [4]

Tabla 1. Detalle de las dimensiones de conectores, viga y losas

Elemento	Base b	Ancho a_c	Altura h	Longitud L_c	Espesor t_f	Espesor t_w
Conectores	--	40	40	80	4 y 6	4 y 6
Viga	120	--	216	400	8	6
Losas	300	--	400	--	--	--

Acero de refuerzo en losas \varnothing 6 mm y espesor de 110 mm
 Unidades empleadas: mm

El cemento empleado para la mezcla de concreto fue Portland Hidráulico Tipo 1, el cual cumplió con los parámetros de la ASTM C1157 [17]. La resistencia a compresión del hormigón fue obtenida por el ensayo descrito en la ASTM C39M [18]. Las dimensiones de los cilindros de hormigón fueron de 100 x 200 mm y sigue lo descrito por la ASTM C31M [19]. La dosificación para la mezcla de hormigón se realizó esperando una resistencia a la compresión f'_c a los 28 días de 35 MPa, la Tabla 2 muestra la dosificación usada. Para determinar la resistencia a la compresión, se tomó el valor a los 28 días de edad del hormigón como muestra la Tabla 3.

Tabla 2. Dosificación para hormigón de losas

	Agregado Grueso	Agregado Fino	Cemento	Agua
Peso (kg)	387	425	135	73

Tamaño máximo nominal del agregado grueso: 3/4 – 1 pulgada

Tabla 3. Resistencia a la compresión f'_c a los 28 días en cilindros ensayados

Cilindros 100x200 mm	1	2	3	Promedio
f'_c (MPa)	37,9	38,1	40,4	38,8

3.2. Configuración del Ensayo

El ensayo consta de 16 probetas [6] (véase Figura 5) divididas en 4 grupos de 4 probetas cada uno. Dos grupos de especímenes con conectores Tipo 1 y cada grupo con 4 y 6 mm de espesor de conector respectivamente. De la misma forma, los dos restantes se configuraron con

conectores Tipo 2 con 4 y 6 mm de espesor de conector por grupo, dando un total de 16 probetas, la disposición de los 16 especímenes se detalla en la Tabla 4. Con respecto a la codificación empleada para identificar las probetas, la primera letra identifica el tipo de carga siendo M para monotónica y R para cíclica; el segundo dígito indica el número de ensayo; el tercero el espesor del conector; y el último término la orientación del conector nombrando L a los conectores con orientación Tipo 1 y C al Tipo 2 (Figura 1).

Tabla 4. Disposición de conectores

Espesor (mm)	Posición del conector	Número de probetas
4	L (Tipo 1)	4
	Γ (Tipo 2)	4
6	L (Tipo 1)	4
	Γ (Tipo 2)	4

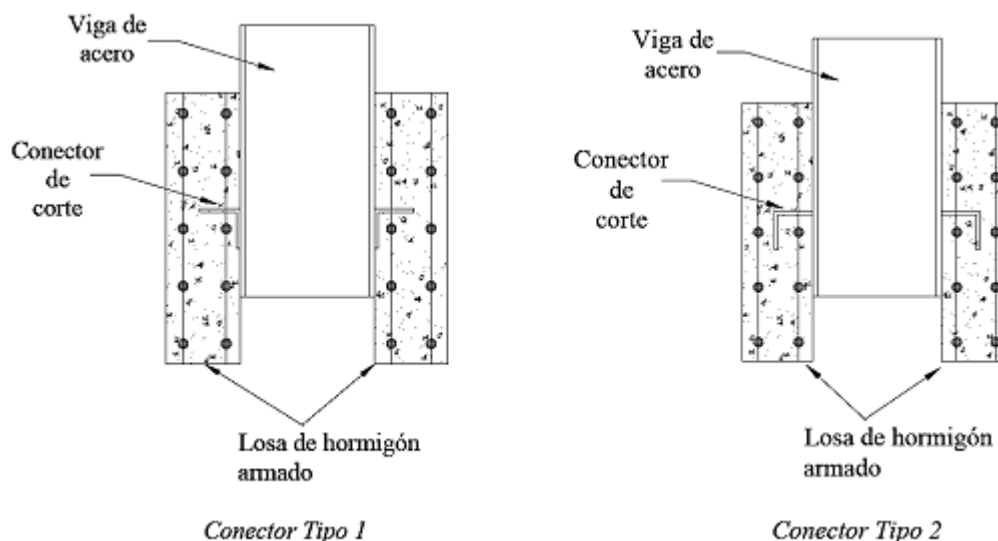


Figura 5. Detalle de la probeta. Fuente: [4]

El Eurocódigo 4 establece para el ensayo *Push Out* que las probetas deben ser sometidas a cargas monotónicas y cíclicas, por ello, de las cuatro probetas por grupo, una ha sido sometida a carga monotónica y tres a cargas cíclicas:

- El ensayo bajo carga monotónica consta de aplicar carga paulatinamente sobre el área transversal de la viga por no menos de 15 minutos hasta el fallo de la probeta (Figura 6a).
- Con respecto al ensayo cíclico, se trata de someter a la probeta a ciclos controlados de carga y descarga, para lo cual el Eurocódigo 4 (B.2.4 procedimiento de prueba) establece para este ensayo, la aplicación de 25 ciclos entre el 5% y 40% de la carga última registrada en el ensayo monotónico, y un último ciclo aplicando un incremento de carga similar al ensayo monotónico hasta el fallo del espécimen. Adicionalmente, se debe evitar

una falla abrupta de la probeta y procurar que la carga descienda lentamente hasta el fallo [6] (Figura 6b).

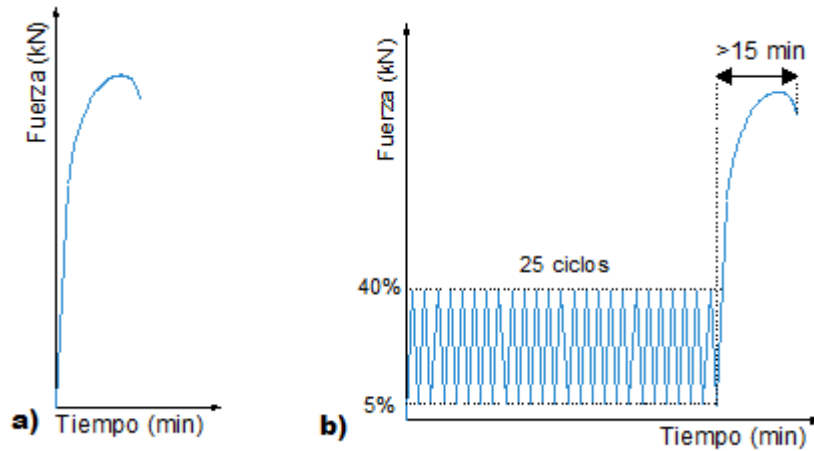


Figura 6. Input test. Gráficos ilustrativos. a) Carga monótonica, b) Carga cíclica. Fuente: [6]

Respecto a la instrumentación, constó de un gato hidráulico con capacidad de aplicar 980 kN de fuerza en sentido vertical, una celda de carga y un LDVT ubicado en la base de la viga para registrar el deslizamiento relativo entre la viga y las losas (Figura 7). Para este tipo de ensayo cíclico, la carga se aplica de forma controlada siguiendo el “Protocolo de Carga”, donde cada ciclo o input se compone de intervalos de carga (compresión) y descarga (retiro de la carga). No se aplica tracción o carga reversa, razón por lo cual la curva de histéresis se genera únicamente en el primer cuadrante.

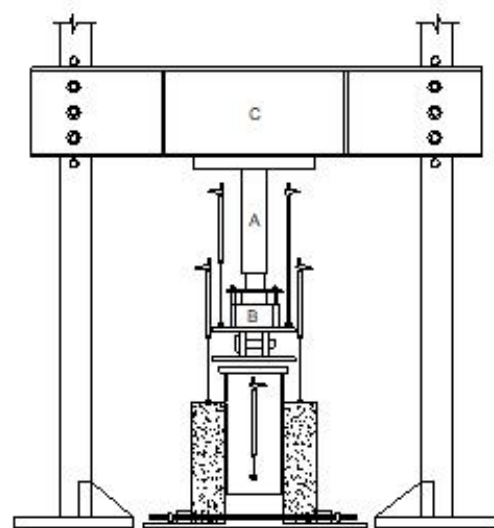


Figura 7. Instrumentación de la probeta. Fuente: [4]

4. RESULTADOS

4.1. Tipo de Fallas en Conectores y Hormigón

Las probetas ensayadas bajo cargas monotónicas y cíclicas presentaron similares fallas tanto en los conectores como en el hormigón, la falla típica mostrada por los conectores fue por fractura del material base en el pie del conector (Figura 8). Sin embargo, para los Tipo 1 de 6 mm no llegaron a fracturarse, pero si registraron deformaciones permanentes (Figura 9).



Figura 8. Fallas en los conectores, fracturas. Fuente: [4]



Figura 9. Deformación permanente en conectores Tipo 1 de 6 mm. Fuente: [4]

Por su parte, las fisuras generadas en las losas por los conectores Tipo 1 de 4 mm fueron pequeñas, se concentraron en la zona donde el conector se ubicaba, propagándose a 45° hacia el extremo donde se apoyaba la losa con el suelo (Figura 10).

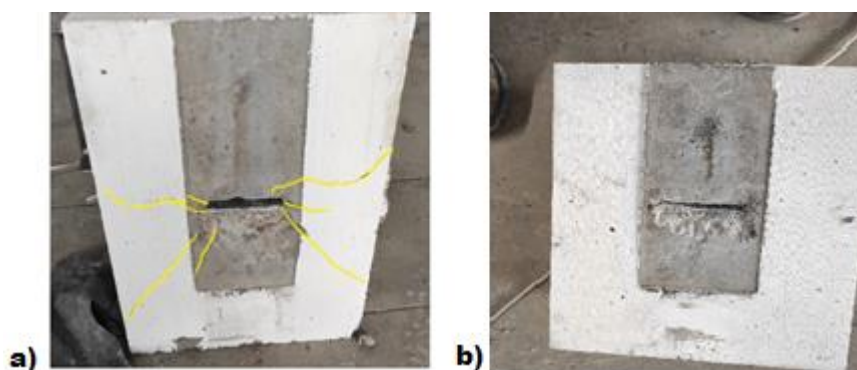


Figura 10. a) Fisura por fractura del conector, b) Fisuras por fractura Tipo 1 de 4mm. Fuente: [4]

A su vez, los Tipo 2 de 4 y 6 mm generaron una falla por aplastamiento del hormigón causando grietas mucho más evidentes, superando los 4 mm de abertura (Figura 11a). Finalmente, los conectores Tipo 1 de 6 mm, generaron fallas por desprendimiento abrupto del hormigón (Figura 11b).

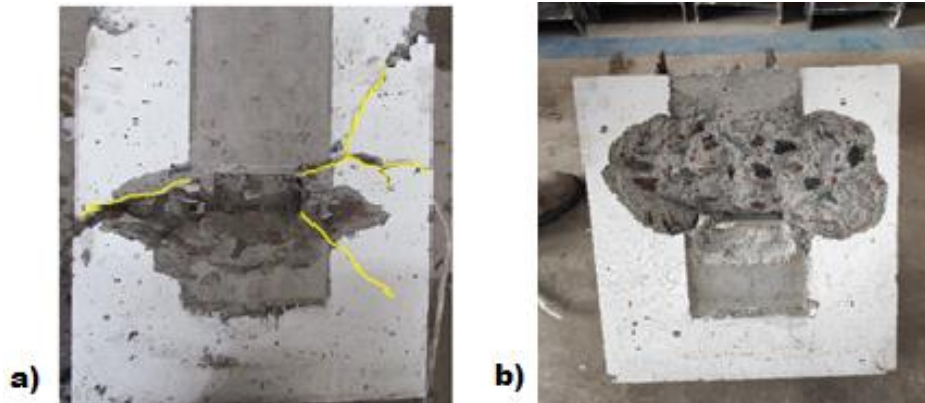


Figura 11. a) Fisuras por aplastamiento, b) Falla por desprendimiento. Fuente: [4]

4.2. Comparación de la Carga y Deslizamiento Máximo

La carga y deslizamiento máximo registrado en cada probeta se muestran en la Tabla 5, las curvas para probetas bajo cargas monotónicas y cíclicas en las Figuras 12, 13 y 14. Se aprecia una reducción en la carga última alcanzada en probetas bajo cargas cíclicas con respecto a las mismas sometidas a carga monotónica. Eso evidencia que ambos tipos de conectores luego de 25 ciclos presentaron un grado de fatiga. No obstante, no se mostró una diferencia significativa con el deslizamiento máximo bajo cargas monotónicas y cíclicas.

Al comparar los resultados entre tipos de conectores, se observó que los conectores Tipo 2 alcanzaron mayores cargas y deslizamientos máximos, comparado con los conectores Tipo 1. Esto sugiere que la configuración Tipo 2 resiste de mejor manera los efectos de corte y resulta más dúctil que la configuración Tipo 1. Asimismo, comparando los conectores Tipo 2 de 4 y 6 mm, se aprecia que los conectores de 6 mm exhibieron mayor carga última pero menor deslizamiento que los conectores de 4 mm; lo cual sugiere que los de 4 mm son más dúctiles que los de 6 mm en esa posición. No se evidenció diferencias significativas con respecto a la altura h de los conectores. Sin embargo, se considera que una altura h mayor hubiera aumentado la capacidad de adherencia de los conectores con las losas de hormigón y, por lo tanto, la carga última de fallo hubiera sido mayor.

Tabla 5. Carga de falla última y deslizamiento máximo

Probeta	M2-4L	R1-4L	R2-4L	R3-4L	M3-6L	R4-6L	R5-6L	R6-6L
Carga de falla (kN)	39,5	39,4	50,9	46,9	49,9	39,9	43,7	53,7
Deslizamiento máximo (mm)	8,9	9,0	8,5	5,3	12,2	8,4	10,6	8,5
Probeta	M1-4C	R7-4C	R8-4C	R9-4C	M4-6C	R10-6C	R11-6C	R12-6C
Carga de falla (kN)	62,1	41,9	53,4	49,9	62,7	63,1	58,8	53,0
Deslizamiento máximo (mm)	14,7	16,0	10,9	12,2	7,6	7,0	10,5	9,6

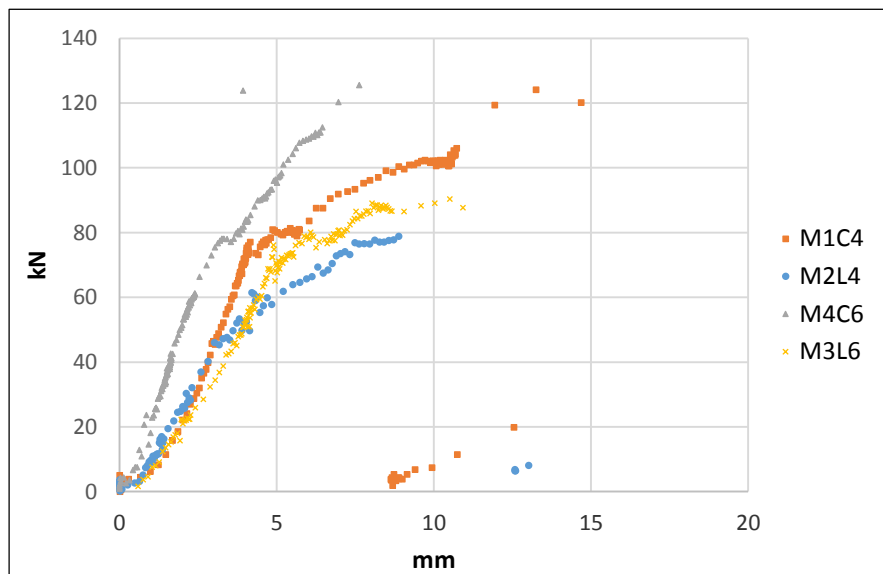


Figura 12. Curva Carga – Deslizamiento en probetas bajo cargas monotónicas. Fuente: [4]

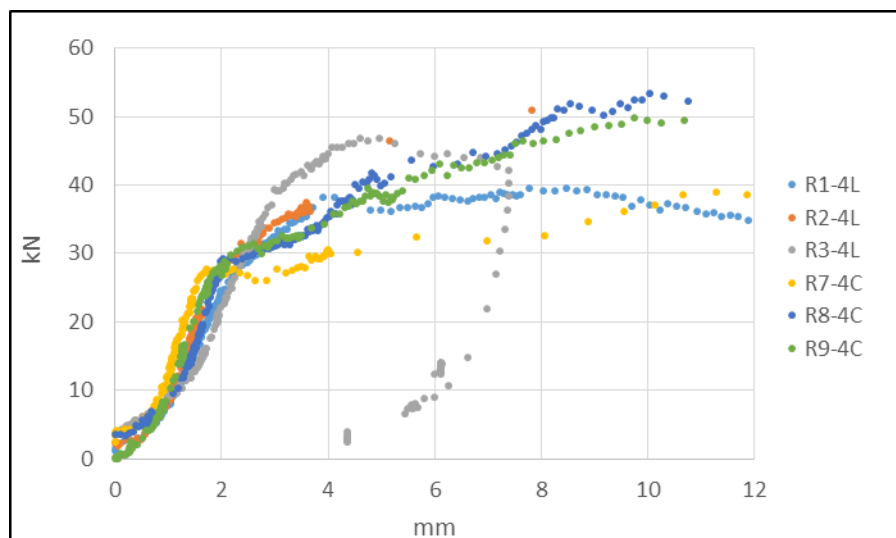


Figura 13. Curva Carga – Deslizamiento conectores 4 mm bajo cargas cíclicas. Fuente: [4]

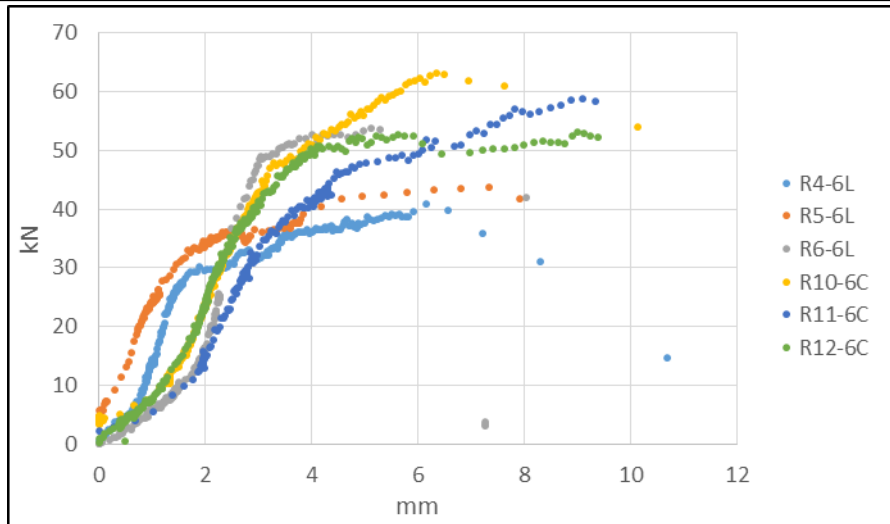


Figura 14. Curva Carga – Deslizamiento conectores 6 mm bajo cargas cíclicas. Fuente: [4]

4.3. Ductilidad y Degradación de Rigidez

El análisis de ductilidad se efectuó a partir del comportamiento de los conectores mostrados en las curvas Carga-Deslizamiento. Shariati [7] hace uso de la expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (6)$$

Donde:

- μ factor de ductilidad
- Δ_{max} deslizamiento máximo

La Figura 15 muestra una idealización de la curva Carga-Deslizamiento, tal que la línea secante que describe la rigidez inicial en el rango elástico de la curva interseque con secante a la capacidad máxima de carga que alcanza el conector. El punto de intersección entre ambas líneas corresponde al desplazamiento equivalente de fluencia Δ_y .

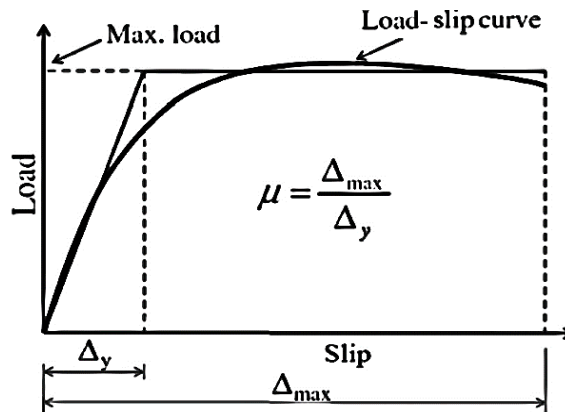


Figura 15. Definición del factor de ductilidad. Fuente: [7]

Mientras más alto sea el valor de μ , mayor será la capacidad dúctil del sistema estructural, los

valores de factor de ductilidad se muestran en la Tabla 6. Con respecto a las probetas bajo cargas monotónicas y cíclicas, dicho factor no presenta variaciones evidentes. Además, se distingue que los conectores Tipo 2 de 4 mm presentan un mayor factor en comparación con el resto de los conectores.

Para evaluar la degradación de rigidez, en [10] sugiere la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{P_i}{\Delta_i} \quad (7)$$

Donde:

K_i degradación a corte en cada punto de carga (kN/mm)

P_i carga registrada en el ensayo (kN)

Δ_i deslizamiento en cada punto de carga (mm)

Las curvas se muestran en las Figuras 16, 17 y 18.

Tabla 6. Factor de ductilidad

Probeta	Δ_{max}	Δ_y	μ
M2-4L	8,9	5,4	1,6
M3-6L	12,2	6,1	2,0
M4-6C	7,6	5,2	1,5
M1-4C	14,7	6,0	2,4
R1-4L	9,0	4,2	2,1
R2-4L	8,5	3,8	2,3
R3-4L	5,3	4,2	1,3
R4-6L	8,4	4,3	2,0
R5-6L	10,6	5,7	1,8
R6-6L	8,5	3,7	2,3
R7-4C	16,0	3,8	4,2
R8-4C	11,0	4,5	2,4
R9-4C	12,2	6,0	2,1
R10-6C	7,0	4,7	1,5
R11-6C	10,5	7,0	1,5
R12-6C	9,6	4,8	2,0

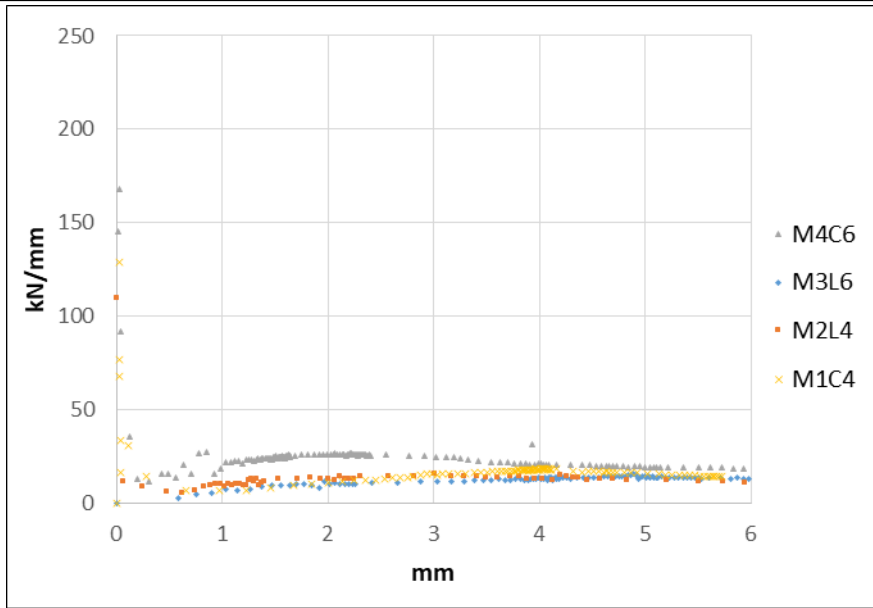


Figura 16. Degradación de rigidez a corte bajo cargas monotónicas. Fuente: [4]

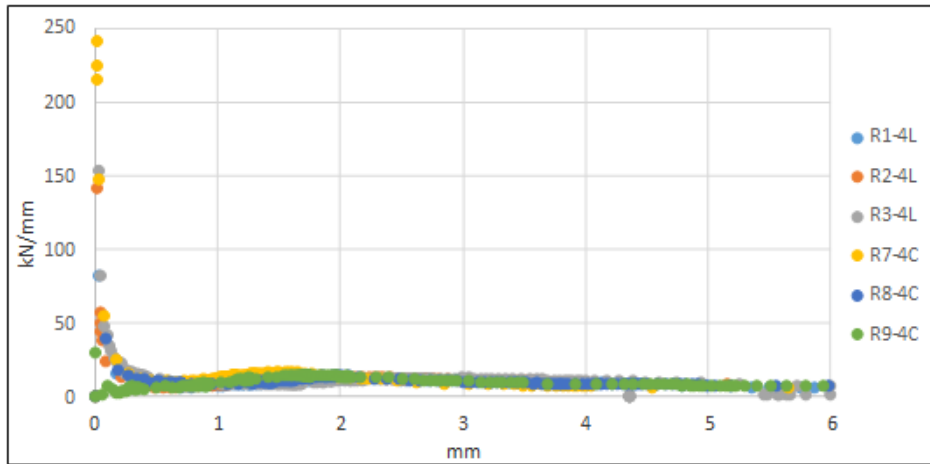


Figura 17. Degradación de rigidez en el tiempo de conectores de 4 mm vs deslizamiento. Fuente: [4]

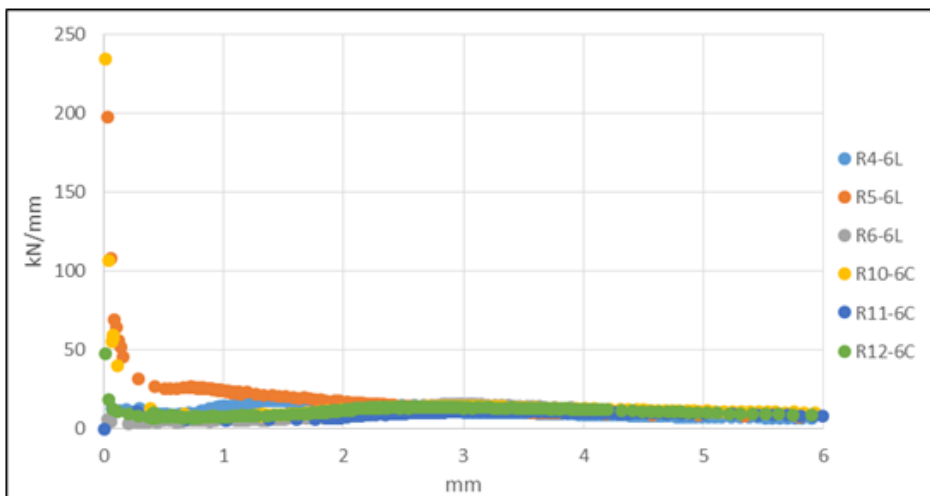


Figura 18. Degradación de rigidez en el tiempo conectores de 4 mm vs deslizamiento. Fuente: [4]

Es muy notoria la degradación que experimentaron los conectores ante cargas cíclicas, debido

a que la curva de degradación a corte para probetas sometidas a cargas monotónicas describe una clara fase inicial de rigidez, que disminuye mientras se acerca al deslizamiento máximo de falla para todas las orientaciones. Todo lo contrario ocurrió con los conectores sometidos a cargas cíclicas, ya que la fatiga generada por los 25 ciclos provocó que la curva de degradación de rigidez describa una fase inicial donde la rigidez originada por el agotamiento de los conectores sea muy pequeña; la segunda donde a medida que la curva cambia de pendiente, el conector se acerca a la carga última de rotura definida por las propiedades del material, la rigidez se incrementa por el endurecimiento característico del acero definido por la curva esfuerzo-deformación unitaria [20] (Figura 19).

La última donde la rigidez decae hasta alcanzar la falla de la probeta. Ambos tipos de conectores presentaron un comportamiento de degradación a corte similar, por lo cual se entiende que los conectores angulares, de las dimensiones empleadas en esta investigación y colocados en las posiciones explicadas son susceptibles a efectos de fatiga.

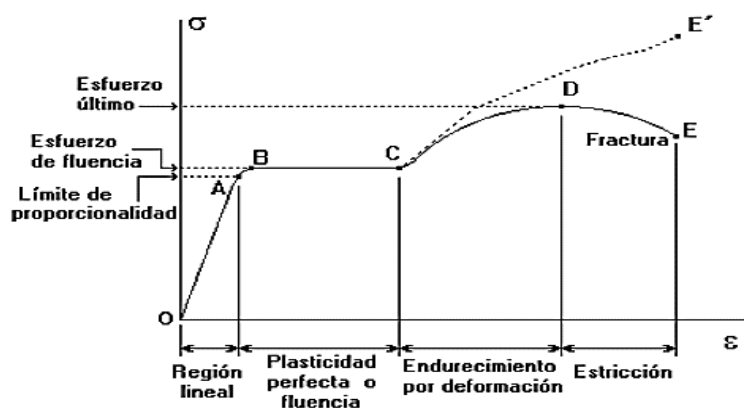


Figura 19. Fases en la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero. Fuente:[20]

4.4. Evaluación de los Códigos Constructivos Actuales

Los valores mostrados en la Tabla 5 correspondientes a la carga máxima se emplearon para calcular la carga teórica con las ecuaciones del AISC (1), NBC (2), Kiyomiya (3), Soty y Shima (4) y Eurocódigo 4 (5). Se tomó el valor promedio por cada tipo de conector para determinar un valor representativo. Con respecto al módulo de elasticidad, se determinó siguiendo la ASTM C469M [21] a los 42 días de edad del hormigón, dando un valor de 27130 MPa para un f_c' de 42,2 MPa. La Tabla 7 muestra el valor de f_c' , así como los resultados deducidos con las ecuaciones antes mencionadas.

Para el cálculo de la carga teórica con las ecuaciones (1) y (2), se consideró un espesor t_f igual a cero, ya que las ecuaciones mencionadas son pensadas para conectores tipo canal y, al no considerar el espesor del pie, podría arrojar resultados algo válidos que se ajusten a conectores

angulares.

Tabla 7. Comparación carga última experimental contra códigos constructivos

Tipo de carga	Conector	Carga última (kN)	f'_c (MPa)	Ec (1) (kN)	Ec (2) (kN)	Ec (3) (kN)	Ec (4) (kN)	Ec (5) (kN)
Monotónica	4 mm Tipo 1	39,4	38,8	49,2	36,4	64,2	157,5	116,7
	6 mm Tipo 1	49,9		73,9	54,6	78,6	220,3	116,7
	6 mm Tipo 2	62,7		221,6	163,7	78,6	220,3	116,7
	4 mm Tipo 2	62,1		147,7	109,1	64,2	157,5	116,7
Cíclica	4 mm Tipo 1	45,8	38,8	49,2	36,4	64,2	157,5	116,7
	6 mm Tipo 1	45,7		73,9	54,6	78,6	220,3	116,7
	6 mm Tipo 2	58,3		221,6	163,7	78,6	220,3	116,7
	4 mm Tipo 2	48,2		147,7	109,1	64,2	157,5	116,7

Al observar los resultados obtenidos con las ecuaciones (1) y (2), se observa que para conectores Tipo 1 no difieren en gran medida respecto a la carga experimental a pesar de que las ecuaciones mencionadas se emplean para conectores tipo canal. Sin embargo, para los conectores Tipo 2, se consideró el espesor t_f y se evaluó la ecuación como un conector tipo canal, arrojando valores muy dispares respecto a los resultados experimentales. Por lo tanto, asumiendo que los resultados de las ecuaciones (1) y (2) son confiables para conectores Tipo 1, la ecuación del código canadiense NBC [12] (2) es la que mejor se ajusta para ese grupo de conectores. Respecto a las ecuaciones (3), (4) y (5), fueron pensadas para evaluar conectores angulares en cualquier orientación. La expresión de Kiyomiya [13] es la que mejor se ajusta a los resultados experimentales arrojando valores cercanos y no tan dispares en comparación con los resultados de las ecuaciones de Soty y Shima [14] (3) y Norma Española [15] (5); las cuales arrojaron valores que no concuerdan con los resultados que se obtuvieron en los ensayos.

5. CONCLUSIONES

La falla común que mostraron los conectores fue por rotura del material base en el pie del conector por encima del cordón de soldadura; a excepción de los conectores Tipo 1 de 6 mm que su falla fue por desprendimiento del hormigón. Esto último sugiere que la altura del conector, que fue de 40 mm en todos los casos, pudo haber sido mayor para garantizar una mejor adherencia al concreto. Respecto a las fallas en el hormigón, los conectores Tipo 1 generaron más fisuras en las losas que los conectores Tipo 2, pudo deberse a que los conectores Tipo 1 tuvieron una menor área de contacto neto con el hormigón comparado con los conectores Tipo 2.

En general, la capacidad de resistencia a corte fue mayor en conectores Tipo 2 que en conectores Tipo 1. Asimismo, los conectores Tipo 2 de 4 mm fueron más dúctiles, pero los de 6 mm alcanzaron mayor carga. Adicionalmente, se evidenció un decremento en conectores sometidos a cargas cíclicas con respecto a los conectores bajo cargas monotónicas. Esto sustenta que efectivamente que las cargas cíclicas lograron añadir un grado de fatiga en los conectores.

Basado en el grado de ductilidad de los conectores, en general se evidenció que los conectores Tipo 2 resultaron más dúctiles que los conectores Tipo 1, siendo los de 4 mm más dúctiles que el resto. Sobre la degradación de rigidez a corte, se evidencia que tanto la configuración Tipo 1 y Tipo 2 bajo cargas cíclicas fueron susceptibles a efectos de fatiga reduciendo su rigidez inicial significativamente.

Las ecuaciones de códigos constructivos y de investigaciones sobre esta temática no se ajustaron adecuadamente a los resultados experimentales. La principal causa se explica porque códigos como el AISC [11] y el NBC [12] solo proponen ecuaciones para conectores tipo canal; y aun así, la fiabilidad y exactitud de estas expresiones dependen si los conectores a evaluar experimentan condiciones similares que las consideradas por los códigos para el diseño de las ecuaciones. De igual manera ocurre con las ecuaciones teóricas, en especial con las propuestas por Soty y Shima [14] y la Norma Española [15] las cuales fueron las que arrojaron resultados menos confiables. En el caso de la ecuación (4), considera un modo de falla específico en el hormigón y las expresiones se ajustan a ese modo de falla [14], y de no ocurrir esto, la expresión pierde exactitud

En el caso de la ecuación (5), esta no considera el espesor del conector y solo se limita a incluir un factor de seguridad que resta exactitud. Por último, todas las ecuaciones evaluadas en esta investigación solo consideran la resistencia a la compresión del hormigón f_c' y la geometría del conector; pero no considera aspectos como el esfuerzo último del material del conector, tipo de soldadura.

6. REFERENCIAS

- [1] J.G. Ollgaard, R.G. Slutter, y JW. Fisher, “Shear strength of stud connectors in lightweight and normalweight concrete” *Eng J Amer Inst Steel Constr*, vol. 8, no. 2, pp. 55–64, 1971
- [2] J. C. Vianna, L. F. Costa-Neves, P. C. G. da, y S. A. L. de Andrade, “Experimental assessment of Perfobond and T-Perfobond shear connectors’ structural response” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 65, no. 2, pp. 408–421, 2009, doi: 10.1016/j.jcsr.2008.02.011

- [3] G.S. Veríssimo y J.L.R. Paes, “Design and experimental analysis of a new shear connector for steel and concrete composite structures” *Int. Assoc. Bridg. Maint. Saf.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2010
- [4] D. Ayala y C. Chicaiza, «Análisis de la influencia de los conectores de corte en la unión viga metálica y losas de hormigón armado» Tesis de grado. Escuela Politécnica Nacional, Ecuador, 2021
- [5] S. Choi, K. Tateishi, D. Uchida, K. Asano, y K. Kobayashi, “Fatigue Strength of Angle Shape Shear Connector used in Steel-Concrete Composite Slab” *Steel Struct.* 8, vol. 8, pp. 199–204, 2008
- [6] EN, “Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures”, London, United Kingdom 2011
- [7] M. Shariati, N. H. R. Sulong, M. Suhatri, A. Shariati, M. M. A. Khanouki, y H. Sinaei, “Comparison of behaviour between channel and angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading” *Constr. Build. Mater.*, vol. 38, pp. 582–593, 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.050.
- [8] A. Shariati, M. Shariati, N. H. R. Sulong, M. Suhatri, y M. M. A. Khanouki, “Experimental assessment of angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading in high strength concrete” *Constr. Build. Mater.*, vol. 52, pp. 276–283, 2014, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.11.036
- [9] R. Balasubramanian y B. Rajaram, “Study on Behaviour of Angle Shear Connector in Steel-concrete Composite Structures” *Steel Struct.* 16, vol. 16, no. 3, pp. 807–811, 2016, doi: 10.1007/s13296-015-0094-0
- [10] W. Deng, Y. Xiong, D. Liu, & J. Zhang, “Static and fatigue behavior of shear connectors for a steel-concrete composite girder” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 159, pp. 134–146, Aug. 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.04.031
- [11] ANSI/AISC 360-16, An American National Standard ANSI/AISC, “Specification for Structural Steel Buildings” 2016
- [12] National Building Code of Canada, “National Building Code of Canada” vol. 1, 2015
- [13] M. Yamada y O. Kiyomiya, “Experimental study on the loading capacity of L shape and headed stud shear connectors for composite structures” *Port Harb. Res. Inst. Minist. Transp. Japan*, 1986
- [14] R. Soty y H. Shima, “Formulation for shear force-relative displacement relationship of L-shape shear connector in steel-concrete composite structures” *Eng. Struct.*, vol. 46, pp. 581–592, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2012.09.003
- [15] C. E. de N. CEN, “Norma Española UNE ENV 1994-1-1, “ 1995
- [16] American Concrete Institute ACI-318-14, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” 2014
- [17] American Society for Testing and Materials ASTM, “Standard Performance

Specification for Hydraulic Cement ASTM C1157” 2016. doi: 10.1520/C1157

- [18] American Society for Testing and Materials ASTM, “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens ASTM C39M” 2015. doi: 10.1520/C0039
- [19] American Society for Testing and Materials ASTM, “Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field ASTM C31M” 2016. doi: 10.1520/C0031
- [20] M. J. Acevedo, “Ensayo de tracción de probetas metálicas” *ResearchGate*, no. February, 2019.
- [21] American Society for Testing and Materials ASTM, “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete ASTM469M” 2014. doi: 10.1520/C0469