

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Comportamiento de la conexión precalificada placas apernadas al alma y al ala (BFP) con columna tipo tubular aplicada en pórticos resistentes a momento.

Trabajo de titulación, previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del trabajo: Proyecto de titulación con componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Christian Andrés Martínez Andino

Director: Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg.

Ambato – Ecuador

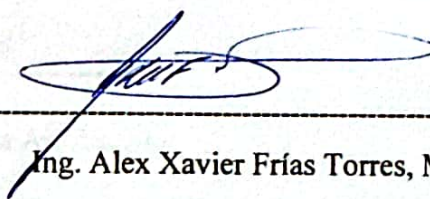
2023

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica

El Tribunal receptor del Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg., e Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación del Centro de Posgrados de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: "COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA PLACAS APERNADAS AL ALMA Y AL ALA (BFP) CON COLUMNA TIPO TUBULAR APLICADA EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO", elaborado y presentado por el señor Ing. Christian Andrés Martínez Andino, para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.



Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.
Miembro del Tribunal



Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg.
Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación, presentado con el tema: COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA PLACAS APERNADAS AL ALMA Y AL ALA (BFP) CON COLUMNA TIPO TUBULAR APLICADA EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO, le corresponde exclusivamente a: Ing. Christian Andrés Martínez Andino, Autor, bajo la Dirección del Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



Ing. Christian Andrés Martínez Andino

c.c.:1803824257

AUTOR



Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg.

c.c.: 1803011277

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.



Ing. Christian Andrés Martínez Andino

c.c.:1803824257

INDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA.....	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánicaii	
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
INDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
AGRADECIMIENTO	xii
DEDICATORIA	xiii
RESUMEN EJECUTIVO	xiv
EXECUTIVE SUMMARY.....	xvi
CAPITULO I.....	1
1. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación.....	1
1.3. Objetivos	2
1.3.1. General	2
1.3.2. Específicos.....	2
CAPITULO II	3
2. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	3
2.1. Edificaciones de acero.....	3
2.2. Conexiones Viga-columna.....	4
2.3. Conexión precalificada Bolted Flange Plate (BFP).....	5
2.3.1. Respuesta de la conexión BFP ante cargas térmicas.....	10
2.4. Aplicación de la conexión BFP en Ecuador.....	11
2.5. Desempeño de la columna tubular tipo cajón.....	12
2.6. Simulación numérica MEF	13
CAPITULO III.....	15
3. MARCO METODOLÓGICO.....	15
3.1. Ubicación	15
3.2. Equipos y materiales	15
3.3. Tipo de investigación	16

3.4.	Prueba de hipótesis.....	16
3.5.	Población o muestra	16
3.6.	Recolección de la información.....	17
3.6.1.	Datos de la estructura principal	17
3.6.2.	Datos para el sistema de Piso.	17
3.6.3.	Materiales de la edificación.....	17
3.6.4.	Modelo estructural.....	18
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico	18
3.7.1.	Combinaciones de carga.....	18
3.7.2.	Cargas gravitacionales.....	18
3.7.3.	Acción Sísmica.....	19
3.7.4.	Elementos estructurales	20
3.8.	Chequeo de disposiciones sísmicas.....	21
3.8.1.	Periodo de fundamental de la estructura	22
3.8.2.	Control de las derivas de piso.....	23
3.9.	Diseño de la conexión	24
3.9.1.	Requisitos para la precalificación de la viga	25
3.9.2.	Requisitos para la precalificación de la columna	25
3.10.	Simulación numérica	25
3.10.1.	Geometría de la conexión.	26
3.10.2.	Mallado	28
3.10.3.	Materiales.....	30
3.10.4.	Contactos	34
3.10.5.	Condiciones de borde.....	35
3.10.6.	Protocolo de carga	35
3.11.	Variables de respuesta o resultados alcanzados	39
CAPITULO IV.....		40
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	40
4.1.	Resultados	40
4.1.1.	Fuerzas y desplazamientos en el tiempo de carga.....	40
4.1.2.	Evaluación histerética.....	45
4.1.3.	Mecanismos de falla.....	48
CAPITULO V		51
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	51

5.1.	Conclusiones	51
5.2.	Recomendaciones.....	53
5.3.	Bibliografía	54
5.4.	Anexos	58

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Máximo momento de rotación plástico de los componentes de la conexión [19].	8
Tabla 2.2. Conexiones y perfiles utilizados para el ensayo [20]	8
Tabla 3.1. Recursos utilizados en el diseño y modelado de la conexión BFP con columna tubular cajón.	15
Tabla 3.2. Datos de la estructura prototipo.	17
Tabla 3.3. Materiales para edificación prototipo y diseño de la conexión.	17
Tabla 3.4. Resumen de cargas según NEC.	19
Tabla 3.5. Factores de diseño sismorresistente.	20
Tabla 3.6. Periodos de vibración de la estructura.	22
Tabla 3.7. Conjunto de piezas que conforman la conexión.	26
Tabla 3.8. Configuración de nudos.	28
Tabla 3.9. Propiedades mecánicas del acero ASTM A36 [34].	30
Tabla 3.10. Propiedades mecánicas del acero ASTM A490 [34].	30
Tabla 3.11. Relación constitutiva Acero ASTM A36.	32
Tabla 3.12. Relación constitutiva Acero ASTM A490	33
Tabla 3.13. Coeficientes de fricción estático y dinámico [36].	34
Tabla 3.14. Protocolo de carga AISC 341 [37].	36
Tabla 3.15. Protocolo de carga equivalente.	37
Tabla 4.1. Fuerza y desplazamiento máximo en cada espécimen.	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Fallas en la conexión viga-columna a causa del sismo de Northridge [12].	3
Figura 2.2. Diagramas momento-rotación típicos de conexiones [15].	4
Figura 2.3. Conexiones precalificadas a momento [10].....	5
Figura 2.4. Conexión BFP de acuerdo a FEMA 350 [16]	5
Figura 2.5. Representación del equilibrio y de la corrección geométrica necesaria para el mecanismo de fluencia y las resistencias del modo de fallo [18].	6
Figura 2.6. Vista en planta del aparato de ensayo [19].....	7
Figura 2.7. Momento de rotación plástica normalizado para los especímenes ensayados [19].....	7
Figura 2.8. Configuración general, detalles e instrumentación del ensayo de la conexión BFP [20].	9
Figura 2.9. Espécimen BFP-01 después del ensayo [20].....	9
Figura 2.10. Capacidad máxima de momento vs rotación plástica [20].	10
Figura 2.11. Conexión BFP-02 después del ensayo cíclico [20].	10
Figura 2.12. Detalles de los modos de fallo de los componentes de la conexión BFP [22].	11
Figura 2.13. Conexión BFP en la estructura del UVC en Manta, detalle de la viga sin llegar al nudo [24]	11
Figura 2.14. Configuraciones de conexión columna tipo cajón y viga I [27].	12
Figura 2.15. Rendimiento de la zona del panel de las conexiones UR, WF y FP con columna cajón [26].....	13
Figura 2.16. Esfuerzo de Von-Mises y deformación plástica equivalente en una deriva del 7% de la historia de carga: a) WUF-Q, b) WFP y c) RBS [29].	14
Figura 3.1. Modelo estructural prototipo	18
Figura 3.2. Esquema de vigas y columnas	20
Figura 3.3. Dimensiones de la columna.....	21
Figura 3.4. Dimensiones de vigas principales.....	21
Figura 3.5. Deriva sismo dinámico sentido “x”.	23
Figura 3.6. Deriva sismo dinámico sentido “y”.	24
Figura 3.7. Geometría y detalle de la conexión	27
Figura 3.8. Acción sísmica y deformación del pórtico a momento [33].....	27

Figura 3.9. Tipo de malla, (a) Vigas y columna “shell”, pernos “solid 3d”, (b) calidad de malla.	29
Figura 3.10. Calidad del mallado sistema Jacobiano. (a) malla general, (b) malla puntos críticos	29
Figura 3.11. Curvas constitutivas acero ASTM A36.....	33
Figura 3.12. Curvas constitutivas acero ASTM A490.....	33
Figura 3.13. Asignación de materiales LS_DYNA.....	34
Figura 3.14. Contacto "single_surface".	34
Figura 3.15. Condiciones de borde en la columna, color negro en la columna geometría fija.	35
Figura 3.16. Protocolo de carga AISC 341.	36
Figura 3.17. Desplazamiento de la viga en mm.....	37
Figura 3.18. Protocolo de carga en términos de desplazamiento (mm).....	37
Figura 3.19. Asignación de carga cíclica	38
Figura 3.20. Aplicación carga cíclica, (a) nudo 1-A, unidireccional, (b) nudo 2-B, bidireccional, (c) nudo 3-C, bidireccional, (d) nudo 4-D, bidireccional.....	38
Figura 3.21. Asignación de la gravedad LS-DYNA.	39
Figura 4.1. Nodos referenciales para resultados. (a) Modelo 1-A, nudo 35429. (b) Modelo 2-B, nudo 31855, (c) Modelo 3-C, nudo 33460. (d) Modelo 4-D, nudo 3704.	40
Figura 4.2. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 1-A.	41
Figura 4.3. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 2-B.....	42
Figura 4.4. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 3-C.....	42
Figura 4.5. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 4-D.	43
Figura 4.6. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 1-A.....	44
Figura 4.7. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 2-B.....	44
Figura 4.8. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 3-C.....	44
Figura 4.9. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 4-D.....	45
Figura 4.10. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 1-A. ..	46
Figura 4.11. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 2-B....	47
Figura 4.12. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 3-C....	47
Figura 4.13. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 4-D ...	47
Figura 4.14. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 1-A.	48

Figura 4.15. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 2-B.....	49
Figura 4.16. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 3-C.....	49
Figura 4.17. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 4-D.	50

AGRADECIMIENTO

A Dios por todas las cosas buenas que ha puesto en mi vida, por todas las experiencias y conocimientos que me ha permitido adquirir para cumplir este importante objetivo, por mi hermosa familia que me ha regalado y que sin duda se ha convertido en una motivación en momentos difíciles.

A la Universidad Técnica de Ambato y a su planta docente por formar profesionales de calidad, por los valiosos conocimientos impartidos.

Al ingeniero Cesar Arroba por su aporte académico y excelente dirección en la elaboración de este proyecto.

DEDICATORIA

A mis motores de vida mi esposa y mis hijos que me han brindado su apoyo incondicional para conseguir nuevas metas.

A mis excelentes padres por haberme formado como una persona trabajadora, responsable y con deseos de superación diaria; por el apoyo recibido en todo momento de mi carrera.

A mis tres ángeles del cielo, quienes formaron parte importante de mi vida, que físicamente no los puedo agradecer pero que siempre están presentes en mi mente y mi corazón.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA PLACAS
APERNADAS AL ALMA Y AL ALA (BFP) CON COLUMNA TIPO TUBULAR
APLICADA EN PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de titulación con componentes de
Investigación aplicada y/o de desarrollo

AUTOR: Christian Andrés Martínez Andino

DIRECTOR: Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg.

FECHA: siete de febrero de 2023

RESUMEN EJECUTIVO

Eventos sísmicos de gran magnitud en América han provocado que edificaciones de acero sufran daños estructurales de consideración, ventajosamente el colapso de las mismas ha sido mínimo gracias al comportamiento y propiedades constitutivas del material, dando paso a su fácil rehabilitación. Tomando como referencia los buenos resultados de conexiones columna cajón-viga I en Japón, se pretende adaptar a nuestro medio.

El diseño estructural en la localidad se rige a los requerimientos de la norma NEC creada en referencia a la normativa americana AISC, que tiene a disposición once tipos de conexiones rígidas a momento, muy pocas emplean el uso de columna tubular y son patentadas comercialmente. Aquello, es un limitante para el uso y aplicación en edificios debido a su alto costo.

En esta investigación se propone una variante a la conexión Bolted Flange Plate BFP usando columna cajón aplicada a una edificación de cuatro niveles destinada a funcionar como oficinas en la ciudad de Ambato.

La conexión fue diseñada bajo los requisitos del AISC, y estudiada numéricamente usando el método de elementos finitos MEF con el software Ansys LS-DYNA Research por su alta potencia y eficiencia en los resultados. La simulación se ejecutó aplicando cargas cíclicas en los extremos de las vigas de acuerdo a lo establecido en la especificación AISC 341. Para el análisis numérico se consideró cuatro modelos o nudos que forman parte de la edificación con una, dos, tres y cuatro vigas de llega a las caras de la columna.

Finalmente el comportamiento de la conexión se evaluó mediante la construcción de las conocidas curvas de histéresis momento vs rotación, teniendo resultados favorables al cumplir con los requisitos de rotación correspondiente a una deriva de piso de 0.04 radianes y alcanzar más del ochenta por ciento del momento plástico.

DESCRIPTORES: COLUMNA TIPO CAJÓN, COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO, CONEXIÓN PRECALIFICADA, PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO, SIMULACIÓN NUMÉRICA.

TECHNICAL UNIVERSITY OF AMBATO
POSTGRADUATE CENTER
MASTER'S DEGREE IN CIVIL ENGINEERING WITH SPECIALIZATION
IN METALLIC STRUCTURES

THEME:

BEHAVIOR OF PREQUALIFIED CONNECTION OF WEB AND FLANGE
BOLTED PLATES (BFP) WITH TUBULAR COLUMN APPLIED IN RESISTANT
MOMENT FRAMES.

DEGREE MODALITY: Degree project with applied research and/or development components.

AUTHOR: Christian Andrés Martínez Andino

DIRECTED BY: Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg.

DATE: February 7th, 2023

EXECUTIVE SUMMARY

Seismic events of great magnitude in America have caused steel buildings to suffer considerable structural damage. Fortunately, their collapse has been minimum due to the behavior and constitutive properties of the material, allowing for their easy rehabilitation. Taking as a reference the positive results of box column-beam I connections in Japan, it is intended to adapt them to our own.

Structural design in the locality is ruled by the requirements of the NEC standard created in reference to the American AISC standard, which has eleven types of rigid moment connections available, only a few of which employ the use of tubular columns and are commercially patented. This is a limitation for the use and application in buildings due to its high cost.

This research proposes a variant of the Bolted Flange Plate BFP connection using a box column applied to a four-story building intended to function as an office building in the city of Ambato.

The connection was designed under AISC requirements, and studied numerically using the FEM finite element method with Ansys LS-DYNA Research software due to its high power and efficiency in the results. The simulation was performed by applying cyclic loads at the ends of the beams according to the AISC 341 specification. For the numerical analysis, four models or nodes were considered as part of the building with one, two, three and four beams arriving at the column faces.

Finally, the behavior of the connection was evaluated through the construction of the well-known moment vs. rotation hysteresis curves, with favorable results by meeting the rotation requirements corresponding to a floor drift of 0.04 radians and reaching more than eighty percent of the plastic moment.

DESCRIPTORS: BOX COLUMN, HYSTERETIC BEHAVIOR, PREQUALIFIED CONNECTION, RESISTANT MOMENT FRAMES, NUMERICAL SIMULATION

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

Los eventos sísmicos se originan cuando de manera súbita se libera energía telúrica a consecuencia del contacto entre las placas tectónicas de la tierra o también a causa de la deformación de una activa falla geológica [1].

Ecuador geográficamente sitúa dentro del conocido cinturón de fuego del Pacífico, por lo que posee una alta actividad sísmica. En abril de 2016 en Pedernales a 27 km de Muisne se produjo un sismo de magnitud 7,8 Mw con una profundidad de 17km de acuerdo al reporte del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional [2], la posible causa fue el contacto entre la placa de Nazca y el extremo occidental de la tectónica sudamericana conocida como Silver Norandino [3].

Gran porcentaje de las estructuras en Ecuador están constituidas de hormigón armado debido a su buen desempeño estructural, sin embargo, con los estudios ingenieriles de los profesionales del sector de la construcción se han ido implementando nuevos materiales como el acero, el mismo que es utilizado en varios tipos de estructuras y edificaciones por presentar ventajas como columnas de menor sección, peso de la estructura, facilidad de montaje, reducido tiempo de construcción y sus propiedades mecánicas [4].

El Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) [5], ha desarrollado varios documentos destinados al diseño y construcción de estructuras, entre ellos el código para el diseño de conexiones precalificadas. A una conexión precalificada se la define como el “conjunto de elementos que unen cada miembro de la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldadura, tornillos” [6] .

1.2. Justificación

Las fallas estructurales en nuestra localidad generalmente se han presentado ante eventos de carácter sísmico, la mayoría de las veces el colapso de las estructuras se

suscita por la falla en las columnas y en los nudos de conexión viga-columna. El terremoto del 2016 mencionado anteriormente dejó como resultado pérdidas económicas, materiales y humanas debido al desplome de numerosas estructuras de hormigón armado y mixtas, en el área urbana se tuvo un total de 10506 edificaciones afectadas, mientras que en el área rural se tuvo 8157 edificaciones que presentan daños según el levantamiento de información realizado por la Secretaría de Gestión de Riesgos [7].

Las estructuras de acero actualmente ocupan un espacio importante debido a sus características mecánicas. La elasticidad del acero permite a una estructura tener un mejor desempeño ante cargas sísmicas, para su diseño y construcción se deben cumplir los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC Estructuras de Acero [8], que en su capítulo de peligro sísmico menciona se deben tomar en cuenta los efectos adicionales P-delta [9]. Es así que, se propone analizar el desempeño de la conexión precalificada BFP con la variante de columna tubular tipo cajón adaptada al código internacional AISC 358 [10] ejecutando una simulación numérica ante un protocolo de cargas usando el método de elementos finitos para determinar la factibilidad de su aplicación en construcciones locales.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Determinar el comportamiento de la conexión precalificada placas apernadas al alma y al ala (BFP) con columna tipo tubular aplicada en pórticos sujetos a momento mediante simulación numérica.

1.3.2. Específicos

- ✓ Definir las variables de la conexión BFP según el código AISC 358-16 para pórticos resistentes a momento.
- ✓ Diseñar la conexión BFP y la columna tipo tubular.
- ✓ Evaluar el desempeño de la conexión en base al protocolo de cargas del AISC 341 mediante simulación numérica.

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Edificaciones de acero

En el reconocido sismo de Northridge de magnitud 6.7 suscitado en 1994, se pudo evidenciar que las edificaciones de acero no colapsaron, sin embargo, al realizar la evaluación estructural se reportó la existencia de daños internos graves en la unión viga-columna de estas estructuras ver figura 2.1. Al año siguiente en Kobe, se registra otro sismo de magnitud 7.3 en el cual se reportan 90 edificaciones de acero colapsadas a causa de fallas en elementos principales y fallas por pandeo local [11].



Figura 2.1. Fallas en la conexión viga-columna a causa del sismo de Northridge [12].

Las fallas estructurales en edificaciones de los dos eventos sísmicos mencionados fueron el punto de partida para que la Agencia Federal de Gestión de Emergencias FEMA [13] financie el proyecto SAC Join Venture conformado y consolidado por universidades y asociaciones profesionales, los cuales en un lapso de 6 años identificaron las causas que originaron las fallas frágiles en las estructuras, para luego evadirlas en futuros sismos, todas las sugerencias técnicas echas por los integrantes del proyecto SAC fueron revisadas y recogidas por el comité de la American Institute of Steel Construction (AISC), de esta manera dar paso a ensayos reales de conexiones aplicando escala natural con el fin de verificar resistencia y ductilidad de la conexión [14].

2.2. Conexiones Viga-columna.

Los marcos a momento se relacionan directamente con las conexiones y el desempeño estructural del edificio.

Generalmente las uniones viga-columna se clasifican en:

- ✓ Unión totalmente restringida FR (fully restrained).
- ✓ Unión parcialmente restringida PR (partially restrained).
- ✓ Articulaciones.

El tipo de conexión Fully Restrained FR dispone de mayor capacidad de trasmisión de momento y baja rotación relativa. Dicho de otra forma, la rigidez flexional debe ser equivalente o superior a veinte veces la rigidez (EI/L) del elemento viga, esto se muestra en la figura 2.2.

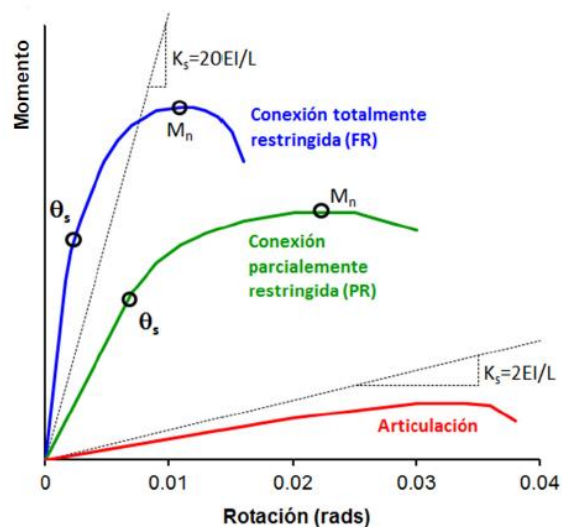


Figura 2.2. Diagramas momento-rotación típicos de conexiones [15].

De lo anteriormente mencionado, se tiene a disposición el documento ANSI/AISC 358 [10], que en su contenido muestra el procedimiento detallado de diseño para varios tipos de conexiones a momento, algunos de ellos se muestran en la figura 2.3.

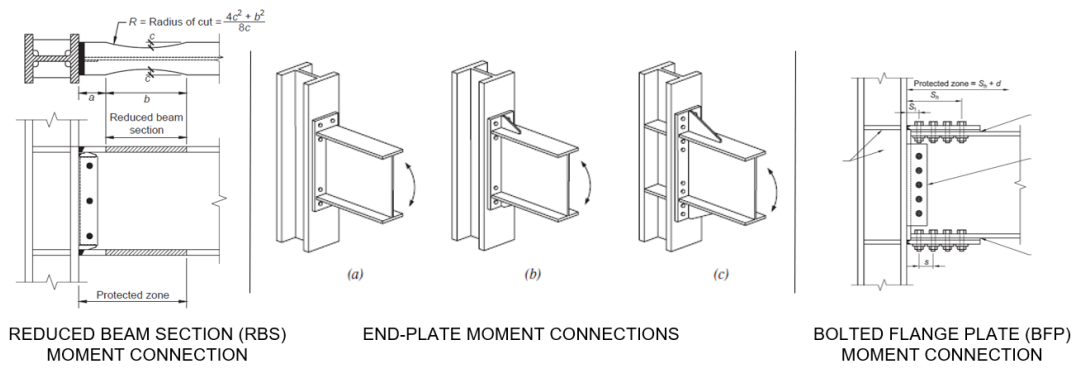
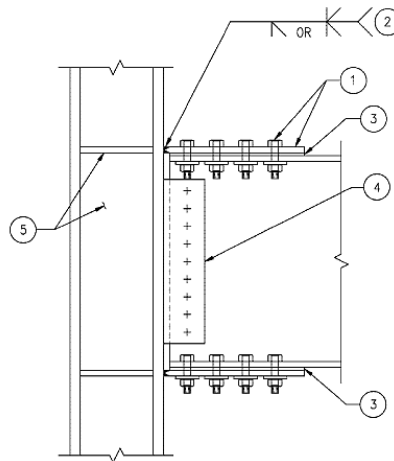


Figura 2.3. Conexiones precalificadas a momento [10].

2.3. Conexión precalificada Bolted Flange Plate (BFP).

FEMA 350 (2000) [16] reconoció a la conexión BFP (ver figura 2.3) y la calificó como una “Conexión atornillada totalmente restringida precalificada”, sin embargo, contratistas de ese año indican que esta conexión brinda algunas ventajas como por ejemplo rapidez en el montaje de estructuras, no aplicación de soldadura en campo y en cuanto a inspección se tiene una reducción en sus costos [17].



- Notes
1. Size the flange plate and bolts in accordance with Section 3.6.3.1. Bolts are fully pretensioned ASTM A325 or A490, designed for bearing. Bolt holes in flange plate are oversize holes. Use standard holes in beam flange. Washers as required by RCSC, Section 7.
 2. CJP groove weld, single or double bevel. Weld in chop or field. When using single-bevel groove weld, remove backing after welding, backgouge, and reinforce with 5/16" minimum fillet weld. When using double bevel weld, backgouge first weld before welding other side. Weld: QC/QA Category AH/T.
 3. Shims are permitted between flange plates and flanges.
 4. Size shear tab and bolts by design procedure in Section 3.6.3.2. Bolt holes in shear tab are short-slotted-horizontal; holes in web are standard. Weld QC/QA Category BM/L.
 5. For continuity plates and web doubler plates; see Figure 3-6. For calculation of continuity plate requirements, use flange plate properties as flange properties.

Figura 2.4. Conexión BFP de acuerdo a FEMA 350 [16]

La conexión de placas apernadas es una de las alternativas de campo en el diseño sismorresistente, los mecanismos de fallo de esta conexión son más complejos que otras, de manera preventiva se han desarrollado dos ecuaciones que permiten calcular

la fluencia a cortante en la zona del panel (Ec. 2.1) y la fluencia a flexión (Ec. 2.2) [18].

$$V_{pzy} = \frac{\sum M_{cl}}{d_b} - V_c = \frac{\sum M_f}{d_b} \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \left(\frac{h - d_b}{h} \right) = 0.55 F_{yce} d_c t_{wc} \quad (2.1)$$

$$M_y = S F_{yeb} \quad (2.2)$$

Por otro lado, si la fluencia a flexión se presenta más allá de la última fila de pernos, debe hacerse correcciones geométricas en la ecuación como se muestra en la figura 2.4 [18].

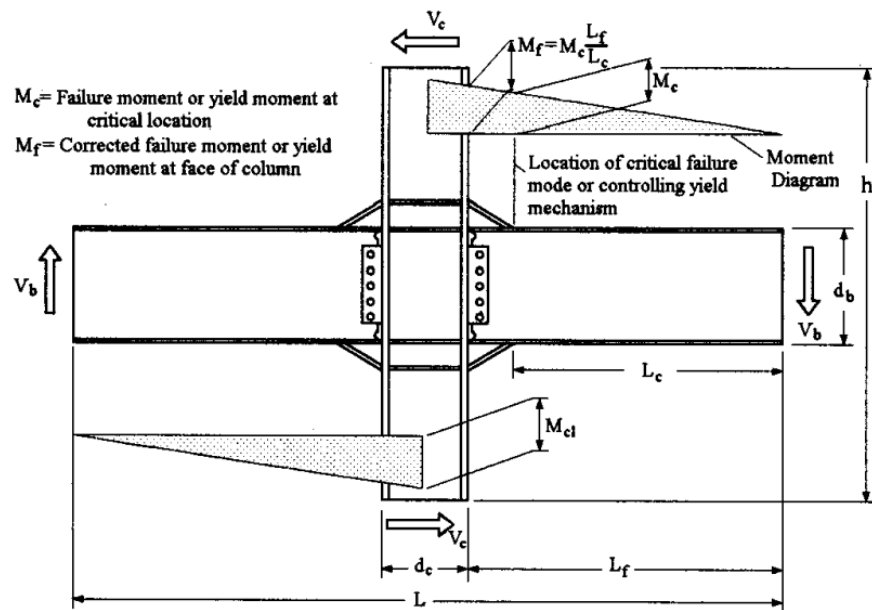


Figura 2.5. Representación del equilibrio y de la corrección geométrica necesaria para el mecanismo de fluencia y las resistencias del modo de fallo [18].

La SAC Joint Venture nuevamente se involucra en un proyecto de análisis estructural, esta vez respecto a la conexión BFP, dicho trabajo se basó en ensayos a un total de ocho especímenes que fueron construidos a escala real para demostrar su comportamiento, las probetas fueron insertadas en una máquina que se compone de actuadores hidráulicos que se encargan de transmitir las cargas a los elementos de la conexión tal como se muestra en la figura 2.5 [19].

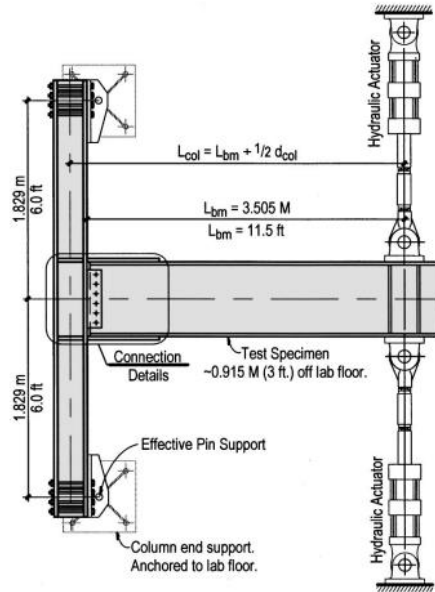


Figura 2.6. Vista en planta del aparato de ensayo [19].

Las pruebas realizadas permiten concluir que las conexiones BFP poseen una ductilidad significativa ya que han soportado deformaciones inelásticas considerables. En la figura 2.6 se muestra el comportamiento relativo respecto a un normalizado o el momento total impuesto dividido para el momento de referencia.

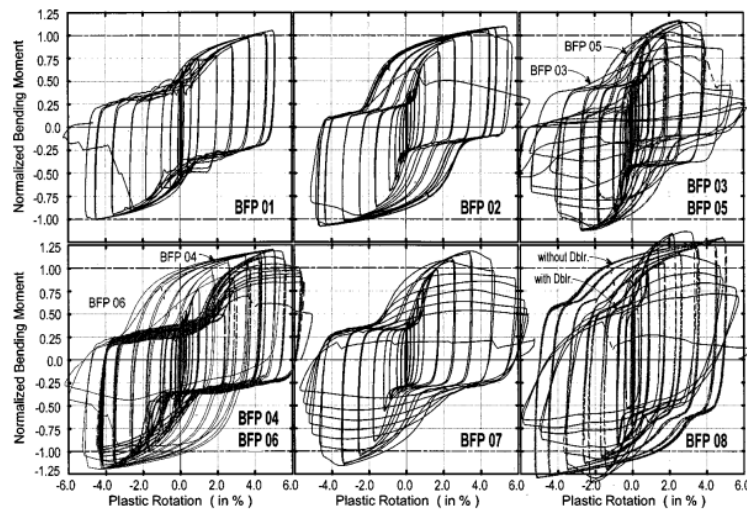


Figura 2.7. Momento de rotación plástica normalizado para los especímenes ensayados [19].

Los datos que arrojaron en aquella investigación corresponden a la máxima rotación plástica de los elementos de la conexión, llegando a determinar una superación de los límites de rotación plástica del 3% y de rotación total del 5%, ver tabla 1 [19].

Tabla 2.1. Máximo momento de rotación plástico de los componentes de la conexión [19].

Specimen	Maximum plastic rotation				
	Total	Bolt Slip	Flange Plate	Girder	Panel Zone
BFP 01	5.2%	2.5%	0.5%	0.1%	3.5%
BFP 02	5.6%	0.8%	0.2%	3.0%	3.5%
BFP 03	3.9%	0.8%	0.2%	3.0%	1.5%
BFP 04	5.2%	1.0%	0.3%	3.0%	3.0%
BFP 05	4.0%	1.0%	0.3%	3.0%	1.5%
BFP 06	6.2%	2.5%	1.2%	2.5%	1.8%
BFP 07	5.0%	1.3%	1.3%	2.0%	1.5%
BFP 08	5.3%	0.8%	0.3%	1.5%	3.3%

La construcción de edificaciones con perfiles estructurales se puede ejecutar con perfiles europeos laminados en caliente o perfiles construidos en taller. Orkun Yilmaz y colaboradores [20], evaluaron el comportamiento de las conexiones BSEP y BFP ensayando un total de cuatro especímenes a escala real (ver tabla 2) de acuerdo con la FEMA-350 y las sometieron a cargas cíclicas. El objetivo fue examinar las conexiones utilizando los perfiles europeos y construidos, los resultados obtenidos fueron comparados con el rendimiento de las diferentes conexiones.

Tabla 2.2. Conexiones y perfiles utilizados para el ensayo [20] .

Connection	Definition
BSEP-01	Bolted stiffened end-plate connection, which is constructed with hot-rolled profiles
BSEP-02	Bolted stiffened end-plate connection, which is constructed with built-up profiles
BFP-01	Bolted flange-plate connection, which is constructed with hot-rolled profiles
BFP-02	Bolted flange-plate connection, which is constructed with built-up profiles

Las conexiones BFP constaron de dos partes, una de las cuales se compone de dos placas de brida con un espesor de 12 mm soldadas al ala de la columna y fijadas al ala de la viga con doce pernos de deslizamiento crítico M12. La otra parte es una placa de alma con un espesor de 10 mm soldada al ala de la columna y fijada al alma de la viga con tres pernos M16 de tipo cojinete, ver figura 2.7.

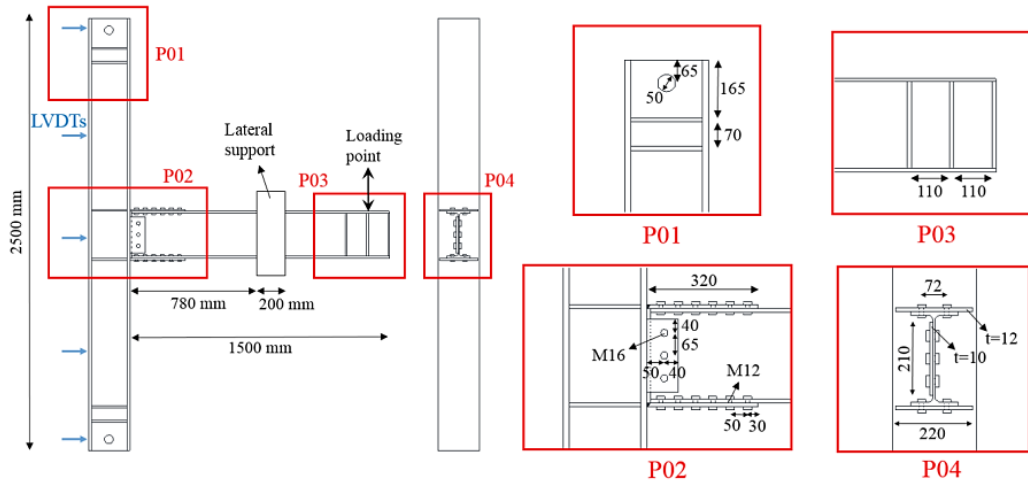


Figura 2.8. Configuración general, detalles e instrumentación del ensayo de la conexión BFP [20].

Las cargas cíclicas aplicadas a las conexiones se ubican en la punta de viga, la historia de carga se tomó de la FEMA350 hasta una rotación final del 6% rad. Previo al ensayo los pernos M12 recibieron un apriete total bajo condiciones del ANSI/AISC 360-16 [21].

En la carga cíclica de 0.81% rad, se observa que las tuercas de las bridas de la BFP-01 sufren un auto apriete, provocando que la unión viga-placa se desplace hacia la soldadura de la brida unos 6mm como se muestra en la figura 2.8.

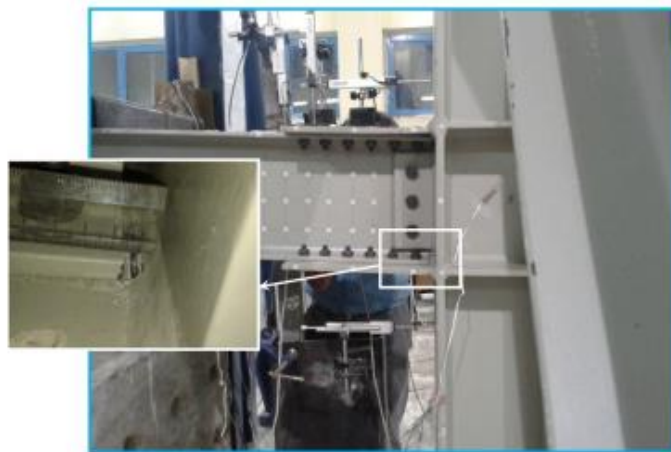


Figura 2.9. Espécimen BFP-01 después del ensayo [20].

Como resultados del ensayo se obtienen las curvas comparación de capacidades máximas de momento y rotación plástica de las conexiones con perfiles laminados en caliente y contruidos, ver figura 2.9 [20].

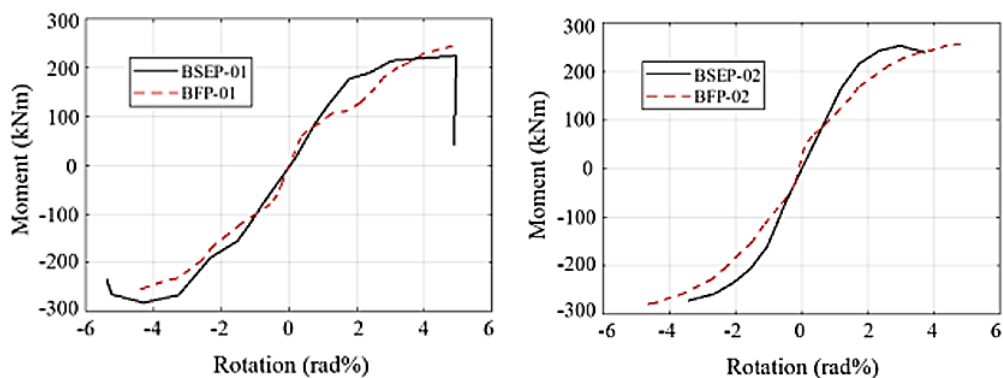


Figura 2.10. Capacidad máxima de momento vs rotación plástica [20].

Con la investigación realizada se concluye que la conexión BSEP-01 con perfiles laminados en caliente tiene mayor capacidad de momento y rotación que la conexión BFP-01. Por otro lado, si se observan los resultados de las conexiones con los perfiles contruidos, se observa que la conexión BFP-02 tiene mayor capacidad de momento que la BSEP-02, ya que para evitar el fenómeno de auto apriete se añadieron tuercas dobles y tan solo presentó desprendimiento de la pintura en la zona del panel, ver figura 2.10 [20].

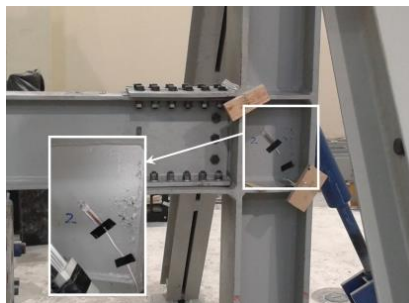


Figura 2.11. Conexión BFP-02 después del ensayo cíclico [20].

2.3.1. Respuesta de la conexión BFP ante cargas térmicas.

Varias investigaciones citadas en este trabajo muestran que la conexión BFP alcanza una gran disipación sísmica debido a su configuración, no obstante las edificaciones también están expuestas a otros eventos no sísmicos como son las altas temperaturas que tienen lugar en incendios de grandes proporciones, de hecho se conoce de estructuras importantes que han colapsado debido a este suceso. Es por ello que *Marziyeh Ebrahimzadeh* y *Abbas Rezaeian* [22], muestran que las vigas de la conexión

BFP fallan debido a flexión en un rango de temperatura de 670 – 700°C, mientras el fallo total de la conexión se da cuando la temperatura supera los 760°C [22].

Adicionalmente, los resultados indican que el cortante en los pernos y agujeros controlan el fallo de la conexión en situaciones de incendio ver figura 2.11 [22].

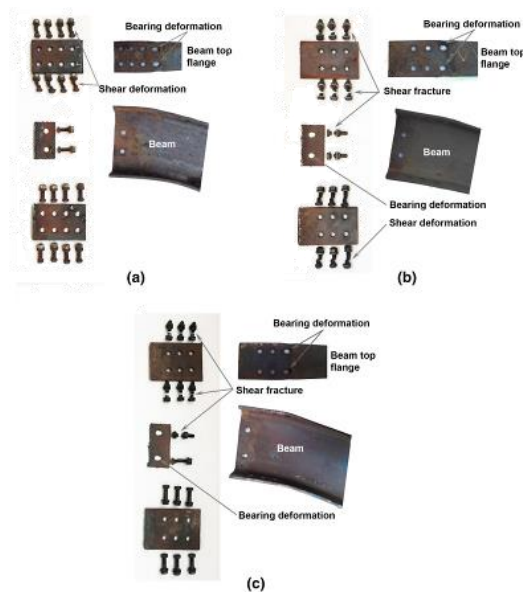


Figura 2.12. Detalles de los modos de fallo de los componentes de la conexión BFP [22].

2.4. Aplicación de la conexión BFP en Ecuador

Tras el terremoto del 16 de abril en Pedernales – Ecuador, profesionales especializados realizaron valoraciones a las edificaciones afectadas. En la estructura del edificio de la Unidad de Vigilancia Comunitaria de Manta se apreció la conexión placas apernadas al alma y al ala BFP, la misma que tuvo un buen desempeño sísmico. Pese a que la edificación resistió el sismo, el proceso de diseño no cumplió todos los requisitos que exige el código competente, el detalle se muestra en la figura 2.13 [23].



Figura 2.13. Conexión BFP en la estructura del UVC en Manta, detalle de la viga sin llegar al nudo [24]

2.5. Desempeño de la columna tubular tipo cajón.

La totalidad de las conexiones precalificadas que presenta el AISC corresponden a la configuración de vigas tipo I con columnas de ala ancha. En relación a esto, existen estructuras diseñadas y construidas con columnas tipo cajón (box-column) que tiene una zona de panel reducida y de baja resistencia en comparación con las columnas antes mencionadas. Z. Saneei, M. Ghassemieh y A. Mazroi [25], muestran que la columna tipo cajón presenta una elevada resistencia a la flexión biaxial y detallan que puede satisfacer los criterios de precalificación para pórticos especiales a momento en una conexión WUF-W.

Pese a conocer que la columna tipo cajón presenta un buen comportamiento sísmico como se mencionó anteriormente, siempre surge la incógnita si su comportamiento será de igual condiciones ante una diferente conexión con las vigas tipo I. En la figura 2.13 se muestra la evaluación del rendimiento sísmico de la columna tubular con tres distintas conexiones de viga (UR, WF y FP) [26].

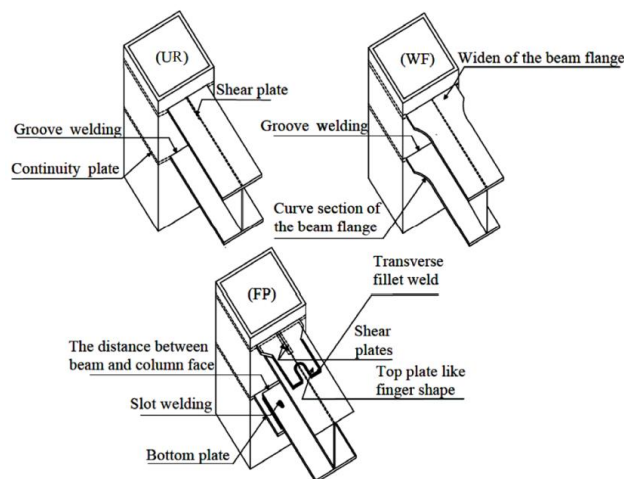


Figura 2.14. Configuraciones de conexión columna tipo cajón y viga I [27].

Los resultados de la experimentación muestran que las tres configuraciones de conexión usando columna tipo cajón, pueden clasificarse como conexiones rígidas. Es decir, cumplen con todas las condiciones sísmicas que exige el AISC para marcos resistentes a momento. Adicionalmente, la zona del panel de los tres especímenes

permanecieron en la zona elástica del material bajo las cargas cíclicas aplicadas, esto se evidencia en la figura 2.15 [26].

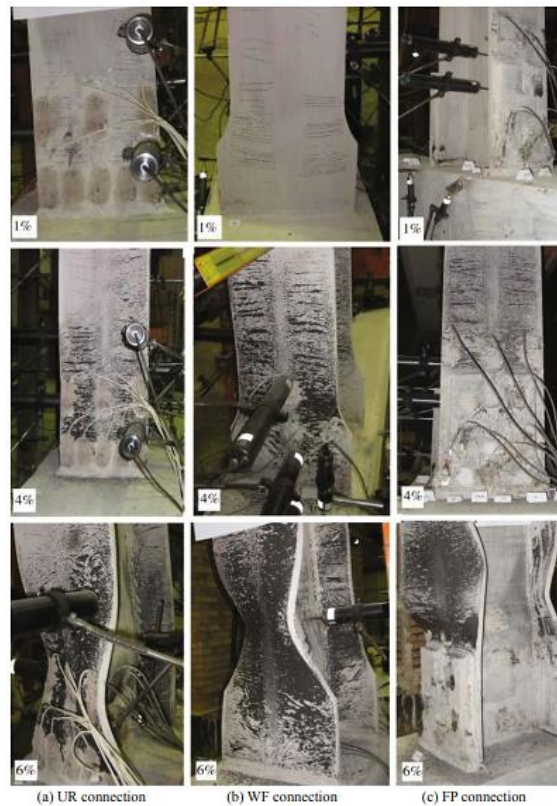


Figura 2.15. Rendimiento de la zona del panel de las conexiones UR, WF y FP con columna cajón [26].

2.6. Simulación numérica MEF

La simulación numérica o conocido también como método de elementos finitos MEF, ha ganado espacio no solo en el campo de la ingeniería, sino también en sectores como la medicina, etc. A través del tiempo, el método MEF se ha convertido en una herramienta imprescindible para profesionales de la rama civil y mecánica, ya que se puede simular el comportamiento estructural de los elementos de una edificación, y está comprobado que los resultados obtenidos son muy cercanos a la realidad, por lo que, sin problema se utiliza en el ámbito académico y profesional [28].

Las conexiones soldadas que soportaron las cargas del terremoto de Northridge han sido utilizadas en proyectos de ingeniería como sistemas de resistencia sometidos a cargas laterales. De hecho, se evaluó el comportamiento cíclico de conexiones como WUF -W, WFP y RBS mediante el análisis de elementos finitos usando ANSYS, las

conexiones se han diseñado con los códigos y normas pertinentes manteniendo igual las propiedades de materiales, luces de los pórticos y perfilaría para poder realizar un análisis comparativo. Después de ejecutado el análisis, los resultados mostraron que las conexiones presentan un pandeo en las alas de las columnas y las rótulas plásticas se produjeron a distancias de 80 mm, 370 mm y 180 mm respectivamente desde la cara de la columna [29]. Esto muestra el uso de la simulación numérica en ingeniería, ver figura 2.16.

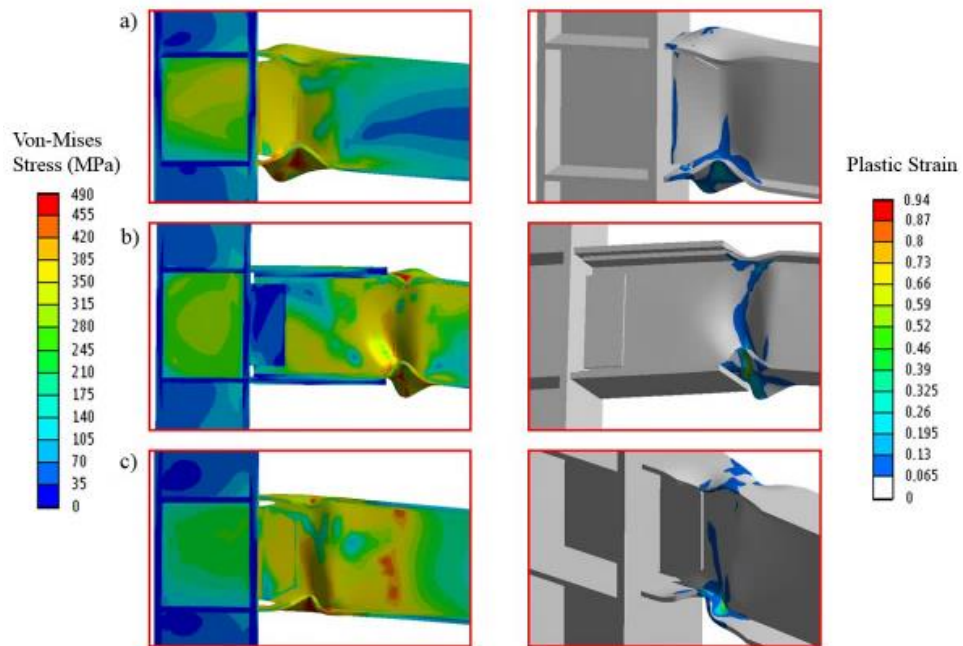


Figura 2.16. Esfuerzo de Von-Mises y deformación plástica equivalente en una deriva del 7% de la historia de carga: a) WUF-Q, b) WFP y c) RBS [29].

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

La presente información se desarrolló en la Ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, con el fin de brindar un aporte a la comunidad ingenieril del sector respecto a la aplicación de la conexión BFP con columna tubular tipo cajón.

3.2. Equipos y materiales

Equipos:

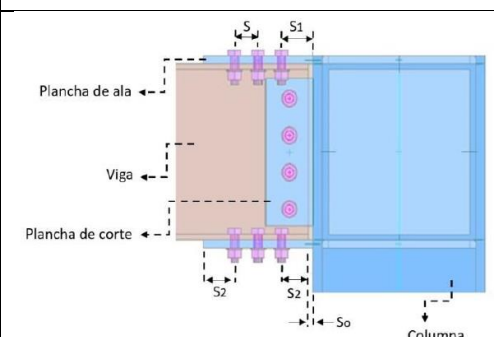
- ✓ Computador e internet
- ✓ Software (cálculo estructural y elementos finitos)

Materiales:

- ✓ Suministros de oficina
- ✓ Códigos y normas de diseño

Los recursos utilizados en el diseño y modelado de la conexión BFP con columna tubular tipo cajón se detallan en la tabla siguiente:

Tabla 3.1. Recursos utilizados en el diseño y modelado de la conexión BFP con columna tubular cajón.

Elemento	Normativa / código
	AISC 360 AISC 358 AISC 341 NEC 2015

3.3. Tipo de investigación

El tipo de investigación para este estudio será experimental numérico, a través de un software especializado usando cálculo matricial, permitiendo obtener el resultado del comportamiento de la conexión propuesta y se determinará si es factible su aplicación para fines constructivos.

3.4. Prueba de hipótesis

Hipótesis:

La conexión placa apernada al patín BFP – columna cajón cumplirá con el desempeño sísmico según AISC 341 y será aplicable en pórticos resistentes a momento.

3.5. Población o muestra

Población:

Para el presente proyecto se propone una edificación prototipo, la cual se basa en uno de los edificios modelo estudiado por la SAC Join Venture, esta estructura se compone totalmente de pórticos resistentes a momento Special Moment Frames (SMF) capaces de resistir cargas sísmicas y gravitacionales [30].

Con lo antes mencionado, la población se compone de todos los nudos (conexión viga-columna) que conforman la edificación.

Muestra:

Realizando un estudio no probabilístico y aplicando la técnica de muestreo determinístico tomando como referencia la población mencionada, se seleccionaron nudos simples y críticos, es decir, columnas con 1, 2, 3 y 4 vigas de llegada.

3.6. Recolección de la información

De acuerdo a la edificación prototipo mencionada, se presentan los datos correspondientes a la estructura principal, sistema de pisos y materiales para cada elemento.

3.6.1. Datos de la estructura principal

La tabla 3.2 muestra la configuración general de la estructura:

Tabla 3.2. Datos de la estructura prototipo.

DATOS DE LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO					
Niveles	Luz dirección este-oeste	Luz dirección norte - sur	Número de vanos	Área total	Altura de entrepisos
4	7.6 m	7.6 m	5 en las dos direcciones	(1444) m ²	3 m

Nota: el valor de la luz en los pórticos se basa en un promedio de luces ensayadas en los edificios prototipo del proyecto SAC.

3.6.2. Datos para el sistema de Piso.

En el sistema de piso se utiliza la configuración placa colaborante y losa de hormigón con un espesor total de 12 cm [31]. Se plantea usar cuatro viguetas, esto se justificará en el cálculo estructural.

3.6.3. Materiales de la edificación.

La presente edificación consta de materiales que están disponibles comercialmente en la localidad, tal como se detalla a continuación en la tabla 3.3.

Tabla 3.3. Materiales para edificación prototipo y diseño de la conexión

MATERIALES PARA LA EDIFICACIÓN PROTOTIPO			
Estructura		Conexión	
Vigas	Columnas	Placas de corte	Pernos
ASTM A36	ASTM A36	ASTM A36	ASTM A490

Nota: las vigas y columnas son conformadas por planchas soldadas.

3.6.4. Modelo estructural.

El modelo estructural, con los datos especificados anteriormente se presenta en la figura siguiente:

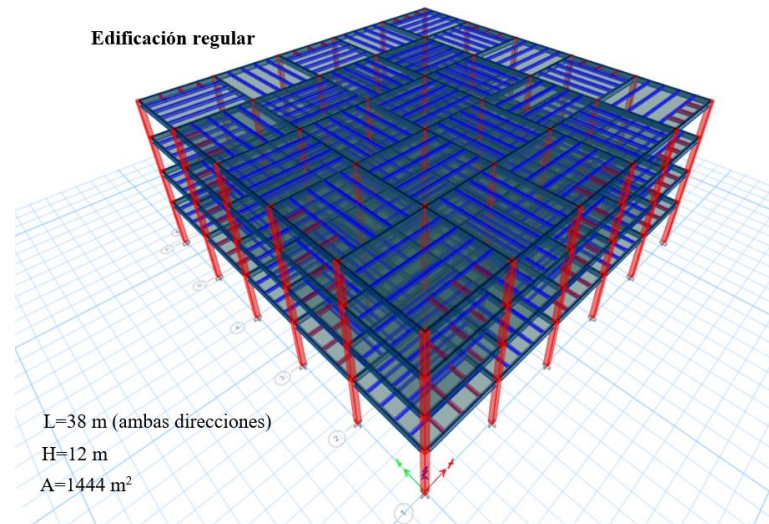


Figura 3.1. Modelo estructural prototipo

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

Con los datos obtenidos para la edificación se procede al prediseño de los elementos principales y secundarios, los mismos que satisfacen los requisitos del AISC y la norma ecuatoriana de la construcción NEC.

3.7.1. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga a utilizarse en el análisis de la edificación y diseño de elementos satisfacen la NEC_SE_CG y NEC-SE-AC. El protocolo de carga para los pórticos especiales a momento (SMF) están contemplados bajo el AISC 341.

3.7.2. Cargas gravitacionales.

Las cargas gravitacionales de piso y de techo corresponden a los elementos de acero, sistema de losa deck metálico - hormigón e instalaciones no estructurales. La

sobrecarga de uso hace referencia al presente proyecto como un edificio urbano destinado a oficinas sin maquinaria o equipos. En la tabla 3.4 se muestran los valores asignados para las cargas gravitacionales según la Norma ecuatoriana.

Tabla 3.4. Resumen de cargas según NEC.

RESUMEN DE CARGAS GRAVITACIONALES		
	Cargas muertas	Unidad
Losa	192	kgf/m ²
Paredes	245	kgf/m ²
Instalaciones	60	kgf/m ²
Piso masillado (5 cm espesor) y terminado	100	kgf/m ²
TOTAL CARGA PERMANENTE	597	kgf/m ²
	Cargas vivas	
Oficinas (NEC)	245	kgf/m ²

3.7.3. Acción Sísmica

La situación geográfica de la estructura está en la provincia de Tungurahua, cantón Ambato. De acuerdo a la zona sísmica especificada en la NEC-SE-DS el valor del factor z es 0.40, categorizándose el lugar como alta peligrosidad sísmica. Lo expuesto implica que, es necesario un diseño sismo resistente aplicando un espectro de diseño con un periodo de retorno de 475 años.

El cortante basal se determina con la ecuación 3.1 según lo estipulado en la NEC de Peligro Sísmico [32], y será distribuido en cada piso de la estructura, lugares donde exista concentración de masa.

$$V = \frac{I \times S_a(T_a)}{R \times \phi_p \times \phi_e} \times W \quad (3.1)$$

Los criterios de diseño sismorresistente de acuerdo a la norma ecuatoriana, se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 3.5. Factores de diseño sismorresistente.

FACTORES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE NEC-SE-DS	
Factor	Valor / tipo
Factor de zona Z	0.4
Característica del peligro sísmico	Alta
Factor de importancia I	1
Tipo de perfil de suelo	D
Factor R	6
Irregularidad planta Φ_p	1
Irregularidad elevación Φ_e	1
Coefficiente de perfil de suelo Fa	1.2
Coefficiente de perfil de suelo Fd	1.19
Coefficiente de perfil de suelo Fs	1.28
Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA η	2.48
Factor r (suelo tipo D)	1

3.7.4. Elementos estructurales

Las dimensiones de los perfiles seleccionados después de un proceso iterativo cumpliendo con los requisitos del AISC 360 y 341, satisfacen los criterios establecidos en la NEC – 2015. Es así que, los pórticos SMF se componen de secciones elaboradas en taller con planchas soldadas, como se detalla en la figura siguiente:

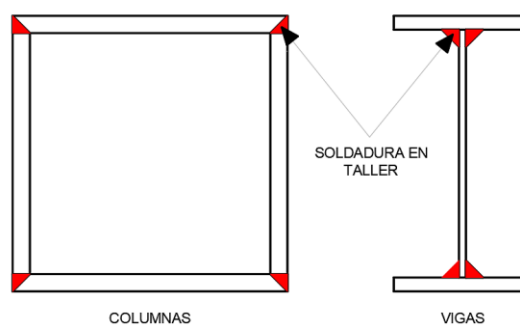


Figura 3.2. Esquema de vigas y columnas

Las dimensiones de cada sección se detallan como sigue:

Columnas:

Section Dimensions	
Total Depth	45 cm
Total Width	45 cm
Flange Thickness	2,8 cm
Web Thickness	2,8 cm
Corner Radius	0 cm

Figura 3.3. Dimensiones de la columna

Vigas principales:

Section Dimensions	
Total Depth	50 cm
Top Flange Width	20 cm
Top Flange Thickness	1,6 cm
Web Thickness	1,02 cm
Bottom Flange Width	20 cm
Bottom Flange Thickness	1,6 cm
Fillet Radius	2,1 cm

Figura 3.4. Dimensiones de vigas principales

3.8. Chequeo de disposiciones sísmicas

Todo sistema estructural debe cumplir con requisitos mínimos que exige la Norma Ecuatoriana de Construcción, para la edificación de esta investigación se chequea lo siguiente:

- ✓ Periodo de vibración
- ✓ Derivas de piso

3.8.1. Periodo de fundamental de la estructura

Según lo señala la NEC, se puede determinar un valor aproximado del periodo de la estructura con la siguiente ecuación:

$$T = C_t \times h_n^\alpha \quad (3.2)$$

Con lo expuesto se tiene un valor para T de 0.526 segundos por el método uno de la norma. Sin embargo, este valor puede ubicarse hasta en un 30% más del valor calculado, es decir:

$$T_{m\acute{a}x} = 0.526 \text{ seg} * 1.3$$

$$T_{m\acute{a}x} = 0.6838 \text{ seg}$$

Para contrarrestar el periodo calculado se presenta la tabla de frecuencias y periodos del cálculo estructural, usando un software especializado, ver tabla 3.6

Tabla 3.6. Periodos de vibración de la estructura.

Periodos modales y frecuencias					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0,625	1,6	10,0516	101,0343
Modal	2	0,625	1,6	10,0516	101,0344
Modal	3	0,543	1,842	11,5756	133,9949
Modal	4	0,179	5,58	35,0609	1229,2689
Modal	5	0,179	5,58	35,061	1229,2703
Modal	6	0,156	6,411	40,2843	1622,8284
Modal	7	0,089	11,254	70,7126	5000,2768
Modal	8	0,089	11,254	70,7127	5000,2872
Modal	9	0,077	12,905	81,0853	6574,8221
Modal	10	0,058	17,242	108,3345	11736,3646
Modal	11	0,058	17,242	108,3347	11736,4028
Modal	12	0,051	19,757	124,1355	15409,61

Nota: Se presentan 12 modos de vibrar, de acuerdo al número de pisos y los grados de libertad asignados

$$T_{estructura} = 0.625seg$$

$$T_{estructura} < T_{m\acute{a}x} \text{ Ok!}$$

3.8.2. Control de las derivas de piso.

La deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante [32]:

$$\Delta_M = 0.75R \Delta_E \quad (3.3)$$

$\Delta_M = 0.02$ (deriva máxima para cualquier piso)

$$\Delta_E = \frac{\Delta_M}{0.75R} \quad (3.4)$$

De la expresión 3.4, se obtiene el desplazamiento debido a la acción de cargas para un $R = 6$. Entonces:

$$\Delta_E = 0.00444$$

Del diseño estructural, las máximas derivas de piso se presentan en la figura 3.5 y 3.6:

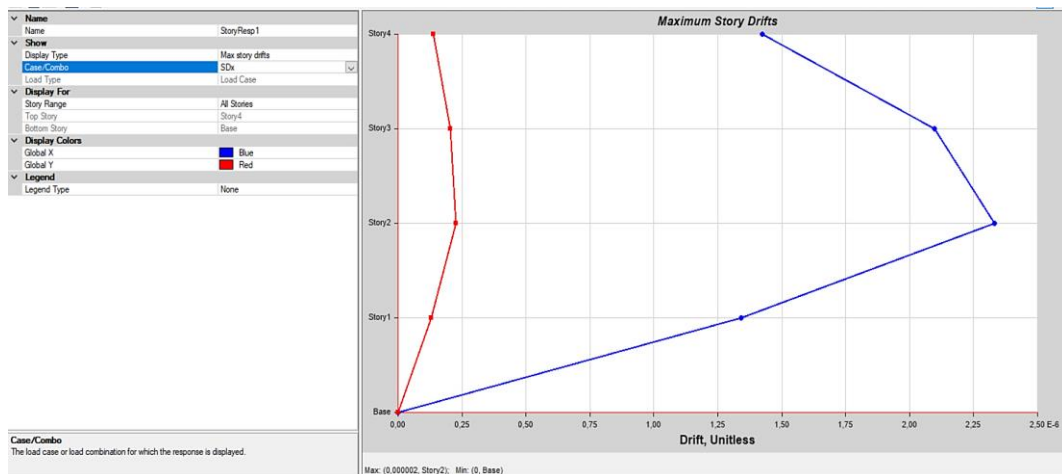


Figura 3.5. Deriva sismo dinámico sentido “x”.

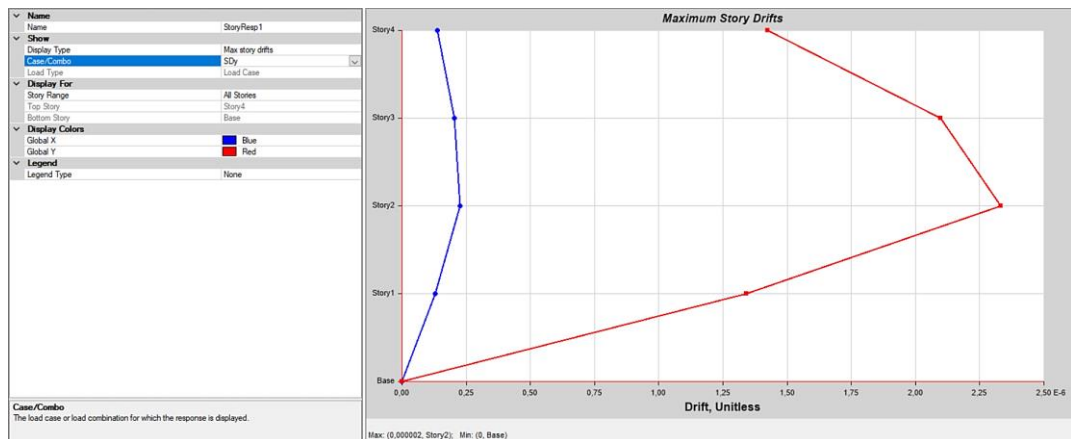


Figura 3.6. Deriva sismo dinámico sentido “y”.

El diseño estructural cumple con los requisitos mínimos que exige el AISC 360 y 341 -16, así como la Norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015, en el anexo 1 se presenta el chequeo de los perfiles seleccionados. A continuación se da paso al diseño de la conexión.

3.9. Diseño de la conexión

La conexión precalificada Bolted Flange Plate (BFP) es adecuada para zonas consideradas de alta peligrosidad sísmica, se toma como referencia para el diseño de la conexión la investigación “Use of Bolted Flange Plate” citada por R. Aguiar [23].

La variante para el presente trabajo consiste en emplear la columna tipo cajón. En el Ecuador este tipo de sección es muy utilizada en edificaciones de acero, es por ello que se busca tener otras alternativas para sistemas SMF, es importante indicar que el comportamiento estructural de la columna cajón satisface los requisitos que exige el AISC, aquello se demuestra en varias investigaciones que se pueden encontrar en reconocidas e importantes revistas y bases de datos como por ejemplo en el “ASCE library”.

De acuerdo con el AISC 358 – 16 [10], la conexión debe satisfacer ciertas limitaciones relacionadas con la viga y la columna, así:

3.9.1. Requisitos para la precalificación de la viga

La viga debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- ✓ Peralte máximo: W36 (914.4 mm)
- ✓ Peso máximo: 150 lb/pie o 223 kg/m
- ✓ Espesor máximo de las alas de la viga: 1 pulgada (25.4 mm)
- ✓ La relación luz/peralte de la viga para sistemas SMF debe ser 9 o superior.
- ✓ La relación ancho-espesor de las alas y alma de la viga deberán cumplir los requisitos de las disposiciones sísmicas del AISC.

3.9.2. Requisitos para la precalificación de la columna

La columna debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- ✓ La viga se conectará al patín de la columna.
- ✓ Peralte máximo en colaboración: W36 (914.4 mm)
- ✓ Peralte máximo con losa de hormigón: W14 (355.6 mm)
- ✓ Peso máximo: sin restricción
- ✓ Espesor del ala: sin restricción
- ✓ Relación ancho-espesor: cumplir requerimientos sísmicos AISC 341

El diseño detallado de la conexión se muestra en el anexo 2.

3.10. Simulación numérica

Como se cita en el capítulo II de este proyecto la simulación numérica por el método MEF consiste en dividir a un objeto en varios elementos conectados internamente en puntos comunes denominados nodos. Cada elemento es resuelto de forma individual en base a ecuaciones algebraicas, hallando sus incógnitas para finalmente dar paso a la integración de todos los resultados y encontrar la solución del estudio.

En sistemas estructurales las incógnitas son los desplazamientos o tensiones originadas debido a la acción de una o más fuerzas. En esta investigación la simulación numérica se la realiza en el software Ansys LS-DYNA Research. Para obtener los resultados lo más cercanos a la realidad se debe definir correctamente la geometría de la conexión,

materiales de forma constitutiva, mallado de elementos, condiciones de contactos y de borde, aplicación del sistema de cargas y análisis.

El análisis de la conexión debe ejecutarse en un rango no lineal debido a la acción de cargas dinámicas que simulan un evento sísmico. La no linealidad presenta mayor complejidad en su solución, y se necesitan emplear ecuaciones no lineales que son resueltas de forma iterativa. La iteración consiste en dividir la totalidad de la carga en incrementos, mientras más pequeños éstos sean, los resultados serán de mayor precisión.

3.10.1. Geometría de la conexión.

La figura 3.7 denota la conexión BFP con columna tubular modelada con herramientas CAD.

La conexión se conforma por las siguientes piezas:

Tabla 3.7. Conjunto de piezas que conforman la conexión.

Elementos que conforman la conexión BFP			
Cantidad	Elemento	Dimensiones	Material
1	Columna cajón	450x28 mm	ASTM A36
1	Viga	IPE 500	ASTM A36
2	Placa horizontal	200x400x20 mm	ASTM A36
1	Placa vertical	160x260x20 mm	ASTM A36
2	Placas de continuidad	e = 16 mm	ASTM A36
16	Perno	d = 1/8 in	ASTM A490
16	Tuerca hexagonal	d = 1/8 in	ASTM A563
2	Perno	d = 1/2 in	ASTM A490
2	Tuerca hexagonal	d = 1/2 in	ASTM A563

Es importante indicar que la unión de las placas horizontales, verticales y de continuidad a los elementos columna y viga es por medio de soldadura de penetración completa CJP. Sin embargo, el análisis de los cordones de soldadura no corresponde al objetivo de este proyecto.

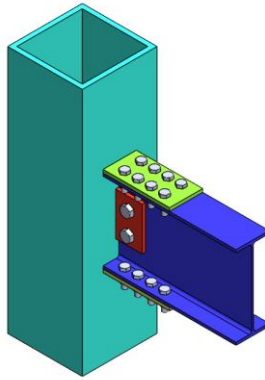


Figura 3.7. Geometría y detalle de la conexión

Los pórticos a momento que forman la edificación deben soportar las cargas sísmicas aplicadas, debido a ese fenómeno la estructura sufre una deformación y se asume que en los puntos medios de vigas y columnas se producen puntos de inflexión tal como se detalla en la figura siguiente.

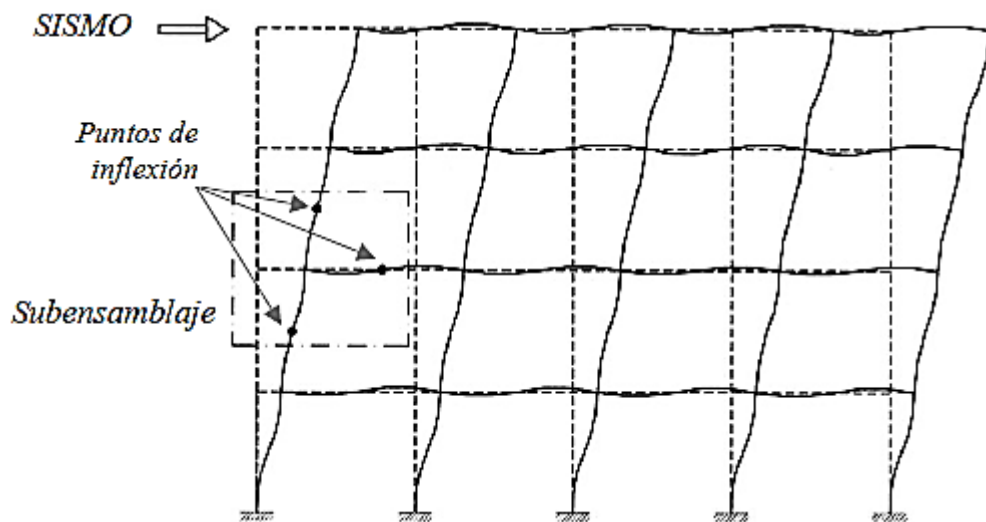
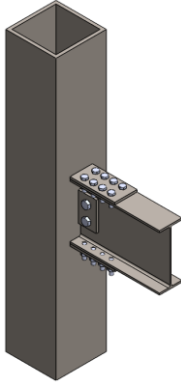
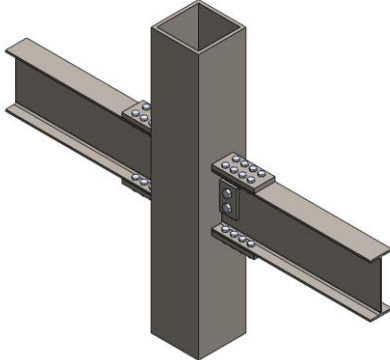
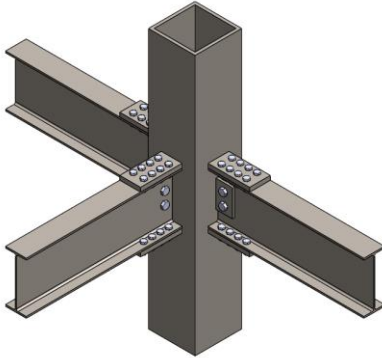
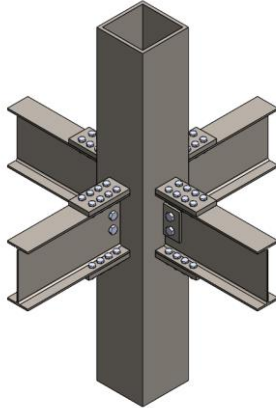


Figura 3.8. Acción sísmica y deformación del pórtico a momento [33].

En el sistema estructural de la edificación que se muestra en la figura 3.1, no solo se tienen uniones viga-columna con una sola viga de llegada, sino que, se presentan casos críticos hasta con cuatro vigas conectadas en ambas direcciones horizontales. En la tabla siguiente se presenta los nudos que serán analizados como se mencionó en el numeral 3.5.

Tabla 3.8. Configuración de nudos.

Configuración de conexiones	
Nudo 1-A	Nudo 2-B
	
Nudo 3-C	Nudo 4-D
	

Nota: considerando los puntos de inflexión (puntos medios) se tiene una altura de columna de 3m y para la viga se trabaja con 1.5m.

3.10.2. Mallado

El modelo utilizado para la malla, está compuesto por componentes de tipo superficie con el objetivo de generar un modelo liviano de malla en 2D y una aceptable calidad en el mallado, ver figura 3.9.

Las unidades de la simulación en LS-DYNA son:

- ✓ Masa (Ton)
- ✓ Tiempo (s)
- ✓ Longitud (mm).

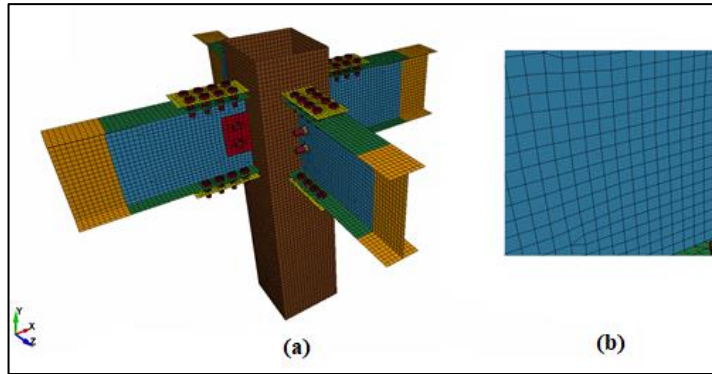
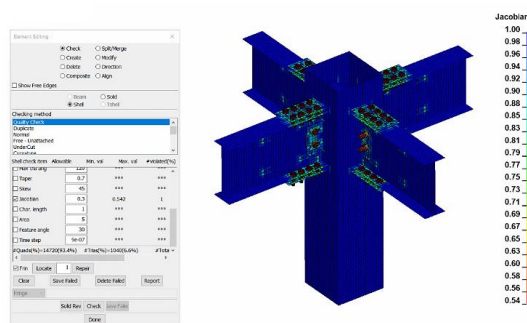


Figura 3.9. Tipo de malla, (a) Vigas y columna “shell”, pernos “solid 3d”, (b) calidad de malla.

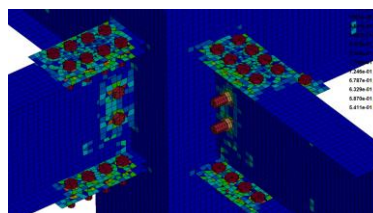
El número de elementos y nodos en la conexión con cuatro vigas de llegada a la columna son 27952 y 30006 respectivamente.

La calidad del mallado cumple un rol fundamental en la precisión de los resultados, por tal motivo se debe verificar el cociente de aspecto de la malla. Para esta investigación se utilizó el sistema Jacobiano, se conoce que en una escala entre 0 y 1 del cociente de aspecto está establecida la calidad de la malla, valores inferiores a 0.3 indican falla en el mallado.

El software permite realizar una comprobación de la calidad del mallado, y se tiene como resultado cocientes Jacobianos de hasta 1, ver figura 3.10.



(a)



(b)

Figura 3.10. Calidad del mallado sistema Jacobiano. (a) malla general, (b) malla puntos críticos

3.10.3. Materiales

La definición de materiales dentro del software es relevante ya que forma parte del análisis no lineal mencionado en el numeral 3.10. Los datos a ingresar de los dos materiales (A36 y A490) se basan en sus propiedades constitutivas, tomando como referencia la investigación citada por M. F. Gallegos [33], y el departamento de ingeniería civil de la Universidad de Chile [34] quienes desarrollaron un análisis sobre estructuras de acero.

Las tablas 3.8 y 3.9 contienen los resultados respecto a “la caracterización de materiales para el esfuerzo de fluencia (F_y), resistencia a la tracción (F_u) y módulo de Young (E)” [33].

Tabla 3.9. Propiedades mecánicas del acero ASTM A36 [34].

Probeta	Esfuerzo de fluencia, F_y [MPa]	Resistencia a la tracción, F_u [MPa]	Módulo de Young, E [MPa]	Alargamiento ϵ [%]	Estricción [%]
A36/12-01	288,9	437,3	189380	30,8	44,9
A36/12-02	291,8	444,4	199770	26,0	39,3
A36/12-03	301,0	451,8	213070	27,0	39,6
Promedio	293,3	444,5	200740	27,9	41,3

Tabla 3.10. Propiedades mecánicas del acero ASTM A490 [34].

Probeta	Díámetro [mm]	Esfuerzo de fluencia, F_y [MPa]	Resistencia a la tracción, F_u [MPa]	Módulo de Young, E [MPa]	Alargamiento $L_o = 36\text{mm}$ [%]	Estricción [%]
A490/01	9,07	1209	1281	198347	16,2	42,0
A490/02	9,04	1142	1226	176551	14,2	47,0
A490/03	8,98	1096	1232	192546	14,5	49,8
Promedio		1149	1246,3	195814,7	15	46,3

El software solicita se considere el efecto del cambio de volumen en el rango plástico para cualquier material a ensayar, por lo que los datos se ingresan en términos de curvas reales tensión-deformación.

Para obtener las curvas reales es necesario utilizar las ecuaciones que permiten transformar las deformaciones unitarias y tensiones ingenieriles en deformaciones unitarias y tensiones reales, como se detalla a continuación.

Ecuaciones tomadas del libro de “Ciencia e ingeniería de los materiales” Askeland [35].

Esfuerzo ingenieril σ :

$$\sigma = \frac{F}{A_0} \quad (3.5)$$

Donde:

F = fuerza

A₀ = área inicial

Deformación ingenieril ε :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (3.6)$$

Donde:

Δl = variación de longitud

l_0 = longitud inicial

Esfuerzo real σ_{real} :

$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (3.7)$$

Donde:

σ = esfuerzo ingenieril

ε = deformación ingenieril

Deformación real ϵ_{real} :

$$\epsilon_{real} = \ln(1 + \epsilon) \quad (3.8)$$

Donde:

ϵ = deformación ingenieril

Deformación plástica real $\epsilon_{p_{real}}$:

$$\epsilon_{p_{real}} = \epsilon_{real} - \frac{\sigma_{real}}{E} \quad (3.9)$$

Donde:

ϵ_{real} = deformación real

E = módulo de Young

Con las ecuaciones citadas y los datos iniciales se procede a determinar los resultados para cada material siguiendo el proceso matemático, ver tabla 3.10 y 3.11 y las figuras 3.11 y 3.12 respectivamente.

Para el acero ASTM A36 se tiene:

Tabla 3.11. Relación constitutiva Acero ASTM A36.

Valores ingeniería		Valores reales		Deformaciones plásticas	
ϵ [mm/mm]	σ [MPa]	ϵ_{real} [mm/mm]	σ_{real} [MPa]	$\epsilon_{p_{real}}$ [mm/mm]	σ_{real} [MPa]
0	0	0	0		
0,001466	293,88	0,001465	294,31	0,000000	294,31
0,279152	444,47	0,246197	568,54	0,243365	568,54

ACERO ASTM A36

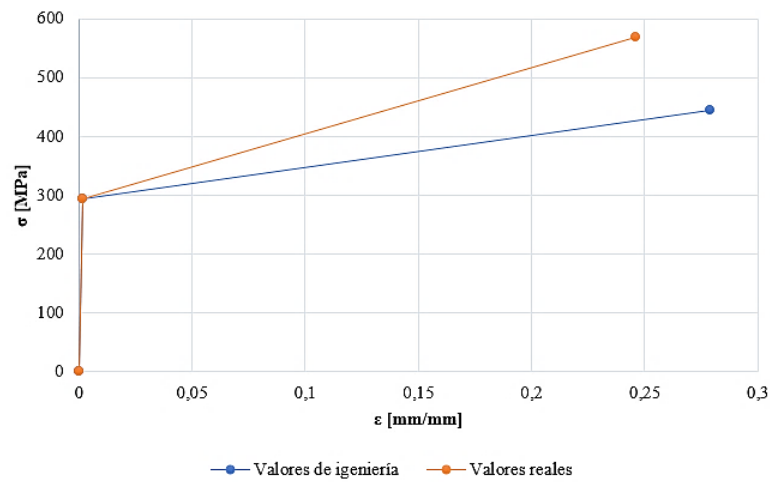


Figura 3.11. Curvas constitutivas acero ASTM A36

Tabla 3.12. Relación constitutiva Acero ASTM A490

Valores ingeniería		Valores reales		Deformaciones plásticas	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε _{real} [mm/mm]	σ _{real} [MPa]	ε _{preal} [mm/mm]	σ _{real} [MPa]
0	0	0	0		
0,005866	1149	0,005849	1155,74	0,000000	1155,74
0,149667	1246,3	0,139472	1432,87	0,132155	1432,87

ACERO ASTM A490

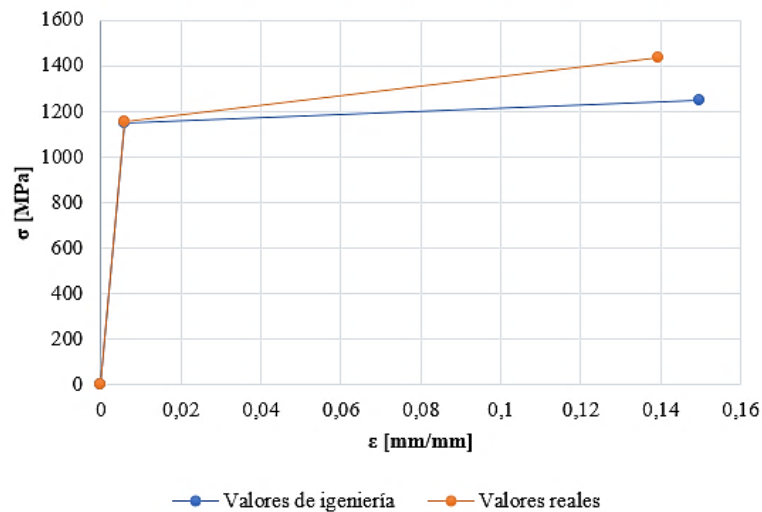


Figura 3.12. Curvas constitutivas acero ASTM A490

Es importante indicar que las tuercas se considera que trabajen en el régimen elástico del material, esto se muestra en la carta de control configurada en el software.

Se utilizó la configuración del MAT003 “PLASTIC_KINEMATIC” para analizar el rango plástico del acero y “ELASTIC” para pernos y tuercas, ver figura 3.13.

Keyword Input Form

MatDB RefBy Pick Add Accept Delete Default Done 914 ASTM A36

Use *Parameter Comment (Subsys: 1_4_vigas.k) Setting

*MAT_PLASTIC_KINEMATIC_(TITLE) (003) (1)

TITLE
ASTM A36

1	MID	RO	E	PR	SIGY	ETAN	BETA
	914	7.830e-09	2.070e+05	0.3300000	300.00000	0.0	1.0000000
2	SRC	SRP	ES	VP			
	3.335e+05	2.8490000	0.0	0.0			

Figura 3.13. Asignación de materiales LS_DYNA.

3.10.4. Contactos

El contacto utilizado en todos los modelos es de tipo “superficie”, y se asignan coeficientes de rozamiento estático y dinámico de acuerdo a la tabla 3.13, en la figura 3.14 se muestra la carta de control configurada en LS-DYNA.

Tabla 3.13. Coeficientes de fricción estático y dinámico [36].

Materiales	μ_e	Gravedad final m/s^2	μ_d
Aluminio Madera	0.38	5.796	0.32
Acero Madera	0.34	5.472	0.28
Madera Madera	0.36	5.724	0.29

*CONTACT_AUTOMATIC_SINGLE_SURFACE_(ID/TITLE/MPP) (1)

1 CID TITLE
b

MPP1 MPP2

2	IGNORE	BCKT	LCBCKT	NS2TRK	INITLTR	PARMAX	UNUSED	CPARAMS
	0	200		3	2	1.0005		0
3	UNUSED	CHKSEGS	PENSE	GRPABLE				
	0	1.0	0					
4	SURFA	SURFB	SURFATYP	SURFBTYP	SABOXID	SBBOXID	SAPR	SBPR
	1	0	2	2	0	0	0	0
5	ES	FD	DC	VC	VDC	PENCHK	BI	DI
	0.3000000	0.2000000	0.0	0.0	0.0	0	0.0	1.000e+20
6	SESA	SFSB	SAST	SBST	SFSAT	SFSBT	FSF	VSF
	1.0000000	1.0000000	0.0	0.0	1.0000000	1.0000000	1.0000000	1.0000000

A AB ABC ABCD ABCDE ABCDEF

Figura 3.14. Contacto "single_surface".

3.10.5. Condiciones de borde

Para obtener un comportamiento de una estructura lo más cercano a la realidad aplicando cargas cíclicas, es necesario asignar varias restricciones referentes a los grados de libertad en vigas y columnas.

En primer lugar en la base inferior de la columna se restringen todos los desplazamientos y rotaciones, ver figura 3.15.

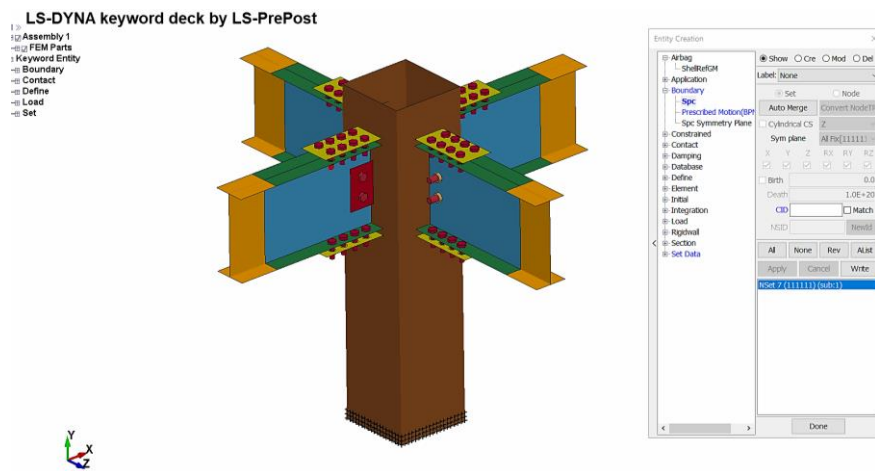


Figura 3.15. Condiciones de borde en la columna, color negro en la columna geometría fija.

En los extremos de las vigas se ingresa la carga cíclica en términos de desplazamiento en la componente traslacional vertical. Es decir, se restringen desplazamientos tangenciales.

3.10.6. Protocolo de carga

De acuerdo al AISC 341 [37] una conexión se considera precalificada si al aplicar el protocolo de carga en los extremos de las vigas, el desempeño de la conexión es adecuado. Esto consiste en verificar el límite de rotación plástica que desarrolla el espécimen, “degradación de la resistencia a la flexión y el aumento de las deformaciones debido a la fluencia”.

Bajo los requerimientos de la misma especificación, para que un pórtico sea considerado resistente a momento SMF (Special Moment Frame), debe alcanzar hasta

una rotación máxima de 0.04 radianes, caso contrario la conexión podrá emplearse en pórticos intermedios IMF (Intermediate Moment Frame).

La degradación de la resistencia hace referencia a que la capacidad del mecanismo de falla de la conexión no debe estar por debajo del 80% del momento plástico M_p .

Con referencia al documento AISC 341 capítulo K, el protocolo de carga que se debe aplicar a una conexión viga-columna se muestra en la tabla 3.13.

Tabla 3.14. Protocolo de carga AISC 341 [37].

Pasos de carga	Ciclos	Rotación (rad)
1	6	0.0375
2	6	0.005
3	6	0.0075
4	4	0.01
5	2	0.015
6	2	0.02
7	2	0.03
8	2	0.04

Se debe entender que las rotaciones son valores positivos y negativos para tener un ciclo, esto se muestra en la figura 3.15.

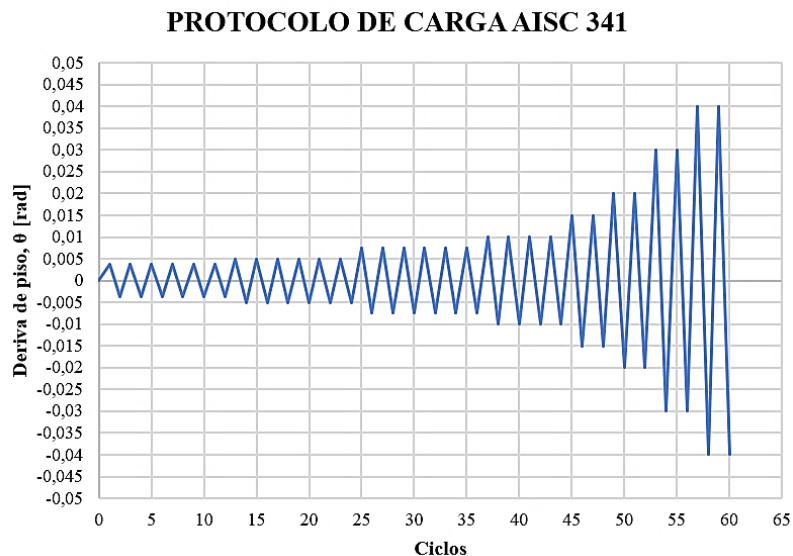


Figura 3.16. Protocolo de carga AISC 341.

En LS-DYNA no es posible ingresar el valor de las rotaciones como tal, por tanto se debe transformar a valores de desplazamiento. Para ello, se trabaja con 1m de longitud de viga y el ángulo de la deriva, tal como se muestra en la figura siguiente:

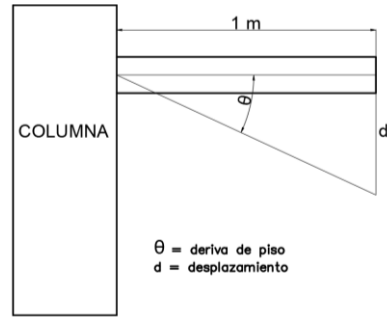


Figura 3.17. Desplazamiento de la viga en mm

Siguiendo el proceso matemático correspondiente se logra obtener los datos necesarios para ingresar al programa, ver tabla 3.14.

Tabla 3.15. Protocolo de carga equivalente.

Rotación (rad)	Desplazamiento (mm)
0.0375	3.66
0.005	4.88
0.0075	7.33
0.01	9.95
0.015	14.83
0.02	19.89
0.03	29.85
0.04	39.99

La curva de desplazamientos (protocolo de carga) ingresado al software es:

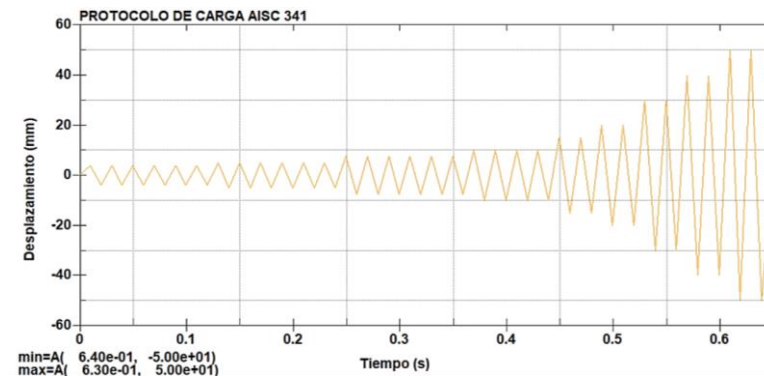


Figura 3.18. Protocolo de carga en términos de desplazamiento (mm).

Se agrega la carta de control BOUNDARY_PRESCRIBE_MOTION_SET para que se produzca un movimiento controlado por la curva asignada de sismo.

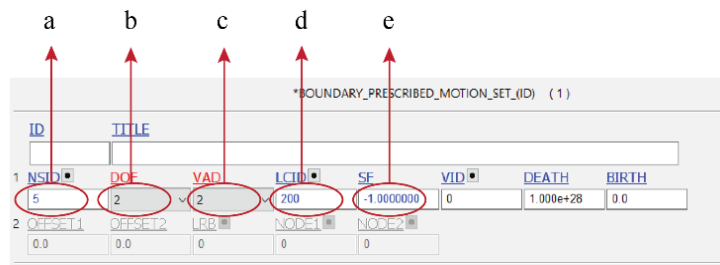


Figura 3.19. Asignación de carga cíclica

Nota: a) Set de nodos (conjunto de nodos en los que se va asignar el movimiento); b) Se asigna el grado de libertad en “y” de manera vertical; c) Se asigna desplazamiento; d) Se agrega la curva de pulso y e) Indica la dirección (mas) o (menos).

La asignación de las cargas en los extremos de las vigas y su metodología de aplicación, se presentan en la figura 3.20.

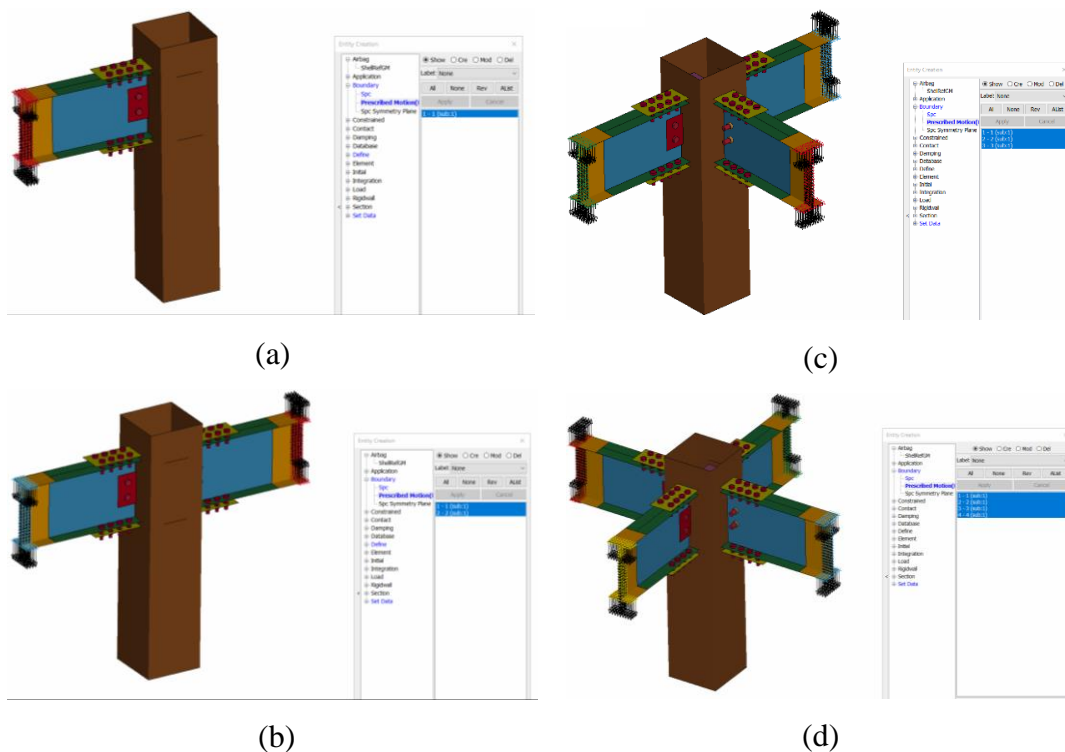


Figura 3.20. Aplicación carga cíclica, (a) nudo 1-A, unidireccional, (b) nudo 2-B, bidireccional, (c) nudo 3-C, bidireccional, (d) nudo 4-D, bidireccional.

Para complementar el análisis, se agrega la gravedad terrestre en 9820 mm/s^2 .

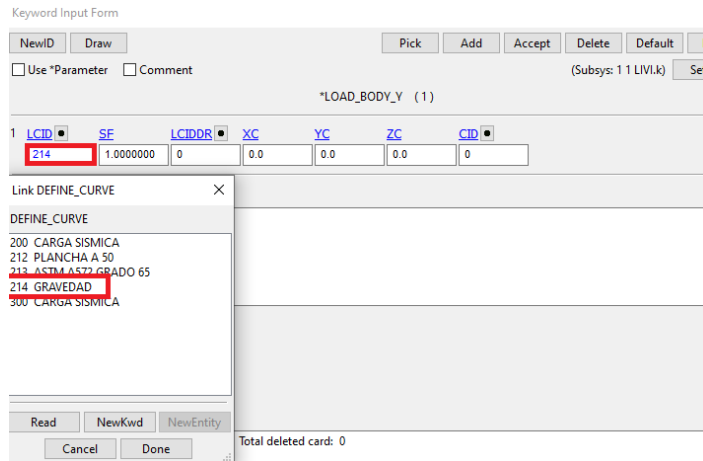


Figura 3.21. Asignación de la gravedad LS-DYNA.

3.11. Variables de respuesta o resultados alcanzados

Para el presente proyecto de investigación se tiene como variables de respuesta las rotaciones máximas de la conexión hasta que se produzca el fallo, los momentos en la cara de la columna debido a la acción cíclica, identificación de la deformación de los elementos y la distribución de esfuerzos de Von Mises. De esta manera, se evalúa el comportamiento de la conexión y se determina si es aplicable a pórticos resistentes a momento.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

En este capítulo se presentan los resultados arrojados en la simulación numérica. Se analiza y determina el comportamiento estructural de la conexión evaluando cuatro especímenes o modelos de nudos, las fuerzas y desplazamientos producidos a causa de la carga cíclica son fundamentales para analizar el desempeño estructural que se muestra mediante las curvas de histéresis Momento vs Rotación. Parte de los resultados son: la distribución de esfuerzos de Von Mises que permite evaluar tensiones máximas, momento flexionante (bending moment) y resultante de desplazamientos.

4.1.1. Fuerzas y desplazamientos en el tiempo de carga.

Para evaluar distintos parámetros que más adelante se detallan, se toma como referencia a una numeración de “nodos” en los modelos de conexión 1-A, 2-B, 3-C y 4-D, como se muestra en la siguiente figura:

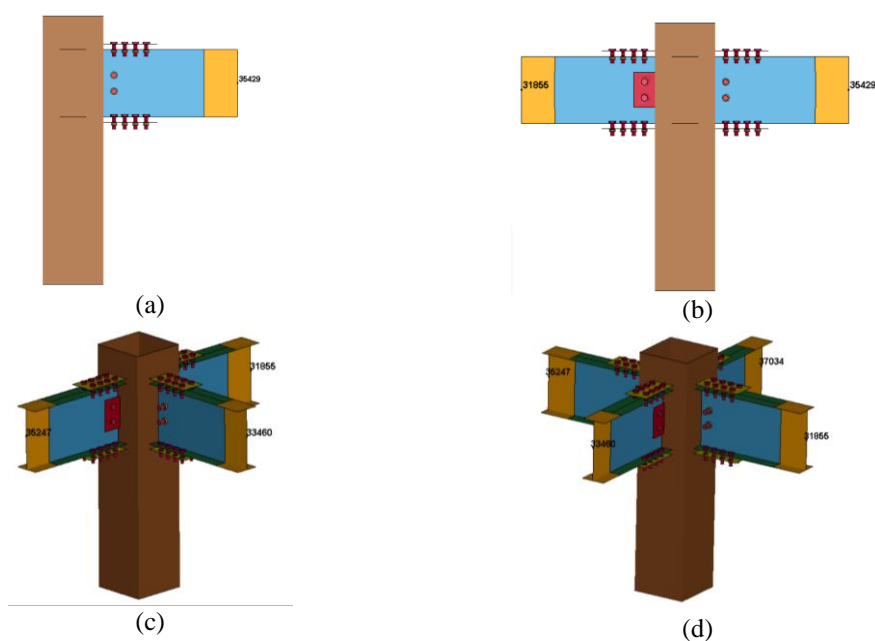


Figura 4.1. Nodos referenciales para resultados. (a) Modelo 1-A, nudo 35429. (b) Modelo 2-B, nudo 31855, (c) Modelo 3-C, nudo 33460. (d) Modelo 4-D, nudo 3704.

Las configuraciones de cada espécimen y la aplicación del protocolo de carga en sentido bidireccional norte-sur y este-oeste, transmiten fuerzas y desplazamientos a los elementos en cada ciclo de sollicitación, esto se muestra en las figuras 4.2, 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6, 4.7, 4.8, 4.9 respectivamente.

El cálculo de las fuerzas que se generan en los elementos (vigas) es fundamental para posteriormente obtener los valores de momento que actúan en la cara de la columna y con ello poder construir las curvas de histéresis que demuestran el comportamiento de la conexión rígida.

Fuerzas nudo 1-A:

En el primer modelo se puede apreciar una fuerza máxima de 400 kN.

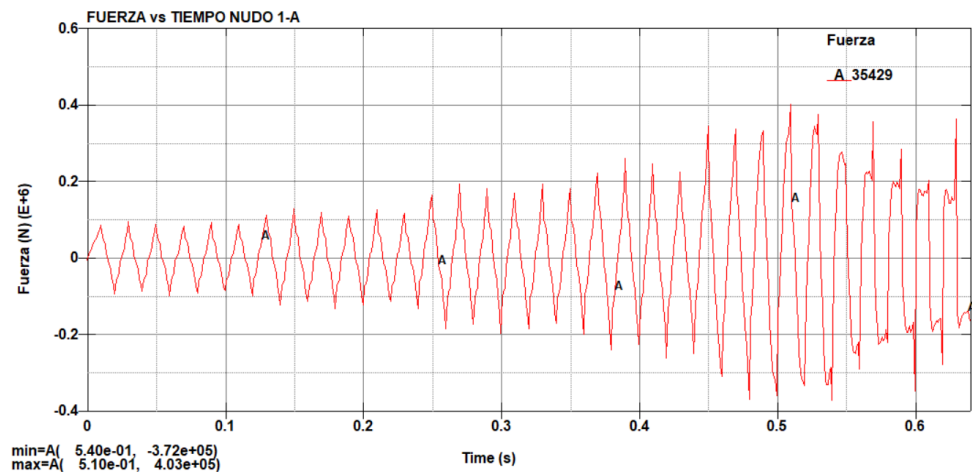


Figura 4.2. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 1-A.

La variación de los valores de fuerza expresado en Newtons en el nudo 1-A, se debe a la acción del protocolo de carga ingresado en términos de desplazamiento en los extremos de la viga en sentido vertical (-), tal como se muestra en la figura 3.20-a.

Fuerzas nudo 2-B:

En el primer modelo se puede apreciar una fuerza máxima de 420 kN.

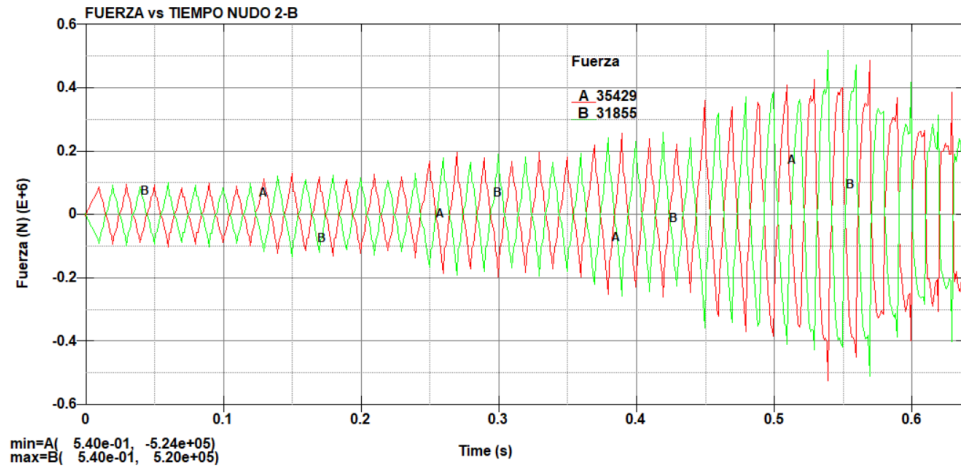


Figura 4.3. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 2-B

La variación de los valores de fuerza expresado en Newtons en el nudo 2-B, se debe a la acción del protocolo de carga ingresado en términos de desplazamiento en los extremos de las vigas en sentido vertical positivo y negativo respectivamente, tal como se muestra en la figura 3.20-b.

Fuerzas nudo 3-C:

En el primer modelo se puede apreciar una fuerza máxima de 650 kN.

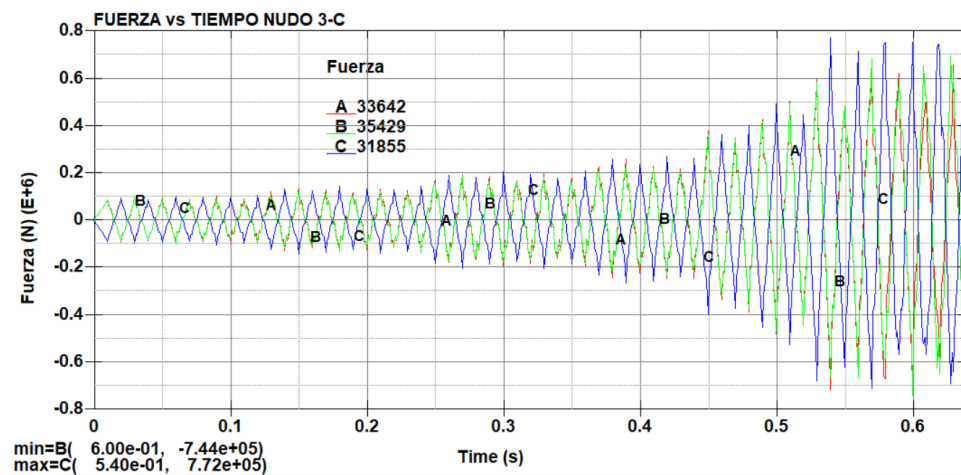


Figura 4.4. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 3-C.

La variación de los valores de fuerza expresado en Newtons en el nudo 3-C, se debe a la acción del protocolo de carga ingresado en términos de desplazamiento en los

extremos de las tres vigas, dos en sentido vertical negativo y una en sentido positivo respectivamente, tal como se muestra en la figura 3.20-c.

Fuerzas nudo 4-D:

En el primer modelo se puede apreciar una fuerza máxima de 710 kN.

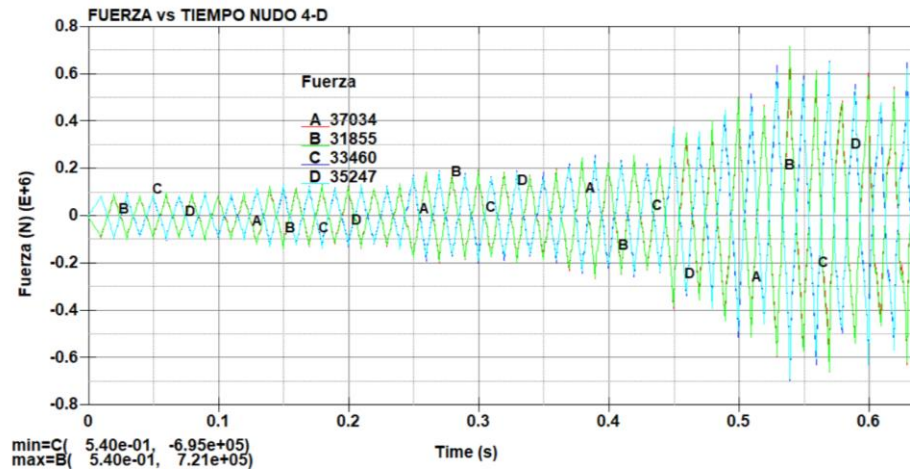


Figura 4.5. Fuerzas en cada ciclo de sollicitación Nudo 4-D.

La variación de los valores de fuerza expresado en Newtons en el nudo 4-D, se debe a la acción del protocolo de carga ingresado en términos de desplazamiento en los extremos de las cuatro vigas, dos en sentido vertical negativo y dos en sentido positivo respectivamente, tal como se muestra en la figura 3.20-d.

Las fuerzas máximas encontradas de cada modelo o nudo, corresponden al mayor momento producido en la cara de la columna.

Las figuras que a continuación se presentan, indican los desplazamientos en los elementos viga para cada nudo analizado, el valor máximo en cada caso es de 50 mm en 0.642 (seg).

Desplazamientos Nudo 1-A

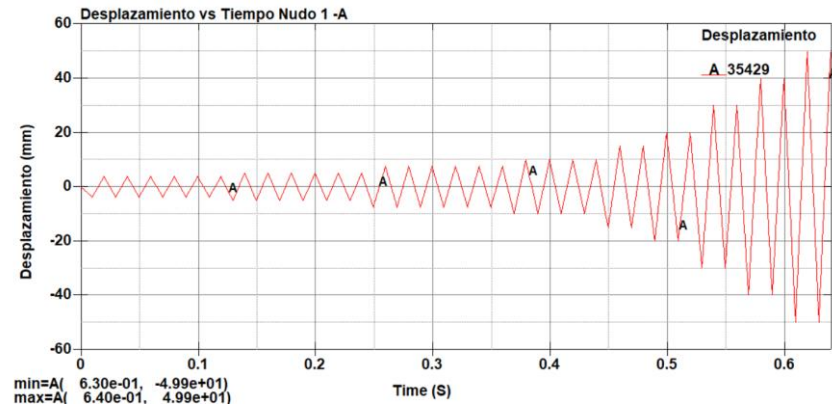


Figura 4.6. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 1-A.

Desplazamientos nudos 2-B

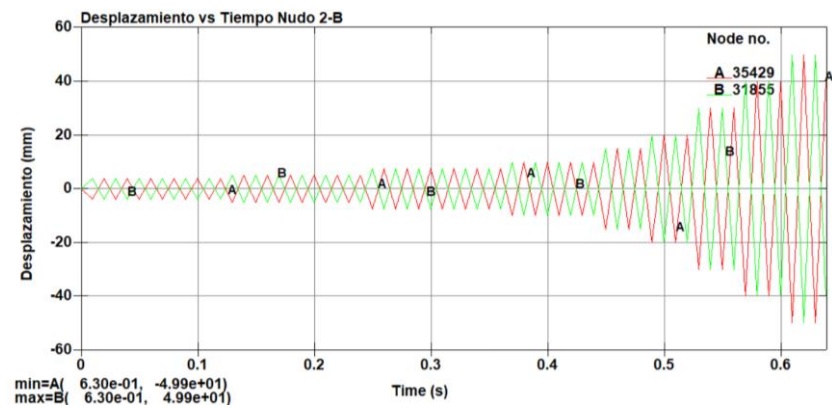


Figura 4.7. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 2-B.

Desplazamientos nudos 3-C

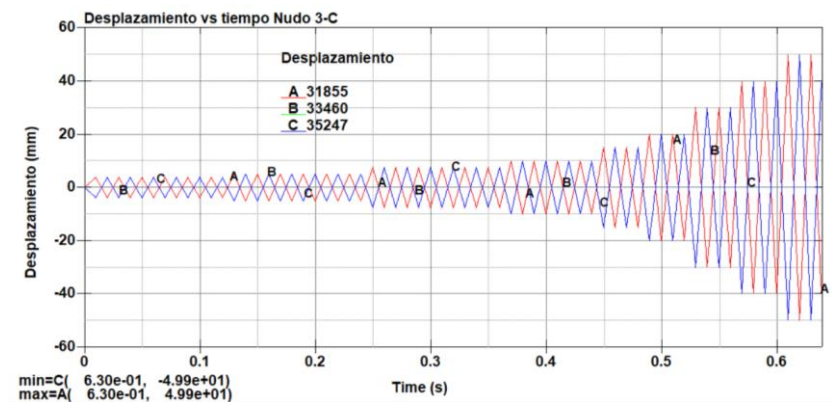


Figura 4.8. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 3-C.

Desplazamientos nudos 4-D

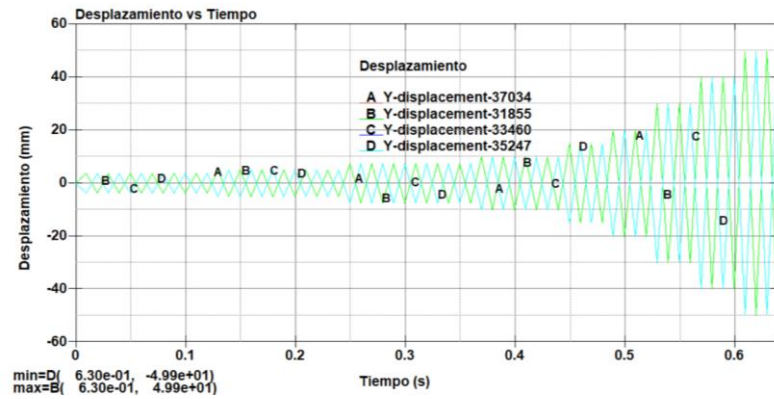


Figura 4.9. Desplazamientos en cada ciclo de sollicitación Nudo 4-D.

La tabla 4.1 muestra un resumen de las fuerzas y desplazamientos máximos en cada conexión.

Tabla 4.1. Fuerza y desplazamiento máximo en cada espécimen.

Nudo	Fuerza [kN]	Desplazamiento [mm]
1-A	400	50
2-B	420	50
3-C	650	50
4-D	710	50

4.1.2. Evaluación histerética.

En este apartado se analizó las curvas de histéresis en base a las fuerzas y desplazamientos medido en los finales de los elementos viga en las direcciones (norte-sur y este-oeste), de igual forma las curvas momento vs rotación. El momento se determinó tomando como referencia la fuerza en el extremo de la viga entre la longitud de la misma, por otro lado la rotación se definió como el desplazamiento entre la longitud de la viga.

El momento calculado fue normalizado con el momento plástico de la viga (M_p) según el AISC 360 [21].

$$M_p = F_y \times Z_x \quad (4.1)$$

Donde:

M_p : momento plástico de la viga

F_y : fluencia del acero

Z_x : módulo de sección plástica.

Como se mencionó en el numeral 3.10.6 de este documento, una conexión viga-columna aplicada en sistemas resistentes a “fuerzas sísmicas” debe alcanzar una rotación plástica referente a una deriva de piso total de 0.04 radianes, así mismo la “capacidad de flexión” debe ser al menos el 80% de M_p .

El momento plástico de la viga será:

$$F_y = 2530 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Z_x = 1019 cm^3$$

$$M_p = 2530 \frac{kgf}{cm^2} \times 1019 cm^3$$

$$M_p = 2578070 kgf cm = 252.822 kN m$$

Las figuras 4.10, 4.11, 4.12 y 4.13 muestran que la conexión BFP con columna tubular en los nudos 1-A, 2-B, 3-C y 4-D alcanzan una rotación de hasta 0.05 radianes, y la resistencia a flexión supera en todos los casos el valor de $0.8M_p$.

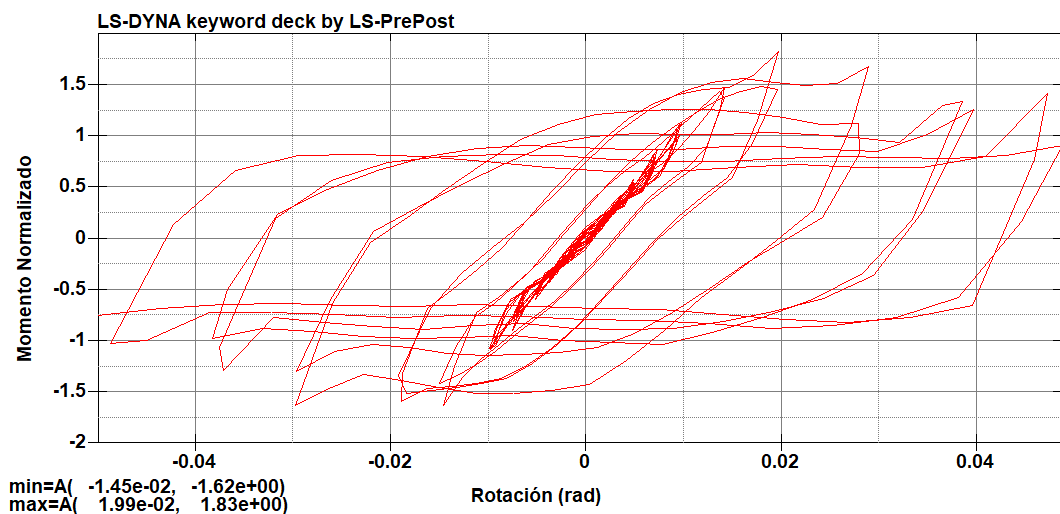


Figura 4.10. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 1-A.

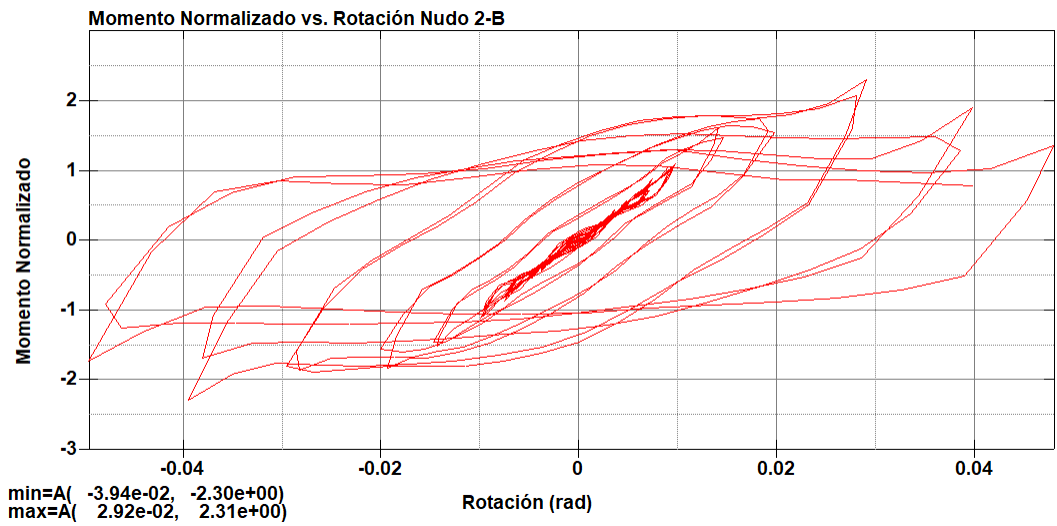


Figura 4.11. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 2-B

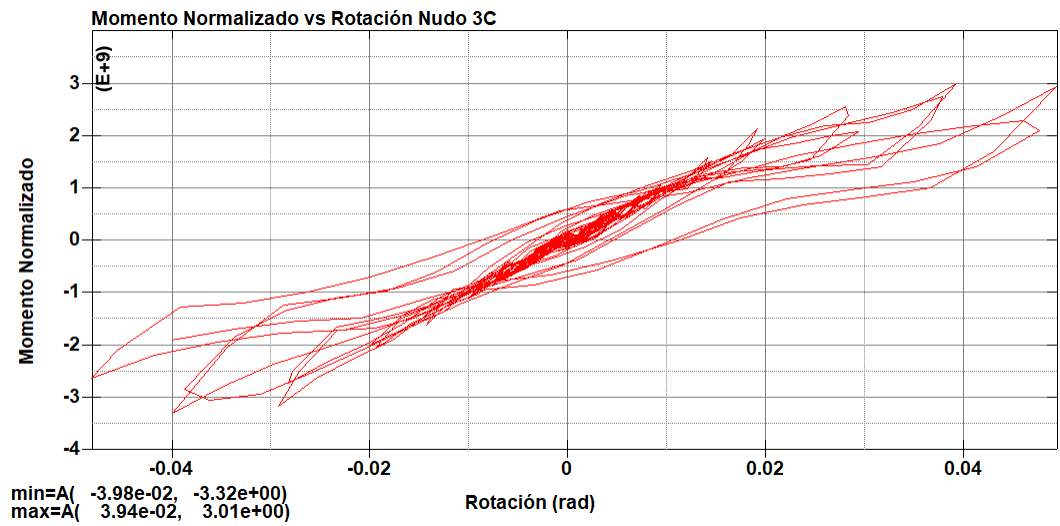


Figura 4.12. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 3-C.

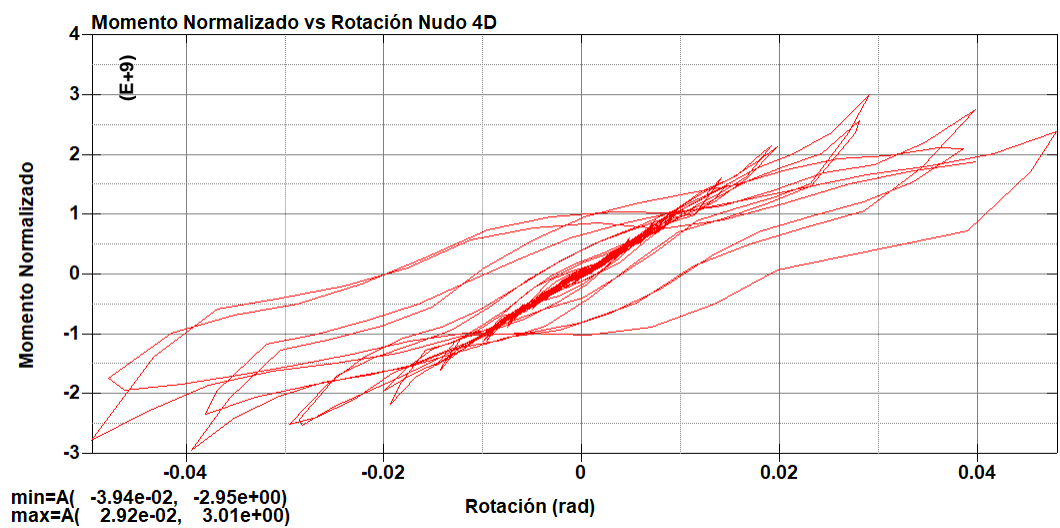


Figura 4.13. Curvas de histéresis Momento normalizado vs Rotación, nudo 4-D

4.1.3. Mecanismos de falla

La verificación del principio de “columna fuerte viga débil” es sumamente importante en el diseño sísmico, con ello se espera que en las vigas se produzcan las deformaciones inelásticas debido a flexión, y en la zona nodal la deformación debe ser en menor proporción. Otros mecanismos de falla bajo una acción sísmica extrema presentan deformaciones plásticas en columnas u otros elementos de la conexión como planchas de anclaje sobre los patines superior e inferior y alma de las vigas de la conexión objeto de estudio de este proyecto [33].

Este apartado presenta la determinación del tipo de falla que presentan los elementos que incursionan en el rango inelástico sobrepasando el límite de fluencia del material (Acero ASTM A36).

En las figuras 4.14, 4.15, 4.16 y 4.17, se muestra la distribución de Von Mises (lado a) y las deformaciones plásticas equivalentes (lado b) en la carga máxima para una deriva de piso de 0.05 radianes en 0.64 segundos.

En los cuatro nudos analizados se aprecia un comportamiento igualitario en todos los casos, es decir se observa la formación de la rótula plástica a una distancia cercana a la zona emperrada y es claramente visible el pandeo local en las alas y almas de las vigas.

Nudo 1-A

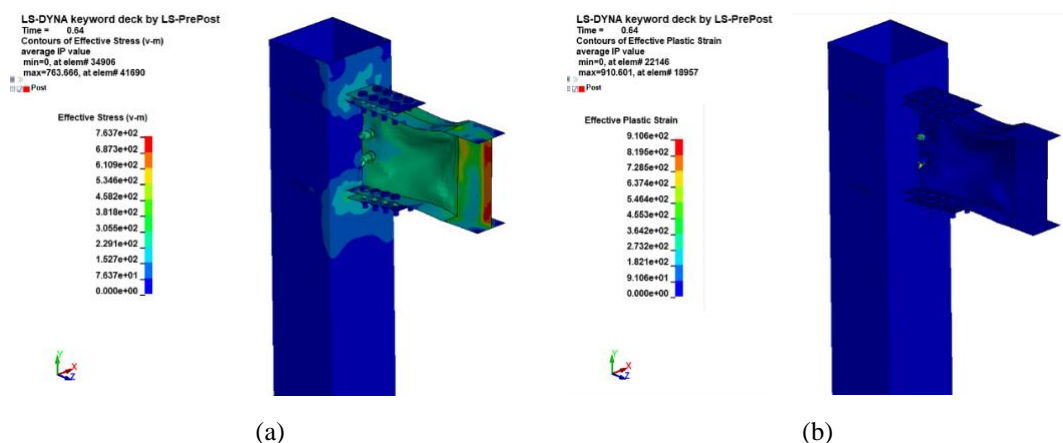


Figura 4.14. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 1-A.

En el nudo 1-A se observa el pandeo local en el alma y patines de la viga, con un esfuerzo máximo de 763.666 MPa en el elemento 41690, y una deformación plástica de 6.8592 mm/mm en el elemento 41584 en el punto máximo de carga.

Nudo 2-B

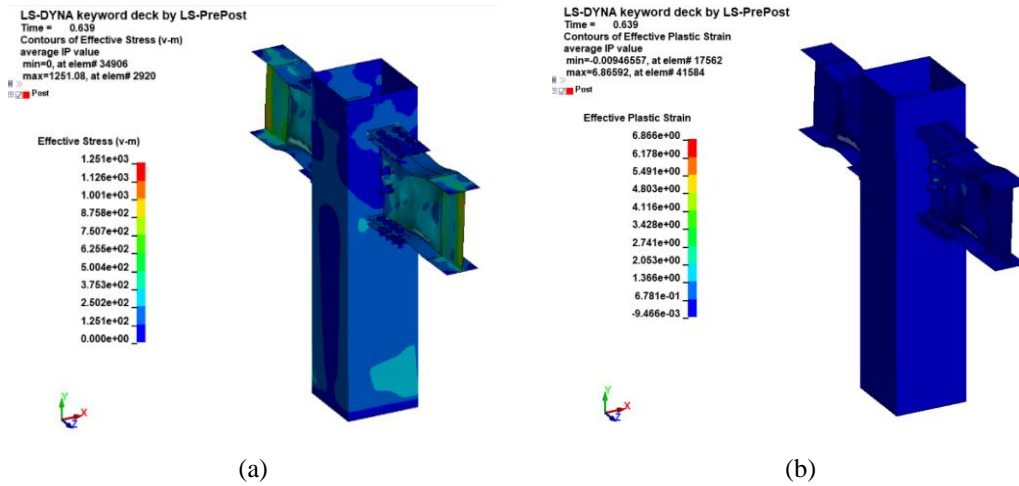


Figura 4.15. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 2-B.

En el nudo 2-B se observa el pandeo local en el alma y patines de la viga, con un esfuerzo máximo de 1251.08 MPa en el elemento 2920, y una deformación plástica de 6.86592 mm/mm en el elemento 41584 en el punto máximo de carga.

Nudo 3-C

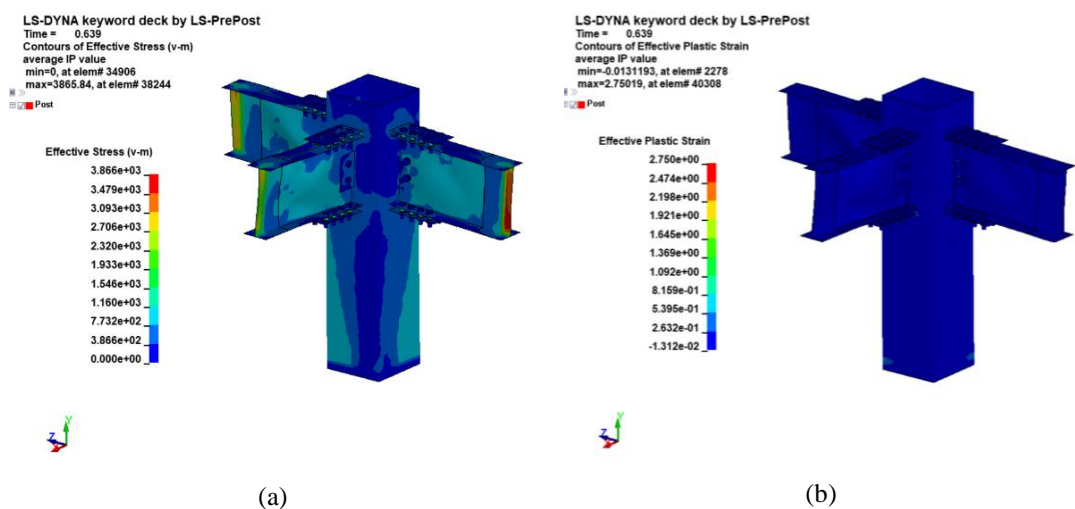


Figura 4.16. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 3-C.

En el nudo 3-C se observa el pandeo local en el alma y patines de la viga, con un esfuerzo máximo de 3865 MPa en el elemento 38244, y una deformación plástica de 2.75 mm/mm en el elemento 40308 en el punto máximo de carga.

Nudo 4-D

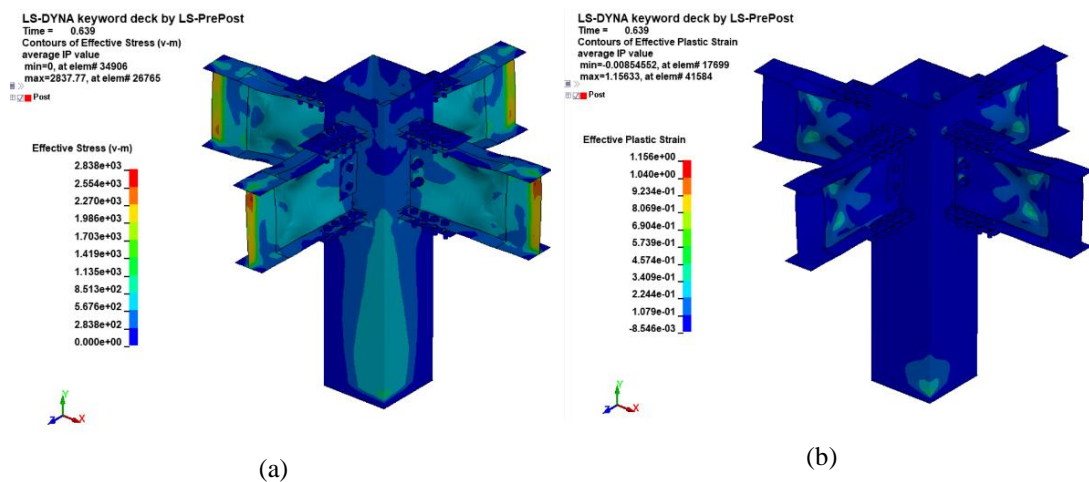


Figura 4.17. Mecanismos de falla. (a) Tensiones de Von Mises. (b) Deformación plástica. Nudo 4-D.

En el nudo 4-D se observa el pandeo local en el alma y patines de la viga, con un esfuerzo máximo de 2837.77 MPa en el elemento 26765, y una deformación plástica de 1.15633 mm/mm en el elemento 41584 en el punto máximo de carga.

De esta manera la hipótesis planteada queda satisfecha con el análisis estructural ejecutado.

El software utilizado permite extraer varios resultados importantes de la simulación numérica, para este tipo de análisis es importante conocer el momento flexionante en las vigas, esto se muestra en el anexo 3.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- ✓ Se pudo concretar el diseño sismorresistente de un edificio de acero destinado para oficinas públicas en la ciudad de Ambato, la estructura se compone de cuatro pisos con pórticos resistentes a momento en las direcciones norte-sur y este-oeste usando columnas tipo cajón sin relleno y vigas de sección I.

El diseño estructural es controlado por el cumplimiento de los requerimientos de la norma NEC y la especificación AISC 360. Las derivas de piso cumplen con la exigencia mínima establecida en la norma, así como también el periodo fundamental de la estructura establecido en 0.63 segundos.

- ✓ La normativa AISC 358-16 en su contenido muestra once tipos de conexiones a momento, así como el procedimiento y requisitos de diseño para cada una de ellas. El prediseño y dimensionamiento de los perfiles son el punto de partida para el diseño de la conexión, ya que tanto vigas como columnas deben cumplir requisitos preliminares de precalificación relacionados con sus dimensiones, peso, longitud del claro y otros. Las variables de esta investigación corresponden al diseño de la placa empernada sobre el ala superior e inferior de la viga, placa vertical empernada en el alma de la misma, pernos de sujeción, placas de continuidad, localización de la rótula plástica y resistencia de la zona del panel.
- ✓ El proceso de diseño de la conexión resulta iterativo en el dimensionamiento de las planchas empernadas en los patines superior e inferior de la viga, así como también la plancha vertical empernada al ala del mismo elemento, de igual forma el dimensionamiento de los pernos resulta de un proceso por tanteo hasta cumplir con el diseño a corte establecido en el AISC 358.

Bajo el mismo estándar de diseño se determinó que la conexión propuesta requiere de placas de continuidad en la zona del panel con un espesor equivalente al patín de la viga. La resistencia de la zona del panel satisface al cumplir la relación de la capacidad de corte respecto a la resistencia nominal.

- ✓ La simulación numérica se la realizó en el software Ansys LS-DYNA Research. Con la finalidad de reducir el gasto computacional y tener una calidad de malla considerada como “buena”, se trabajó con elementos tipo Shell.

La calidad de malla presenta un coeficiente de forma de 0.5 hasta uno en el sistema Jacobiano, induciendo a la alta precisión en los resultados finales.

- ✓ El comportamiento estructural de la conexión se estableció mediante la construcción de las curvas de histéresis de los nudos 1-A, 2-B, 3-C y 4-D propuestos en esta investigación. La histéresis se definió en términos de fuerza vs desplazamiento y momento vs rotación.

Los nudos objeto de análisis, cumplen con lo requerido por el AISC 341 al presentar un valor superior de rotación correspondiente a una deriva de piso de 0.04 radianes y la resistencia a flexión supera el 80% del momento plástico M_p en todos los casos.

- ✓ El análisis de tensiones y deformaciones plásticas demuestran que en todos los nudos se presenta la formación de la rótula plástica a una distancia promedio de 600 mm medido desde la cara de la columna.

Los valores de la distribución de esfuerzos de Von Mises indican los elementos que incursionan en el rango plástico, es decir superan el límite de fluencia del acero ASTM A36, en todos los casos se observa el pandeo local en los patines y almas de las vigas.

En este proyecto, se considera que el desempeño de la columna tubular ante sollicitaciones sísmicas es aceptable.

- ✓ Finalmente, se concluye que existe una concentración de esfuerzos considerables en la unión entre las placas horizontales, verticales y la cara de la columna. El medio de unión de dichos elementos es a través de soldadura de penetración completa CJP, sin embargo, está fuera del alcance de esta investigación.

5.2. Recomendaciones

- ✓ En el software, se debe seleccionar correctamente el modelo matemático que corresponde a la configuración del material, ya que se tiene una importante variación en las respuestas finales.
- ✓ Los espesores de las placas empernadas no deben superar el doble del espesor de las alas de la viga, debido a que se produce una excesiva rigidez en esa zona de la conexión, lo cual no resulta favorable en los resultados finales de la simulación numérica, es decir la zona del panel se ve afectada.
- ✓ El modelado de la conexión se puede realizar en cualquier software CAD, sin embargo es recomendable simplificar todo tipo de detalles de los elementos (viga, columna, pernos, tuercas, placas) como redondeos, roscas, etc. Ya que dificulta ejecutar correctamente el mallado de los elementos.

Se recomienda realizar una futura investigación que contrasten los resultados obtenidos en la simulación numérica mediante una experimentación física, construyendo la conexión a escala real y sometiéndola a cargas bidireccionales, con el fin de complementar el proyecto y garantizar su aplicación para fines de construcción en la localidad.

5.3. Bibliografía

- [1] M. M. Theurer, J. V. Jiménez, G. M. Velasco, y I. B. Zambrano, «Análisis sobre la recurrencia de terremotos severos en Ecuador», *Prisma Tecnológico*, vol. 8, n.º 1, Art. n.º 1, oct. 2017.
- [2] Instituto Geofísico EPN, «Cuatro años después del Terremoto de Pedernales: Un testimonio sobre el peligro sísmico en el Ecuador - Instituto Geofísico - EPN». <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1810-cuatro-anos-despues-del-terremoto-de-pedernales-un-testimonio-sobre-el-peligro-sismico-en-el-ecuador> (accedido 3 de marzo de 2022).
- [3] P. Quinde Martínez y E. Reinoso Angulo, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca», *Ing. Sísmica*, n.º 94, pp. 1-26, jun. 2016.
- [4] D. Guerrero, «Análisis técnico y económico del diseño por desempeño de edificios con estructura de acero utilizando arriostramientos concéntricos», *Gac. Téc.*, vol. 20, n.º 1 (Enero-Junio), pp. 41-59, 2019.
- [5] AISC, «American Institute of Steel Construction». <https://www.aisc.org/> (accedido 4 de marzo de 2022).
- [6] H. Soto Rodríguez y M. Engelhardt, «Diseño de conexiones de acero estructural», 2017. <http://www.sidalc.net/cgi-bin/wxis.exe/?IsisScript=IRRIGA.xis&method=post&formato=2&cantidad=1&expresion=mf=005085> (accedido 4 de marzo de 2022).
- [7] Secretaría de Gestión de Riesgos, «Informe de situación N°65 – 16/05/2016 Terremoto 7.8 ° - Pedernales». 16 de mayo de 2016. [En línea]. Disponible en: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/05/Informe-de-situacion%20N%C2%BA65-especial-16-05-2016.pdf>
- [8] NEC, «Estructuras de Acero». 2015. [En línea]. Disponible en: http://www.cconstruccion.net/normas_files/doc/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf
- [9] P. N. Cárdenas Mesías y V. Talmatch González, «Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método lineal de segundo orden y análisis estático no lineal (Pushover).», 2016, Accedido: 11 de noviembre de

2021. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec:80/xmlui/handle/22000/12309>
- [10] AISC 358 -16, «Specification for Structural Steel Buildings». 2016. Accedido: 16 de noviembre de 2021. [En línea]. Disponible en: <https://www.udocz.com/apuntes/79452/norma-aisc-358-16>
- [11] G. Pannillo, M. Chacón, y H. Riera, «Desarrollo y programación de conexiones sísmo resistentes tipo BFP y RBS conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16», *Development and programming of seismic resistant types BFP and RBS connections according to ANSI/AISC 358-16*, jun. 2018, Accedido: 5 de noviembre de 2021. [En línea]. Disponible en: <http://localhost:8080/xmlui/handle/654321/1801>
- [12] V. Gioncu y F. Mazzolani, *Seismic Design of Steel Structures*. CRC Press, 2013. [En línea]. Disponible en: <https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=ux8tAgAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=Seismic+Design+of+Steel+Structures&ots=0y3NnEz6aw&sig=diwIDAjxC2TtzMXqB6dZMNsTiQc#v=onepage&q=Seismic%20Design%20of%20Steel%20Structures&f=true>
- [13] «FEMA - Agencia Federal de Gestión de Emergencias». <https://www.fema.gov/es> (accedido 6 de junio de 2022).
- [14] S. Loges, «IMPORTANCIA DE LAS CONEXIONES EN EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL», *Mem. XI Congr. Venez. Sismol. E Ing. Sísmica CONVESIS*, vol. 1, p. 780, jul. 2017.
- [15] F. CRISAFULLI, *DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES DE ACERO*, Quinta. Argentina, 2018.
- [16] FEMA - 350, «Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings». junio de 2000. [En línea]. Disponible en: <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/PB2007111285.pdf>
- [17] P. Maranian, R. Kern, R. Lyons, y G. E. Brandow, «Interim Review on Bolted Flange Plates (BFP) Steel Moment Frame Connections», pp. 103-114, abr. 2012, doi: 10.1061/40692(241)14.
- [18] C. W. Roeder, «Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames», *J. Struct. Eng.*, vol. 128, n.º 4, pp. 517-525, abr. 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(517).

- [19] S. P. Schneider y I. Teeraparbwong, «Inelastic Behavior of Bolted Flange Plate Connections», *J. Struct. Eng.*, vol. 128, n.º 4, pp. 492-500, abr. 2002, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(492).
- [20] O. Yilmaz, S. Bekiroğlu, F. Alemdar, G. Arslan, B. Sevim, y Y. Ayvaz, «Experimental investigation of bolted stiffened end-plate and bolted flange-plate connections», *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 16, mar. 2019, doi: 10.1590/1679-78255089.
- [21] ANSI/AISC 360, «Specification for structural Steel Buildings». 2016. [En línea]. Disponible en: https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary_march-2021.pdf
- [22] M. Ebrahimzadeh y A. Rezaeian, «Fire Response of Steel Beams With Bolted Flange Plate Connections», *Fire Technol.*, vol. 58, n.º 1, pp. 479-501, ene. 2022, doi: 10.1007/s10694-021-01155-5.
- [23] R. Aguiar, J. C. Vielma, C. Abella, y G. Pannilo, «Uso de conexión placas apernadas al ala y al alma BFP», *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 23, n.º 3, Art. n.º 3, sep. 2018, doi: 10.24133/riie.v23i3.1033.
- [24] R. Aguiar y Y. Mieles, «Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016», *Rev. Int. Ing. Estruct.*, vol. 21, n.º 3, Art. n.º 3, 2016, doi: 10.24133/riie.v21i3.601.
- [25] Z. Saneei Nia, M. Ghassemieh, y A. Mazroi, «WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 88, pp. 90-108, sep. 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2013.04.008.
- [26] Z. Saneei Nia, A. Mazroi, M. Ghassemieh, y H. Pezeshki, «Seismic performance and comparison of three different I beam to box column joints», *Earthq. Eng. Eng. Vib.*, vol. 13, n.º 4, pp. 717-729, dic. 2014, doi: 10.1007/s11803-014-0275-4.
- [27] Z. Saneei Nia, A. Mazroi, y M. Ghassemieh, «Cyclic performance of flange-plate connection to box column with finger shaped plate», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 101, pp. 207-223, oct. 2014, doi: 10.1016/j.jcsr.2014.05.016.
- [28] O. P. J. de León, W. Cano, J. Bucheli, y P. S. E. Guambana, «Análisis de una conexión metálica soldada entre una viga “I” y una columna tubular a escala reducida», *RECIMUNDO Rev. Científica Investig. El Conoc.*, vol. 2, n.º 1, pp. 302-324, 2018.

- [29] O. Yilmaz y S. Bekiroğlu, «Seismic Performance of Post-Northridge Welded Connections», *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 15, abr. 2018, doi: 10.1590/1679-78254574.
- [30] A. Gupta y H. Krawinkler, «Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures», jun. 1999. [En línea]. Disponible en: <https://searchworks.stanford.edu/view/fm826wn5553>
- [31] admin, «Construcción / Estructuras metálicas y mixtas / Placas Colaborantes NOVALOSA / Novalosa 55», *Novacero*. <https://www.novacero.com/novalosa-55/> (accedido 11 de julio de 2022).
- [32] NEC, «Peligro sísmico». 2015.
- [33] M. F. Gallegos C., E. Nuñez Castellanos, y R. Herrera, *Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales*. 2019.
- [34] C. C. Salas Quintanilla, «Estudio experimental de conexiones de momento usando perfiles T soldados», 2016, Accedido: 19 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/142560>
- [35] D. R. Askeland y J. W. Wendelin, *Ciencia e Ingeniería de los materiales*, 7 edición. Cengage Learning.
- [36] W. PEREZ CASTRO, «DETERMINACIÓN EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN EMPLEANDO SENSORES MOVIMIENTO», [En línea]. Disponible en: [file:///C:/Users/Usuario/Downloads/Dialnet-DeterminacionExperimentalDelCoeficienteDeFriccionE-4560896%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Usuario/Downloads/Dialnet-DeterminacionExperimentalDelCoeficienteDeFriccionE-4560896%20(1).pdf)
- [37] AISC 341, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings». 2016.

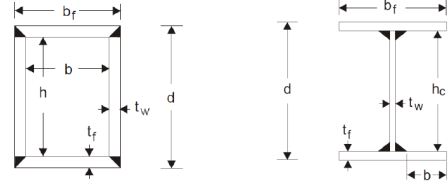
5.4. Anexos

ANEXO 1

Chequeo compacidad y ductilidad de los perfiles

Datos de la viga requerida (IPE 500):

$$\begin{aligned}
 d_{viga} &= 50 \text{ cm} & J_{viga} &= 89.1 \text{ cm}^4 \\
 bf_{viga} &= 20 \text{ cm} & Cw_{viga} &= 1249365.3 \text{ cm}^6 \\
 tf_{viga} &= 1.6 \text{ cm} & Zxx_{viga} &= 1019 \text{ cm}^3 \\
 tw_{viga} &= 1.02 \text{ cm} & Zyy_{viga} &= 2194 \text{ cm}^3 \\
 A &= 116 \text{ cm}^2 & Sxx_{viga} &= 1928 \text{ cm}^3 \\
 Ixx_{viga} &= 48200 \text{ cm}^4 & Syy_{viga} &= 214.2 \text{ cm}^3 \\
 Iyy_{viga} &= 2142 \text{ cm}^4 \\
 rx_{viga} &= 20.384 \text{ cm} \\
 ry_{viga} &= 4.297 \text{ cm} \\
 h &:= d_{viga} - 2 \cdot tf_{viga} = 46.8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Acero A36:

$$F_y = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{esfuerzo de fluencia}) \quad \begin{aligned} Ry &= 1.3 \\ Rt &= 1.2 \end{aligned}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{esfuerzo último})$$

$$E = 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ALMA DEL PERFIL

$$\lambda_{ala} := \frac{(0.5 \cdot bf_{viga})}{tf_{viga}} = 6.25$$

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.788$$

Chequeo = si ($\lambda_{ala} < \lambda_{pala}$, "Compacta", "NoCompacta")

Chequeo = "Compacta"

ALA DEL PATIN

$$\lambda_{alma} = \frac{h}{tw_{viga}} = 45.882$$

$$\lambda_{palma} = 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.74$$

Chequeo = si ($\lambda_{alma} < \lambda_{palma}$, "Compacta", "NoCompacta")

Check = "Compacta"

RELACIÓN ANCHO ESPESOR

$$\text{ALA} \quad \lambda_f = \frac{(0.5 \cdot bf_{viga})}{tf_{viga}} = 6.25 \quad \lambda d_f = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot Ry}} = 7.967$$

Chequeo = si ($\lambda_f < \lambda d_f$, “Alta ductilidad”, “No Cumple”)

Chequeo = “Alta ductilidad”

$$\text{ALMA} \quad \lambda_w = \frac{h}{tw_{viga}} = 45.882 \quad \lambda d_w = 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot Ry}} = 63.988$$

Chequeo = if ($\lambda_w < \lambda d_w$, “Alta ductilidad”, “No Cumple”)

Chequeo = “Alta ductilidad”

Datos de la columna requerida (450x28)mm:

$$\begin{aligned} d_{column} &= 45 \text{ cm} & J_{column} &= 210424.1 \text{ cm}^4 \\ bf_{column} &= 45 \text{ cm} & Z_{xx_{column}} &= 7490.5 \text{ cm}^3 \\ tf_{column} &= 2.8 \text{ cm} & Z_{yy_{column}} &= 7490.5 \text{ cm}^3 \\ tw_{column} &= 2.8 \text{ cm} & S_{xx_{column}} &= 6262.2 \text{ cm}^3 \\ A_{column} &= 472.6 \text{ m}^2 & S_{yy_{column}} &= 6262.2 \text{ cm}^3 \\ I_{xx_{column}} &= 140900.3 \text{ cm}^4 \\ I_{yy_{column}} &= 140900.3 \text{ cm}^4 \\ r_{x_{column}} &= 17.266 \text{ cm} \\ r_{y_{column}} &= 17.266 \text{ cm} \\ h &= d_{column} - 2 \cdot t_{column} = 39.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

ALMA DEL PERFIL

$$\lambda_{ala} := \frac{(0.5 \cdot bf_{column})}{tf_{column}} = 8.036$$

$$\lambda_{pala} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.788$$

Check := if ($\lambda_{ala} < \lambda_{pala}$, “Compacta”, “NoCompacta”)

Check = “Compacta”

ALA DEL PATIN

$$\lambda_{alma} := \frac{h}{tw_{column}} = 14.071$$
$$\lambda_{palma} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.74$$

Chequeo = si ($\lambda_{alma} < \lambda_{palma}$, “Compacta”, “NoCompacta”)
Check = “Compacta”

RELACIÓN ANCHO ESPESOR

ALA $\lambda_f = \frac{(bf_{column} - (2 \cdot tf_{column}))}{tf_{column}} = 14.071$ $\lambda_{hd_f} := 0.65 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot Ry}} = 16.184$

Chequeo = si ($\lambda_f < \lambda_{hd_f}$, “Alta ductilidad”, “No Cumple”)

Chequeo = “Alta ductilidad”

ALMA $\lambda_w := \frac{(h)}{tw_{column}} = 14.071$ $\lambda_{hd_w} := 0.67 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y \cdot Ry}} = 16.682$

Chequeo := si ($\lambda_w < \lambda_{hd_w}$, “Alta ductilidad”, “No Cumple”)

Chequeo = “Alta ductilidad”

ANEXO 2

Diseño de la conexión

CONEXIÓN PLACA APERNADA AL ALA DE LA VIGA (BFP)

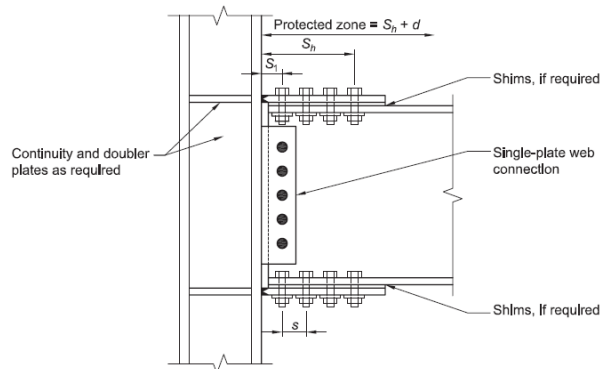
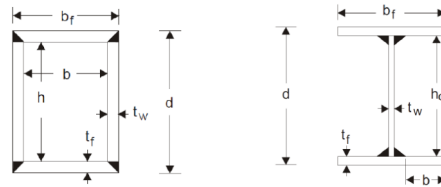


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames
for Seismic Applications, 2016, incl. Supplements No. 1 and No. 2
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

DIMENSIONES DE LOS PERFILES



Viga (IPE 500):

$$d_{viga} = 50 \text{ cm}$$

$$bf_{viga} = 20 \text{ cm}$$

$$tf_{viga} = 1.6 \text{ cm}$$

$$tw_{viga} = 1.02 \text{ cm}$$

$$A = 116 \text{ cm}^2$$

$$Ixx_{viga} = 48200 \text{ cm}^4$$

$$Iyy_{viga} = 2142 \text{ cm}^4$$

$$rx_{viga} = 20.384 \text{ cm}$$

$$ry_{viga} = 4.297 \text{ cm}$$

$$J_{viga} = 89.1 \text{ cm}^4$$

$$Cw_{viga} = 1249365.3 \text{ cm}^6$$

$$Zxx_{viga} = 1019 \text{ cm}^3$$

$$Zyy_{viga} = 2194 \text{ cm}^3$$

$$Sxx_{viga} = 1928 \text{ cm}^3$$

$$Syy_{viga} = 214.2 \text{ cm}^3$$

Column box (450x28)mm:

$$d_{column} = 45 \text{ cm}$$

$$bf_{column} = 45 \text{ cm}$$

$$tf_{column} = 2.8 \text{ cm}$$

$$tw_{column} = 2.8 \text{ cm}$$

$$A_{column} = 472.6 \text{ cm}^2$$

$$Ixx_{column} = 140900.3 \text{ cm}^4$$

$$Iyy_{column} = 140900.3 \text{ cm}^4$$

$$rx_{column} = 17.266 \text{ cm}$$

$$ry_{column} = 17.266 \text{ cm}$$

$$J_{column} = 210424.1 \text{ cm}^4$$

$$Zxx_{column} = 7490.5 \text{ cm}^3$$

$$Zyy_{column} = 7490.5 \text{ cm}^3$$

$$Sxx_{column} = 6262.2 \text{ cm}^3$$

$$Syy_{column} = 6262.2 \text{ cm}^3$$

MATERIALES:

Acero A36:

Nota: el acero A36 es utilizado para todos los elementos de la conexión, excepto los pernos que son de acero ASTM A490

$$F_y = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ (esfuerzo de fluencia)}$$

$$F_u = 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ (esfuerzo último)}$$

$$E = 2038901.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ (módulo de Young)}$$

PRECALIFICACIÓN DE ELEMENTOS

El proceso de precalificación y diseño de la conexión sigue los requisitos del AISC 358-16. Además, se toma como referencia la investigación "Use of bolted flange plate" de R. Aguiar.

CHEQUEO PRECALIFICACIÓN DE LA VIGA:

A. Peralte máximo según AISC 358:

Peralte definido:

$$d_{max} = 91.44 \text{ cm}$$

$$d_{viga} = 50 \text{ cm}$$

$$Chequeo = \text{si } (d_{viga} < d_{max}, \text{ "OK" }, \text{ "No Cumple" })$$

$$Chequeo = \text{ "OK" }$$

B. Peso máximo según AISC 358:

Peso del perfil definido:

$$W_{max} = 150 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}} = 223.225 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = 90.70 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} = 60.948 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

Designación	Dimensiones								Área	Peso	Propiedades Elásticas						Módulo Plástico		Módulo Torsión
	Ala		Distancias				Eje y-y				Eje x-x			Zx	Zy	Jt			
	h	s	b	t	r1	r2	d	lx			Sx	rx	ly	Sy	ry	Zx	Zy	Jt	
PE-400	400.00	8.60	180.00	13.50	21.00	373.00	331.00	84.50	86.30	23130.00	1156.00	16.50	1318.00	146.00	3.95	1307.00	229.00	51.10	
PE-450	450.00	9.40	190.00	14.60	21.00	420.00	378.00	89.60	77.60	33740.00	1500.00	18.50	1675.00	176.00	4.12	1702.00	276.00	65.30	
PE-500	500.00	10.20	200.00	16.00	21.00	468.00	426.00	116.00	90.70	48200.00	1928.00	20.40	2142.00	214.00	4.31	2194.00	336.00	89.30	
PE-550	550.00	11.0	210.00	17.20	24.00	515.00	467.60	134.00	106.00	67120.00	2441.00	22.30	2668.00	254.00	4.45	2787.00	401.00	123.00	
PE-600	600.00	12.00	220.00	19.00	24.00	562.00	514.00	156.00	122.00	92080.00	3069.00	24.30	3387.00	308.00	4.66	3512.00	486.00	165.00	

$$Chequeo = \text{si } (W_{viga} < W_{max}, \text{ "OK" }, \text{ "No Cumple" })$$

$$Chequeo = \text{ "OK" }$$

C. Espesor máximo del ala según AISC 358:

Espesor del ala del perfil definido:

$$tf_{max} = 1 \text{ in} = 2.54 \text{ cm}$$

$$tf_{viga} = 1.6 \text{ cms}$$

$$Chequeo = \text{si} (tf_{viga} < tf_{max}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"})$$

$$Chequeo = \text{"OK"}$$

D. Relación luz/altura de la viga según AISC 358:

Para sistemas SMF: $ld_{SMF} = 9$

Luz del vano: (l) $l = 7.6 \text{ m}$

Relación luz/altura de la viga del sistema: $ld_{sistema} = \frac{l}{d_{viga}} = 15.2$

$$Chequeo = \text{si} (ld_{sistema} \geq ld_{SMF}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"})$$

$$Chequeo = \text{"OK"}$$

CHEQUEO DE PRECALIFICACIÓN DE LA COLUMNA

A. Peralte máximo según AISC 358:

$$d_{max} = 91.44 \text{ cm}$$

Peralte definido:

$$d_{column} = 45 \text{ cm}$$

$$Chequeo = \text{si} (d_{column} < d_{max}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"})$$

$$Chequeo = \text{"OK"}$$

B. Peso máximo según AISC 358:

(sin restricción)

C. Espesor máximo del ala de la columna según AISC 358:

(sin restricción)

Espesor del ala del perfil definido:

$$tf_{column} = 2.8 \text{ cm}$$

Nota:

Ambos perfiles cumplen los requisitos de precalificación que exige el AISC - 358, por lo que se procede al diseño de la conexión.

PROCEDIMIENTO

1. Momento máximo probable en la rótula plástica:

$$C_{pr} = \frac{(F_y + F_u)}{2 \cdot F_y}$$

$$C_{pr} = 1.306 \quad (\text{intensidad máxima de conexión})$$

$$C_{pr} = 1.2$$

$$R_y = 1.3$$

$$Z_e = Z_{xx\text{viga}} = 1019 \text{ cm}^3 \quad (\text{módulo de sección plástica - viga})$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

$$M_{pr} = 40217.892 \text{ kgf} \cdot$$

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probable (R_y)	Factor de Tensión Probable (R_t)
ASTM A36	1.3	1.15
ASTM A572 Gr. 50	1.1	1.25
ASTM A588 Gr. 50	1.15	1.15

Ref. (NEC-2015)

Application	R _y	R _t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.15	1.12
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2
Hollow structural sections (HSS):		
• ASTM A500/A500M Gr. B	1.4	1.3
• ASTM A500/A500M Gr. C	1.3	1.2
• ASTM A501/A501M	1.4	1.3
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2
• ASTM A1085/A1085M	1.25	1.15
Plates, Strips and Sheets:		
• ASTM A36/A36M	1.3	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)	1.3	1.0
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380)	1.1	1.2
• ASTM A588/A588M	1.1	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
Steel Reinforcement:		
• ASTM A615/A615M Gr. 60 (420)	1.2	1.2
• ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550)	1.1	1.2
• ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550)	1.2	1.2

Ref.(AISC-341)

2. Máximo diámetro de perno en las alas de la viga:

db (diámetro del perno)

bbf (ancho del ala de la viga)

$$bbf = b_{f\text{viga}} = 20 \text{ cm}$$

$$tf = 1.27 \text{ cm} \quad (\text{espesor del ala de la viga})$$

$$db = 1.125 \text{ in} = 2.858 \text{ cm} \quad (\text{tentativo})$$

$$Rt = 1.2$$

$$D = \frac{bbf}{2} \cdot \left(1 - \frac{(R_y \cdot F_y)}{R_t \cdot F_u} \right) - 0.3 \text{ cm} = 2.982 \text{ cm}$$

Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d

^(a) De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.
^(b) Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5.

AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 2

Chequeo = si ($db \leq D$, "OK", "No Cumple")

Chequeo = "OK"

$$Lc = 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm} \quad (\text{distancia mínima al borde})$$

$$Lc = 5 \text{ cm}$$

3. Corte nominal de cada perno:

$$rn = \min \begin{bmatrix} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{bmatrix}$$

rn: resistencia a corte nominal
F_{nv}: resistencia nominal cortante del perno
F_{ub}: mínima resistencia a la tensión de la viga
F_{up}: mínima resistencia a la tensión de la placa
A_b: área nominal del perno
t_f: espesor del ala de la viga

AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 3

Datos asumidos de la placa emperrada:

$$t_p = 2.5 \text{ cm} \quad (\text{espesor de la placa})$$

$$b_{fp} = 20 \text{ cm} \quad (\text{ancho de la placa})$$

Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_u , kgf/cm ² (MPa) ⁽¹⁾	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Apilamiento, F_u , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ⁽¹⁾	1.900 (188) ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ⁽³⁾
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ⁽³⁾
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ⁽³⁾
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ⁽³⁾
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	0.75 F_u	0.450 F_u ⁽³⁾
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	0.75 F_u	0.563 F_u ⁽³⁾

⁽¹⁾ Para pernos de alta resistencia sueltos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.
⁽²⁾ Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_u debe ser reducido a un 83% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerza entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.
⁽³⁾ Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el apriete.
⁽⁴⁾ Rosca permitida en los planos de corte.

$$F_{nv} = 4780 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad F_{ub} = 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad ; \quad F_{up} = 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = \frac{(\pi \cdot d_b^2)}{4}$$

$$A_b = 6.413 \text{ cm}^2$$

$$rn1 = 1 \cdot F_{nv} \cdot A_b = 30654.219 \text{ kgf}$$

$$rn2 = 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_b \cdot t_f = 35535.413 \text{ kgf}$$

$$rn3 = 2.4 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot t_p = 96651.6 \text{ kgf}$$

$$rn_{min} = rn1 = 30654.219 \text{ kgf}$$

4. Número de pernos en la placa:

User Note: The following equation may be used to estimate the trial number of bolts.

$$n \geq \frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n (d + t_p)} \quad (7.6-4)$$

where

n = number of bolts rounded to next higher even number increment
 d = beam depth, in. (mm)

$$d_{viga} = 50 \text{ cm}$$

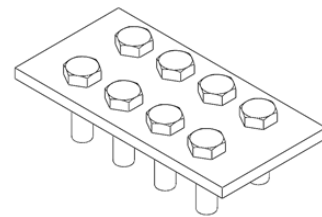
$\phi_n = 0.9$ factor de resistencia para elementos no dúctiles

$$n := \frac{(1.25 \cdot M_{pr})}{\phi_n \cdot r_{n_{min}} \cdot (d_{viga} + t_p)} = 3.471 \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 4}$$

$$n = 4$$

$$n_{final} = 8$$

Se colocará 2 filas de 4 pernos como se ve en el esquema:



5. Localización de la rótula plástica:

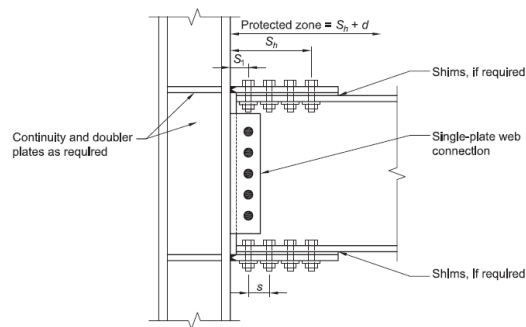


Fig. 7.1. Bolted flange plate moment connection.

Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, 2016, incl. Supplements No. 1 and No. 2
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

$$s = 8 \text{ cm}$$

$$s + L_c = 13 \text{ cm}$$

$$2 \cdot db = 5.715 \text{ cm}$$

Chequeo = si $(s + L_c \geq 2 \cdot db)$, "OK", "No Cumple"

Chequeo = "OK"

$$S_1 = 8 \text{ cm}$$

$$Sh := S_1 + s \cdot \left(\frac{n_{final}}{2} - 1 \right) \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 5}$$

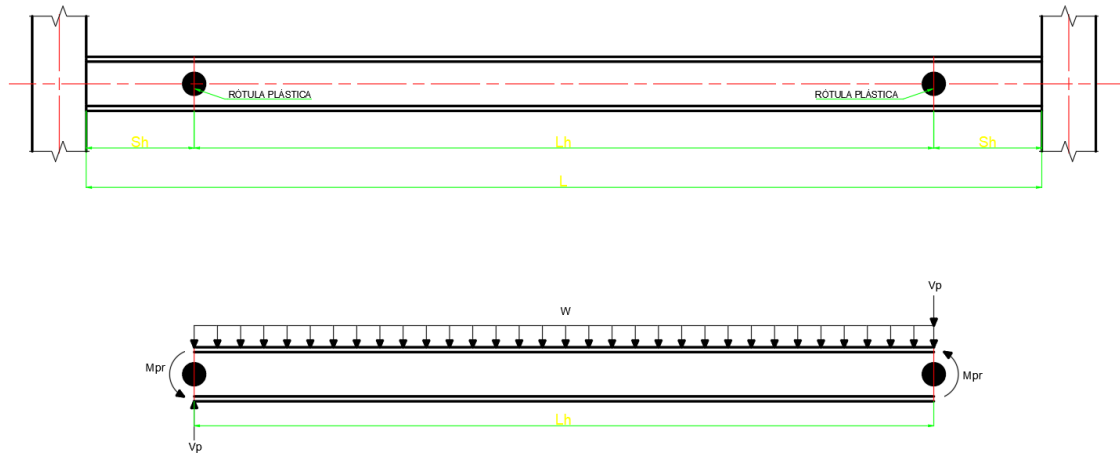
$$Sh = 32 \text{ cm}$$

$$L_p = Sh + S_1 = 40 \text{ cm}$$

Longitud de la placa apernada al ala

6. Cortante último en la rótula plástica:

Diagrama de cuerpo libre:



L = longitud libre

$$L = l - (2 \cdot d_{column}) = 6.7 \text{ m}$$

$$L_h = L - (2 \cdot Sh) = 6.06 \text{ m}$$

Ancho cooperante: Bh

$$Bh = 7.6 \text{ m}$$

CARGAS GRAVITACIONALES:

$$L_{live} = 245 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{NEC 2015, oficinas})$$

$$D_{dead} = 600 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad (\text{Carga permanente})$$

COMBINACIÓN DE CARGA SEGÚN AISC- ASCE/SEI7:

$$Comb_1 = 1.8 \cdot D_{dead} + 0.7 \cdot L_{live}$$

$$Comb_1 = 1251.5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

ÁREA COLABORANTE:

$$A_{colab} = Bh \cdot L_h$$

$$A_{colab} = 46.056 \text{ m}^2$$

CARGA DISTRIBUIDA:

$$W := \frac{(A_{colab} \cdot Comb_1)}{L_h}$$

$$W = 9511.4 \frac{kgf}{m}$$

FUERZA CORTANTE PRODUCIDA EN LA RÓTULA PLÁSTICA:

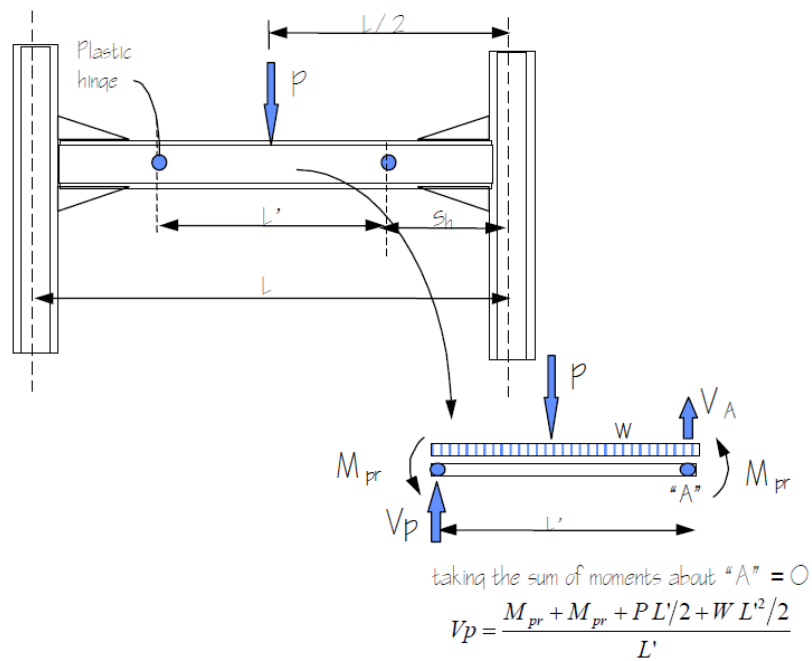


Figure 3-3 Sample Calculation of Shear at Plastic Hinge

Ref. FEMA 350

$$V_p = \frac{\left(M_{pr} + M_{pr} + \left(\frac{(W \cdot L_h^2)}{2} \right) \right)}{L_h}$$

$$V_p = 42092.774 \text{ kgf}$$

$$V_h = V_p = 42092.774 \text{ kgf}$$

7. Momento esperado en la cara de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_h \cdot Sh$$

AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 6

$$M_f = 53687.58 \text{ kgf} \cdot m$$

8. Fuerza cortante sobre la placa emperrada al ala de la viga:

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d_{viga} + tp)} \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 7}$$

tp: espesor de la placa

$$F_{pr} = 102262.056 \text{ kgf}$$

9. Comprobación del número de pernos:

$$n = n_{final} = 8$$

$$\begin{array}{l} \text{si } n \geq \frac{F_{pr}}{(\phi n \cdot r n_{min})} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Chequear} \\ \quad \text{procedimiento 4"} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{ "OK" } \\ \\ \\ \end{array} \right. \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 8}$$

10. Chequeo del espesor de la placa:

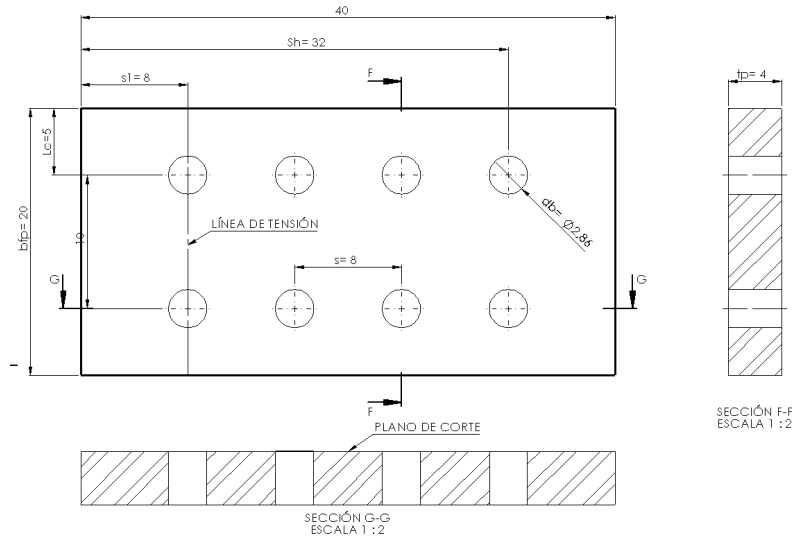
$$tp = 2.5 \text{ cm}$$

$$\phi d = 1$$

$$\frac{F_{pr}}{(\phi d \cdot F_y \cdot bfp)} = 2.021 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{si } tp \geq \frac{F_{pr}}{(\phi d \cdot F_y \cdot bfp)} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Chequear} \\ \quad \text{procedimiento 4"} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} = \text{ "OK" } \\ \\ \\ \end{array} \right. \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 9}$$

11. Chequeo de la rotura por tensión:



$$F_{pr} \leq \phi n R_n$$

AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 10

$$U = 1$$

$$A_g = b_{fp} \cdot t_p$$

$$A_g = 50 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ agujeros} = 2$$

$$A_n = A_g - (\# \text{ agujeros}) \cdot \left(db + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot t_p$$

AISC 360- 16 Chapter J4

$$A_n = 34.125 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \text{si } A_n \leq 0.85 \cdot A_g & = \text{“OK”} \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Chequear} \\ \text{áreas”} \end{cases}$$

$$A_e = A_n \cdot U = 34.125 \text{ cm}^2 \text{ AISC 360- 16 Chapter J4}$$

$$R_n := F_u \cdot A_e = 139230 \text{ kgf AISC 360- 16 Chapter J4}$$

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	—
4 ^(a)	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of \bar{x} .	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l} \right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	

$$\begin{cases} \text{si } F_{pr} \leq (\phi n \cdot R_n) \\ \text{“OK”} \\ \text{else} \\ \text{“Chequear Resistencia nominal,} \\ R_n” \end{cases} = \text{“OK”}$$

12. Chequeo del patín de la viga por bloque de cortante:

$$Fpr \leq \phi n \cdot Rn$$

AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 11

$$Ubs := 1$$

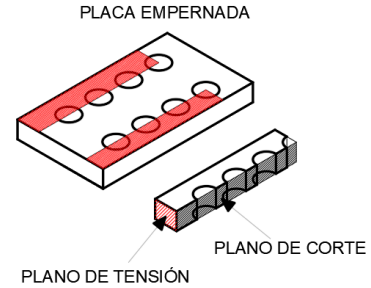
Agv: área total sujeta a cortante

$$\#hileras := 2$$

$$\#pernos := 3.5$$

$$Agv := \#hileras \cdot Sh \cdot tp$$

$$Agv = 160 \text{ cm}^2$$



Anv: área neta sujeta a cortante

$$Anv := \#hileras \cdot ((Sh - \#pernos \cdot (db + 0.32 \text{ cm})) \cdot tp)$$

$$Anv = 104.934 \text{ cm}^2$$

Ant: área neta sujeta a tensión

$$\#pernos := 1$$

$$Ant = \#hileras \cdot ((Lc - \#pernos \cdot (db + 0.32 \text{ cm})) \cdot tp)$$

$$Ant = 9.113 \text{ cm}^2$$

$$Rn = 0.6 \cdot Fu \cdot Anv + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant) \leq 0.6 \cdot Fy \cdot Agv + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant) \quad \text{AISC 360- 16 Chapter J4}$$

$$Rn1 = 0.6 \cdot Fu \cdot Anv + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant)$$

$$Rn1 = 292734.9 \text{ kgf}$$

Nota: se debe escoger el menor valor para Rn

$$Rn2 = 0.6 \cdot Fy \cdot Agv + (Ubs \cdot Fu \cdot Ant)$$

$$Rn2 = 280059 \text{ kgf}$$

$$Rn := Rn2 = 280059 \text{ kgf}$$

$$\phi n \cdot Rn = 252053.1 \text{ kgf}$$

si $Fpr \leq \phi n \cdot Rn$		= "OK"
"OK"		
else		
"Check Resistencia nominal, Rn"		

13. Chequeo de la placa por pandeo a compresión:

$$Fpr \leq \phi n \cdot Rn$$

AISC 360 - 16 J4.4

Verificar:

$$\frac{KL}{r} \leq 25$$

L= longitud efectiva
K=factor longitud efectiva
r= radio de giro

$$KL = 0.65 \cdot S1$$

$$KL = 5.2 \text{ cm}$$

$$r = \frac{tp}{\sqrt{12}} = 0.722 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = 7.205$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{KL}{r} \leq 25 \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Check, KL/r" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

$$Ag = bfp \cdot tp$$

$$Ag = 50 \text{ cm}^2$$

$$Rn = F_y \cdot Ag$$

$$Rn = 126500 \text{ kgf}$$

$$\phi n \cdot Rn = 113850 \text{ kgf}$$

$$Fpr = 102262.056 \text{ kgf}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } Fpr \leq \phi n \cdot Rn \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Chequear Resistencia nominal, } \\ \quad \quad Rn" \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

14. Verificación de la capacidad al corte:

Se debe cumplir que: $V_u \leq \phi \cdot V_n$

$$V_u = \frac{(2 \cdot M_{pr})}{L_h} \cdot \frac{(W \cdot L_h)}{2} \quad \text{AISC 358 - 16 Secc. 7.6 - 13}$$
$$V_u = 42092.774 \text{ kgf}$$

Para el cortante nominal V_n se sigue las indicaciones del AISC 360 - G:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Área del alma de la viga A_w .

$$h_{viga} = d_{viga} - (2 \cdot t_{f_{viga}})$$

$$h_{viga} = 46.8 \text{ cm}$$

$$A_w = h_{viga} \cdot t_{w_{viga}}$$

$$A_w = 47.736 \text{ cm}^2$$

$$\text{Si: } \frac{h}{t} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{(k_v \cdot E)}{F_y}} \quad C_v = 1$$

$$\frac{h_{viga}}{t_{w_{viga}}} = 45.882$$

Para almas sin atiesadores transversales:

$$k_v = 5.34$$

$$x = 1.10 \cdot \sqrt{\frac{(k_v \cdot E)}{F_y}}$$

$$x = 72.161$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } \frac{h_{viga}}{t_{w_{viga}}} \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{(k_v \cdot E)}{F_y}} \\ \parallel \text{ "Cv=1" } \\ \text{else} \\ \parallel \text{ "Revisar otros casos" } \end{array} \right\} = \text{"Cv=1"}$$

Por lo tanto:

$$C_v = 1$$

$$V_v = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_v = 72463.248 \text{ kgf}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$\phi_v \cdot V_v = 65216.923 \text{ kgf}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } V_u \leq \phi_v \cdot V_v \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Revisar capacidad de corte" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

15. Diseño de la placa vertical entre el alma de la viga y el ala de la columna:

15.A. Resistencia de los pernos:

La resistencia nominal al corte es R_n :

$$F_n = 4780 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Acero A490})$$

$$\# \text{pernos} = 2$$

$$d_{b2} = 1.5 \text{ in} = 3.81 \text{ cm}$$

$$A_b := \frac{(\pi \cdot d_{b2}^2)}{4}$$

$$A_b = 11.401 \text{ cm}^2$$

$$R_n = F_n \cdot A_b$$

$$R_n = 54496.389 \text{ kgf}$$

$$V_u = 42092.774 \text{ kgf}$$

$$\phi_n = 0.9$$

$$\phi_n \cdot R_n = 49046.75 \text{ kgf}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } V_u \leq \phi_n \cdot R_n \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Revisar resistencia de los pernos" } \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

15.B. Resistencia al aplastamiento:

$$L_{c2} = 7 \text{ cm}$$

$$t_{p2} = 2 \text{ cm}$$

$$R_{n1} = 1.2 \cdot L_{c2} \cdot t_{p2} \cdot F_u$$

$$R_{n1} = 68544 \text{ kgf}$$

$$R_{n2} = 2.4 \cdot d_{b2} \cdot t_{p2} \cdot F_u$$

$$R_{n2} = 74615.04 \text{ kgf}$$

$$R_n = R_{n1} = 68544 \text{ kgf} \quad (\text{Menor valor de las resistencias})$$

$$\phi_n = 0.75$$

$$\phi_n \cdot R_n = 51408 \text{ kgf}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } V_u \leq \phi_n \cdot R_n \\ \quad \parallel \text{ "OK"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Revisar resistencia nominal"} \end{array} \right| = \text{"OK"}$$

15.C. Resistencia a corte en elementos emperrados:

Datos de placa:

$$bfp_2 = 16 \text{ cm}$$

$$lp_2 = 26 \text{ cm}$$

Fluencia en cortante R_{n1} :

$$A_{gv} = lp_2 \cdot t_{p2}$$

$$A_{gv} = 52 \text{ cm}^2$$

$$R_{n1} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$R_{n1} = 78936 \text{ kgf}$$

$$\phi := 1$$

$$\phi \cdot R_{n1} = 78936 \text{ kgf}$$

Ruptura en cortante R_{n2} :

$$A_{nv} = A_{gv} - \#agujeros \cdot (d_{b2} + 0.32 \text{ cm}) \cdot t_{p2}$$

$$A_{nv} = 35.48 \text{ cm}^2$$

$$R_{n2} = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

$$R_{n2} = 86855.04 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi \cdot R_{n2} = 65141.28 \text{ kgf} \quad (\text{Menor valor de las resistencias})$$

si $V_u \leq \phi \cdot R_{n2}$ "OK" else "Revisar resistencia nominal"	= "OK"
--	--------

15.D. Resistencia a corte en elementos soldados:

$$A_{nv} = A_{gv} = 52 \text{ cm}^2$$

Fluencia en cortante del elemento:

$$Rn_1 = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

$$Rn_1 = 78936 \text{ kgf}$$

$$\phi = 1$$

$$\phi \cdot Rn_1 = 78936 \text{ kgf} \quad (\text{Menor valor de las resistencias})$$

Ruptura en corte:

$$Rn_2 = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv}$$

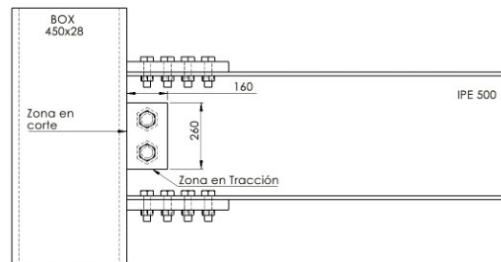
$$Rn_2 = 127296 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi \cdot Rn_2 = 95472 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{si } V_u \leq \phi \cdot R_{n1} \\
 \parallel \\
 \text{"OK"} \\
 \text{else} \\
 \parallel \\
 \text{"Revisar resistencia nominal"}
 \end{array}
 \Bigg| = \text{"OK"}$$

15.E. Resistencia a corte en elementos soldados:



$$U_{bs} = 1 \quad (1 \text{ hilera de pernos})$$

$$\begin{array}{l}
 A_{gv} = 52 \text{ cm}^2 \\
 A_{nv} = 32.94 \text{ cm}^2 \\
 A_{nt} = b f p_2 \cdot t_{p2} = 32 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \quad \phi = 0.75$$

$$R_{n1} = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_{n1} = 211197.12 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi \cdot R_{n1} = 158397.84 \text{ kgf}$$

$$R_{n2} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}$$

$$R_{n2} = 209496 \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.75$$

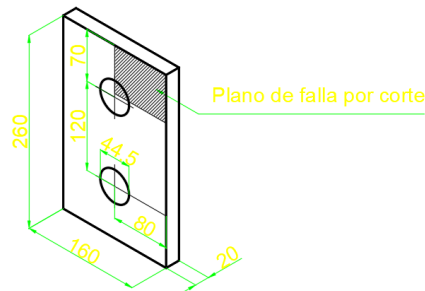
$$\phi \cdot R_{n2} = 157122 \text{ kgf} \quad (\text{menor valor})$$

$$V_u = 42092.774 \text{ kgf}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{si } V_u \leq \phi \cdot R_{n2} \\
 \parallel \\
 \text{"OK"} \\
 \text{else} \\
 \parallel \\
 \text{"Revisar resistencia nominal"}
 \end{array}
 \Bigg| = \text{"OK"}$$

15.F. Resistencia a corte de la zona empernada:

PLACA EMPERNADA VERTICAL



$$\begin{aligned} bfp_2 &= 16 \text{ cm} \\ lp_2 &= 26 \text{ cm} \\ L_{c2} &= 7 \text{ cm} \\ t_{p2} &= 2 \text{ cm} \\ d_{b2} &= 1.75 \text{ in} = 4.445 \text{ cm} \\ h &= 8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$U_{bs} = 1$$

Agv: área total sujeta a cortante

$$\#hileras = 1 \qquad \#pernos = 0.5$$

$$\begin{aligned} Agv &= \#hileras \cdot L_{c2} \cdot t_{p2} \\ Agv &= 14 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Anv: área neta sujeta a cortante

$$\begin{aligned} Anv &= \#hileras \cdot ((L_{c2} - \#pernos \cdot (d_{b2} + 0.32 \text{ cm})) \cdot t_{p2}) \\ Anv &= 9.235 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ant: área neta sujeta a tensión

$$\#pernos = 0.5$$

$$\begin{aligned} Ant &= \#hileras \cdot (h - \#pernos \cdot (d_b + 0.32 \text{ cm})) \cdot t_{p2} \\ Ant &= 12.823 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn1 &= 0.6 \cdot F_u \cdot Anv + (U_{bs} \cdot F_u \cdot Ant) \\ Rn1 &= 74923.08 \text{ kgf} \end{aligned}$$

Nota: se debe escoger el menor valor para Rn

$$\begin{aligned} Rn2 &= 0.6 \cdot F_y \cdot Agv + (U_{bs} \cdot F_u \cdot Ant) \\ Rn2 &= 73567.8 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= Rn2 = 73567.8 \text{ kgf} \\ \phi_n \cdot Rn &= 66211.02 \text{ kgf} \\ V_u &= 42092.774 \text{ kgf} \end{aligned}$$

<p>si $V_u \leq \phi_n \cdot Rn$</p> <p> "OK"</p> <p>else</p> <p> "Chequear Resistencia nominal, Rn"</p>	<p>= "OK"</p>
---	---------------

16. Diseño placas de continuidad:

Se debe chequear si la conexión requiere de placas de continuidad, esto se lo realiza verificando la zona de compresión y tracción.

$$t_{f_{colum}} = 2.8 \text{ cm}$$

$$b_{f_{viga}} = 20 \text{ cm}$$

$$F_y = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$t_{f_{viga}} = 1.6 \text{ cm}$$

$$R_y = 1.3$$

$$t_{f_{colum}} < 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{f_{viga}} \cdot t_{f_{viga}} \cdot \frac{(F_y \cdot R_y)}{(F_y \cdot R_y)}} \quad ; \quad t_{f_{colum}} < \frac{b_{f_{viga}}}{6}$$

$$x1 = 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{f_{viga}} \cdot t_{f_{viga}} \cdot \frac{(F_y \cdot R_y)}{(F_y \cdot R_y)}} = 3.036 \text{ cm}$$

$$x2 = \frac{b_{f_{viga}}}{6} = 3.333 \text{ cm}$$

si $t_{f_{colum}} \leq x2$ “Se requieren placas de continuidad” else “No requieren placas de continuidad”	= “Se requieren placas de continuidad”
--	--

La normativa sugiere que el espesor de la placa de continuidad sea igual al espesor del ala de la viga:

$$e = t_{f_{viga}}$$

$$e = 1.6 \text{ cm}$$

17. Chequeo de la zona de panel:

De acuerdo al AISC 360 - 16 en la sección J10 la resistencia de la zona de panel R_n en corte es:

Sin considerar deformación en la zona de panel:

$$\text{Si:} \quad P_r \leq 0.4 \cdot P_c \quad ; \quad R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad (\text{Caso 1})$$

$$P_r > 0.4 \cdot P_c \quad ; \quad R_n = 0.6 F_y d_c t_w (1.4 - (P_r/P_c)) \quad (\text{Caso 2})$$

$$P_c = F_y A_g$$

La resistencia axial máxima P_r se obtiene del análisis estructural:

$$P_r = 194 \text{ tonnef}$$

$$A_g = A_{colum} = 472.6 \text{ cm}^2$$

$$P_c = F_y \cdot A_g$$

$$P_c = 1195.678 \text{ tonnef}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } Pr \leq (0.4 \cdot P_c) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Use caso 1"} \\ \text{else} \\ \text{"Use caso 2"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Use caso 1"}$$

$$R_n = 0.6 \cdot F_y \cdot d_{colum} \cdot t_{w_{colum}}$$

$$R_n = 191.268 \text{ tonnef}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi \cdot R_n = 172.141 \text{ tonnef}$$

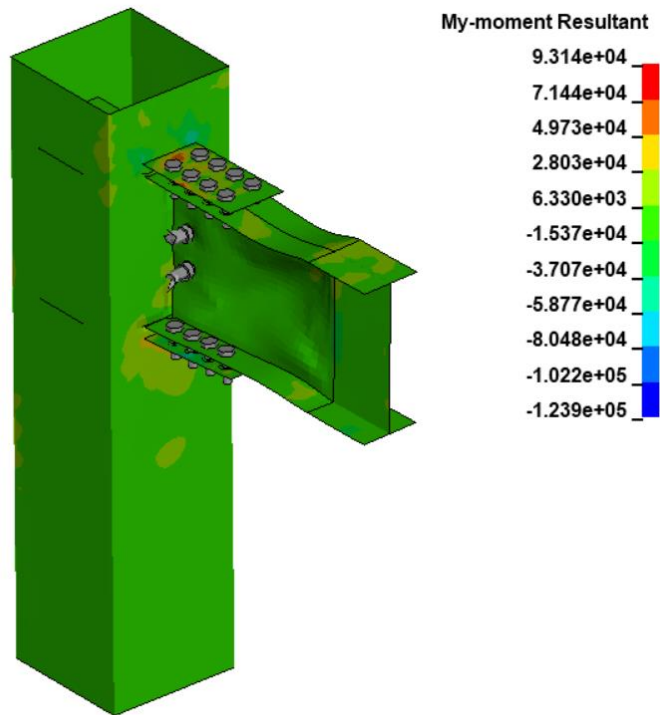
$$V_u = 42.093 \text{ tonnef}$$

$$\begin{array}{l} \text{si } V_u \leq (\phi \cdot R_n) \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Zona de panel OK"} \\ \text{else} \\ \text{"Zona de panel necesita refuerzo"} \end{array} \right. \end{array} = \text{"Zona de panel OK"}$$

ANEXO 3

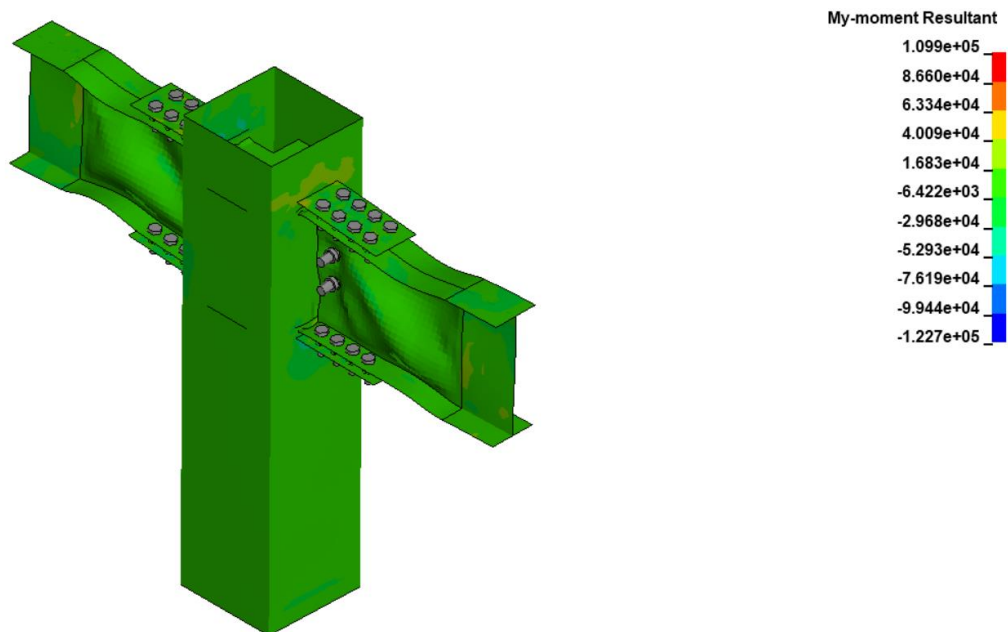
Momento de flexión (Bending moment)

Nudo 1-A



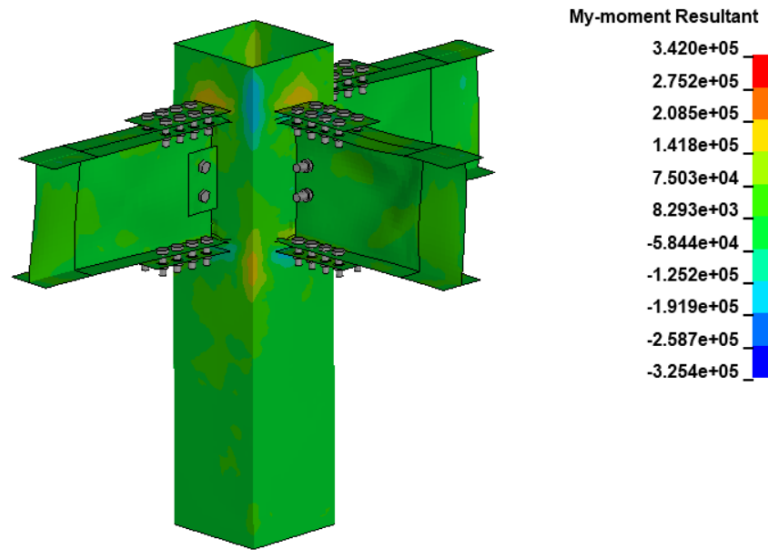
Momento máximo de flexión 9.314×10^4 N mm en el ciclo de carga máximo

Nudo 2-B



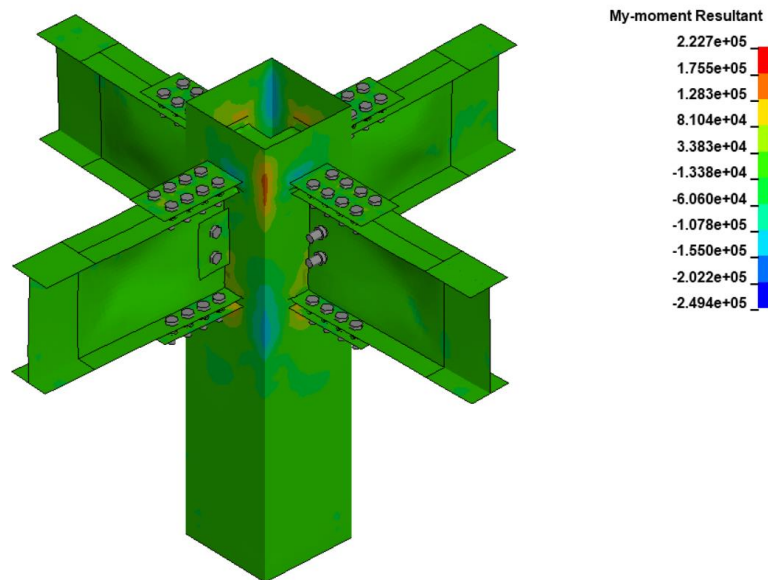
Momento máximo de flexión 1.099×10^5 N mm en el ciclo de carga máximo

Nudo 3-C



Momento máximo de flexión $3.420 \text{ e}^5 \text{ N mm}$ en el ciclo de carga máximo

Nudo 4-D

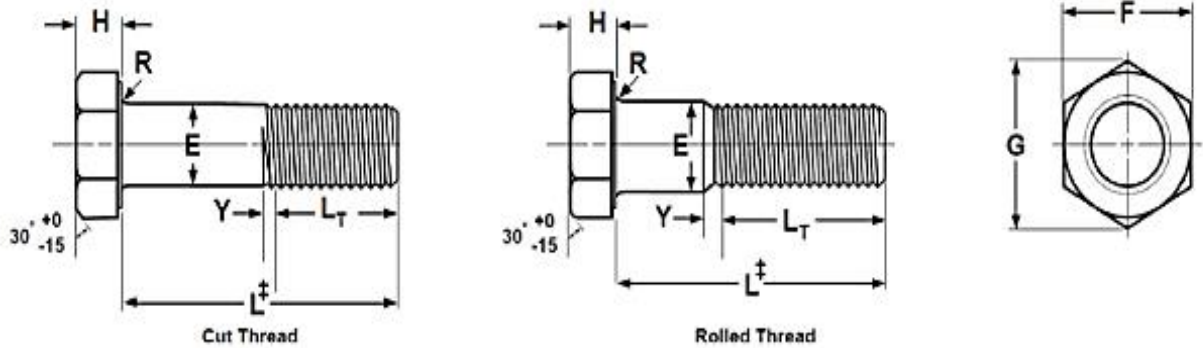


Momento máximo de flexión $2.2270 \text{ e}^5 \text{ N mm}$ en el ciclo de carga máximo

ANEXO 4

Ficha técnica pernos de alta resistencia ASTM-490

ESPECIFICACIONES DIMENSIONALES:



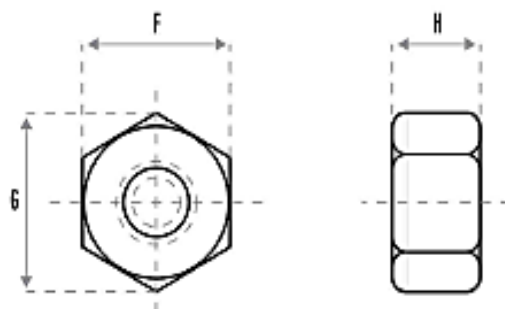
‡Length of a structural bolt is measured from the underhead bearing surface to the extreme end of the bolt.

STRUCTURAL BOLTS, A325 & A490															ASME 18.2.6-1996	
Nominal Size or Basic Product Diameter		E		F			G		H			R		L _T	Y	
		Body Diameter		Width Across Flats			Width Across Corners		Head Height			Radius of Fillet		Thread Length	Transition Thread Length	
		Max	Min	Basic	Max	Min	Max	Min	Basic	Max	Min	Max	Min	Ref	Max, Ref	
1/2	0.5000	0.515	0.482	7/8	0.875	0.850	1.010	0.969	5/16	0.323	0.302	0.031	0.009	1.00	0.19	
5/8	0.6250	0.642	0.605	1-1/16	1.062	1.031	1.227	1.175	25/64	0.403	0.378	0.062	0.021	1.25	0.22	
3/4	0.7500	0.768	0.729	1-1/4	1.250	1.212	1.443	1.383	15/32	0.483	0.455	0.062	0.021	1.38	0.25	
7/8	0.8750	0.895	0.852	1-7/16	1.438	1.394	1.660	1.589	35/64	0.563	0.531	0.062	0.031	1.50	0.28	
1	1.0000	1.022	0.976	1-5/8	1.625	1.575	1.876	1.796	39/64	0.627	0.591	0.093	0.062	1.75	0.31	
1 1/8	1.1250	1.149	1.098	1-13/16	1.812	1.756	2.093	2.002	11/16	0.718	0.658	0.093	0.062	2.00	0.34	
1 1/4	1.2500	1.277	1.223	2	2.000	1.938	2.309	2.209	25/32	0.813	0.749	0.093	0.062	2.00	0.38	
1 3/8	1.3750	1.404	1.345	2-3/16	2.188	2.119	2.526	2.416	27/32	0.878	0.810	0.093	0.062	2.25	0.44	
1 1/2	1.5000	1.531	1.470	2-3/8	2.375	2.300	2.742	2.622	15/16	0.974	0.902	0.093	0.062	2.25	0.44	

Tolerance on Length	Nominal Screw Size	Nominal Screw Length	
		Through 6 in.	Over 6 in.
	1/2	-0.12	-0.19
	5/8	-0.12	-0.25
	3/4 through 1	-0.19	-0.25
1 1/8 through 1 1/2	-0.25	-0.25	

ANEXO 4

Ficha técnica tuerca hexagonal A563



DIMENSIONES TUERCAS REFORZADAS NORMA ASME B18.2.2 2010

Diámetro nominal		F			G		H		
		Distancia entre caras			Distancia entre aristas		Altura de la tuerca		
		Basic	Max	Min	Max	Min	Basic	Max	Min
1/4	0.2500	1/2	0.500	0.488	0.577	0.556	15/64	0.250	0.218
5/16	0.3125	9/16	0.562	0.546	0.650	0.622	19/64	0.314	0.280
3/8	0.3750	11/16	0.688	0.669	0.794	0.763	23/64	0.377	0.341
7/16	0.4375	3/4	0.750	0.728	0.866	0.830	27/64	0.441	0.403
1/2	0.5000	7/8	0.875	0.850	1.010	0.969	31/64	0.504	0.464
9/16	0.5625	15/16	0.938	0.909	1.083	1.037	35/64	0.568	0.526
5/8	0.6250	1-1/16	1.062	1.031	1.227	1.175	39/64	0.631	0.587
3/4	0.7500	1-1/4	1.250	1.212	1.443	1.382	47/64	0.758	0.710
7/8	0.8750	1-7/16	1.438	1.394	1.660	1.589	55/64	0.885	0.833
1	1.0000	1-5/8	1.625	1.575	1.876	1.796	63/64	1.012	0.956
1-1/8	1.1250	1-13/16	1.812	1.756	2.093	2.002	1-7/64	1.139	1.079
1-1/4	1.2500	2	2.000	1.938	2.309	2.209	1-7/32	1.251	1.187
1-3/8	1.3750	2-3/16	2.188	2.119	2.526	2.416	1-11/32	1.378	1.310
1-1/2	1.5000	2-3/8	2.375	2.300	2.742	2.622	1-15/32	1.505	1.433
1-5/8	1.6250	2-9/16	2.562	2.481	2.959	2.828	1-19/32	1.632	1.558
1-3/4	1.7500	2-3/4	2.750	2.662	3.176	3.035	1-23/32	1.759	1.679
1-7/8	1.8750	2-15/16	2.938	2.844	3.392	3.242	1-27/32	1.886	1.802
2	2.0000	3-1/8	3.125	3.025	3.608	3.449	1-31/32	2.013	1.925
2-1/4	2.2500	3-1/2	3.500	3.388	4.041	3.862	2-13/64	2.251	2.159
2-1/2	2.5000	3-7/8	3.875	3.750	4.474	4.275	2-29/64	2.505	2.401
2-3/4	2.7500	4-1/4	4.250	4.112	4.907	4.688	2-45/64	2.759	2.647
3	3.0000	4-5/8	4.625	4.475	5.340	5.102	2-61/64	3.013	2.893
3-1/4	3.2500	5	5.000	4.838	5.774	5.515	3-3/16	3.252	3.124
3-1/2	3.5000	5-3/8	5.375	5.200	6.207	5.928	3-7/16	3.506	3.370
3-3/4	3.7500	5-3/4	5.750	5.562	6.640	6.341	3-11/16	3.760	3.618
4	4.0000	6-1/8	6.125	5.925	7.073	6.755	3-15/16	4.014	3.862

REQUERIMIENTOS MECÁNICOS TUERCAS GRADO A y DH ASTM A563 2007a

Grado de la tuerca	Tamaño de la tuerca	Tipo de tuerca	Prueba de carga Ksi		Dureza			
			Tuerca sin recubrimiento Zinc	Tuerca Zincada	Brinell		Rockwell	
					Min	Max	Min	Max
Tuercas con paso de hilo UNC, 8UN, 8UN								
A	1/4 a 4	tuerca ref.	100	75	116	302	B68	C32
DH	1/4 a 4	tuerca ref.	175	150	248	352	C24	C38

COMPOSICIÓN QUÍMICA PARA TUERCAS GRADO A y DH ASTM A563 2007a

Grado de la tuerca	Composición %				
	Análisis	Carbon	Manganeso min	Fósforo max	Azufre max
A	heat product	0.55 max 0.58 max	—	0.12 0.13	0.15 —
DH	heat product	0.20-0.55 0.16-0.58	0.60 0.57	0.04 0.048	0.05 0.058