

## Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16.

### Development of software for the design of prequalified connections according to ANSI/AISC 358-16.

Alex Vega-Ilaquiche<sup>1</sup>; Betzabeth Suquillo-Ronquillo <sup>2</sup>; Juan Chacón-Sánchez<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Avega Const S.A.S., Consultor Independiente, Latacunga- Ecuador, alexvega2098@gmail.com

<sup>2</sup>Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago de Chile - Chile, bsuquillo@ug.uchile.cl

<sup>3</sup>Ingenio Innova, Consultor Independiente, Ambato - Ecuador, ingenio\_innova@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.31243/id.v15.2022.1592>

#### Resumen

Las conexiones precalificadas viga-columna desempeñan un rol crítico en el comportamiento de las estructuras de acero; de ellas depende el adecuado comportamiento del sistema estructural seleccionado pues permiten al sistema disipar energía en eventos sísmicos por medio de deformaciones inelásticas, por lo cual en el presente artículo se muestra la implementación numérica de un software libre SEDE CONNECTION (Seismic Design Connection), de uso educativo para el análisis y diseño de tres tipos de conexiones a momento: sección de viga reducida (RBS), placa de extremo extendida de cuatro pernos sin rigidizadores (BUEEP 4E) y placa apernada al ala (BFP) de acuerdo a lineamientos establecidos por la norma AISC 358-16. Uno de los objetivos de esta implementación numérica es obtener resultados de forma rápida y segura reduciendo tiempo de análisis y desgaste computacional. Este software fue validado cuantitativamente mediante una comparación de resultados obtenidos manualmente, obteniendo una diferencia bastante baja, verificando así que los valores obtenidos son fiables para verificar y/o diseñar conexiones precalificadas.

#### Palabras clave:

*Conexión precalificada, Conexión RBS, ANSI/AISC 358-16.*

#### Abstract

Prequalified beam-column connections play a critical role in the performance of steel structures; The adequate performance of the selected structural system depends on them, since they allow the system to dissipate energy in seismic events through inelastic deformations, which is why this article shows the numerical implementation of a free program for educational use for analysis and design. of three types of connections at a time: Reduced Beam Section (RBS), bolted unstiffened extended end-plate (BUEEP 4E) and bolted flange plate (BFP) according to guidelines established by the AISC 358-16 standard. This program allows the user to obtain results quickly and safely, for which the program verified a comparison of results obtained manually, obtaining a low difference in results, thus verifying that the values obtained by free software are reliable and that it can be used. to verify, and / or design prequalified connections.

#### Keywords:

*Prequalified connection, RBS connection, ANSI / AISC 358-16.*

## Introducción

Las estructuras metálicas son un sistema constructivo que se usa comúnmente a nivel mundial, debido a su buen desempeño durante la ocurrencia de eventos sísmicos, con grandes ventajas como su ligereza, ductilidad, durabilidad y alta resistencia. A pesar de ello, se han evidenciado fallas significativas, causando pérdidas humanas y económicas importantes en terremotos mundialmente conocidos como Northridge (1994) de magnitud 6.7 y Kobe (1995) de magnitud 7.3 (Chacón, Riera, & Panillo, 2018) (Fuentes, González, Calderín, & Sánchez, 2018). Estos eventos sísmicos marcaron un punto importante en la ingeniería estructural, porque mostraron que el rendimiento de las estructuras no fue el esperado, razón por la cual se revisaron los códigos y procedimientos de diseño, especialmente en el área de las conexiones de viga y columna.

En el caso especial, con el terremoto de Northridge, algunas decenas de estructuras de acero con pórticos especiales resistentes a momento padecieron fracturas por fragilidad, los mismos que resultaron en el área de conexión de la columna y la viga como se observa en la Figura 1. Estas fracturas por fragilidad imposibilitaron la formación de zonas de articulaciones plásticas dúctiles de las vigas, lo que resultó en un comportamiento sísmico muy diferente de los requerimientos de diseño en los que se basaban estos sistemas. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

**Figura 1.** *Fracturas típicas en el Sismo de Northridge*



*Fuente: (NEC-SE-AC, 2014)*

Considerando las fallas evidenciadas durante el sismo de Northridge, la Agencia Federal de Administración de Emergencias (FEMA 350, 2000) reunió a universidades y asociaciones formando un equipo denominado SAC Joint Venture a fin de investigar las causas de daños durante el sismo y la posibilidad de reducirlos durante eventos futuros. Varias causas fueron identificadas en el transcurso de seis años las mismas que pueden encontrarse en los informes publicados por la SAC Joint Venture. Estos informes contenían recomendaciones para la construcción y el diseño de pórticos resistentes a momento, las mismas que fueron tomadas por la American Institute for Steel Construction (AISC), para posteriormente ensayar las conexiones utilizando especímenes a escala real, y así probar que tengan una ductilidad adecuada. Estos resultados

fueron tomados e incluidos en el documento (ANSI/AISC 358-16, 2016) en el que se describe el diseño y el procedimiento detallado para ciertos tipos de conexiones precalificadas a momento.

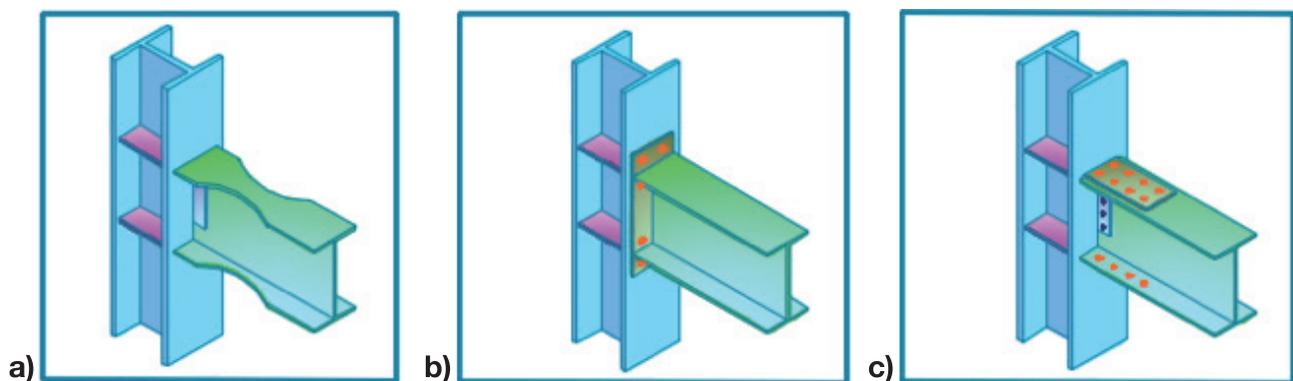
Ecuador se encuentra en una de las zonas sísmicas más activas de la región, por esta razón, las estructuras construidas sin regulación o inspección técnica adecuada en términos de diseño y construcción tienen alta probabilidad de ser vulnerables sísmicamente, lo cual se evidenció en el último evento sísmico suscitado en Ecuador, el 16 de abril de 2016, con epicentro en la provincia de Manabí con una magnitud de 7.8 en la escala de Richter dejando como saldo en aquella región varias muertes, edificios derrumbados e innumerables edificios para ser rehabilitados (Rosillo Suárez, Intriago Cedeño, & Bravo Rosillo, 2019). En este contexto científico y técnico, es de suma importancia calcular la resistencia de las conexiones en caso de un evento sísmico, así como la resistencia de la estructura, porque la integridad de todo el conjunto depende de ello (Cardoso & Quishpe, 2014).

Actualmente existe una normativa para llevar a cabo el diseño de estas conexiones precalificadas a momento, como es el (ANSI/AISC 358-16, 2016), el cual es un procedimiento matemático extenso, debido al número de iteraciones necesarios para obtener un resultado adecuado.

## Metodología

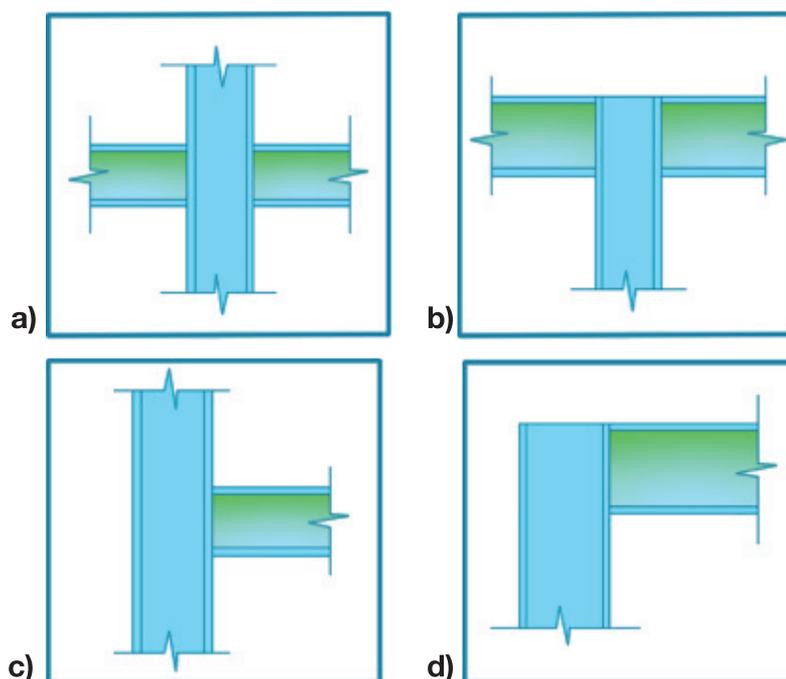
En este capítulo se describe la metodología utilizada en la implementación de un software libre para el diseño y verificación de conexiones precalificadas en pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) (ASCE 7-16, 2016), que por sus siglas en inglés son RBS, BUEEP 4E y BFP como se muestra en la Figura 2, lo cual brinda al usuario una herramienta confiable que, a través de múltiples procedimientos de cálculo, determina la resistencia y validez de una conexión frente a las demandas de carga impuestas conforme a la normativa (ANSI/AISC 358-16, 2016). Para el análisis de las conexiones, se tomaron en cuenta 4 condiciones de nodo: interno, piso superior interno, borde y borde del piso superior, como se describe en la Figura 3.

**Figura 2.** Tipos de conexiones a) RBS b) BUEEP 4E c) BFP.



Fuente: Adaptado del AISC 358-16. (2016)

**Figura 3.** Condiciones de nodo: a) interno, b) piso superior interno, c) borde, d) borde del piso superior.



*Fuente: Autores.*

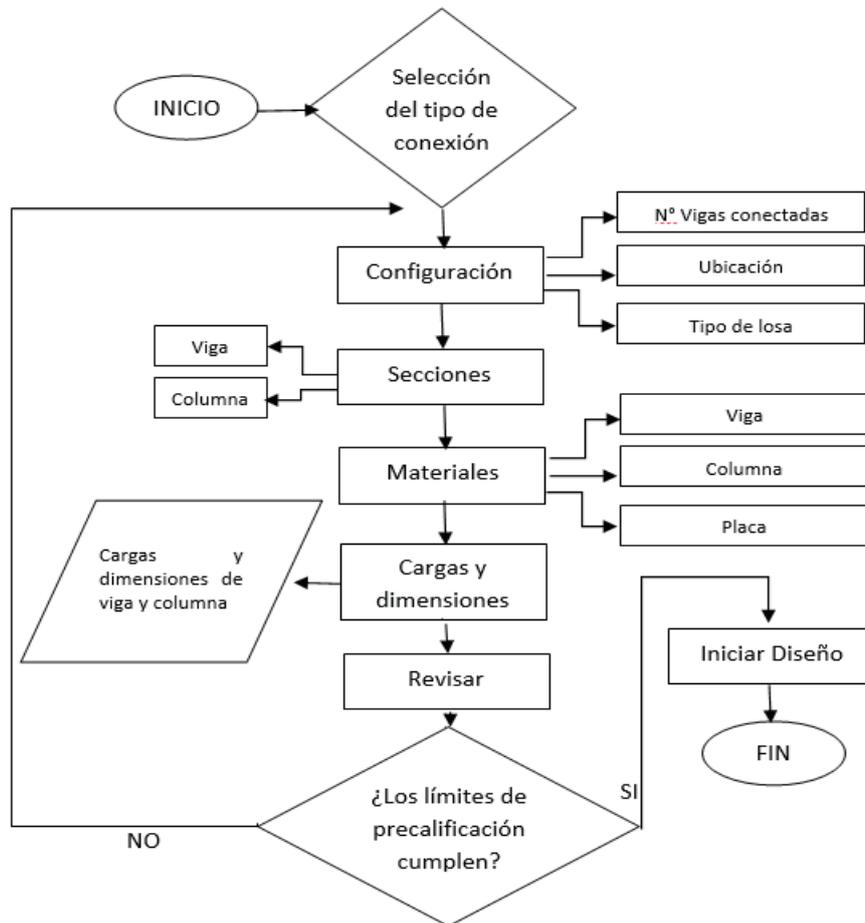
El diseño de una conexión se realiza a partir del cálculo de la resistencia que tiene cada uno de los elementos que la componen, frente a las características de fallas que pueda presentar (Tae-Sung, Hong-Gun, & Cheol-Ho, 2012).

La falla de una conexión puede manifestarse en los elementos conectados, en los elementos de conexión o en los conectores, por lo que se debe evaluar la resistencia en cada una de las partes de la unión y se debe determinar la menor de todas las resistencias que ellas aportan, siendo esta resistencia la que gobierna el diseño (McCormac & Csernak, 2013).

A partir de lo anterior, es necesario conocer los estados de falla que pueden ocurrir en cada conexión, tales como: Fluencia por tensión, Fractura por tensión, Fluencia por cortante, Fractura por cortante, Bloque de Cortante, Aplastamiento del elemento, Cortante en el perno, etc, los mismos que son aplicados de acuerdo a las Normas (ANSI/AISC 358-16, 2016), (ANSI/AISC 341-16, 2016), (ANSI/AISC 360-16, 2016) y que son considerados en la programación interna del software.

El software SEDE CONNECTION presenta una interfaz gráfica interactiva dentro de sus ventanas, con la cual el usuario puede seguir paso a paso cada uno de los cálculos realizados para el diseño de conexiones y así verificar los resultados presentados. En particular, el usuario debe seleccionar y especificar los elementos requeridos (es decir, tipo de conexión, perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos que se requiere para cada una de las conexiones), así también se puede observar el flujograma de la interfaz gráfica la cual es similar para todas las conexiones de acuerdo a la normativa (ANSI/AISC 358-16, 2016) requerida para la revisión de los límites de precalificación mostrada en la Figura 4.

Figura 4. Flujograma para la revisión de los límites de precalificación.



Fuente: Autores.

SEDE CONNECTION cuenta con un menú de conexiones con ejemplos manuales de 3 tipos de conexiones, normas AISC y un manual de usuario en el que se explica el manejo del software. En la Figura 5 se observa la interfaz del menú principal del software.

Todas las ventanas que componen el programa SEDE CONNECTION contienen un código base que contiene todas las variables globales del sistema que permiten el paso de información de una interfaz gráfica a otra y el orden de ejecución del mismo programa, cada una de las interfaces utilizadas por el Programa SEDE CONNECTION están formados por dos archivos, el primero es un archivo figura que contiene información sobre cómo lucirá cada interfaz gráfica, la posición de cada uno de sus elementos en su entorno y un archivo fuente que contiene todas las líneas de codificación las misma que fueron codificadas a partir de las limitaciones y el proceso de cálculo para cada conexión de acuerdo a la normativa empleada es decir, en su interior se encuentran todas las líneas de código que componen la interfaz de forma ordenada y separada por elemento.

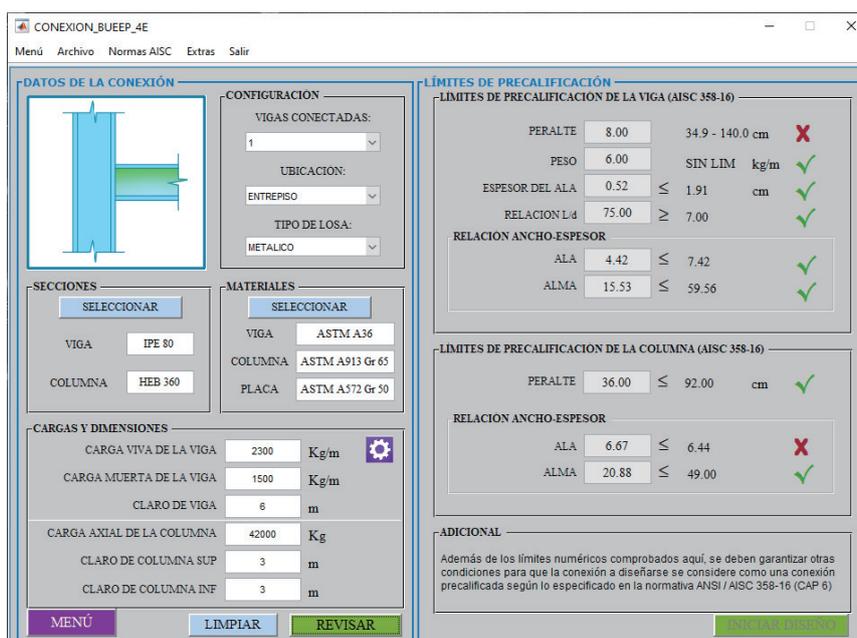
Figura 5. Interfaz del menú principal de SEDE CONNECTION.



Fuente: Autores.

En cuanto a la estructura del software, una vez ingresados los datos, el software se ejecuta mediante los distintos botones previstos para tal fin. Además, SEDE CONNECTION muestra una interfaz gráfica similar para familiarizar al usuario con el ingreso de datos, visualización de errores, consulta de normas, generación de resultados y exportación de la tabla de resultados como se muestra en la Figura 6.

Figura 6. Interfaz gráfica para el ingreso de datos



Fuente: Autores.

## Resultados

Con la finalidad de validar los procedimientos de cálculo y asegurar la precisión de los resultados presentados por SEDE CONNECTION, se realizan ejemplos de diseños de conexiones, y se comparan con los valores proporcionados por el software para cada uno de las conexiones.

### Diseño conexión RBS

Para la comprobación del análisis se verifica con un análisis desarrollado de la siguiente, manera, el cual es extraído del (AISC Seismic Design Manual, 2010) (ejemplo 4.11), diseñar la conexión a momento de sección de viga reducida (RBS) para unir dos vigas de perfil W24x76 a la columna W14x257, ambas de acero ASTM A992. El material de la placa de refuerzo (de ser necesarias) será de acero A572 Gr. 50. Las cargas uniformemente distribuidas actuando sobre la viga y la carga axial sobre la columna se dan a continuación:

**Tabla 1.** Datos de diseño de la conexión RBS.

Cargas	Especificaciones de los materiales	
$W_D = 1250.08 \text{ kg/m}$	<b>ASTM A992</b>	<b>ASTM A572 Gr. 50</b>
$W_L = 892.91 \text{ kg/m}$	$F_y = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$	$F_{yp} = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$
$\{ P_{UC} = 89359.20 \text{ kg}$	$F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$
$L_{claro} = 9.14 \text{ m}$	$R_y = 1.1$	$R_y = 1.1$

*Fuente: Autores.*

Una vez seleccionada la conexión RBS; Se muestra la interfaz gráfica de Datos de la conexión como se muestra en la Figura 7, presenta las opciones que permiten al usuario seleccionar la ubicación del nodo para la conexión, en este caso interno. Así también se ingresa todos los datos requeridos para viga y columna como son: perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos extraídos para la conexión. Una vez ingresados los datos, se presiona el botón Revisar, que muestra un mensaje indicando que todos los parámetros están en conformidad con la norma y se puede continuar ("Los límites de precalificación cumplen"), luego se procede a presionar el botón Iniciar - Diseño en el que le redirige a una interfaz como se muestra en la Figura 8, donde debe colocar las dimensiones (a, b y c). SEDE CONNECTION mostrará los valores extremos de cada dimensión (a, b y c) los mismos que están de acuerdo a las ecuaciones 5.8-1, 5.8-2 y 5.8-3 del (ANSI/AISC 358-16, 2016), para lo que es necesario colocar valores de prueba dentro de los rangos delimitados por la normativa.

Con la geometría de la sección de viga reducida (a, b y c) ingresada como dato, al alcance de un clic en el botón Diseñar, SEDE CONNECTION realiza los cálculos de diseño de la conexión RBS, cuyos resultados se mostrarán en el panel de Cargas sobre la conexión (Figura 8).

Figura 7. Interfaz para el ingreso de datos y revisión de los límites de precalificación.

**DATOS DE LA CONEXIÓN**

CONFIGURACIÓN  
VIGAS CONECTADAS: 2

UBICACIÓN:  
ENTREPISO

TIPO DE LOSA:  
METALICO

**SECCIONES**  
SELECCIONAR  
VIGA: USUARIO  
COLUMNA: USUARIO

**MATERIALES**  
SELECCIONAR  
VIGA: ASTM A992  
COLUMNA: ASTM A992  
PLACA: ASTM A572 Gr 50

**CARGAS Y DIMENSIONES**

CARGA VIVA DE LA VIGA: 892.91 Kg/m

CARGA MUERTA DE LA VIGA: 1250.08 Kg/m

CLARO DE VIGA: 9.144 m

CARGA AXIAL DE LA COLUMNA: 89359.20 Kg

CLARO DE COLUMNA SUP: 3.5 m

CLARO DE COLUMNA INF: 3.5 m

**LÍMITES DE PRECALIFICACIÓN DE LA VIGA (AISC 358-16)**

PERALTE	60.70	≤	92.00	cm	✓
PESO	113.10	≤	447.00	kg/m	✓
ESPESOR DEL ALA	1.73	≤	4.40	cm	✓
RELACIÓN L/d	15.06	≥	7.00		✓
RELACIÓN ANCHO-ESPESOR					
ALA	6.59	≤	7.35		✓
ALMA	47.05	≤	59.01		✓

**LÍMITES DE PRECALIFICACIÓN DE LA COLUMNA (AISC 358-16)**

PERALTE	41.70	≤	92.00	cm	✓
RELACIÓN ANCHO-ESPESOR					
ALA	4.23	≤	7.35		✓
ALMA	8.47	≤	55.78		✓

**ADICIONAL**

Además de los límites numéricos comprobados aquí, se deben garantizar otras condiciones para que la conexión a diseñarse se considere como una conexión precalificada según lo especificado en la normativa ANSI / AISC 358-16 (CAP. 5)

MENÚ LIMPIAR REVISAR INICIAR DISEÑO

Fuente: Autores.

Figura 8. Geometría de la sección reducida de la viga y cargas sobre la conexión.

**GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN REDUCIDA DE LA VIGA**

$R = \text{Radio de Curva} = \frac{4L_c^2 + L_c^2}{8c}$

Sección de Viga Reducida

**VALORES (a, b y c)**

11.40	cm ≤ a =	13.97	cm ≤	17.10	cm
39.46	cm ≤ b =	45.72	cm ≤	51.59	cm
2.28	cm ≤ c =	5.08	cm ≤	5.70	cm

**RADIO DE CORTE**

R = 53.98 cm

**CARGAS SOBRE LA CONEXIÓN**

**MOMENTOS**

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA REDUCCIÓN (M<sub>pr</sub>): 99632.96 Kg-m

MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA CARA DE LA COLUMNA (M<sub>f</sub>): 111681.90 Kg-m

MOMENTO PLÁSTICO DE LA VIGA (M<sub>pe</sub>): 126717.82 Kg-m

M<sub>f</sub> ≤ M<sub>pe</sub> ✓

**CORTANTES**

FUERZA CORTANTE EN LA VIGA (V<sub>RBS</sub>): 32715.03 Kg

FUERZA CORTANTE EN LA VIGA (V<sub>RBS</sub>): 17161.30 Kg

RESISTENCIA A CORTANTE REQUERIDA DE LA VIGA (V<sub>u</sub>): 33431.94 Kg

RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA (V<sub>n</sub>): 143392.53 Kg

V<sub>u</sub> ≤ φV<sub>n</sub> ✓

**DISEÑO DE LA CONEXIÓN ALMA-COLUMNA**

CORTANTE DE DISEÑO (V<sub>u</sub>): 33431.94 Kg

ESPESOR MÍNIMO DE PLACA (t<sub>p</sub>): 9.50 mm

ALTURA DE LA PLACA (d<sub>min</sub>): 14.15 cm

d<sub>min</sub> ≤ d<sub>1</sub> ✓

La altura del alma es suficiente para resistir (V<sub>u</sub>) ✓

El alma de la viga se conectará al ala de la columna mediante una soldadura acanalada CJP que se extienda entre los orificios de acceso a la soldadura.

REGRESAR CONTINUAR

Fuente: Autores.

En la figura anterior en el panel de *Cargas sobre la conexión* se puede visualizar las fuerzas internas del elemento en términos de momentos flectores, cortantes y el diseño de la conexión alma-columna. El momento flector en la cara de la columna es perfectamente soportado por la viga, así como el cortante último de la viga y la conexión del alma. Todos estos valores cumplen por lo que se procede continuar a la siguiente interfaz presionando el botón *Continuar*.

Continuando con el diseño se debe verificar los requerimientos de las placas de continuidad, la revisión en la zona de panel y la relación viga-columna. Para el presente diseño no son necesarias placas de continuidad, tampoco placas de refuerzo en la zona de panel y además cumple con la relación de viga débil-columna fuerte como se verifica en la Figura 9.

**Figura 9.** Revisión de los requerimientos de las placas de continuidad, placas en zona de panel y la relación viga-columna.

**PLACAS DE CONTINUIDAD**

ESPESOR DEL ALMA DE LA COLUMNA (tcf)= 4.80 cm

VERIFICACIÓN

tcf ≥ 3.97 cm ✓

tcf ≥ 3.80 cm ✓

LA CONEXIÓN NO REQUIERE DE PLACAS DE CONTINUIDAD

---

**ZONA DE PANEL**

CORTANTE DE LA COLUMNA (Vc)= 62181.53 Kg

RESISTENCIA REQUERIDA (Ru)= 306879.63 Kg

RESISTENCIA DE DISEÑO (ϕRn)= 361374.61 Kg

VERIFICACIÓN

ϕRn ≥ Ru ✓

LA CONEXIÓN NO REQUIERE REFUERZO EN LA ZONA DE PANEL

---

**RELACION VIGA-COLUMNA**

SUM. DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (ΣMpc)= 531873.67 Kg-m

SUM. DE MOMENTOS DE LA VIGA (ΣMpb)= 228024.58 Kg-m

VERIFICACIÓN

(ΣMpc\*) / (ΣMpb\*) = 2.33 > 1 ✓

LA RELACIÓN DE \*VIGA DÉBIL-COLUMNA FUERTE\* CUMPLE

REGRESAR CONTINUAR

Fuente: Autores.

Una vez que todas las verificaciones sean satisfactorias se procede a presionar el botón Continuar la misma que nos lleva a nuestra última interfaz donde se puede visualizar una tabla de resumen con todos los valores ingresados y calculados por el programa (Figura 10).

**Figura 10.** Interfaz de resumen de la conexión.

CONEXIÓN A MOMENTO DE SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA (RBS)

CONFIGURACIÓN

VIGAS CONECTADAS: 2 (DOS)

UBICACIÓN: ENTREPISO

CLARO DE COLUMNA SUP: 3.5 m

CLARO DE COLUMNA INF: 3.5 m

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
(c) MÍNIMO, PROFUNDIDAD DEL CORTE EN EL CENTRO DE LA RBS	2.28	cm
(c) MÁXIMO	5.70	cm
(c) PROPUESTO	5.08	cm
RADIO DE CORTE (R)	53.96	cm
MÓDULO PLÁSTICO DE SECCIÓN, (ZRp)	2240.59	cm <sup>3</sup>
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE, (Mp)	99632.96	Kg-m
UBICACIÓN DE LA RÓTULA PLÁSTICA, (Sb)	0.97	m
DISTANCIA ENTRE RÓTULAS PLÁSTICAS, (Lh)	7.99	m
FUERZA CORTANTE EN LA VIGA, (VRES)	32715.03	Kg
MOMENTO MÁXIMO PROBABLE EN LA CARA DE LA COLUMNA, (Mf)	111681.90	Kg-m
MOMENTO PLÁSTICO DE LA VIGA, (Mpe)	126717.82	Kg-m
RESISTENCIA A CORTANTE REQUERIDA, (Va)	33431.94	Kg
RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA, (ϕVn)	143392.53	Kg
¿REQUIERE PLACAS DE CONTINUIDAD?	NO	-
¿REQUIERE PLACA DE REFUERZO EN ZONA DE PANEL?	NO	-
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA COLUMNA (ΣMp)	531873.67	Kg-m
SUMATORIA DE MOMENTOS DE LA VIGA, (ΣMpb)	228024.58	Kg-m
RELACION COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL, (Mpc/Mpb)	2.33	-

MENÚ REGRESAR INICIO

Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos con el software SEDE CONNECTION se compararon con el ejemplo extraído del AISC Seismic Design Manual (AISC, 2010), La diferencia porcentual se calculó mediante la siguiente ecuación (Estuardo Son, 2018):

$$Diferencia \% = \left( \frac{SEDE CONNECTION}{OTROS RESULTADOS} - 1 \right) \times 100\% \quad (1)$$

A continuación, se muestra una tabla comparativa de resultados donde puede ver la diferencia porcentual entre ellos:

**Tabla 2.** Comparación de resultados conexión RBS.

Descripción	AISC	Software	Unidades	Diferencia
(a) Mínimo.	11.40	11.40	cm	0.00%
(a) Máximo.	17.10	17.10	cm	0.00%
(b) Mínimo.	39.46	39.46	cm	0.00%
(b) Máximo.	51.59	51.59	cm	0.00%
(c) Mínimo.	2.28	2.28	cm	0.00%
(c) Máximo.	5.70	5.70	cm	0.00%
Radio de corte (R).	54.10	53.98	cm	0.22%
Módulo plástico de sección, (ZRBS).	2245.03	2240.50	cm <sup>3</sup>	0.20%
Momento máximo probable, (Mpr).	99831.08	99632.96	kg-m	0.20%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh).	0.37	0.37	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh).	8.00	7.99	m	0.13%
Fuerza cortante en la viga, (VRBS).	32749.20	32715.03	kg	0.10%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf).	112020.49	111681.90	kg-m	0.30%
Momento plástico de la viga, (Mpe).	126733.05	126717.82	kg-m	0.01%
Resistencia de diseño en la zona de panel, (ØRn).	361057.64	361374.81	kg	0.09%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc).	532278.79	531873.67	kg-m	0.08%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb).	228119.48	228034.58	kg-m	0.04%
Relación columna fuerte viga débil.	2.33	2.33	-	0.00%

**Fuente:** Autores.

Como se pudo apreciar en el caso anterior, la forma de diseñar una conexión en SEDE CONNECTION es fácil e intuitivo de usar así como también lo es para las demás conexiones diseñadas en el presente proyecto, donde a primera instancia de deben ingresar y definir los datos requeridos para la viga y columna como son: perfiles, cargas, propiedades geométricas y los datos específicos requeridos en cada conexión en donde si no se cuenta con una base de datos almacenada ya sea de perfiles o materiales, el software le permite al

usuario ingresar los datos que se requiera para el diseño si así lo requiere el diseñador, por lo que para los presentes diseños se anexan ya solo tablas comparativas de resultados donde se puede ver la diferencia porcentual entre ellos.

### Diseño conexión BUEEP 4E

Los datos obtenidos para el diseño son de una estructura aporticada de acero estructural en donde las vigas y columnas son de perfil IPE-360 y HEB-500, amabas de acero A36 respectivamente. Se escogieron estos perfiles puesto que son de fácil acceso en nuestro medio además que estos perfiles son de alta ductilidad, las cuales son adecuados para los fines de diseño en pórticos especiales resistentes a momentos. Así también se obtuvieron las cargas y dimensiones necesarias para el diseño de las conexiones como: carga muerta de la viga de 1500 kg/m, carga viva de la viga de 2300 kg/m, carga axial de la columna 42000 kg, claro de viga 6.0 m y claro libre de la columna superior e inferior de 3.5m.

A continuación, se presenta la tabla comparativa de los resultaos obtenidos por el diseño manual, así como también los obtenidos por SEDE CONNECTION.

**Tabla 3. Comparación de resultados conexión BUEEP 4E parte 1.**

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Momento máximo probable, (Mpr).	46405.26	46405.26	Kg-m	0.00%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh).	0.18	0.18	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh).	5.14	5.14	m	0.00%
Fuerza cortante en la viga, (Vu).	25638.02	25638.02	Kg	0.00%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf).	51020.10	51020.10	Kg-m	0.00%
Diámetro requerido de los pernos.	2.87	2.87	cm	0.00%
Espesor requerido de la placa de extremo.	2.96	2.96	cm	0.00%
Fuerza mayorada en el ala de la viga, (Ffu).	146904.98	146904.99	Kg	0.00%
Resistencia de fluencia a cortante de la placa extremo.	130779.09	130779.09	Kg	0.00%
Resistencia de rotura por cortante de la placa extremo.	98415.86	98408.95	Kg	0.01%
Resistencia de rotura por cortante de los pernos.	108650.12	108650.12	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento- desgarramiento debido a los pernos en la placa de extremo.	273724.42	273724.43	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento -desgarramiento debido a los pernos en el ala de la columna.	334849.20	334849.21	Kg	0.00%
Soldadura del alma de la viga a la placa extremo.				
Resistencia de electrodo E70.	4920.00	4920.00	Kg/cm2	0.00%
Longitud de cordón de soldadura.	14.82	14.82	cm	0.00%
Tamaño mínimo de soldadura.	5.52	5.53	mm	0.18%
Diseño del lado de la columna.				

**Fuente: Autores.**

**Tabla 4.** Comparación de resultados conexión BUEEP 4E parte 2.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Espesor requerido para el ala de la columna	2.63	2.63	cm	0.00%
Resistencia a fluencia local del alma de la placa extremo.	149051.16	149051.16	Kg	0.00%
Resistencia a pandeo del alma en el ala a compresión de la placa extremo.	101060.35	101060.35	Kg	0.00%
Resistencia por arrugamiento del alma no rigidizada de la placa extremo.	228269.95	228269.95	Kg	0.00%
Ancho de la placa de continuidad.	14.28	14.28	cm	0.00%
Espesor requerido de la placa de continuidad.	1.06	1.06	cm	0.00%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc)	226715.99	226715.99	Kg-m	0.00%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb).	57429.61	57429.61	Kg-m	0.00%
Relación columna fuerte viga débil.	3.95	3.95	-	0.00%

Fuente: Autores.

#### Diseño conexión BFP

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos por el diseño manual, así como también los obtenidos por SEDE CONNECTION con la finalidad de realizar una comparativa entre las mismas.

**Tabla 5.** Comparación de resultados conexión BFP parte 1.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Momento máximo probable, (Mpr)	46405.26	46405.26	Kg-m	0.00%
Resistencia nominal a corte por perno	11859.00	11862.65	Kg	0.03%
Ubicación de la rótula plástica, (Sh)	0.41	0.41	m	0.00%
Distancia entre rotulas plásticas, (Lh)	4.68	4.68	m	0.00%
Fuerza cortante en la viga, (Vuh)	26734.31	26734.31	Kg	0.00%
Momento máximo probable en la cara de la columna, (Mf)	57366.33	57366.33	Kg-m	0.00%
Fuerza en la placa del ala, (Fpr)	146716.96	146716.95	Kg	0.00%
Número de pernos requeridos, (n_req)	14.00	14.00	u	0.00%
Espesor de placa requerido, (tp_req)	1.81	1.81	cm	0.00%
Rotura a tracción en la placa del ala, ( $\emptyset R_n$ )	247355.82	247355.82	Kg	0.00%
Área bruta del elemento en la placa del ala, (Agp)	71.30	71.30	cm <sup>2</sup>	0.00%
Área neta del elemento en la placa del ala, (An)	60.14	60.14	cm <sup>2</sup>	0.00%
Bloque de cortante en la placa del ala, ( $\emptyset n R_n$ )	629864.83	629864.82	Kg	0.00%

Fuente: Autores.

**Tabla 6.** Comparación de resultados conexión BFP parte 2.

Descripción	Manual	Software	Unidades	Diferencia
Bloque de cortante en el ala de la viga, ( $\emptyset nR_n$ )	212548.35	212563.02	Kg	0.01%
Pandeo por compresión en la placa del ala, ( $\emptyset nR_n$ )	225557.55	225557.55	Kg	0.00%
Resistencia a cortante requerida, ( $V_u$ )	27943.81	27943.81	Kg	0.00%
Resistencia de diseño a cortante de la viga, ( $\emptyset V_n$ )	43718.40	43718.40	Kg	0.00%
Número mínimo de pernos.	3.00	3.00	u	0.00%
Ancho de la placa, (bfp)	6.90	6.90	cm	0.00%
Altura de la placa, ( $L_p$ )	17.30	17.30	cm	0.00%
Resistencia a corte de los pernos, ( $\emptyset nR_n$ )	35587.96	35587.96	Kg	0.00%
Resistencia al aplastamiento- desgarramiento de las perforaciones de pernos, ( $\emptyset R_n$ )	54291.60	54291.60	Kg	0.00%
Pandeo por compresión en la placa del ala, ( $\emptyset nR_n$ )	225557.55	225557.55	Kg	0.00%
Fluencia por cortante de la placa, ( $\emptyset R_n$ )	54728.55	54728.55	Kg	0.00%
Ruptura por cortante de la placa, ( $\emptyset R_n$ )	31155.98	31155.97	Kg	0.00%
Resistencia a la ruptura por bloque de cortante de la placa, ( $\emptyset R_n$ )	38970.68	38970.67	Kg	0.00%
Soldadura de la placa al ala de la columna				
Resistencia de electrodo E70	4920.00	4920.00	Kg/cm <sup>2</sup>	0.00%
Tamaño mínimo de soldadura de la placa	5.16	5.16	mm	0.00%
Sumatoria de momentos de la columna (Mpc)	226715.99	226715.99	Kg-m	0.00%
Sumatoria de momentos de la viga, (Mpb)	64049.90	64049.90	Kg-m	0.00%
Relación columna fuerte viga débil	3.54	3.54	-	0.00%

## Discusión

De acuerdo con la hipótesis previamente establecida en este proyecto “Desarrollo de un software para el diseño de conexiones precalificadas conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16.” se determina que al utilizar un software computacional de cálculo se logra una reducción de tiempo empleado en el análisis y diseño de conexiones precalificadas a momento, también se puede mencionar que al utilizar este software se estaría evitando una posibilidad de error que pudiera ocurrir al realizar este cálculo manualmente.

Como se puede apreciar en la Tabla 2-3 el porcentaje máximo de diferencia ente el ejemplo extraído del AISC Seismic Design Manual y el software desarrollado es del 0.30%, estas diferencias entre los resultados extraídos y los resultados del software se dan por la aproximación en números decimales, sin embargo, estas diferencias son prácticamente mínimas para el autor teniendo así una buena aceptación en los resultados de verificación arrojados por el software.

Una vez realizada la comparación entre los resultados del cálculo manual y el software desarrollado la cual se muestra en las Tablas 4-5-6 se puede apreciar que el porcentaje de diferencia máxima obtenida es del 0.18%, dando así una buena aceptación por el autor en los resultados arrojados por el software.

## Conclusiones

Los resultados obtenidos mediante el software desarrollado tienden a tener una diferencia menor al  $\pm 0.30$  por ciento al comparar con los cálculos de calibración, estas diferencias entre los cálculos de calibración y los resultados del software se dan por la aproximación en números decimales.

Las conexiones diseñadas en el presente proyecto de tipo RBS, BUEEP 4E Y BFP garantizan el criterio de columna fuerte viga débil, obteniendo una relación de momentos viga-columna de 5.35, 3.95 y 3.54 respectivamente las cuales son mayores a 1 de acuerdo a lo especificado en el AISC 341-16, demostrando así que las columnas son más resistentes que las vigas y por consiguiente se tiene una buena estabilidad entre los elementos estructurales de la columna y viga.

El software desarrollado cuenta con una interfaz gráfica amigable que permite ingresar los datos necesarios de manera sencilla e interpretar los resultados obtenidos de una manera simple y rápida. Sumado a ello el software permite al usuario opciones de visualización con figuras detalladas de las conexiones y exportación de la tabla de resultados a un archivo Excel para poder guardarlos. Además, cuenta con un manual de usuario como una herramienta de diseño es ideal para la comunidad estudiantil y profesional, ya que permite validar los resultados de una manera rápida y sencilla.

El software y el procedimiento de cálculo desarrollado para el diseño de las conexiones precalificadas en pórticos resistentes a momentos (SMF), utiliza y se basa en las Normas AISC/ANSI 358-16, AISC/ANSI 341-16 y AISC/ANSI 360-16 según los requerimientos necesarios para cada conexión.

Este software libre logra una reducción de tiempo empleado en el análisis y diseño de conexiones precalificadas a momento y evitan una posibilidad de error de cálculo manual que puede ocurrir debido a diferentes factores humanos.

## Agradecimientos

A la Universidad Técnica de Ambato de manera especial a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

## Bibliografía

- AISC. (2010). Seismic Design Manual. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 341-16. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago.
- ANSI/AISC 358-16. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. En American Institute of Steel Construction. Chicago.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. En American Institute of Steel Construction. Chicago.

- ASCE 7-16. (2016). Chapter 12: Seismic design requirements for building structures. En Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (págs. 90-92). Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). Ductile Design of Steel Structures. New York: McGraw-Hill.
- Cardoso, L., & Quishpe, E. (2014). Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Riobamba: ESPOCH.
- Chacón, R. M., Riera, H., & Panillo, G. (2018). Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa Ansi/Aisc 358-16. Gaceta Técnica, 19(2), 51-68. Obtenido de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6521672>
- Estuardo Son, D. (2018). CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. En UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA. QUETZALTENANGO.
- FEMA 350. (Junio de 2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. En Federal Emergency Management Agency. California.
- Fuentes, S., González, L., Calderín, F., & Sánchez, Y. (2018). CONSIDERACIONES ACERCA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO EN CUBA. Ciencia en su PC, 1(4).
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). Conexiones atornilladas. En Diseño de Estructuras de Acero (pág. 406). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- NEC-SE-AC. (2014). Estructuras de Acero. En Norma Ecuatoriana de la Cconstrucción. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Rosillo Suárez, N., Intriago Cedeño, M., & Bravo Rosillo, G. (2019). Resiliencia después del movimiento telúrico en Ecuador (2016). Políticas económicas para la sostenibilidad empresarial. scielo, 162(2).
- Tae-Sung, E., Hong-Gun, P., & Cheol-Ho, L. (2012). Simplified method for estimation of beam plastic rotation demand in special moment-resisting steel-frame structures. Journal of Structural Engineering, 139(11).