



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

VALIDACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA
UTILIZANDO PERFILES T SOLDADOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JUAN CRISTÓBAL ARRAU MORGADO

PROFESOR GUÍA:
RICARDO ANTONIO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES
RAMÓN GONZALO MONTECINOS CONCHA

SANTIAGO DE CHILE
2017

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JUAN CRISTÓBAL ARRAU MORGADO
FECHA: 4 DE OCTUBRE DE 2017
PROF. GUÍA: RICARDO HERRERA MARDONES

VALIDACIÓN DE MODELOS NUMÉRICOS DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA UTILIZANDO PERFILES T SOLDADOS

El estudio de conexiones es fundamental para el diseño de estructuras de acero, ya que son las encargadas de traspasar correctamente los esfuerzos entre elementos y lograr que la estructura trabaje en conjunto. Esto no ocurrió en el terremoto de Northridge de 1994, donde se evidenció falencias en el diseño y el comportamiento de uniones soldadas, dejando como tarea pendiente el desarrollo de nuevas conexiones. La conexión DST se propone como una opción pre calificada para mejorar la ductilidad de los marcos de momento, siempre y cuando se utilicen perfiles T-stubs laminados, cuya disponibilidad es limitada en países como Chile. Dado esto surge la necesidad de comprobar su comportamiento utilizando perfiles T-stubs soldados, los cuales pueden ser una opción ventajosa desde el punto de vista del uso del material y la libertad de dimensionamiento. En este caso la conexión se denomina DBT (Double Built-Up Tee).

El presente trabajo de título corresponde a un estudio numérico de conexiones DBT a escala real, con el objetivo de desarrollar un modelo computacional de conexión DBT, mediante el software ANSYS *Mechanical* v17.2, capaz de reproducir el comportamiento y los diferentes modos de falla de la conexión sometida a cargas cíclicas. Esto con el fin de avanzar en la validación de conexiones DBT para su uso en marcos de momento de tipo SMF.

En primera instancia se ofrece una revisión bibliográfica de las principales investigaciones y normativas relacionadas al estudio. A partir de esto se establece el marco teórico, el cual permite entender el comportamiento esperado de la conexión en estudio.

Luego se detallan las características de los modelos construidos, tales como geometría considerada, mallado de elementos finitos, condiciones de borde, sistemas de carga, definición de materiales y leyes constitutivas. A partir de esto se muestran los resultados obtenidos y su comparación y validación con los resultados experimentales obtenidos en Salas (2016).

Se determinó que los modelos desarrollados son capaces de estimar los modos de falla, resistencia y deformación de ensayos experimentales hasta una rotación entre piso de 0,02 [rad]. Luego de esto se manifiesta una degradación de resistencia de hasta 30 % debido al pandeo en el ala de la viga, producto de limitaciones en el modelamiento del material, brindando una estimación conservadora. El modelo no es capaz de captar el efecto de “pinching”, pero puede ser estimado mediante cálculos anexos. La conexión es bien representada en términos de rigidez. El efecto de apalancamiento aumenta hasta un 46 % las tensiones en los pernos a tracción entre especímenes SE-01 y SE-02. Los modelos validan los resultados experimentales a escala real, cumpliendo con los requisitos de FEMA 350 (2000) y AISC 341 (2016) para conexiones viga - columna en marcos tipo SMF.

*"Donde haya un árbol que plantar, plántalo tú.
Donde haya un error que enmendar, enmiéndalo tú.
Donde haya un esfuerzo que todos esquivan, hazlo tú.
Sé tú el que aparta la piedra del camino."*

– Gabriela Mistral

Agradecimientos

En primer lugar, agradecer a mis padres Jorge y Carolina por todo el amor que me dan, por ser excelentes ejemplos y por brindarme todas las oportunidades y herramientas para desarrollarme como persona. A mis hermanas, Catalina y Magdalena, que todos los días me regalan una sonrisa que me llena el corazón. A mi familia, abuelos, tíos y primos que siempre me apoyaron y alentaron. Los amo.

Quiero agradecer al prof. Ricardo Herrera, un excelente docente y persona, un gusto haber trabajado con usted. Agradecer también al prof. Juan Felipe Beltrán por su gran disposición y al prof. Ramón Montecinos por su consejo y experiencia. Agradecer de manera especial al prof. Eduardo Núñez por su ayuda incondicional.

Al proyecto FONDECYT N°1140628 por el financiamiento otorgado a esta investigación.

A mis amigos y hermanos de scout, aquellos que siempre estuvieron ahí, con quienes compartí penas, alegrías, canciones, fogatas, aventuras y sueños. Jesu, Chiki, Tanke, Shoko, Cris, Maca y Sif, el viaje recién comienza.

A mis grandes amigos y colegas, los civiles: Facha, Bubu, Rodri, Felipe, Negro, Dimi, Nelo, Jota, Vale, Hugo, Pauli, Diana, Sole, Tom, Seba y Dieguin. A los U-Chileans: Félix, Mari, Mila, Robi, Claudio, Edu, Fran, Mati, Aileen y Anto. Su amistad es lo que más atesoro en mi paso por la Escuela, muchas gracias por todo.

Hoy, celebrando los 100 años del natalicio de Violeta Parra, puedo decir felizmente...

Gracias a la vida, que me ha dado tanto.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Antecedentes Generales	2
1.3. Antecedentes Específicos	5
1.4. Objetivos	7
1.4.1. Objetivo General	7
1.4.2. Objetivos Específicos	7
1.5. Organización de la Memoria de Título	7
2. Marco teórico y antecedentes	8
2.1. Sistema estructural	8
2.2. Clasificación de conexiones en marcos de acero	9
2.2.1. Resistencia de conexiones	11
2.2.2. Rigidez de conexiones	11
2.2.3. Ductilidad de conexiones	13
2.3. Conexión Double Split Tee (DST)	14
2.4. Swanson and Leon (2000)	16
2.5. Smallidge (1999)	18
2.6. Experiencias realizadas en Chile	19
2.6.1. Desjouis (2006)	19
2.6.2. Bravo (2013)	20
2.6.3. Alarcón (2017)	21
2.6.4. Salas (2016)	22
3. Modelación de elementos finitos	27
3.1. Geometría 3D	27
3.2. Mallado y elementos	30
3.3. Sistemas de carga y condiciones de borde	34
3.4. Materiales y leyes constitutivas	36
3.5. Criterio de fluencia	38
3.6. Contactos	39
3.7. Proceso de resolución	40
4. Presentación y análisis de resultados	42
4.1. Ecuaciones de obtención de datos	42
4.1.1. Rotación entre piso	42

4.1.2. Rotación total en la viga	42
4.1.3. Rotación total en la conexión	43
4.1.4. Deformación angular de la zona panel	43
4.1.5. Momento	44
4.1.6. Corte en la zona panel	44
4.2. Pre-tensión de pernos	44
4.3. Espécimen SE-01	46
4.4. Espécimen SE-02	52
5. Comparación con resultados experimentales	59
5.1. Espécimen SE-01	59
5.2. Espécimen SE-02	63
5.3. Discusión de resultados	67
6. Conclusiones	71
6.1. Conclusiones	71
6.2. Limitaciones del modelo	72
6.3. Futuras investigaciones	73
Bibliografía	74
A. Cálculo de deslizamiento	76

Índice de Tablas

2.1. Modos de falla de un perfil T-stub. Fuente: Bravo (2013).	20
2.2. Características de cada espécimen. Fuente: Salas (2016)	23
2.3. Dimensiones de vigas y columnas para cada espécimen. Fuente: Salas (2016)	23
2.4. Parámetros de cada T-stub	23
2.5. Valores teóricos de reacciones para alcanzar la falla. Fuente: Salas (2016) . .	23
3.1. Número de nodos, elementos y calidad de elementos en cada modelo.	34
3.2. Amplitudes de protocolo de carga y número de ciclos	35
3.3. Propiedades mecánicas promedio de probetas ensayadas. Fuente: Salas (2016)	36
5.1. Comparación de valores teóricos, numéricos y experimentales	65

Índice de Figuras

1.1.	Conexión a momento pre-Northridge. Fuente: Engelhardt and Sabol (1997) .	2
1.2.	Tipos de fallas detectadas en terremoto de Northridge. Fuente: Bravo (2013)	3
1.3.	Componentes de una conexión DST. Fuente: Salas (2016)	4
1.4.	Mecanismo de falla criterio Columna Fuerte - Viga Débil. Fuente: Salas (2016)	6
2.1.	Momento y giro relativo de conexión DST.	10
2.2.	Clasificación de conexiones bajo carga monotónica. Fuente: AISC 360 (2016)	12
2.3.	Curva momento - rotación bajo carga monotónica. Fuente: Swanson and Leon (2000)	13
2.4.	Detalle de conexión DST típica. Fuente: AISC 358 (2016)	14
2.5.	Componentes de un T-stub aislado. Fuente: Salas (2016)	15
2.6.	Efecto de apalancamiento de perfil T-stub. Fuente: Swanson (2002)	15
2.7.	Comparación curva monotónica y cíclica. Fuente: Swanson and Leon (2000) .	16
2.8.	Modos de falla predominantes. Fuente: Swanson and Leon (2000)	17
2.9.	Formación de rótula plástica y pandeo local del ala de espécimen FS-08. Fuente: Smallidge (1999)	18
2.10.	Curva de momento - rotación de espécimen FS-08. Fuente: Smallidge (1999)	19
2.11.	Geometría de modelo. Fuente: Desjouis (2006)	20
2.12.	Geometría de modelos. Fuente: Alarcón (2017)	21
2.13.	Montaje experimental. Fuente: Salas (2016)	22
2.14.	Dimensiones de un T-stub. Fuente: Salas (2016)	24
2.15.	Detalle de conexión SE-01 (DBT2). Fuente: Salas (2016)	25
2.16.	Detalle de conexión SE-02 (DBT1). Fuente: Salas (2016)	25
2.17.	Detalle de conexión SE-03 (DBT1). Fuente: Salas (2016)	26
2.18.	Detalle de conexión SE-04 (DBT1). Fuente: Salas (2016)	26
3.1.	Geometría modelos 3D	28
3.2.	Dimensiones de elementos viga y columna en el modelo	29
3.3.	Perspectiva oblicua del centro de la conexión.	30
3.4.	Geometría de elemento SOLID285. Fuente: ANSYS (2016).	31
3.5.	Geometría de elemento SOLID185. Fuente: ANSYS (2016).	31
3.6.	Esquema de ecuaciones de <i>constraint</i> entre elementos sólidos y de línea. . . .	32
3.7.	Mallado de elementos finitos - Pernos y tuercas	32
3.8.	Mallado de elementos finitos - Tramos de viga	33
3.9.	Mallado de elementos finitos - Perfiles T-stub y Zona Panel	33
3.10.	Protocolo de carga cíclica según (AISC 341, 2016, Sección K)	35

3.11. Curva bi-lineal de acero ASTM A36	37
3.12. Curva bi-lineal de acero ASTM A490	37
3.13. Estado tensional hidrostático y deviatorico de un sólido. Fuente: Nuñez (2016)	38
3.14. Superficie de fluencia según criterio de von Mises.	39
3.15. Método iterativo de Newton Raphson. Fuente: ANSYS (2016).	41
4.1. Diagrama de deformación angular en zona panel.	43
4.2. Tensiones en ala del T-stub debido a pre tensión de pernos.	45
4.3. Tensiones en alma del T-stub debido a pre tensión de pernos.	45
4.4. Tensiones en perno debido a pre tensión.	46
4.5. Curva de fuerza - desplazamiento SE-01.	46
4.6. Curva de momento - rotación del espécimen SE-01.	47
4.7. Curva de momento - rotación de la conexión SE-01.	48
4.8. Rigidez secante del espécimen SE-01.	49
4.9. Rigidez secante de la conexión SE-01.	50
4.10. Primera plastificación en ala de T-stub (SE-01) para $\theta = 0,01$ [rad].	50
4.11. Segunda plastificación en ala y alma de viga (SE-01)	51
4.12. Curva de fuerza - desplazamiento SE-02.	52
4.13. Curva de momento - rotación SE-02.	53
4.14. Curva de momento - rotación de la conexión SE-02.	53
4.15. Rigidez secante del espécimen SE-02.	54
4.16. Rigidez secante de la conexión SE-02.	54
4.17. Primera plastificación en ala de viga (SE-02) para $\theta = 0,0075$ [rad].	55
4.18. Clasificación de la rigidez de conexión DBT	56
4.19. Pandeo en ala de viga y alma (SE-02) para $\theta = 0,04$ [rad].	57
4.20. Segunda plastificación en ala y alma de viga (SE-02)	58
5.1. Comparación de fuerza - desplazamiento del actuador SE-01.	59
5.2. Comparación de momento - rotación del sistema SE-01 con límites de FEMA 350 (2000).	60
5.3. Comparación de momento - rotación de la conexión SE-01	61
5.4. Comparación de rigidez secante del espécimen SE-01.	61
5.5. Comparación efecto de apalancamiento en conexión SE-01.	62
5.6. Comparación de deformaciones plásticas al final del ensayo en rótula SE-01.	62
5.7. Comparación de fuerza - desplazamiento del actuador SE-02.	63
5.8. Comparación de momento - rotación de la conexión SE-02.	64
5.9. Comparación de momento - rotación de la conexión SE-02 con límites de FE-MA 350 (2000).	64
5.10. Comparación de momento - rotación de la viga SE-02.	66
5.11. Comparación de rigidez secante de la conexión SE-02.	66
5.12. Comparación de modelos con/sin deslizamiento SE-01.	67
5.13. Comparación de modelos con/sin deslizamiento SE-02.	68
5.14. Evolución de deformaciones plásticas y pandeo local del ala de la viga	69
5.15. Comparación de tensiones máximas en pernos a tracción (T-stub superior)	69
5.16. Tensiones de von Mises de pernos a tracción (T-stub superior)	70

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

Chile es uno de los países más sísmicos del mundo y ha sido testigo de muchos de los mega terremotos de la historia. Uno de los últimos, ocurrido el 27 de Febrero de 2010 ($M_w = 8,8$, Maule), marcó un antes y un después en el modo de concebir la ingeniería y la construcción en el país. Con una cuenta de al menos 500 víctimas fatales y 2 millones de damnificados, el llamado 27F mostró que aún quedan muchos desafíos pendientes en cuanto al diseño sísmico de estructuras.

Una fracción considerable de las estructuras que existen hoy en día están fabricadas de acero estructural. Este material es uno de los más utilizados en el mundo para la construcción de edificaciones y obras civiles en general, debido a su gran resistencia, uniformidad, tenacidad, durabilidad bajo condiciones controladas y alta ductilidad. Esta última característica lo posiciona como un buen material para la construcción de estructuras sismorresistentes, pues los elementos admiten notorias deformaciones antes de su colapso y pueden disipar grandes cantidades de energía. Sin embargo, el buen desempeño de los elementos debe ir acompañado de conexiones que logren traspasar correctamente los esfuerzos, de lo contrario la estructura no puede trabajar como un conjunto. Es por esto que se vuelve necesario -y desafiante- el estudio de conexiones que brinden resistencia, rigidez y ductilidad a la estructura para mantener los criterios de continuidad operacional y por sobre todo resguardo de la vida.

La importancia de la presente investigación radica en la necesidad de generar conocimiento sobre conexiones de momento para la construcción de estructuras de acero con mejor desempeño bajo cargas sísmicas. Dado que en Chile la gran mayoría de éstas estructuras pertenecen al sector industrial y productivo del país, todo tipo de investigación es un aporte al desarrollo económico del mismo.

1.2. Antecedentes Generales

Los terremotos de Northridge de 1994 ($M_w = 6,7$, California) y Kobe de 1995 ($M_w = 7,3$, Hyogo) son considerados los sismos más destructivos desde los terremotos de San Francisco (1906) y Kanto (1923) respectivamente, dejando a su haber millonarias pérdidas económicas y miles de afectados. En ambos eventos las edificaciones de acero no tuvieron el desempeño esperado, mostrando diversos tipos de fallas frágiles particularmente en conexiones viga-columna de marcos a momento, las cuales eran principalmente soldadas y muy rígidas. ¿A que se debió esto?

Las conexiones soldadas se tornaron muy populares en la práctica constructiva estadounidense durante la década de los 70', prolongándose su uso hasta inicios de la década de los 90'. En particular, la conexión WUF (*Welded Unreinforced Flanges*) fue ampliamente utilizada debido a su simple diseño y a que su utilización estaba respaldada por el Uniform Building Code (UBC, 1985) e investigaciones experimentales de la época (Popov and Stephen, 1972; Popov and Bertero, 1973), en donde se aseguró un comportamiento dúctil de la soldadura, mientras se resguardara una mano de obra calificada y una posterior inspección en terreno. A partir de esto, se escribieron las recomendaciones de diseño, las cuales se publicaron en las especificaciones sísmicas de la norma americana, en donde se menciona que mientras se mantuvieran las condiciones geométricas, la conexión no debería fallar (AISC, 1992). En la figura 1.1 se muestra una típica conexión viga-columna a momento WUF, también llamada conexión pre-Northridge. En esta conexión las alas de la viga son unidas a las alas de la columna mediante soldadura de penetración completa, mientras que el alma de la viga es apernada a una plancha que está soldada a la columna.

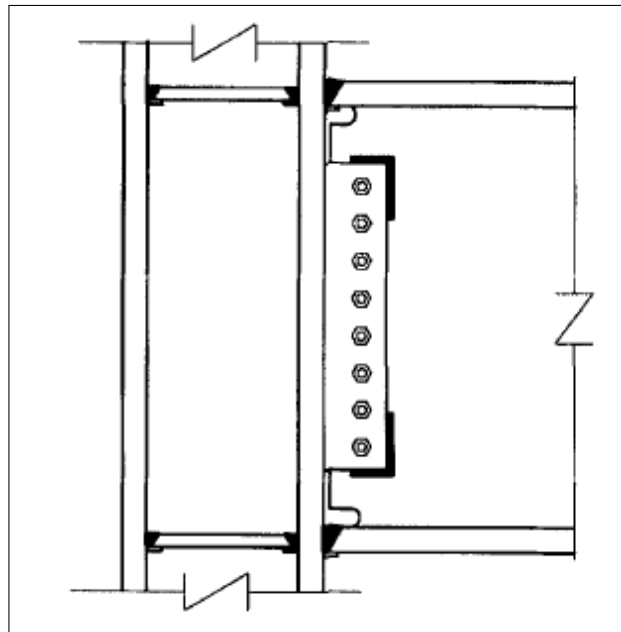


Figura 1.1: Conexión a momento pre-Northridge. Fuente: Engelhardt and Sabol (1997)

Posterior al terremoto se observó daño en las conexiones de momento de más de 100 edificaciones, abarcando una amplia gama de número de pisos, configuraciones estructurales y edades. Las conexiones soldadas mostraron diversos tipos de fallas frágiles no contempladas

-ni permitidas- por los códigos de diseño. Es por esto que la organización Federal Emergency Management Agency (FEMA) conformó el proyecto conjunto SAC, compuesto por universidades, investigadores e ingenieros, con el fin de hallar las causas que gatillaron el inesperado comportamiento de las uniones soldadas (Engelhardt and Sabol, 1997).

En la figura 1.2 se muestran los tipos de fallas detectadas. Se puede apreciar que la mayoría de las fracturas se desarrollaron en el cordón de la soldadura (tipo 1-4) y otras se propagaron hacia las alas de la columna (tipo 5-6), zona de panel (tipo 7) e incluso fractura de las alas de la viga (tipo 8).

Es importante notar que tanto edificaciones nuevas como con 30 años de antigüedad, desde 1 hasta 26 pisos y de diferentes configuraciones, presentaron algún grado de daño. Incluso muchos de los edificios afectados fueron diseñados a partir de los más recientes códigos de diseño al momento del sismo. Esta evidencia sugiere que el problema no debiese ser una causa aislada, sino que una deficiencia fundamental en cuanto a la concepción de la conexión (Engelhardt and Sabol, 1997).

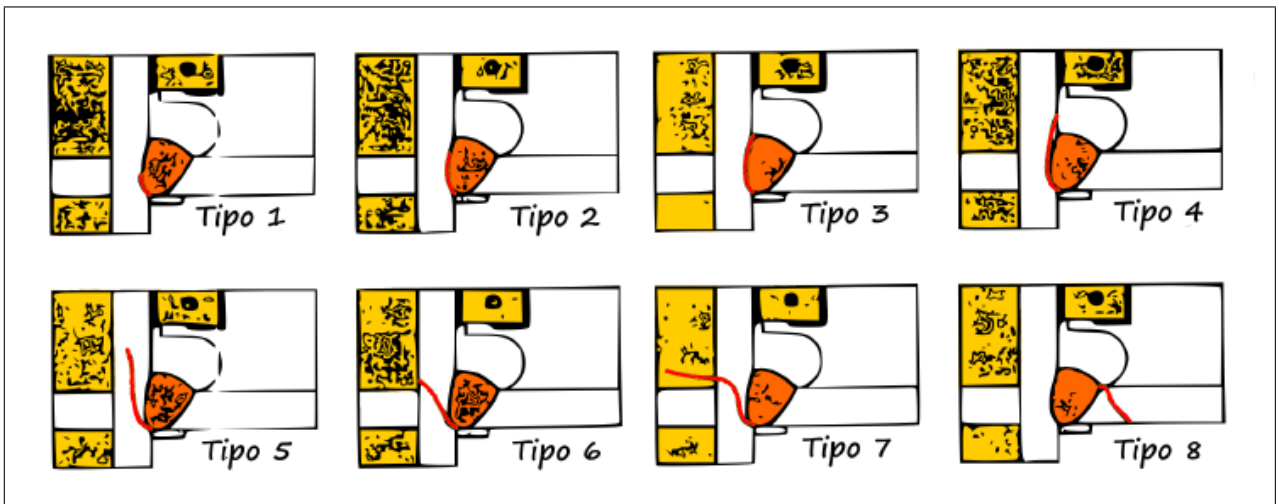


Figura 1.2: Tipos de fallas detectadas en terremoto de Northridge. Fuente: Bravo (2013)

A partir del estudio de las causas que provocaron daño, se concluyó que este tipo de conexión presenta, principalmente, inconvenientes relacionados a tres tipos de problemas:

El primer problema se origina en la geometría de la conexión, la cual facilita la concentración de tensiones hidrostáticas con bajo esfuerzo de corte en una vecindad cercana al cordón de soldadura, provocando una falla frágil sin desarrollo de fluencia (Tamboli, 2010). Este fenómeno provoca el inicio de la fractura en dicha zona, pudiendo propagarse por el mismo material o transmitirse hacia los otros elementos, resultando en una baja ductilidad y mal desempeño bajo cargas cíclicas. Esto se observó en terreno, donde las soldaduras presentaron fracturas sin manifestación de deformaciones plásticas. Otra causa de este efecto es la inclusión de barras de respaldo, las cuales sirven para sostener las vigas durante su montaje. Por razones de costos y reducción en tiempos de ejecución se optó por no retirarlas, provocando una acumulación de tensiones y la posterior fractura en la soldadura del ala inferior (ver figura 1.2).

El segundo problema está ligado a una errónea concepción del sistema estructural en cuestión. Por un lado, las disposiciones de diseño asumen que la totalidad del esfuerzo de corte de la viga se transmite a través del alma, siendo que en realidad las alas también participan en el traspaso de cizalle. Esto se traduce en mayores demandas en la zona de la soldadura. Por otro lado, por razones de costos, se privilegiaba que la resistencia lateral se concentrara en pocas conexiones, lo que resultaba en vigas de gran tamaño para controlar el desplazamiento entre piso. Al tener vigas muy resistentes, las conexiones deben ser capaces de resistir altas demandas para mantener el criterio de columna fuerte - viga débil, resultando en una subestimación de los esfuerzos en la soldadura.

El tercer problema guarda relación con la caracterización y utilización de los materiales. Durante mucho tiempo la industria del acero privilegió la alta resistencia por sobre la ductilidad de los elementos, lo que implicó diseños capaces de suplir las demandas de tensiones pero no así las demandas de deformaciones.

Considerando todos los antecedentes recabados y las deficiencias encontradas por el proyecto SAC, la organización FEMA emitió el documento FEMA 350 (2000) de recomendaciones de diseño para los nuevos marcos de momento de acero. En dicho documento se presenta un listado de conexiones precalificadas y los criterios de precalificación mediante ensayos y modelación numérica. Entre las conexiones se muestra la Double Split Tee (DST), conexión que motiva la presente investigación.

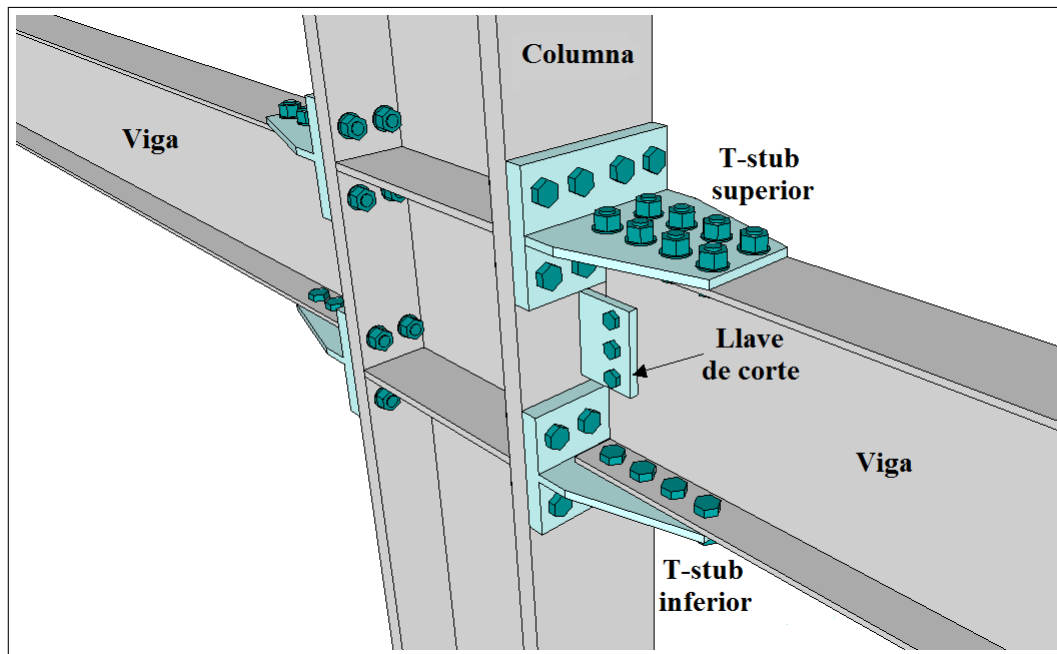


Figura 1.3: Componentes de una conexión DST. Fuente: Salas (2016)

La conexión Double Split Tee (DST) es una conexión de momento conformada por un par de perfiles T denominados T-stubs, los cuales se unen a la columna a través de sus alas y a la viga a través de su alma, tal como muestra la figura 1.3. Todos los estudios relacionados a esta conexión, incluyendo su precalificación (AISC 358, 2016), consideran que los T-stubs son formados a partir de perfiles *laminados*, los cuales tienen una oferta masificada en Estados Unidos. La importancia de esta investigación se centra en la utilización de T-stubs formados a

partir de planchas soldadas, lo cual es un procedimiento comúnmente utilizado en la práctica constructiva de Chile. En este caso, la conexión se denomina Double Built-Up Tee (DBT).

Una de las ventajas que presenta la conexión DBT por sobre la DST es la libertad de dimensionamiento, ya que se pueden soldar planchas de tamaño personalizado y así optimizar el uso del material. Es importante destacar que el proceso de soldadura se debe realizar en maestranza bajo estándares de calidad y no en terreno, asegurando así una buena ejecución de la soldadura. Sin embargo, como se evidenció después del terremoto de Northridge, las soldaduras pueden presentar fallas frágiles, por lo que es necesario demostrar que los perfiles soldados pueden exhibir un comportamiento dúctil si son debidamente diseñados.

La presente investigación tiene como fin completar y validar modelos numéricos que han sido desarrollados en esta línea de investigación por Desjouis (2006), Bravo (2013) y Alarcón (2017), con el fin de reproducir de manera fidedigna los resultados obtenidos experimentalmente por Salas (2016).

1.3. Antecedentes Específicos

Por muchos años en Chile, el propósito de las normas de diseño sísmico ha sido proporcionar y promover estructuras que logren resistir grandes eventos sísmicos sin colapso. En el caso habitacional se acepta que puedan sufrir daño estructural mientras resguarden la vida; en el caso industrial se minimiza el daño para asegurar la continuidad operacional. Estos principios básicos nos han guiado a diseñar de manera tal que las fallas ocurran en lugares específicos, donde no se comprometa la integridad de la estructura ni su funcionamiento.

Una filosofía de diseño que defiende estos principios es el **diseño por capacidad**, el cual consiste en elegir aquellos elementos del sistema estructural que actuarán como fusibles, es decir, que desarrollan la primera falla del sistema y que posteriormente redistribuirán los esfuerzos en la estructura. A partir de esto se diseñan los elementos adyacentes, asumiendo que la sollicitación máxima corresponde a la capacidad de los elementos fusibles, asegurando así que resistan en el momento que ocurra la primera falla. Surge entonces la pregunta: ¿existe algún criterio para definir los elementos fusible en un marco a momento?.

En marcos a momento sismorresistentes, se utiliza un criterio denominado Columna Fuerte Viga Débil (CFVD), el cual consiste en diseñar un marco induciendo la primera falla en los extremos de las vigas a través de la formación de rótulas plásticas, generando así un mecanismo estable y con cierto grado de redundancia (figura 1.4). Además, procura evitar cualquier tipo de inestabilidad en las columnas y la posible generación de mecanismos de piso que puedan comprometer la estabilidad global del sistema. Sin embargo este criterio requiere un comportamiento dúctil de sus componentes, ya que es la forma más efectiva de disipar la energía que no alcanza a ser almacenada elásticamente.

La ductilidad se define como la capacidad que tiene un cuerpo para alcanzar deformaciones por sobre su rango elástico, es decir, alcanzar deformaciones plásticas, sin una pérdida significativa de la resistencia y sin desarrollar inestabilidad ni colapso (FEMA 350, 2000).

Dado que la ductilidad global del sistema depende de la ductilidad local de cada una de sus componentes, queda de manifiesto la importancia de estudiar la ductilidad y la respuesta de las conexiones frente a sollicitaciones cíclicas.

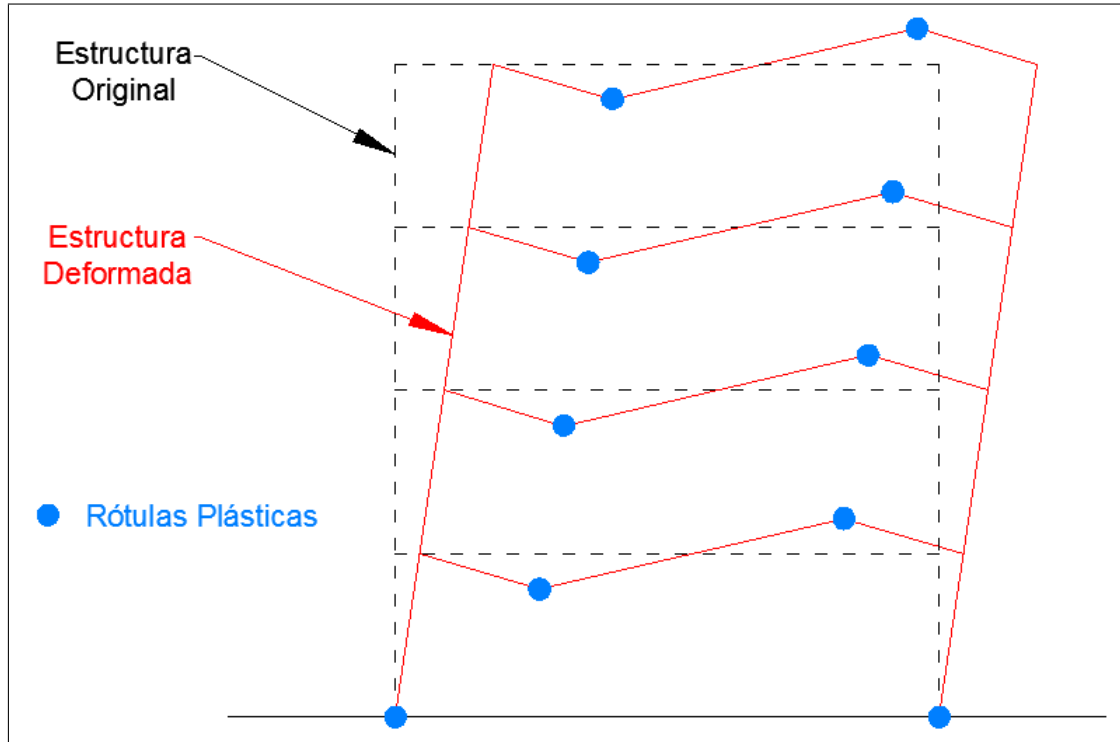


Figura 1.4: Mecanismo de falla criterio Columna Fuerte - Viga Débil. Fuente: Salas (2016)

Con respecto al caso chileno, el diseño de obras e instalaciones industriales se rige por la NCh2369 (INN, 2003). Esta norma fue confeccionada a partir de recomendaciones prácticas de las grandes empresas nacionales durante la segunda mitad del siglo XX, lo cual la convierte en un reflejo de la idiosincrasia constructiva de Chile y no una adopción de normativas extranjeras. Su uso se fue consolidando a medida que las estructuras industriales mostraron buen desempeño frente a grandes eventos sísmicos, como por ejemplo los terremotos de 1960 ($M_w = 9,5$, Valdivia), de 1985 ($M_w = 7,9$, Valparaíso), de 2010 ($M_w = 8,8$, Maule), entre otros.

Con respecto al uso de conexiones en marcos de momento, la norma NCh2369 indica que "8.4.1. Las uniones de momento de marcos rígidos sismorresistentes deben ser del tipo **TR** (totalmente rígidas). No se permite usar conexiones del tipo **PR** (parcialmente rígidas)" (INN, 2003).

Esta restricción es una medida relacionada con la importancia de asegurar un comportamiento rígido en la unión de vigas con columnas, pues al no contar con riostras, la estabilidad del marco depende fundamentalmente de la rigidez de los nodos. Es una medida conservadora en el sentido de que asegura la funcionalidad del sistema estructural y restringe las conexiones PR debido a que su rigidez depende de la tipología de la misma. No obstante la norma se encuentra actualmente en revisión, por lo que se espera que los resultados de esta investigación puedan generar conocimiento sobre este tipo de conexión y, eventualmente, validar su uso en marcos de momento en Chile.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Generar modelos numéricos de elementos finitos, a través del software ANSYS, capaces de reproducir resultados experimentales de ensayos de conexión DBT a escala real sometidos a cargas cíclicas.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Comprender el comportamiento de la conexión DBT en un marco sismorresistente bajo cargas cíclicas.
- Pre-calificar la conexión DBT bajo los requisitos que exige la norma FEMA 350 (2000) para ser utilizados en marcos de tipo SMF.
- Identificar el modo de falla de cada espécimen ensayado a partir del estudio de las deformaciones plásticas de los elementos.
- Estudiar la evolución de tensiones en pernos sometidos a tracción y efecto de apalancamiento.

1.5. Organización de la Memoria de Título

El **Capítulo 2: Marco teórico y antecedentes** ofrece el conocimiento y los antecedentes necesarios para entender las características, comportamiento y mecanismos de falla de la conexión DST frente a solicitaciones tanto monotónicas como cíclicas. Se revisan investigaciones posteriores al terremoto de Northridge (1994) relacionadas a esta línea, entre ellas experiencias realizadas en Chile, mostrando sus principales contribuciones al estado del arte.

En el **Capítulo 3: Modelación de elementos finitos** se detalla cada uno de los supuestos y procedimientos utilizados en la confección de modelos numéricos. Se explican los criterios adoptados en la caracterización de materiales, leyes constitutivas, interacción entre cuerpos, condiciones de borde y sistemas de carga aplicados.

En el **Capítulo 4: Presentación y análisis de resultados** se muestran los resultados obtenidos a partir de los modelos de elementos finitos, a partir de los cuales se realiza el análisis y discusión de los mismos.

En el **Capítulo 5: Comparación con resultados experimentales** se comparan los resultados experimentales obtenidos por Salas (2016) con los resultados de la presente memoria. Este capítulo es de especial relevancia para la validación del modelo.

En el **Capítulo 6: Conclusiones** se muestran los principales comentarios, aprendizajes, limitaciones y conclusiones de la presente investigación; además de recomendaciones para futuras líneas de investigación.

Capítulo 2

Marco teórico y antecedentes

2.1. Sistema estructural

La presente investigación se centra en estructuras de acero, específicamente en conexiones de marcos de momento. Los marcos de momento o *moment frames* (MF) son sistemas estructurales compuestos por vigas y columnas interconectadas. La resistencia y rigidez lateral de estos sistemas viene dada por el desarrollo de esfuerzos de flexión y corte en sus miembros, por lo que para mantener la estabilidad del sistema se deben utilizar uniones total o parcialmente rígidas. Naturalmente, el comportamiento del marco dependerá el tipo de conexión que se utilice.

Los marcos de momento se han utilizado en zonas sísmicas debido a que ofrecen muchas ventajas, entre ellas una alta ductilidad evidenciada por investigaciones experimentales y comentada en diversas normativas, la cual permite una mayor disipación de energía. También posee una gran versatilidad arquitectónica, pues al no utilizar riostras, permite un mejor uso de espacios interiores (Bruneau et al., 2011). Es por esta razón que se utiliza en una amplia gama de sectores tales como habitacional (edificios y oficinas), urbano (centros comerciales, terminales de buses y ferroviarios) e industrial (plantas de celulosa y faenas mineras), siendo este último el poseedor de la mayor parte de las construcciones de acero en Chile.

Existen diferentes niveles de desempeño para este tipo de sistemas, dependiendo de la deformación inelástica que se espera que desarrolle el marco (ASCE 7, 2010). La presente investigación se limita a marcos de tipo *Special Moment Frame* (SMF). Se espera que este tipo de sistema estructural proporcione una alta ductilidad mediante deformaciones plásticas significativas a través de la fluencia de las vigas, en la base de las columnas y una controlada fluencia en la zona de panel de las columnas (AISC 341, 2016) (ver figura 1.4).

Los marcos de momento SMF deben cumplir con el criterio de columna fuerte - viga débil, el cual se cumple cuando la suma de las capacidades de momento plástico de las columnas en el nodo excede la suma de las capacidades de momento plástico de las vigas en el nodo,

es decir:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1,0 \quad (2.1)$$

Donde:

ΣM_{pc}^* = Suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas, arriba y abajo de la unión con el eje central de la viga. Considera reducción de carga axial de la columna.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_{gc}) \quad (2.2)$$

ΣM_{pb}^* = Suma de las proyecciones de las resistencias esperadas a la flexión de las vigas en la ubicación de las rótulas plásticas con el eje central de la columna.

$$\sum M_{pb}^* = \sum (1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (2.3)$$

F_{yc} = Tensión de fluencia esperada de la columna.

A_{gc} = Área gruesa de la columna.

M_{uv} = Momento adicional debido a la amplificación de corte desde la ubicación de las rótulas plásticas hacia el eje central de la columna.

P_{uc} = Resistencia a la compresión requerida de la columna. Incluye carga sísmica amplificada.

Z_c = Módulo plástico de la sección de la columna.

R_y = Sobre resistencia del acero

Según la norma AISC 341 (2016), las conexiones utilizadas en marcos de momento sismo-resistentes deben satisfacer las siguientes restricciones

- La conexión debe ser capaz de acomodar una deriva de entre piso de al menos 0.04 rad.
- La capacidad de momento de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser al menos $0,8M_p$ para una deriva de entre piso de 0.04 rad.

2.2. Clasificación de conexiones en marcos de acero

Como se mencionó en la sección anterior, el comportamiento de un marco de momento está controlado por el tipo de conexión viga - columna que utilice. Generalmente, por simplicidad o para efectos de docencia, se asocia marcos de momento con conexiones infinitamente rígidas, es decir, que no permiten giro relativo entre viga y columna. Sin embargo esto es un modelo idealizado y en la práctica resulta muy difícil mantener esta condición, por lo que es importante hacer la distinción entre el comportamiento real de un elemento estructural y el modelo matemático mediante el cual se trata de representar, velando para que exista una coherencia entre diseño y construcción.

Para efectos de diseño generalmente se asume que la mejor forma de caracterizar el comportamiento de una conexión es a través de una curva de momento/rotación ($M-\theta$), debido que entrega una prueba física de cómo rotan los elementos unidos a medida que se solicitan. Estas curvas se obtienen, principalmente, a partir de ensayos experimentales, donde el momento de la conexión se calcula directamente del análisis estructural y la rotación se mide empíricamente (Bruneau et al., 2011).

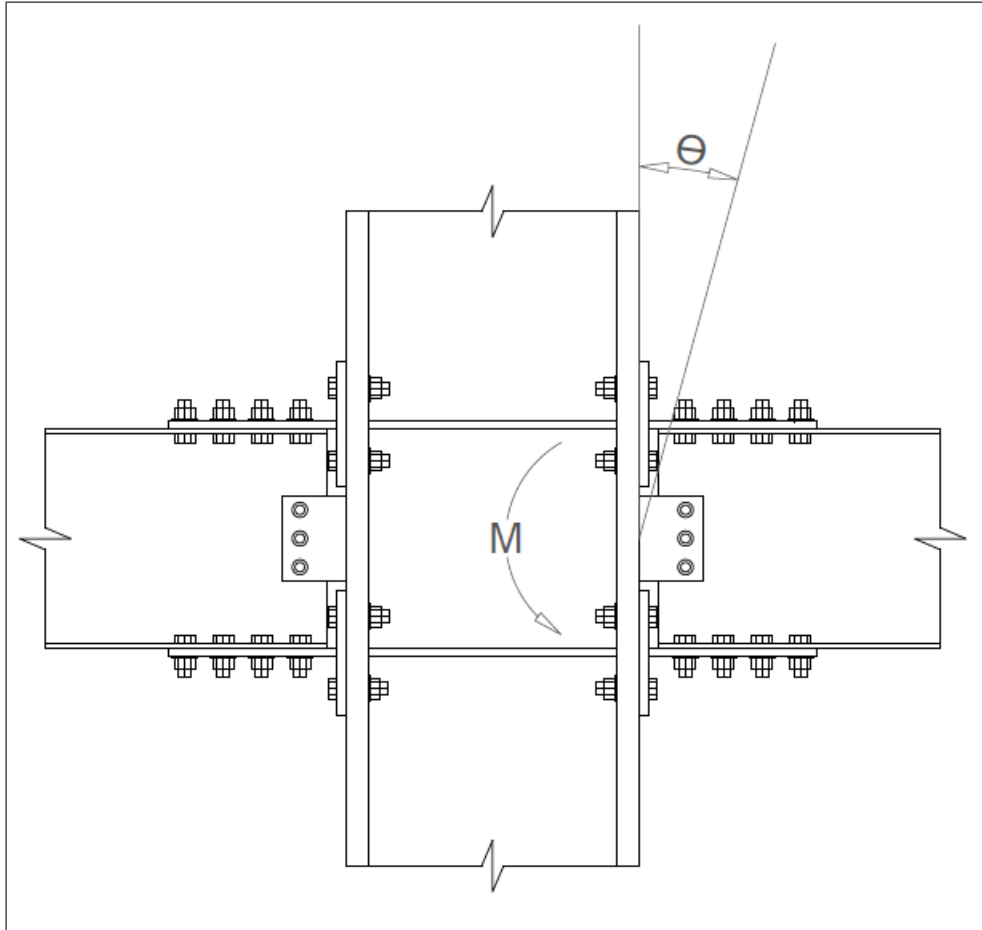


Figura 2.1: Momento y giro relativo de conexión DST.

En la figura 2.1 se muestra el momento en la cara de la columna de la conexión y el giro relativo entre viga y columna. Es importante determinar el lugar donde se mide el giro relativo, ya que los diferentes componentes de la conexión brindan mecanismos de deformación que flexibilizan la interacción entre viga y columna. Por ejemplo, en una conexión DST existe deformación asociada a los pernos, apalancamiento de las alas de la T-stub, deformación del alma, aplastamiento de perforaciones, etc. En general, el giro relativo se mide como la diferencia entre el inicio y final de la conexión, es decir, el giro de la cara de la columna y el giro de la sección ubicada al final de los T-stubs.

En la figura 2.2 se muestra una curva de momento/rotación típica. La forma de la curva es diferente para cada tipo de conexión, sin embargo existen ciertos elementos en común. La curva posee un comportamiento creciente a medida que la rotación relativa aumenta, pudiendo llegar a un momento máximo nominal (M_n) o resistencia máxima. La pendiente de esta curva representa la rigidez de la conexión, la cual se degrada a medida que la rotación

se aumenta. La rotación última (θ_u) corresponde al instante en que la conexión alcanza su resistencia última, por lo que se puede asociar a la ductilidad de la conexión.

El estudio del comportamiento de conexiones parcialmente rígidas (PR) ha mostrado la importancia que tienen la resistencia, rigidez y ductilidad de una conexión, siendo los parámetros más característicos y que deben ser considerados conjuntamente en el diseño (Tamboli, 2010).

2.2.1. Resistencia de conexiones

El concepto de resistencia en conexiones se asocia directamente con el esfuerzo de momento que la conexión percibe. Se puede clasificar una conexión según su resistencia como:

- a. **Resistencia Completa o *Full Strength* (FS)**: Conexión capaz de transmitir un momento mayor al momento plástico de las vigas hacia las columnas, es decir,

$$\frac{M_{con}}{M_{p,viga}} \geq 1 \quad (2.4)$$

- b. **Resistencia Parcial o *Partial Strength* (PS)**: Conexión capaz de transmitir parte del momento plástico de las vigas hacia las columnas, pero no es su totalidad.

También es útil establecer un límite inferior de resistencia para el cual considerar que la conexión no transmite momento. Tal como se menciona en los comentarios de AISC 360 (2016), aquellas conexiones que transmiten menos de un 20 % del momento plástico de la viga para un giro relativo de 0.02 rad pueden considerarse rotuladas para efectos de diseño.

2.2.2. Rigidez de conexiones

Para asegurar un mecanismo CFVD es necesario que la conexión sea capaz de desarrollar la resistencia completa de la viga. Sin embargo la resistencia por sí sola no garantiza un buen desempeño de la conexión, ya que no la evalúa desde el punto de vista de sus deformaciones. La rigidez responde al cómo se deforma la conexión, factor que afecta directamente la rotación relativa de los elementos y, por ende, la deformación entre piso.

Dado que la curva $M-\theta$ presenta un comportamiento no-lineal incluso a pequeñas rotaciones, la rigidez de la conexión se puede definir a partir de una aproximación secante. Existen muchos criterios para definir la rigidez, sin embargo para efectos de diseño se suele utilizar una aproximación secante para las cargas de servicio:

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s} \quad (2.5)$$

Tal como se establece en el capítulo B.6b de la norma AISC 360 (2016), las conexiones en marcos de momento pueden ser clasificadas según su rigidez como:

- a. **Totalmente Restringida o *Fully Restrained* (FR)**: Conexión capaz de transmitir el momento de las vigas a las columnas con una rotación relativa despreciable. Cuantitativamente, la rigidez de servicio de la curva $M-\theta$ de la conexión debe ser al menos 20 veces la rigidez a flexión de la viga, es decir:

$$K_s \geq 20 \frac{EI_{viga}}{L_{viga}} \quad (2.6)$$

- b. **Conexión simple o de corte**: Conexión incapaz de transmitir más del 20% del momento plástico de las vigas hacia las columnas incluso a grandes rotaciones relativas. Se consideran simples aquellas conexiones que poseen una rigidez de servicio menor a 2 veces la rigidez a flexión de la viga, es decir:

$$K_s \leq 2 \frac{EI_{viga}}{L_{viga}} \quad (2.7)$$

- c. **Parcialmente restringida o *Partially Restrained* (PR)**: Conexión capaz de transmitir momento de las vigas hacia las columnas a niveles de rotación relativa no despreciables, por lo que es necesario que el análisis incluya efectos de fuerza-deformación de los elementos. Los elementos que componen la conexión deben poseer suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites de diseño.

En la figura 2.2 se muestra la clasificación de conexiones según su rigidez de servicio.

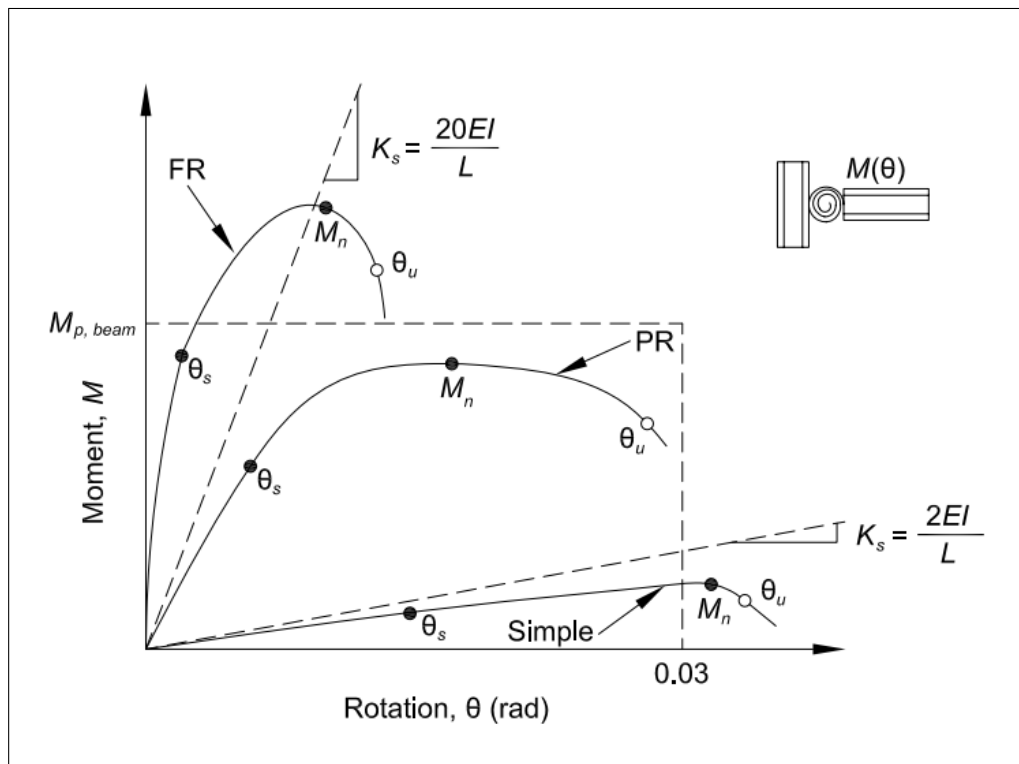


Figura 2.2: Clasificación de conexiones bajo carga monotónica. Fuente: AISC 360 (2016)

2.2.3. Ductilidad de conexiones

La ductilidad es el concepto clave en el diseño de conexiones sismorresistentes y está relacionado al nivel de desempeño que se espera de una conexión. Es lógico pensar que las conexiones de estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad requieren una mayor ductilidad que aquellas no expuestas a cargas cíclicas de grandes deformaciones. La ductilidad de la conexión puede definirse como la razón entre la rotación última y la rotación de fluencia, es decir:

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2.8)$$

Sin embargo estas rotaciones características no son eventos instantáneos, sino que son transiciones paulatinas de comportamiento, por lo que deben ser determinadas a partir de algún criterio. Según los comentarios de la norma AISC 360 (2016), la rotación última θ_u de una conexión se puede estimar como:

- Rotación a la cual la resistencia de la conexión se degrada a $0,8M_p$ (ver figura 2.2)
- 0.03 rad en el caso de que la conexión no presente degradación de resistencia en ese nivel de rotación.

La rotación de fluencia θ_y se determina a partir del momento nominal de falla percibido en la cara de la columna (M_{fail}), el cual se calcula según recomendaciones de FEMA 350 (2000):

$$\theta_y = \frac{M_{fail}}{K_i} \quad (2.9)$$

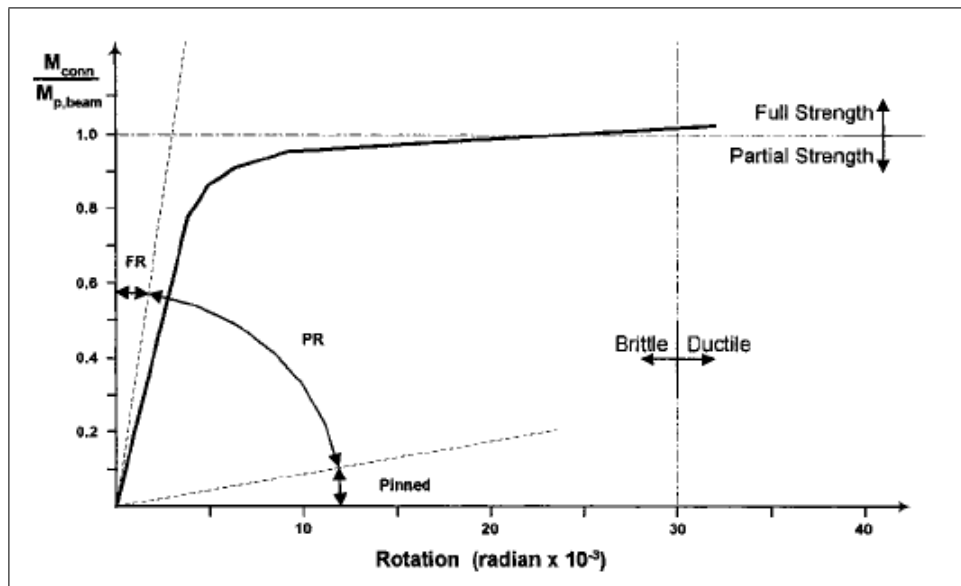


Figura 2.3: Curva momento - rotación bajo carga monotónica. Fuente: Swanson and Leon (2000)

2.3. Conexión Double Split Tee (DST)

La conexión de momento DST es una conexión apernada, de resistencia completa (FS) y la única precalificada por FEMA 350 (2000) de tipo parcialmente rígida (PR). Está conformada por dos elementos denominados T-stubs, los cuales conectan las alas de la viga a través de su alma con las alas de la columna a través de sus alas, como muestra la figura 2.4. También cuenta con una plancha de conexión, la cual está soldada a la columna y apernada al alma de la viga. Según las especificaciones de la norma AISC 358 (2016) la precalificación considera que los T-stubs deben ser cortados a partir de *perfiles laminados* y ambos deben ser idénticos.

Cuando la estructura es solicitada, la viga transmite momento hacia la columna a través del alma de los T-stubs de la conexión, induciendo un par de fuerzas que traccionan o comprimen el elemento. Este par de fuerzas se invierte según la dirección del momento, generando alternancia frente a cargas cíclicas. El corte de la viga se transmite principalmente a través de la plancha de conexión, para que así los pernos a tensión trabajen axialmente y desarrollen su máxima capacidad. De esta manera el diseño de la conexión completa se rige por el diseño de los perfiles T-stub (ver figura 2.5).

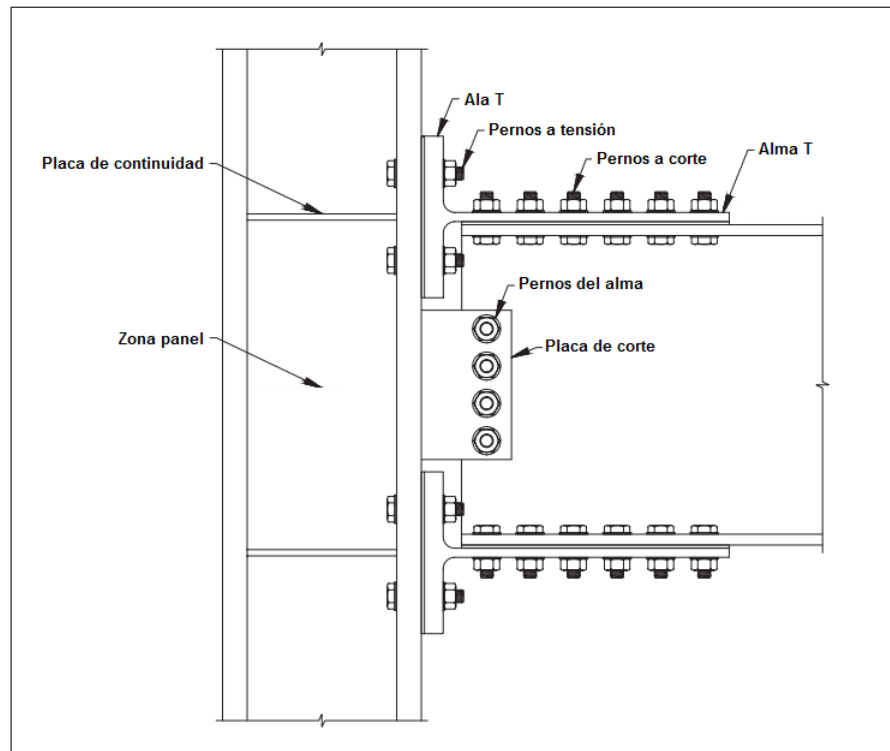


Figura 2.4: Detalle de conexión DST típica. Fuente: AISC 358 (2016)

Para diseñar la conexión se debe prever todos los mecanismos de falla de un perfil T-stub, los cuales son especificados en FEMA 350 (2000). Estos mecanismos son el corte de los pernos del alma, rotura del área neta del alma, apalancamiento de las alas, tracción de los pernos del ala y bloque de corte del alma. Añadido a esto deben verificarse y diseñarse el resto de los elementos de la conexión, es decir, fluencia del área neta, rotura del área gruesa y fractura de pernos de la placa de corte, rotura del área neta del ala de la viga, aplastamiento de

perforaciones sometidas a corte e inclusión de placas de continuidad y refuerzos en la zona panel.

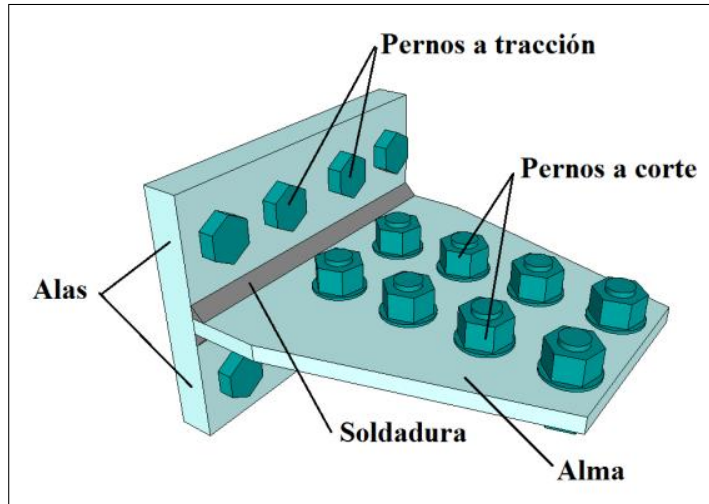


Figura 2.5: Componentes de un T-stub aislado. Fuente: Salas (2016)

Además, FEMA 350 (2000) propone que la rigidez inicial de la conexión se puede estimar mediante la ecuación 2.10, donde d_b es la altura de la viga en [m]:

$$K_i = \frac{d_b \cdot M_{fail}}{0,009525} \left[\frac{ton.f \cdot m}{rad} \right] \quad (2.10)$$

Por otro lado, un fenómeno interesante para el estudio es el apalancamiento o "*prying effect*" que manifiestan las alas del perfil T-stub, tal como muestra la figura 2.6. Este efecto se debe a la excentricidad que existe entre el plano de carga del alma del perfil y la línea de pernos del alma, generando así un par de fuerzas de apalancamiento (Q). Realizando un diagrama de cuerpo libre, éstas fuerzas exacerban la tensión de los pernos a tracción, pudiendo provocar estados límite frágiles si no se controla debidamente.

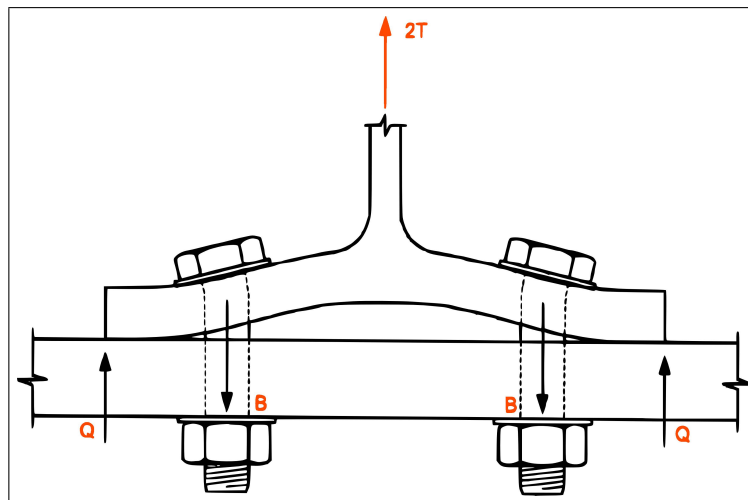


Figura 2.6: Efecto de apalancamiento de perfil T-stub. Fuente: Swanson (2002)

2.4. Swanson and Leon (2000)

En el marco del proyecto SAC, en su segunda fase, se desarrolla el estudio de conexiones DST y de perfiles T-stubs aislados, guiado por Roberto T. León y James A. Swanson. El objetivo principal de ésta investigación fue confeccionar una guía de diseño para conexiones con perfiles T-stub de resistencia completa (FS), de comportamiento dúctil y parcialmente restringidas (PR) con rigideces comparables a una conexión totalmente restringida (FR).

En Swanson and Leon (2000) se ensayaron 48 especímenes de T-stub laminados, bajo carga monotónica y cíclica, con el fin de generar conocimiento sobre el comportamiento, modo de falla y ductilidad de estos componentes. Dado que a la fecha las investigaciones de perfiles bajo carga cíclica eran escasas, se pretendió hallar similitudes entre ambos regímenes de carga para relacionar ambos comportamientos. Se ensayaron 4 especímenes bajo carga monotónica para ser comparados con sus probetas gemelas bajo carga cíclica, obteniendo la figura 2.7. En ésta se observa que la curva monotónica brinda una curva envolvente de la curva cíclica. Además, el perfil presenta mayor deformación en los ciclos de tracción, debido a que la columna restringe la deformación de las alas cuando el perfil es comprimido y actúa como soporte. Por otro lado, se ensayaron 6 especímenes de conexión completa a escala real con el fin de comparar el comportamiento y los modos de falla del perfil dentro y fuera de la conexión (Smallidge, 1999).

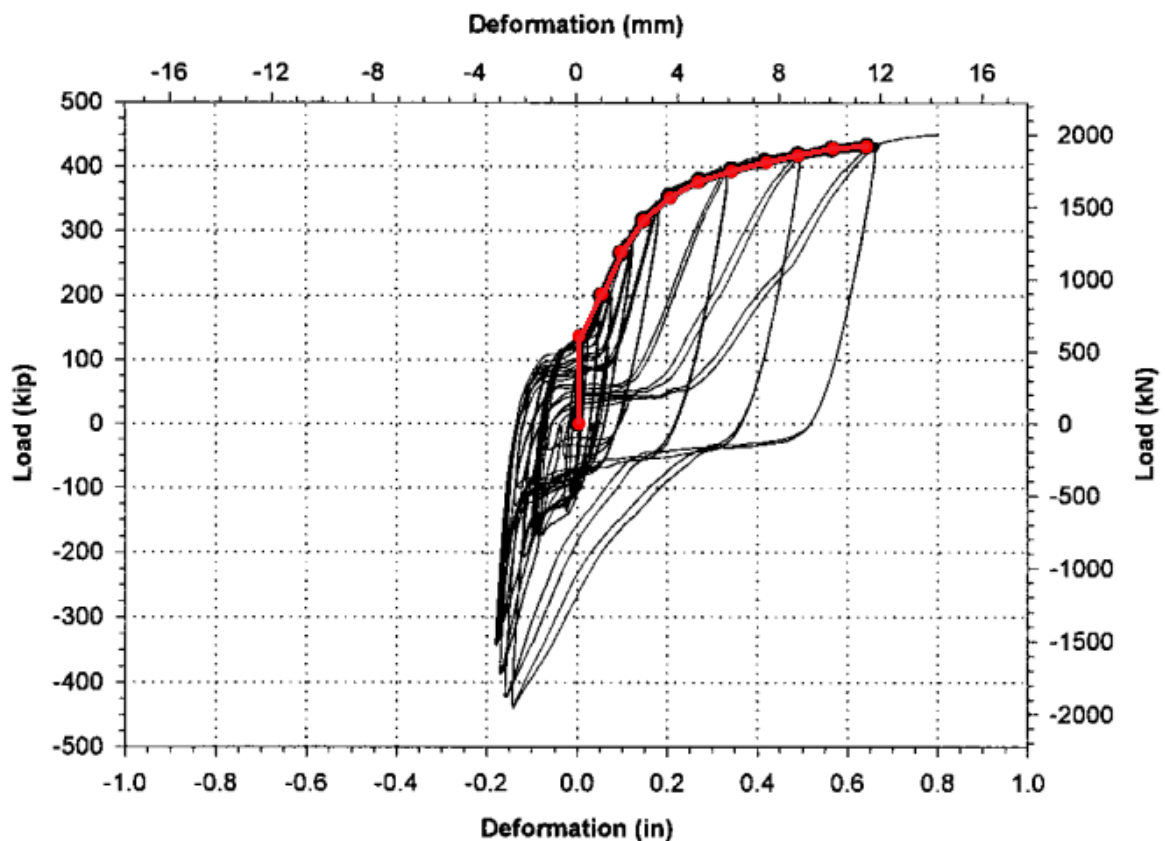


Figura 2.7: Comparación curva monotónica y cíclica. Fuente: Swanson and Leon (2000)

Los modos de falla predominantes observados son fractura de pernos a tracción y fractura de área gruesa del alma, los cuales se muestran en la figura 2.8. Otros modos de falla, con menor ocurrencia, fueron bloque de corte y fractura de pernos de corte.

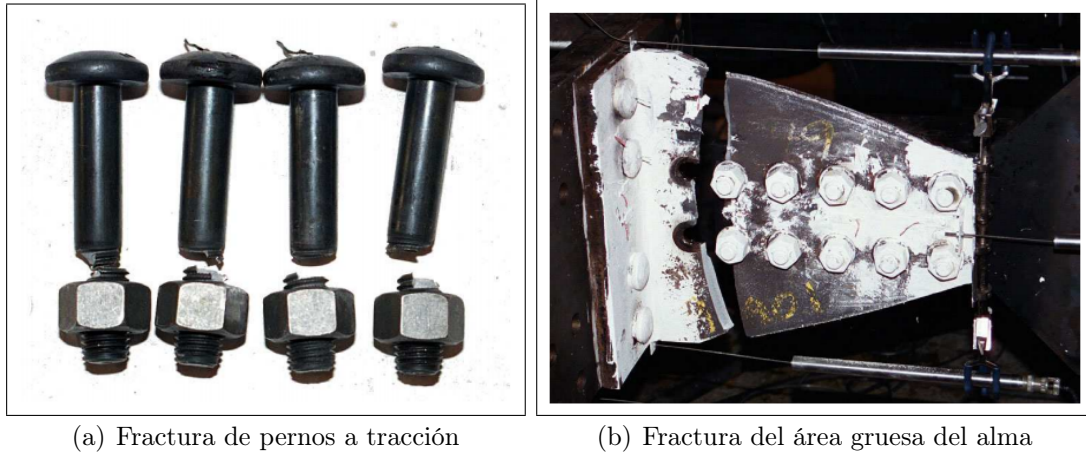


Figura 2.8: Modos de falla predominantes. Fuente: Swanson and Leon (2000)

Las conclusiones obtenidas por los autores, a partir de los resultados observados tanto para perfiles aislados como perfiles en conexión a escala real son:

1. La mayor contribución a la deformación total del T-stub es proporcionada, en orden decreciente, por el apalancamiento de las alas, elongación de pernos a tracción, deformación del alma y deslizamiento del alma con respecto a la viga.
2. Los mecanismos que disipan mayor cantidad de energía son la fluencia de las alas por efecto de apalancamiento y el deslizamiento del alma.
3. La rigidez del T-stub puede ser aumentada a medida que se incrementa el espesor de las alas, lo cual disminuye considerablemente la ductilidad del elemento.
4. La capacidad del alma puede ser incrementada si se aumenta la separación entre filas de pernos a corte, lo cual aumenta la sección efectiva de Whitmore.
5. Los modos de falla observados son los mismos para perfiles T-stub aislados o como parte de una conexión DST, con la diferencia que éstos últimos alcanzan mayores deformaciones antes de la falla.

2.5. Smallidge (1999)

Como complemento a los ensayos realizados en Swanson and Leon (2000), se realizaron 6 ensayos experimentales de conexión DST a escala real por Smallidge (1999), también guiada por Roberto T. León. El objetivo de dicha investigación fue verificar que el comportamiento de T-stubs puede ser extrapolado a especímenes a escala completa, mediante la comparación de sus comportamientos bajo carga cíclica. De los 6 ensayos, 4 fallaron por generación de rótula plástica al final de la conexión y luego pandeo local en ala y alma de la viga (ver figura 2.9). En la figura 2.10 se muestra la curva de momento - rotación correspondiente a un espécimen tipo. Se observa una degradación de resistencia para una rotación aproximada de 0.036 [rad], coincidente con la inestabilidad local de las alas de la viga. Se observa además degradación de rigidez o “pinching” en tramos de recarga debido al deslizamiento de pernos sometidos a corte, comportamiento característico en conexiones de tipo *slip critical*.

Las principales conclusiones obtenidas a partir de este trabajo son:

1. Los comportamientos de especímenes de escala completa y especímenes aislados son muy similares, en términos de resistencia última, rotaciones y modo de falla. De esta manera los modelos de conexión completa pueden calibrarse a partir del resultado de especímenes aislados.
2. La respuesta de este tipo de conexiones es muy buena en términos de ductilidad, pues todos los especímenes cumplieron con los requisitos de ductilidad de AISC.
3. Las conexiones de perfiles T-stub pueden ser diseñadas como resistencia completa utilizando la capacidad de la viga, mostrando buen comportamiento dúctil y capacidad disipativa.



Figura 2.9: Formación de rótula plástica y pandeo local del ala de espécimen FS-08. Fuente: Smallidge (1999)

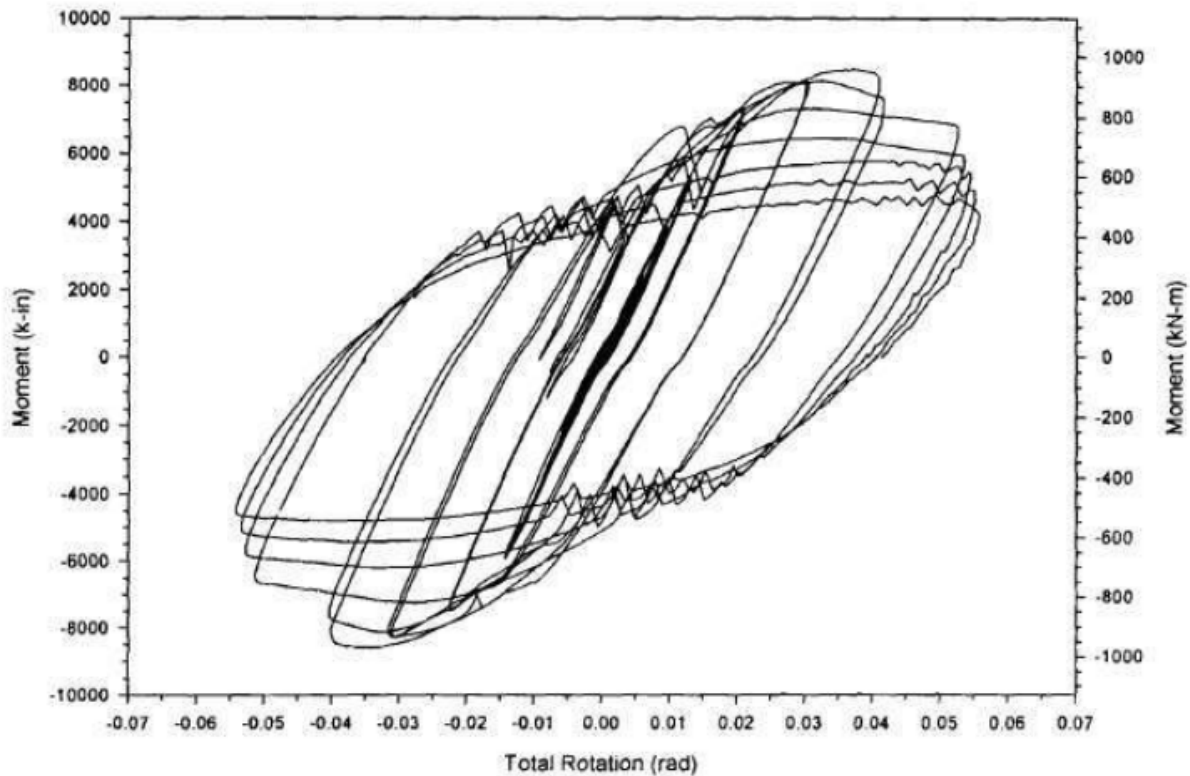
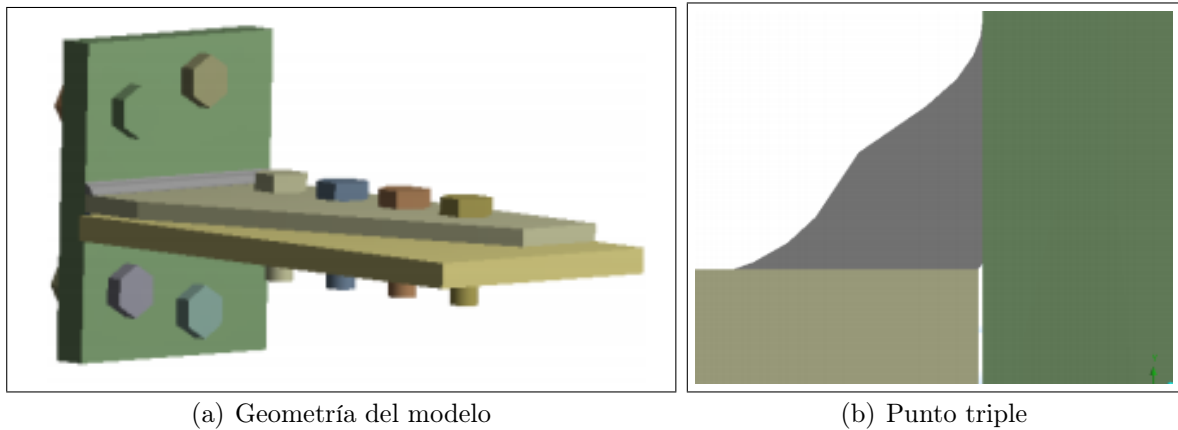


Figura 2.10: Curva de momento - rotación de espécimen FS-08. Fuente: Smallidge (1999)

2.6. Experiencias realizadas en Chile

2.6.1. Desjouis (2006)

Las primeras investigaciones relacionadas con el estudio de esta conexión parten con Desjouis (2006), en donde se desarrolló un modelo de elementos finitos en 3D mediante ANSYS, representando la mitad de un perfil T-stub bajo carga monotónica, aprovechando las condiciones de simetría. El objetivo fue evaluar la influencia de parámetros geométricos relevantes sobre el comportamiento de perfiles T-stub, tales como la relación de espesores ala/alma del perfil y la disposición de pernos a tracción. El modelo considera la soldadura de filete y la separación entre ala y alma, con el fin de mitigar la concentración de tensiones en dicho punto y transmitir toda la carga del alma hacia las alas a través de la soldadura (ver figura 2.11). Los resultados indican que se debe minimizar la deformación plástica en la soldadura, ya que se tiene menor control de su comportamiento y se recomienda el uso de perfiles con relación ala/alma menor a 2. Los resultados de esta investigación, en adición a ensayos experimentales, fueron publicados en Herrera et al. (2008).



(a) Geometría del modelo

(b) Punto triple

Figura 2.11: Geometría de modelo. Fuente: Desjouis (2006)

2.6.2. Bravo (2013)

En la investigación realizada por Bravo (2013), de carácter tanto numérico como experimental, se actualizó el modelo de Desjouis (2006) para poder contrastar el comportamiento de T-stubs ensayados bajo carga monotónica con el modelo bajo carga monotónica y cíclica. Este modelo contempla una geometría similar pero con una línea de pernos a tracción y no escalonados; además de una placa 10 veces más rígida que el metal base para transferir la carga axial. Se determinaron los modos de falla posibles según FEMA 350 (2000) de un perfil T-stub, los cuales se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1: Modos de falla de un perfil T-stub. Fuente: Bravo (2013).

Modo de falla	Frágil / Dúctil	Estado
Fractura Pernos a Tracción	Frágil	Último
Apalancamiento del Ala	Dúctil	Diseño
Fractura Pernos a Corte	Frágil	Último
Fluencia Área Gruesa	Dúctil	Diseño
Fractura Área Neta	Frágil	Último
Bloque de Corte	Frágil	Último
Aplastamiento	Dúctil	Diseño

Las principales conclusiones obtenidas de este trabajo son:

1. El desempeño de los perfiles T soldados es homologable a perfiles laminados. La soldadura, correctamente materializada, no presenta problemas bajo carga cíclica.
2. El perfil T, con una soldadura debidamente ejecutada, puede ser diseñado a partir de normativa asociada a perfiles laminados, considerando la soldadura como un nuevo parámetro.
3. Las alas del perfil T son las que más contribuyen a la deformación y resistencia última.
4. Se recomienda el uso de perfiles T con una relación de espesor ala/alma cercano a 1.25, pues permite la deformación de ala sin alcanzar la fluencia de los pernos a tracción y, paralelamente, desarrollar fluencia en el alma.

Estos argumentos son utilizados como hipótesis principal del presente trabajo de título. Se demostró computacional y experimentalmente que la soldadura no exhibe comportamiento frágil bajo cargas cíclicas cuando es debidamente diseñada. Es por esto que el modelo no considera la soldadura como un cuerpo sólido y se modela como una condición de contacto entre ambas superficies capaz de representar dicho comportamiento. Este supuesto reduce la complejidad del modelo, optimizando su tiempo de procesamiento.

2.6.3. Alarcón (2017)

Con el fin de evaluar el desempeño de conexiones DBT en marcos planos destinados a uso habitacional y verificar el cumplimiento de las disposiciones de la norma INN (1996), se desarrollan modelos de elementos finitos a partir de los modelos de Bravo (2013). Éstos consideran la conexión completa excepto por la columna, la cual se modela como empotramiento perfecto (ver figura 2.12).

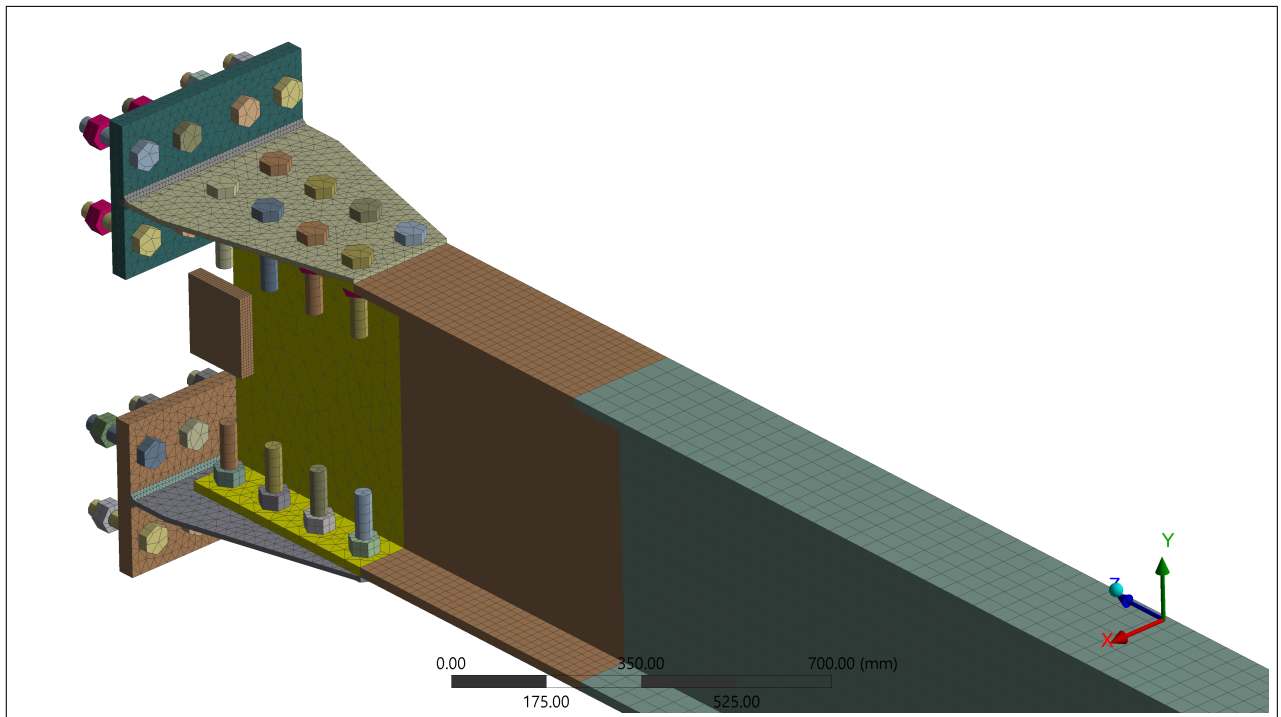


Figura 2.12: Geometría de modelos. Fuente: Alarcón (2017)

A partir de los resultados obtenidos, las principales conclusiones del autor son:

1. El modelo no considera la flexibilidad que otorga la columna en la conexión, por lo que una rotación del 2 % no es suficiente para gatillar el inicio de la fluencia en las alas de la viga.
2. El mecanismo que disipa mayor cantidad de energía es la formación de rótulas plásticas en la viga. Esto es consecuente con lo propuesto en FEMA 350 (2000).
3. La rigidez inicial dispuesta por AISC 358 (2016) se correlaciona mejor con la rigidez numérica asociada al modo de falla por apalancamiento del ala de la T.

2.6.4. Salas (2016)

En el marco del mismo proyecto FONDECYT se realizan 3 ensayos a escala real de conexión DBT con perfiles T soldados en el Laboratorio Experimental de Estructuras del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, con el fin de validar experimentalmente su uso según el protocolo de ensayo de FEMA 350 (2000). El montaje experimental considera un muro de reacción tal como se muestra en la figura 2.13, el cual sostiene un actuador hidráulico unido al extremo superior de la columna. Se colocaron restricciones para evitar movimientos fuera del plano. Esta investigación es de vital importancia para la presente memoria de título, pues en ella se obtienen las curvas experimentales de comportamiento cíclico de la conexión, las cuales sirven como referencia para entender y comparar los resultados obtenidos por los modelos numéricos.

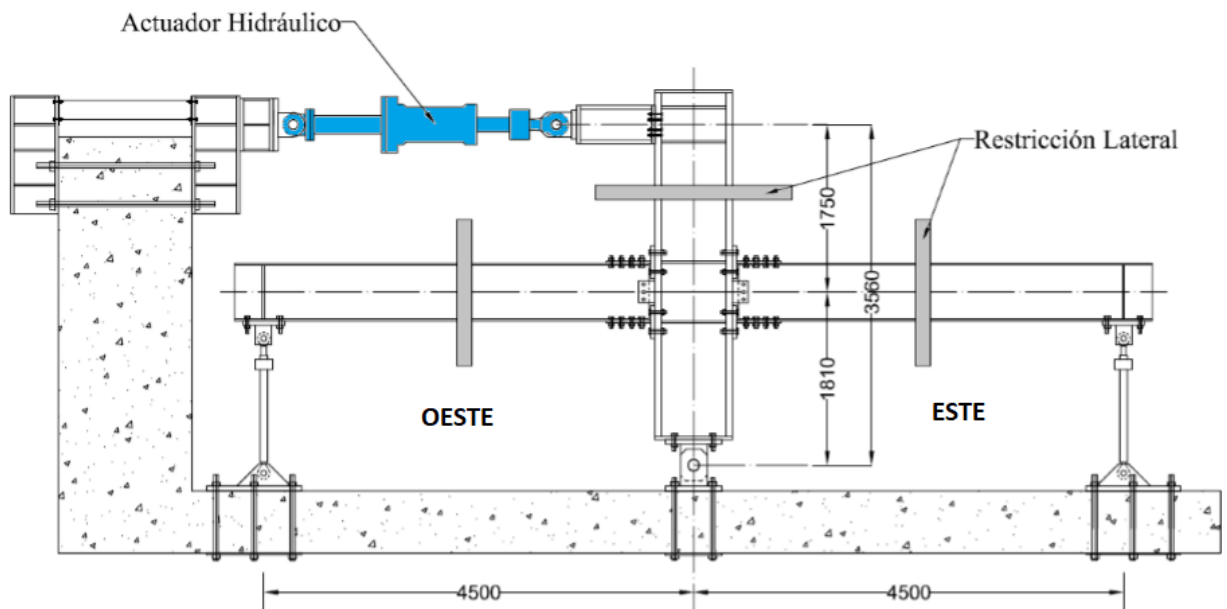


Figura 2.13: Montaje experimental. Fuente: Salas (2016)

Inicialmente el programa experimental consideraba 4 especímenes diferentes, diseñados para un modo de falla en particular, tal como muestra la tabla 2.2. Sin embargo, debido a imprevistos, sólo se realizaron los primeros 2, denominados SE-01, SE-02(a) y SE-02(b). Si bien todos consideraban conexión doble (por ambos lados de la columna), debido a la falla de una celda de carga en el primer ensayo (SE-01) el resto de los especímenes fueron ensayados con conexión simple (por un lado de la columna). La probeta SE-02(a) posee T-stub con soldadura de penetración completa (CJP) y la (b) soldadura de filete. Por su lado, la probeta SE-01 utiliza CJP en la conexión oeste y filete en la conexión este.

Para poder controlar el modo de falla en cada probeta se diseñó cada conexión según las provisiones de FEMA 350 (2000) para conexiones DST, dando como resultado los momentos de falla en la cara de la columna (M_{fail}), reacción de las celdas de carga (R) y fuerza del actuador (P) tal como muestra la tabla 2.5. Las dimensiones finales de vigas y columnas se muestran en la tabla 2.3 y las dimensiones de perfiles T-stub soldados en la tabla 2.4. En las figuras 2.15 - 2.18 se muestra el detalle de cada conexión y en gris el elemento fusible.

Tabla 2.2: Características de cada espécimen. Fuente: Salas (2016)

Espécimen	Característica	Descripción de la falla
SE-01	Conexión débil	La falla ocurre por la plastificación de las alas de los T-stubs
SE-02	Viga débil	La falla ocurre por la formación de rótula plástica en la viga
SE-03	Zona panel débil	La falla ocurre por la plastificación de la zona panel debido a la fluencia por corte
SE-04	Falla balanceada	Falla simultánea de zona panel y la formación de rótulas plásticas en la viga

Tabla 2.3: Dimensiones de vigas y columnas para cada espécimen. Fuente: Salas (2016)

Espécimen	d_c	b_{cf}	t_{cf}	t_{cw}	L_c	d_b	d_{bf}	t_{bf}	t_{bw}	L_b
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
SE-01 (DBT2)	800	450	63	35	3595	600	250	16	12	4330
SE-02 (DBT1)	800	450	63	35	3595	600	250	16	12	4330
SE-03 (DBT1)	800	450	63	18	3595	600	250	16	12	4330
SE-04 (DBT1)	800	450	63	25	3595	600	250	16	12	4330

Tabla 2.4: Parámetros de cada T-stub

T-stub	t_{ala}	t_{alma}	L_{T-stub}	W	H	N° pernos a corte	N° pernos a tracción
	mm	mm	mm	mm	mm		
DBT1	50	22	510	450	340	8	8
DBT2	25	22	485	450	340	8	8

Tabla 2.5: Valores teóricos de reacciones para alcanzar la falla. Fuente: Salas (2016)

Espécimen	M_{fail} [tonf-m]	R [tonf]	P [tonf]
SE-01	67,7	16,5	41,7
SE-02	131,2	32	40,5
SE-03	105,4	25,7	65
SE-04	131,2	32	40,5

Los resultados de esta investigación serán comparados con los resultados de modelos de elementos finitos en el Capítulo 5. Las principales conclusiones de este trabajo son:

1. Tanto espécimen SE-01 como SE-02 lograron sostener una deformación angular entre piso de 0,04 radianes, alcanzando una capacidad a flexión en la cara de la columna mayor a 0,8Mp. Ambos cumplen con requerimientos de AISC 341 (2016) para conexiones en marcos SMF.
2. Los parámetros más determinantes en el diseño son el espesor de las alas del perfil T y el espesor del alma de la columna, pudiendo cambiar el modo de falla de la conexión.
3. Los valores de momento último de FEMA 350 (2000) son más cercanos a los observados experimentalmente, pero es más conservador utilizar los valores de AISC 358 (2016) para evitar fallas no deseadas por una subestimación de la capacidad de la viga.
4. Ningún tipo de soldadura ensayada presentó indicio de daño visible, favoreciendo futuras investigaciones sobre este tipo de conexión.

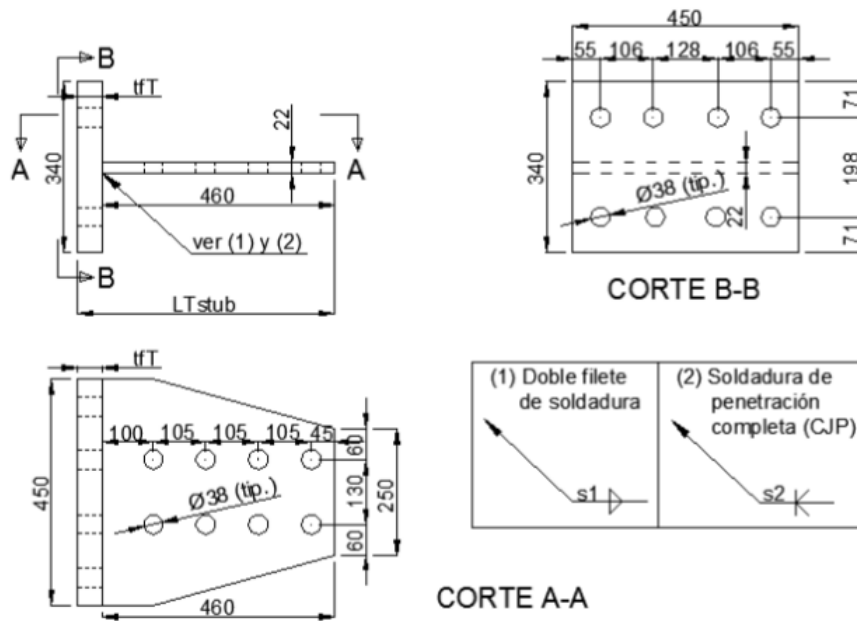


Figura 2.14: Dimensiones de un T-stub. Fuente: Salas (2016)

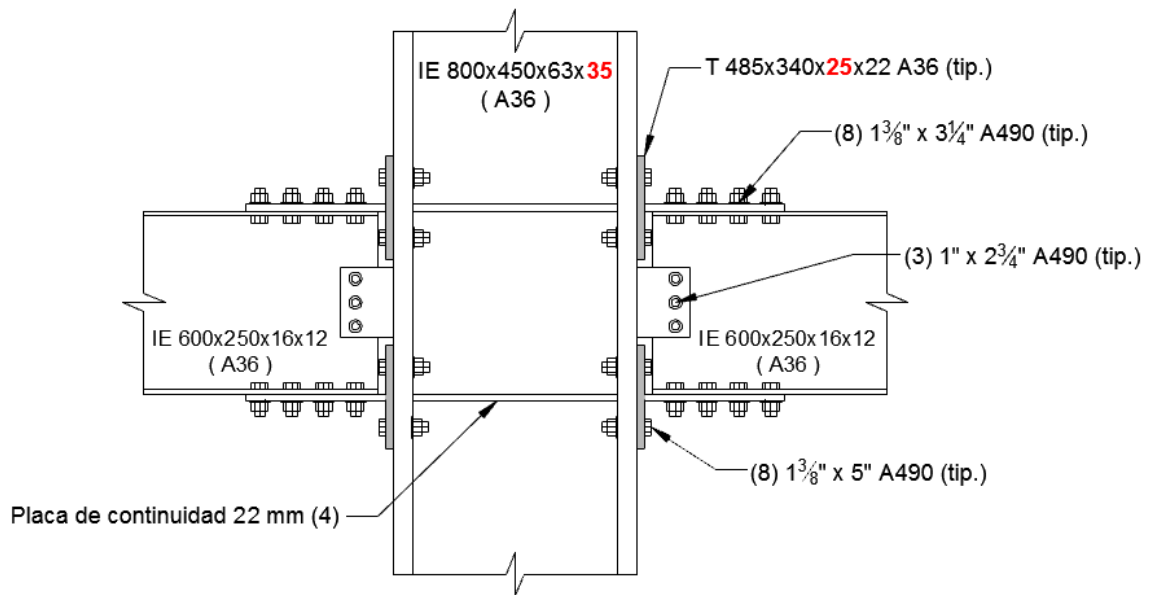


Figura 2.15: Detalle de conexión SE-01 (DBT2). Fuente: Salas (2016)

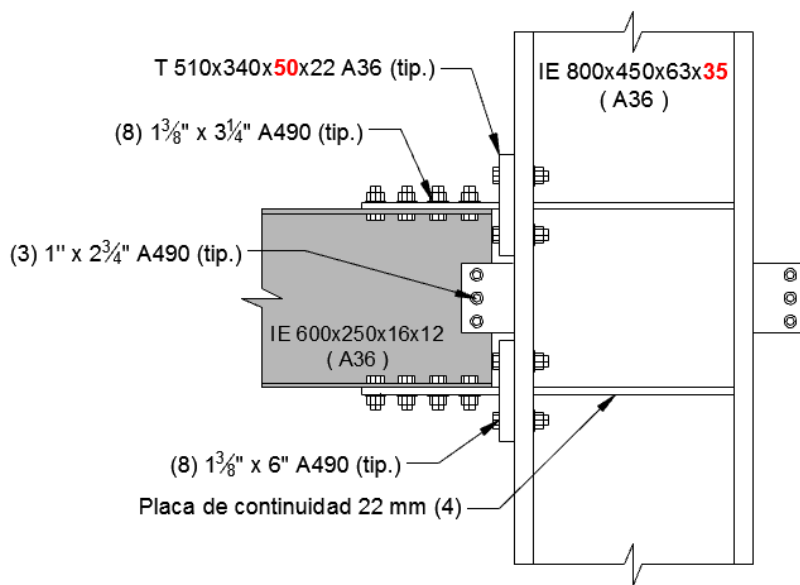


Figura 2.16: Detalle de conexión SE-02 (DBT1). Fuente: Salas (2016)

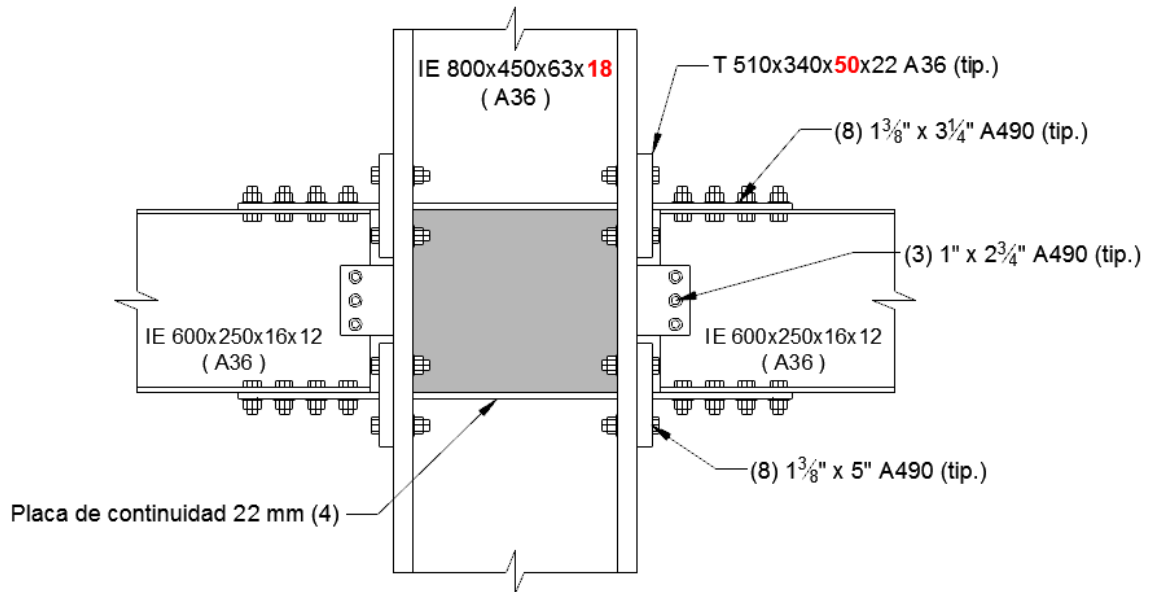


Figura 2.17: Detalle de conexión SE-03 (DBT1). Fuente: Salas (2016)

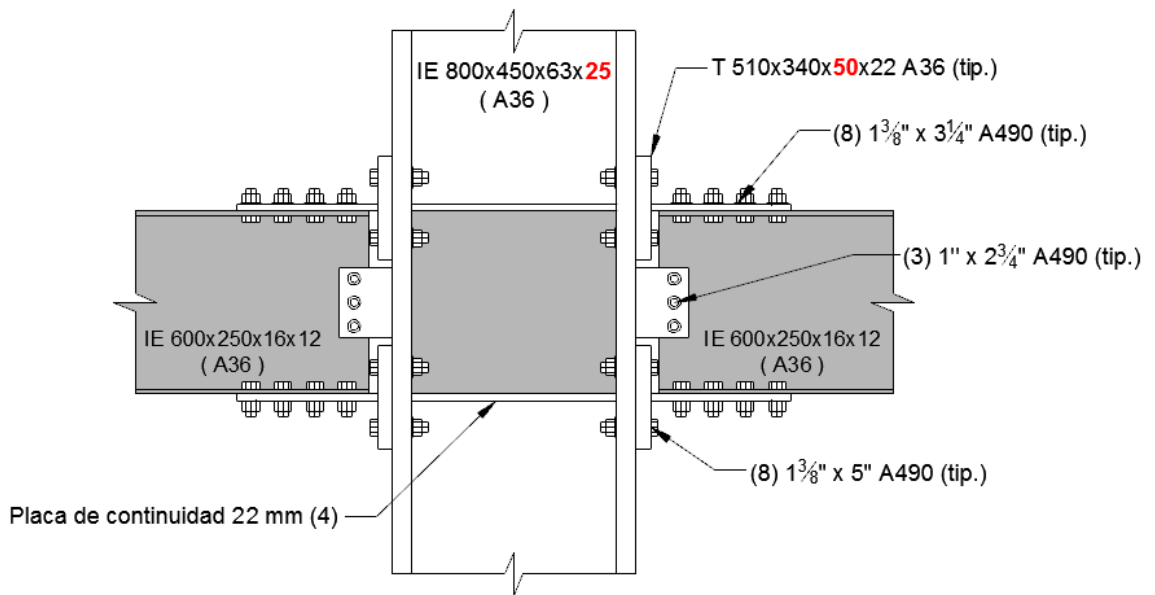


Figura 2.18: Detalle de conexión SE-04 (DBT1). Fuente: Salas (2016)

Capítulo 3

Modelación de elementos finitos

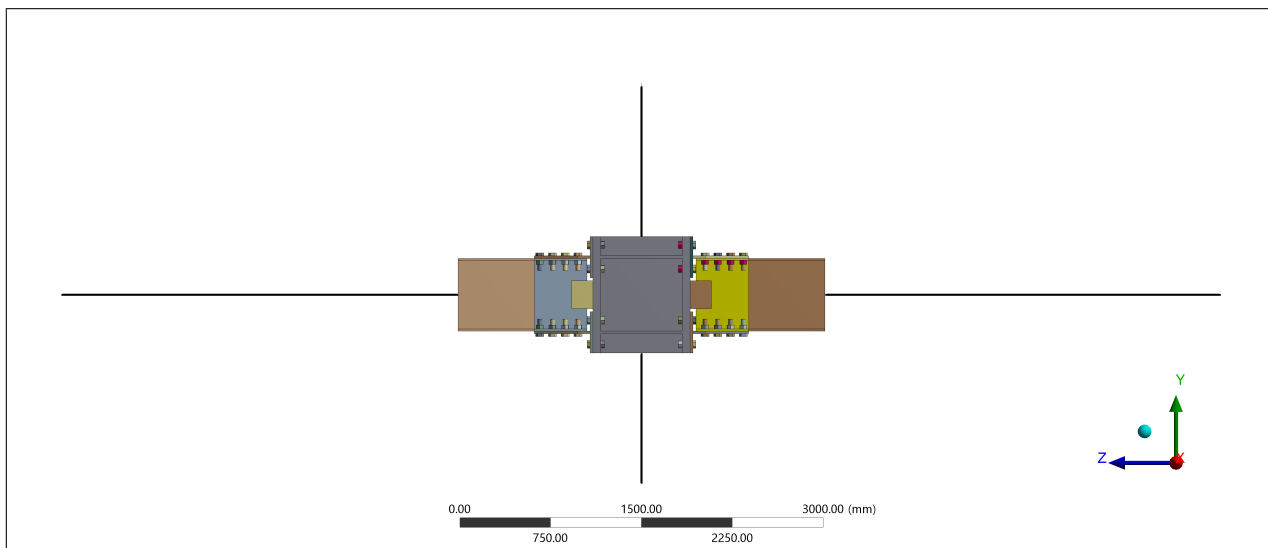
En el presente capítulo se describen las características de los modelos numéricos desarrollados para reproducir el comportamiento experimental de la conexión. El software utilizado para construir, resolver y procesar los modelos es ANSYS Mechanical - *Static Structural* v17.2. Los modelos son construidos a partir de los modelos de Alarcón (2017).

En la tabla 2.2 se muestran las características y modos de falla de las probetas diseñadas y ensayadas por Salas (2016). Los diferentes modos de falla del sistema estructural se controlan mediante la geometría de los elementos, cuyas dimensiones se muestran en las tablas 2.3 y 2.4. Es por esto que se crea un modelo para cada espécimen ensayado, resultando en 4 modelos de elementos finitos homónimos a su respectivo espécimen, respetando las mismas condiciones geométricas.

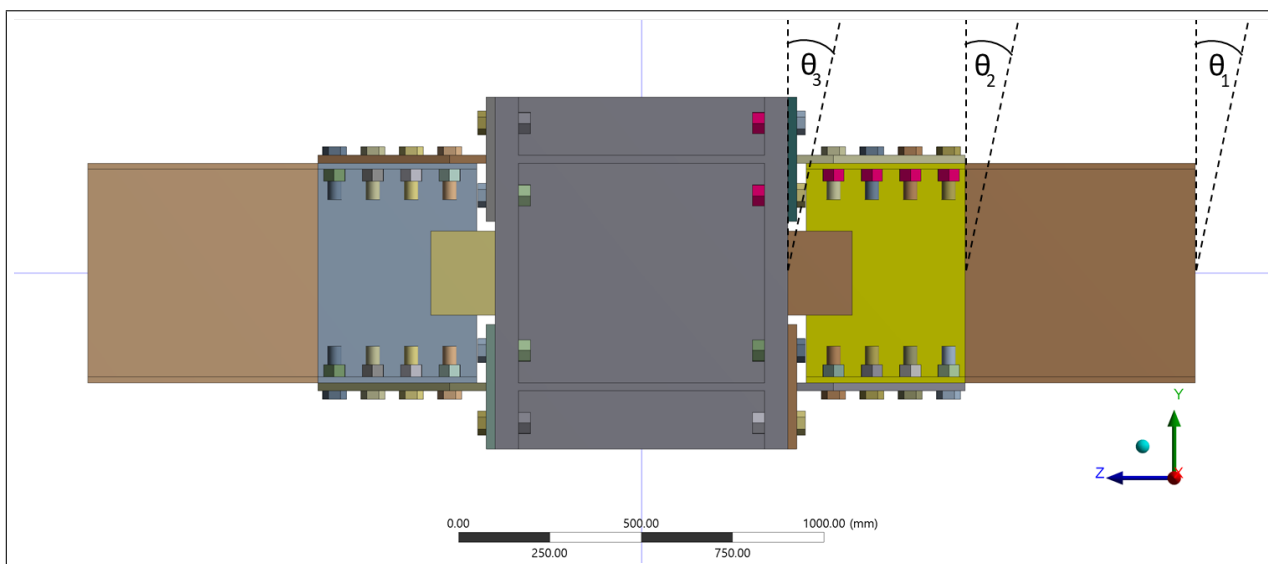
3.1. Geometría 3D

Los 4 modelos están construidos en un espacio tridimensional y representan la totalidad del sistema estructural ensayado. En la figura 3.1(a) se observa la geometría completa del modelo, además de la geometría del núcleo de la conexión (ver figura 3.1(b)). Cabe destacar que esta figura representa a todos los modelos excepto el SE-02, el cual posee solo una viga tal como muestra la figura 3.2.

Tal como se observa en la figura 3.1, tanto vigas como columna son separadas en 3 tramos, con el fin de definir un mallado diferente para cada uno. En la figura 3.2 se muestran las dimensiones de cada tramo. Las dimensiones en color rojo corresponden a la conexión DBT1, mientras que las dimensiones de color azul corresponden a la conexión DBT2. El largo de vigas y columnas es definido a partir de las condiciones de borde del montaje experimental, es decir, los elementos se modelaron hasta donde se aplican tanto cargas externas como reacciones de apoyos. Es así entonces que las vigas se modelan desde su ubicación entre T-stubs hasta la línea de aplicación de la celda de carga. Del mismo modo, la columna se modela desde la línea de aplicación del actuador hidráulico hasta la placa que pivotea con respecto al pasador (eje de rotación).



(a) Sistema estructural completo



(b) Detalle de núcleo de conexión

Figura 3.1: Geometría modelos 3D

El primer tramo de viga, ubicado entre los T-stubs, las alas están perforadas por los pernos de corte. El segundo tramo, llamado la zona de rótula, se extiende desde el final de la conexión y tiene un largo equivalente a la altura de la viga. Estos dos tramos se componen de elementos sólidos, a diferencia del tercer tramo, formado por elementos barra. El último tramo se ubica entre la zona de rótula y el apoyo en la celda de carga. Se opta por esta geometría segmentada debido a que:

- Se espera que la rótula plástica ocurra en el segundo tramo, por lo que el tercer tramo debiese permanecer en rango elástico y puede ser fácilmente analizado mediante elementos barra.
- Los elementos barra poseen menor cantidad de nodos que los sólidos, lo cual disminuye considerablemente el tiempo de procesamiento.

- Simplifica la aplicación de condiciones de borde y cargas, pues es más sencillo restringir un nodo que una superficie.
- El software es capaz de generar conectividad entre una superficie y un nodo, lo cual simplifica el modelo.

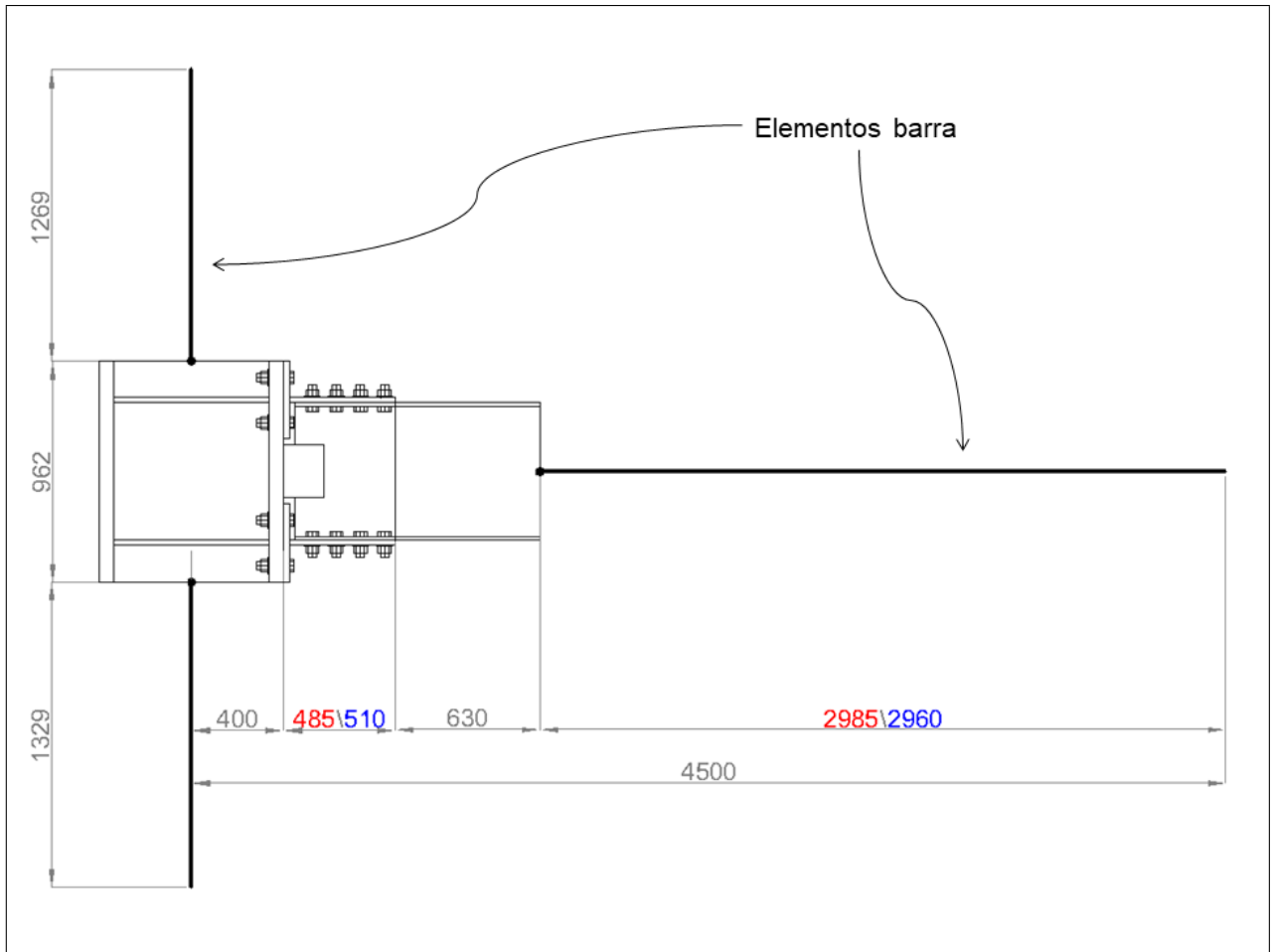


Figura 3.2: Dimensiones de elementos viga y columna en el modelo

La columna, al igual que las vigas, es separada en 3 tramos. Dado que la columna fue diseñada para mantenerse en rango elástico, los tramos exteriores se modelan como elementos barra de sección transversal equivalente. El tramo medio corresponde a la zona panel y se modela con elementos sólidos para determinar con mayor precisión las tensiones y deformaciones producidas por el flujo de corte que se genera en dicha zona.

Por otro lado, los pernos poseen algunas consideraciones especiales. No se modela la geometría de los hilos de pernos ni de tuercas debido a que no pertenecen a las zonas de interés del análisis, reduce el tiempo de procesamiento y simplifica el contacto entre ambas superficies. El modelo considera el mismo diámetro para pernos y perforaciones, equivalente a 38 [mm], para mejorar la convergencia.

Una característica importante de la geometría es el modelamiento de la zona de soldadura, de sumo interés para la presente investigación. Tal como se mencionó en el Capítulo 2, se ha comprobado tanto experimental como numéricamente que el cordón de soldadura no presenta

daño incluso a grandes niveles de deformación, siempre que se mantengan consideraciones de diseño adecuadas. Es por esto que la soldadura no se materializa en la geometría y se modela como una condición de contacto, lo cual se discutirá más adelante. Esta simplificación del modelo es importante ya que las soldaduras, al poseer un mallado muy refinado y una geometría compleja, aumentan el tiempo de procesamiento. Además relaja la concentración de tensiones al no poseer discontinuidad geométrica.

Por último la placa de corte no considera los pernos y en cambio se modela como una condición de contacto tanto para las alas de la columna como para el alma de la viga. La figura 3.3 muestra una vista de todos los componentes de la geometría.

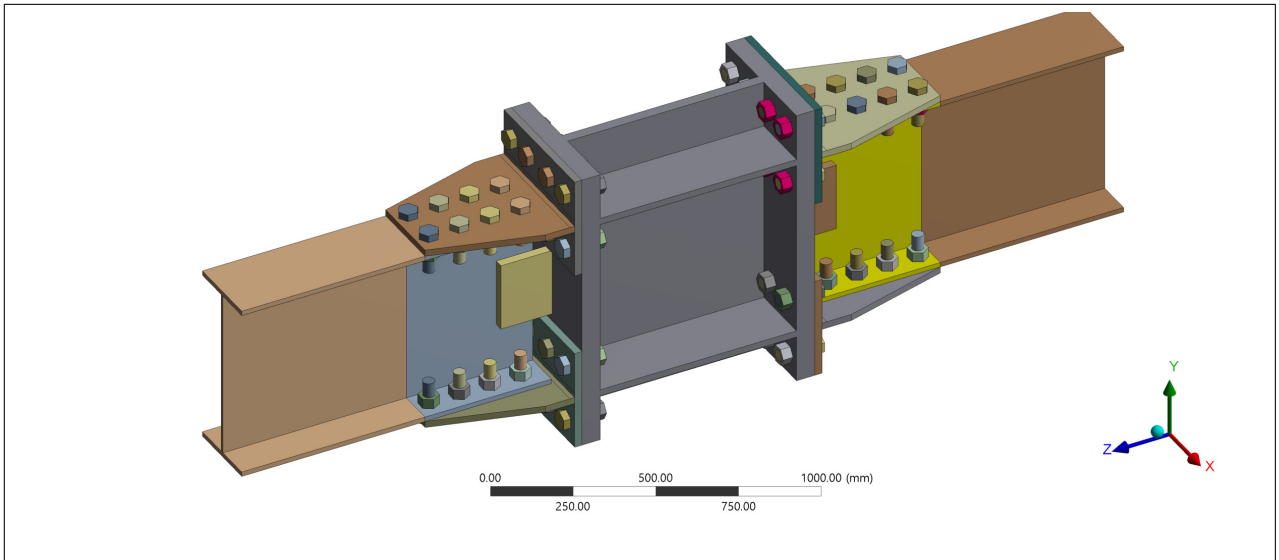


Figura 3.3: Perspectiva oblicua del centro de la conexión.

3.2. Mallado y elementos

Para definir el mallado se han utilizado diferentes tipos de elementos que proporcionan alguna utilidad específica para el modelo. Estos elementos son escogidos automáticamente por el software, a partir de los métodos de mallado designados por el usuario.

Una de las principales dificultades del modelo es el tamaño de su geometría, lo cual requiere una gran cantidad de elementos para mantener un refinamiento capaz de captar la plasticidad del material. Al tener muchos elementos, el tiempo de procesamiento aumenta considerablemente, por lo que se optó utilizar elementos finitos de orden menor, es decir, que sólo contengan nodos en sus vértices. De esta manera las funciones de interpolación son lineales y no cuadráticas. Esto se consigue utilizando la opción *Dropped*.

Los perfiles T-stubs soldados, tanto alas como alma, están contruidos en base a elementos SOLID285 correspondientes a tetraedros de 4 nodos (ver figura 3.4). Estos elementos poseen 4 grados de libertad por nodo, 3 traslacionales y 1 asociado a la presión hidrostática en dicho punto. Estos elementos pueden modelar plasticidad, endurecimiento y grandes deformaciones.

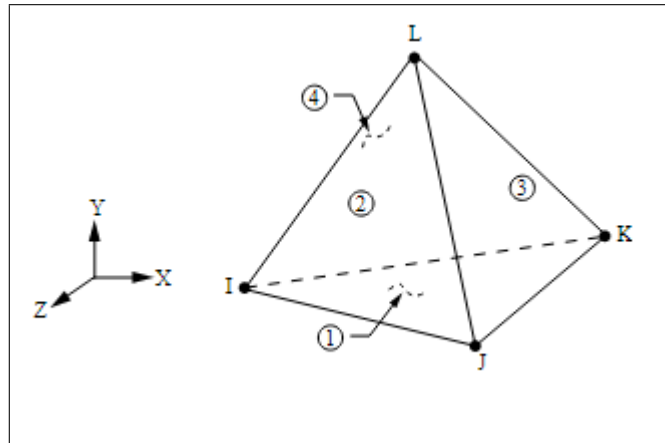


Figura 3.4: Geometría de elemento SOLID285. Fuente: ANSYS (2016).

El resto de los elementos pertenecientes al núcleo de la conexión, es decir, zona panel, pernos, tuercas, viga y placa de corte son modelados con SOLID185. Este tipo de sólido posee 8 nodos y geometría variable para acomodarse a regiones irregulares (ver figura 3.5). Estos elementos también pueden modelar plasticidad, endurecimiento y grandes deformaciones.

Los tramos exteriores de viga y columna son modelados mediante elementos BEAM188. Este elemento posee 2 nodos y 6 grados de libertad en cada uno, 3 traslacionales y 3 rotacionales. Este tipo de elemento está basado en la teoría de elasticidad de Timoshenko and Gere (1961), por lo que considera efectos de deformación por corte.

Un aspecto relevante es la compatibilización que existe entre elementos SOLID185 y BEAM188 de la viga y columna, puesto que la sección transversal de este último no es una superficie. Para esto se utilizan elementos MPC184, capaces de compatibilizar mediante ecuaciones de *constraint* los nodos de la superficie de la viga rótula con el nodo extremo del elemento BEAM188 (ver figura 3.6).

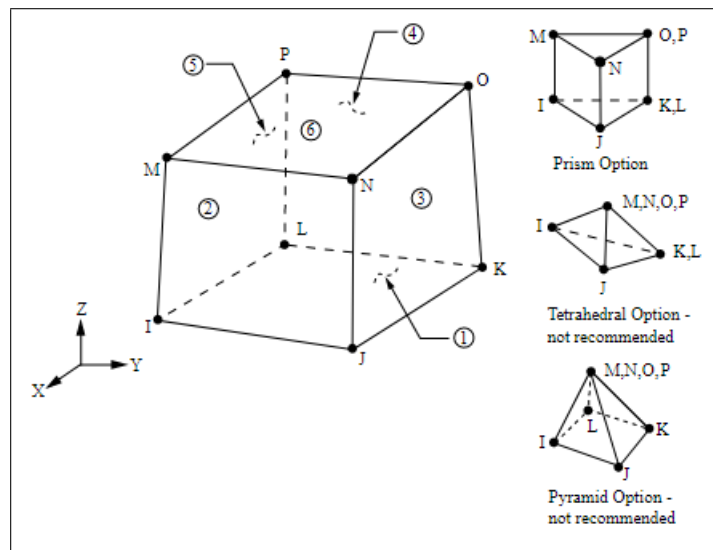


Figura 3.5: Geometría de elemento SOLID185. Fuente: ANSYS (2016).

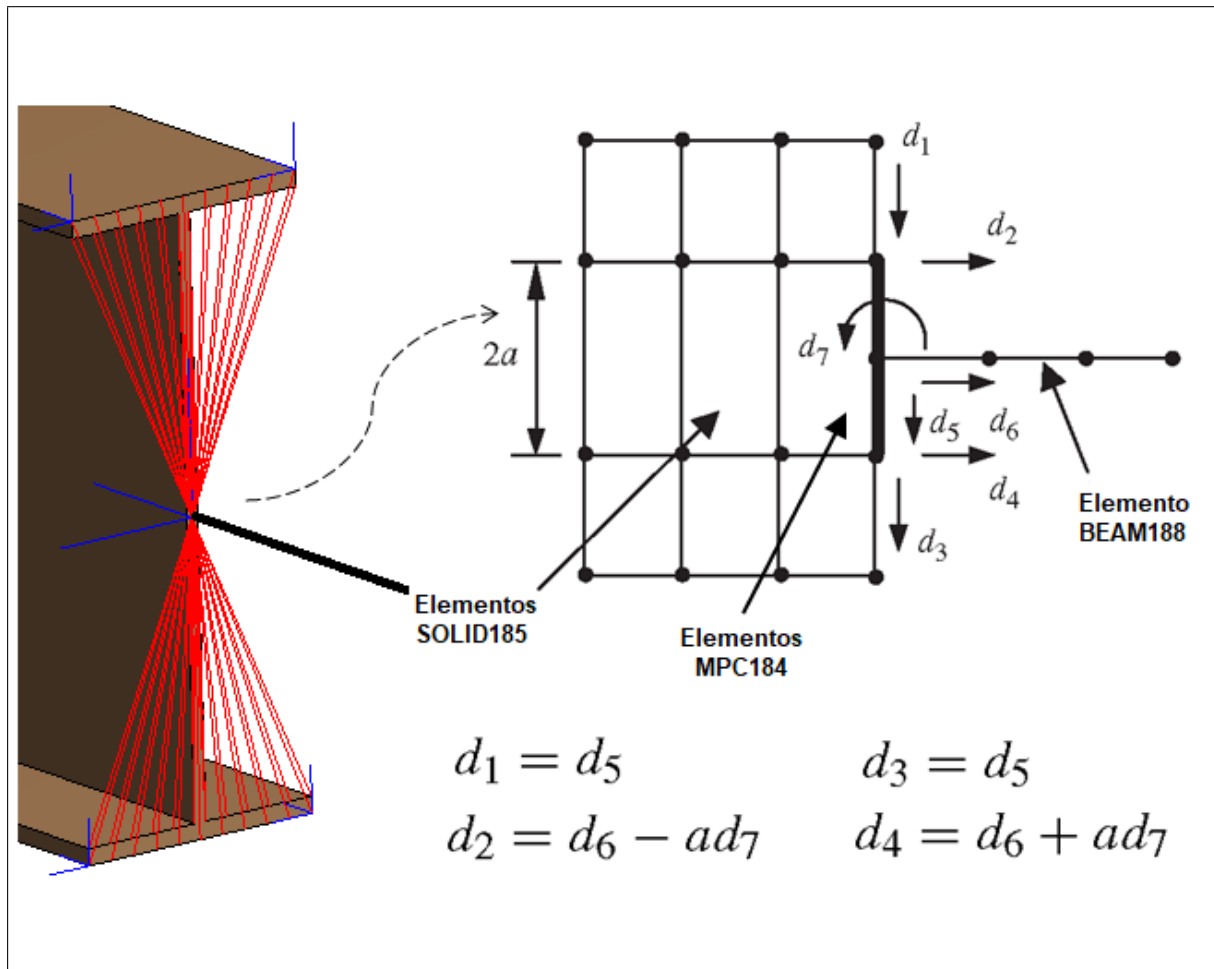
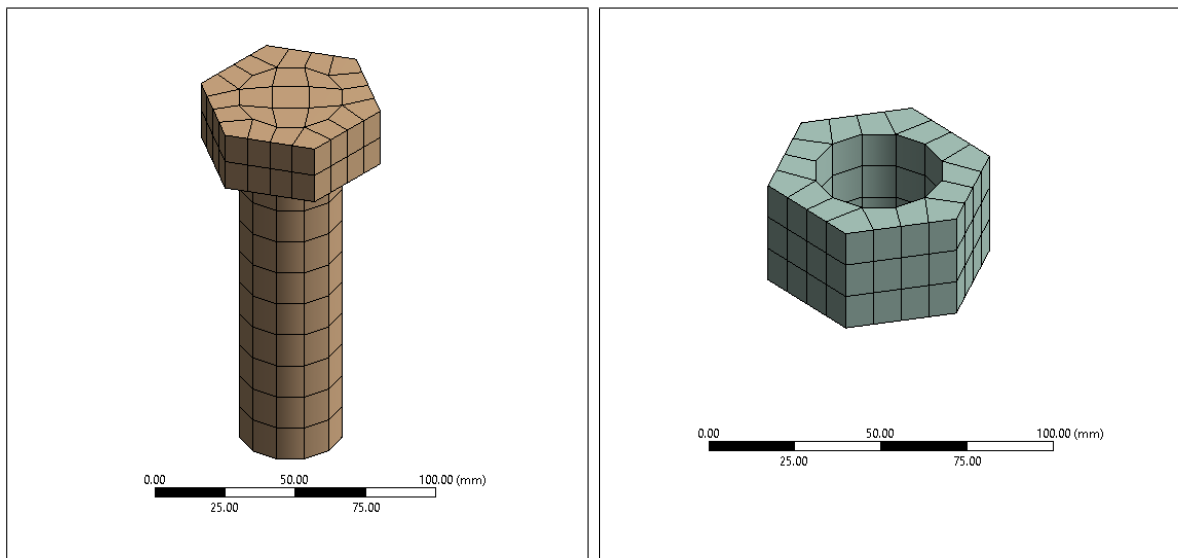


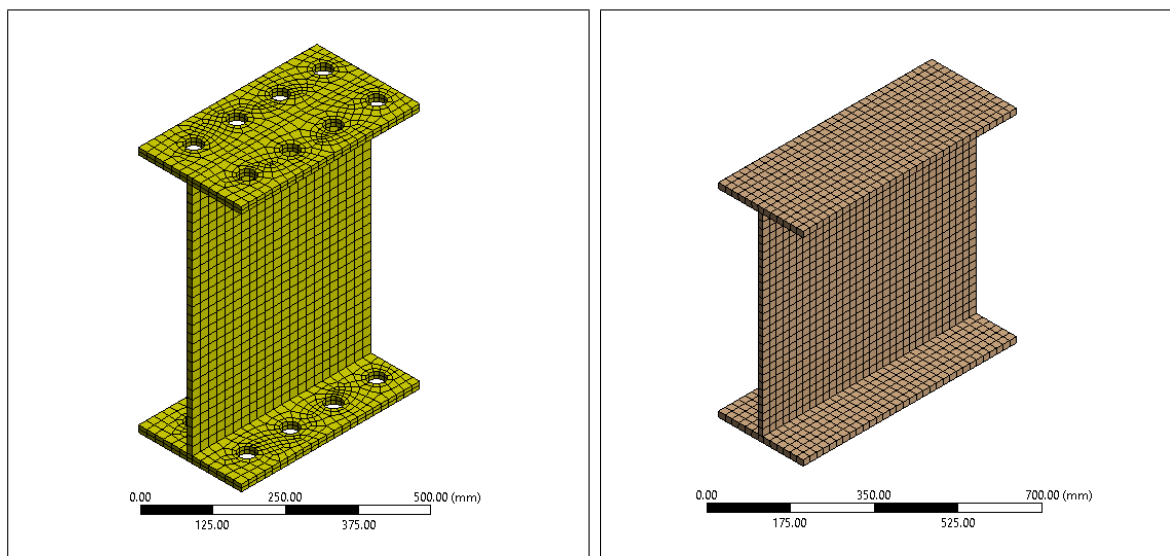
Figura 3.6: Esquema de ecuaciones de *constraint* entre elementos sólidos y de línea.



(a) Mallado perno

(b) Mallado tuerca

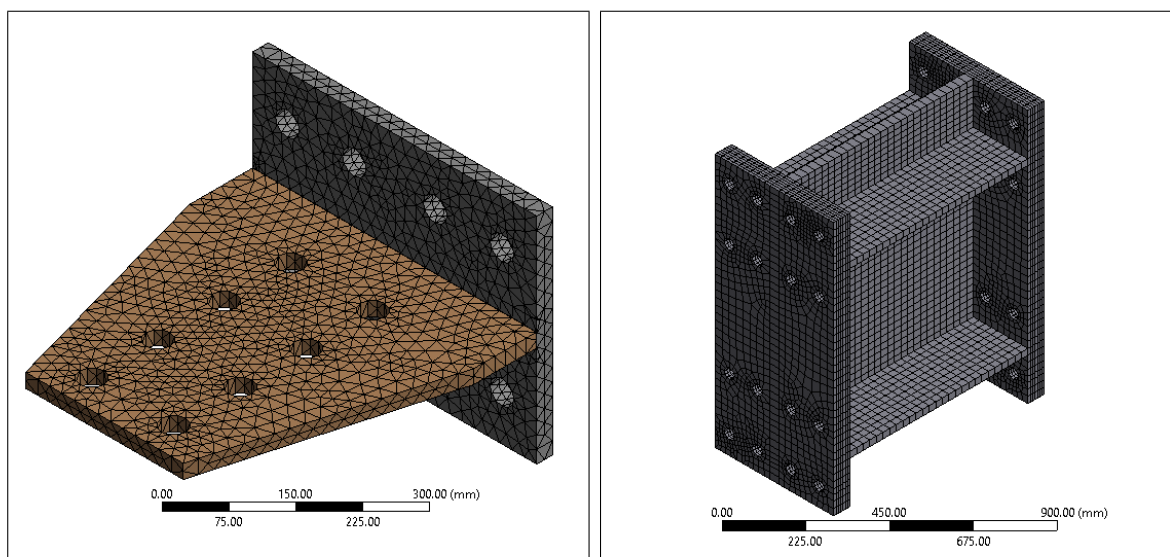
Figura 3.7: Mallado de elementos finitos - Pernos y tuercas



(a) Mallado Viga tramo 1

(b) Mallado Viga tramo 2

Figura 3.8: Mallado de elementos finitos - Tramos de viga



(a) Mallado Perfil T-stub

(b) Mallado Zona Panel

Figura 3.9: Mallado de elementos finitos - Perfiles T-stub y Zona Panel

Los principales criterios para configurar el mallado de elementos finitos son obtener una distribución uniforme de nodos y elementos mediante inspección visual, maximizar el parámetro *Element Quality*, respetar la frontera de la geometría importada para evitar penetraciones iniciales entre cuerpos, refinar en zonas donde se esperan mayores deformaciones plásticas y priorizar elementos hexaédricos para volúmenes regulares.

Para lograr estos objetivos se utilizaron diversas herramientas según la zona de interés. El comando *Method* define el algoritmo mediante el cual se traza la parrilla de elementos finitos. Se utilizó el método *MultiZone* en cuerpos con superficies curvas (cuerpos con perforaciones

y pernos). Para determinar el tamaño de los elementos sólidos en un cuerpo se utiliza el comando *Sizing*. Para mejorar el mallado en la sección transversal de pernos se utiliza *Face Mapping*, capaz de determinar automáticamente un número de divisiones adecuado para la superficie. En la tabla 3.1 se muestra un resumen del número de nodos y elementos que conforman cada componente del modelo.

Tabla 3.1: Número de nodos, elementos y calidad de elementos en cada modelo.

Componente	SE-01		SE-02	
	Nodos	Elementos	Nodos	Elementos
Alas T	8183	28343	5269	21081
Alma T	8295	28653	4179	14440
Zona Panel	24184	17615	13202	8584
Pernos a Tracción	8448	4320	4480	2304
Pernos a Corte	8448	4320	3200	1584
Tuercas	9216	3456	4608	1728
Llave de corte	192	70	96	35
Viga (tramo 1)	9086	4992	2760	1254
Viga (tramo 2)	7392	3520	2430	1170
Viga (tramo 3)	50	24	31	15
Columna (tramos exteriores)	34	16	40	29
Total	83528	95329	40295	52214
Calidad promedio de elementos	0,8		0,81	

3.3. Sistemas de carga y condiciones de borde

Los modelos consideran 2 etapas de carga principales, primero una pretensión simultánea de todos los pernos y luego la aplicación de desplazamientos según protocolo de carga cíclica FEMA/SAC.

La pretensión de pernos se construye mediante la opción *Bolt Pretension*, la cual se aplica sobre el cuerpo del perno. El programa divide el cuerpo en su centroide y solapa las superficies hasta obtener una fuerza o desplazamiento deseado. Cada perno se pretensó hasta alcanzar el 70 % de su capacidad a la fluencia, tal como se especifica en las disposiciones de la sección J de la norma AISC 360 (2016), lo cual equivale a 55 [tonf] para pernos de 1 3/8". La carga se aplica simultáneamente en todos los pernos durante el primer *step* de carga. Luego se utiliza la opción *Lock* para mantener la pretensión durante el resto de los pasos de carga.

A partir del segundo paso de carga se comienza a aplicar un desplazamiento en la coordenada Z del nodo extremo superior de la columna. Los desplazamientos se calculan de manera tal que se cumpla el protocolo de rotación entre piso que debe experimentar la conexión, propuesta por FEMA 350 (2000) y la sección K de la norma AISC 341 (2016). El protocolo de carga se muestra en la figura 3.10 y sus valores en la tabla 3.2.

Cabe mencionar que en cada *step* se aplicó un desplazamiento equivalente a la amplitud del ciclo, por lo que para obtener puntos intermedios se debe configurar la cantidad de *sub-steps*. El número de sub pasos además ayuda a la convergencia del modelo, pues la carga

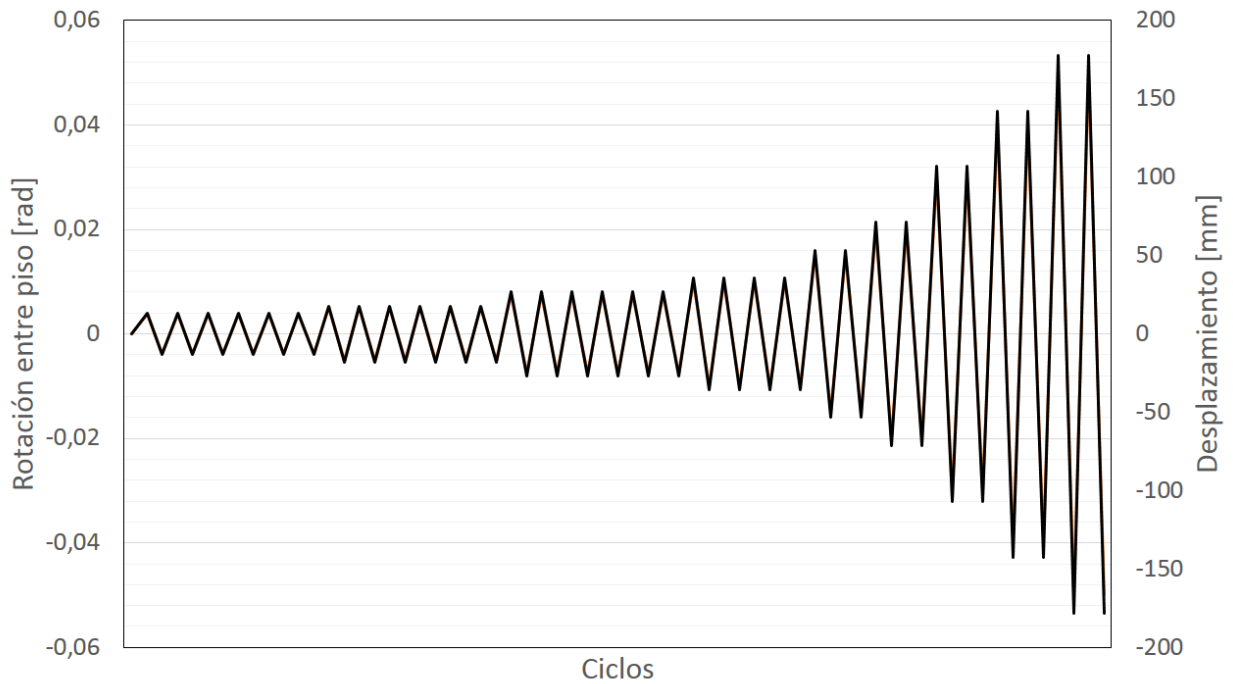


Figura 3.10: Protocolo de carga cíclica según (AISC 341, 2016, Sección K)

es aplicada más paulatinamente, evitando deformaciones excesivas en intervalos pequeños de tiempo. Se definió que, por defecto, cada paso se aplicara entre 4 y 300 sub pasos.

Por otro lado, las condiciones de borde que deben ser modeladas son los apoyos deslizantes en los extremos de las vigas y el apoyo rotulado en la base de la columna. Las primeras se modelan utilizando la herramienta *Displacement* sobre el nodo extremo de la viga, imponiendo desplazamientos nulos en las direcciones X e Y, dejando libre el desplazamiento en el eje Z. El apoyo en la base de la columna se modela mediante la opción *Remote Displacement*, la cual permite generar restricciones desde un punto fijo en el espacio. Se restringen los desplazamientos en todos los ejes y rotaciones de los ejes Y y Z, así la columna puede pivotar únicamente con respecto al eje X para representar de mejor manera las condiciones experimentales.

Tabla 3.2: Amplitudes de protocolo de carga y número de ciclos

Número de ciclos	Rotación entre piso θ [rad]	Desplazamiento horizontal [mm]
6	0,00375	13,4
6	0,005	17,8
6	0,0075	26,7
4	0,01	35,6
2	0,015	53,4
2	0,02	71,2
2	0,03	106,8
2	0,04	142,4
2	0,05	178,0

En un comienzo se intentó modelar la restricción lateral utilizada por Salas (2016) para evitar efectos de volcamiento de las vigas y asegurar la acción plana del marco. Sin embargo, esto presentaba problemas de convergencia en la interfaz “solid-beam”, por lo que se optó por relajar la restricción. En los resultados se observa que el movimiento del sistema se mantiene dentro del plano YZ, ya que la restricción fuera del plano se impone en los extremos de vigas y columna.

3.4. Materiales y leyes constitutivas

El sistema estructural ensayado en Salas (2016) utiliza 2 tipos de aceros. Para pernos y tuercas se utiliza un acero de alta resistencia ASTM A490. Para vigas, columna, perfiles T-stubs y placa de corte se utiliza un acero ASTM A36. Las propiedades mecánicas de los materiales, obtenidas a partir de ensayos de probetas, se muestran en la tabla 3.3.

Tabla 3.3: Propiedades mecánicas promedio de probetas ensayadas. Fuente: Salas (2016)

Tipo de acero	Fy	Fu	E	ε
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
ASTM A36	282,4	447,3	200740	31,0
ASTM A490	1149	1246,3	195814,7	15,0

A partir de estas propiedades características se construyen las leyes constitutivas de cada material. Cada material se modeló mediante una curva bi-lineal con endurecimiento cinemático, la cual posee un rango elástico de pendiente E hasta alcanzar la tensión de fluencia F_y y luego comienza el tramo de endurecimiento hasta alcanzar la tensión de rotura F_u .

Un aspecto importante a destacar es el comportamiento del material a medida que incursiona en grandes deformaciones. Tal como indica la teoría de plasticidad, la deformación elástica es un proceso que altera el volumen del cuerpo y, al alcanzar el rango plástico, se vuelve incompresible y alcanza una condición isocórica, es decir, que su volumen no cambia y, por consecuencia, se alteran sus propiedades mecánicas (Khan and Huang, 1995).

Las propiedades obtenidas experimentalmente en Salas (2016) corresponden a las curvas de ingeniería de los materiales, es decir, que no consideran la reducción de área por estricción de la probeta. Los software de elementos finitos, entre ellos ANSYS, necesitan las curvas reales de tensión-deformación de los ensayos, las cuales se pueden calcular como:

$$\varepsilon = \ln(1 + \varepsilon') \quad (3.1)$$

$$\sigma = \sigma'(1 + \varepsilon') \quad (3.2)$$

Donde:

$$\sigma', \varepsilon' = \text{Valores de ingeniería}$$

$$\sigma, \varepsilon = \text{Valores reales}$$

En las figuras 3.11 y 3.12 se muestran las curvas de tensión-deformación ingenieriles y reales para cada material.

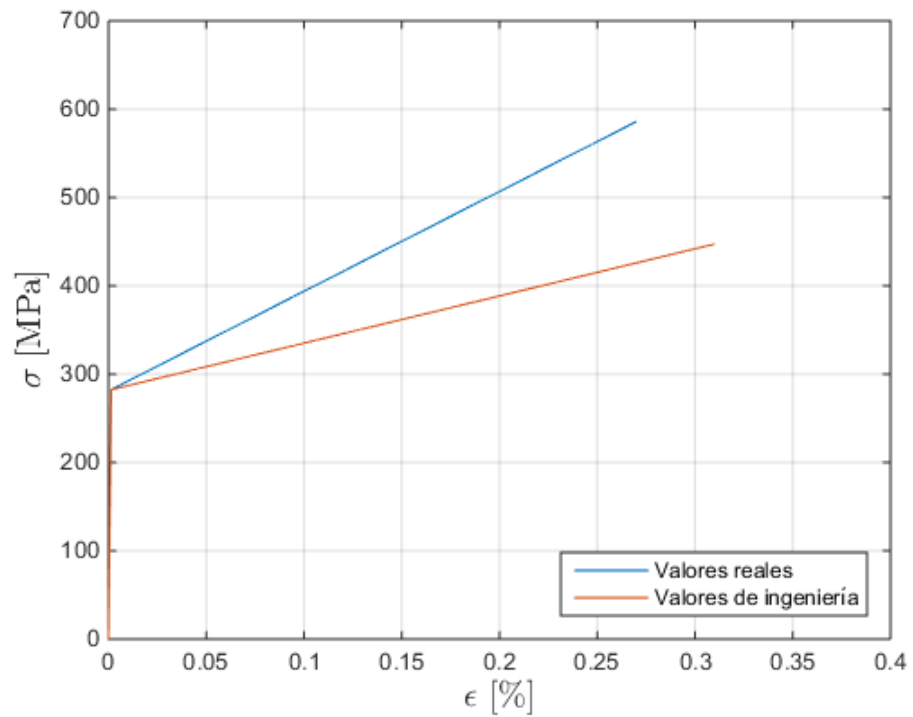


Figura 3.11: Curva bi-lineal de acero ASTM A36

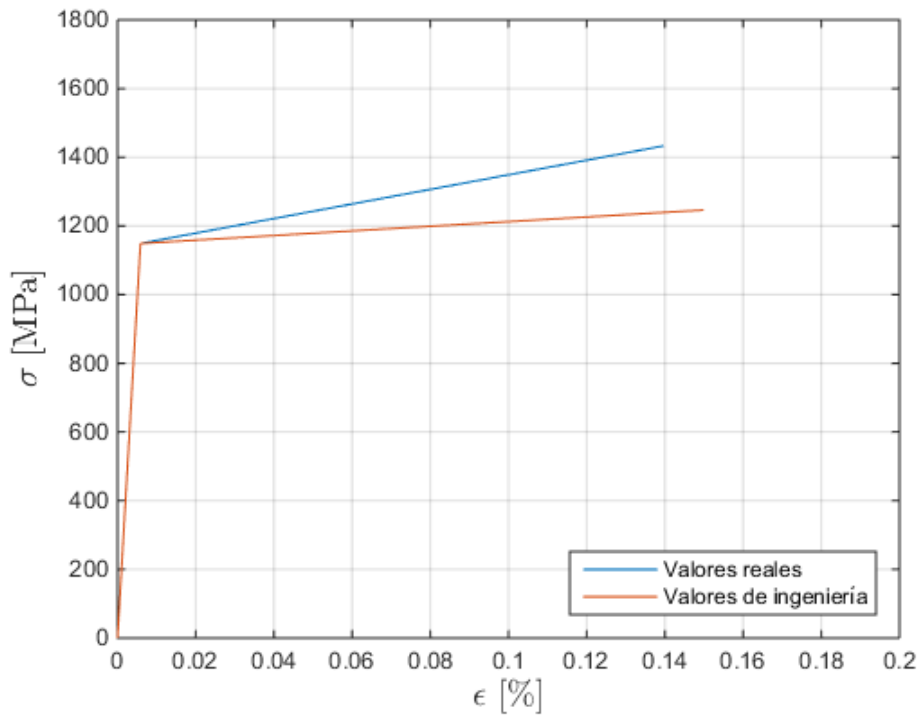


Figura 3.12: Curva bi-lineal de acero ASTM A490

3.5. Criterio de fluencia

El criterio de fluencia utilizado es el criterio de von Mises, proveniente de la Teoría de la Máxima Energía de Distorsión. En general, el estado tensional de un sólido puede expresarse como la superposición de un estado tensional hidrostático y otro deviatorico (ver figura 3.13). Esta teoría propone que la fluencia de un material ocurre cuando la energía que aporta el estado deviatorico alcanza un valor crítico (Khan and Huang, 1995). Esto permite interpretar la fluencia de un sólido para diferentes estados tensionales, tales como corte puro o tracción simple, por ejemplo. Este último es muy útil considerando que la forma más común de obtener las propiedades mecánicas de un acero es mediante ensayos de tracción axial.

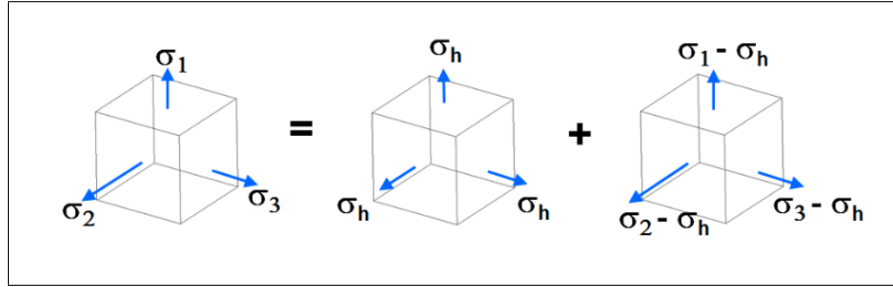


Figura 3.13: Estado tensional hidrostático y deviatorico de un sólido. Fuente: Nuñez (2016)

El criterio de von Mises define una tensión y deformación equivalentes σ_e y ε_e en función de las tensiones y deformaciones unitarias principales, las cuales se definen como:

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_e = \frac{1}{1 + \nu} \sqrt{\frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}{2}} \quad (3.4)$$

Donde:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	=	Tensiones principales
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	=	Deformaciones unitarias principales
ν	=	Módulo de Poisson
	=	0.3, para deformaciones elásticas
	=	0.5, para deformaciones plásticas

La ecuación 3.3 geoméricamente corresponde a un cilindro cuyo eje es la recta $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ y su radio σ_v (ver figura 3.14). Esto define una superficie de fluencia que contiene en su interior todos los estados tensionales elásticos. Por lo tanto, si la tensión equivalente de von Mises se iguala a la tensión de fluencia del acero (F_y), significa que el sólido ha almacenado la máxima cantidad de energía de distorsión para un estado multiaxial y, por ende, se considera que el elemento ha comenzado a fluir.

Es importante notar que los materiales con endurecimiento isotrópico van aumentando el radio del cilindro a medida que incursionan en el rango plástico, endureciendo el material “en todas sus direcciones”, a diferencia del endurecimiento cinemático que desplaza el eje del cilindro manteniendo el radio constante, endureciendo el material para un sentido y ablandándolo en el contrario (efecto Bauschinger).

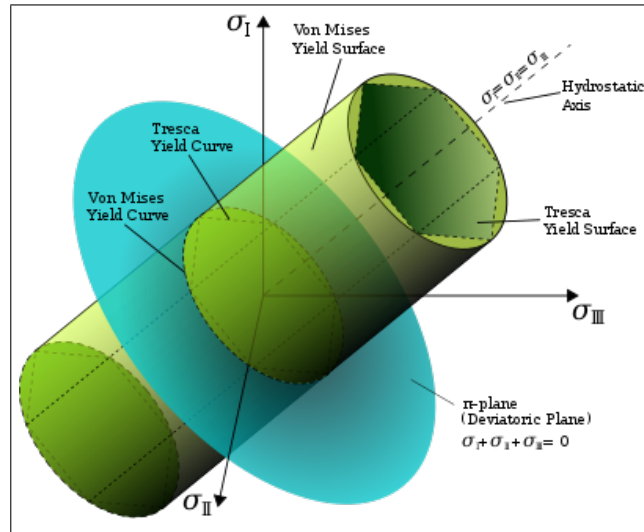


Figura 3.14: Superficie de fluencia según criterio de von Mises.

3.6. Contactos

La definición de contactos es un tópico importante en el modelamiento, pues de esta manera se puede establecer el comportamiento que tendrá la interacción de cuerpos del sistema. En el sentido físico, cuando dos cuerpos entran en contacto éstos no se compenentran y pueden transmitirse fuerzas normales y/o tangenciales mutuamente. La naturaleza del contacto dependerá de qué fuerzas están actuando en la interfaz de superficies. Los modelos creados utilizan 3 tipos de contactos:

- **Bonded:** Este tipo de contacto restringe todo movimiento relativo entre las superficies, es decir, en la dirección normal no permite penetración ni holgura y en la dirección tangencial no permite deslizamiento.
- **Frictionless:** Este tipo de contacto permite holgura y deslizamiento entre superficies. El deslizamiento no produce fuerzas friccionales.
- **Frictional:** Este tipo de contacto es similar al anterior, con la diferencia que genera fuerzas de fricción entre superficies, por lo que necesita el coeficiente friccional (μ) como parámetro de entrada.

El contacto entre pernos y tuercas se consideró *bonded* debido a que se espera que estos cuerpos no experimenten movimiento relativo durante todo el ensayo. Se utilizó este mismo tipo de contacto para unir los diferentes tramos de viga y columna, que originalmente corresponden al mismo cuerpo. Así mismo, la unión entre ala y alma del T-stub, llave de corte y alma de la viga, llave de corte y ala de la columna consideran este tipo de contacto.

Todos los contactos vinculados al conjunto “perno-tuerca” se modelaron tipo *frictionless*, debido a que se espera que el perno manifieste holgura con la perforación durante la aplicación de la carga cíclica, además que permite modelar de la forma más correcta el fenómeno de aplastamiento (Kim and Kuwamura, 2007). Estos son el contacto entre “perno-tuerca” y viga, columna y T-stub.

El contacto tipo *frictional* se utiliza en la interacción de T-stub con vigas y columna para simular el deslizamiento rugoso. Es importante considerar este contacto debido a que ofrece una gran resistencia por fricción inducida por la pretensión de pernos. El coeficiente de fricción considerado es $\mu = 0,33$ de acuerdo a las recomendaciones de RCSC (2004) para superficies clase A.

Por último, para compatibilizar un cuerpo sólido con un elemento barra se utiliza el comando *joint* aplicado sobre la sección transversal del sólido y el nodo del elemento barra. Se utiliza la opción *fixed* para restringir tanto desplazamiento como rotación entre ambos objetos.

3.7. Proceso de resolución

Los modelos se resolvieron considerando las configuraciones mencionadas en las secciones anteriores. El método de resolución utilizado por ANSYS es el método de *Newton Raphson*, el cual es un proceso iterativo para la resolución de ecuaciones no-lineales. La i -ésima iteración puede escribirse como la ecuación 3.5. Notar que esta ecuación se vuelve no-lineal cuando la matriz de rigidez es función de los desplazamientos de los grados de libertad.

$$[K_i^T]\{\Delta u_i\} = \{F^a\} - \{F_i^{nr}\} = \{R\} \quad (3.5)$$

$$\{u_{i+1}\} = \{u_i\} + \{\Delta u_i\} \quad (3.6)$$

Donde:

$[K^T]$	=	Matriz de rigidez tangente
$\{u\}$	=	Vector de grados de libertad del sistema (DOF)
$\{F^a\}$	=	Vector de fuerzas externas
$\{F^{nr}\}$	=	Vector de fuerzas internas

En primera instancia se asume que los desplazamientos de los grados de libertad son nulos ($\{u_0\} = \{0\}$) y se calcula la matriz de rigidez y fuerzas internas. Luego a partir de la ecuación 3.5 se calcula la variación en los desplazamientos y con la ecuación 3.6 los desplazamientos de la siguiente iteración (ver figura 3.15). Este proceso se repite hasta que exista equilibrio, es decir, que el vector de fuerzas residuales $\{R\}$ sea nulo, o bien, menor a cierto criterio de tolerancia. Cuando esto ocurre se dice que la solución converge y se procede al siguiente sub

step. Si esto no se cumple después de algunas iteraciones se dice que la solución no converge, por lo que el programa induce bisecciones hasta lograr convergencia.

El criterio de tolerancia considera que la norma del vector residual sea menor al 0.5% del vector de fuerzas aplicadas, esto es:

$$\|\{R\}\|_2 \leq 0,005\|\{F^a\}\|_2 \quad (3.7)$$

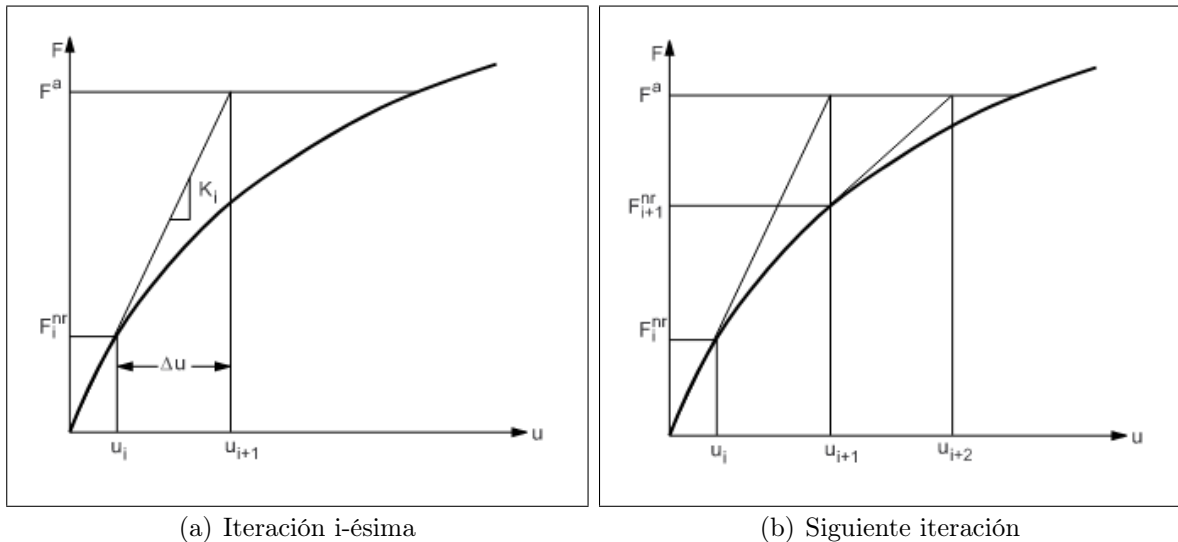


Figura 3.15: Método iterativo de Newton Raphson. Fuente: ANSYS (2016).

Otro aspecto importante en la resolución del modelo es la inclusión de efectos de grandes deformaciones. Esto se activa con el comando *Large Deflection: On*. Al activar grandes deformaciones el software considera el cambio de rigidez de los elementos debido a cambios en su forma. En consecuencia, esta opción gatilla la no-linealidad del comportamiento de los elementos, aumentando el número de ecuaciones de equilibrio necesarias para lograr la convergencia. Esto permite, por ejemplo, considerar la disminución de rigidez de las vigas una vez alcanzado el pandeo local en las alas.

La herramienta *Static Structural Analysis*, como su nombre indica, se utiliza para resolver modelos mediante análisis estructural, lo cual asume que las fuerzas aplicadas no generan efectos significantes de inercia y amortiguamiento. Dado que los ensayos en Salas (2016) se realizan a bajas velocidades -del orden de mm/min-, resulta razonable considerarlo como cuasi estático y resolverlo mediante este tipo de análisis.

Es importante notar que los modelos se simularon hasta una rotación de entre piso de 0,04 [rad], al igual que los especímenes ensayados. El modelo SE-02 no alcanzó a completar el último ciclo de 0,04 [rad] debido a deformaciones excesivas de los elementos finitos ubicados en las cercanías de las perforaciones, lo cual evitó la convergencia completa del modelo.

Capítulo 4

Presentación y análisis de resultados

A continuación se presentan los resultados obtenidos a partir de los modelos desarrollados en ANSYS. Primero se detallan las ecuaciones y métodos utilizados para obtener los parámetros característicos de cada conexión. Luego se muestran los resultados correspondientes a la pre-tensión de pernos en la primera fase de carga. Finalmente, se muestra el comportamiento de cada modelo bajo carga cíclica.

4.1. Ecuaciones de obtención de datos

4.1.1. Rotación entre piso

Como ya se mencionó anteriormente, la carga del actuador se aplicó como un protocolo de desplazamientos inducidos en el nodo ubicado en el extremo superior de la columna. Para determinar la deriva o rotación entre piso se utiliza la ecuación 4.1.

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \quad (4.1)$$

Donde:

h	=	Altura entre piso, equivalente a 3560 [mm] según figura 2.13
Δ	=	Desplazamiento horizontal entre piso

4.1.2. Rotación total en la viga

La rotación total en la viga corresponde a la desangulación relativa que existe entre las secciones transversales que contienen el tramo de viga rótula, es decir, al final de la conexión y a una altura de viga de separación.

$$\theta_b = \theta_1 - \theta_2 \quad (4.2)$$

Donde:

- θ_1 = Rotación a una altura de viga del final de la conexión (ver figura 3.1)
 θ_2 = Rotación al final de la conexión (ver figura 3.1)

4.1.3. Rotación total en la conexión

De la misma manera, el giro total de la conexión corresponde a la rotación relativa entre la sección transversal ubicada al final de la conexión y la cara de la columna.

$$\theta_c = \theta_2 - \theta_3 \quad (4.3)$$

Donde:

- θ_3 = Rotación de la cara de la columna (ver figura 3.1)

4.1.4. Deformación angular de la zona panel

La deformación angular que desarrolla la zona panel se calcula mediante la ecuación 4.4. En la figura 4.1 se muestran las dimensiones necesarias para calcular la deformación angular.

$$\gamma = \frac{\sqrt{d_z^2 + w_z^2}}{d_z \cdot w_z} \cdot \frac{|\delta_1| + |\delta_2|}{2} \quad (4.4)$$

Donde:

- d_z = Altura de la zona panel
 w_z = Ancho de la zona panel
 δ_1, δ_2 = Variación de longitud en las diagonales

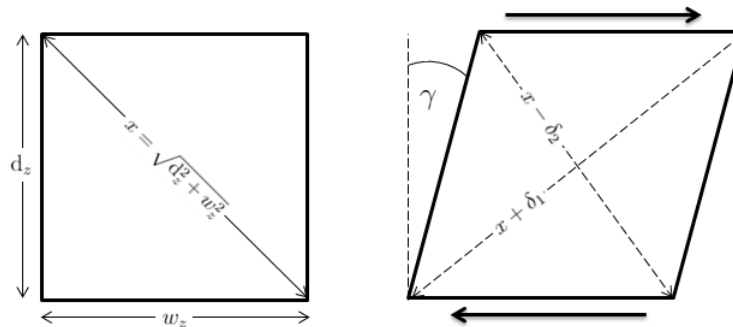


Figura 4.1: Diagrama de deformación angular en zona panel.

4.1.5. Momento

El momento en la cara de la columna se obtiene mediante análisis estructural y corresponde a la expresión 4.5.

$$M = R \cdot L_{viga} \quad (4.5)$$

Donde:

R = Reacción en dirección Y obtenida en el nodo extremo de la viga.

L_{viga} = Distancia entre el apoyo y la cara de la columna, equivalente a 4100 [mm].

Para calcular el momento en la viga se utiliza la misma expresión, considerando la distancia entre el extremo de la viga y el fin de la conexión, equivalente a 3590 [mm].

4.1.6. Corte en la zona panel

El corte en la zona panel se obtiene mediante la ecuación 4.6:

$$V_{zp} = \frac{M_{bl} + M_{br}}{d_b} - V_{col} \quad (4.6)$$

Donde:

$M_{bl}(M_{br})$ = Momento actuante en la cara izquierda (derecha) de la zona de panel.

V_{col} = Esfuerzo de corte ubicado encima del nodo, calculado como la reacción horizontal en el nodo inferior del tramo superior de columna.

4.2. Pre-tensión de pernos

El primer estado de carga al cual se ven sujetos los modelos es la pretensión de pernos, la cual genera el estado tensional que se muestra en las figuras 4.2 y 4.3, donde se observa la forma de los bulbos de presión generados en el contorno de las perforaciones debido a la compresión de las caras inferiores de perno y tuercas. Algunas perforaciones presentan leves concentraciones de tensiones, las cuales se pueden atribuir a penetraciones iniciales del contacto. En la figura 4.4 se observan las tensiones en el perno cuando es pre-tensado. Al aplicarse 55 [tonf] sobre el área del perno, considerando una distribución uniforme de tensiones en la sección no reducida por hilos, se obtiene una tensión promedio aproximada de 480 [MPa], valor comparable con la sección intermedia del vástago del perno en el modelo. Sin embargo, si se considera que la tensión de fluencia mínima para un acero ASTM A490 es 940 [MPa], se obtiene un factor de utilización de 0.51, inferior al 0.7 previsto por AISC 360 (2016).

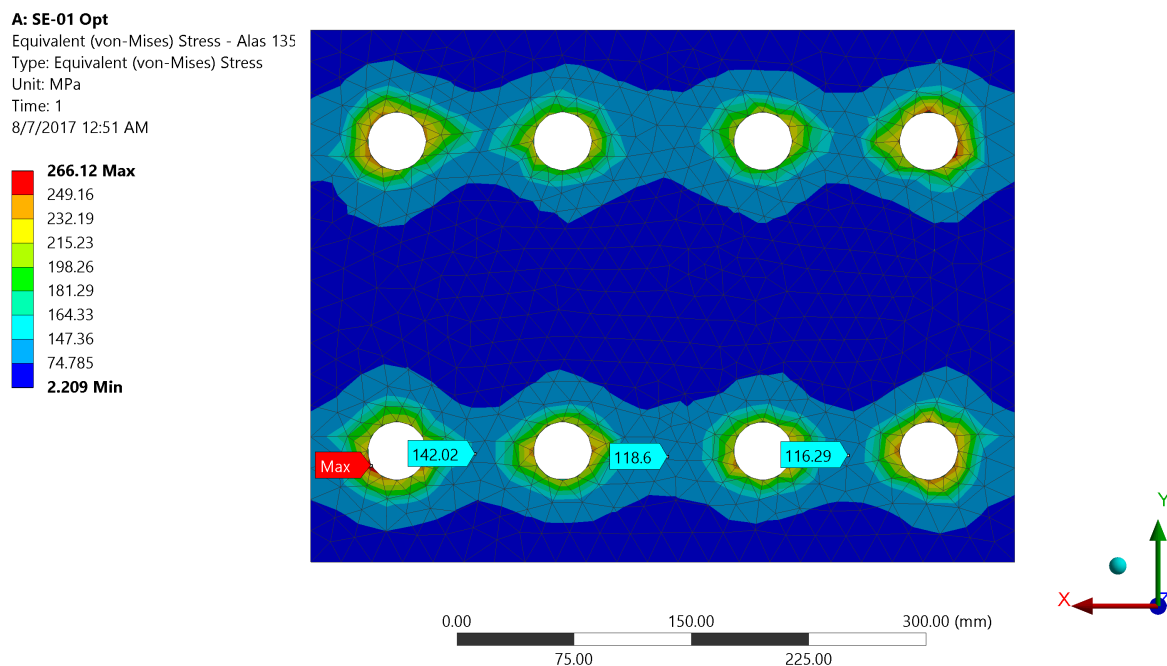


Figura 4.2: Tensiones en ala del T-stub debido a pre tensión de pernos.

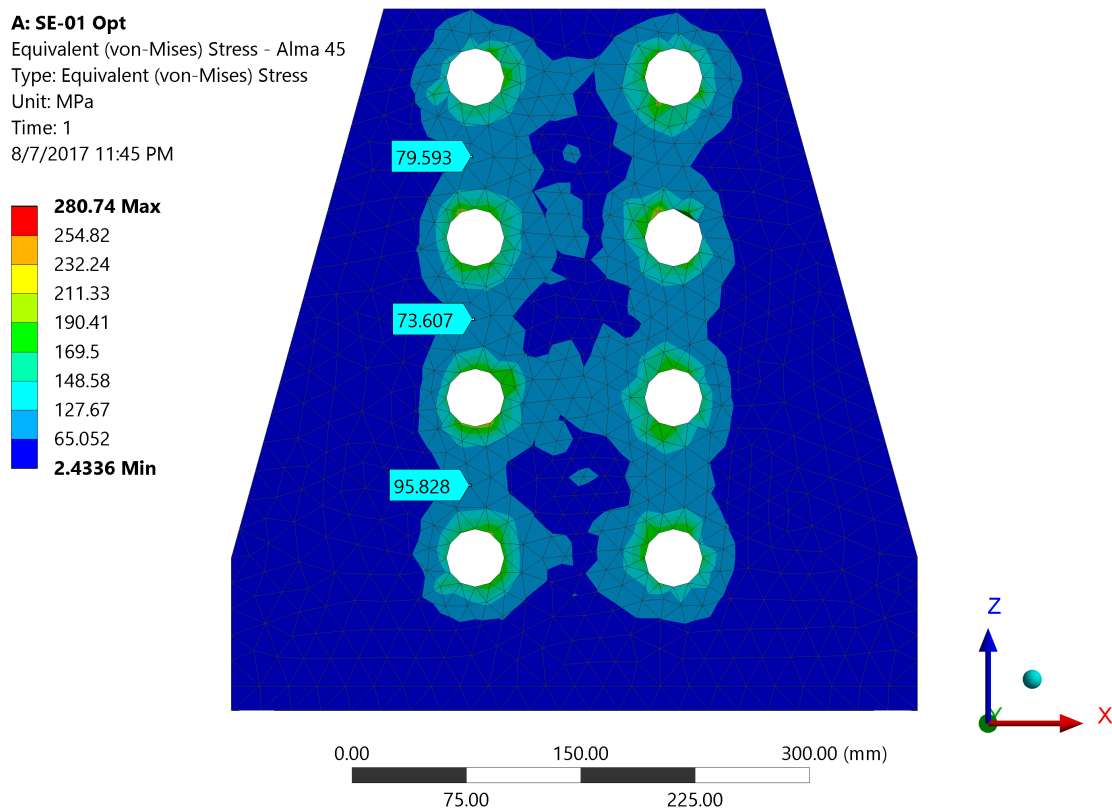


Figura 4.3: Tensiones en alma del T-stub debido a pre tensión de pernos.

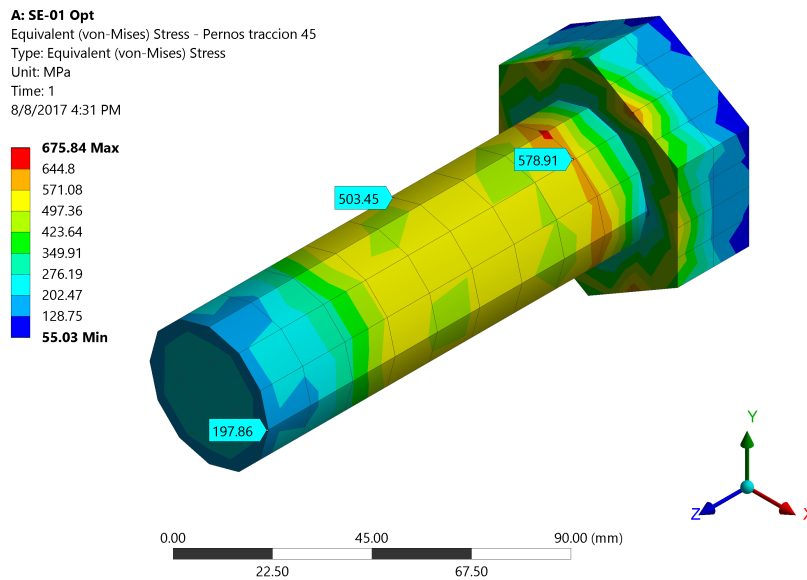


Figura 4.4: Tensiones en perno debido a pre tensión.

4.3. Espécimen SE-01

En esta sección se muestran los resultados obtenidos del modelo SE-01. En la figura 4.5 se observa la curva de fuerza - desplazamiento del actuador. La fuerza máxima aplicada es $P_{max} = 68,2$ [tonf] para una deformación de $\Delta = 89$ [mm].

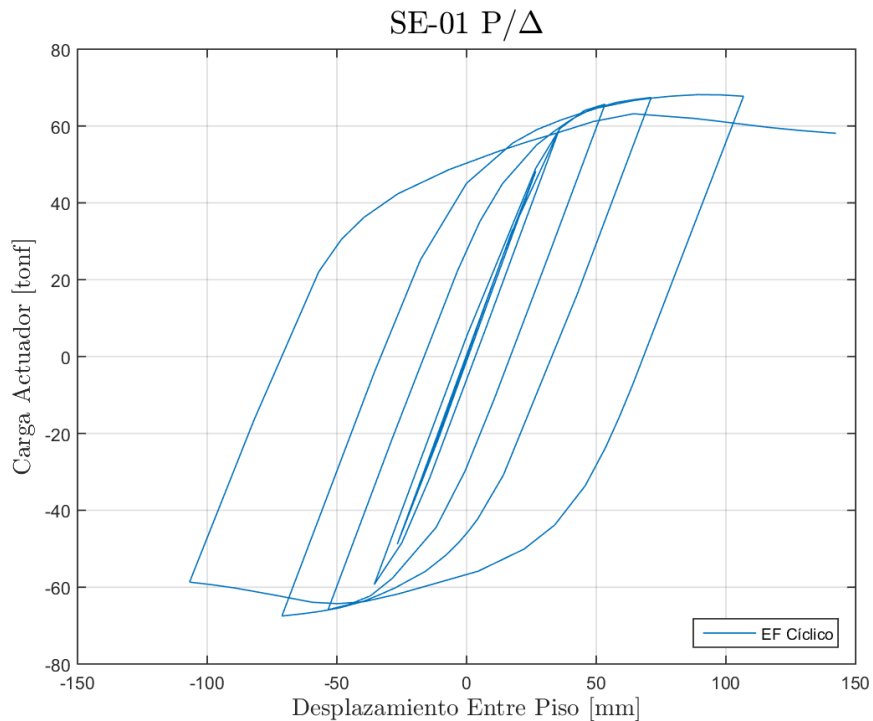
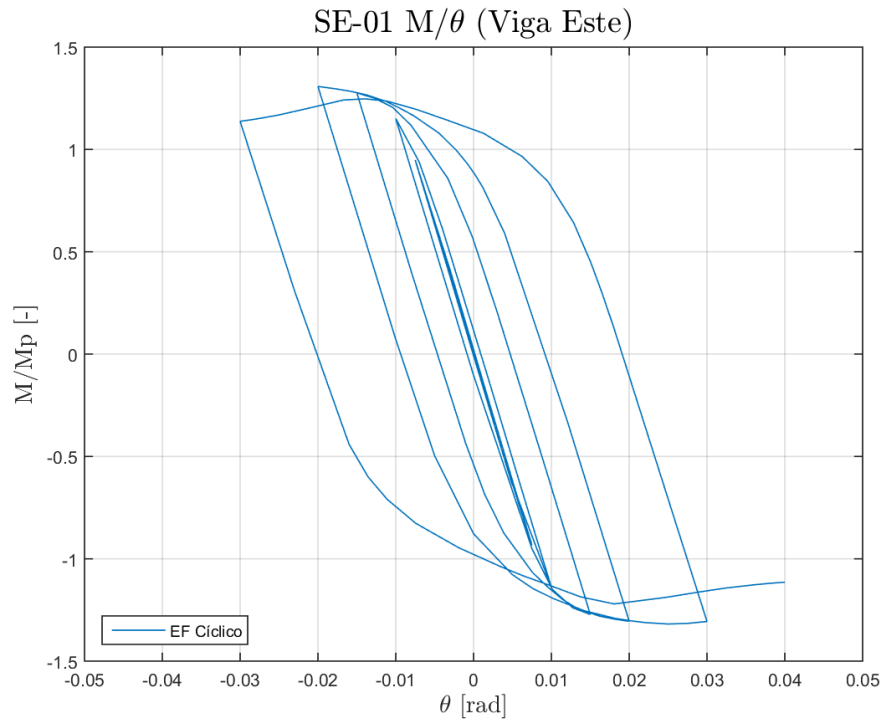
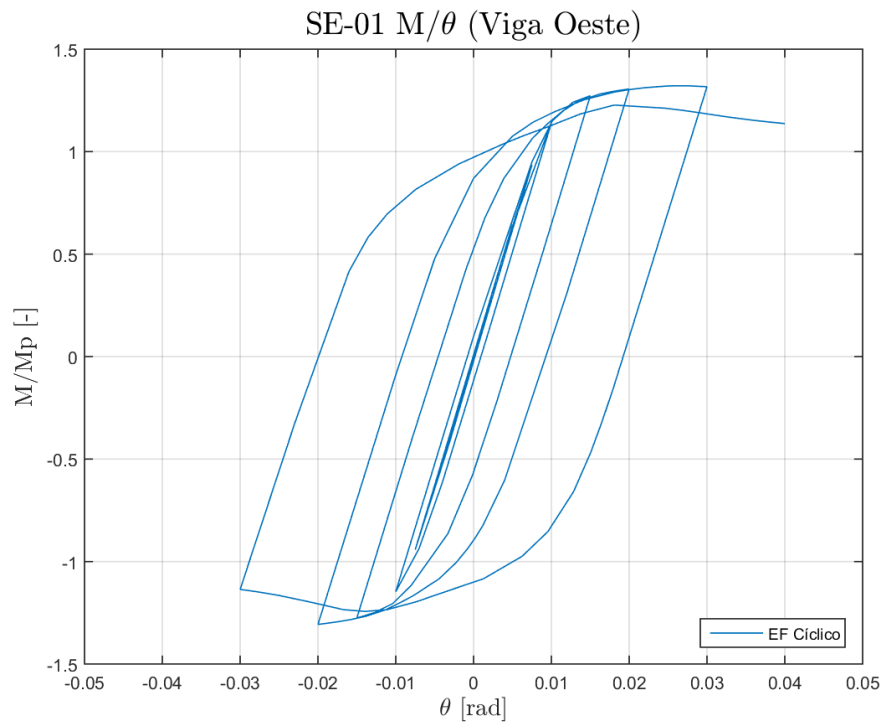


Figura 4.5: Curva de fuerza - desplazamiento SE-01.

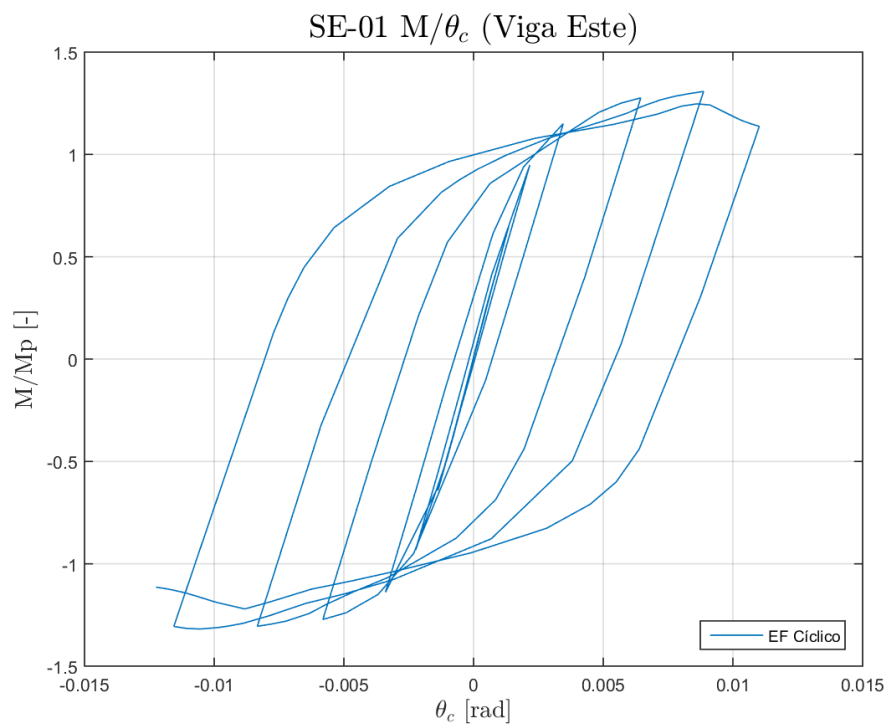


(a) Conexión Este

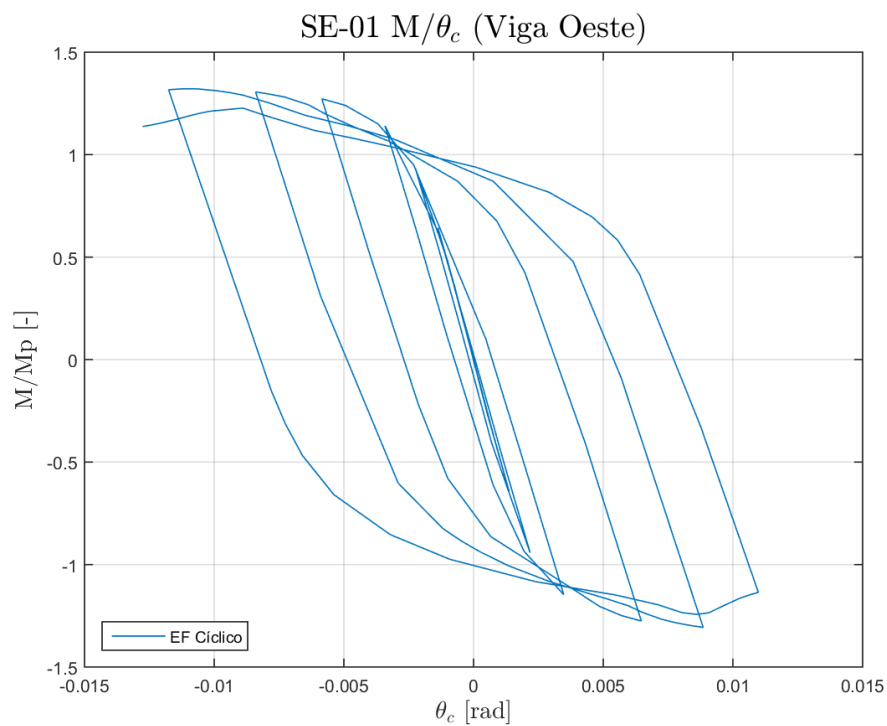


(b) Conexión Oeste

Figura 4.6: Curva de momento - rotación del espécimen SE-01.



(a) Conexión Este



(b) Conexión Oeste

Figura 4.7: Curva de momento - rotación de la conexión SE-01.

En la figura 4.6 se muestran las curvas de momento-rotación entre piso, normalizadas con respecto al momento plástico de la viga (M_p). El momento máximo percibido por la cara de la columna es $M_{max} = 111,1$ [tonf-m] para una rotación de 0,025 [rad]. En la figura 4.7 se muestra la curva de momento normalizado en función de la rotación relativa de la conexión. Se observa que la rotación relativa máxima que alcanza la conexión es de 0,012 [rad] para una rotación entre piso de 0,04 [rad]. Dado que se alcanzan valores superiores a 1, la conexión SE-01 puede ser considerada de resistencia completa (FS) según la ecuación 2.4

En la figura 4.8 se observa la rigidez secante del sistema, la cual posee un valor inicial de 1,87 [tonf/mm] y luego disminuye a medida que aumenta la rotación entre piso, hasta alcanzar una rigidez de 0,4 [tonf/mm] a los 0,04 [rad].

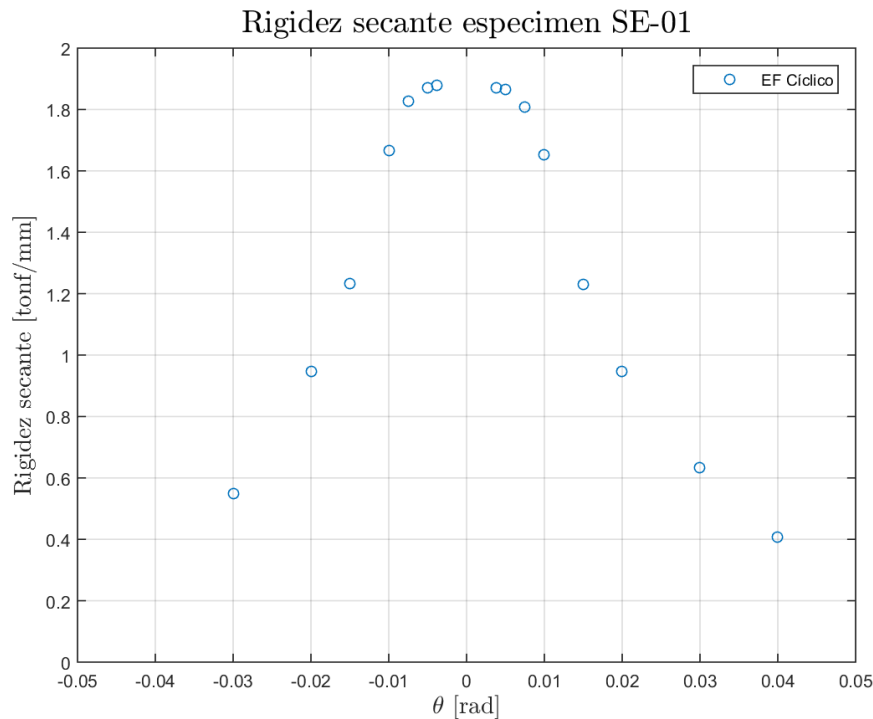


Figura 4.8: Rigidez secante del espécimen SE-01.

Un comportamiento similar se puede observar en la figura 4.9, la cual muestra la rigidez secante de la conexión aislada. La rigidez inicial de la conexión alcanza el valor de $4,1 \cdot 10^4$ [tonf-m/rad], levemente superior a la rigidez mínima para ser catalogada como FR, equivalente a $3,9 \cdot 10^4$ [tonf-m/rad] según la ecuación 2.6. Esto es relevante, pues indica que la conexión DBT, debidamente diseñada, puede alcanzar rigideces comparables a conexiones soldadas o totalmente rígidas (ver figura 4.18).

La primera plastificación de la conexión ocurre en las alas del T-stub, tal como era esperado por diseño. En un comienzo se plastifica parcialmente, mostrando fluencia únicamente en la línea central de la placa para una distorsión $\theta = 0,0075$ [rad]. El momento para esta rotación es de $M_{fail} = 73,6$ [tonf-m], un 8,7% mayor al predicho por FEMA 350 (2000). Luego, para una rotación de $\theta = 0,01$ [rad] se observa la fluencia en las líneas de pernos para un momento en la cara de la columna de $M_{fail} = 89,6$ [tonf-m], un 0,2% mayor a la observada en Salas

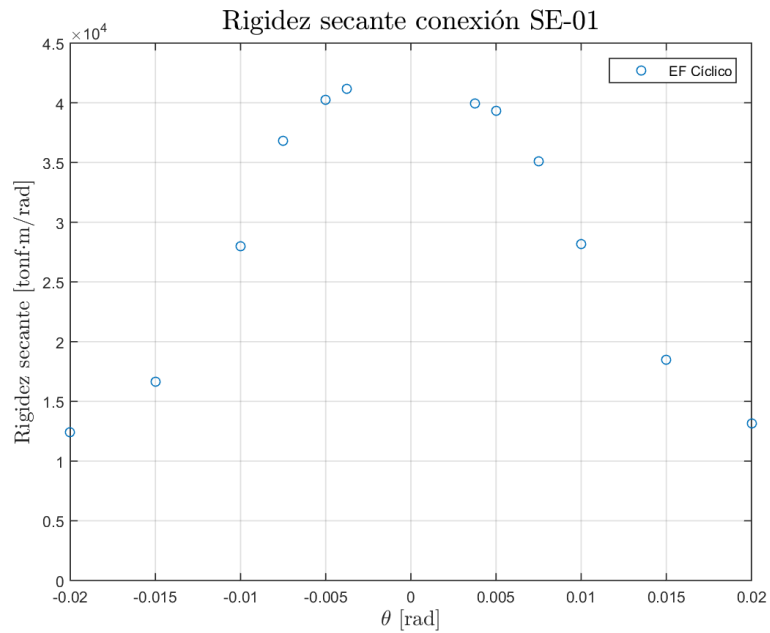


Figura 4.9: Rigidez secante de la conexión SE-01.

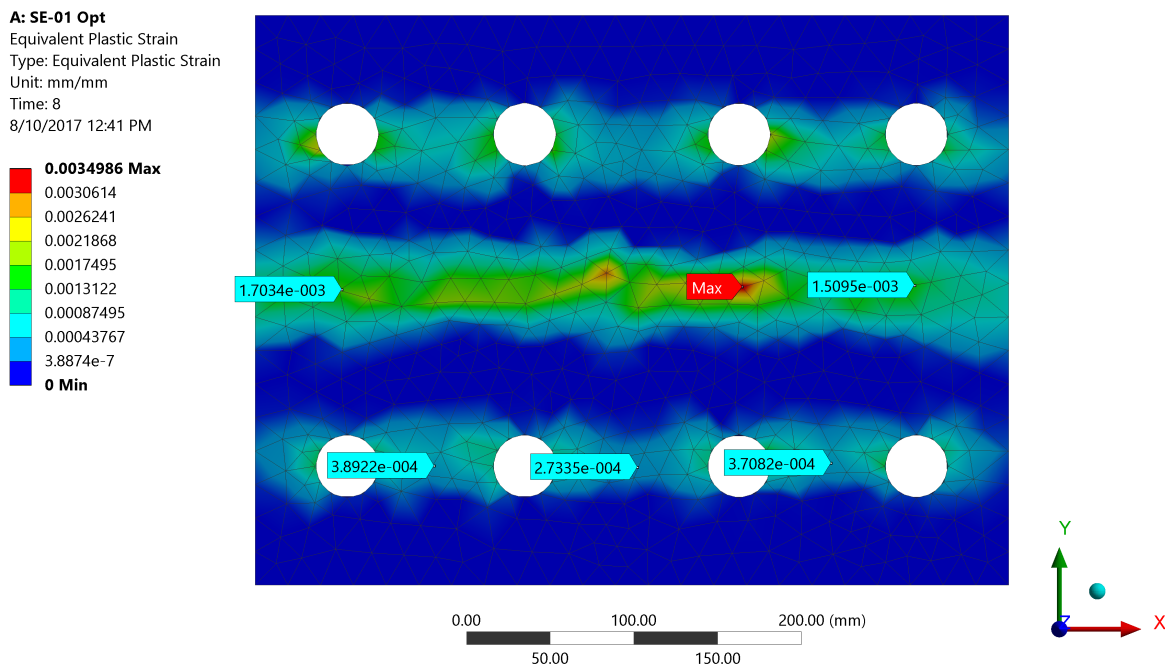
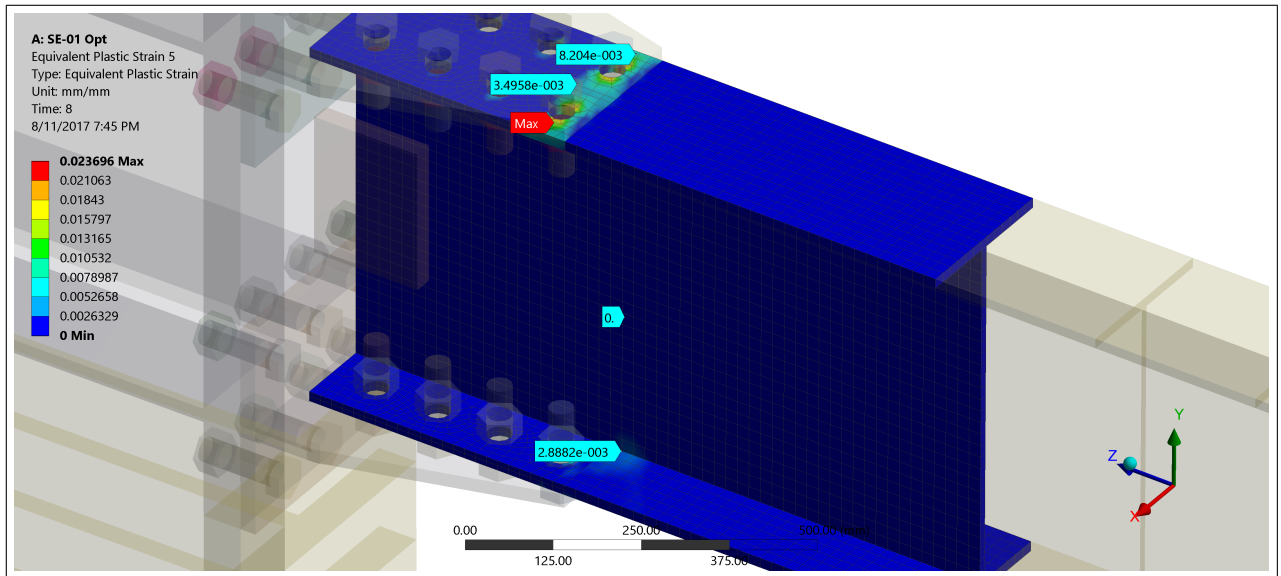


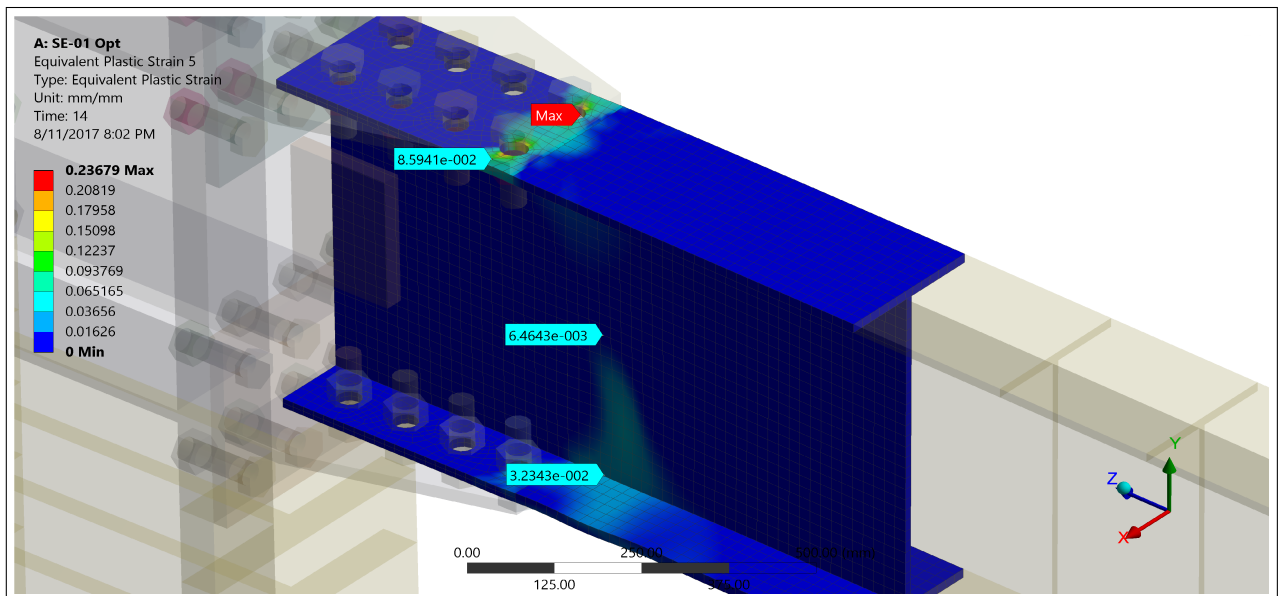
Figura 4.10: Primera plastificación en ala de T-stub (SE-01) para $\theta = 0,01$ [rad].

(2016). En la figura 4.10 se muestran las deformaciones plásticas en la cara (en contacto con la columna) de las alas del T-stub sometido a tracción. Se observa que las deformaciones plásticas se concentran en la línea central de la placa y en las líneas de pernos. A partir de los resultados se puede deducir que el momento de falla es bien predicho por FEMA 350 (2000) si se considera que la falla del T-stub ocurre al plastificarse la línea central del ala. Sin embargo, esta falla no logra generar un mecanismo en las alas debido a la redundancia

estructural del perfil, por lo que es casi imperceptible en el comportamiento global de la conexión. El mecanismo surge cuando se generan las rótulas en las líneas de pernos lo cual se manifiesta en el comportamiento global de la conexión, por lo que el momento de falla observado en Salas (2016) también es correcto.



(a) Rotación 0,01 radianes



(b) Rotación 0,03 radianes

Figura 4.11: Segunda plastificación en ala y alma de viga (SE-01)

Luego existe un segundo mecanismo de falla presente en las alas de la viga. Primero se manifiesta como fluencia en la última fila de pernos del ala traccionada para una rotación $\theta = 0,01$ [rad]. Después, para una rotación $\theta = 0,03$ [rad], se observa notoriamente la generación de la fluencia en el alma de la viga e inestabilidad en el ala. Esto se observa en la figura 4.11.

4.4. Espécimen SE-02

En esta sección se muestran los resultados obtenidos del modelo SE-02. En la figura 4.12 se observa la curva de fuerza - desplazamiento del actuador. La fuerza máxima aplicada es $P_{max} = 34,5$ [tonf] para una deformación de $\Delta = 71,2$ [mm]. En la figura 4.13 se muestra la curva de momento rotación entre piso, normalizado por el momento plástico de la viga (M_p). El momento máximo percibido por la cara de la columna es $M_{max} = 120,6$ [tonf-m] para una rotación de $0,02$ [rad]. En la figura 4.14 se muestra el momento normalizado con respecto a la rotación de la conexión. Dado que se alcanzan valores normalizados superiores a 1, la conexión SE-02 puede ser considerada de resistencia completa (FS), según la ecuación 2.4.

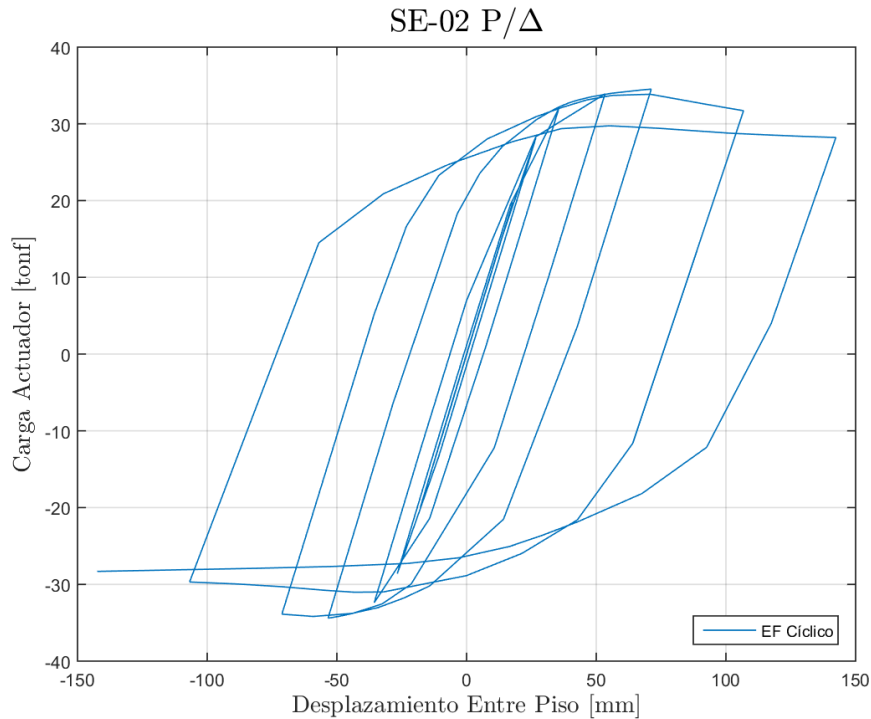


Figura 4.12: Curva de fuerza - desplazamiento SE-02.

En la figura 4.15 se muestra la rigidez secante del sistema con respecto a la rotación entre piso. Se observa que la rigidez inicial es de $1,12$ [tonf/mm], valor que decae hasta alcanzar $0,2$ [tonf/mm] para una rotación entre piso de $0,04$ [rad]. Es importante notar que este sistema es menos rígido que el espécimen SE-01 debido a que posee una viga menos.

Con respecto a la rigidez de la conexión, en la figura 4.16 se observa que la rigidez inicial es $5,1 \cdot 10^4$ [tonf-m/rad], superior a la rigidez de la conexión SE-01 debido al aumento en el espesor del ala del T-stub. De la ecuación 2.6 se puede clasificar la conexión como totalmente restringida (FR), lo cual se observa en la figura 4.18.

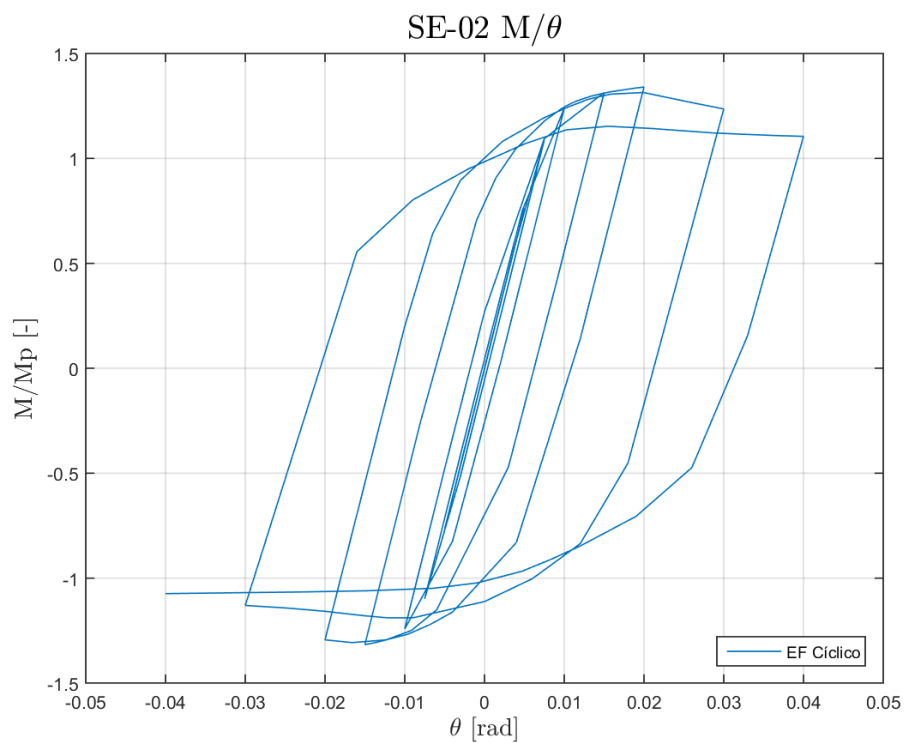


Figura 4.13: Curva de momento - rotación SE-02.

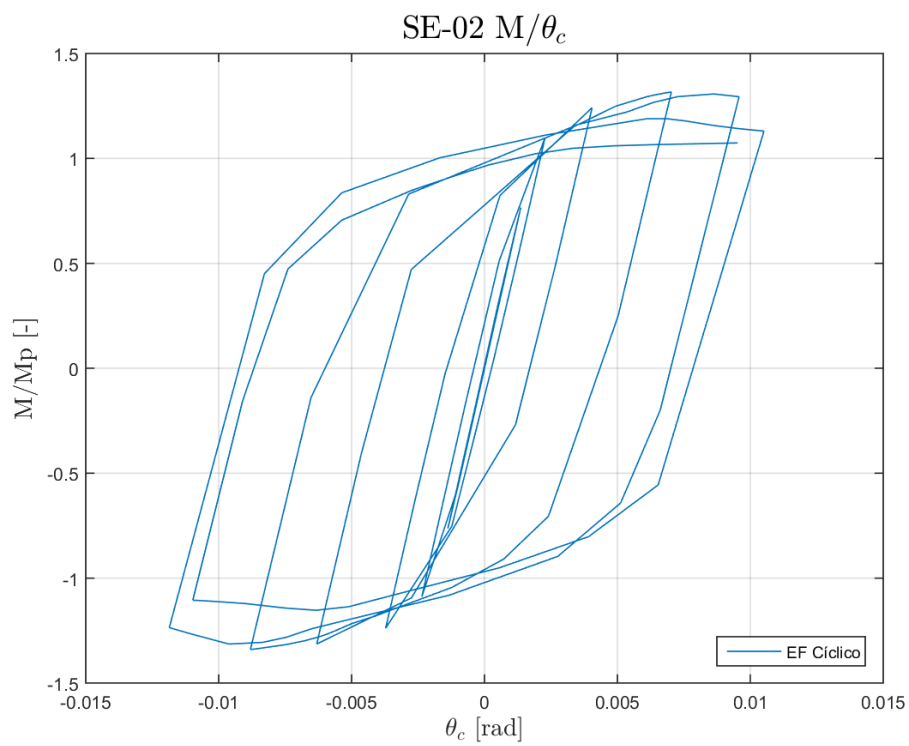


Figura 4.14: Curva de momento - rotación de la conexión SE-02.

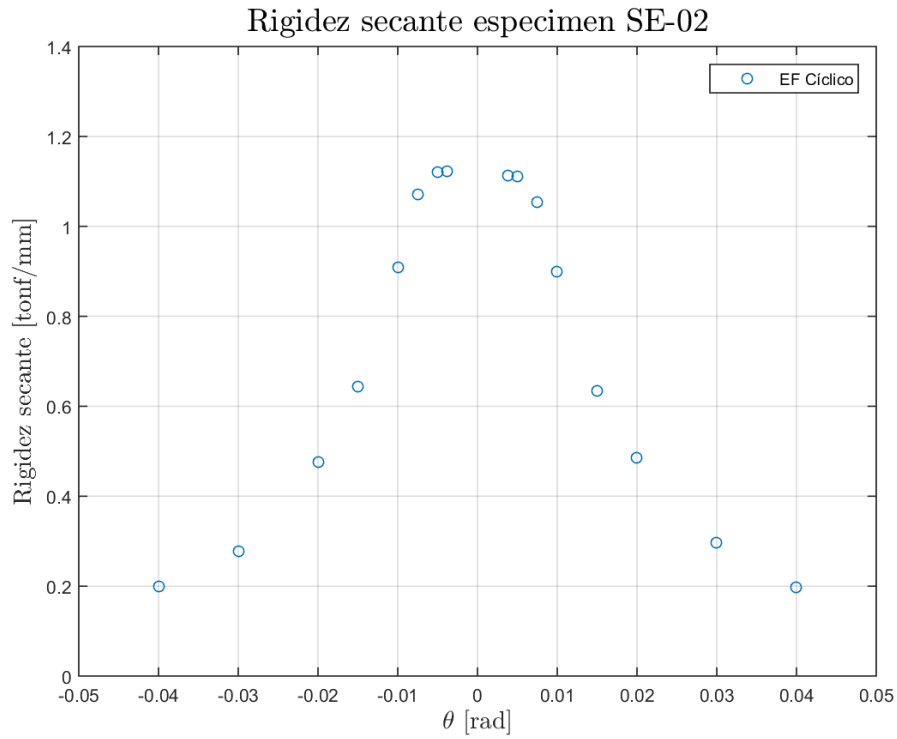


Figura 4.15: Rigidez secante del espécimen SE-02.

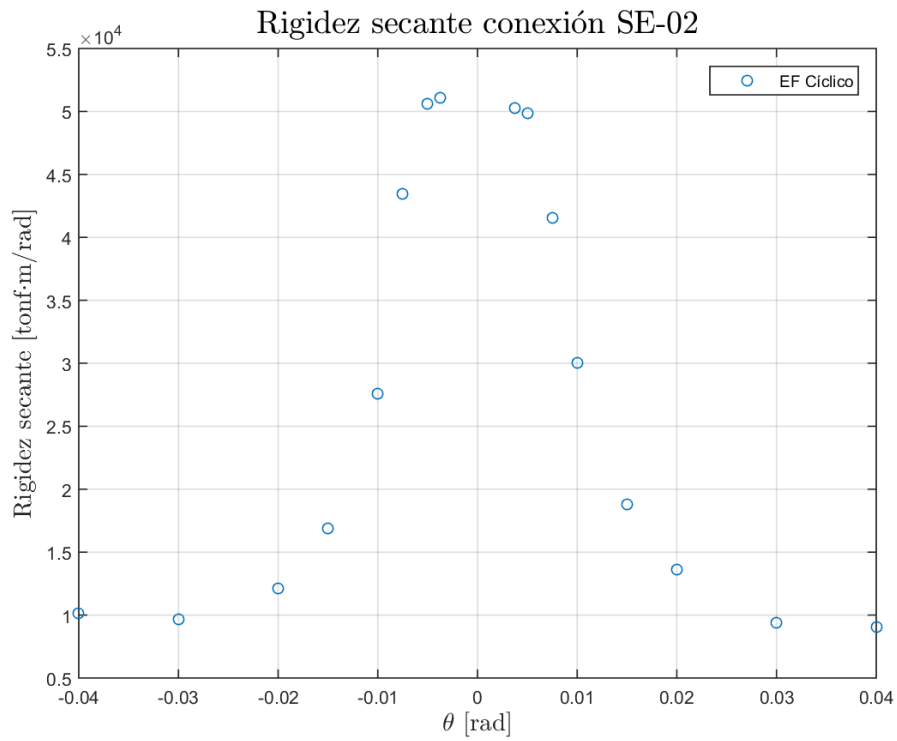


Figura 4.16: Rigidez secante de la conexión SE-02.

La primera plastificación de la conexión ocurre en el ala de la viga, en la primera fila de pernos de la conexión sometida a tracción, tal como se observa en la figura 4.17. Este comportamiento es similar al exhibido en el espécimen SE-01 pero más acentuado debido a que el T-stub es más rígido. La estado límite se alcanza en el 6to ciclo, equivalente a una rotación $\theta = 0,0075$ [rad], donde el momento en la cara de la columna es $M_{fail} = 91,3$ [tonf-m], un 7,4% mayor al momento experimental. Es importante notar que las deformaciones plásticas aumentan casi un 300% en el rango de $0,005 \leq \theta \leq 0,0075$, por lo que se cree que la falla ocurre antes y la resistencia está sobre estimada. En la figura 4.17 se muestran las deformaciones plásticas en el ala de la viga, comprometiendo incluso parte del alma de la misma.

Cabe notar que en este modelo no hubo plastificación en las alas del perfil T-stub, incluso a una rotación $\theta = 0,04$ [rad]. Esto es esperable pues experimentalmente no se observó y teóricamente se diseñó para que este tipo de falla no predominara.

Posteriormente se manifiesta la plastificación de la viga, iniciándose para una rotación de $\theta = 0,01$ [rad]. En la figura 4.20 se muestra la rótula completamente formada para un nivel de rotación de $\theta = 0,02$ [rad]. Luego, al alcanzar $\theta = 0,03$ [rad], se observa la primera inestabilidad del ala de la viga debido a pandeo local.

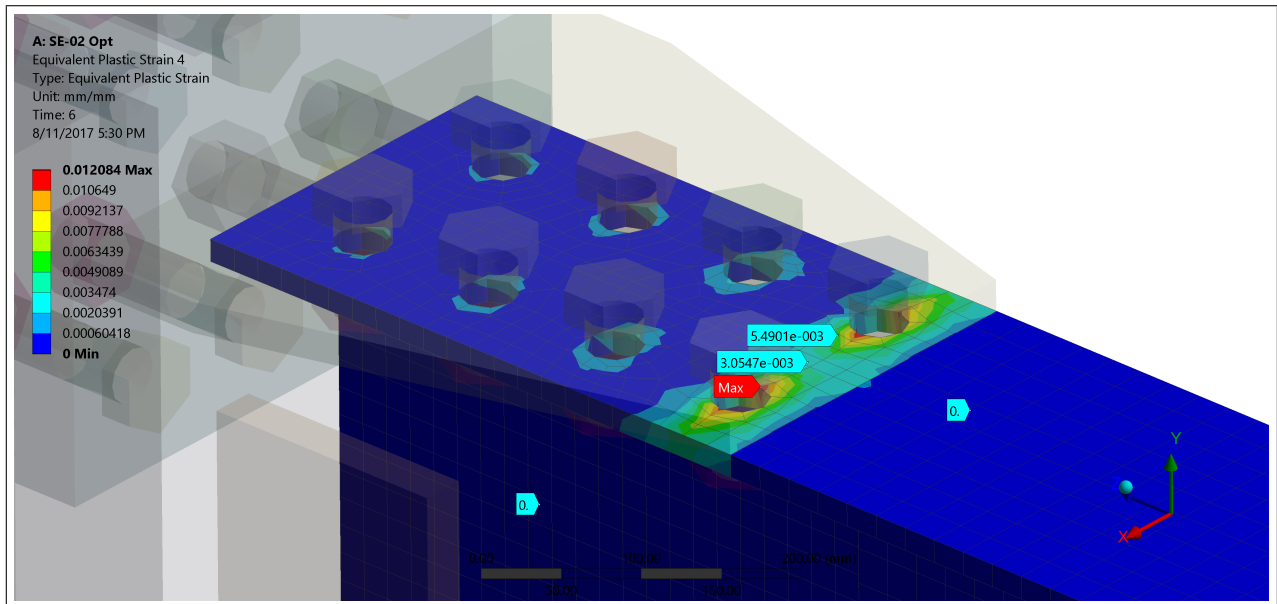


Figura 4.17: Primera plastificación en ala de viga (SE-02) para $\theta = 0,0075$ [rad].

Es importante notar que, para casi todas amplitudes de rotación, la máxima deformación plástica se ubica en las cercanías de la perforación de la primera fila de pernos. Esto puede justificar la fractura del área neta del ala observado en el espécimen SE-02(b) ensayado en Salas (2016).

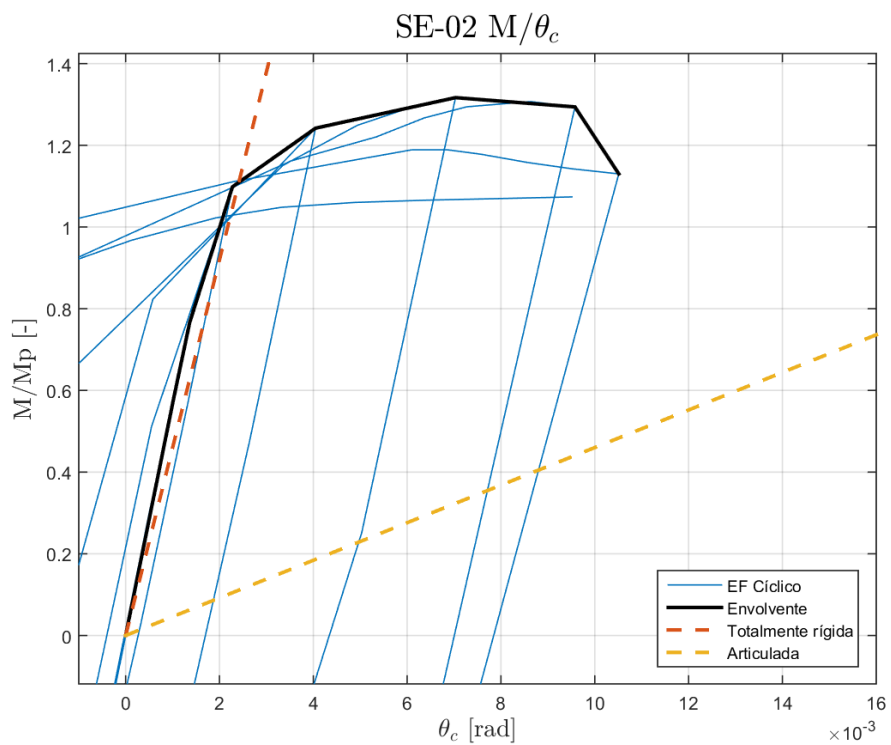
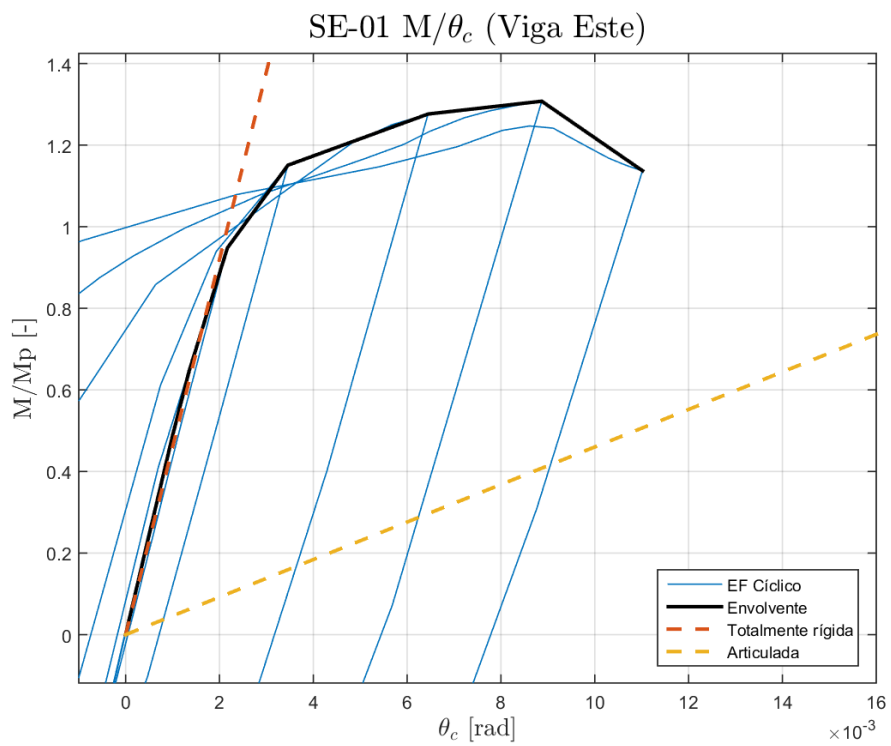


Figura 4.18: Clasificación de la rigidez de conexión DBT

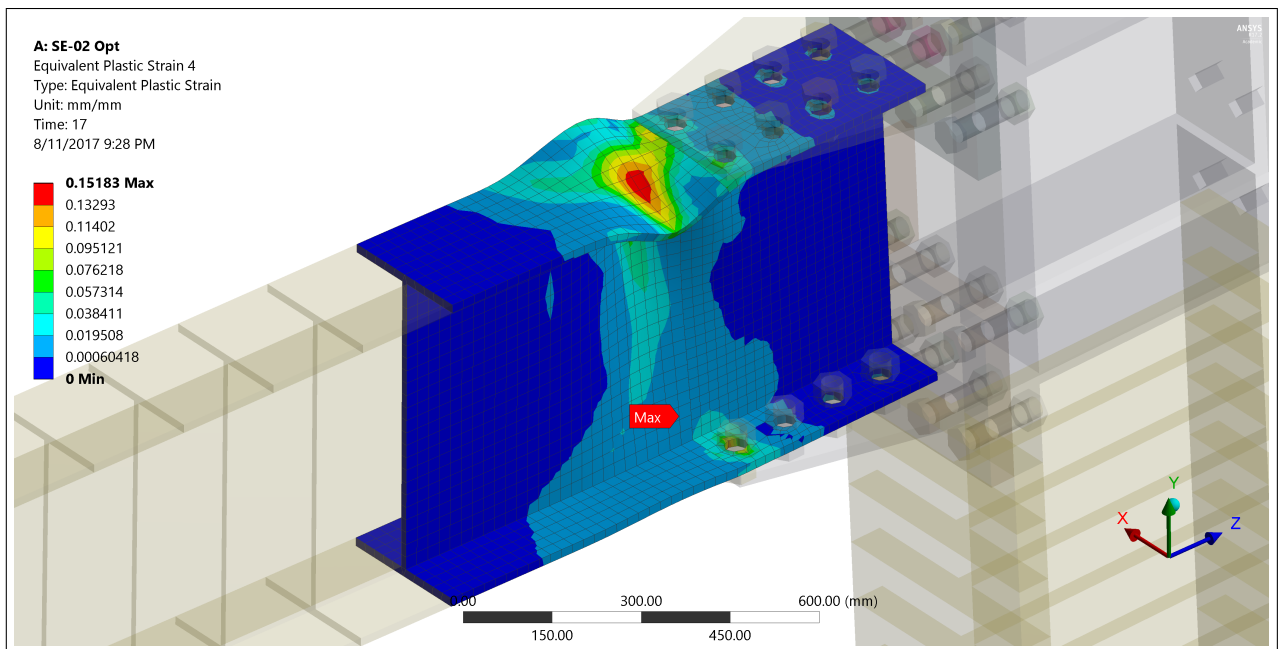
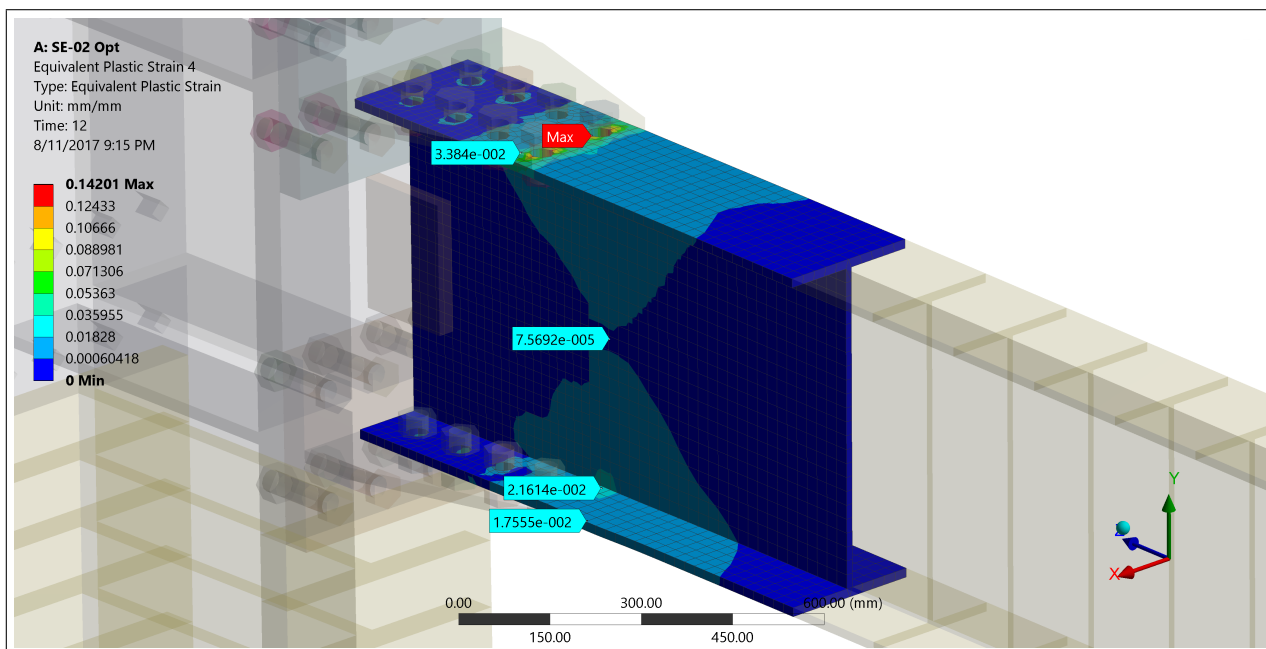
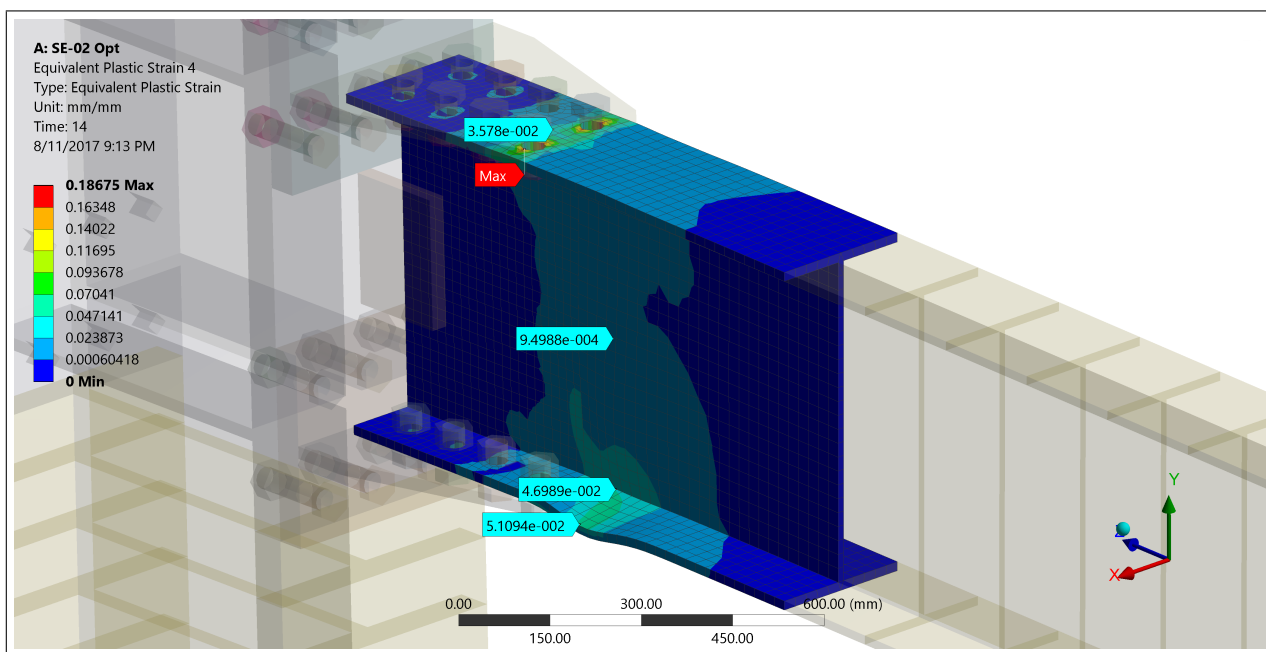


Figura 4.19: Pandeo en ala de viga y alma (SE-02) para $\theta = 0,04$ [rad].



(a) Rotación 0,02 radianes



(b) Rotación 0,03 radianes

Figura 4.20: Segunda plastificación en ala y alma de viga (SE-02)

Capítulo 5

Comparación con resultados experimentales

5.1. Espécimen SE-01

En esta sección se muestra una comparación entre el comportamiento cíclico del ensayo experimental y los modelos numéricos. En las figuras 5.1 y 5.2 se muestra la comparación entre las curvas fuerza - deformación y momento - rotación del sistema, respectivamente.

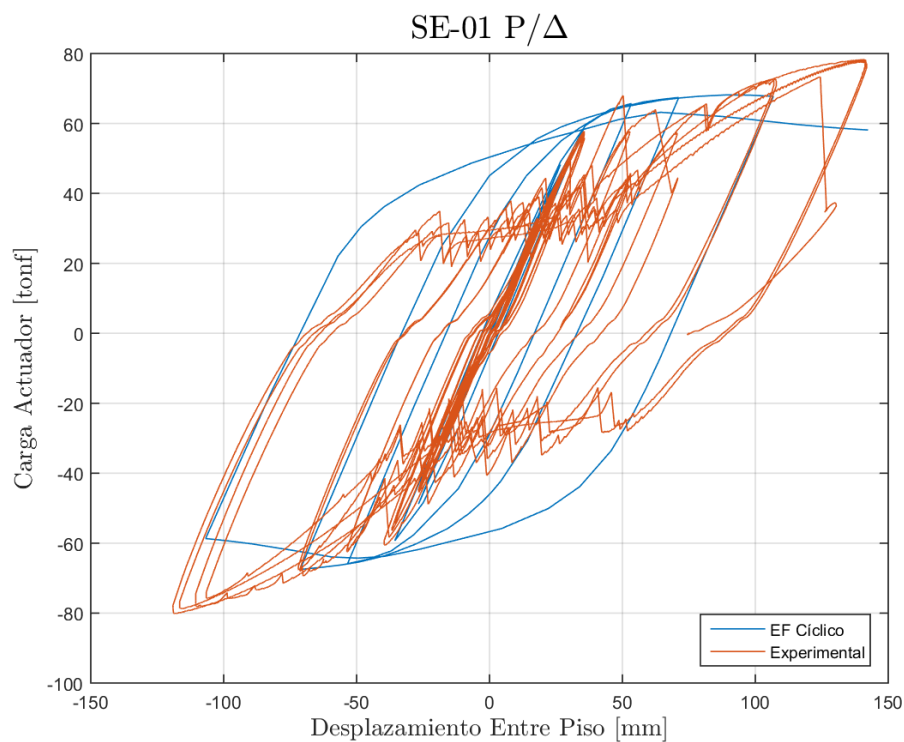


Figura 5.1: Comparación de fuerza - desplazamiento del actuador SE-01.

En ambas figuras, la curva obtenida del modelo numérico difiere a la experimental principalmente por 2 razones. Por un lado el “pinching” del espécimen no es captado durante toda la simulación, afectando la forma de la curva en tramos de recarga. Esto se debe posiblemente a la geometría modelada en las zonas de pernos y perforaciones. Por otro lado se tiene una degradación de resistencia para rotaciones entre piso superiores a 0,02 [rad], alcanzando una disminución máxima del 23 % con respecto a la resistencia experimental. Esto se debe posiblemente a limitaciones en el modelamiento del material.

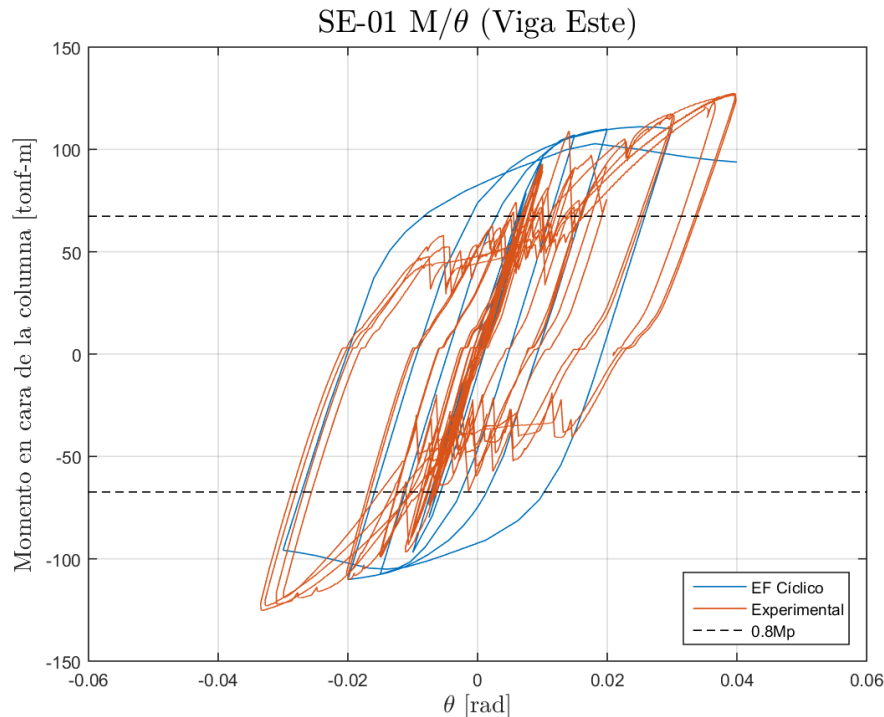


Figura 5.2: Comparación de momento - rotación del sistema SE-01 con límites de FEMA 350 (2000).

En la figura 5.2 se muestra una comparación entre las curvas de momento - rotación para el espécimen SE-01. Se observa que experimental y numéricamente la conexión es capaz resistir un momento de 125,2 [tonf-m] y 87,8 [tonf-m], respectivamente, para una deriva de 0,04 [rad]. Estos valores son mayores a $0,8M_p$, cumpliendo así los requisitos que establece AISC 341 (2016) para conexiones viga - columna en marcos tipo SMF. Esto se cumple a pesar de la degradación de resistencia antes mencionada, la cual es gatillada por el pandeo local de las alas de la viga, efecto que no se manifiesta en el ensayo experimental.

En la figura 5.3 se muestra la curva de momento - rotación de la conexión. Se observa que, al igual que en el comportamiento global del sistema, hay una notoria degradación de rigidez, lo cual sostiene la idea de que el “pinching” es un fenómeno aportado por la conexión.

La comparación de rigideces secantes entre el modelo numérico y la respuesta experimental se muestra en la figura 5.4. Esta rigidez es calculada a partir de la figura 5.1 considerando los puntos pertenecientes a la envolvente de la curva. Se observa la buena correlación que existe entre los datos, lo cual confirma la correcta estimación de la rigidez del sistema estructural.

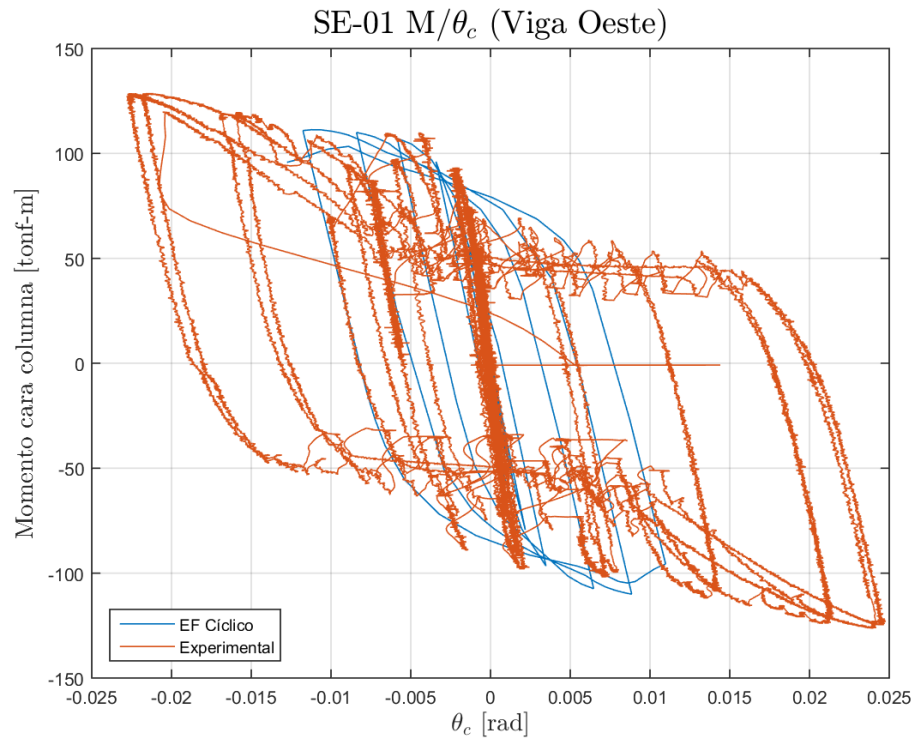


Figura 5.3: Comparación de momento - rotación de la conexión SE-01

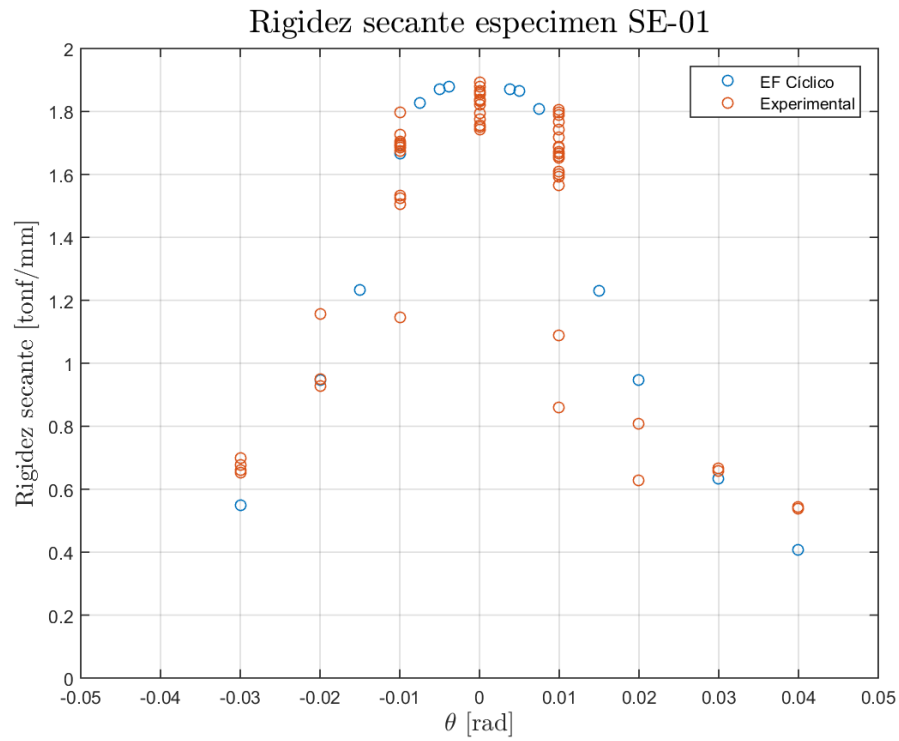


Figura 5.4: Comparación de rigidez secante del espécimen SE-01.

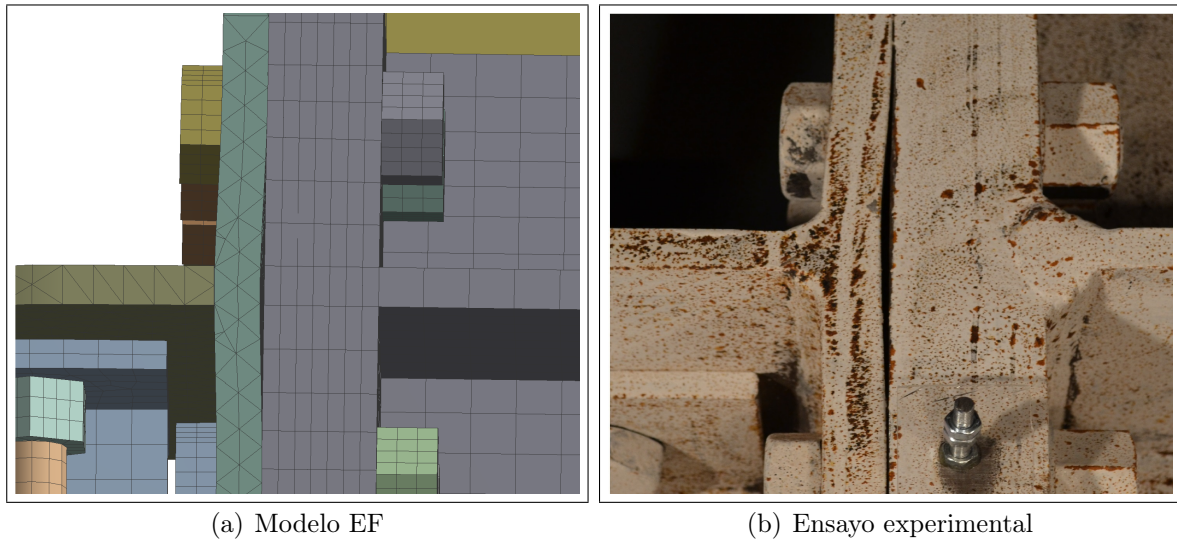


Figura 5.5: Comparación efecto de apalancamiento en conexión SE-01.

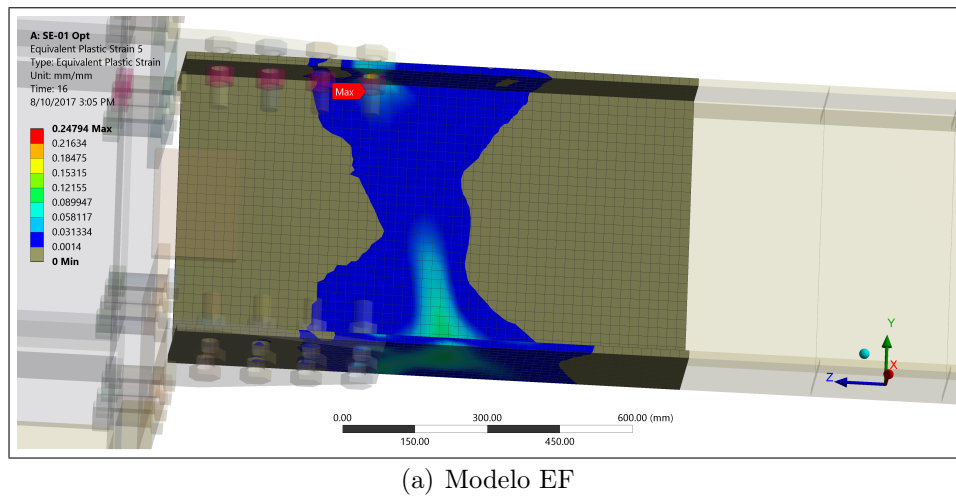


Figura 5.6: Comparación de deformaciones plásticas al final del ensayo en rótula SE-01.

En las figuras 5.5 y 5.6 se observa una comparación visual de los fenómenos de falla presentes en la conexión. Esto indica que el modelo numérico puede estimar de buena manera el modo de falla de las probetas, pero no así la resistencia última de la misma.

5.2. Espécimen SE-02

En la figura 5.7 se muestra una comparación entre las curvas fuerza - deformación aplicada por el actuador. Se observa que, al igual que el modelo SE-01, tampoco se logra modelar el efecto de “pinching”. Se observa que el modelo presenta una degradación máxima del 30,6 % con respecto al caso experimental.

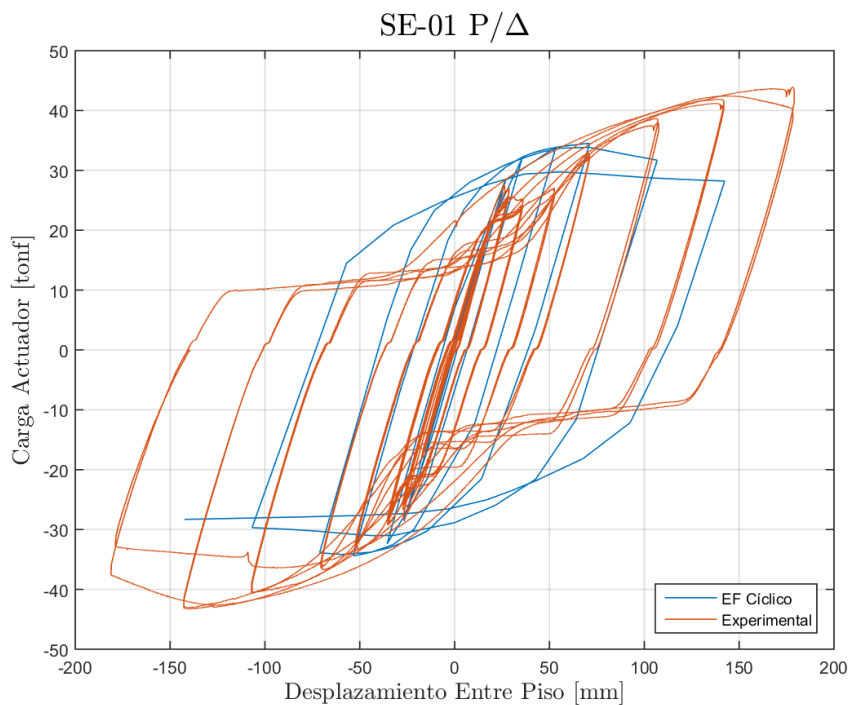


Figura 5.7: Comparación de fuerza - desplazamiento del actuador SE-02.

Un comportamiento similar al espécimen SE-01 se muestra en la figura 5.8. Al observar la curva de momento - rotación relativa de la conexión se aprecia que, si bien el modelo representa correctamente la flexibilidad de la conexión, no es capaz de representar correctamente la capacidad de deformación del perfil, obteniendo una rotación máxima de 0,01 [rad], casi 4 veces menor a la experimental. Considerando que, por ejemplo, un deslizamiento de 3 [mm] -considerando una perforación estándar- equivale aproximadamente a 0,01 [rad] de rotación relativa, es razonable pensar que la holgura de los pernos en la perforación es una de las principales fuentes de deslizamiento del T-stub. Una consecuencia de esto es que el modelo subestima las deformaciones del perfil T-stub.

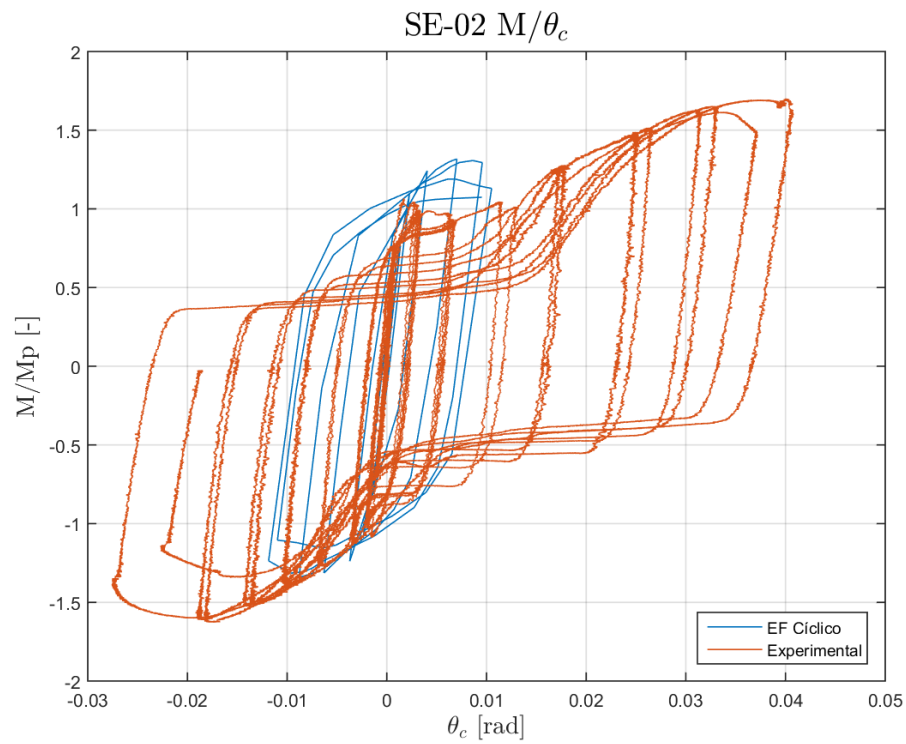


Figura 5.8: Comparación de momento - rotación de la conexión SE-02.

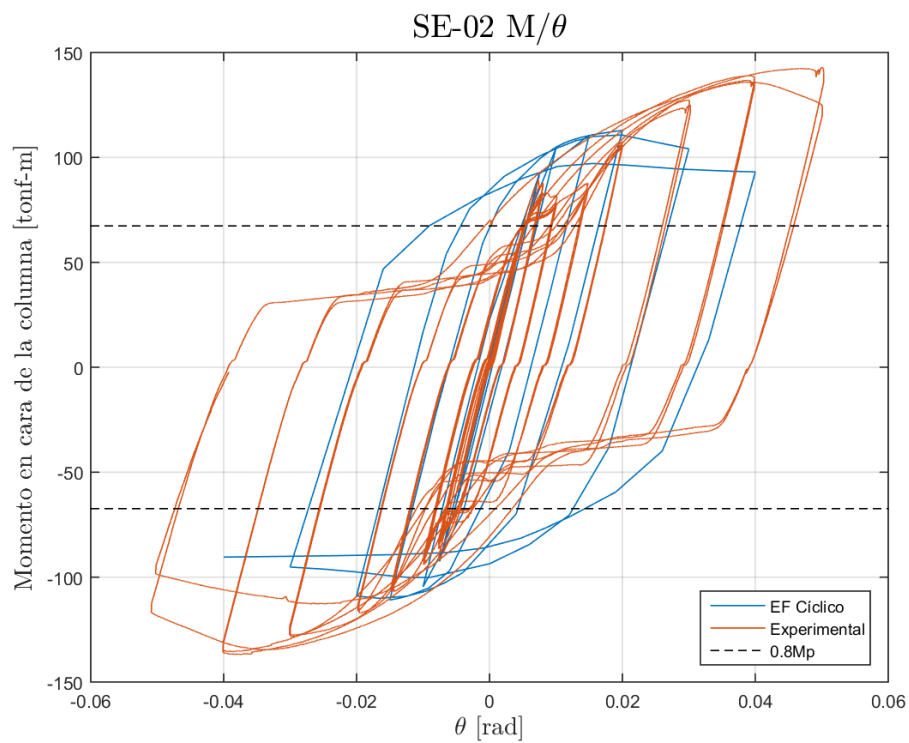


Figura 5.9: Comparación de momento - rotación de la conexión SE-02 con límites de FEMA 350 (2000).

En la figura 5.9 se muestra una comparación entre las curvas de momento - rotación para la conexión SE-02. Se observa que experimental y numéricamente la conexión es capaz resistir un momento de 146,2 [tonf·m] y 93,1 [tonf·m], respectivamente, para una deriva de 0,04 [rad]. Estos valores son mayores a $0,8M_p$, cumpliendo así los requisitos que establece AISC 341 (2016) para conexiones viga - columna en marcos tipo SMF. Al igual que el espécimen SE-01, esto se cumple a pesar de la degradación de resistencia debido al pandeo local de las alas de la viga, efecto que se manifiesta en el ensayo experimental a una rotación de 0,04 [rad].

En contraste al comportamiento de la conexión, en la figura 5.10 se muestra una comparación de las curvas de momento - rotación de la viga. Se observa que las curvas poseen la misma forma y no presentan “pinching”, demostrando que la degradación de rigidez se origina en la conexión. Sin embargo, existe degradación de resistencia al igual que las otras curvas, lo cual indica que puede tratarse de un problema intrínseco del material.

En la figura 5.11 se muestran las curvas de rigidez secante de los especímenes. Se observa que ambas poseen valores similares y buena correlación, mostrando que el modelo puede representar de buena manera la flexibilidad del sistema.

En la tabla 5.1 se muestra un resumen de los valores más característicos de cada ensayo y su formulación. Dado que la razón numérica/experimental de resistencias máximas es menor a 1, se puede decir que el modelo provee una estimación conservadora en cuanto a la resistencia última del sistema.

Tabla 5.1: Comparación de valores teóricos, numéricos y experimentales

Formulación	Teórico		Experimental			Numérico			Comparación		
Especímen	Mfail [tonf·m]	Mp [tonf·m]	Pmax [tonf]	Mmax [tonf·m]	Mfail [tonf·m]	Pmax [tonf]	Mmax [tonf·m]	Mfail [tonf·m]	Mfail exp/teo	Mfail EF/exp	Mmax EF/exp
SE-01	67,6	82,6	80,2	128,5	89,3	68,2	111,1	89,6	1,32	1,00	0,86
SE-02	131,2	82,6	43,9	142,9	139,9	34,5	120,6	111,47	1,07	0,80	0,84

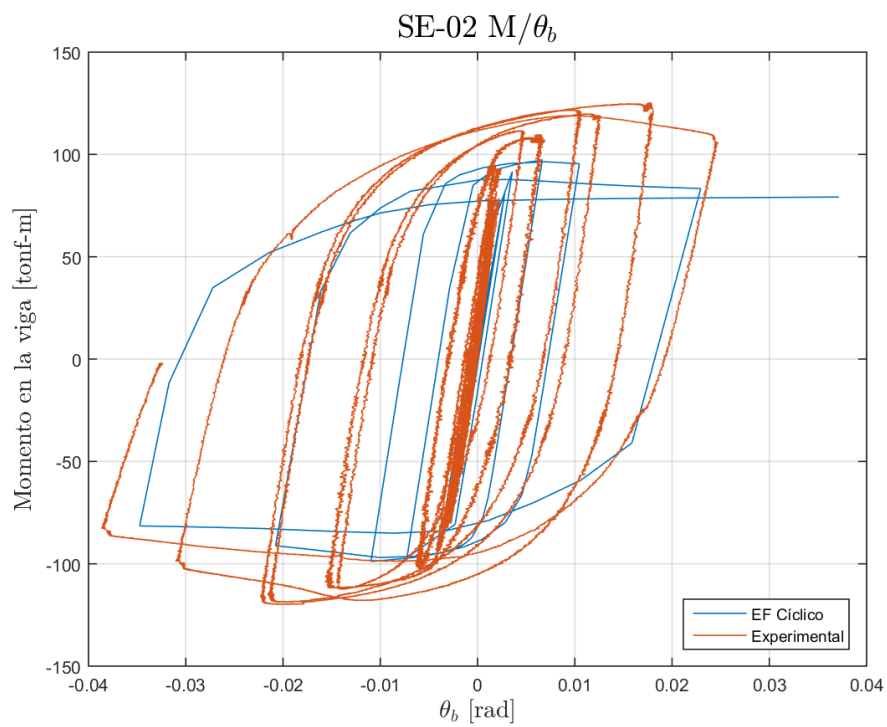


Figura 5.10: Comparación de momento - rotación de la viga SE-02.

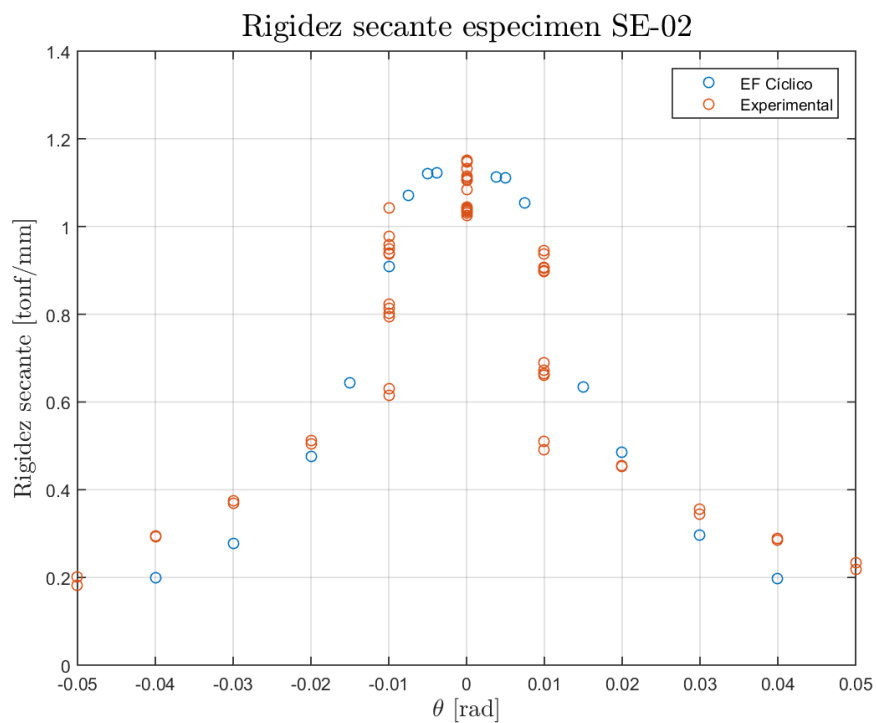


Figura 5.11: Comparación de rigidez secante de la conexión SE-02.

5.3. Discusión de resultados

Como se mencionó anteriormente en este capítulo, el comportamiento cíclico de las probetas ensayadas experimentalmente se diferencia de los modelos numéricos principalmente por 2 razones.

Primero, el modelo numérico no es capaz de captar el efecto de “pinching” o degradación de la rigidez del sistema. Esta diferencia se origina cuando la carga cambia de signo, en donde la curva experimental manifiesta una disminución de su rigidez, mientras que la curva numérica mantiene un comportamiento paulatino. En la figura 5.10 se observa que no hay degradación de rigidez, efecto que si se presenta en la figura 5.3 y 5.8, lo cual indica que el origen del “pinching” del comportamiento global yace en el comportamiento de la conexión. Al tratarse de una conexión apernada, la holgura que existe entre perno y perforación permite el deslizamiento entre el ala de la viga y el alma del T-stub cuando se vencen las fuerzas friccionales que induce la pre-tensión de pernos. Dado que el modelo no contempla esta holgura, los elementos estructurales no deslizan drásticamente, pudiendo ser la explicación a la diferencia en el comportamiento global.

Para confirmar esta hipótesis se programó, de manera complementaria, una rutina capaz de agregar la rotación que aporta el deslizamiento entre el ala de la viga y el alma del T-stub. Primero se consideran los vectores de momento en la cara de la columna y de rotación relativa de la conexión. Dividiendo el momento por la altura de la viga se obtiene la fuerza axial de cada T-stub. Cada vez que la fuerza axial es mayor a la fuerza crítica de deslizamiento, se asume que ambos T-stub (traccionado y comprimido) deslizan completamente. Considerando que la holgura entre perno y perforación es de 3 [mm], se obtiene una rotación adicional de 0,01 [rad], la cual es sumada al vector de rotación relativa de la conexión. En las figuras 5.12 y 5.13 se muestra una comparación entre los modelos con y sin deslizamiento para cada espécimen. Se observa que la curva se ajusta de buena manera para el espécimen SE-01, estimando correctamente la rotación adicional que brinda el deslizamiento y confirmando la importancia de este efecto en el comportamiento de la conexión y del sistema estructural.

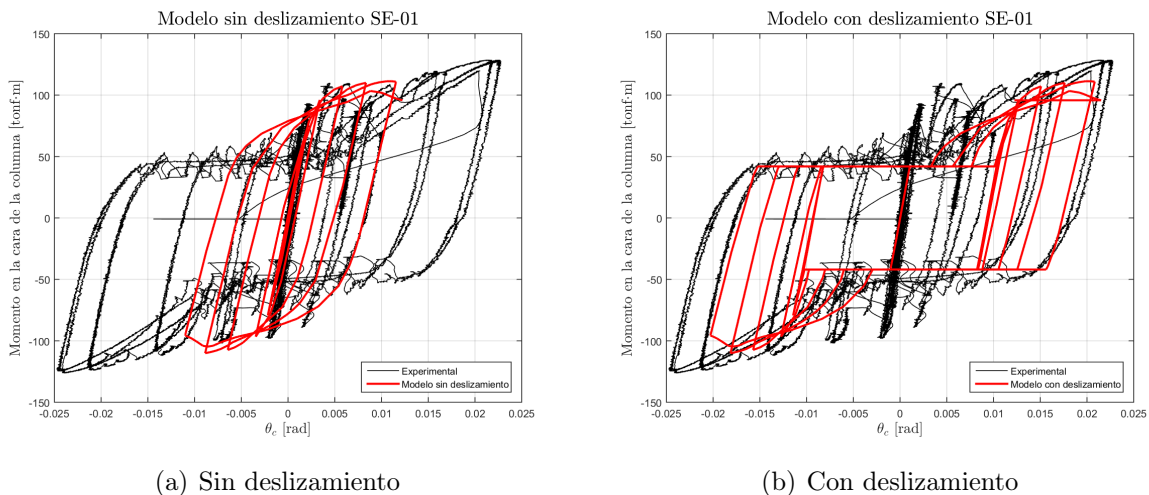


Figura 5.12: Comparación de modelos con/sin deslizamiento SE-01.

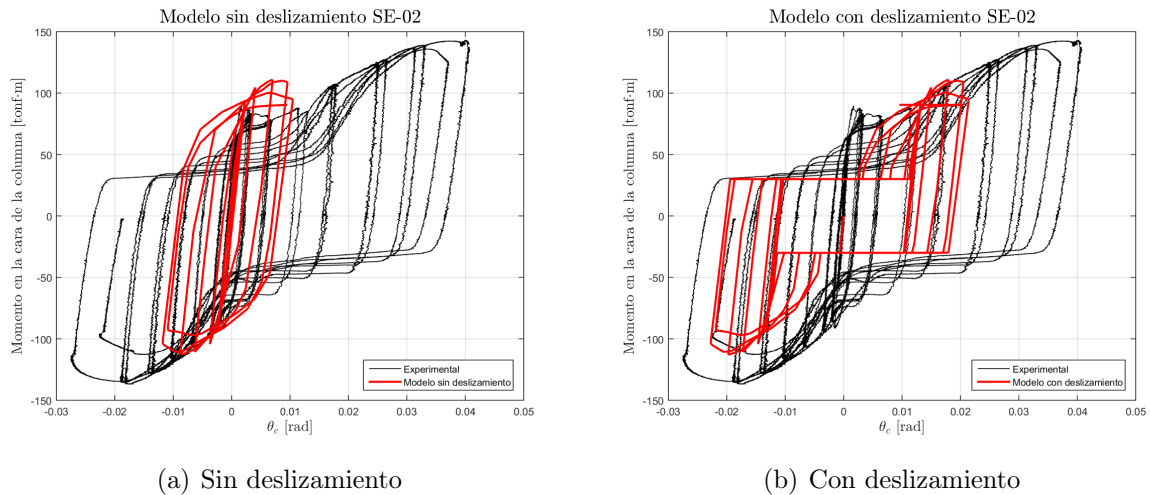


Figura 5.13: Comparación de modelos con/sin deslizamiento SE-02.

Una situación distinta se aprecia para el espécimen SE-02, en donde la curva experimental posee una asimetría con respecto al eje de las ordenadas. En la rama izquierda la conexión alcanza una rotación relativa de 0,03 [rad] para una rotación entre piso de 0,04 [rad], valores a los cuales se ajusta mejor el modelo con deslizamiento a pesar de que el modelo subestima la resistencia de la conexión. Es importante notar que la probeta SE-02 se ensayó hasta una rotación entre piso de 0,05 [rad] y el modelo hasta 0,04 [rad] según exige FEMA 350 (2000).

La segunda razón es que el modelo numérico exhibe una notoria degradación de la resistencia del sistema para rotaciones entre piso superiores a 0,02 [rad]. Este efecto se produce en el segundo ciclo de amplitud 0,03 [rad] de rotación entre piso, manteniéndose hasta el final de la simulación. Dado que este efecto se aprecia en todas las curvas, podría originarse en el modelamiento del material. En Zhao and Lee (2002) se menciona que una de las grandes desventajas que presenta el modelo bi-lineal con endurecimiento cinemático es la exageración en el efecto Bauschinger cuando se alcanzan grandes deformaciones plásticas, lo cual se traduce en una subestimación del endurecimiento del acero. Por otro lado, el endurecimiento isotrópico no considera este efecto, por lo que sobrestima el endurecimiento y no es capaz de representar la física del material bajo cargas cíclicas.

En la figura 5.14 se muestra la evolución del pandeo local del ala de la viga a medida que aumenta la rotación entre piso. En (a) se tiene una rotación de 0,015 [rad], donde ya existe plastificación pero el ala aún es estable. En (b) se tiene el primer indicio de inestabilidad manifestado como un levantamiento en el ala, coincidente con una súbita disminución en la resistencia al alcanzar deformaciones plásticas cercanas a 3%. Esto refuerza la hipótesis de que el modelo magnifica el efecto Bauschinger, haciéndolo más susceptible a inestabilidades locales. En (c) se muestra la viga deformada para una deriva entre piso de 0,03 [rad], en donde el alma también presenta pandeo.

Considerando las limitaciones, los resultados obtenidos por los modelos representan de buena manera los resultados experimentales para rotaciones entre piso menores a 0,02 [rad]. Para rotaciones mayores, el modelo brinda una aproximación conservadora de resistencia y deformación. Con respecto a la resistencia última, el modelo subestima en promedio un 15 %

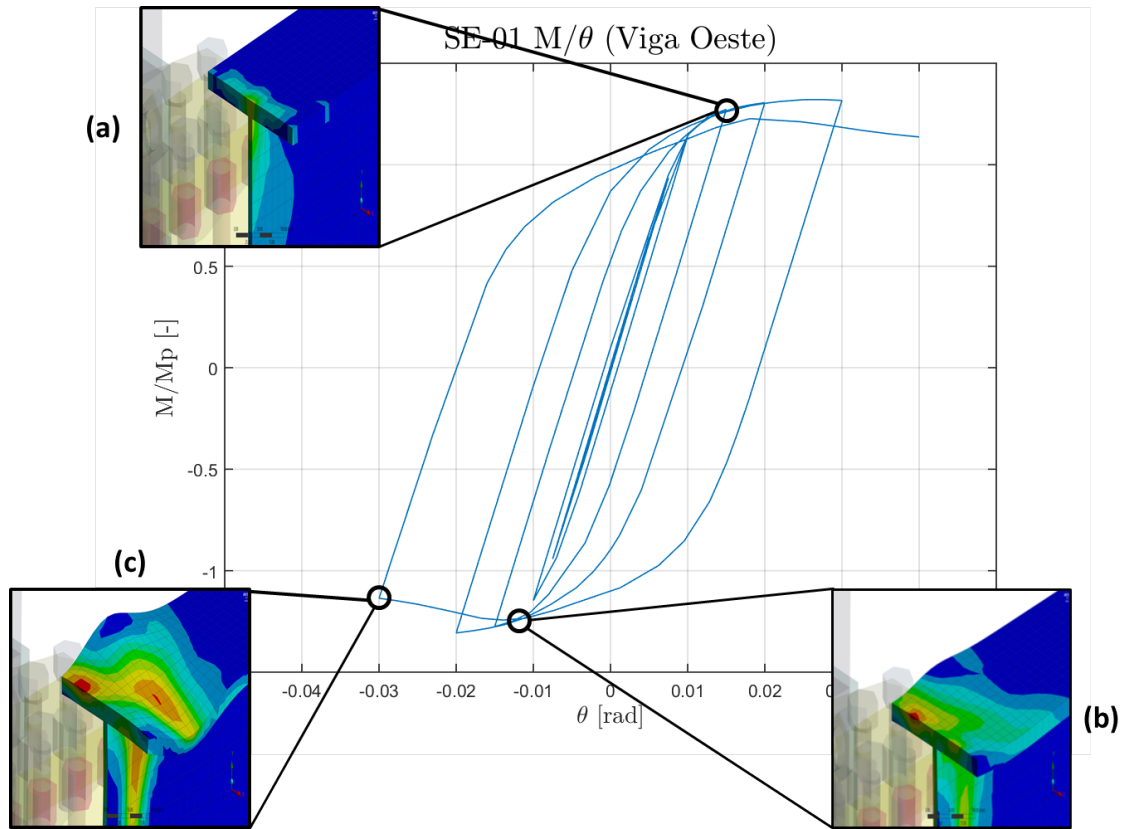


Figura 5.14: Evolución de deformaciones plásticas y pandeo local del ala de la viga

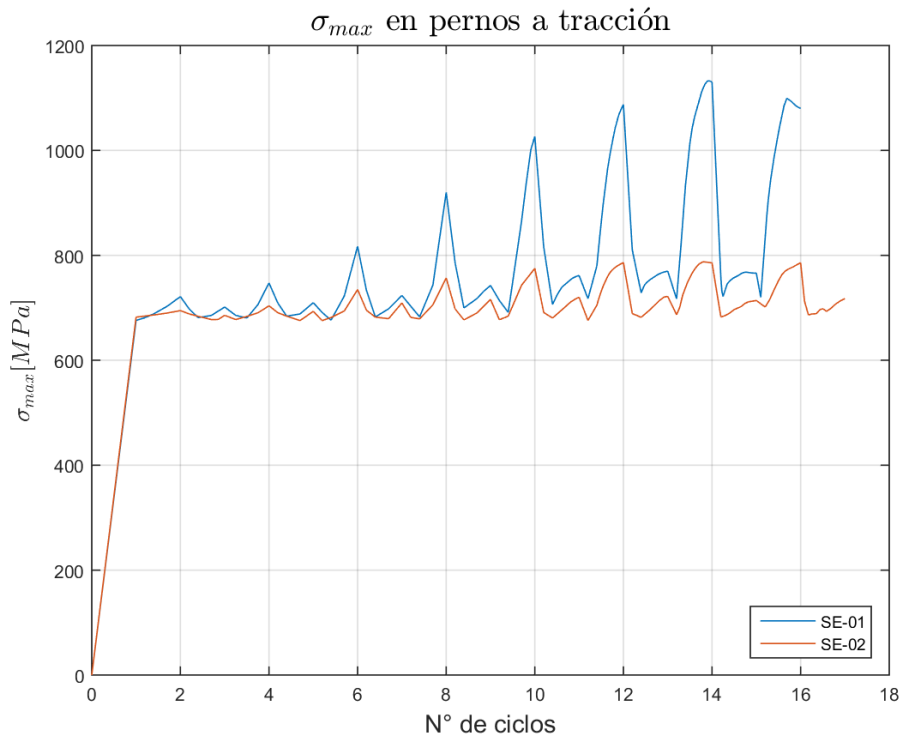


Figura 5.15: Comparación de tensiones máximas en pernos a tracción (T-stub superior)

el momento máximo experimental. El momento de falla es bien predicho para el espécimen SE-01 y subestimado un 20 % para el espécimen SE-02 (ver tabla 5.1). Esto puede deberse a que el mecanismo de falla por apalancamiento no presenta inestabilidad, a diferencia de la generación de rótula plástica en la viga.

En la figura 5.15 se muestra la evolución de la tensión máxima en pernos a tracción del T-stub superior. Se observa que ambos modelos poseen una tensión máxima inicial cercana a 680 [MPa] correspondiente a la pre tensión de pernos y luego, a medida que avanza el número de ciclos, las tensiones van aumentando progresivamente. Cabe notar que en los ciclos pares el T-stub superior está traccionado y en los ciclos impares está comprimido. Se puede notar que cuando el T-stub es traccionado, los pernos del modelo SE-01 desarrollan una tensión máxima mucho mayor al modelo SE-02, alcanzando una amplificación máxima de 43 % para una rotación de 0,03 [rad] (ciclo n°14). El hecho de que esta amplificación se manifieste en el modelo SE-01 y sólo en ciclos de tracción indica que se trata del apalancamiento del ala. A pesar de esto, la tensión máxima corresponde a 1130 [MPa], por lo que los pernos se mantienen en su rango elástico durante toda la simulación. En la figura 5.16 se muestran las tensiones de von Mises de los pernos en el T-stub superior.

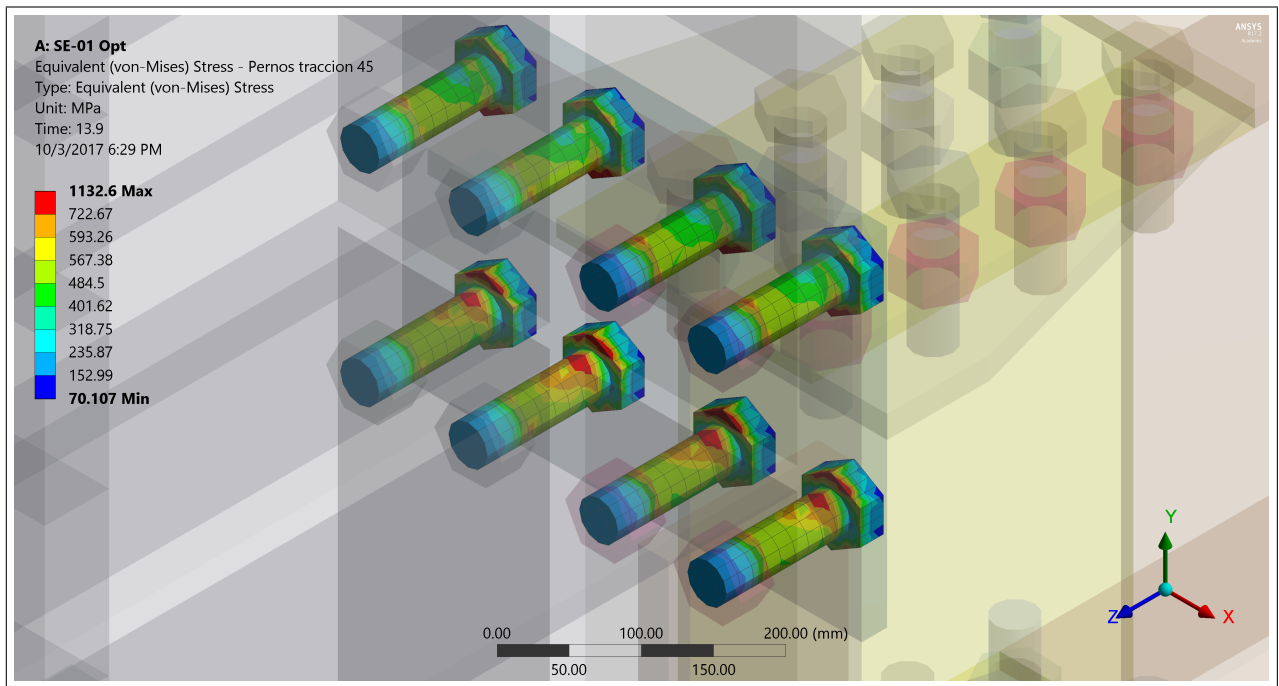


Figura 5.16: Tensiones de von Mises de pernos a tracción (T-stub superior)

Capítulo 6

Conclusiones

6.1. Conclusiones

La calibración de los modelos se realizó con el fin de ajustar las curvas de fuerza - desplazamiento a los resultados obtenidos experimentalmente en Salas (2016), para así representar de mejor manera el comportamiento hysterético del sistema estructural. Dado el gran volumen de las probetas, se optó por modelar mediante elementos sólidos únicamente la zona de mayor interés, correspondiente al núcleo de la conexión, con el fin de simplificar el modelo y así disminuir el tiempo de procesamiento. El resto de la geometría se modeló mediante elementos barra, lo cual se logró de manera satisfactoria, entregando un modelo eficiente y sofisticado.

El principal objetivo de la investigación fue generar modelos de elementos finitos, capaces de reproducir el comportamiento de probetas ensayadas experimentalmente bajo carga cíclica. Esto es logrado parcialmente dado que, si bien los modelos son capaces de estimar correctamente la resistencia, rigidez y deformación de los especímenes hasta rotaciones entre piso de 0,02 [rad], no logran representar la realidad física de la conexión en su totalidad. De todas maneras, el modelo brinda una aproximación conservativa del comportamiento cíclico.

En particular, el efecto de “pinching” no es captado por el modelo debido a que tanto perno y perforación poseen el mismo diámetro, imposibilitando el deslizamiento entre T-stub y viga. Se utilizó este falso supuesto para lograr convergencia del modelo, sin embargo aporta considerablemente en la deformación de la conexión y debe ser considerado. El cálculo anexo brinda una aproximación realista del deslizamiento, complementando de buena manera el modelo de ANSYS.

Desde la rotación entre piso de 0,02 [rad] en adelante, los modelos presentan una notable degradación de resistencia debido al pandeo que se genera en las alas de la viga. La inestabilidad se presenta cuando se alcanzan deformaciones plásticas de 4 % en dicha zona. Para rotaciones de 0,03 [rad] y 0,04 [rad] la resistencia del modelo se degrada un 15 % y 32 % respectivamente, otorgando una cota inferior de la resistencia de la conexión.

La causa de la pérdida de resistencia es el modelamiento del material. El modelo bi-lineal con endurecimiento cinemático sobrestima el efecto Bauschinger cuando se alcanzan grandes deformaciones plásticas, disminuyendo la tensión de fluencia cuando la carga se revierte. Situación diferente se tiene al considerar un endurecimiento isotrópico, el cual no considera en absoluto este efecto. Para obtener resultados más acertados se debería utilizar un modelo bi-lineal compuesto, que contemple ambos tipos de endurecimiento.

En términos de rigidez, los modelos estiman correctamente la rigidez de la conexión y del espécimen, mostrando un error máximo de 14 %. Este error se observa para grandes niveles de rotación, en donde se manifiesta el pandeo local de las alas de la viga.

Según las clasificaciones de conexiones expuestas en el Capítulo 2, ambas conexiones corresponden a totalmente restringidas (FR) de resistencia completa (FS). Esto habla de la versatilidad que posee la conexión DBT, pudiendo ser total o parcialmente rígida según su diseño. Además, al ser de tipo FR, su uso podría estar permitido por la norma INN (2003).

El efecto de apalancamiento se debe considerar al momento de diseñar este tipo de conexiones. Las tensiones máximas desarrolladas por los pernos a tracción del espécimen SE-01 llegan a ser 46 % superiores a las del espécimen SE-02, por lo que se debe tener especial precaución en este efecto para no presentar fallas frágiles y violentas.

Finalmente, en términos de validación, los modelos numéricos son capaces de sostener una deriva de 0,04 [rad], manteniendo un momento en la cara de la columna superior a $0,8M_p$. Esto cumple con los requisitos de AISC 341 (2016) para conexiones de viga - columna en marcos de tipo SMF, a pesar de la subestimación de resistencia ya mencionada, por lo que la conexión DBT es una solución alternativa a la conexión DST para marcos de momento tipo SMF, mientras se cuiden las recomendaciones de diseño relacionados a la soldadura del perfil T-stub señalados en Bravo (2013).

6.2. Limitaciones del modelo

La principal limitación del modelo es la incapacidad de representar el “pinching”, ya comentada en el capítulo anterior. Esta deficiencia provoca que la forma de la curva no se asemeje, a pesar de que los valores últimos y de fluencia concuerden. Al cambiar la forma de la curva, también lo hace el área bajo ella, por lo que el modelo tampoco es capaz de representar la energía disipada por la conexión. En este sentido, el modelo sobre estima la energía disipada al no considerar las pérdidas de rigidez.

A nivel de conexión, no se puede representar directamente el deslizamiento de pernos, producto del modelamiento de perforaciones, por lo que se debe estimar mediante métodos alternativos.

El endurecimiento cinemático es propicio para modelar el comportamiento cíclico en pequeñas deformaciones, pudiendo tener problemas al someter la conexión a deformaciones excesivas.

Una limitante del modelo es la gran cantidad de elementos y nodos que posee, del orden de 100.000. Esto genera muchas ecuaciones de equilibrio, iteraciones y grandes tiempos de procesamiento, por lo que se utilizaron elementos sólidos de bajo orden (sin nodos en sus aristas). Si bien este arreglo reduce considerablemente el tiempo de procesamiento, también puede incurrir en errores de cálculo debido a la baja calidad; particularmente se puede dar en el caso de los tetraedros de 4 nodos, los cuales son muy rígidos y pueden subestimar las deformaciones de los elementos.

6.3. Futuras investigaciones

- Completar los modelos SE-03 y SE-04 y compararlos con los resultados experimentales, para así determinar su validez en modos de falla de zona panel y falla balanceada.
- Desarrollar un modelo que considere la holgura entre el perno y la perforación, de tal manera que se represente la realidad física de la conexión.
- Ajustar modelo con endurecimiento isotrópico y cinemático, con el fin de estimar correctamente las tensiones y deformaciones del sistema.
- Finalmente, el modelo debe apuntar a la simplificación del mismo, tratando de obtener relaciones o reglas generales que sirvan como recomendaciones para el diseño de conexiones DBT.

Bibliografía

- AISC (1992). Seismic provisions for structural steel building, load and resistance factor design. *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA*.
- AISC 341 (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA*.
- AISC 358 (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA*.
- AISC 360 (2016). Specification for Structural Steel Buildings. *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA*.
- Alarcón, C. (2017). *Estudio numérico de conexiones de momento DBT (Double Built-Up T) para edificios de marcos sismoresistentes*. Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería sísmica, Universidad de Chile, Santiago.
- ANSYS (2016). *Reference Manual (v17.2)*. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA.
- ASCE 7 (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA*.
- Bravo, M. A. (2013). *Estudio analítico experimental de perfiles T soldados sometidos a carga cíclica*. Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería sísmica, Universidad de Chile.
- Bruneau, M., Uang, C. M., and Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw Hill Professional, 2nd edition.
- Desjouis, G. (2006). *Estudio analítico de conexiones de momento viga-columna usando perfiles T soldados*. Memoria para optar al grado de ingeniero civil, Universidad de Chile.
- Engelhardt, M. and Sabol, T. (1997). Seismic-resistant steel moment connections: developments since the 1994 Northridge earthquake. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1(1):68–77.
- FEMA 350 (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. Prepared by the SAC Joint Venture with funding provided by the Federal Emergency Management Agency.

- Herrera, R. A., Desjouis, G., Gomez, G., and Sarrazin, M. (2008). Behavior Of Welded T-Stubs Subjected To Tensile Loads. In *14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*. October 12-17, Beijing, China.
- INN (1996). Nch433: Diseño sísmico de edificios. *Instituto nacional de normalización (INN)*, Santiago, Chile.
- INN (2003). NCh2369: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. *Instituto nacional de normalización (INN)*, Santiago, Chile.
- Khan, A. S. and Huang, S. (1995). *Continuum theory of plasticity*. John Wiley & Sons, New York.
- Kim, T. S. and Kuwamura, H. (2007). Finite element modeling of bolted connections in thin-walled stainless steel plates under static shear. *Thin-Walled Structures*, 45(4):407–421.
- Núñez, E. (2016). *Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistemas estructurales de pórticos a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas*. PhD thesis, Universidad Central de Caracas, Venezuela.
- Popov, E. and Bertero, V. (1973). Cyclic Loading of Steel Beams and Connections. *Journal of the Structural Division*, 99(st6):1189–1204.
- Popov, E. and Stephen, R. (1972). Cyclic Loading of Full-Size Steel Connections.
- RCSC (2004). Specification for structural joints using ASTM A325 or A490 Bolts. *American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, USA*.
- Salas, C. (2016). *Estudio Experimental de Conexiones de Momento Usando Perfiles T Soldados*. Memoria para optar al grado de ingeniera civil, Universidad de Chile, Santiago.
- Smallidge, J. (1999). *Behavior of bolted beam-to-column T-stub connections under cyclic loading*. M.s. thesis, Georgia Institute of Technology. Atlanta, GA, USA.
- Swanson, J. A. (2002). Ultimate strength prying models for bolted t-stub connections. *Engineering Journal*, 39(3):136–147.
- Swanson, J. A. and Leon, R. T. (2000). Bolted Steel Connections: Tests on T-Stubs Components. *Journal of Structural Engineering*, 126(1):50–56.
- Tamboli, A. R. (2010). *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details*. McGraw-Hill New York, 2nd edition.
- Timoshenko, S. and Gere, J. (1961). *Theory of Elastic Stability*. McGraw-Hill, NY, USA.
- UBC (1985). *Uniform Building Code*. International Conference of Building Officials. Whittier, CA, USA.
- Zhao, K. and Lee, J. (2002). Finite element analysis of the three-point bending of sheet metals. 122:6–11.

Anexo A

Cálculo de deslizamiento

Validación de modelos numéricos de conexión viga columna utilizando perfiles T soldados
Juan Cristobal Arrau
Corrección por deslizamiento

```
% Se importan datos de Momento y Rotación
SE01=xlsread('SE-01 Ciclico Opt.xlsx','Datos');
tiempo=SE01(:,1);
Pactuador=SE01(:,2)/9964;%en tonf
ReaccionOeste=SE01(:,4)/9964;%en tonf
ReaccionEste=SE01(:,3)/9964;%en tonf
Dentrepiso=SE01(:,5);%en mm
Rotentrepiso=SE01(:,6);%en rad
RotRelConnEste=SE01(:,7);%en rad
RotRelRotulaEste=SE01(:,8);%en rad
RotRelConnOeste=SE01(:,9);%en rad
RotRelRotulaOeste=SE01(:,10);%en rad
MomCaraEste=ReaccionEste*4.1;
MomCaraOeste=ReaccionOeste.*4.1;
MomVigaEste=ReaccionEste.*3.615;
MomVigaOeste=ReaccionOeste.*3.615;
```

```
% Interpolación de datos
h = 0.6; %Altura de viga en [m]
dt=0.001;
ME=interp1(MomCaraEste,1:dt:numel(MomCaraEste));
PE=ME/h;
MO=interp1(MomCaraOeste,1:dt:numel(MomCaraOeste));
PO=MO/h;
Ro=interp1(RotRelConnEste,1:dt:numel(RotRelConnEste));
R=Ro;
% Cálculo de carga crítica Pslip según AISC360 - Cap J.
mu = 0.33; %Coeficiente de fricción entre placas clase A
Du = 1.33; %Coeficiente por pretensión nominal de pernos
Tb = 55; %Pre tensión mínima de perno según tabla J3.1 en [tonf]
hf = 1; %Factor por perforaciones estándar
ns = 1; %numero de planos
Pslip = mu*Du*Tb*hf*ns; %Carga crítica [tonf]
% Deslizamientos y rigideces según Swanson & Leon (2001)
delta1 = 0.193*1.46; %en [mm] + 46 % error (caso desfavorable)
deltafu = 2.5; %en [mm]
k1 = Pslip / delta1; %Rigidez pre-slip
k2 = Pslip / (delta1 - deltafu); %Rigidez post-slip
% Iteración
for i=1:numel(PE)-1
    if abs(PE(i)) <= Pslip
        R(i) = R(i) - 2*PE(i) / (k1*h*1000);
    end
end
```

```
if abs(PE(i)) >Pslip && abs(PE(i)) <= abs(PE(i+1))
    R(i) = R(i) - sign(PE(i))*2*(delta1 + deltafu)/(1000*h);
end
end
```