

COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES EMPERNADAS CON LA NORMA AISC-LRFD PARA PLETINAS CONFORMADAS EN FRÍO

BEHAVIOR OF BOLTED CONNECTIONS WITH THE AISC-LRFD STANDARD FOR COLD FORMED PLATES

CONTRERAS TORREZ, D. S., NIEVES CONDE P. J.

RESUMEN

Los elementos estructurales conformados en frío son más difíciles de diseñar que los elementos laminados en caliente porque sus secciones muy delgadas, tienen diferentes comportamientos y modos de falla. La falta de comprensión del comportamiento estructural de los miembros de una estructura metálica con perfiles de acero conformado en frío, pone en riesgo la integridad de las estructuras, de manera que se plantea el siguiente problema ¿de qué manera se pueden obtener un diseño óptimo y seguro de una estructura de acero con perfiles conformados en frío? Para dar respuesta al problema científico planteado, en el presente proyecto se analiza el comportamiento de los miembros estructurales con perfiles de acero conformados en frío empernadas entre sí para determinar mediante ensayos realizados en laboratorio sus resistencias nominales y compararlas con las resistencias nominales obtenidas utilizando las expresiones dadas por las especificaciones del instituto americano del hierro y del acero AISC. Se realizaron ensayos en muestras de elementos estructurales primero para determinar influencia de trabajo de conformado en frío en el incremento de los valores del límite de fluencia y de rotura del acero empleado, para determinar las resistencias nominales de las conexiones empernadas, observar directa y objetivamente los diferentes modos de fallas.

PALABRAS CLAVE

Norma AISC-LRFD,
Pletinas,
Flexión,
Tracción,
Conexiones empernadas

ABSTRACT

Cold-formed structural elements are more difficult to design than hot-rolled elements because their very thin sections have different behaviors and failure modes. The lack of understanding of the structural behavior of the members of a metal structure with cold-formed steel profiles puts the integrity of the structures at risk, so the following problem arises: how can an optimal and safe design about a steel structure with cold-formed profiles? To respond to the scientific problem posed, this project analyzes the behavior of structural members with cold-formed steel profiles bolted together to determine their nominal resistances through tests carried out in the laboratory and compare them with the nominal resistances obtained using the expressions given by the specifications of the American Institute of Iron and Steel AISC. Tests were carried out on samples of structural elements first to determine the influence of cold forming work on the increase in the values of the yield and breaking limit of the steel used, to determine the nominal resistances of the bolted connections, directly and objectively observe the different failure modes.

KEYWORDS

AISC-LRFD Standard,
Plates,
Bending,
Tensile,
Bolted connections

INTRODUCCIÓN

Durante el período de la Segunda Guerra Mundial en que Estados Unidos construyó más de 5000 buques, en alrededor de 1000 buques se detectaron más de 1300 fallas estructurales de variada magnitud hasta antes de abril de 1946. Se debe considerar que muchos de los buques no tenían más de tres años de servicio.

Serías fallas como la fractura completa de la cubierta y planchaje de la quilla ocurrieron en alrededor de 250 buques. Este número no incluye las causas como resultado de los daños de guerra o causas externas como son varadas o colisiones. Alrededor de 20 buques se partieron en dos o debieron ser abandonados por haberse encontrado una falla estructural masiva.

En Andalucía, una nave industrial de 3000 m² tuvo un desplome debido a una sobrecarga de nieve en dicha cubierta, el día de la nevada, se pudo registrar una capa de nieve de aproximadamente 15 cm, la estructura principal de la nave fue resuelta mediante grandes pórticos metálicos de 10 m de altura x 40 m de luz, todos los pórticos fueron prefabricados divididos en 6 piezas conectadas entre sí mediante conexiones emperradas, los pilares estaban formados con una pieza cada uno de ellos mientras que los dinteles se dividían en 4 piezas de 10 m de longitud, el montaje del dicha estructura fue hecha en 3 fases, la primera, el replanteo y la colocación de las columnas metálicas, la segunda, que el montaje del dintel en el suelo de la nave, finalmente, se eleva el dintel mediante grúas y fue atornillado a las columnas, teniendo un error en la primera fase, es decir, las columnas no estaban colocadas en el lugar preciso que deberían estar, provocando una inclinación de dichas columnas, estos errores realizaron que las conexiones emperradas no ajustaran correctamente, manteniendo una pequeña separación, provocando que los dinteles y las columnas trabajaran como elementos totalmente separados y poniendo toda la carga extra en los pernos, provocando el desplome de la cubierta de la nave industrial.

Las construcciones donde se emplean aceros estructurales cada vez tiene más importancia en los países, no solo en construcciones civiles, sino también en construcciones industriales o militares, por ende, en el diseño los factores más críticos que se debe tomar en consideración es el diseño de conexiones ya que altera a gran magnitud la seguridad y el costo que tendrá dicha estructura.

En el año 1999 la norma americana "AISC", empleó una investigación que logró poner en primer plano a las conexiones emperradas ya que presento una menor rigidez, es decir son conexiones dúctiles; entender una estructura con conexiones idealizadas es un error común que se puede dar en nuestro entorno ya que en dicha idealización se obvia la rigidez de la conexión, una errónea modelación puede llevar a predicciones irreales del funcionamiento estructural ante las fuerzas aplicadas.

En la actualidad se cuentan con diversas metodologías de construcción para la fabricación de estructuras metálicas, estas fueron evolucionando desde el puente "EADS", que fue el primer puente en usar acero estructural. Pero las estructuras metálicas se retroceden más a la época del siglo II, con las cerchas de

bronce del pórtico del panteón de Roma, lamentablemente fueron fundidas por el papa Urbano VIII (1623-1644) en el siglo XVII que mandó fundirlas para fabricar cien cañones para el Castillo Sant Ángelo, en otra versión se dice que el papa Urbano VIII mandó fundir el bronce del techo para que fuera empleado en el baldaquino de San Pedro. En sí, las construcciones metálicas son muy antiguas al igual que la civilización, lo cual ayudo a tener dominio en la técnica.

Las estructuras metálicas tienen su origen en el siglo XVIII, pero las de acero como tal se popularizaron en la segunda mitad del siglo XIX. Durante esta época, se fueron refinando las técnicas de producción del acero, que era un material más industrializado y resistente que el hierro pudelado. Dotarlo de mejores propiedades mecánicas aceleró el impulso de la industria siderúrgica, y ya con la Revolución Industrial el acero se convirtió en el material más utilizado en la industria de la construcción, incluso por delante del hierro. Las tres construcciones de acero que marcan un antes y un después en la historia de este material son:

El Palacio de Cristal de Joseph Paxton, construido en Londres en 1851.



Figura 1. Palacio de Cristal (Nuevatribuna.es)

La Galería de las Máquinas en París, construida en 1889 y diseñada por el ingeniero Ferdinand Dutert.



Figura 2. Galería de las Máquinas (Wikipedia)

La Torre Eiffel en París, finalizada en 1889.



Figura 3. Torre Eiffel (Wikipedia)

En la primera mitad del siglo XX en países como EE.UU. las construcciones de acero tuvieron una gran importancia como el Chrysler o el Empire State en Nueva York que basaron su construcción en acero, en el Empire State se necesitó 60000 toneladas de acero. A partir de la Segunda Guerra Mundial, el acero es un material presente en la mayoría de los proyectos de construcción. En sus diferentes formas y aleaciones, presenta unas propiedades físicas y mecánicas como la elasticidad, la resistencia a la corrosión o la ductilidad que lo han hecho idóneo para la construcción. Las conexiones llevan siglos empleándose en nuestro ambiente, pero desde el siglo XVIII se empezaron a usar en las conexiones aplicadas a estructuras metálicas.

En Bolivia el uso de estructuras metálicas es un tema que no está muy desarrollado a comparación de los demás países, donde ocupan las estructuras metálicas para edificaciones de gran magnitud, como estadios de fútbol, cubiertas de edificios, naves industriales, etc. Por ende, se debe tener muy en cuenta que las conexiones de dicha estructura puedan ser emperradas, soldadas o remachadas, porque al no estar pendiente de ellas, se obtiene un mal control y puede producirse fallas estructurales de gran magnitud y que a su vez pueda provocar la caída de dicha estructura.

Las fallas producidas en las uniones ponen en riesgo la integridad de las estructuras metálicas, en especial en las conexiones emperradas por el motivo de que no se puede asegurar un gran control al momento de perforarlas, las condiciones a las que puede estar sometida dicha unión, propiedades, separación y el dimensionamiento de los conectores. La necesidad de comprender y evaluar de manera integral el comportamiento de las conexiones emperradas en pletinas conformadas en frío, considerando los requisitos y criterios de diseño establecidos por la norma AISC-LRFD. El rendimiento y la capacidad de carga de estas conexiones, así como los factores que influyen en su comportamiento, para garantizar su seguridad y eficiencia en aplicaciones estructurales.



Figura 4. Daños Ocasionados a Estructura Metálica en Bolivia (Nieves Conde)



Figura 5: Daños Ocasionados a Estructura Metálica en Bolivia Patricia (Nieves Conde)

El estudio teórico permite desarrollar modelos matemáticos y análisis estructurales que consideren los esfuerzos y las cargas aplicadas a las conexiones emperradas, así como los criterios de diseño establecidos por la norma AISC-LRFD. Esto ayudará a comprender el comportamiento esperado de las conexiones y predecir su capacidad de carga. Por otro lado, los ensayos experimentales en laboratorio permiten obtener datos reales sobre el comportamiento de las conexiones emperradas en pletinas conformadas en frío, sometiéndolas a cargas controladas y observando su respuesta estructural. Estos ensayos ayudan a validar los modelos teóricos, evaluar la capacidad de carga real de las conexiones y detectar posibles fallas o limitaciones.

En resumen, el estudio integral del comportamiento de las conexiones emperradas en pletinas conformadas en frío, aplicando estudios teóricos y ensayos experimentales en laboratorio, para cumplir con los requisitos y criterios de diseño establecidos por la norma AISC-LRFD. La investigación busca mejorar la comprensión, la seguridad y la eficiencia de estas conexiones en aplicaciones estructurales.

DESARROLLO

La influencia de los esfuerzos internos en placas de conexión emperradas se analizó considerando la distribución de perforaciones de acuerdo con la norma AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design). Esta norma proporciona pautas detalladas para el diseño de conexiones en estructuras de acero, incluyendo las placas de conexión emperradas.

Las placas de conexión emperradas son elementos estructurales utilizados para unir componentes de acero en una estructura, como vigas, columnas o entrepisos. Estas placas están

perforadas para permitir la conexión mediante pernos, que transmiten las cargas entre los elementos conectados.

La norma AISC-LRFD establece requisitos para garantizar que las placas de conexión emperradas sean capaces de resistir las cargas y los esfuerzos internos a los que están sometidas.

La norma establece los requisitos para el diseño de las perforaciones en términos de tamaño, espaciamento y distribución. Además, proporciona criterios para analizar los esfuerzos internos en las placas de conexión emperradas.

Esto implica el cálculo de las fuerzas de tracción, compresión y corte que actúan en la placa y los pernos. El análisis considera la distribución de las perforaciones y la disposición de los pernos, así como las cargas externas y las condiciones de carga específicas de la estructura.

El objetivo del análisis de los esfuerzos internos es garantizar que la conexión emperrada sea capaz de resistir las cargas aplicadas sin deformaciones excesivas ni fallas estructurales.

La norma AISC-LRFD establece factores de seguridad y criterios de resistencia para garantizar que las placas de conexión emperradas cumplan con los estándares de seguridad y rendimiento estructural.

Además del análisis de esfuerzos, la norma AISC-LRFD también incluye requisitos para el diseño de los pernos utilizados en las conexiones emperradas. Estos requisitos abarcan aspectos como la resistencia a la tracción y el corte de los pernos, así como la disposición y el espaciamento adecuados de los mismos.

La norma AISC-LRFD establece los siguientes aspectos clave a considerar:

- Diseño de los pernos.
- Distribución de las perforaciones.
- Verificación de esfuerzos.
- Revisión de la rigidez

Esto implica realizar cálculos de resistencia estructural y rigidez de la conexión, considerando los diferentes modos de falla, como la rotura de los pernos, el pandeo de la placa, el corte y la tensión en los elementos conectados.

Las máquinas CONTROLS han sido diseñadas para realizar, sobre el terreno o en laboratorio, ensayos de tracción en barras de acero de hasta 26 mm de diámetro y ensayos de compresión en probetas cilíndricas de hormigón y cubos, utilizando los accesorios adecuados. Son comparativamente ligeras, con dimensiones reducidas, buena precisión y muy asequibles, lo que las hace ideales para los laboratorios de obra y para fines educativos.

Se modelaron tres variaciones de diseño que se pondrá a prueba en cálculo teórico y en laboratorio.

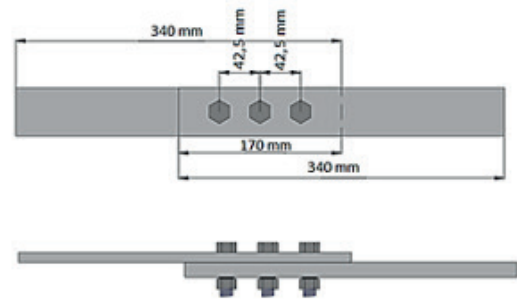


Figura 6. Modelo de Variación Controlada

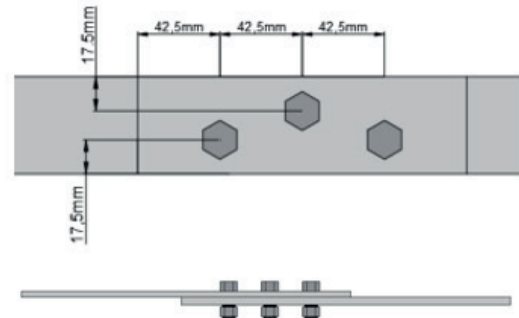


Figura 7. Modelo en Zigzag

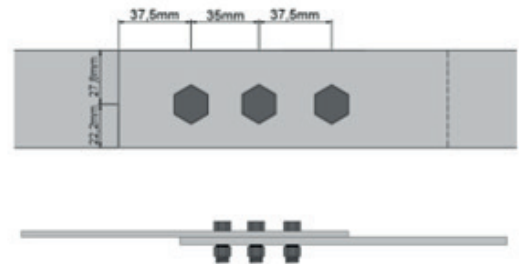


Figura 8. Modelo de la Variación Aleatoria

En el comportamiento teórico esfuerzos de tracción, se consideró que los pernos están sometidos a fuerzas de tracción pura, y se evaluó la resistencia de los pernos y las placas de conexión en función de sus propiedades geométricas y mecánicas. Se pueden utilizar métodos como la teoría de la falla por corte o el método de las tensiones admisibles para calcular las tensiones críticas y determinar la capacidad de carga de la conexión.

Para esfuerzos de flexión, se consideró la interacción entre la tracción y la compresión en los pernos y las placas. Se utilizaron ecuaciones de equilibrio y condiciones de compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones y momentos en la conexión.

Cuando las probetas con conexiones emperradas se sometieron a esfuerzos de tracción, se aplicó una carga axial que tiende a separar las piezas conectadas. El comportamiento teórico de estas conexiones se basó en las teorías de la resistencia de materiales, que predicen cómo los materiales se deforman y fallan bajo carga. El análisis teórico implicó calcular la resistencia a la tracción de los pernos, la capacidad de carga de la conexión

y la distribución de tensiones a lo largo de las piezas conectadas.

Tabla 1. Cálculos de Fluencia y Fractura Según la Norma ASTM LRFD

	LRFD	ASD
Fluencia, kN	50,014	29.948
Fractura, kN	56.016	28.008

El comportamiento experimental implicó la realización de pruebas en probetas o estructuras a escala para evaluar el rendimiento de las conexiones empennadas sometidas a esfuerzos de tracción y flexión. Estas pruebas proporcionaron datos reales sobre la capacidad de carga, la rigidez y el comportamiento ante la carga cíclica o dinámica de las conexiones.

En las pruebas de tracción, se aplicaron fuerzas de tracción gradualmente a los pernos y se midió la carga máxima que pueden soportar antes de la falla. Estas pruebas permitieron evaluar la resistencia a la tracción de los pernos y la capacidad de las placas de conexión para transmitir la carga.

En las pruebas de flexión, se aplicaron momentos en las probetas para simular las cargas de flexión. Se midieron las deformaciones y se registró el comportamiento de la conexión empennada hasta que se alcance la falla. Estas pruebas permitieron evaluar la resistencia a la flexión de los pernos y las placas, así como la capacidad de la conexión para resistir deformaciones y redistribuir las cargas.

El análisis teórico y experimental de las probetas con conexiones empennadas sometidas a esfuerzos de flexión también requiere considerar factores como la distribución de tensiones en las secciones transversales de las piezas, la capacidad de carga máxima antes de la falla y la evaluación de los desplazamientos y deformaciones resultantes.

La combinación de análisis teóricos y pruebas experimentales proporciona una comprensión completa del comportamiento de las conexiones empennadas sometidas a esfuerzos de tracción y flexión. Estos estudios permiten a los ingenieros diseñar conexiones seguras y eficientes, garantizando que las estructuras sean capaces de soportar las cargas esperadas sin sufrir fallas o deformaciones excesivas.

Además, la investigación continua en este campo contribuye al avance de la ingeniería estructural y a la mejora de los estándares de seguridad en la construcción de infraestructuras.

Tabla 2. Resultados según el programa AUTODESK INVENTOR

Nombre de restricción	Fuerza de reacción		Momento de reacción	
	Magnitud, N	Componente (X,Y,Z), N·m	Magnitud, N	Componente (X,Y,Z), N·m
1	37466,8	37465,7	88.649	0,351993
		0,000		88,6483
		297,332		0,000

Tabla 2. Resultados según el programa AUTODESK INVENTOR

Nombre de restricción	Fuerza de reacción		Momento de reacción	
	Magnitud, N	Componente (X,Y,Z), N·m	Magnitud, N	Componente (X,Y,Z), N·m
2	116.002	-43,6494	9,22307	-0,0531538
		-19,4712		-9,22291
3	37424,5	-105,698	66,4235	0,000
		-37424		-0,635271

El comportamiento experimental implicó la realización de pruebas en probetas o estructuras a escala para evaluar el rendimiento de las conexiones empennadas sometidas a esfuerzos de tracción y flexión. Estas pruebas proporcionaron datos reales sobre la capacidad de carga, la rigidez y el comportamiento ante la carga cíclica o dinámica de las conexiones.

Las probetas que se encontraron son de distintos espesores, es decir que una tiene 4 mm de espesor y otra que tiene 3 mm de espesor, el porqué de esta variación es para poder controlar el punto de falla, es decir la falla se producirá en el elemento más esbelto (la pletina que fallara es la de 3 mm) cada una es cortada con una longitud de 340 mm, cada una tiene un ancho de 50 mm. Se traslaparon las dos pletinas y se conectaron usando una hilera de 3 pernos de clase 8.8 con un diámetro de 12 mm.

Esfuerzos de tracción:

Se instalaron una a una las muestras en la máquina de ensayos universales, se midieron las distancias iniciales entre los extremos del extensómetro para que luego de los ensayos se midan las distancias finales y determinar las deformaciones de cada muestra.

Se procedió al ensayo de tracción de cada una de las muestras, cargándolas hasta la rotura.

Tabla 3. Ruptura por tracción de muestras compuestas por dos placas con dimensiones 50 x 3 mm y 50 x 4 mm con áreas de 200 y 150 mm².

Variación	Longitud de la muestra, mm		Deformación, %	Carga de Rotura, kN Muestra
	inicial	final		
Controlada	450	462	2.67	61.05
Zigzag	450	457	1.56	58.17
Aleatoria	450	461	2.44	60.34

Esfuerzos de flexión:

Se instalaron una por una las muestras en una prensa hidráulica, se midieron las distancias iniciales entre los extremos. Posteriormente luego de los ensayos se midieron las distancias finales y se determinó las deformaciones de cada muestra.

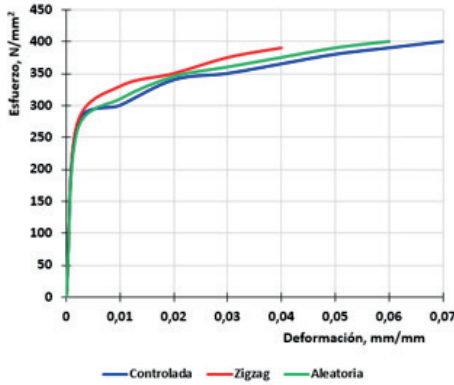


Figura 7. Esfuerzo de deformación promedio de las tres variaciones.

Tabla 4.: Ruptura por tracción de muestras compuestas por dos placas con dimensiones 50 x 3mm y 50 x 4 mm con áreas de 200 y 150 mm².

Variación	Longitud de la muestra, mm		Deflexión, mm	Deformación, %	Carga de Rotura, kN
	inicial	final			
Controlada	515	504	12	2.07	19.2
Zigzag	515	497	28.5	3.43	16.1
Aleatoria	515	500	23.7	2.91	19.2

Conociendo las fallas más comunes en las pletinas que tienen ciertas conexiones emperradas se pudo ver e identificar las fallas que se produjeron, al igual que la separación, el orden o el control de las perforaciones que influyeron en las fallas producidas.

Fallas de Tracción

Muestras de variación controlada

En las muestras de variación controlada se puede ver la falla existente en la placa número 1 (menor grosor, 3 mm) la cual es una falla dúctil, porque se observa como el material comenzó a presentar una deformación reduciendo su sección en la tercera perforación de 5 a 4.5 cm donde se puede ver que el material dejó de resistir la tracción y fallo, también existe una ovalización en la tercera perforación de la placa 1 la cual logró aumentar su tamaño de 12 mm y a la vez llegar a los 20 mm.

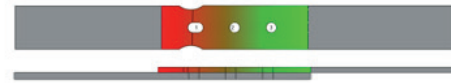


Figura 8. Representación de las fallas de tracción detectadas en las muestras de variación controlada

Muestras de variación zigzag

En las muestras de variación zigzag se notó la falla existente en la placa número 1 la cual es una falla dúctil porque como el material comenzó a presentar una deformación reduciendo su sección en la tercera perforación de 5 cm a 4.6 cm donde se puede ver que el material dejó de resistir la tracción y fallo, también se determinó la existencia una ovalización en la tercera perforación de la placa 1 la cual logró aumentar su tamaño de 12 a 18 mm, a diferencia de los especímenes controlados se puede observar que tanto la placa 1 y la placa 2 lograron sufrir una deformación en la cual la placa 1 tuvo una ondulación clara de 5 mm en su punto más alto, mientras que la placa 2 tuvo una ondulación de 3 mm. También se observó ovalización en todas las perforaciones aumentando su sección de 12 a 13 mm, en la placa 2.

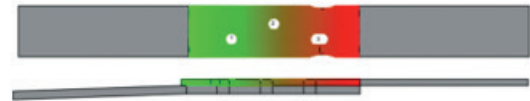


Figura 9. Representación de las fallas de tracción detectadas en las muestras de variación zigzag

Muestras de variación aleatoria

En las muestras de variación aleatoria se vio la falla existente en la placa número 1 la cual es una falla dúctil, porque se puede observar como el material comenzó a presentar una deformación reduciendo su sección en la tercera perforación de 5 cm a 4.4 cm donde se puede ver que el material dejó de resistir la tracción y fallo. También se pudo observar una ovalización en la tercera perforación de la placa 1 la cual logró aumentar su tamaño de 12 mm a 19 mm. También se observó ovalización en todas las perforaciones aumentando de 12 a 13 mm al igual que en la placa 2 se tiene una ondulación de 0.2mm en su punto más alto, cabe destacar que esta Ovalización ocurrió al otro extremo del punto de falla de dicho espécimen.



Figura 10. Representación de las fallas de tracción detectadas en las muestras de variación aleatoria

Fallas de Flexión

Muestras de variación controlada

Se observó fallas en ambas placas, falla de pandeo local la cual troncho la probeta generando daños en las perforaciones estas debido a la resistencia del perno, que es mayor a la exigencia de las pletinas, si el caso no fuera ese, el perno hubiera tenido una falla frágil, en la perforación central al ser donde existió más carga logró obtener una ovalización de 13 a 15 mm en sentido

vertical, la primera y segunda perforación presentaron una ovalización de 14 mm en sentido horizontal, presentan un alabeo hasta de 13 mm de altura

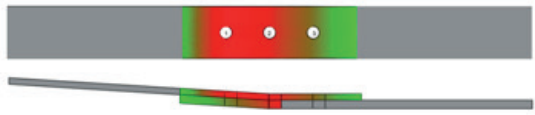


Figura 11. Representación de las fallas de flexión detectadas en las muestras de variación controlado

Muestras de variación zigzag

Se observaron fallas en ambas placas, falla de pandeo local la cual troncho la probeta generando daños en las perforaciones estas debido a la resistencia del perno, que es mayor a la exigencia de las pletinas, si el caso no fuera ese, el perno hubiera tenido una falla frágil, en la tercera perforación logro obtener una ovalización de 15 mm en sentido vertical, las demás tuvieron una ovalización de 14 a 19 mm, el alabeo tiene una altura de 15 mm.

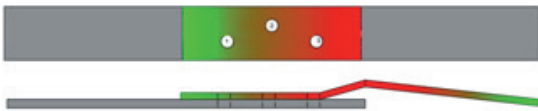


Figura 12. Representación de las fallas de flexión detectadas en las muestras de variación zigzag

Muestras de variación aleatoria

Se observaron fallas en la placa 1 y observar la falla de pandeo local la cual troncho la probeta generando daños en las perforaciones en la primera perforación logro obtener una ovalización entre 13 a 14 mm, presentan ondulaciones.

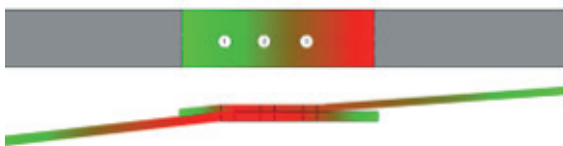


Figura 13. Representación de las fallas de flexión detectadas en las muestras de variación aleatoria

Como pudo ver el diseño de estas muestras al ser sometidas a tracción y flexión con resistencias para evitar la falla directa por tracción se constata que los especímenes tienden a doblarse por las cargas puntuales, más rara vez llegan a romperse, es decir primero fallan a tracción antes de fallar a compresión.

DISCUSIÓN

En la evaluación el comportamiento de las conexiones emperradas se presentaron cuatro tipos de cálculos, el primero es mediante la norma ASTM-LRFD, el segundo es quitando los factores de seguridad, el tercero es mediante la norma ASTM ASD y el ultimo es el resultado obtenido por el software AUTODESK INVENTOR:

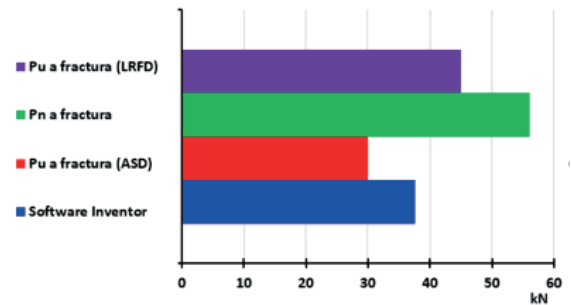


Figura 14. Comparación técnica de resultados teóricos

La evaluación del comportamiento de las conexiones emperradas se presentaron tres tipos de variaciones que pueden presentarse en una obra, de los cuales se compararon en sus resistencias

En la figura 15 se observar cómo existe una gran variación entre las perforaciones que mantienen un eje a una que tiene un eje disperejo, disminuyendo la resistencia, si tomamos el promedio de los especímenes controlados como si fuera el 100% los especímenes zigzag obtienen un 94.57% de la resistencia máxima, mientras que los especímenes disperejas obtienen un 99.84%, si restamos los resultados con el 100% la variación del promedio de los especímenes zigzag tiene una variación del 5.43% de su resistencia, mientras que el promedio de los especímenes disperejas que mantiene un eje que por más que no es en el centro, solo varia un 0.16% indicando que si se mantiene el eje, la resistencia tendrá una variación mínima, sin importar que las perforaciones se encuentren en el centro del elemento.

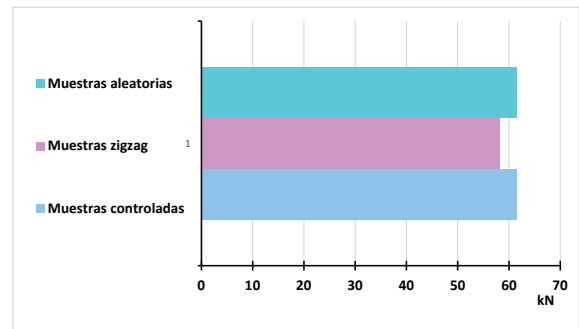


Figura 15. Comparación técnica de resultados experimentales

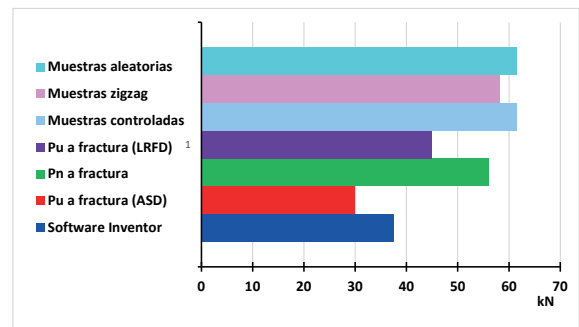


Figura 16. Comparación técnica Teórica/Experimental

Al conocer los cálculos teóricos y los resultados en laboratorio se puede comparar los resultados teóricos/experimentales:

Como la norma por más que se quite los factores de seguridad igual mantiene una variación del 9% al resultado de los ensayos experimentales, proporcionando una seguridad latente al momento de realizar las perforaciones.

En la vida cotidiana se presenta perforaciones con un desfase en la fabricación los cuales realizan una diferencia significativa en la resistencia de las conexiones, pero al ser comparadas con el resultado obtenido teóricamente se pudo observar que los parámetros de seguridad avalan los desfases demostrando que la conexión alcanza una resistencia mayor a la calculada, dando la opción de reducir costos y tiempo al momento de construir con conexiones emperradas por el hecho de que la conexión puede funcionar sin necesidad de tener una precisión absoluta al momento de perforar, estos ensayos nos demuestran a una ciencia más exacta la resistencia que puede tener dicha conexión y pudiendo optar de usar materiales más esbeltos pero siempre evitando llegar a la resistencia máxima, pero si pudiendo optar por materiales que solo excedan mínimamente el cálculo teórico.

En resumen, este proyecto de grado es técnicamente viable ya que proporciona información valiosa para mejorar la seguridad y el rendimiento de las estructuras metálicas, proporcionando datos y fallas que pueden producirse en las estructuras de gran magnitud, dándonos una mejor visión de cómo actúan y como se ven afectadas.

CONCLUSIONES

Se puede observar la comparación existente entre el comportamiento teórico y experimental pudiendo constatar la variación que puede existir entre el cálculo teórico, como los especímenes fueron diseñados a tracción se constata la gran variación entre la resistencia, siendo menor o presentando el alabeo que se presentó en varios especímenes, poniendo en peligro la integridad del diseño presente.

También se ve presente la variación existente entre los distintos tipos de perforación, viendo que los especímenes dispares son los que tienen más resistencia, porque hay menor separación entre algunos pernos y el trabajo que realizan es más sólido.

Sin embargo, existe demasiados daños producidos a los especímenes, más que los que se encuentra en los especímenes controlados, que trabajan los 3 pernos a la par, al igual se puede constatar los factores de seguridad que proporciona la norma AISC - LRFD, demostrando que la resistencia de un material puede ser mayor que la presente en el cálculo, protegiendo la integridad de la estructura.

REFERENCIAS

- CASTAÑEDA-ALVARADO, J. (2014). ESTUDIO DE LAS CONEXIONES. PERÚ. DIGITAL, L. T. (11 DE 03 DE 2014). LA PAZ: REPORTAN HERIDOS TRAS CAÍDA DE UN TINGLADO EN LA UNIVERSIDAD SALESIANA. LOS TIEMPOS.
- SCHAFFER, B. W. (2006). BOLTED MOMENT CONNECTIONS IN COLD-FORMED STEEL CONSTRUCTION. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 132(8), 1334-1343.
- SCHAFFER, B. W. (2018). DESIGN OF BOLTED CONNECTIONS IN COLD-FORMED STEEL CONSTRUCTION: BACKGROUND AND COMMENTARY. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 144(6), 04018045.
- AGENCY, F. (. (2012). NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA P-1050), FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- GRUBB, M. A. (2003). BEHAVIOR AND DESIGN OF BOLTED CONNECTIONS IN COLD-FORMED STEEL. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 129(1), 53-61.
- FISHER, J. W. (2000). BOLTED JOINT BEHAVIOR AND DESIGN FOR COLD-FORMED STEEL STRUCTURES. JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING, 126(10), 1202-1208.
- RODRÍGUEZ, D. R. (2018). ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL ESFUERZO EN UNA PLACA PLANA. PEREIRA: UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PEREIRA.

CITA

