



UNIVERSIDAD DE CHILE
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas
Departamento de Ingeniería Civil

CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE MOMENTO UTILIZANDO
PERFILES T SOLDADOS

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GONZALO GABRIEL AEDO RODRÍGUEZ.

Profesor Guía

RICARDO HERRERA MARDONES

Miembros de la comisión:

MAURICIO SARRAZIN ARELLANO

RAMON MONTECINOS CONCHA

Santiago de Chile

Abril 2009

RESUMEN DE LA MEMORIA
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: GONZALO AEDO RODRÍGUEZ.
FECHA: 13/04/2009
PROF. GUIA: Sr. RICARDO HERRERA M.

“CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE MOMENTO UTILIZANDO PERFILES T SOLDADOS”

Luego del terremoto de Northridge (Julio de 1994), en California, se observó que los códigos de diseño utilizados hasta la época tenían falencias, ya que se produjo una falla frecuente en el sector de las conexiones de las estructuras tipo marco de acero, esta falla se presentó en forma de una grieta iniciada en la soldadura de unión entre el ala de la viga y el ala de la columna, este tipo de falla es considerada como una falla frágil. Los principios de diseño actuales buscan generar estructuras dúctiles, esto quiere decir, estructuras que presenten deformaciones notorias y disipación de energía en forma de rótulas plásticas antes de un posible colapso.

Una de las conexiones que cumple con estos nuevos objetivos de diseño es la conexión viga-columna de momento precalificada por FEMA, *T-Stub*, la que corresponde a dos perfiles T dispuestos de forma apernada en la unión. Se estima que su uso agiliza el proceso constructivo ya que éstas piezas pueden ser fabricadas en serie en maestranzas y sólo son apernadas en terreno.

El objetivo general del presente trabajo de título es determinar la factibilidad estructural del uso de conexiones T soldadas en estructuras de tipo marco, con el objeto de evaluar su uso en la realidad local.

Para cumplir este objetivo, se compararon los resultados de ensayos en perfiles T soldados realizados recientemente, con los valores de resistencia y rigidez recomendados por las especificaciones vigentes para diseño en acero y por trabajos analíticos previos a la realización de los ensayos. Finalmente se diseñó un edificio prototipo de marcos de acero de tres niveles, con y sin la conexión *T-stub*. Esto último permitió evaluar las ventajas y desventajas del uso de este tipo de elemento conector comparando las cubriciones de acero entre ambos casos.

El resultado final fue que los modelos para perfiles T laminados se ajustan a las curvas de carga-deformación obtenidas de los ensayos. Por otro lado, se tiene que el diseño por capacidad que exigen los nuevos códigos, sumado a las restricciones de desplazamientos impuestos por la norma sísmica de edificios vigente en Chile, hace que el uso de esta conexión semi-rígida necesite de perfiles de mayor tamaño que estructuras que usen conexiones rígidas.

Se concluye que los diseños por capacidad hacen necesarios perfiles de mayor tamaño que para casos con conexiones rígidas debido a las restricciones de desplazamientos impuestas. Se recomienda estudiar otro tipo de estructuración en la que otros elementos limiten las deformaciones, de modo que los marcos queden diseñados por resistencia.

*Dedicada a mi familia y a
todas las personas que hicieron
realidad este proceso.*

Índice General

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1 MOTIVACIÓN..... | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS..... | 1 |
| 1.2.1 <i>Objetivo general:</i> | 1 |
| 1.2.2 <i>Objetivos específicos:</i> | 1 |
| 1.3 METODOLOGÍA. | 2 |
| 1.4 RESULTADOS ESPERADOS. | 2 |
| 1.5 ORGANIZACIÓN..... | 3 |
| 2. ANTECEDENTES | 4 |
| 2.1 MOTIVACIÓN..... | 4 |
| 2.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES | 8 |
| 2.3 ESTUDIOS TEÓRICOS | 10 |
| 2.4 ESTUDIOS ANALÍTICOS | 12 |
| 2.5 CONEXIÓN ESTUDIADA | 13 |
| 2.5.1 <i>Acero ASTM A36</i> | 13 |
| 2.5.2 <i>Geometría de la conexión</i> | 14 |
| 2.5.3 <i>Ensayos de Gómez (2008)</i> | 15 |
| 3. ENSAYOS..... | 16 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN..... | 16 |
| 3.2 ENSAYO DE PERNOS A TRACCIÓN..... | 16 |
| 3.2.1 <i>Instalación Experimental</i> | 16 |
| 3.2.2 <i>Resultados</i> | 17 |
| 3.3 ENSAYO DE MACROATAQUE. | 19 |
| 3.3.1 <i>Instalación Experimental</i> | 19 |
| 3.3.2 <i>Resultados</i> | 19 |
| 3.4 CONCLUSIONES..... | 20 |
| 4. EVALUACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA CONEXIÓN..... | 21 |
| 4.1 INTRODUCCIÓN..... | 21 |
| 4.2 RESISTENCIA REAL SEGÚN AISC-360 (AISC 2005B) | 21 |
| 4.3 MODELO DE SWANSON ET AL (2001)..... | 24 |
| 4.4 MODELO DE PILUSO ET AL (2001)..... | 28 |
| 4.5 CONCLUSIONES..... | 31 |
| 5. MODELACIÓN | 32 |
| 5.1 INTRODUCCIÓN..... | 32 |
| 5.2 ESTRUCTURACIÓN | 32 |
| 5.3 CARGAS Y SOBRECARGAS..... | 33 |
| 5.4 TIPO DE ANÁLISIS..... | 34 |
| 5.5 MODELO RÍGIDO..... | 34 |
| 5.5.1 <i>Corte basal</i> | 35 |
| 5.5.2 <i>Fuerzas por piso</i> | 36 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 5.5.3 | <i>Torsión accidental</i> | 36 |
| 5.6 | MODELO CON CONEXIÓN | 42 |
| 5.6.1 | <i>Corte basal</i> | 42 |
| 5.6.2 | <i>Fuerzas por piso</i> | 43 |
| 5.6.3 | <i>Torsión accidental</i> | 43 |
| 5.6.1 | <i>Diseño de elemento conector</i> | 49 |
| 5.7 | RESUMEN DE CUBICACIONES DE ACERO..... | 50 |
| 5.8 | CONCLUSIONES..... | 50 |
| 6. | CONCLUSIONES..... | 52 |
| 6.1 | RESUMEN | 52 |
| 6.2 | COMENTARIOS | 52 |
| 6.3 | CONCLUSIONES..... | 52 |
| 6.4 | LIMITACIONES..... | 55 |
| 7. | REFERENCIAS | 56 |
| | ANEXO A: RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN SEGÚN AISC 360 (2005B)..... | 58 |
| | ANEXO B: MODELO SWANSON ET AL (2001)..... | 62 |
| | ANEXO C: MODELO PILUSO ET AL (2001) | 65 |
| | ANEXO D: FACTORES DE UTILIZACIÓN | 71 |
| | ANEXO E: VERIFICACIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL | 104 |
| | ANEXO F: DISEÑO DEL ELEMENTO CONECTOR | 107 |

Índice de Tablas

| | |
|--|----|
| Tabla 2-1: Propiedades mecánicas de probetas de acero A36..... | 14 |
| Tabla 2-2: Dimensiones en mm de la conexión estudiada por Gómez (2008)..... | 15 |
| Tabla 3-1: Resultados del ensayo de pernos. | 19 |
| Tabla 4-1: Resistencias nominales por modos de falla según AISC 360 | 21 |
| Tabla 4-2: Falla prevista por la AISC versus falla observada en el perfil. | 23 |
| Tabla 4-3: Carga de falla para el mismo modo previsto por la AISC..... | 23 |
| Tabla 5-1: Sobrecargas y cargas muertas del edificio prototipo..... | 34 |
| Tabla 5-2: Propiedades de los perfiles utilizados. | 34 |
| Tabla 5-3: Cubicaciones de cargas por piso. | 35 |
| Tabla 5-4: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje X | 36 |
| Tabla 5-5: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje Y | 36 |
| Tabla 5-6: Análisis de fuerzas producidas por la torsión accidental. | 37 |
| Tabla 5-7: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje X..... | 37 |
| Tabla 5-8: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje Y..... | 37 |
| Tabla 5-9: Factores de utilización de los perfiles en el eje X..... | 41 |
| Tabla 5-10: Factores de utilización de los perfiles en el eje Y..... | 41 |
| Tabla 5-11: Propiedades de los perfiles utilizados. | 42 |
| Tabla 5-12: Cubicaciones de cargas por piso. | 42 |
| Tabla 5-13: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje X | 43 |
| Tabla 5-14: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje Y | 43 |
| Tabla 5-15: Análisis de fuerzas producidas por la torsión accidental. | 43 |
| Tabla 5-16: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje X..... | 44 |
| Tabla 5-17: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje Y..... | 44 |
| Tabla 5-18: Factores de utilización de los perfiles en el eje X..... | 48 |
| Tabla 5-19: Factores de utilización de los perfiles en el eje Y..... | 48 |
| Tabla 5-20: Cubicaciones de acero de los dos modelos. | 50 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 2-1: Conexión típica de momento soldada anterior a 1994 (FEMA-350, 2000) | 4 |
| Figura 2-2: Detalle de falla típica de conexión viga-columna (FEMA-350, 2000) | 5 |
| Figura 2-3: Conexión Double Split Tee (FEMA-350, 2000) | 6 |
| Figura 2-4: Esquema de experimentación <i>Piluso et al</i> (2001) | 9 |
| Figura 2-5: Modelo basado en resortes (Swanson et al, 2001) | 10 |
| Figura 2-6: Mecanismos de falla posibles (Piluso et al, 2001) | 11 |
| Figura 2-7: Modelo de la falla en el ala de la conexión. (Coelho, 2004)..... | 11 |
| Figura 2-8: Modelo de elementos finitos por Coelho et al (2006) | 12 |
| Figura 2-9: Modelo de elementos finitos por Guillaume Desjouis (2006) | 13 |
| Figura 2-10: Dimensiones de la conexión estudiada por Gómez (2008)..... | 14 |
| Figura 3-1: Instalación experimental | 17 |
| Figura 3-2: Curva de carga a tracción del Perno 1 | 18 |
| Figura 3-3: Pernos ensayados. | 18 |
| Figura 3-4: Zonas identificadas a través del ensayo de macroataque. | 20 |
| Figura 4-1: Resistencias nominales según AISC 360 (2005b) | 22 |
| Figura 4-2: Comparación entre el comportamiento experimental y el modelo analítico. Swanson et al (2001) | 24 |
| Figura 4-3: Distancia de Whitmore y ángulo de distribución de tensiones efectivas. | 25 |
| Figura 4-4: Comparación entre perfiles de Gómez (2008) y Swanson et al (2001)..... | 26 |
| Figura 4-5: Muestra D1-2 | 27 |
| Figura 4-6: Comparación de las probetas de Gómez y Piluso et al (2003). (Cont.) | 29 |
| Figura 5-1: Vista en elevación del edificio prototipo. | 33 |
| Figura 5-2: Vista en planta del edificio prototipo | 33 |
| Figura 5-3: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección X)..... | 38 |
| Figura 5-4: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección Y)..... | 38 |
| Figura 5-5: Diagramas de Esfuerzo en la dirección X. | 39 |
| Figura 5-6: Diagramas de Esfuerzo en la dirección Y. | 40 |
| Figura 5-7: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección X)..... | 45 |
| Figura 5-8: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección Y)..... | 45 |
| Figura 5-9: Diagramas de Esfuerzo en la dirección X. | 46 |
| Figura 5-10: Diagramas de Esfuerzo en la dirección Y. | 47 |
| Figura 5-11: Dimensiones de la conexión (caso flexible) | 49 |

1. Introducción

1.1 Motivación

En la actualidad, existen diversas formas para conectar elementos estructurales de acero donde cada conexión aporta, según su forma y geometría, al traspaso de esfuerzos de corte, momento y/o esfuerzo axial. Según sea la naturaleza de la estructura y su configuración de elementos, existirán conexiones que se comporten mejor en determinadas posiciones, siempre y cuando se tenga en cuenta el tipo de transmisión de esfuerzos que se quiera materializar en dichos puntos de contacto.

Por otro lado, se debe tener presente que cualquier principio de diseño busca generar estructuras dúctiles, esto quiere decir, estructuras que presenten deformaciones notorias antes de un posible colapso. En particular, el criterio de diseño para marcos estructurales conocido como *columna fuerte-viga débil* permite que la estructura disipe energía en forma de rótulas plásticas en las vigas, idealmente alejadas de los elementos conectores, permitiendo que durante un evento sísmico de gran intensidad, la estructura se mantenga en pie asegurando altos estándares de seguridad para las personas y equipos que estas protegen.

1.2 Objetivos.

El presente trabajo de título tiene por objetivos los siguientes:

1.2.1 Objetivo general:

- Determinar la factibilidad estructural del uso de conexiones T soldadas en estructuras de acero de tipo marco.

1.2.2 Objetivos específicos:

- Cuantificar la resistencia de momento nominal para distintas dimensiones del tipo de conexión.
- Determinar una forma de modelar este tipo de conexiones.

1.3 Metodología.

De acuerdo a los objetivos mencionados en el punto anterior, se consideró los siguientes pasos para el desarrollo del tema:

- Estudio de los antecedentes del tema, investigando conexiones similares o estudios relevantes en el área.
- Comparación de estudios teóricos y experimentales realizados en trabajos de título anteriores de tal manera de definir los rangos de validez de la teoría.
- Determinación de un patrón, ya sea basado en experiencias de laboratorio o analíticas, de tal forma de poder dar un valor de resistencia a cualquier geometría de este tipo conexión.
- Modelación y diseño de un edificio prototipo en software de cálculo estructural, con y sin conexiones del tipo T soldadas, de tal forma de poder contrastar ambas configuraciones.

1.4 Resultados esperados.

Los resultados que se esperaba lograr en relación a los objetivos propuestos, por medio de las metodologías sugeridas fueron los siguientes:

- Validar y mejorar métodos de modelación de este tipo de conexiones.
- Validar y mejorar valores y estimaciones de la capacidad nominal resistente de estos elementos.

1.5 Organización.

El presente trabajo de título consta de 6 capítulos adicionales al introductorio, los que son descritos a continuación:

Capítulo 2 “Antecedentes”: Revisión de estudios previamente realizados en relación a las conexiones de momento.

Capítulo 3: “Ensayos”: Se presentan los ensayos de tracción a los pernos y de macroataque al filete de soldadura junto con los resultados más importantes asociados a estos.

Capítulo 4 “Evaluación de los parámetros de la conexión”: Cálculos y comparaciones de ensayos existentes con diferentes métodos de modelación empleados anteriormente.

Capítulo 5 “Modelación”: Estudio de un edificio prototipo con y sin la conexión estudiada de tal forma de poder cuantificar sus posibles beneficios.

Capítulo 6 “Conclusiones”: Discusión de resultados y limitaciones del tema propuesto.

2. Antecedentes

2.1 Motivación

Antes de 1994, las estructuras de marcos en E.E.U.U. utilizaban un tipo de conexión típica basada en una viga soldada directamente al ala de la columna. Esta incluía, además, atiesadores para evitar el pandeo local de las alas de la columna y una placa apernada al alma de la viga que soportaba el corte (ver Figura 2-1). Estudios realizados durante los años setenta por Popov y Stephen (1972), referentes a la ductilidad de este tipo de conexiones, demostraron que se mantenía una buena respuesta, siempre y cuando existiera una buena ejecución y control de la soldadura.

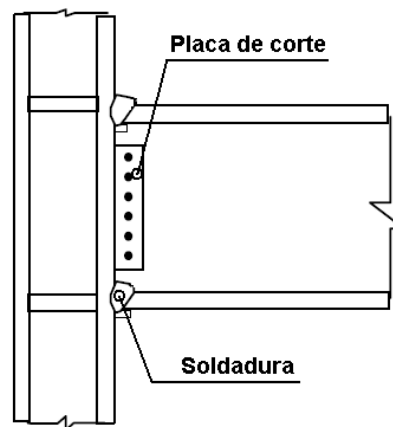


Figura 2-1: Conexión típica de momento soldada anterior a 1994 (FEMA-350, 2000)

No obstante, en la madrugada del 17 de julio del año 1994, tuvo lugar uno de los terremotos más destructivos de la historia de Estados Unidos, con epicentro en Northridge, California. Este sismo, tuvo una magnitud de 6.7 grados en la escala de Richter, dañando gran parte de las estructuras de acero del sector. La falla típica correspondió a una grieta, iniciada en la soldadura, la que en algunos casos atravesaba el ala de la columna. (ver Figura 2-2). Esta falla fue encontrada en edificios de 1 a 26 pisos de altura, y tanto en edificios construidos 30 años antes del terremoto como en algunos que habían sido finalizados cercanos a la fecha del sismo.

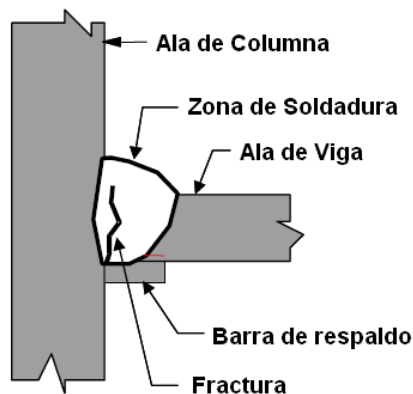


Figura 2-2: Detalle de falla típica de conexión viga-columna (FEMA-350, 2000)

A raíz de esta falla recurrente, se realizaron estudios en los alrededores de terremotos de características similares tales como los de Landers (1992), Big Bear (1992) y Loma Prieta (1989), descubriendo que estos sismos, anteriores al de Northridge, habían producido fallas similares, pero de menor magnitud.

Los estudios realizados detectaron las posibles fuentes de falla de esta conexión:

- Las soldaduras pudieron ser realizadas por mano de obra no calificada, en la cual el soldador (montado sobre la viga), interrumpía la soldadura en el sector del alma de la misma, teniendo una menor área de soldadura que la teórica, y por consiguiente una concentración de tensiones en la discontinuidad que pudo dar origen a la grieta.
- La barra de respaldo dificultaba la inspección visual de la conexión, ocultando posibles fallas, las que en el caso de un sismo se convertirían en el inicio de una grieta.
- El diseño consideraba que el corte lo transmitiría el alma de la viga, y el momento las alas, no obstante, debido a condiciones de borde impuestas por la columna, las alas de la viga traspasaban una cantidad importante de corte.
- Los aceros estructurales subieron su calidad, debido a procesos de producción mejorados, en cambio la soldadura siguió siendo la misma, ocurriendo una descompensación en el diseño, fallando primero la conexión, con una falla frágil, antes que el elemento unido.

Todos estos problemas hicieron imposible asegurar el correcto funcionamiento de este tipo conexión ante solicitaciones sísmicas, por lo que fue necesario investigar nuevas formas de conectar elementos de acero.

La agencia norteamericana FEMA¹, encargó la realización de estudios con respecto a este tipo de falla y posibles soluciones, a SAC, una empresa conjunta entre SEAOC², ATC³ y CUREe⁴. Así, en junio del 2000, fueron publicadas una serie de recomendaciones para el diseño sísmico, incluido en esa entrega, el texto de fundamental importancia para este trabajo de título: FEMA-350 (2000) “*Recommended Seismic Design Criteria for new Steel Moment-Frame Buildings*” en el cual se proponen una serie de conexiones precalificadas y la forma en que éstas trabajan.

La conexión del tipo *Double Split Tee* (ver Figura 2-3), es una de las conexiones de momento precalificadas por FEMA-350, la que corresponde a perfiles T dispuestos de forma apernada entre el ala de la columna y el ala de la viga, la cual tiene la ventaja de seguir la filosofía de apernar en terreno y soldar en maestranza. No obstante, la desventaja de este tipo de conexión es que está aceptada sólo para perfiles laminados, muy escasos en el medio local.

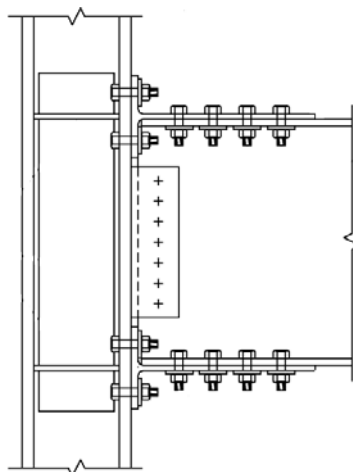


Figura 2-3: Conexión Double Split Tee (FEMA-350, 2000)

¹ FEMA: Federal Emergency Management Agency, USA.

² SEAOC: Structural Engineers Association of California

³ ATC: Applied Technology Council

⁴ CUREe: California Universities for Research in Earthquake Engineering

Por esto es que se decidió analizar conexiones con perfiles T soldados, dispuestos de forma apernada en estructuras tipo marco (basadas en el principio columna fuerte-viga débil), esto debido a que se tiene una mayor flexibilidad al diseñar y que a pesar de que existe importación de perfiles laminados, hay una incertidumbre en el hecho de que siempre se utilizarán éstos y de si existirán situaciones adversas que imposibiliten su importación, haciendo necesario este estudio para validar este tipo de conexión.

Cabe destacar que el presente trabajo de título se encuentra enmarcado en una serie de memorias realizadas en la Universidad de Chile. En una primera etapa Desjouis (2007) realizó una modelación en el software de elementos finitos ANSYS (ANSYS Inc. software products), tomando como bases las disposiciones de FEMA-350. Posteriormente, Gómez (2008) realizó ensayos de laboratorio para corroborar de forma experimental el funcionamiento de perfiles soldados como parte de la conexión. Ambos estudios consideraron variadas combinaciones geométricas resaltando como parámetros de estudio los siguientes:

- Relación espesor alma-espesor ala.
- Disposición de los pernos.
- Cantidad de pernos.

Existen, además, una serie de estudios referentes a las conexiones de perfiles soldados, realizados por equipos de investigadores internacionales, entre los que se puede mencionar:

- Swanson y Leon. (2000, 2001)
- Piluso, Faella y Rizzano. (2001)
- Coelho, Bijlaard, Gresnigt y da Silva. (2004, 2006)

En base a lo anterior, se pretende realizar una determinación de las propiedades globales de la conexión, tales como el momento nominal resistente y la capacidad de giro, relativos a las experiencias analíticas y experimentales, de tal forma de poder diseñarla en función de las cargas solicitantes, calibrar estudios existentes a la realidad

local y mejorar las estimaciones que se tienen para perfiles laminados adaptándolos a perfiles soldados. Finalmente, se diseñará un edificio prototipo basado en una estructuración de marcos, este será modelado con y sin la conexión de tal forma de comparar cambios en los esfuerzos internos de la estructura, para así poder establecer si este tipo de conexión es conveniente y competitiva con alguna otra alternativa.

El presente trabajo de título, está basado en las experiencias y publicaciones existentes hasta la fecha, por lo cual se procede a resumir y explicar el contenido de estas.

2.2 Estudios Experimentales

Hasta la fecha se conocen 4 estudios experimentales destinados, a validar modelos teóricos y analíticos. Swanson et al (2001) ensayaron 48 muestras de la conexión, teniendo en cuenta como variables de estudio el tamaño de la muestra, la medida de los pernos y diámetro de éstos. El estudio concluyó que los modelos basados en LRFD son conservadores en la determinación del espesor del ala y la tensión de los pernos, no así para la sección neta de fractura y falla por corte de los pernos, donde las capacidades demostraron estar sub-dimensionadas.

Piluso et al (2001), realizaron una serie de 12 ensayos para predecir el comportamiento último de conexiones apernadas T-stub. Esto se logró evaluando las deformaciones plásticas, siendo las muestras caracterizadas por la razón entre la resistencia a flexión de las alas y la resistencia axial de los pernos. Este trabajo buscó validar el estudio teórico realizado por el mismo equipo y concluyó que existe una adecuada correlación entre ese modelo y los resultados experimentales. Ambos estudios confirmaron la importancia del mecanismo de colapso de las deformaciones plásticas en conexiones tipo *T-stub*.

La Figura 2-4 muestra la instalación experimental utilizada por Piluso et al (2001), en donde se puede observar que fueron ensayados 2 perfiles simultáneamente.

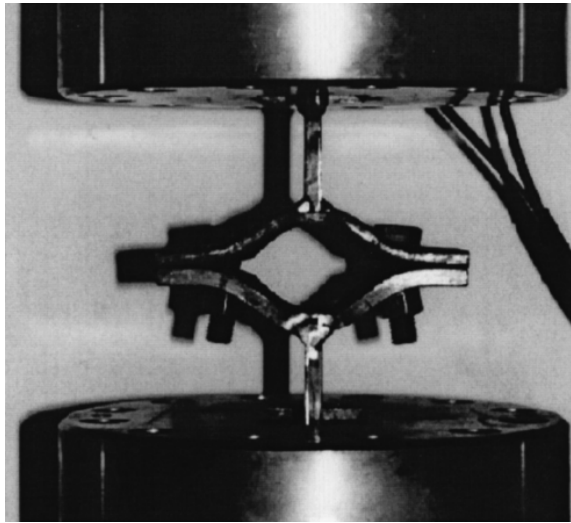


Figura 2-4: Esquema de experimentación *Piluso et al (2001)*

En tanto, Coelho et al (2003) estudiaron el comportamiento de 32 conexiones apernadas T-stub realizadas con perfiles soldados de tal manera de poder extender estudios anteriores realizados sobre perfiles laminados. Se presenta un estudio en función del ancho del filete de soldadura, el tamaño de la conexión, el tipo y diámetro del perno, el tipo de acero, y la orientación del acero estructural. Asimismo, este estudio arrojó que las mayores contribuciones a la deformación de la conexión provienen de la deformación del ala y la elongación por tensión de los pernos, aunque, en el caso de producirse una grieta en la soldadura, se esperan importantes incrementos en la deformación.

Recientemente, Gómez (2008) realizó una serie de 22 ensayos variando distintos parámetros. Este estudio difirió en magnitud de carga con respecto de los resultados teóricos esperados. No así el comportamiento, que mantuvo en general una relación con la teoría (a excepción de una de las probetas). Cabe resaltar de este estudio, que la tensión última en relación a la razón entre espesor de ala y alma, se hizo máxima al ser esta igual a 1.75, lo que sienta un precedente a la hora de diseñar este tipo de conexiones. No obstante, este ensayo fue realizado bajo un esquema de carga monotónica, dejando abierta la necesidad de realizar ensayos cíclicos de carga.

2.3 Estudios Teóricos

Destacan principalmente la realización de 3 trabajos teóricos realizados por los mismos grupos de investigadores:

Swanson et al (2001) consideran un modelo de carga monotónica que incursiona en el rango no lineal, este modelo incorpora como variables de estudio las siguientes:

- Deformación de pernos en tensión
- Flexión de las alas
- Elongación del alma
- Deslizamiento relativo del alma con respecto a la viga
- Aplastamiento de la T y las vigas por los pernos.

Esto se logró a través de un modelo de series de resortes (ver Figura 2-5) en las que 1 y 2 representan la flexión de las alas y la elongación de los pernos determinados por el efecto de apalancamiento (prying effect), 3 y 4 corresponden a la deformación no lineal del alma y la deformación de los pernos al corte, y finalmente 5 y 6 atienden al efecto del deslizamiento entre viga y alma de la T y las deformaciones del rodamiento entre los mismos elementos.

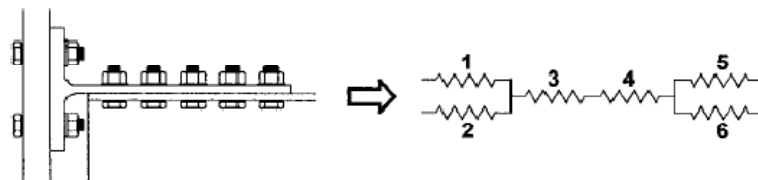


Figura 2-5: Modelo basado en resortes (Swanson et al, 2001)

Piluso et al (2001) realizaron un trabajo que buscó predecir la capacidad de rotación plástica de conexiones apernadas en relación a su geometría y propiedades mecánicas. Este estudio determinó 3 mecanismos de falla posibles, en relación a las cargas aplicadas en estado último (ver Figura 2-6):

- Mecanismo debido a plastificación del ala (Figura 2-6a)
- Efecto combinado entre ala y pernos (Figura 2-6b)
- Rotura simple de los Pernos a tracción (Figura 2-6c)

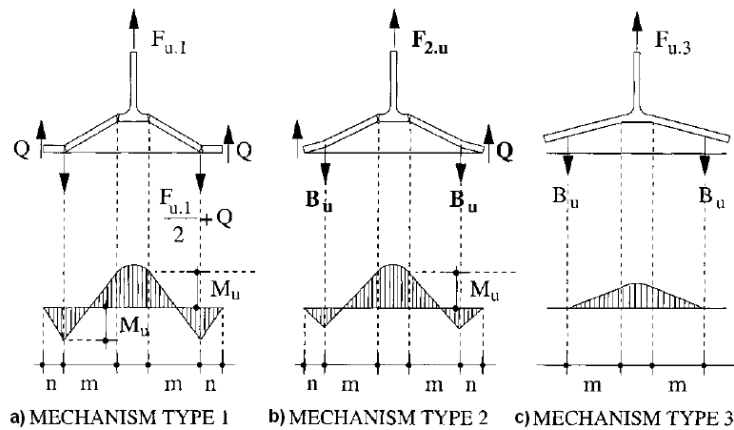


Figura 2-6: Mecanismos de falla posibles (Piluso et al, 2001)

Coelho et al (2004) realizaron un trabajo de comparación del comportamiento observado en su experimentación con respecto a modelos previamente realizados. Los modelos escogidos fueron los de Jaspert (1997), Piluso et al (2001) y un modelo de una viga (ver Figura 2-7) en la cual la deformación del perno es representada por un resorte lineal.

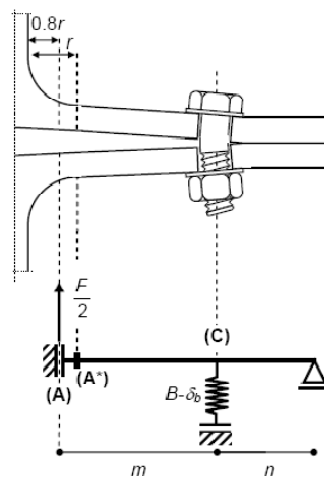


Figura 2-7: Modelo de la falla en el ala de la conexión. (Coelho, 2004)

Este estudio concluyó que su modelo mantuvo una estricta fidelidad con la resistencia de la conexión, no así la ductilidad, la que aparece sobreestimada en relación a la experimentación realizada por este grupo.

2.4 Estudios Analíticos

Dos estudios, basados en modelos de elementos finitos, fueron revisados para el presente trabajo de título: En el primero de ellos, de Coelho et al (2006), estudiaron dos tipos diferentes de conexiones, un perfil T laminado y dos placas soldadas con un filete continuo en forma de T. Existió una correcta correlación para el caso laminado, no así para el perfil soldado en el cual existieron diferencias notorias entre la experimentación y los resultados de los modelos de elementos finitos. Estas diferencias fueron asociadas a efectos de las tensiones residuales y modificaciones de las propiedades mecánicas del acero en torno al área soldada. La Figura 2-8 muestra el modelo de elementos finitos estudiado.

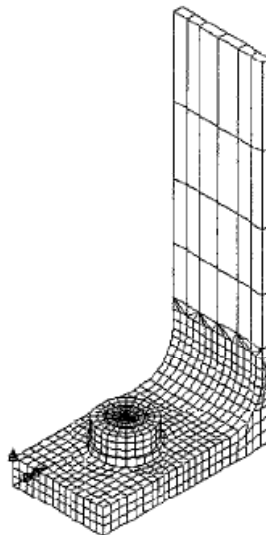


Figura 2-8: Modelo de elementos finitos por Coelho et al (2006)

El segundo estudio, realizado por Desjouis (2006), consistió en la modelación con elementos finitos usando el Software ANSYS, considerando un filete de soldadura en 45°, además de incluir en su modelo varias configuraciones de pernos, y la razón entre el espesor del alma y el espesor del ala de la T. La Figura 2-9 muestra el modelo utilizado, el que considera los pernos y el filete de soldadura.

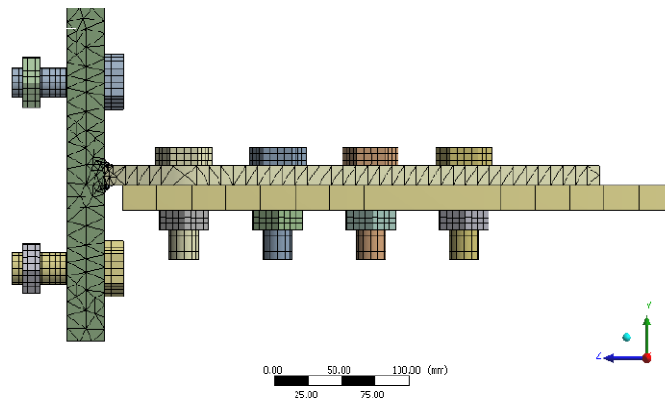


Figura 2-9: Modelo de elementos finitos por Guillaume Desjouis (2006)

Este estudio concluyó que los pernos a tracción deben estar lo más alejados posible, para evitar el aumento de la fluencia en el alma y por consiguiente los esfuerzos en la soldadura. Finalmente, el autor recomienda el uso de perfiles HN, preferentemente con una relación espesor de ala/alma sea menor a 2, ya que la resistencia del alma es similar a la del ala.

2.5 Conexión estudiada

La conexión del presente estudio consideró los parámetros y la geometría de la conexión estudiada por Gómez (2008), la cual fue fabricada en base a 2 placas de acero ASTM A36 ($F_y=248[\text{MPa}]$ $F_u=440[\text{MPa}]$) unidas con soldadura MIG tipo filete con electrodo ER-70S-6 según clasificación AWS (nombre comercial: INDURA 70 S-6), soportada por pernos de alta resistencia con hilo excluido tipificación A325 de $\frac{1}{2}$ " de diámetro ($F_{nt}=620[\text{MPa}]$ $F_{nv}=414[\text{MPa}]$).

2.5.1 Acero ASTM A36

El estudio de Gómez (2008) incluyó la determinación, a través de ensayos, de las propiedades mecánicas del acero empleado para la confección de las probetas. Este estudio fue realizado para los distintos espesores de placa utilizados. La Tabla 2-1 detalla los resultados de dichos ensayos mostrando el valor promedio de las propiedades del material entre las direcciones paralela y perpendicular a la laminación del acero.

Tabla 2-1: Propiedades mecánicas de probetas de acero A36

| Espesor [mm] | E [GPa] | Fy [MPa] | Fu [MPa] | Alargamiento [%] |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|------------------|
| 4 | 203.78 | 337.30 | 453.29 | 30.80 |
| 5 | 182.66 | 302.11 | 429.05 | 30.00 |
| 8 | 185.64 | 300.07 | 424.65 | 32.60 |
| 12 | 189.12 | 299.11 | 476.58 | 40.00 |
| 14 | 187.13 | 328.51 | 506.45 | 37.50 |
| Promedio | 189.67 | 313.42 | 458.00 | 34.18 |

Se puede observar que los límites de diseño F_y y F_u de los aceros utilizados en los ensayos se mantienen dentro de los rangos aceptados por la especificación ASTM A36-08. Estos valores serán usados para los cálculos y comparaciones de las probetas con los distintos modelos.

2.5.2 Geometría de la conexión.

La Figura 2-10 muestra la configuración típica de la conexión. Se resalta el hecho de que se respetó la numeración de perfiles propuesta por Desjouis (2007), no obstante se cambiaron algunas dimensiones debido a la inexistencia de una máquina de ensayos que permitiera superar las cargas de rotura asociadas. Se ha mantenido una estricta relación con las dimensiones estudiadas por Gómez (2008) para poder comparar los resultados analíticos con su experimentación. La Tabla 2-2 detalla las medidas de las conexiones estudiadas por Gómez (2008).

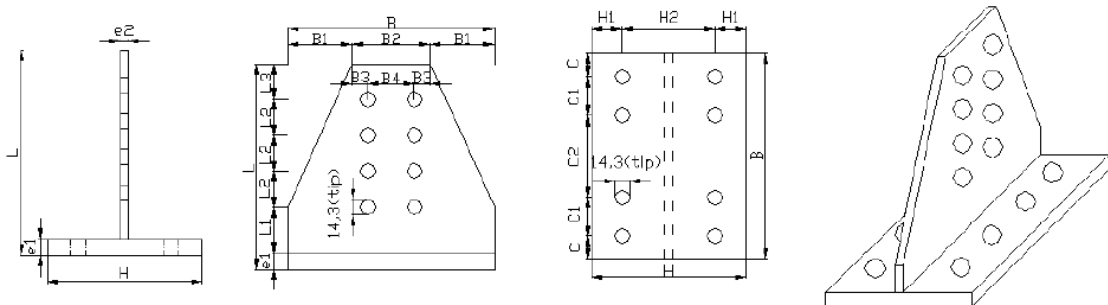


Figura 2-10: Dimensiones de la conexión estudiada por Gómez (2008)

Tabla 2-2: Dimensiones en mm de la conexión estudiada por Gómez (2008)

| Perfil | e1 | e2 | B | B1 | B2 | B3 | B4 | L | L1 | L2 | L3 | H | H1 | H2 | C | C1 | C2 | D | D1 |
|---------|----|----|-----|----|----|----|----|-----|----|----|----|-----|-----|-----|----|----|----|-----|-----|
| TSD 140 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 40 | 70 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSD 150 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 38 | 75 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSD 160 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 35 | 80 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSD 170 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 33 | 85 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSD 180 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 30 | 90 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSE 8 | 12 | 4 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 38 | 75 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSE 10 | 12 | 5 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 38 | 75 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSE 14 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 38 | 75 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSE 16 | 12 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | 38 | 75 | 23 | 38 | 80 | N/A | N/A |
| TSD D1 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | N/A | N/A | 23 | 38 | 80 | 30 | 40 |
| TSD D2 | 14 | 8 | 200 | 62 | 76 | 16 | 45 | 200 | 45 | 35 | 36 | 150 | N/A | N/A | 23 | 38 | 80 | 40 | 30 |

2.5.3 Ensayos de Gómez (2008)

Para cada una de las configuraciones mencionadas anteriormente se estudiaron dos perfiles. Dichos ensayos se realizaron en las dependencias del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, utilizando una máquina de tracción universal de 600 [kN], marca MFL, modelo D-6800 Mannheim type UPD 6, 1982.

Cada probeta fue cargada a tracción en forma monotónica, a una velocidad constante de deformación de 0.01 [mm/s]. Los perfiles fueron ensayados en forma no continua con respecto a su numeración para evitar que posibles errores repetitivos pudieran afectar a dos muestras idénticas. Estos ensayos se realizaron hasta lograr un modo de falla en la conexión.

3. Ensayos.

3.1 Introducción

El presente capítulo muestra un resumen de los ensayos efectuados para la realización del presente trabajo de título. El ensayo a los pernos fue realizado debido a la necesidad de obtener la resistencia real de la conexión, por lo que se caracterizó cada uno de los componentes de la misma. Por otro lado, la prueba a las soldaduras se realizó para asegurar la correcta ejecución del filete mediante un ensayo de macroataque.

3.2 Ensayo de Pernos a tracción.

3.2.1 Instalación Experimental.

Se ensayaron cinco pernos ASTM A325 de diámetro $\frac{1}{2}$ " por 2 de largo y un hilo de 13 avances por pulgada, sometiéndolos a tracción pura. Estos pernos corresponden a la misma partida con la que fueron confeccionadas y ensayadas las probetas de Gómez (2008).

Los ensayos fueron realizados en el centro IDIEM de la Universidad de Chile, utilizando una máquina de tracción universal de 600 [kN], marca MFL, modelo D-6800 Mannheim Type UPD 6, 1982. Debido a la forma de las mordazas de esta máquina se debió fabricar un vástago de 30 mm de diámetro, el cual fue realizado por una maestranza externa. Este vástago fue atornillado en cada uno de los ensayos dejando oculta la distancia equivalente a un espesor de tuerca más un hilo. Un detalle de la instalación experimental se puede ver en la Figura 3-1.

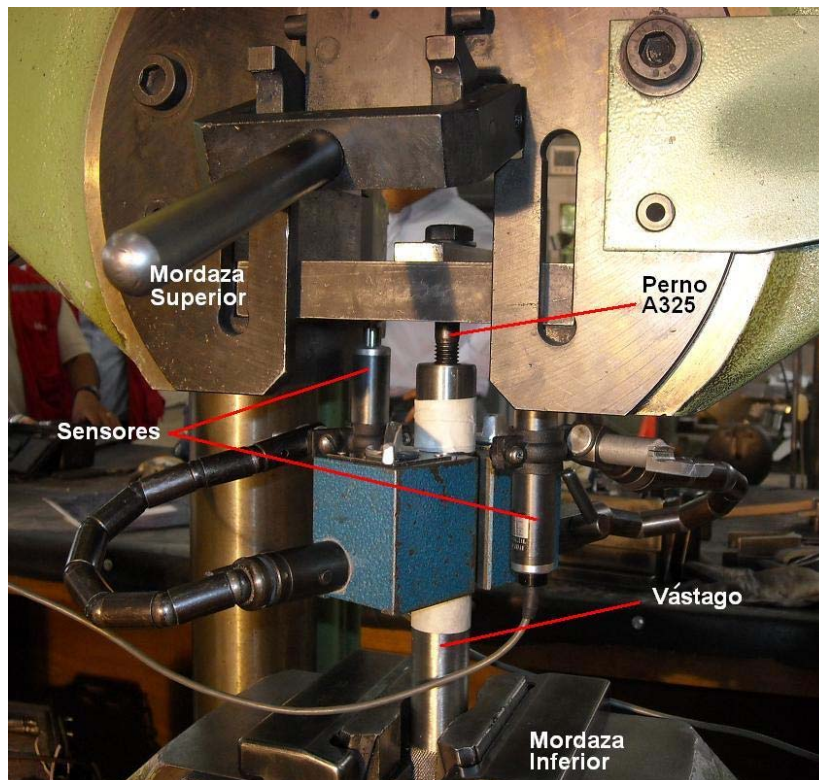


Figura 3-1: Instalación experimental

Finalmente se procedió a cargar el perno a tracción a una velocidad aproximada de 0.01 [mm/s] hasta lograr el inicio de la fluencia, luego el perno se descargó hasta una carga aproximada de 1 [kN] para finalmente volver a cargarlo para conseguir la falla, quedando registrado este valor. Este ciclo de descarga y posterior carga se realizó para asegurar que las muestras estuvieran acomodadas a las mordazas y el vástago.

3.2.2 Resultados.

Se consideró que el segundo ciclo de carga es representativo para obtener los parámetros del material del perno. Para obtener el valor de F_Y se trazó una paralela a la zona lineal, desplazada una distancia equivalente al 0.2% de deformación unitaria y se intersectó con la curva de carga (ver Figura 3-2).

Se hizo una corrección del área efectiva debido a que la falla en todos los pernos se presentó en la zona de los hilos de acuerdo a la ecuación 3-1 donde n es el número de hilos por pulgada. Un detalle de esto se puede ver en la Figura 3-3.

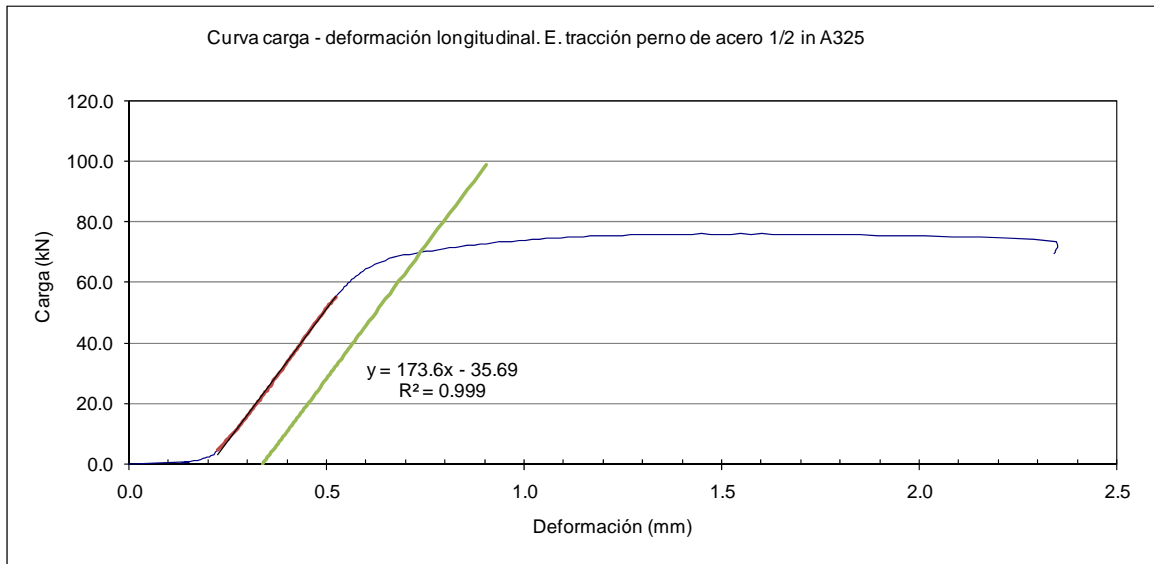


Figura 3-2: Curva de carga a tracción del Perno 1



Figura 3-3: Pernos ensayados.

Luego de analizar cada una de las curvas de cargas de los pernos se obtuvieron los resultados expuestos en la Tabla 3-1, en donde resalta la baja sobre-resistencia porcentual con respecto al valor nominal de la resistencia para este tipo de pernos.

Tabla 3-1: Resultados del ensayo de pernos.

| Perno | Sobre Resistencia | Fu [MPa] | Fy [MPa] | E [GPa] |
|-----------------|--------------------------|-----------------|-----------------|----------------|
| Perno 1 | 3.4% | 856.8 | 763.9 | 123.3 |
| Perno 2 | 0.9% | 836.1 | 739.9 | 124.2 |
| Perno 3 | 1.0% | 837.2 | 737.7 | 110.6 |
| Perno 4 | 3.6% | 859.0 | 761.8 | 112.0 |
| Perno 5 | 2.5% | 849.2 | 746.5 | 113.5 |
| Promedio | 2.3% | 847.7 | 749.9 | 116.7 |

3.3 Ensayo de macroataque.

3.3.1 Instalación Experimental.

Se estudiaron tres perfiles a través de un ensayo de macroataque con el cual se buscaba determinar, a través de un examen visual, el grado de fusión del metal de aporte con el metal base, además de exponer las zonas del metal base afectadas por el proceso de unión de las dos placas. Este ensayo está normado por la AWS D1.1 (2006) y fue realizado por profesionales de IDIEM de la Universidad de Chile.

Para poder analizar los perfiles se cortaron longitudinalmente con un esmeril angular y luego se pulieron con lijas al agua de granos #320 a #1200 hasta dejar la superficie totalmente lisa. Posteriormente, se utilizó como compuesto reactivo el Nital al 3% (ácido nítrico con alcohol) durante 1 minuto, Finalmente se fotografiaron los perfiles con cámaras de alta resolución con distintos tipos de iluminación.

3.3.2 Resultados.

Se puede observar en la Figura 3-4 que el filete de soldadura se encuentra bien ejecutado ya que la penetración de su garganta supera las proyecciones de las placas para todos los perfiles. Existe una zona afectada por el calor que se produce al

momento de soldar, se puede ver que esta zona no alcanza a cruzar toda el alma ni el ala del perfil. Adicionalmente, se puede observar que existe una separación entre las placas, la que fue considerada en el modelo de Desjouis (2007).

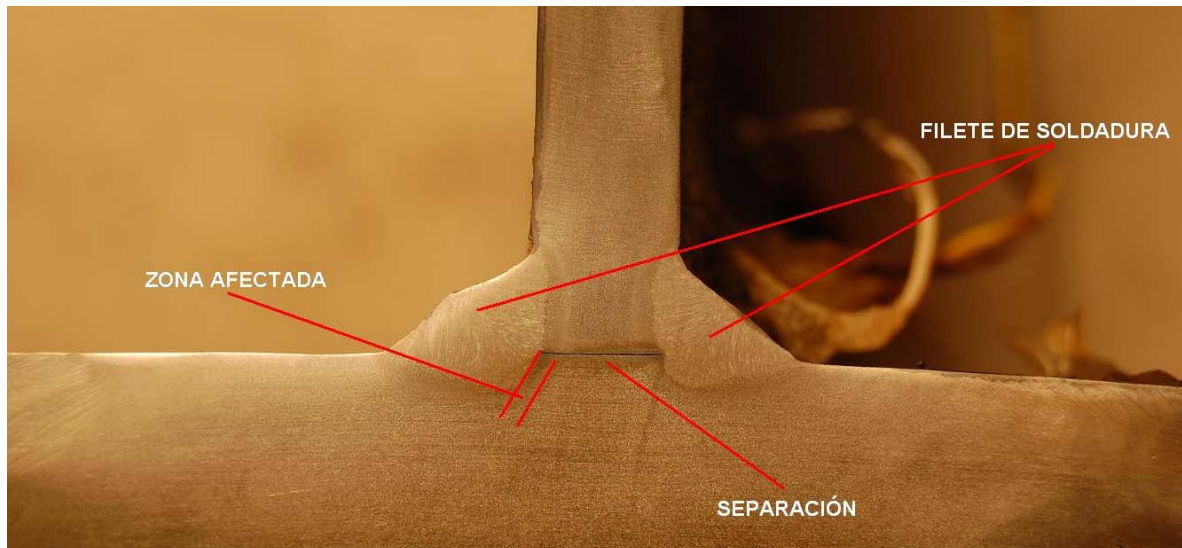


Figura 3-4: Zonas identificadas a través del ensayo de macroataque.

3.4 Conclusiones

Destacan del ensayo a tracción de los pernos la baja sobre resistencia que presentan las muestras, la que fue en promedio de un 2.3% con respecto a su capacidad nominal. Este ensayo se hizo necesario debido que la gran mayoría de las probetas estudiadas por Gómez (2008) fallarán por apalancamiento (tracción en los pernos combinada con flexión en el ala).

El ensayo de macroataque reveló que el filete de soldadura tiene una penetración que cumple con lo dispuesto en la norma AWS 1.1 (2006), adicionalmente se pudo observar que el área afectada por el calor producido al soldar no penetra completamente la placa de ala o de alma. En este sector se pueden generar tensiones residuales que pueden afectar los posibles modos de falla. Finalmente se puede notar una separación entre la placa del alma y la placa del ala, esta discontinuidad del material fue considerada en los modelos de Desjouis (2006).

4. Evaluación de los parámetros de la conexión.

4.1 Introducción

En el presente capítulo se detallan las comparaciones realizadas entre la resistencia real de la conexión obtenida a través de la experimentación y las resistencias propuestas por los modelos de la especificación AISC-360 (AISC 2005b), Swanson et al (2001) y Piluso et al (2001) respectivamente. Esto se realizó para poder determinar posibles diferencias en el comportamiento entre perfiles soldados y perfiles laminados.

4.2 Resistencia real según AISC-360 (AISC 2005b)

La norma AISC 360 propone el estudio de conexiones por intermedio de sus componentes, revisando independientemente soldaduras, pernos y elementos de la conexión. Se ha realizado una verificación de cada uno de los perfiles ensayados por Gómez (2008), la cual se detalla en el Anexo A. La Tabla 4-1 muestra las resistencias calculadas según la especificación para cada uno de los modos de falla de la conexión. Cabe resaltar que las propiedades mecánicas utilizadas durante el cálculo son las propiedades reales, las que fueron obtenidas del análisis de los ensayos realizados a cada uno de los componentes de la conexión.

Tabla 4-1: Resistencias nominales por modos de falla según AISC 360

| Perfil | Soldadura | Pernos | | | | Elementos Afectados | |
|-----------|-------------|----------------|---------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| | Filete [kN] | Corte (*) [kN] | Tracción [kN] | Aplastamiento [kN] | Apalancamiento [kN] | Rotura Alma [kN] | Bloque de Corte [kN] |
| TSD 140-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 431.8 | 486.7 | 466.6 |
| TSD 150-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 392.0 | 486.7 | 466.6 |
| TSD 160-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 358.9 | 486.7 | 466.6 |
| TSD 170-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 331.0 | 486.7 | 466.6 |
| TSD 180-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 307.2 | 486.7 | 466.6 |
| TSE 8-1 | 244.4 | 769.1 | 620.2 | 441.3 | 268.2 | 243.4 | 233.3 |
| TSE 10-1 | 244.4 | 769.1 | 620.2 | 551.7 | 272.9 | 304.2 | 291.7 |
| TSE 14-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 392.0 | 486.7 | 466.6 |
| TSE 16-1 | 407.3 | 769.1 | 620.2 | 882.7 | 288.0 | 486.7 | 466.6 |

(*): La resistencia corresponde a los dos planos de corte existentes en la configuración

La Figura 4-1 muestra las resistencias nominales calculadas según la AISC 360 (AISC 2005b). Se puede observar las bajas resistencias que tiene este tipo de conexión al efecto de apalancamiento en el ala (prying action), lo que produjo que gran parte de los perfiles fallara por tracción en los pernos.

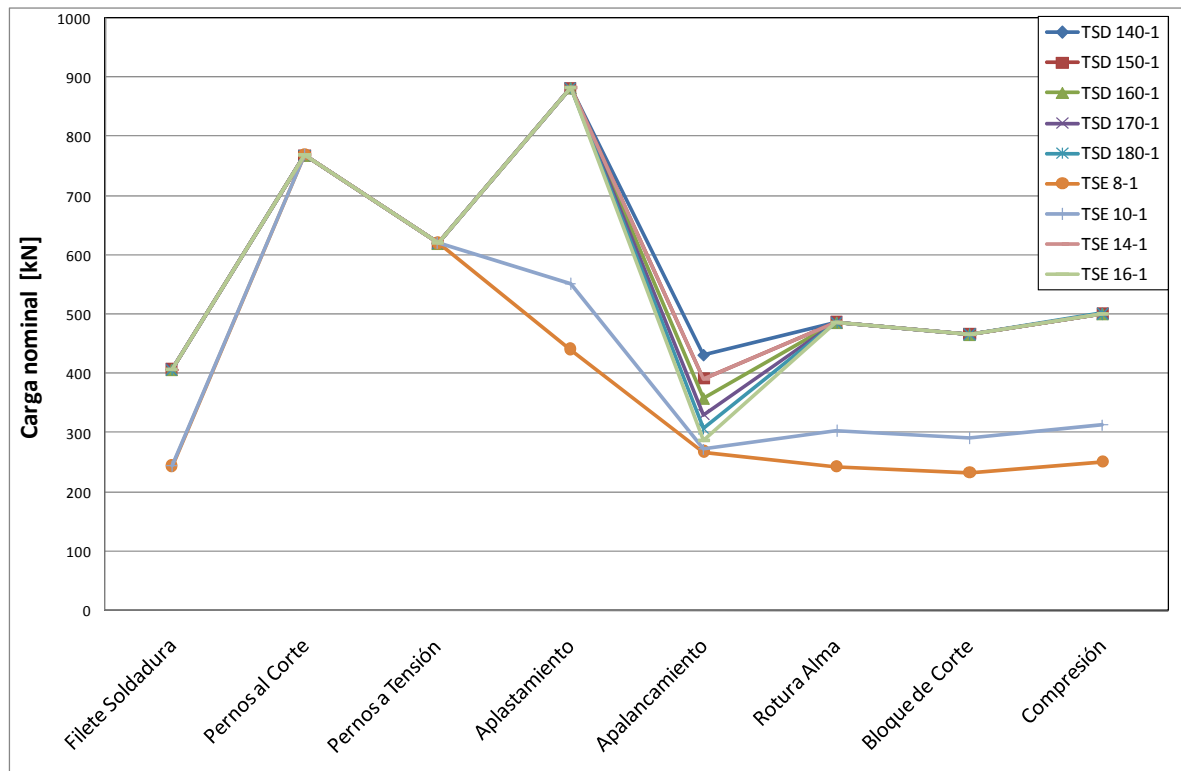


Figura 4-1: Resistencias nominales según AISC 360 (2005b)

Se observa que la falla predominante que prevé la AISC para este tipo de conexión es por apalancamiento de los pernos. La Tabla 4-2 muestra la comparación entre el modo de falla previsto por la AISC (resistencia mínima) con el modo que se presentó en el ensayo. La Tabla 4-3 presenta un resumen de las cargas de rotura alcanzados por cada uno de los perfiles ensayados por Gómez (2008), adicionalmente se muestra la carga de falla prevista por la AISC. Se resalta el hecho de que todos los perfiles fallan a una carga mayor a la esperada por cálculo, excepto en el caso de perfiles de ala de bajo espesor.

Tabla 4-2: Falla prevista por la AISC versus falla observada en el perfil.

| Perfil | AISC | | Ensayo Perfil 1 | | Ensayo Perfil 2 | |
|--------|------------------|------------|------------------------------|------------|-------------------------|------------|
| | Tipo de falla | Carga [kN] | Tipo de falla | Carga [kN] | Tipo de falla | Carga [kN] |
| TSD140 | Filete Soldadura | 407.30 | cizalle hilo pernos traccion | 449.10 | Apalancamiento | 477.60 |
| TSD150 | Apalancamiento | 392.00 | Apalancamiento | 474.95 | Apalancamiento | 477.60 |
| TSD160 | Apalancamiento | 358.90 | Apalancamiento | 456.44 | Apalancamiento | 432.64 |
| TSD170 | Apalancamiento | 331.00 | Apalancamiento | 437.17 | Apalancamiento | 405.81 |
| TSD180 | Apalancamiento | 307.20 | Apalancamiento | 369.74 | Apalancamiento | 391.08 |
| TSE8 | Bloque de Corte | 233.30 | Desgarramiento del alma | 259.96 | Desgarramiento del alma | 261.09 |
| TSE10 | Filete Soldadura | 244.40 | Desgarramiento del alma | 276.96 | Desgarramiento del alma | 274.32 |
| TSE14 | Apalancamiento | 392.00 | Apalancamiento | 447.75 | Apalancamiento | 450.77 |
| TSE16 | Apalancamiento | 288.00 | Apalancamiento | 438.68 | Apalancamiento | 412.61 |

Tabla 4-3: Carga de falla para el mismo modo previsto por la AISC.

| | Experimental | | AISC | | Diferencia [kN] |
|----------|------------------------------|------------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| | Tipo Falla Observada | Carga Falla [kN] | Tipo Falla | Carga Esperada [kN] | |
| TSD140-1 | cizalle hilo pernos tracción | 449.10 | Apalancamiento | 431.80 | 17.30 |
| TSD150-1 | Apalancamiento | 474.95 | Apalancamiento | 392.00 | 82.95 |
| TSD160-1 | Apalancamiento | 456.44 | Apalancamiento | 358.90 | 97.54 |
| TSD170-1 | Apalancamiento | 437.17 | Apalancamiento | 331.00 | 106.17 |
| TSD180-1 | Apalancamiento | 369.74 | Apalancamiento | 307.20 | 62.54 |
| TSE8-1 | Desgarramiento del alma | 259.96 | Bloque de Corte | 233.30 | 26.66 |
| TSE10-1 | Desgarramiento del alma | 276.96 | Bloque de Corte | 291.70 | -14.74 |
| TSE14-1 | Apalancamiento | 447.75 | Apalancamiento | 392.00 | 55.75 |
| TSE16-1 | Apalancamiento | 438.68 | Apalancamiento | 288.00 | 150.68 |
| TSD140-2 | Apalancamiento | 477.60 | Apalancamiento | 431.80 | 45.80 |
| TSD150-2 | Apalancamiento | 477.60 | Apalancamiento | 392.00 | 85.60 |
| TSD160-2 | Apalancamiento | 432.64 | Apalancamiento | 358.90 | 73.74 |
| TSD170-2 | Apalancamiento | 405.81 | Apalancamiento | 331.00 | 74.81 |
| TSD180-2 | Apalancamiento | 391.08 | Apalancamiento | 307.20 | 83.88 |
| TSE8-2 | Desgarramiento del alma | 261.09 | Bloque de Corte | 233.30 | 27.79 |
| TSE10-2 | Desgarramiento del alma | 274.32 | Bloque de Corte | 291.70 | -17.38 |
| TSE14-2 | Apalancamiento | 450.77 | Apalancamiento | 392.00 | 58.77 |
| TSE16-2 | Apalancamiento | 412.61 | Apalancamiento | 288.00 | 124.61 |

4.3 Modelo de Swanson et al (2001).

El modelo de Swanson et al propone dos modelos de deformación: Alma y Aplastamiento/deslizamiento. Se tiene un interés particular por el modelo del alma ya que este incluye la zona de la soldadura entre las placas de acero, es por esto que se realizó una verificación de este modelo presentado en el Anexo B. La Figura 4-2 muestra una comparación representativa entre los datos experimentales de deformación y el modelo analítico, ambos realizados por Swanson et al.

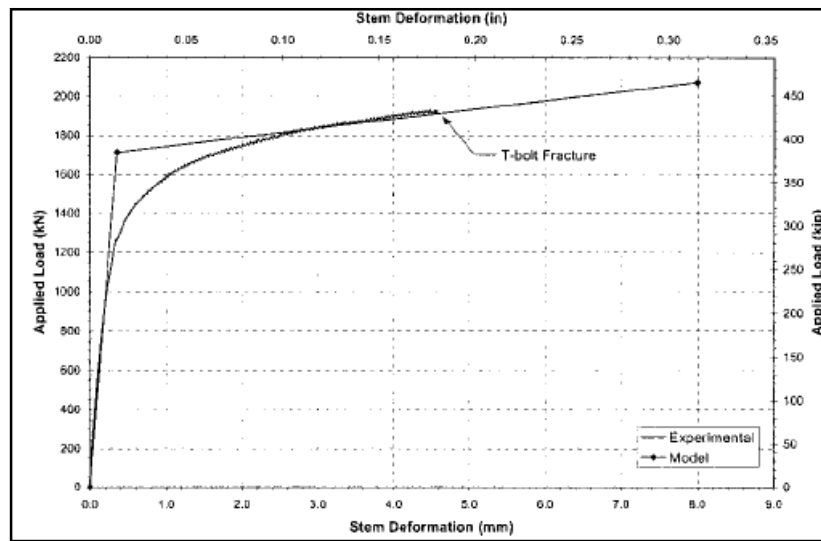


Figura 4-2: Comparación entre el comportamiento experimental y el modelo analítico. Swanson et al (2001)

En donde el rango elástico del perfil queda descrito por su rigidez y carga de fluencia como sigue:

$$K_e = \frac{4 \cdot L_{sb} \cdot t_s \cdot E \cdot (\tan \theta_{eff})^2}{2 \cdot L_{sb} \cdot \tan \theta_{eff} + g_s \cdot \ln \left(\frac{g_s}{2 \cdot L_{sb} \cdot \tan \theta_{eff} + g_s} \right)}$$

$$P_{yield} = F_y \cdot t_s \cdot (W_{eff} - 2 \cdot d_{b,eff})$$

El rango inelástico queda determinado por la rigidez y la deformación máxima en la fractura:

$$K_p = \frac{(g_s - d_{b,eff}) \cdot t_s \cdot E_s}{3 \cdot d_b}$$

$$\Delta_{frac} = \varepsilon_{frac} \cdot d_{b,eff} + \frac{P_{yield}}{K_e}$$

En donde:

L_{sb} = Distancia entre el primer par hasta el último par de pernos al corte.

t_s = Espesor del alma de la T.

E = Módulo de elasticidad del acero.

E_s = Módulo de elasticidad del acero en el primer rango de fluencia.

θ_{eff} = Ángulo de distribución efectiva de tensiones.

g_s = Distancia entre filas de pernos al corte.

W_{eff} = Distancia de Whitmore.

d_b = Diámetro del perno.

ε_{frac} = Máxima deformación del acero.

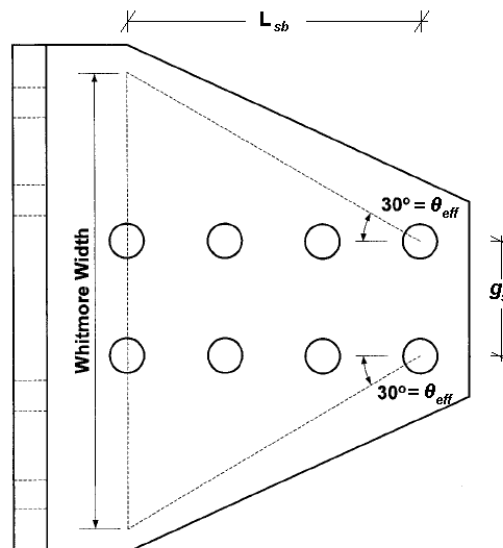


Figura 4-3: Distancia de Whitmore y ángulo de distribución de tensiones efectivas.

Se ha realizado una comparación de todos los perfiles con respecto al modelo propuesto, para lo cual se ha considerado el módulo de elasticidad real del acero A36 ensayado además de considerar el modelo de Mander et al (1984) para el módulo de elasticidad en el rango de fluencia. La Figura 4-4 muestran la comparación de los perfiles ensayados por Gómez (2008) con respecto del modelo de deformación del alma de la conexión. Los gráficos de los perfiles no mostrados fueron descartados debido a que presentaron problemas en la recepción de los datos.

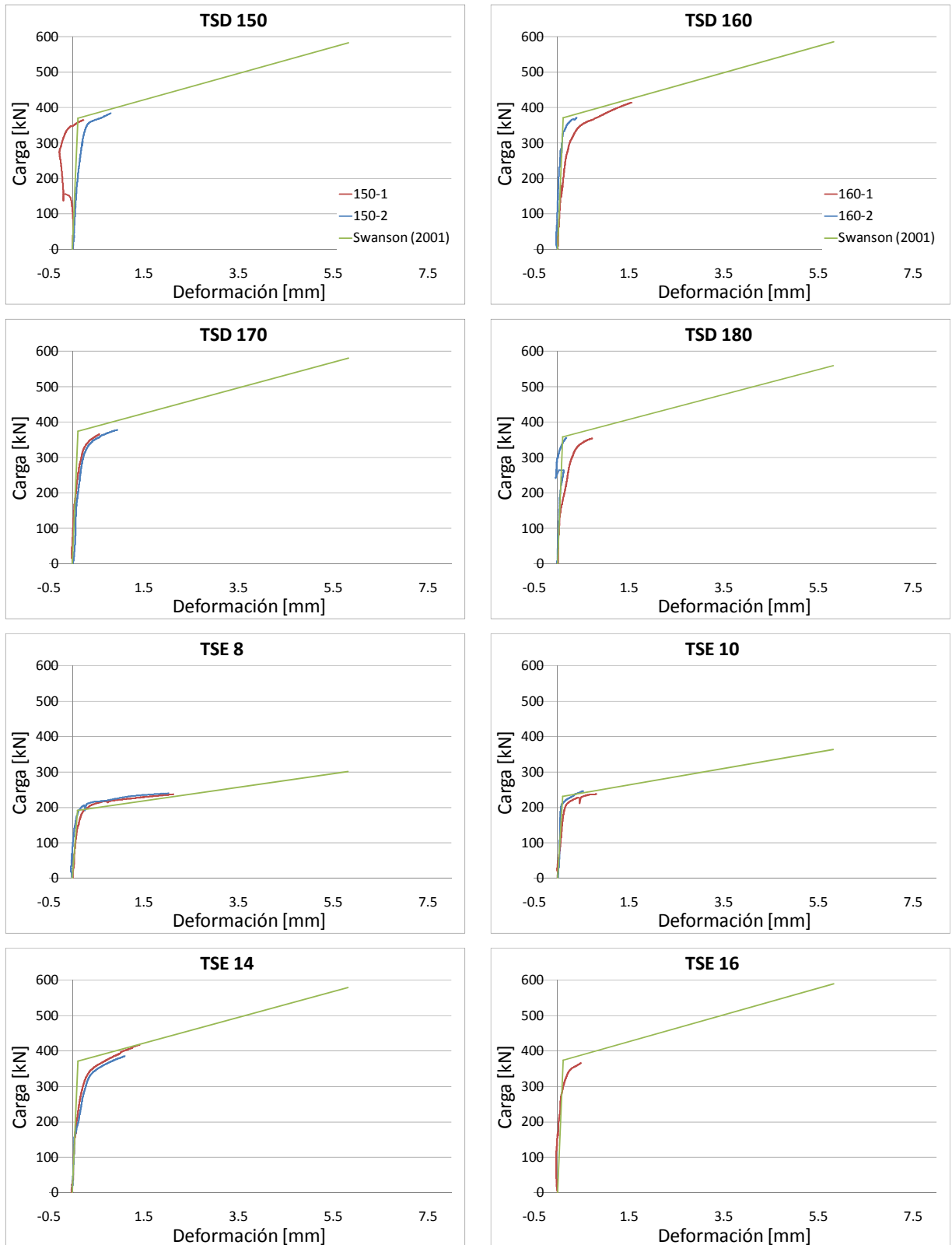


Figura 4-4: Comparación entre perfiles de Gómez (2008) y Swanson et al (2001).

La Figura 4-5 muestra la curva carga – deformación de la probeta D1-2 con pernos alternados.

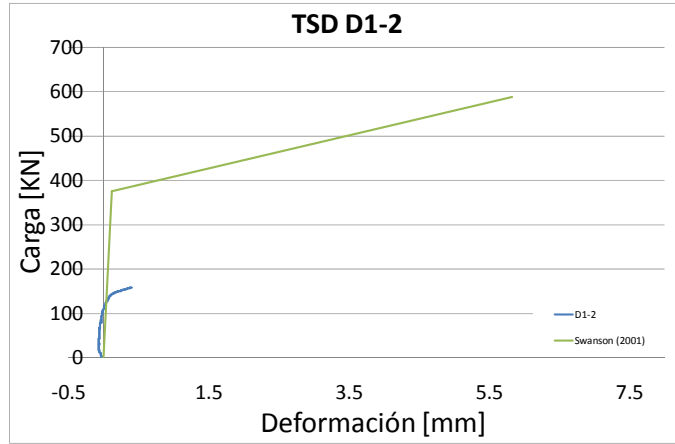


Figura 4-5: Muestra D1-2

4.4 Modelo de Piluso et al (2001).

Considera un modelo de deformación del elemento conector basado en 4 sectores lineales. Este modelo depende principalmente del ala y su capacidad de generar rótulas plásticas.

Se define el parámetro $\beta_u = \frac{2 \cdot M_u}{B_u \cdot m}$ como el parámetro que gobierna la tipología del mecanismo de colapso que se producirá en el perfil (ver Figura 2-6). En donde B_u corresponde a la resistencia a la tracción de un perno.

Adicionalmente se define un parámetro, que limita el comportamiento de falla en el perfil en donde n y m se definen según la Figura 2-6:

$$\beta_{u,lim} = \frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} \cdot \left[1 - (1 + \lambda) \cdot \frac{d_w}{8 \cdot n} \right]$$

En donde:

λ = razón n/m

d_w = Diámetro mayor entre, golilla, tuerca o cabeza de perno (según corresponda)

Se presenta a continuación un resumen de las curvas obtenidas a partir de la modelación propuesta por Piluso et al. Se han omitido los perfiles TSD 140-1 y TSE 16-2 por problemas en la adquisición de datos. El anexo C muestra un ejemplo del cálculo de modelo de Piluso et al (2001).

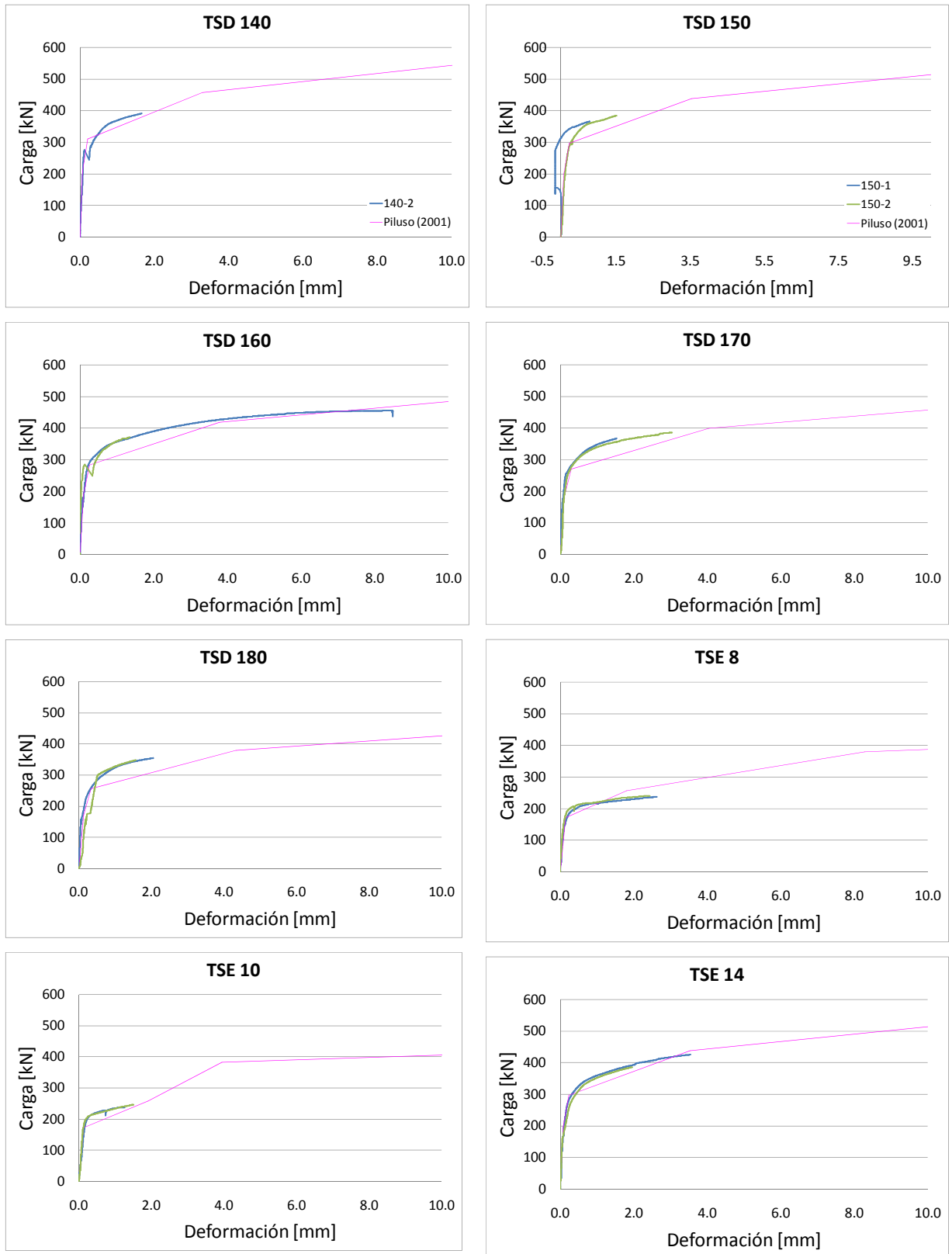


Figura 4-6: Comparación de las probetas de Gómez y Piluso et al (2003). (Cont.)

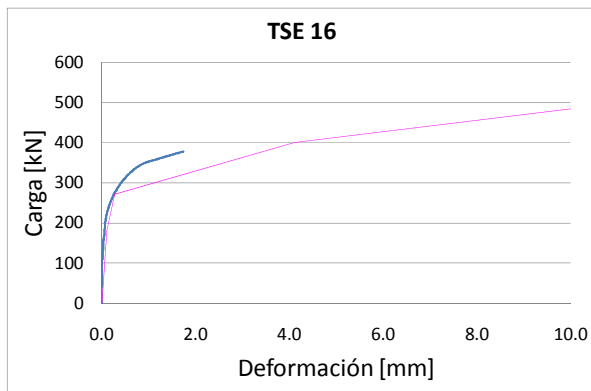


Figura 4-6: Comparación de las probetas de Gómez y Piluso et al (2003).

4.5 Conclusiones

Las fallas previstas por la AISC tienen variaciones entre un 6.3% a un -34.3% entre la resistencia calculada y la resistencia que se observó en los ensayos para el mismo modo de falla, previendo conservadoramente su valor. No obstante, se pudo ver que en algunos casos el modo de falla previsto por la AISC (2005b) no concuerda con el observado en la experimentación, obteniendo subestimación de la resistencia de la conexión.

El modelo de Swanson et al (2001) presenta una clara correlación, tanto en rigideces como en deformaciones, para los estados elásticos y de primera fluencia para gran parte de las muestras. Lamentablemente, no se cuenta con datos hasta la falla de la probeta por protección a la instrumentación utilizada durante los ensayos.

A pesar de que se obtuvieron tres lecturas defectuosas de cuatro ensayos, se observó que la muestra TSD D1-2 mantuvo una baja fluencia con respecto a lo esperado por el modelo de Swanson et al (2001), por lo que se recomienda evitar la práctica de alternar pernos en una conexión T-stub.

El modelo de Piluso et al (2001) basa sus 3 mecanismos de falla en la geometría del ala del elemento conector. Para los perfiles de ala más delgada (TSE 8 y TSE 10) se observaron resistencias menores a las esperadas por la modelación de este grupo de investigadores debido a que este modelo no considera el efecto que produce el alma y por ende no considera posibles la falla por rotura del alma ni bloque de corte.

Se considera que la modelación realizada por los distintos autores tratados en el presente trabajo de título representan adecuadamente el comportamiento observado a través de los ensayos bajo carga monotónica realizados por Gómez (2008).

5. Modelación

5.1 Introducción

En el presente capítulo se muestra el diseño de un edificio de marcos según la norma NCh433of1996 para dos situaciones: un caso rígido y un caso que utiliza el tipo de conexión T-Stub abordada en este estudio. Se utilizó el software SAP2000, en el cual las uniones fueron materializadas con *releases/partial fixity* en los elementos tipo *frame* siguiendo las exigencias del documento FEMA 350 (2000). Para estos efectos se considerará lo siguiente:

Ubicación: Santiago, Chile → Zona sísmica 2

$$A_0 = 0.30g$$

Uso Habitacional → Categoría C

$$I = 1.0$$

Suelo: Grava de Santiago → Suelo tipo II

$$S = 1.00$$

$$T' = 0.35[s]$$

$$n = 1.33$$

Estructura: Sistema estructural de marcos de acero

$$R = 7$$

5.2 Estructuración

Se consideró un edificio de 3 pisos, provisto de plantas simétricas e iguales en todos los niveles. Cada marco estaba definido por 4 vanos de 5.0 [m] cada uno y una altura de piso típica igual a 2.5 [m]. En la Figura 5-1 se presenta una vista en elevación, mientras que en la Figura 5-2 se presenta una vista en planta de la disposición de la estructura y la orientación de perfiles:

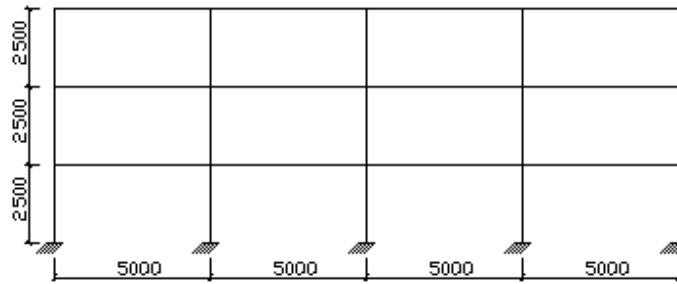


Figura 5-1: Vista en elevación del edificio prototipo.

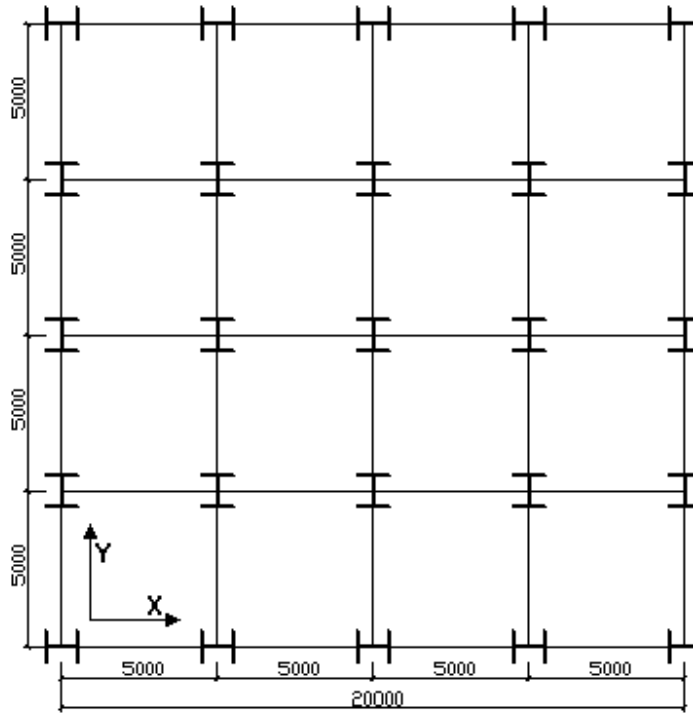


Figura 5-2: Vista en planta del edificio prototipo

Se puede observar que en la dirección X existen dos marcos de cuatro vanos resistentes, mientras que para el eje Y se han considerado cuatro marcos de dos vanos. El marco central en el eje Y sólo soporta cargas gravitacionales.

5.3 Cargas y Sobrecargas

Las cargas de diseño utilizadas para la modelación de este edificio, corresponden a las exigidas por la norma NCh1537 (INN, 1986), las que son detalladas en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1: Sobrecargas y cargas muertas del edificio prototipo.

| Tipo | Carga | Valor [kgf/m ²] |
|----------------|------------------|-----------------------------|
| Sobrecarga | Habitacional | 200 |
| | Techo | 100 |
| Cargas Muertas | Cielo falso | 50 |
| | Muros y Tabiques | 150 |
| | Losa e=12 | 165 |
| | Sobre losa e=5 | 100 |
| | Techo | 100 |

5.4 Tipo de análisis

El método de análisis que se aplicó corresponde a un análisis estático según la norma NCh433 (INN, 1996), esto debido a que la estructura cumple con las condiciones que se establecen para el uso de este método, y por otro lado, este tipo de análisis es más simple de emplear en el caso de marcos, especialmente en este modelo, en el que se simplificará una estructura en tres dimensiones a un sistema de marcos planos.

5.5 Modelo Rígido

El edificio se modeló considerando conexiones rígidas, vigas IN30x62.9 y columnas HN35x112.9. La Tabla 5-2 resume las dimensiones y propiedades de los perfiles utilizados.

Tabla 5-2: Propiedades de los perfiles utilizados.

| Columna HN 35 x 112.9 | | Viga IN 30x62.9 | |
|-----------------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|
| H | 35 [cm] | H | 30 [cm] |
| t _w | 1 [cm] | t _w | 0.6 [cm] |
| B | 35 [cm] | B | 20 [cm] |
| e _f | 1.6 [cm] | e _f | 1.6 [cm] |
| A | 143.8 [cm ²] | A | 80.08 [cm ²] |
| P | 112.9 [kgf/m] | P | 62.9 [kgf/m] |
| I | 33939 [cm ⁴] | I | 13881 [cm ⁴] |
| S _x | 1939 [cm ³] | S _x | 925 [cm ³] |
| Z | 2123 [cm ³] | Z | 1017 [cm ³] |

Considerando el área de la planta de 20x20 metros cuadrados, resultan los pesos sísmicos cubificados por piso mostrados en la Tabla 5-3.

Tabla 5-3: Cubicaciones de cargas por piso.

| Piso | SC [tonf] | CM [tonf] | PP [tonf] | Total [tonf] |
|------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| CP3 | 10 | 90 | 16.1 | 116.1 |
| CP2 | 20 | 186 | 19.6 | 225.6 |
| CP1 | 20 | 186 | 19.6 | 225.6 |
| | | | | 572.2 |

5.5.1 Corte basal

El corte basal Q_0 de la estructura queda definido por:

$$Q_0 = C \cdot I \cdot P \quad 5.1$$

En donde:

$$C = \frac{2.75 \cdot A_0}{g \cdot R} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad 5.2$$

C : coeficiente sísmico.

I : coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

P : peso total del edificio sobre el nivel basal.

A_0 : aceleración efectiva máxima del suelo.

g : aceleración de gravedad.

R : factor de modificación de respuesta estructural.

T' : parámetro que depende del tipo de suelo.

T^* : período del modo con mayor masa traslacional en la dirección de análisis.

Siendo $T_x^* = 0.268$ [s] $\Rightarrow C_x = 0.165$ y $T_y^* = 0.258$ [s] $\Rightarrow C_y = 0.177$. Se tiene en ambos casos valores mayores a $C_{m\acute{a}x} = 0.105$. Por lo que Q_0 queda definido en ambas direcciones por:

$$Q_0 = 0.105 \cdot 1 \cdot 572.2[\text{tonf}] = 59.57[\text{tonf}]$$

5.5.2 Fuerzas por piso

Calculado el corte basal para el presente diseño, se pueden obtener las fuerzas por piso usando la ecuación 5.3, la Tabla 5-4 detalla el cálculo para el eje X en que existen 2 marcos resistentes, la Tabla 5-5 muestra el cálculo en el eje Y, en donde se consideran 4 marcos de 2 vanos.

$$F_k = \frac{A_k \cdot P_k}{\sum_{j=1}^N A_j \cdot P_j} \cdot Q_0 \quad 5.3$$

En donde:

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{H}} - \sqrt{1 - \frac{Z_K}{H}} \quad 5.4$$

A_k : factor de ponderación para el peso asociado al nivel k .

P_k : peso asociado al nivel k .

Z_k : altura del nivel k , sobre el nivel basal

H : altura total del edificio sobre el nivel basal

Tabla 5-4: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje X

| PISO | Pk [Tonf] | Z [m] | Ak | Ak*Pk [Tonf] | Fk [Tonf] | Fk marco [Tonf] |
|------|--------------|----------|------|-----------------|--------------|--------------------|
| CP3 | 116.1 | 7.5 | 0.58 | 67.03 | 24.59 | 12.29 |
| CP2 | 225.6 | 5.0 | 0.24 | 53.96 | 19.79 | 9.90 |
| CP1 | 225.6 | 2.5 | 0.18 | 41.40 | 15.19 | 7.59 |
| | | | | 162.39 | | |

Tabla 5-5: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje Y

| PISO | Pk [Tonf] | Z [m] | Ak | Ak*Pk [Tonf] | Fk [Tonf] | Fk marco [Tonf] |
|------|--------------|----------|------|-----------------|--------------|--------------------|
| CP3 | 116.1 | 7.5 | 0.58 | 67.03 | 24.59 | 6.15 |
| CP2 | 225.6 | 5.0 | 0.24 | 53.96 | 19.79 | 4.95 |
| CP1 | 225.6 | 2.5 | 0.18 | 41.40 | 15.19 | 3.80 |
| | | | | 162.39 | | |

5.5.3 Torsión accidental

Se aplicaron momentos torsionales correspondientes al producto entre las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad accidental dada por:

$$0.10 \cdot b_{kx} \cdot \frac{Z_k}{H} \quad 5.5$$

- b_{kx} : dimensión en la dirección X, de la planta del nivel k .
 Z_k : altura del nivel k , sobre el nivel basal.
 H : altura total del edificio sobre el nivel basal.

La Tabla 5-6 muestra el cálculo de la torsión accidental para el marco externo (caso crítico). Esta fuerza es aplicada en los marcos resistentes en ambos ejes.

Tabla 5-6: Análisis de fuerzas producidas por la torsión accidental.

| PISO | b_k [m] | Z [m] | $0.1*b_k*Z_k / H$ [m] | M_{ta} [tonf*m] | $F_{marco\ externo}$ [tonf] |
|------|--------------|----------|--------------------------|----------------------|--------------------------------|
| CP3 | 20 | 7.5 | 2.00 | 24.59 | 0.82 |
| CP2 | 20 | 5.0 | 1.33 | 19.79 | 0.66 |
| CP1 | 20 | 2.5 | 0.67 | 15.19 | 0.51 |

Se ha utilizado el Software SAP2000 para efectuar el análisis requerido a la estructura, considerando las restricciones de la norma y asegurando conexiones rígidas entre vigas y columnas.

Tabla 5-7: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje X

| Piso | Deformación Total | Def Relativa |
|------|-------------------|--------------|
| 3er | 12.17 [mm] | 3.69 [mm] |
| 2do | 8.48 [mm] | 5.00 [mm] |
| 1er | 3.48 [mm] | 3.48 [mm] |
| base | 0.00 [mm] | |

Tabla 5-8: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje Y

| Piso | Deformación Total | Def Relativa |
|------|-------------------|--------------|
| 3er | 11.50 [mm] | 3.59 [mm] |
| 2do | 7.91 [mm] | 4.71 [mm] |
| 1er | 3.20 [mm] | 3.20 [mm] |
| base | 0.00 [mm] | |

Dichas deformaciones relativas no deben exceder 0.002 veces la altura de piso, que para la configuración de este edificio corresponde a 5 [mm], por lo que esta estructura ha quedado determinada por esta restricción.

Una vista esquemática del modelo analizado se presenta en la Figura 5-3 y Figura 5-4. La modelación ha quedado determinada por el límite de deformaciones admisibles según NCh433 of 96. Adicionalmente se muestran los diagramas de esfuerzos internos en la Figura 5-5 para la dirección X y en la Figura 5-6 para la dirección Y.

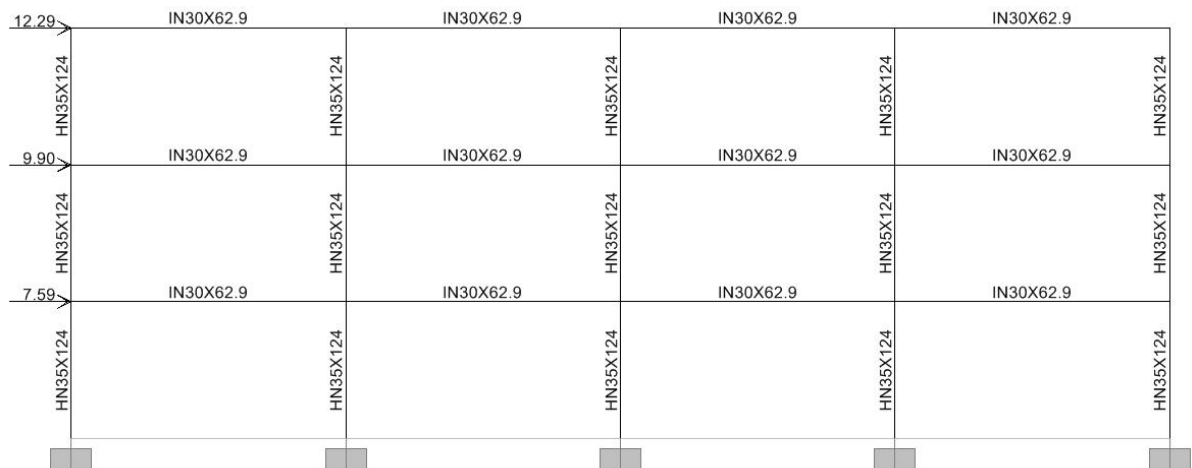


Figura 5-3: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección X).

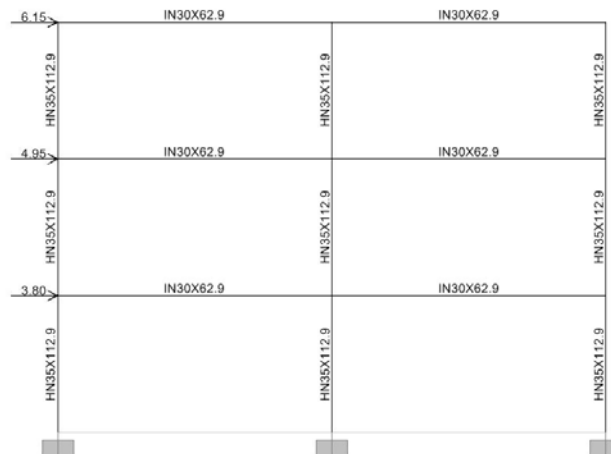
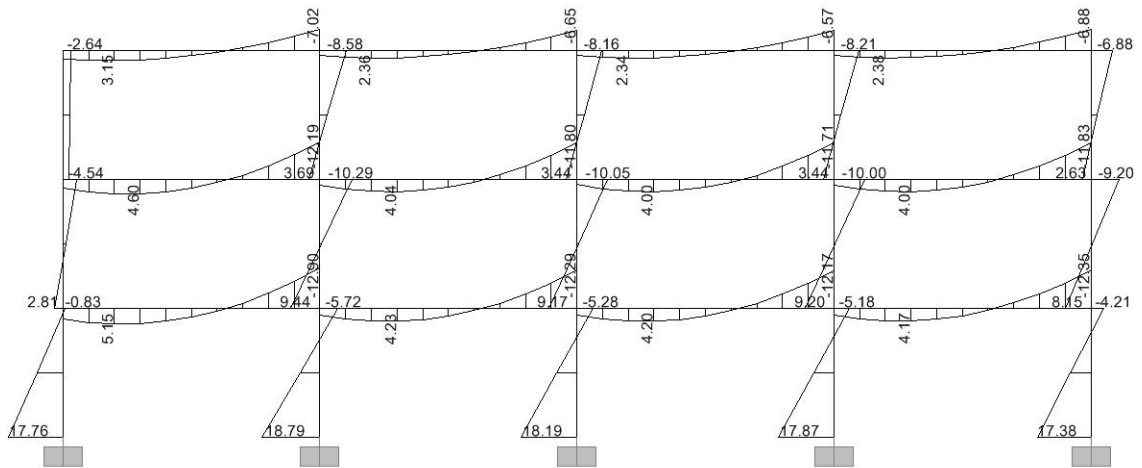
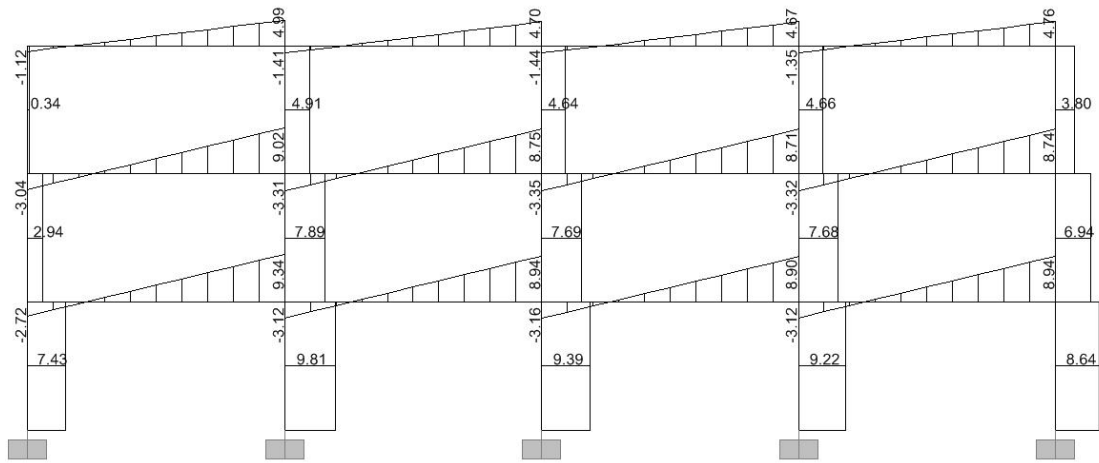


Figura 5-4: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección Y).

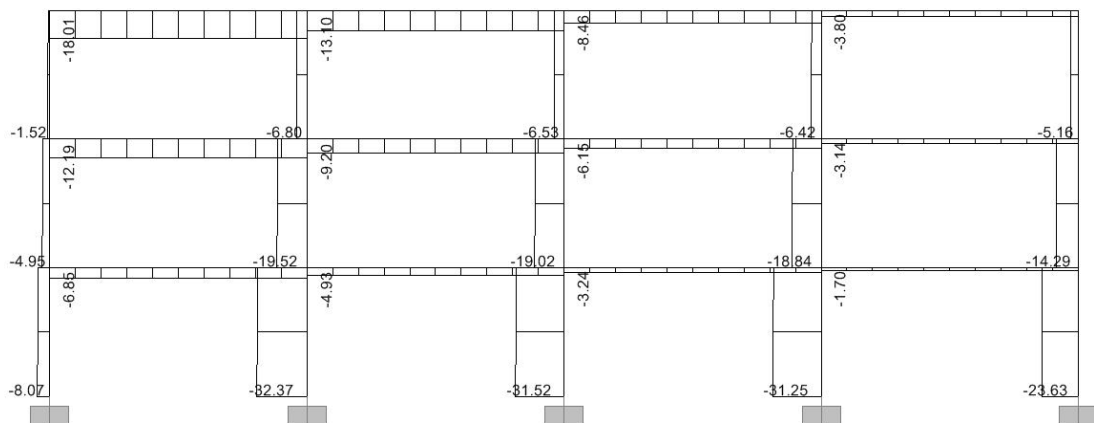
Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados



(a) Momento

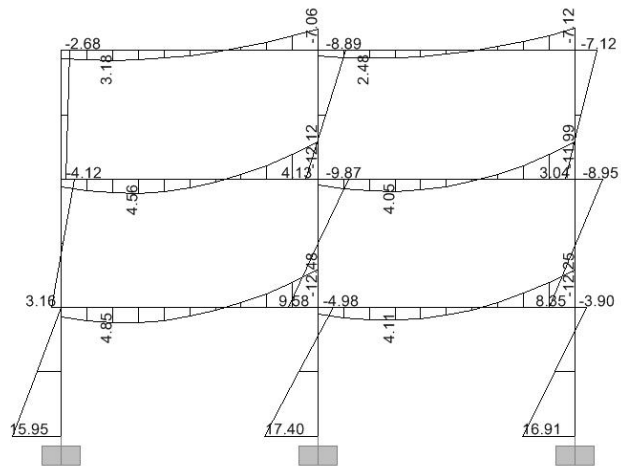


(b) Corte

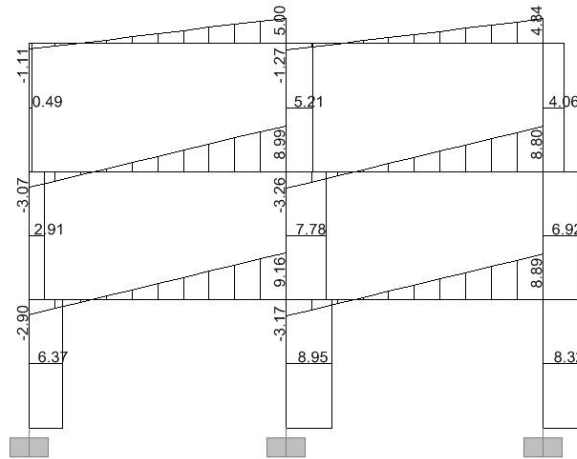


(c) Esfuerzo axial

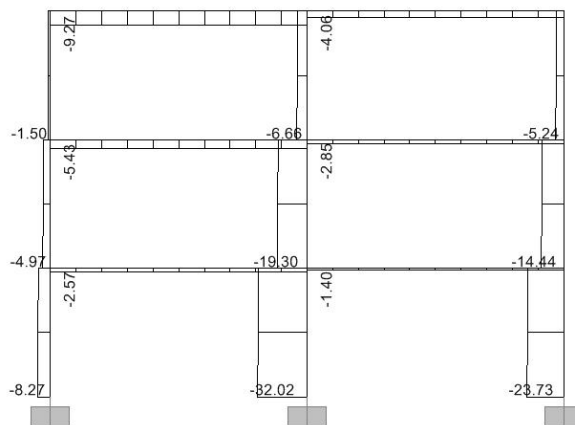
Figura 5-5: Diagramas de Esfuerzo en la dirección X.



(a) Momento



(b) Corte



(c) Esfuerzo axial

Figura 5-6: Diagramas de Esfuerzo en la dirección Y.

En relación a los esfuerzos calculados, se diseñaron los elementos bajo el código de diseño AISC 360 (2005b), teniendo en cuenta las restricciones para zonas sísmicas del código AISC 341 (2005a) (columna fuerte – viga débil), la Tabla 5-9 y la Tabla 5-10 muestran los factores de utilización de los perfiles utilizados en X e Y respectivamente.

Tabla 5-9: Factores de utilización de los perfiles en el eje X.

| Viga IN 30x62.9 | | Columna HN 35x112.9 | | Verificación |
|------------------------|------|----------------------------|------|---------------------|
| FU = | 0.04 | FU = | 0.10 | Compresión |
| FU = | 0.64 | FU = | 0.39 | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.66 | FU = | 0.44 | Interacción |
| FU = | 0.38 | FU = | 0.21 | Corte Eje Fuerte |

Tabla 5-10: Factores de utilización de los perfiles en el eje Y.

| Viga IN 30x62.9 | | Columna HN 35x112.9 | | Verificación |
|------------------------|------|----------------------------|------|---------------------|
| FU = | 0.02 | FU = | 0.10 | Compresión |
| FU = | 0.55 | FU = | 0.36 | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.56 | FU = | 0.41 | Interacción |
| FU = | 0.37 | FU = | 0.19 | Corte Eje Fuerte |

El valor del factor de la verificación columna fuerte- viga débil corresponde a 1,11. El detalle del cálculo de este factor se puede ver en el Anexo E.

5.6 Modelo con conexión

El edificio se modeló considerando conexiones semirrígidas (según FEMA350 2000), vigas IN50x181.7 y columnas HN50x379.9. La Tabla 5-11 resume las dimensiones y propiedades de los perfiles resultantes.

Tabla 5-11: Propiedades de los perfiles utilizados.

| Columna HN 50 x 379.9 | | Viga IN 50x181.7 | |
|-----------------------|---------------------------|------------------|---------------------------|
| H | 50 [cm] | H | 50 [cm] |
| t _w | 2 [cm] | t _w | 0.8 [cm] |
| B | 50 [cm] | B | 35 [cm] |
| e _f | 4 [cm] | e _f | 2.8 [cm] |
| A | 484 [cm ²] | A | 231.5 [cm ²] |
| P | 379.9 [kgf/m] | P | 181.7 [kgf/m] |
| I | 224481 [cm ⁴] | I | 115127 [cm ⁴] |
| S _x | 8979 [cm ³] | S _x | 4605 [cm ³] |
| Z | 10082 [cm ³] | Z | 5020 [cm ³] |

Considerando el área de la planta de 20x20 metros cuadrados, resultan los pesos sísmicos cubicados por piso mostrados en la Tabla 5-12

Tabla 5-12: Cubicaciones de cargas por piso.

| Piso | SC [tonf] | CM [tonf] | PP [tonf] | Total [tonf] |
|------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| CP3 | 10 | 90 | 48.2 | 148.2 |
| CP2 | 20 | 186 | 60.1 | 266.1 |
| CP1 | 20 | 186 | 60.1 | 266.1 |
| | | | | 680.4 |

5.6.1 Corte basal

El corte basal Q_0 de la estructura queda definido según la Fórmula 5.1, siendo $T^*_x = 0.258$ [s] $\Rightarrow C_x = 0.177$ y $T^*_y = 0.240$ [s] $\Rightarrow C_y = 0.195$. Se tiene en ambos casos valores mayores a $C_{m\acute{a}x} = 0.105$. Por lo que Q_0 queda definido en ambas direcciones por:

$$Q_0 = 0.105 \cdot 1 \cdot 680.4[\text{tonf}] = 71.44[\text{tonf}]$$

5.6.2 Fuerzas por piso

Calculado el corte basal para el presente diseño, se pueden obtener las fuerzas por piso usando la ecuación 5.3. La Tabla 5-13 detalla el cálculo para el eje X en que existen 2 marcos resistentes. La Tabla 5-14 muestra el cálculo en el eje Y, en donde se consideran 4 marcos de 2 vanos cada uno.

Tabla 5-13: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje X

| PISO | Pk [Tonf] | Z [m] | Ak | Ak*Pk [Tonf] | Fk [Tonf] | Fk marco [Tonf] |
|------|-----------|-------|------|--------------|-----------|-----------------|
| CP3 | 148.2 | 7.5 | 0.58 | 85.58 | 30.87 | 15.44 |
| CP2 | 266.1 | 5.0 | 0.24 | 63.64 | 22.96 | 11.48 |
| CP1 | 266.1 | 2.5 | 0.18 | 48.83 | 17.62 | 8.81 |
| | | | | 198.04 | | |

Tabla 5-14: Análisis de fuerzas sísmicas según método estático para el eje Y

| PISO | Pk [Tonf] | Z [m] | Ak | Ak*Pk [Tonf] | Fk [Tonf] | Fk marco [Tonf] |
|------|-----------|-------|------|--------------|-----------|-----------------|
| CP3 | 148.2 | 7.5 | 0.58 | 85.58 | 30.87 | 7.72 |
| CP2 | 266.1 | 5.0 | 0.24 | 63.64 | 22.96 | 5.74 |
| CP1 | 266.1 | 2.5 | 0.18 | 48.83 | 17.62 | 4.40 |
| | | | | 198.04 | | |

5.6.3 Torsión accidental

Se aplicaron momentos torsionales correspondientes al producto entre las fuerzas estáticas que actúan en ese nivel por una excentricidad. La Tabla 5-15 muestra el cálculo de la torsión accidental para el marco externo (caso crítico). Esta fuerza es aplicada en los marcos resistentes en ambos ejes.

Tabla 5-15: Análisis de fuerzas producidas por la torsión accidental.

| PISO | b _k [m] | Z [m] | 0.1*b _k *Z _k /H [m] | M _{ta} [tonf*m] | F _{marco externo} [tonf] |
|------|--------------------|-------|---|--------------------------|-----------------------------------|
| CP3 | 20 | 7.5 | 2.00 | 30.87 | 1.03 |
| CP2 | 20 | 5.0 | 1.33 | 22.96 | 0.77 |
| CP1 | 20 | 2.5 | 0.67 | 17.62 | 0.59 |

Se ha utilizado el Software SAP2000 para efectuar el análisis requerido a la estructura, considerando las restricciones de la norma y asegurando conexiones semirrígidas entre vigas y columnas. El valor de la rigidez utilizado fue calculado según las disposiciones para conexiones DST según FEMA 350 (2000 3.7.1.1)

Tabla 5-16: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje X

| Piso | Deformación Total | Def Relativa |
|------|-------------------|--------------|
| 3er | 12.65 [mm] | 4.95 [mm] |
| 2do | 7.70 [mm] | 4.99 [mm] |
| 1er | 2.71 [mm] | 2.71 [mm] |
| base | 0.00 [mm] | |

Tabla 5-17: Deformaciones en el centro de masa debido al sismo en eje Y

| Piso | Deformación Total | Def Relativa |
|------|-------------------|--------------|
| 3er | 10.82 [mm] | 4.86 [mm] |
| 2do | 5.96 [mm] | 4.07 [mm] |
| 1er | 1.89 [mm] | 1.89 [mm] |
| base | 0 [mm] | |

Una vista esquemática del modelo analizado se presenta en la Figura 5-7 y Figura 5-8. La modelación ha quedado determinada por el límite de deformaciones admisibles según NCh433 of 96. Adicionalmente se muestran los diagramas de esfuerzos internos en la Figura 5-9 para la dirección X y en la Figura 5-10 para la dirección Y.

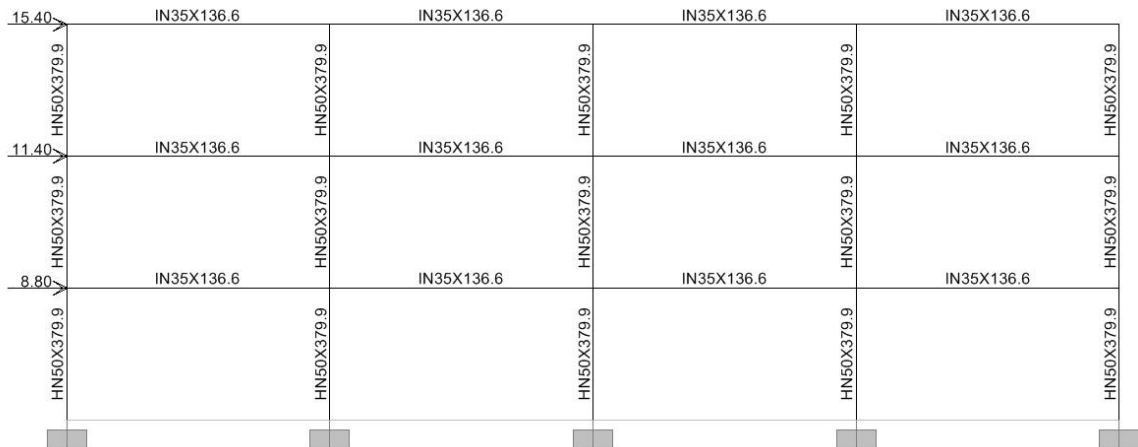


Figura 5-7: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección X).

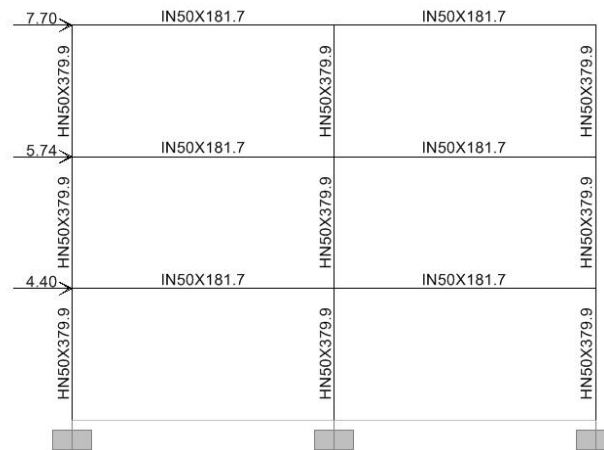
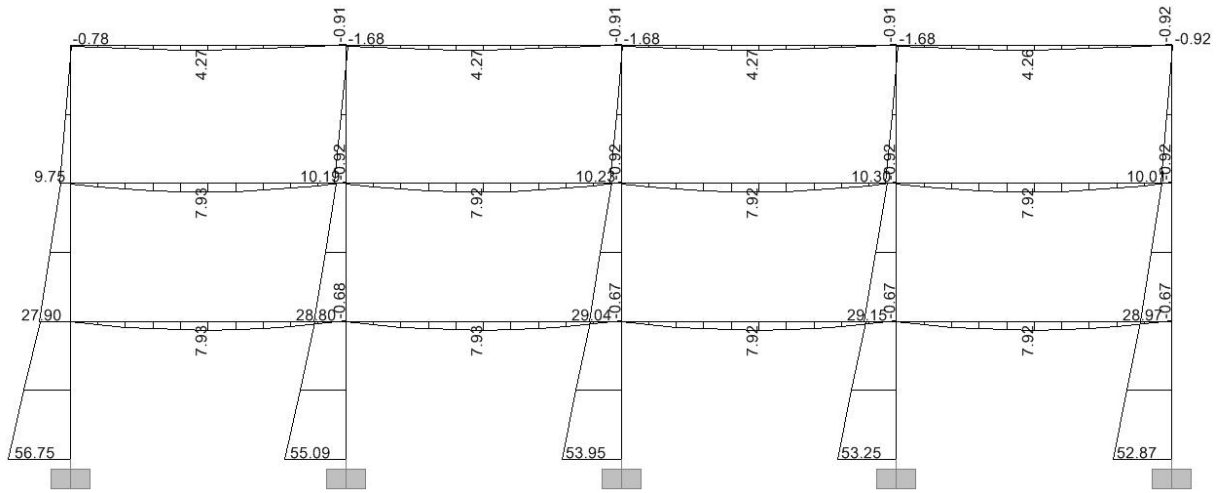
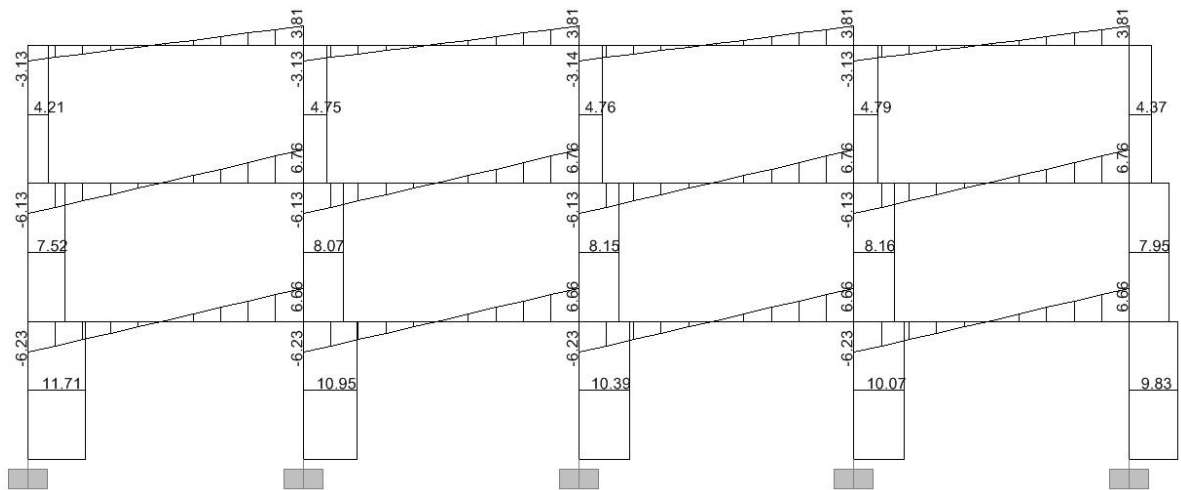


Figura 5-8: Esquema del modelo analizado en SAP2000 (dirección Y).

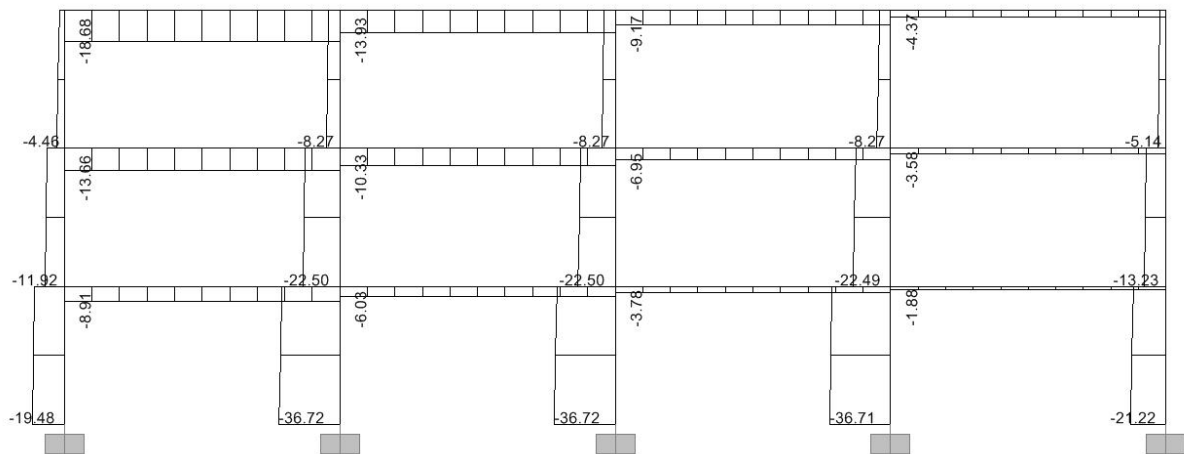
Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados



(a) Momento

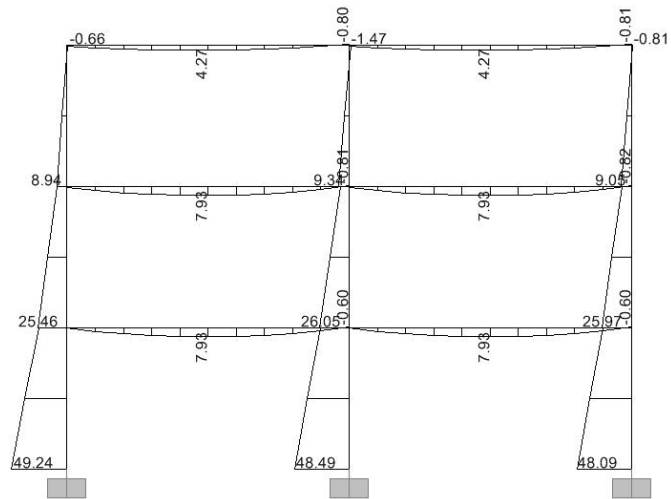


(b) Corte

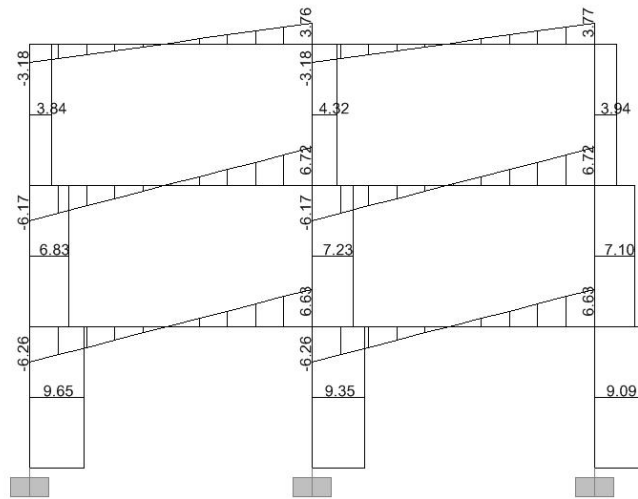


(c) Esfuerzo axial

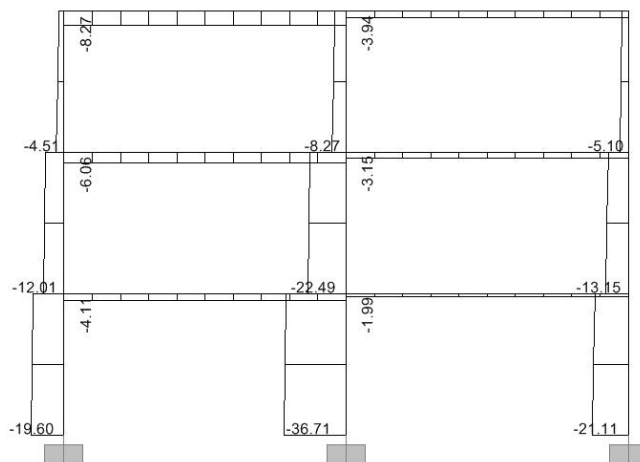
Figura 5-9: Diagramas de Esfuerzo en la dirección X.



(a) Momento



(b) Corte



(c) Esfuerzo axial

Figura 5-10: Diagramas de Esfuerzo en la dirección Y.

En relación a los esfuerzos calculados, se diseñaron los elementos bajo el código de diseño AISC 360 (2005b), teniendo en cuenta las restricciones para zonas sísmicas de la AISC 341 (2005a) (columna fuerte – viga débil), la Tabla 5-18 y Tabla 5-19 muestran los factores de utilización de los perfiles utilizados en X e Y respectivamente.

Tabla 5-18: Factores de utilización de los perfiles en el eje X.

| Viga IN 50x181.7 | | Columna HN 50 x 379.9 | | Verificación |
|-------------------------|------|------------------------------|------|---------------------|
| FU = | 0.03 | FU = | 0.03 | Compresión |
| FU = | 0.07 | FU = | 0.24 | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.08 | FU = | 0.26 | Interacción |
| FU = | 0.12 | FU = | 0.08 | Corte Eje Fuerte |

Tabla 5-19: Factores de utilización de los perfiles en el eje Y.

| Viga IN 50x181.7 | | Columna HN 50 x 379.9 | | Verificación |
|-------------------------|------|------------------------------|------|---------------------|
| FU = | 0.01 | FU = | 0.01 | Compresión |
| FU = | 0.12 | FU = | 0.07 | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.13 | FU = | 0.08 | Interacción |
| FU = | 0.22 | FU = | 0.12 | Corte Eje Fuerte |

El valor del factor de la verificación columna fuerte- viga débil corresponde a 1,06. El detalle del cálculo de este factor se puede ver en el Anexo E.

5.6.1 Diseño de elemento conector

El conector se ha diseñado a partir de un proceso iterativo entre la elección de los perfiles del marco y la rigidez de la conexión. Se considerando un conector con rigidez torsional de 241.9 [tonf·m/rad] según recomendación de FEMA350 luego de 3 iteraciones.

A continuación, en la Figura 5-11, se detallan las dimensiones de la conexión para este caso. Un completo detalle del cálculo y dimensiones se muestra en el Anexo F.

$$e1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$e2 := 45 \cdot \text{mm}$$

$$B := 500 \cdot \text{mm}$$

$$B2 := 350 \cdot \text{mm}$$

$$B1 := \frac{B - B2}{2} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$B4 := 250 \cdot \text{mm}$$

$$B3 := \frac{B2 - B4}{2} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$L := 500 \cdot \text{mm}$$

$$L1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$L2 := \frac{L - L1 - L3}{3} = 133.333 \cdot \text{mm}$$

$$L3 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$H := 200 \cdot \text{mm}$$

$$H2 := H - 2 \cdot H1 = 110 \cdot \text{mm}$$

$$H1 := 45 \cdot \text{mm}$$

$$C := 40 \cdot \text{mm}$$

$$C2 := B - 2 \cdot (C + C1) = 300 \cdot \text{mm}$$

$$C1 := 60 \cdot \text{mm}$$

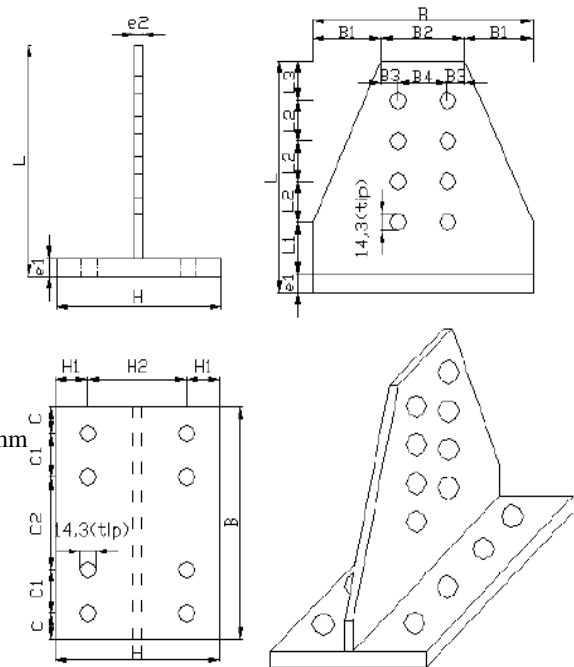


Figura 5-11: Dimensiones de la conexión (caso flexible)

5.7 Resumen de cubicaciones de acero

A continuación, en la Tabla 5-20, se muestra un resumen de las cubicaciones de acero para los modelos con y sin conexión:

Tabla 5-20: Cubicaciones de acero de los dos modelos.

| Modelo | Elemento | Peso [tonf] |
|---------------|-----------------|--------------------|
| Rígido | IN30x62.9 | 37.7 |
| | HN35x112.9 | 21.2 |
| | Conexión (10%) | 5.9 |
| | Total | 64.8 |
| Flexible | IN50x181.7 | 109.0 |
| | HN50x379.9 | 71.2 |
| | Conexión | 55.5 |
| | Total | 235.7 |

5.8 Conclusiones

El diseño del edificio prototipo quedó determinado por el límite de deformaciones impuesto por la Norma NCh433of96, es por esto que los perfiles están sobredimensionados con respecto a su capacidad nominal, como muestran los bajos factores de utilización de cada uno de los elementos. Esto incide directamente en la necesidad de utilizar perfiles de mayores dimensiones, los que a su vez necesitan conectores de mayor tamaño para asegurar el diseño por capacidad, basado en las recomendaciones impuestas por FEMA350 (2000)

Se pudo observar que las cubicaciones de acero para los marcos con conexiones semirrígidas son mayores que para el caso completamente rígido haciendo poco factible el uso de este tipo de conexiones en edificaciones de baja altura. Se hace necesario analizar el caso de una estructuración en la que el acero no se vea delimitado por deformaciones y trabaje a su máxima capacidad.

Existe la posibilidad de que el trabajo de la confección de este tipo de conexión en taller pueda revertir la conveniencia económica de una a otra alternativa, debido a

que los tiempos de construcción son una variable importante a la hora de evaluar un proyecto.

Por otro lado, se observó que al verificar el criterio de columna fuerte y viga débil, si el valor de la proporción entre la capacidad de las columnas y la capacidad de las vigas es levemente superior a 1, la cubicación de acero se hace mínima para ambos casos (rígido y flexible), siendo ésta una buena práctica de diseño.

6. Conclusiones

6.1 Resumen

En el presente trabajo de título se compararon los resultados de ensayos en perfiles T soldados realizados recientemente por Gómez (2008), con los valores de resistencia y rigidez recomendados por las especificaciones vigentes para diseño en acero publicadas por la AISC (2005b) y por trabajos analíticos de Swanson et al (2001) y Piluso et al (2001), previos a la realización de los ensayos.

Finalmente se diseñó un edificio habitacional prototipo de marcos de acero conformado por tres niveles y plantas simétricas, con y sin la conexión *T-stub*. Esto último permitió evaluar las ventajas y desventajas del uso de este tipo de elemento conector comparando las cubicaciones de acero entre ambos casos.

6.2 Comentarios

Los cálculos de resistencia y rigidez dados por los modelos considerados para los perfiles ensayados por Gómez fueron realizados usando los valores reales de las resistencias de los elementos afectados, estos fueron obtenidos a través de la experimentación (calidades de acero y pernos). Los cálculos relativos al diseño del edificio prototipo fueron realizados con los valores nominales de los elementos provistos por las normas respectivas.

Se aseguró la correcta ejecución del filete de soldadura a través de un ensayo de macroataque. Este arrojó que la soldadura cumple con los requerimientos de la AWS 1.1. Adicionalmente, se pudo ver que el área de acero afectada por la soldadura no atraviesa el alma por completo en ninguno de los casos ensayados.

6.3 Conclusiones

Destacan del ensayo a tracción de los pernos la baja sobre-resistencia que presentan las muestras, la que fue en promedio de un 2.3% con respecto a su capacidad nominal. Este ensayo se hizo necesario debido que la gran mayoría de las

probetas estudiadas por Gómez (2008) fallarán por apalancamiento (tracción en los pernos combinada con flexión en el ala).

El ensayo de macroataque reveló que el filete de soldadura tiene una penetración que cumple con lo dispuesto en la norma AWS 1.1, adicionalmente se pudo observar que el área afectada por el calor producido al soldar no penetra completamente la placa de ala o de alma. En este sector se pueden generar tensiones residuales que pueden afectar los posibles modos de falla. Finalmente se puede notar una separación entre la placa del alma y la placa del ala, esta discontinuidad del material fue considerada en los modelos de Desjouis (2006).

Las fallas previstas por la AISC tienen variaciones entre un 6.3% a un -34.3% entre la resistencia calculada y la resistencia que se observó en los ensayos para el mismo modo de falla, previendo conservadoramente su valor. No obstante, se pudo ver que en algunos casos el modo de falla previsto por la AISC (2005b) no concuerda con el observado en la experimentación, obteniendo subestimación de la resistencia de la conexión.

El modelo de Swanson et al (2001) presenta una clara correlación, tanto en rigideces como en deformaciones, para los estados elásticos y de primera fluencia para gran parte de las muestras. Lamentablemente, no se cuenta con datos hasta la falla de la probeta por protección a la instrumentación utilizada durante los ensayos.

A pesar de que se obtuvieron tres lecturas defectuosas de cuatro ensayos, se observó que la muestra TSD D1-2 mantuvo una baja fluencia con respecto a lo esperado por el modelo de Swanson et al (2001), por lo que se recomienda evitar la práctica de alternar pernos en una conexión T-stub.

El modelo de Piluso et al (2001) basa sus 3 mecanismos de falla en la geometría del ala del elemento conector. Para los perfiles de ala más delgada (TSE 8 y TSE 10) se observaron resistencias menores a las esperadas por la modelación de este grupo

de investigadores debido a que este modelo no considera el efecto que produce el alma y por ende no considera posibles la falla por rotura del alma ni bloque de corte.

Se considera que la modelación realizada por los distintos autores tratados en el presente trabajo de título representan adecuadamente el comportamiento observado a través de los ensayos bajo carga monotónica realizados por Gómez (2008).

El diseño del edificio prototipo quedó determinado por el límite de deformaciones impuesto por la Norma NCh433of96, es por esto que los perfiles están sobredimensionados con respecto a su capacidad nominal, como muestran los bajos factores de utilización de cada uno de los elementos. Esto incide directamente en la necesidad de utilizar perfiles de mayores dimensiones, los que a su vez necesitan conectores de mayor tamaño para asegurar el diseño por capacidad, basado en las recomendaciones impuestas por FEMA350 (2000)

Se pudo observar que las cubicaciones de acero para los marcos con conexiones semirrígidas son mayores que para el caso completamente rígido haciendo poco factible el uso de este tipo de conexiones en edificaciones de baja altura. Se hace necesario analizar el caso de una estructuración en la que el acero no se vea delimitado por deformaciones y trabaje a su máxima capacidad.

Existe la posibilidad de que el trabajo de la confección de este tipo de conexión en taller pueda revertir la conveniencia económica de una a otra alternativa, debido a que los tiempos de construcción son una variable importante a la hora de evaluar un proyecto.

Por otro lado, se observó que al verificar el criterio de columna fuerte y viga débil, si el valor de la proporción entre la capacidad de las columnas y la capacidad de las vigas es levemente superior a 1, la cubicación de acero se hace mínima para ambos casos (rígido y flexible), siendo ésta una buena práctica de diseño.

6.4 Limitaciones

El presente estudio está limitado a esquemas de carga monotónica de tracción, por lo que se propone abordar en nuevos estudios el comportamiento para cargas cíclicas, debido a que este esquema puede contribuir a estudiar de mejor forma lo que ocurrirá durante un evento sísmico.

Se pudo observar que la norma chilena es muy restrictiva con respecto a las deformaciones máximas entrepisos para estructuras de acero, y es por este factor que los perfiles están sobredimensionados con respecto a su capacidad (se pueden observar los bajos factores de utilización). Este problema conlleva la necesidad de usar perfiles y conectores de mayor tamaño invirtiendo una cantidad mayor de acero (ver Tabla 5-20). Se propone estudiar el caso en que un núcleo de muros de hormigón armado limite las deformaciones y el caso de un edificio de marcos de gran altura en que los marcos de acero trabajen por capacidad, de tal forma de cuantificar sus posibles ventajas.

7. Referencias

- [1] AISC, “*High Strength Bolts, A Primer for Structural Engineers*”, Steel Design Guide 17, Chicago, Illinois, USA, 2002.
- [2] AISC, “*Seismic provisions for structural steel buildings*”, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005a.
- [3] AISC, “*Specification for Structural Steel Buildings*”, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005b.
- [4] AISC, “*High Strength Bolts, A Primer for Structural Engineers*”, Steel Design Guide 17, Chicago, Illinois, USA, 2002.
- [5] ANSI/AWS, “*D1.1 Structural welding code steel*”, American Welding Society, Miami, Florida, USA, 2006.
- [6] COELHO A., BILJAARD F., SIMOES DA SILVA L., “*Experimental assessment of the behavior of bolted T-Stub connections made up of welded plates*”, Journal of Constructional Steel Research, 60:269-311, 2004.
- [7] COELHO A., BILJAARD F., SIMOES DA SILVA L., “*Characterization of the Nonlinear Behavior of single bolted T-Stub connections*”, Journal of Structural Engineering, 132(6):918- 928, 2006.
- [8] DESJOUIS G., “*Estudio analítico de conexiones de momento viga-columna usando perfiles T soldados*”, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2006.
- [9] FEMA 350 “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*” FEMA Publication No. 350, Federal Emergency Management Association, Washington, DC, Junio 2000.

- [10] GOMEZ G., “*Ensayo de perfiles soldados de sección T sometidos a carga monotónica*”, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, 2008.
- [11] INN, NCh433of96 “*Diseño sísmico de edificios*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1996.
- [12] INN, NCh1537of1986 “*Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1986.
- [13] INN, NCh2369of2003 “*Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*”, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 2003.
- [14] PILUSO V., FAELLA C. y RIZZANO G., “*Ultimate Behavior of Bolted T-Stubs. I: Theoretical Model*”, Journal of Structural Engineering, 127(6):694-704, 2001b.
- [15] PILUSO V., FAELLA C. y RIZZANO G., “*Ultimate Behavior of Bolted T-Stubs. II: Model Validation*”, Journal of Structural Engineering, 127(6):686-693, 2001a.
- [16] SWANSON, J.A., LEON, R.T., “*Bolted Steel Connections: Tests on T-Stub Components*”, Journal of Structural Engineering. 126(1):50-56, 2000.
- [17] SWANSON, J.A., LEON, R.T., “*Stiffness modeling of bolted t-stub connection components*”, Journal of Structural Engineering, 127(5): 498-505, 2001.

ANEXO A: RESISTENCIA DE LA CONEXIÓN SEGÚN AISC 360 (2005b)

Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados

1. Geometría de la conexión

$A_{i,0} = \text{"TSD 140-1"}$

$e1 := A_{i,1} \cdot \text{mm} = 14 \cdot \text{mm}$

$e2 := A_{i,2} \cdot \text{mm} = 8 \cdot \text{mm}$

$B := A_{i,3} \cdot \text{mm} = 200 \cdot \text{mm}$

$B1 := A_{i,4} \cdot \text{mm} = 62 \cdot \text{mm}$

$B3 := A_{i,6} \cdot \text{mm} = 15.5 \cdot \text{mm}$

$B2 := A_{i,5} \cdot \text{mm} = 76 \cdot \text{mm}$

$B4 := A_{i,7} \cdot \text{mm} = 45 \cdot \text{mm}$

$L := A_{i,8} \cdot \text{mm} = 200 \cdot \text{mm}$

$L1 := A_{i,9} \cdot \text{mm} = 45 \cdot \text{mm}$

$L3 := A_{i,11} \cdot \text{mm} = 36 \cdot \text{mm}$

$L2 := A_{i,10} \cdot \text{mm} = 35 \cdot \text{mm}$

$H := A_{i,12} \cdot \text{mm} = 150 \cdot \text{mm}$

$H1 := A_{i,13} \cdot \text{mm} = 40 \cdot \text{mm}$

$H2 := A_{i,14} \cdot \text{mm} = 70 \cdot \text{mm}$

$C := A_{i,15} \cdot \text{mm} = 22.5 \cdot \text{mm}$

$C1 := A_{i,16} \cdot \text{mm} = 37.5 \cdot \text{mm}$

$C2 := A_{i,17} \cdot \text{mm} = 80 \cdot \text{mm}$

$Dwh := B4 + 6 \cdot L2 \cdot \tan(30^\circ) = 166.2 \cdot \text{mm}$ Distancia de Withmore

Acero A36

$Fy := 313.42 \cdot \text{MPa}$

//Valores Nominales

$Fu := 458.00 \cdot \text{MPa}$

Pernos 1/2" A325

$db := \frac{1}{2} \cdot \text{in}$ Diametro

$nsb := 8$ Cantidad de Pernos al corte

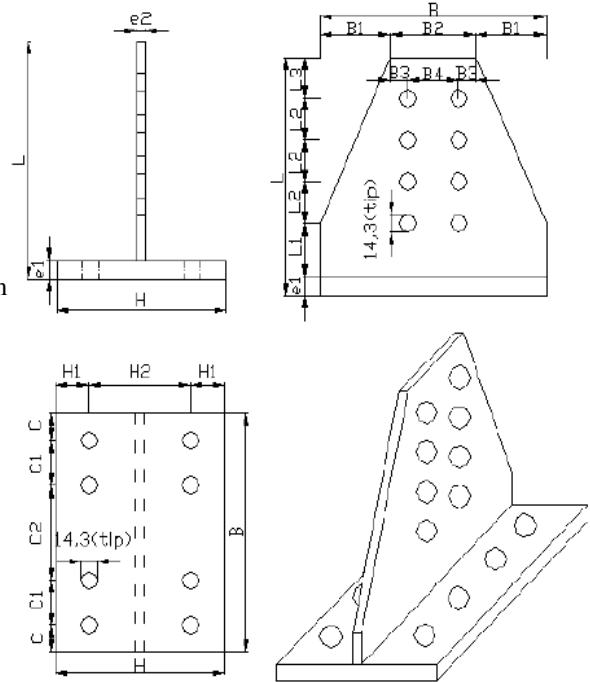
$ntb := 8$ Cantidad de Pernos a tension

$Fnt := 0.722 \cdot 847.7 \cdot \text{MPa} = 612.039 \cdot \text{MPa}$ //Valores Nominales

$Fnv := 0.62 \cdot Fnt = 379.464 \cdot \text{MPa}$

$Abs := nsb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$

$Abt := ntb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$



J.2 Soldaduras

1 Soldadura tipo filete

$$\begin{aligned}
 F_{exx} &:= 480 \cdot \text{MPa} & \text{weld} &:= \begin{cases} 3\text{mm} & \text{if } e2 \leq 6\text{mm} \\ 5\text{mm} & \text{if } 6\text{mm} < e2 \leq 13\text{mm} \\ 6\text{mm} & \text{if } 13\text{mm} < e2 \leq 19\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases} = 5 \cdot \text{mm} \\
 E_{fth} &:= \frac{\text{weld}}{\sqrt{2}} = 3.536 \cdot \text{mm} \\
 L_{eff} &:= 2 \cdot B = 400 \cdot \text{mm} \\
 A_{eff} &:= L_{eff} \cdot E_{fth} = 14.142 \cdot \text{cm}^2 \\
 R_w &:= 0.60 \cdot F_{exx} \cdot A_{eff} = 407.294 \cdot \text{kN}
 \end{aligned}$$

J.3 Pernos

1. Resistencia de pernos al corte

$$R_{sb} := 2 \cdot F_{nv} \cdot A_{bs} = 769.11 \cdot \text{kN} \quad (\text{son 2 planos de corte})$$

2. Resistencia de pernos a tensión

$$R_{tb} := F_{nt} \cdot A_{bt} = 620.25 \cdot \text{kN}$$

3. Aplastamiento en los agujeros de los pernos

$$L_{c1} := L_2 - (db + 4\text{mm}) = 18.3 \cdot \text{mm} \quad L_{c2} := L_3 - \frac{(db + 4\text{mm})}{2} = 27.65 \cdot \text{mm}$$

$$t := e2 = 8 \cdot \text{mm}$$

$$R_{nb1} := 1.5 \cdot L_{c1} \cdot t \cdot F_u = 100.577 \cdot \text{kN} \quad R_{nb2} := 1.5 \cdot L_{c2} \cdot t \cdot F_u = 151.964 \cdot \text{kN}$$

$$R_{nb3} := 3.0 \cdot db \cdot t \cdot F_u = 139.598 \cdot \text{kN}$$

$$R_{nb_6} := \min(R_{nb1}, R_{nb3}) = 100.577 \cdot \text{kN} \quad R_{nb_2} := \min(R_{nb2}, R_{nb3}) = 139.598 \cdot \text{kN}$$

$$R_b := (R_{nb_6} \cdot 6 + R_{nb_2} \cdot 2) = 882.658 \cdot \text{kN}$$

J.4 Elementos afectados de la conexión

1. Tensión (Alma)

Fluencia

Arrancamiento

$$A_{gt} := D_{wh} \cdot e2 = 13.299 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{et} := A_{gt} - 2 \cdot e2 \cdot (db + 4\text{mm}) = 10.627 \cdot \text{cm}^2$$

$$R_{nt1} := F_y \cdot A_{gt} = 416.832 \cdot \text{kN}$$

$$R_{nt2} := F_u \cdot A_{et} = 486.739 \cdot \text{kN}$$

$$R_t := R_{nt2} = 486.739 \cdot \text{kN}$$

(Perfiles ensayados en resistencia última)

2. Apalancamiento (Ala)

$$t := e1 = 14 \cdot \text{mm} \quad r_n := \frac{(F_{nt} \cdot A_{bt})}{8}$$

$$b := \frac{(H2 - e2)}{2}$$

$$b_p := b - \frac{(db)}{2} = 24.65 \cdot \text{mm}$$

$$B := r_n = 77.531 \cdot \text{kN}$$

$$p := C + \frac{C1}{2} = 41.25 \cdot \text{m}$$

$$t_c := \sqrt{\frac{4.44 \cdot B \cdot b_p}{p \cdot F_u}} = 21.193 \cdot \text{mm}$$

Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados

$$a := H1 = 40 \cdot \text{mm} \quad a_p := \min \left[\left(a + \frac{db}{2} \right), \left(1.25 \cdot b + \frac{db}{2} \right) \right] = 45.1 \cdot \text{mm}$$

$$d_p := db + 4 \text{mm} = 16.7 \cdot \text{mm} \quad \delta := 1 - \frac{d_p}{p} = 0.595 \quad \rho := \frac{b_p}{a_p} = 0.547$$

$$\alpha_p := \frac{1}{\delta \cdot (1 + \rho)} \cdot \left[\left(\frac{t_c}{t} \right)^2 - 1 \right] = 1.403$$

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \alpha_p < 0 \\ \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta \cdot \alpha_p) & \text{if } 0 \leq \alpha_p < 1 \\ \left(\frac{t}{t_c} \right)^2 \cdot (1 + \delta) & \text{if } \alpha_p > 1 \end{cases} = 0.696$$

$$\text{Tavail} := B \cdot Q = 53.969 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Rpe} := \text{Tavail} \cdot \text{ntb} = 431.755 \cdot \text{kN}$$

3. Bloque de corte

$$\text{Agv} := 2 \cdot (L3 + 3 \cdot L2) \cdot e2 = 22.56 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Ant} := [B4 - (db + 4 \text{mm})] \cdot e2 = 2.264 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Anv} := \text{Agv} - 7 \cdot (db + 4 \text{mm}) \cdot e2 \quad \text{Ubs} := 1.0$$

$$\text{Rn1} := 0.6 \cdot \text{Fu} \cdot \text{Anv} + \text{Ubs} \cdot \text{Fu} \cdot \text{Ant} = 466.647 \cdot \text{kN} \quad \text{Rn2} := 0.6 \cdot \text{Fy} \cdot \text{Agv} + \text{Ubs} \cdot \text{Fu} \cdot \text{Ant} = 527.937 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Rbc} := \min(\text{Rn1}, \text{Rn2}) = 466.647 \cdot \text{kN}$$

4. Fuerza en compresión

$$k := 1 \quad L := L1 \quad B := 200 \text{mm}$$

$$\text{Ag} := B \cdot e2 = 16 \cdot \text{cm}^2$$

$$I := \frac{(B \cdot e2^3)}{12} = 0.853 \cdot \text{cm}^4 \quad r := \sqrt{\frac{I}{\text{Ag}}} = 0.231 \cdot \text{cm}$$

$$\frac{(k \cdot L)}{r} = 19.486 < 25 \text{ (aplica cap J)}$$

$$\text{Rc} := \text{Fy} \cdot \text{Ag} = 501.472 \cdot \text{kN}$$

ANEXO B: MODELO SWANSON ET AL (2001)

1. Geometría de la conexión - TSD 140

$$e1 := 14\text{mm}$$

$$e2 := 8\text{mm}$$

$$B := 200\text{mm}$$

$$B1 := 62\text{mm} \quad B3 := 15.5\text{mm}$$

$$B2 := 76\text{mm} \quad B4 := 45\text{mm}$$

$$L := 200\text{mm}$$

$$L1 := 45\text{mm} \quad L3 := 36\text{mm}$$

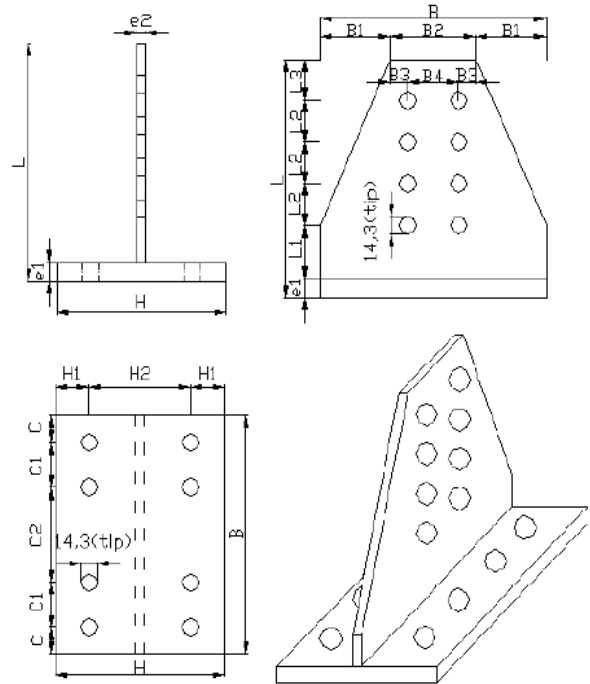
$$L2 := 35\text{mm}$$

$$H := 150\text{mm}$$

$$H1 := 40\text{mm} \quad H2 := 70\text{mm}$$

$$C := 22.5\text{mm}$$

$$C1 := 37.5\text{mm} \quad C2 := 80\text{mm}$$



$$D_{wh} := B4 + 6 \cdot L2 \cdot \tan(30^\circ) = 166 \cdot \text{mm} \quad \text{Distancia de Withmore}$$

Acero A36

$$F_y := 248 \cdot \text{MPa}$$

$$F_u := 440 \cdot \text{MPa}$$

$$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Pernos 1/2" A325

$$d_b := \frac{1}{2} \cdot \text{in} = 12.7 \cdot \text{mm} \quad \text{Diametro}$$

$$n_{sb} := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos al corte}$$

$$n_{tb} := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos a tension}$$

$$F_{nv} := 414 \cdot \text{MPa}$$

$$F_{nt} := 620 \cdot \text{MPa} \quad //\text{Tabla J3.2 (Pernos A325 con hilo excluido)}$$

$$A_{bs} := n_{sb} \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{bt} := n_{tb} \cdot (d_b)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$$

Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados

$$L_{sb} := 3 \cdot L_2 = 105 \cdot \text{mm}$$

$$t_s := e_2 = 8 \cdot \text{mm}$$

$$\theta_{\text{eff}} := 30^\circ$$

$$g_s := B_4 = 45 \cdot \text{mm}$$

$$F_y = 0.248 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$W_{\text{eff}} := D_{\text{wh}} = 166 \cdot \text{mm}$$

$$E_s := \frac{E}{30} = 6.865 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$$

$$E = 205.94 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$d_{\text{heff}} := d_b + 4 \text{mm} = 16.7 \cdot \text{mm}$$

$$\epsilon_{\text{frac}} := .295$$

$$K_{\text{stem}} := \frac{4 \cdot L_{sb} \cdot t_s \cdot E \cdot (\tan(\theta_{\text{eff}}))^2}{2 \cdot L_{sb} \cdot \tan(\theta_{\text{eff}}) + g_s \cdot \ln\left(\frac{g_s}{2 \cdot L_{sb} \cdot \tan(\theta_{\text{eff}}) + g_s}\right)} = 3694.11 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$P_{\text{yield}} := F_y \cdot (W_{\text{eff}} - 2 \cdot d_{\text{heff}}) \cdot t_s = 263.562 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta_{\text{yield}} := \frac{P_{\text{yield}}}{K_{\text{stem}}} = 0.071 \cdot \text{mm}$$

$$K_{\text{pstem}} := \frac{(g_s - d_{\text{heff}}) \cdot t_s \cdot E_s}{3 \cdot d_b} = 40.79 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$\Delta_{\text{stemfrac}} := \epsilon_{\text{frac}} \cdot d_{\text{heff}} + \frac{P_{\text{yield}}}{K_{\text{stem}}} = 4.998 \cdot \text{mm}$$

$$P_{\text{frac}} := K_{\text{pstem}} \cdot (\Delta_{\text{stemfrac}} - \Delta_{\text{yield}}) + P_{\text{yield}} = 464.521 \cdot \text{kN}$$

ANEXO C: MODELO PILUSO ET AL (2001)

1. Geometría de la conexión

$$e1 := A_{i,1} \cdot \text{mm} = 14 \cdot \text{mm}$$

$$e2 := A_{i,2} \cdot \text{mm} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$B := A_{i,3} \cdot \text{mm} = 200 \cdot \text{mm}$$

$$B1 := A_{i,4} \cdot \text{mm} = 62 \cdot \text{mm}$$

$$B3 := A_{i,6} \cdot \text{mm} = 15.5 \cdot \text{mm}$$

$$B2 := A_{i,5} \cdot \text{mm} = 76 \cdot \text{mm}$$

$$B4 := A_{i,7} \cdot \text{mm} = 45 \cdot \text{mm}$$

$$L := A_{i,8} \cdot \text{mm} = 200 \cdot \text{mm}$$

$$L1 := A_{i,9} \cdot \text{mm} = 45 \cdot \text{mm}$$

$$L3 := A_{i,11} \cdot \text{mm} = 36 \cdot \text{mm}$$

$$L2 := A_{i,10} \cdot \text{mm} = 35 \cdot \text{mm}$$

$$H := A_{i,12} \cdot \text{mm} = 150 \cdot \text{mm}$$

$$H1 := A_{i,13} \cdot \text{mm} = 40 \cdot \text{mm}$$

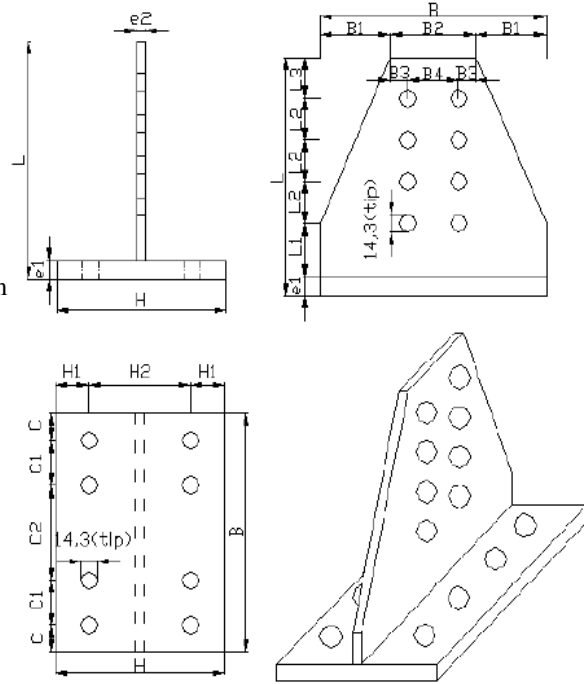
$$H2 := A_{i,14} \cdot \text{mm} = 70 \cdot \text{mm}$$

$$C := A_{i,15} \cdot \text{mm} = 22.5 \cdot \text{mm}$$

$$C1 := A_{i,16} \cdot \text{mm} = 37.5 \cdot \text{mm}$$

$$C2 := A_{i,17} \cdot \text{mm} = 80 \cdot \text{mm}$$

$$Dwh := B4 + 6 \cdot L2 \cdot \tan(30^\circ) = 166.2 \cdot \text{mm} \quad \text{Distancia de Withmore}$$



Pernos 1/2" A325

$$db := \frac{1}{2} \cdot \text{in} = 12.7 \cdot \text{mm} \quad \text{Diametro}$$

$$nsb := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos al corte}$$

$$ntb := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos a tension}$$

$$Abs := nsb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$$

$$Abt := ntb \cdot (db)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 10.134 \cdot \text{cm}^2$$

Acero A36

$$E := 2100000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{weld} := \begin{cases} 3\text{mm} & \text{if } e2 \leq 6\text{mm} \\ 5\text{mm} & \text{if } 6\text{mm} < e2 \leq 13\text{mm} \\ 6\text{mm} & \text{if } 13\text{mm} < e2 \leq 19\text{mm} \\ 8\text{mm} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Variables a utilizar

$$n := H1 = 40 \cdot \text{mm} \quad m := \frac{(H2 - e2)}{2} - 3.5\text{mm} - .8 \cdot \text{weld} = 23.5 \cdot \text{mm} \quad dh := \left(\frac{1}{2} \cdot \text{in} + 4\text{mm} \right) = 16.7 \cdot \text{mm}$$

$$beff := \min(B) = 200 \cdot \text{mm}$$

$$tf := e1 = 14 \cdot \text{mm}$$

$$Ab := \frac{4 \cdot Abt}{ntb} = 5.067 \cdot \text{cm}^2$$

$$dw := \left(1 + \frac{1}{16} \right) \text{in} = 26.99 \cdot \text{mm}$$

$$tbh := .097 \cdot \text{in}$$

$$tbn := \frac{1 \cdot \text{in}}{2} = 12.7 \cdot \text{mm}$$

$$Lb := 2 \cdot tf + \frac{(tbh + tbn)}{2}$$

$$E_h := 3423 \frac{N}{mm^2} \quad E_u := 516.05 \frac{N}{mm^2} \quad f_y := 313.4 \frac{N}{mm^2} \quad f_u := 458 \frac{N}{mm^2} \quad f_{ub} := 847.7 \frac{N}{mm^2}$$

Cálculos

$$\epsilon_y := .0014647$$

$$\epsilon_h := .01318$$

$$\chi_y := \frac{(2 \cdot \epsilon_y)}{t_f} = 2.0924 \times 10^{-4} \cdot \frac{1}{mm}$$

$$\chi_h := \frac{(2 \cdot \epsilon_h)}{t_f} = 1.8829 \times 10^{-3} \cdot \frac{1}{mm}$$

$$\epsilon_m := 0.082122$$

$$\epsilon_u := 0.7788$$

$$\chi_m := \frac{(2 \cdot \epsilon_m)}{t_f} = 1.1732 \times 10^{-2} \cdot \frac{1}{mm}$$

$$\chi_u := \frac{(2 \cdot \epsilon_u)}{t_f} = 0.1113 \cdot \frac{1}{mm}$$

$$M_y := \frac{(b_{eff} \cdot t_f^2) \cdot f_y}{6} = 2047547 \cdot N \cdot mm$$

$$M_h := M_y \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[3 - \left(\frac{\chi_y}{\chi_h} \right)^2 \right] = 3.059 \times 10^6 \cdot N \cdot mm$$

$$M_m := \left[\frac{1}{2} \cdot \left[3 - \left(\frac{\chi_y}{\chi_m} \right)^2 \right] + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_h}{E} \cdot \left[\frac{(\chi_m - \chi_h)}{\chi_y} \right] \cdot \left(1 - \frac{\chi_h}{\chi_m} \right) \cdot \left(2 + \frac{\chi_h}{\chi_m} \right) \right] \cdot M_y = 1.925 \times 10^5 \cdot N \cdot m$$

$$M_u := \left[\frac{1}{2} \cdot \left[3 - \left(\frac{\chi_y}{\chi_u} \right)^2 \right] + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_h}{E} \cdot \left[\frac{(\chi_u - \chi_h)}{\chi_y} \right] \cdot \left(1 - \frac{\chi_h}{\chi_u} \right) \cdot \left(2 + \frac{\chi_h}{\chi_u} \right) - \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{(E_h - E_u)}{E} \right] \cdot \left[\frac{(\chi_u - \chi_m)}{\chi_y} \right] \cdot \left(1 - \frac{\chi_m}{\chi_u} \right) \right] \cdot M_y$$

Parametros que definen el tipo de mecanismo de colapso

$$\beta_u := \frac{(2 \cdot M_u)}{A_b \cdot f_{ub} \cdot m} = 1.538$$

$$\lambda := \frac{n}{m} = 1.702$$

$$\beta_{ulim} := \frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} \cdot \left[1 - (1 + \lambda) \cdot \frac{d_w}{8 \cdot n} \right] = 0.5$$

Cálculos según mecanismo de Faella

$$D(\xi) := \epsilon_y \cdot \left[2 \cdot \frac{\chi_h}{\chi_y} - \frac{1}{\xi} \cdot \frac{M_y}{M_u} \cdot \left(3 \cdot \frac{\chi_h}{\chi_y} + \frac{\chi_y}{\chi_h} - 3 \right) - 1 \right]$$

$$F(\xi) := \epsilon_y \cdot \left[2 \cdot \frac{\chi_m}{\chi_y} - \frac{M_y}{M_u} \cdot \frac{1}{\xi} \cdot \left[3 \cdot \frac{\chi_m}{\chi_y} + \frac{\chi_y}{\chi_m} - 3 + \frac{E_h}{E} \cdot \frac{(\chi_m - \chi_h)^3}{\chi_m \cdot \chi_y^2} \right] - 1 \right]$$

$$G_h := \frac{\chi_m^3}{\chi_u \cdot \chi_y^2} + 3 \cdot \frac{(\chi_m \cdot \chi_u)}{\chi_y^2} - 3 \cdot \frac{\chi_m^2}{\chi_y^2} + 3 \cdot \frac{\chi_h^2}{\chi_y^2} - 3 \cdot \frac{(\chi_h \cdot \chi_u)}{\chi_y^2} - \frac{\chi_h^3}{\chi_u \cdot \chi_y^2}$$

$$G_u := \frac{\chi_u^2}{\chi_y^2} + 3 \cdot \frac{\chi_m^2}{\chi_y^2} - 3 \cdot \frac{(\chi_m \cdot \chi_u)}{\chi_y^2} - \frac{\chi_m^3}{\chi_u \cdot \chi_y^2}$$

$$G(\xi) := \epsilon_y \cdot \left[2 \cdot \frac{\chi_u}{\chi_y} - \frac{1}{\xi} \cdot \frac{M_y}{M_u} \cdot \left(3 \cdot \frac{\chi_u}{\chi_y} + \frac{\chi_y}{\chi_u} - 3 + \frac{E_h}{E} \cdot G_h + \frac{E_u}{E} \cdot G_u \right) - 1 \right]$$

$$C := G(1) = 0.32$$

$$\xi_1 := \frac{M_y}{M_u} = 0.264 \quad \xi_2 := \frac{M_h}{M_u} = 0.394 \quad \xi_3 := \frac{M_m}{M_u} = 0.583 \quad K := 0.5 \cdot E \cdot \frac{(b_{eff} \cdot t_f^3)}{m^3} = 4.35 \times 10^9 \frac{kg}{s^2}$$

Mecanismo Tipo I

$$F_y := \frac{[(32 \cdot n - 2 \cdot dw) \cdot M_y]}{8 \cdot m \cdot n - (m + n) \cdot dw} = 432.3 \cdot kN$$

$$F_h := \frac{[(32 \cdot n - 2 \cdot dw) \cdot M_h]}{8 \cdot m \cdot n - (m + n) \cdot dw} = 645.9 \cdot kN$$

$$F_m := \frac{[(32 \cdot n - 2 \cdot dw) \cdot M_m]}{8 \cdot m \cdot n - (m + n) \cdot dw} = 955.2 \cdot kN$$

$$F_u := \frac{[(32 \cdot n - 2 \cdot dw) \cdot M_u]}{8 \cdot m \cdot n - (m + n) \cdot dw} = 1638.9 \cdot kN$$

Primera Fluencia (y)

$$\delta_{by} := \frac{\left(\frac{F_y}{2} + \frac{M_y}{n}\right)}{E \cdot \frac{A_b}{L_b}} = 0.091 \cdot mm$$

$$\delta_y := \left(2 \cdot \frac{F_y}{K} + \delta_{by}\right) = 0.29 \cdot mm$$

$$K_i := \frac{F_y}{\delta_y} = 1.492 \times 10^9 \frac{kg}{s^2}$$

Comienzo del endurecimiento de la rama (h)

$$\delta_{eh} := \frac{F_h}{K_i} = 4.328 \times 10^{-4} m$$

$$\delta_{ph} := \frac{m^2}{2 \cdot t_f} \cdot D(\xi_2) = 0.025 \cdot mm$$

$$\delta_h := (\delta_{eh} + 2 \cdot \delta_{ph}) = 4.825 \times 10^{-4} m$$

Al alcanzar la máxima carga (m)

$$\delta_{em} := \frac{F_m}{K_i} = 0.64 \cdot mm$$

$$\delta_{pm} := \frac{m^2}{2 \cdot t_f} \cdot F(\xi_3) = 0.646 \cdot mm$$

$$\delta_m := (\delta_{em} + 2 \cdot \delta_{pm}) = 1.932 \cdot mm$$

Condición última (u)

$$\delta_{eu} := \frac{F_u}{K_i} = 1.098 \cdot mm$$

$$\delta_{pu} := \frac{m^2}{2 \cdot t_f} \cdot C = 6.306 \cdot mm$$

$$\delta_u := (\delta_{eu} + 2 \cdot \delta_{pu}) = 13.709 \cdot mm$$

$$V1 := \begin{pmatrix} \frac{F_y}{kN} & \frac{\delta_y}{mm} \\ \frac{F_h}{kN} & \frac{\delta_h}{mm} \\ \frac{F_m}{kN} & \frac{\delta_m}{mm} \\ \frac{F_u}{kN} & \frac{\delta_u}{mm} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 432.349 & 0.29 \\ 645.853 & 0.482 \\ 955.203 & 1.932 \\ 1.639 \times 10^3 & 13.709 \end{pmatrix}$$

Mecanismo Tipo II

$$\psi := \frac{(2 - \beta u) \lambda}{\beta u \cdot (1 + \lambda)} = 0.189$$

$$F_y := 2 \cdot \frac{M_y}{m} \cdot (1 + \psi) = 207.243 \cdot kN$$

$$F_m := 2 \cdot \frac{M_m}{m} \cdot (1 + \psi) = 457.869 \cdot kN$$

Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados

$$F_h := 2 \cdot \frac{M_h}{m} \cdot (1 + \psi) = 309.585 \cdot \text{kN}$$

$$F_u := 2 \cdot \frac{M_u}{m} \cdot (1 + \psi) = 785.614 \cdot \text{kN}$$

Primera Fluencia (y)

$$\delta_{by} := \frac{\left(\frac{F_y}{2} + \frac{\psi \cdot M_y}{n} \right)}{E \cdot \frac{A_b}{L_b}} = 0.039 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_y := \left(2 \cdot \frac{F_y}{K} + \delta_{by} \right) = 0.134 \cdot \text{mm}$$

$$K_i := \frac{F_y}{\delta_y} = 1.549 \times 10^9 \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

Comienzo del endurecimiento de la rama (h)

$$\xi := \psi \cdot \frac{M_h}{M_n} = 0.075$$

$$\theta_{p2h} := \begin{cases} 0 & \text{if } \xi \leq \xi_1 \\ \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot D(\xi) & \text{otherwise} \end{cases} = 0$$

$$\theta_{p1h} := \frac{m}{\text{tf} \cdot (1 + \psi)} \cdot D(\xi_2) = 1.777 \times 10^{-3}$$

$$\delta_{ph} := [\theta_{p1h} \cdot m + (\theta_{p1h} - \theta_{p2h}) \cdot n] = 0.113 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{eh} := \frac{F_h}{K_i} = 0.2 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_h := (\delta_{eh} + 2 \cdot \delta_{ph}) = 0.426 \cdot \text{mm}$$

Al alcanzar la máxima carga (m)

$$\xi := \psi \cdot \frac{M_m}{M_u} = 0.11$$

$$\theta_{p2m} := \begin{cases} 0 & \text{if } \xi < \xi_1 \\ \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot D(\xi) & \text{if } \xi_1 < \xi < \xi_2 \\ \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot F(\xi) & \text{if } \xi_2 < \xi < \xi_3 \end{cases} = 0$$

$$\theta_{p1m} := \frac{m}{\text{tf} \cdot (1 + \xi)} \cdot F(\xi_3) = 0.05$$

$$\delta_{pm} := [\theta_{p1m} \cdot m + (\theta_{p1m} - \theta_{p2m}) \cdot n] = 3.144 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_{em} := \frac{F_m}{K_i} = 0.296 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_m := (\delta_{em} + 2 \cdot \delta_{pm}) = 6.584 \cdot \text{mm}$$

Condición última (u)

$$\theta_{p1u} := C \cdot \frac{m}{\text{tf} \cdot (1 + \psi)} = 0.451$$

$$\theta_{p2u} := \begin{cases} \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot D(\psi) & \text{if } \xi_1 < \psi \leq \xi_2 \\ \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot F(\psi) & \text{if } \xi_2 < \psi \leq \xi_3 \\ \frac{m}{\text{tf}} \cdot \left(\frac{\psi}{1 + \psi} + \lambda \right) \cdot G(\psi) & \text{if } \xi_3 < \psi \leq 1 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} = 0$$

Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados

$$\delta_{pu} := [\theta_{p1u} \cdot m + (\theta_{p1u} - \theta_{p2u}) \cdot n] = 28.653 \cdot \text{mm} \quad \delta_{eu} := \frac{F_u}{K_i} = 0.507 \cdot \text{mm}$$

$$\delta_u := (\delta_{eu} + 2 \cdot \delta_{pu}) = 57.814 \cdot \text{mm}$$

$$V_2 := \begin{pmatrix} \frac{F_y}{\text{kN}} & \frac{\delta_y}{\text{mm}} \\ \frac{F_h}{\text{kN}} & \frac{\delta_h}{\text{mm}} \\ \frac{F_m}{\text{kN}} & \frac{\delta_m}{\text{mm}} \\ \frac{F_u}{\text{kN}} & \frac{\delta_u}{\text{mm}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 207.243 & 0.134 \\ 309.585 & 0.426 \\ 457.869 & 6.584 \\ 785.614 & 57.814 \end{pmatrix}$$

$$V_s := \begin{cases} V_1 & \text{if } \beta_u \leq \beta_{ulim} \\ V_2 & \text{if } \beta_{ulim} < \beta_u \leq 2 \\ V_3 & \text{otherwise} \end{cases} = \begin{pmatrix} 207.243 & 0.134 \\ 309.585 & 0.426 \\ 457.869 & 6.584 \\ 785.614 & 57.814 \end{pmatrix}$$

ANEXO D: FACTORES DE UTILIZACIÓN

Título: Columna HN 35x112.9

Preparado por: Gonzalo Aedo

Chequeado por: Ricardo Herrera

Fecha: April-09

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

| | | | |
|------|------|------------------------|-----------------------|
| Fy = | 2.53 | [Ton/cm ²] | Tensión de Fluencia |
| Fr = | 4.00 | [Ton/cm ²] | Tensión de Rotura |
| E = | 2100 | [Ton/cm ²] | Modulo de Elasticidad |
| G = | 840 | [Ton/cm ²] | Modulo de Corte |

1.4 Cargas

| | | | |
|-------|---|---------|-----------------------------|
| Pu = | 31.04 | [Ton] | Carga de Compresión |
| Mux = | 18.92 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Fuerte |
| Vux = | 9.87 | [Ton] | Carga de Corte Eje Fuerte |
| Muy = | 0.00 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Débil |
| Vuy = | 0.00 | [Ton] | Carga de Corte Eje Débil |

1.5 Condiciones Geométricas

| | | | |
|-------|------|------|---|
| Lpx = | 250 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Kx = | 1.00 | [] | Condición de Borde |
| Lpy = | 250 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Ky = | 1.00 | [] | Condición de Borde |
| Lv = | 250 | [cm] | Longitud de Volcamiento |
| Kz = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Cb = | 1.00 | [] | Factor de Forma del Diagrama de Momento |
| a = | 250 | [cm] | Distancia entre Atiesadores |

2. Perfil IN

2.1 Datos

| | | | |
|-----|-----|------|-----------------------------|
| H = | 35 | [cm] | Altura del Perfil |
| B = | 35 | [cm] | Ancho del Perfil |
| e = | 1.6 | [cm] | Espesor del Ala del Perfil |
| t = | 1.0 | [cm] | Espesor del Alma del Perfil |

IN35x112.9
IN350x350x16x10

2.2 Propiedades

| | | | |
|--------------------|---------|--------------------|---|
| A = | 143.8 | [cm ²] | Área del Perfil |
| Ix = | 33939 | [cm ⁴] | Inercia Eje Fuerte del Perfil |
| Iy = | 11436 | [cm ⁴] | Inercia Eje Débil del Perfil |
| rx = | 15.4 | [cm] | Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil |
| ry = | 8.9 | [cm] | Radio de Giro Eje Débil del Perfil |
| Zx = | 2123 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil |
| Zy = | 988 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Débil del Perfil |
| Wx = | 1939 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil |
| Wy = | 653 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Débil del Perfil |
| J = | 106 | [cm ⁴] | Constante Torsional del Perfil |
| Cw = | 3.2E+06 | [cm ⁶] | Constante de Alabeo del Perfil |
| $\lambda_{ala} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| $\lambda_{alma} =$ | 31.8 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$$\begin{aligned} \lambda_x &= 16.3 & [] & \text{Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil} \\ \lambda_y &= 28.0 & [] & \text{Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil} \\ \lambda_{\max} &= 28.0 & [] & \text{Esbeltez Efectiva del Perfil} \end{aligned}$$

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 10 \\ \lambda_{\text{alma max}} &= 42.9 & [] & \text{Esbeltez Límite del Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma}} &= 31.8 & [] & \text{Esbeltez del Alma del Perfil} \end{aligned}$$

El Alma es No Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 4 \\ \lambda_{\text{ala max}} &= 15.5 & [] & \text{Esbeltez Límite del Ala del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 10.9 & [] & \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la formula E3-4

$$F_e = 26.37 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la formula E4-4

$$F_e = 95.20 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 26.37 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|--|
| $\lambda_{\text{ala}} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 1} =$ | 15.5 | [] | Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 2} =$ | 26.9 | [] | Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil |

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la formula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

| | | | |
|-------------------------------|------|------------------------|--|
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 31.8 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| $F_{cr} =$ | 2.44 | [Ton/cm ²] | |
| $\lambda_{\text{alma lim}} =$ | 43.7 | [] | Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil |

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la formula E7-17

$$Q_a = 1.00 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E3

El F_{cr} se determina según la formula E3-2

$$F_{cr} = 2.44 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la formula E3-1

$$P_n = 350.99 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

| | | |
|----------|--------|-------|
| $\phi =$ | 0.9 | |
| $P_n =$ | 350.99 | [Ton] |
| $P_u =$ | 31.04 | [Ton] |
| $FU =$ | 0.10 | OK! |

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|------------------------------|-------|-----|--|
| Caso: | 9 | | |
| $\lambda_{\text{alma } 1} =$ | 108.3 | [] | Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma } 2} =$ | 164.2 | [] | Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 31.8 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|---|
| Caso: | 2 | | |
| $\lambda_{\text{ala } 1} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 2} =$ | 23.1 | [] | Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala}} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F2-1

$$M_n = 5372 \quad [\text{Ton-cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la formula F2-2

$$\begin{aligned} r_{ts} &= 9.9 && [\text{cm}] \\ L_p &= 452 && [\text{cm}] \\ L_r &= 1518 && [\text{cm}] \\ L_b &= 250 && [\text{cm}] \\ M_n &= 5372 && [\text{Ton-cm}] \end{aligned}$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 5372 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \\ M_n &= 54 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \end{aligned}$$

$$M_{ux} = 19 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$FU = 0.39 \quad \text{OK!}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F6-1

$$M_n = 2500 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{ala } 1} &= 10.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala } 2} &= 23.1 \quad [] && \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 10.9 \quad [] && \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$M_n = 2500 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ M_n &= 25 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ M_{uy} &= 0 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ FU &= 0.00 \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

$$FU = 0.10 < 0.2 \quad \text{Factor de Utilización a Compresión}$$

El factor de utilización para la interacción se determina según la formula H1-1b

$$FU = \boxed{0.44} \quad \text{OK!}$$

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

$$\phi = 0.9$$

$$C_v = 1.00$$

$$V_n = 53 \quad [\text{Ton}]$$

7.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 53 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{ux} = 10 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \boxed{0.21} \quad \text{OK!}$$

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

$$\begin{aligned} A_w &= 56 & [\text{cm}^2] \\ K_v &= 1.2 & [] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda_{\text{alma } 1} &= 34.7 & [] & \text{Límite 1 para Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma } 2} &= 43.2 & [] & \text{Límite 2 para Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma}} &= 31.8 & [] & \text{Esbeltez del Alma del Perfil} \end{aligned}$$

$$C_v = 1.00$$

$$V_n = 85 \quad [\text{Ton}]$$

8.3 Factor de Utilización

$$\begin{aligned} \phi &= 0.9 \\ V_n &= 85 \quad [\text{Ton}] \end{aligned}$$

$$V_{uy} = 0 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN350x350x16x10

9.2 Factores de Utilización

| | | | |
|------|-------------|-----|--------------------|
| FU = | 0.10 | OK! | Compresión |
| FU = | 0.39 | OK! | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.00 | OK! | Flexión Eje Débil |
| FU = | 0.44 | OK! | Interacción |
| FU = | 0.21 | OK! | Corte Eje Fuerte |
| FU = | 0.00 | OK! | Corte Eje Débil |

El perfil cumple con todos los requerimientos

Título: Viga IN 30x62.9

Preparado por: Gonzalo Aedo

Chequeado por: Ricardo Herrera

Fecha: April-09

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

| | | | |
|------|------|------------------------|-----------------------|
| Fy = | 2.53 | [Ton/cm ²] | Tensión de Fluencia |
| Fr = | 4.00 | [Ton/cm ²] | Tensión de Rotura |
| E = | 2100 | [Ton/cm ²] | Modulo de Elasticidad |
| G = | 840 | [Ton/cm ²] | Modulo de Corte |

1.4 Cargas

| | | | |
|-------|---|---------|-----------------------------|
| Pu = | 6.85 | [Ton] | Carga de Compresión |
| Mux = | 12.90 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Fuerte |
| Vux = | 9.34 | [Ton] | Carga de Corte Eje Fuerte |
| Muy = | 0 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Débil |
| Vuy = | 0 | [Ton] | Carga de Corte Eje Débil |

1.5 Condiciones Geométricas

| | | | |
|-------|------|------|---|
| Lpx = | 500 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Kx = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Lpy = | 500 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Ky = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Lv = | 500 | [cm] | Longitud de Volcamiento |
| Kz = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Cb = | 1.00 | [] | Factor de Forma del Diagrama de Momento |
| a = | 500 | [cm] | Distancia entre Atiesadores |

2. Perfil IN

2.1 Datos

| | | | |
|-----|-----|------|-----------------------------|
| H = | 30 | [cm] | Altura del Perfil |
| B = | 20 | [cm] | Ancho del Perfil |
| e = | 1.6 | [cm] | Espesor del Ala del Perfil |
| t = | 0.6 | [cm] | Espesor del Alma del Perfil |

IN30x62.9
IN300x200x16x6

2.2 Propiedades

| | | | |
|--------------------|---------|--------------------|---|
| A = | 80.1 | [cm ²] | Área del Perfil |
| Ix = | 13881 | [cm ⁴] | Inercia Eje Fuerte del Perfil |
| Iy = | 2134 | [cm ⁴] | Inercia Eje Débil del Perfil |
| rx = | 13.2 | [cm] | Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil |
| ry = | 5.2 | [cm] | Radio de Giro Eje Débil del Perfil |
| Zx = | 1017 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil |
| Zy = | 322 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Débil del Perfil |
| Wx = | 925 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil |
| Wy = | 213 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Débil del Perfil |
| J = | 57 | [cm ⁴] | Constante Torsional del Perfil |
| Cw = | 4.3E+05 | [cm ⁶] | Constante de Alabeo del Perfil |
| λ_{ala} = | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| λ_{alma} = | 44.7 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$$\begin{aligned} \lambda_x &= 19.0 & [] & \text{Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil} \\ \lambda_y &= 48.4 & [] & \text{Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil} \\ \lambda_{\max} &= 48.4 & [] & \text{Esbeltez Efectiva del Perfil} \end{aligned}$$

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 10 \\ \lambda_{\text{alma max}} &= 42.9 & [] & \text{Esbeltez Límite del Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma}} &= 44.7 & [] & \text{Esbeltez del Alma del Perfil} \end{aligned}$$

El Alma es Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 4 \\ \lambda_{\text{ala max}} &= 14.3 & [] & \text{Esbeltez Límite del Ala del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 6.3 & [] & \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la formula E3-4

$$F_e = 8.84 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la formula E4-4

$$F_e = 11.88 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 8.84 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 14.3 \quad [] \quad \text{Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 2} = 24.7 \quad [] \quad \text{Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$$\lambda_{\text{alma}} = 44.7 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$F_{cr} = 2.27 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

$$\lambda_{\text{alma lim}} = 45.3 \quad [] \quad \text{Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula E7-17

$$Q_a = 1.00 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E7

El F_{cr} se determina según la fórmula E7-2

$$F_{cr} = 2.27 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la fórmula E7-1

$$P_n = 182.03 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$P_n = 182.03 \quad [\text{Ton}]$$

$$P_u = 6.85 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = 0.04 \quad \text{OK!}$$

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|------------------------------|-------|-----|--|
| Caso: | 9 | | |
| $\lambda_{\text{alma } 1} =$ | 108.3 | [] | Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma } 2} =$ | 164.2 | [] | Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 44.7 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|---|
| Caso: | 2 | | |
| $\lambda_{\text{ala } 1} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 2} =$ | 21.2 | [] | Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala}} =$ | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F2-1

$$M_n = 2572 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la formula F2-2

$$\begin{aligned} r_{ts} &= 5.7 \quad [\text{cm}] \\ L_p &= 262 \quad [\text{cm}] \\ L_r &= 956 \quad [\text{cm}] \\ L_b &= 500 \quad [\text{cm}] \\ M_n &= 2252 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}] \end{aligned}$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 2572 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$M_n = 23 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$M_{ux} = 13 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$FU = 0.64 \quad \text{OK!}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F6-1

$$M_n = 816 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 10.9 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 2} = 21.2 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$M_n = 816 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ M_n &= 8 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ M_{uy} &= 0 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ FU &= 0.00 \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

$$FU = 0.04 < 0.2 \quad \text{Factor de Utilización a Compresión}$$

El factor de utilización para la interacción se determina según la fórmula H1-1b

$$FU = \boxed{0.66} \quad \text{OK!}$$

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

$$\phi = 0.9$$

$$C_v = 1.00$$

$$V_n = 27 \quad [\text{Ton}]$$

7.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 27 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{ux} = 9 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \boxed{0.38} \quad \text{OK!}$$

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

$$A_w = 32 \quad [\text{cm}^2]$$

$$K_v = 1.2 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma } 1} = 34.7 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma } 2} = 43.2 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma}} = 44.7 \quad []$$

Límite 1 para Alma del Perfil

Límite 2 para Alma del Perfil

Esbeltez del Alma del Perfil

$$C_v = 0.75$$

$$V_n = 37 \quad [\text{Ton}]$$

8.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 37 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{uy} = 0 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN300x200x16x6

9.2 Factores de Utilización

$$FU = \mathbf{0.04} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.64} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.66} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.38} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

Compresión

Flexión Eje Fuerte

Flexión Eje Débil

Interacción

Corte Eje Fuerte

Corte Eje Débil

El perfil cumple con todos los requerimientos

Título: Columna HN 50x379.9

Preparado por: Gonzalo Aedo

Chequeado por: Ricardo Herrera

Fecha: March-09

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

| | | | |
|------|------|------------------------|-----------------------|
| Fy = | 2.53 | [Ton/cm ²] | Tensión de Fluencia |
| Fr = | 4.00 | [Ton/cm ²] | Tensión de Rotura |
| E = | 2100 | [Ton/cm ²] | Modulo de Elasticidad |
| G = | 840 | [Ton/cm ²] | Modulo de Corte |

1.4 Cargas

| | | | |
|-------|---|---------|-----------------------------|
| Pu = | 36.71 | [Ton] | Carga de Compresión |
| Mux = | 55.10 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Fuerte |
| Vux = | 10.96 | [Ton] | Carga de Corte Eje Fuerte |
| Muy = | 0.00 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Débil |
| Vuy = | 0.00 | [Ton] | Carga de Corte Eje Débil |

1.5 Condiciones Geométricas

| | | | |
|-------|------|------|---|
| Lpx = | 250 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Kx = | 1.00 | [] | Condición de Borde |
| Lpy = | 250 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Ky = | 1.00 | [] | Condición de Borde |
| Lv = | 250 | [cm] | Longitud de Volcamiento |
| Kz = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Cb = | 1.00 | [] | Factor de Forma del Diagrama de Momento |
| a = | 250 | [cm] | Distancia entre Atiesadores |

2. Perfil IN

2.1 Datos

| | | | |
|-----|-----|------|-----------------------------|
| H = | 50 | [cm] | Altura del Perfil |
| B = | 50 | [cm] | Ancho del Perfil |
| e = | 4.0 | [cm] | Espesor del Ala del Perfil |
| t = | 2.0 | [cm] | Espesor del Alma del Perfil |

IN50x379.9
IN500x500x40x20

2.2 Propiedades

| | | | |
|---------------------|---------|--------------------|---|
| A = | 484.0 | [cm ²] | Área del Perfil |
| Ix = | 224481 | [cm ⁴] | Inercia Eje Fuerte del Perfil |
| Iy = | 83361 | [cm ⁴] | Inercia Eje Débil del Perfil |
| rx = | 21.5 | [cm] | Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil |
| ry = | 13.1 | [cm] | Radio de Giro Eje Débil del Perfil |
| Zx = | 10082 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil |
| Zy = | 5042 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Débil del Perfil |
| Wx = | 8979 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil |
| Wy = | 3334 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Débil del Perfil |
| J = | 2245 | [cm ⁴] | Constante Torsional del Perfil |
| Cw = | 4.4E+07 | [cm ⁶] | Constante de Alabeo del Perfil |
| λ _{ala} = | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| λ _{alma} = | 21.0 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$$\begin{aligned} \lambda_x &= 11.6 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil} \\ \lambda_y &= 19.0 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil} \\ \lambda_{\max} &= 19.0 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva del Perfil} \end{aligned}$$

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 10 \\ \lambda_{\text{alma max}} &= 42.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite del Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma}} &= 21.0 \quad [] && \text{Esbeltez del Alma del Perfil} \end{aligned}$$

El Alma es No Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 4 \\ \lambda_{\text{ala max}} &= 16.1 \quad [] && \text{Esbeltez Límite del Ala del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 6.3 \quad [] && \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la formula E3-4

$$F_e = 57.12 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la formula E4-4

$$F_e = 196.14 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 57.12 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 16.1 \quad [] \quad \text{Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 2} = 27.9 \quad [] \quad \text{Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$$\lambda_{\text{alma}} = 21.0 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$F_{cr} = 2.49 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

$$\lambda_{\text{alma lim}} = 43.3 \quad [] \quad \text{Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula E7-17

$$Q_a = 1.00 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E3

El F_{cr} se determina según la fórmula E3-2

$$F_{cr} = 2.49 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la fórmula E3-1

$$P_n = 1204.40 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$P_n = 1204.40 \quad [\text{Ton}]$$

$$P_u = 36.71 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = 0.03 \quad \text{OK!}$$

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|------------------------------|-------|-----|--|
| Caso: | 9 | | |
| $\lambda_{\text{alma } 1} =$ | 108.3 | [] | Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma } 2} =$ | 164.2 | [] | Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 21.0 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|---|
| Caso: | 2 | | |
| $\lambda_{\text{ala } 1} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 2} =$ | 23.9 | [] | Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala}} =$ | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F2-1

$$M_n = 25507 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la formula F2-2

$$\begin{aligned} r_{ts} &= 14.6 \quad [\text{cm}] \\ L_p &= 665 \quad [\text{cm}] \\ L_r &= 3591 \quad [\text{cm}] \\ L_b &= 250 \quad [\text{cm}] \\ M_n &= 25507 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}] \end{aligned}$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 25507 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$M_n = 255 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$M_{ux} = 55 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$FU = 0.24 \quad \text{OK!}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F6-1

$$M_n = 12756 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 10.9 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil}$$
$$\lambda_{\text{ala } 2} = 23.9 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil}$$
$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$M_n = 12756 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

| | | |
|----------|------|---------|
| $\phi =$ | 0.9 | |
| Mn = | 128 | [Ton·m] |
| Muy = | 0 | [Ton·m] |
| FU = | 0.00 | OK! |

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

| | | | |
|------|------|-------|------------------------------------|
| FU = | 0.03 | < 0.2 | Factor de Utilización a Compresión |
|------|------|-------|------------------------------------|

El factor de utilización para la interacción se determina según la formula H1-1b

| | | |
|------|-------------|-----|
| FU = | 0.26 | OK! |
|------|-------------|-----|

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

| | |
|----------|-----|
| $\phi =$ | 0.9 |
|----------|-----|

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

| | | |
|----------|------|-------|
| $\phi =$ | 0.9 | |
| Cv = | 1.00 | |
| Vn = | 152 | [Ton] |

7.3 Factor de Utilización

| | | |
|----------|-------------|-------|
| $\phi =$ | 0.9 | |
| Vn = | 152 | [Ton] |
| Vux = | 11 | [Ton] |
| FU = | 0.08 | OK! |

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

| | | | |
|------------------------------|------|--------------------|-------------------------------|
| $A_w =$ | 200 | [cm ²] | |
| $K_v =$ | 1.2 | [] | |
| $\lambda_{\text{alma } 1} =$ | 34.7 | [] | Límite 1 para Alma del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma } 2} =$ | 43.2 | [] | Límite 2 para Alma del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 21.0 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |
| $C_v =$ | 1.00 | | |
| $V_n =$ | 304 | [Ton] | |

8.3 Factor de Utilización

| | | |
|-------------|-------------|------------|
| $\phi =$ | 0.9 | |
| $V_n =$ | 304 | [Ton] |
| $V_{uy} =$ | 0 | [Ton] |
| FU = | 0.00 | OK! |

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN500x500x40x20

9.2 Factores de Utilización

| | | | |
|-------------|-------------|------------|--------------------|
| FU = | 0.03 | OK! | Compresión |
| FU = | 0.24 | OK! | Flexión Eje Fuerte |
| FU = | 0.00 | OK! | Flexión Eje Débil |
| FU = | 0.26 | OK! | Interacción |
| FU = | 0.08 | OK! | Corte Eje Fuerte |
| FU = | 0.00 | OK! | Corte Eje Débil |

El perfil cumple con todos los requerimientos

Título: Viga IN 50x181.7
Preparado por: Gonzalo Aedo
Chequeado por: Ricardo Herrera
Fecha: March-09

1. Datos

1.1 Norma de Diseño

ANSI/AISC 360-05

Tipo de Diseño LRFD

1.2 Tipo de Perfil

Soldado

1.3 Material

Calidad del Acero

A36

| | | | |
|------|------|------------------------|-----------------------|
| Fy = | 2.53 | [Ton/cm ²] | Tensión de Fluencia |
| Fr = | 4.00 | [Ton/cm ²] | Tensión de Rotura |
| E = | 2100 | [Ton/cm ²] | Modulo de Elasticidad |
| G = | 840 | [Ton/cm ²] | Modulo de Corte |

1.4 Cargas

| | | | |
|-------|---|---------|-----------------------------|
| Pu = | 13.66 | [Ton] | Carga de Compresión |
| Mux = | 7.92 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Fuerte |
| Vux = | 6.76 | [Ton] | Carga de Corte Eje Fuerte |
| Muy = | 0 | [Ton·m] | Carga de Flexión Eje Débil |
| Vuy = | 0 | [Ton] | Carga de Corte Eje Débil |

1.5 Condiciones Geométricas

| | | | |
|-------|------|------|---|
| Lpx = | 500 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Kx = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Lpy = | 500 | [cm] | Longitud de Pandeo |
| Ky = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Lv = | 500 | [cm] | Longitud de Volcamiento |
| Kz = | 0.50 | [] | Condición de Borde |
| Cb = | 1.00 | [] | Factor de Forma del Diagrama de Momento |
| a = | 500 | [cm] | Distancia entre Atiesadores |

2. Perfil IN

2.1 Datos

| | | | |
|-----|-----|------|-----------------------------|
| H = | 50 | [cm] | Altura del Perfil |
| B = | 35 | [cm] | Ancho del Perfil |
| e = | 2.8 | [cm] | Espesor del Ala del Perfil |
| t = | 0.8 | [cm] | Espesor del Alma del Perfil |

IN50x181.7
IN500x350x28x8

2.2 Propiedades

| | | | |
|--------------------|---------|--------------------|---|
| A = | 231.5 | [cm ²] | Área del Perfil |
| Ix = | 115127 | [cm ⁴] | Inercia Eje Fuerte del Perfil |
| Iy = | 20010 | [cm ⁴] | Inercia Eje Débil del Perfil |
| rx = | 22.3 | [cm] | Radio de Giro Eje Fuerte del Perfil |
| ry = | 9.3 | [cm] | Radio de Giro Eje Débil del Perfil |
| Zx = | 5020 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Fuerte del Perfil |
| Zy = | 1722 | [cm ³] | Modulo Plástico Eje Débil del Perfil |
| Wx = | 4605 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Fuerte del Perfil |
| Wy = | 1143 | [cm ³] | Modulo de Sección Eje Débil del Perfil |
| J = | 520 | [cm ⁴] | Constante Torsional del Perfil |
| Cw = | 1.1E+07 | [cm ⁶] | Constante de Alabeo del Perfil |
| λ_{ala} = | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |
| λ_{alma} = | 55.5 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

3. Compresión

3.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección E1.

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

3.2 Longitud de Esbeltez Efectiva

La longitud de esbeltez efectiva y sus limitaciones se determina según la sección E2.

$$\begin{aligned} \lambda_x &= 11.2 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva Eje Fuerte del Perfil} \\ \lambda_y &= 26.9 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva Eje Débil del Perfil} \\ \lambda_{\max} &= 26.9 \quad [] && \text{Esbeltez Efectiva del Perfil} \end{aligned}$$

Para elementos en que su diseño está controlado por compresión, la esbeltez efectiva máxima preferentemente deberá ser 200.

3.3 Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 10 \\ \lambda_{\text{alma max}} &= 42.9 \quad [] && \text{Esbeltez Límite del Alma del Perfil} \\ \lambda_{\text{alma}} &= 55.5 \quad [] && \text{Esbeltez del Alma del Perfil} \end{aligned}$$

El Alma es Esbelta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

$$\begin{aligned} \text{Caso:} & \quad 4 \\ \lambda_{\text{ala max}} &= 13.5 \quad [] && \text{Esbeltez Límite del Ala del Perfil} \\ \lambda_{\text{ala}} &= 6.3 \quad [] && \text{Esbeltez del Ala del Perfil} \end{aligned}$$

El Ala es No Esbelta

3.4 Determinación de la Tensión Crítica de Euler

Para el pandeo global la tensión crítica de euler se determina según la formula E3-4

$$F_e = 28.66 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Para el pandeo lateral torsional la tensión crítica de euler se determina según la formula E4-4

$$F_e = 30.58 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

Por lo tanto la tensión crítica de Euler queda controlada por pandeo global

$$F_e = 28.66 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

3.5 Pandeo Local del Ala

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.1 (b)

$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 13.5 \quad [] \quad \text{Límite 1 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 2} = 23.4 \quad [] \quad \text{Límite 2 para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del ala se determina según la fórmula E7-7

$$Q_s = 1.00 \quad []$$

3.5 Pandeo Local del Alma

La reducción por pandeo local del ala se determina según la sección E7.2 (a)

$$\lambda_{\text{alma}} = 55.5 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

$$F_{cr} = 2.45 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

$$\lambda_{\text{alma lim}} = 43.6 \quad [] \quad \text{Límite para la Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El factor de reducción por pandeo local del alma se determina según la fórmula E7-17

$$Q_a = 0.97 \quad []$$

3.5 Tensión de Compresión Nominal

La tensión de compresión nominal se determina según la sección E7

El F_{cr} se determina según la fórmula E7-2

$$F_{cr} = 2.45 \quad [\text{Ton/cm}^2]$$

La tensión de compresión nominal se determina según la fórmula E7-1

$$P_n = 566.73 \quad [\text{Ton}]$$

3.6 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$P_n = 566.73 \quad [\text{Ton}]$$

$$P_u = 13.66 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = 0.03 \quad \text{OK!}$$

4. Flexión Eje Fuerte

4.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

4.2 Clasificación del Perfil según los Límites para la Esbeltez del Ala y el Alma

El límite de la esbeltez del alma se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|------------------------------|-------|-----|--|
| Caso: | 9 | | |
| $\lambda_{\text{alma } 1} =$ | 108.3 | [] | Esbeltez Límite para Alma Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma } 2} =$ | 164.2 | [] | Esbeltez Límite para Alma No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{alma}} =$ | 55.5 | [] | Esbeltez del Alma del Perfil |

El Alma es Compacta

El límite de la esbeltez del ala se determina según la tabla B4.1

| | | | |
|-----------------------------|------|-----|---|
| Caso: | 2 | | |
| $\lambda_{\text{ala } 1} =$ | 10.9 | [] | Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala } 2} =$ | 20.1 | [] | Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil |
| $\lambda_{\text{ala}} =$ | 6.3 | [] | Esbeltez del Ala del Perfil |

El Ala es Compacta

Por lo tanto la tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F2

4.3 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F2-1

$$M_n = 12700 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.4 Pandeo Lateral Torsional

El momento nominal se determina según la formula F2-2

$$\begin{aligned} r_{ts} &= 10.1 \quad [\text{cm}] \\ L_p &= 471 \quad [\text{cm}] \\ L_r &= 1758 \quad [\text{cm}] \\ L_b &= 500 \quad [\text{cm}] \\ M_n &= 12599 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}] \end{aligned}$$

4.5 Pandeo Local del Ala Comprimida

No aplica para perfiles con el ala y el alma compactos

$$M_n = 12700 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

4.6 Fluencia del Ala Traccionada

No aplica para perfiles simétricos

4.7 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$
$$M_n = 126 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$M_{ux} = 8 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}]$$

$$FU = 0.07 \quad \text{OK!}$$

5. Flexión Eje Débil

5.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección F1.(1)

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de Resistencia}$$

La tabla F1.1 indica que la resistencia del perfil se debe determinar según la sección F6

5.2 Fluencia

El momento nominal se determina según la formula F6-1

$$M_n = 4357 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.3 Pandeo Local del Ala

$$\text{Caso: } 2$$

$$\lambda_{\text{ala } 1} = 10.9 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala Compacta del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala } 2} = 20.1 \quad [] \quad \text{Esbeltez Límite para Ala No Compacta del Perfil}$$

$$\lambda_{\text{ala}} = 6.3 \quad [] \quad \text{Esbeltez del Ala del Perfil}$$

El Ala es Compacta

El momento nominal se determina según la sección F6.2

$$M_n = 4357 \quad [\text{Ton}\cdot\text{cm}]$$

5.4 Factor de Utilización

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ M_n &= 44 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ M_{uy} &= 0 \quad [\text{Ton}\cdot\text{m}] \\ FU &= 0.00 \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

6. Interacción

6.1 Factor de Utilización

El factor de utilización para la interacción se determina según la sección H1.1

$$FU = 0.03 < 0.2 \quad \text{Factor de Utilización a Compresión}$$

El factor de utilización para la interacción se determina según la fórmula H1-1b

$$FU = \boxed{0.08} \quad \text{OK!}$$

7. Corte Eje Fuerte

7.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

7.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G2.1 (b)

$$\phi = 0.9$$

$$C_v = 1.00$$

$$V_n = 61 \quad [\text{Ton}]$$

7.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 61 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{ux} = 7 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \boxed{0.12} \quad \text{OK!}$$

8. Corte Eje Débil

8.1 General

Dependiendo del método de diseño se determina el factor a usar según la sección G1

$$\phi = 0.9$$

8.2 Tensión Nominal de Corte

El corte nominal se determina según la sección G7

$$A_w = 98 \quad [\text{cm}^2]$$

$$K_v = 1.2 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma } 1} = 34.7 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma } 2} = 43.2 \quad []$$

$$\lambda_{\text{alma}} = 55.5 \quad []$$

Límite 1 para Alma del Perfil

Límite 2 para Alma del Perfil

Esbeltez del Alma del Perfil

$$C_v = 0.49$$

$$V_n = 73 \quad [\text{Ton}]$$

8.3 Factor de Utilización

$$\phi = 0.9$$

$$V_n = 73 \quad [\text{Ton}]$$

$$V_{uy} = 0 \quad [\text{Ton}]$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

9. Resumen

9.1 Perfil

El perfil elegido es el IN500x350x28x8

9.2 Factores de Utilización

$$FU = \mathbf{0.03} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.07} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.08} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.12} \quad \text{OK!}$$

$$FU = \mathbf{0.00} \quad \text{OK!}$$

Compresión

Flexión Eje Fuerte

Flexión Eje Débil

Interacción

Corte Eje Fuerte

Corte Eje Débil

El perfil cumple con todos los requerimientos

ANEXO E: VERIFICACIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL

Verificación criterio columna fuerte - viga débil (caso rígido) según AISC 341

1.0 Acero A36 Propiedades mecánicas del acero utilizado

$$F_y := 2.53 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad F_u := 4.00 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_a := 7850 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

2.0 Columna

$$h_c := 350 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura y ancho de la columna}$$

$$t_{fc} := 18 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la columna}$$

$$t_{wc} := 10 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la columna}$$

$$A_c := 2 \cdot h_c \cdot t_{fc} + (h_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} = 157.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_c := A_c \cdot \gamma_a = 123.6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3.0 Viga

$$h_v := 300 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$b_{fv} := 200 \cdot \text{mm} \quad \text{Ancho de la viga}$$

$$t_{fv} := 18 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$t_{wv} := 6 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la viga}$$

$$A_v := 2 \cdot b_{fv} \cdot t_{fv} + (h_v - 2 \cdot t_{fv}) \cdot t_{wv} = 87.8 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_v := A_v \cdot \gamma_a = 69.0 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

4.0 Conexión

$$L := h_c \quad \text{Largo de la conexión}$$

$$L_v := 5.0 \text{m} - h_c \quad \text{Largo de la viga}$$

5.0 Momentos en las columnas

$$Z_c := h_c \cdot t_{fc} \cdot (h_c - t_{fc}) + t_{wc} \cdot \frac{(h_c - 2 \cdot t_{fc})^2}{4} = 2338.1 \cdot \text{cm}^3$$

$$P_{uc} := 33.0 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{pc} := Z_c \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) = 54.252 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

6.0 Momentos en las vigas

$$Z_v := b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot (h_v - t_{fv}) + t_{wv} \cdot \frac{(h_v - 2 \cdot t_{fv})^2}{4} = 1119.7 \cdot \text{cm}^3 \quad R_y := 1.3 \quad M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_v = 40.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := P_v + 1.660 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} = 1729.0 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad L_p := L_v - 2 \cdot L = 3.95 \text{m} \quad V_p := \frac{2 \cdot M_{pr} + \frac{w \cdot L_p^2}{2}}{L_p} = 23.927 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{uv} := V_p \cdot \left(L + \frac{h_c}{2} \right) = 12.562 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad M_{pv} := M_{pr} + M_{uv} = 53.073 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

7.0 Comprobación

$$\text{Ratio} := \frac{M_{pc}}{M_{pv}} = 1.11 \quad \text{Resultado} := \begin{cases} \text{"No cumple"} & \text{if Ratio} < 1 \\ \text{"Cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Resultado = "Cumple"

Verificación criterio columna fuerte - viga débil (caso flexible) según AISC 341

1.0 Acero A36 Propiedades mecánicas del acero utilizado

$$F_y := 2.53 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad F_u := 4.00 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_a := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

2.0 Columna

$$h_c := 500 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura y ancho de la columna}$$

$$t_{fc} := 40 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la columna}$$

$$t_{wc} := 20 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la columna}$$

$$A_c := 2 \cdot h_c \cdot t_{fc} + (h_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot t_{wc} = 484.0 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_c := A_c \cdot \gamma_a = 379.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3.0 Viga

$$h_v := 500 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$b_{fv} := 350 \cdot \text{mm} \quad \text{Ancho de la viga}$$

$$t_{fv} := 28 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$t_{wv} := 8 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la viga}$$

$$A_v := 2 \cdot b_{fv} \cdot t_{fv} + (h_v - 2 \cdot t_{fv}) \cdot t_{wv} = 231.5 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_v := A_v \cdot \gamma_a = 181.7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

4.0 Conexión

$$L := h_c \quad \text{Largo de la conexión}$$

$$L_v := 5.0 \text{m} - h_c \quad \text{Largo de la viga}$$

5.0 Momentos en las columnas

$$Z_c := h_c \cdot t_{fc} \cdot (h_c - t_{fc}) + t_{wc} \cdot \frac{(h_c - 2 \cdot t_{fc})^2}{4} = 10082.0 \cdot \text{cm}^3$$

$$P_{uc} := 31.75 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{pc} := Z_c \cdot \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) = 248.461 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

6.0 Momentos en las vigas

$$Z_v := b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot (h_v - t_{fv}) + t_{wv} \cdot \frac{(h_v - 2 \cdot t_{fv})^2}{4} = 5019.9 \cdot \text{cm}^3 \quad R_y := 1.3 \quad M_{pr} := 1.1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_v = 181.6 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := P_v + 1.660 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} = 1841.7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad L_p := L_v - 2 \cdot L = 3.5 \text{m} \quad V_p := \frac{2 \cdot M_{pr} + \frac{w \cdot L_p^2}{2}}{L_p} = 107.002 \cdot \text{tonf}$$

$$M_{uv} := V_p \cdot \left(L + \frac{h_c}{2} \right) = 80.252 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m} \quad M_{pv} := M_{pr} + M_{uv} = 261.866 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

7.0 Comprobación

$$\text{Ratio} := \frac{M_{pc}}{M_{pv}} = 1.057$$

$$\text{Resultado} := \begin{cases} \text{"No cumple"} & \text{if Ratio} < 1 \\ \text{"Cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Resultado = "Cumple"

ANEXO F: DISEÑO DEL ELEMENTO CONECTOR

Cálculo de la conexión flexible double split tee (DST) según FEMA350

1.0 Material

$$F_y := 2.6 \cdot \text{MPa} \quad F_u := 4.0 \cdot \text{MPa} \quad R_y := 1.3 \quad \gamma_a := 7850 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3} \quad \text{tonf} := 1000 \text{kgf}$$

2.0 Columna

$$H_c := 500 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura y ancho de la columna}$$

$$e_c := 40 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la columna}$$

$$t_c := 20 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la columna}$$

$$A_c := 2 \cdot H_c \cdot e_c + (H_c - 2 \cdot e_c) \cdot t_c = 484.0 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_c := A_c \cdot \gamma_a = 379.9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

3.0 Viga

$$H_v := 500 \cdot \text{mm} \quad \text{Altura de la viga}$$

$$B_v := 350 \cdot \text{mm} \quad \text{Ancho de la viga}$$

$$e_v := 28 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del ala de la viga}$$

$$t_v := 8 \cdot \text{mm} \quad \text{Espesor del alma de la viga}$$

$$A_v := 2 \cdot B_v \cdot e_v + (H_v - 2 \cdot e_v) \cdot t_v = 231.5 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_v := A_v \cdot \gamma_a = 181.7 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$L_v := 5.0 \text{m} - H_c \quad \text{Largo de la viga}$$

4.0 Geometría de la conexión (caso Flexible)

$$e_1 := 50 \cdot \text{mm}$$

$$e_2 := 45 \cdot \text{mm}$$

$$B := 500 \text{mm}$$

$$B_2 := 350 \text{mm}$$

$$B_1 := \frac{B - B_2}{2} = 75 \cdot \text{mm}$$

$$B_4 := 250 \cdot \text{mm}$$

$$B_3 := \frac{B_2 - B_4}{2} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$L := 500 \cdot \text{mm}$$

$$L_1 := 50 \text{mm}$$

$$L_3 := 50 \text{mm}$$

$$L_2 := \frac{L - L_1 - L_3}{3} = 133.333 \cdot \text{mm}$$

$$H := 200 \text{mm}$$

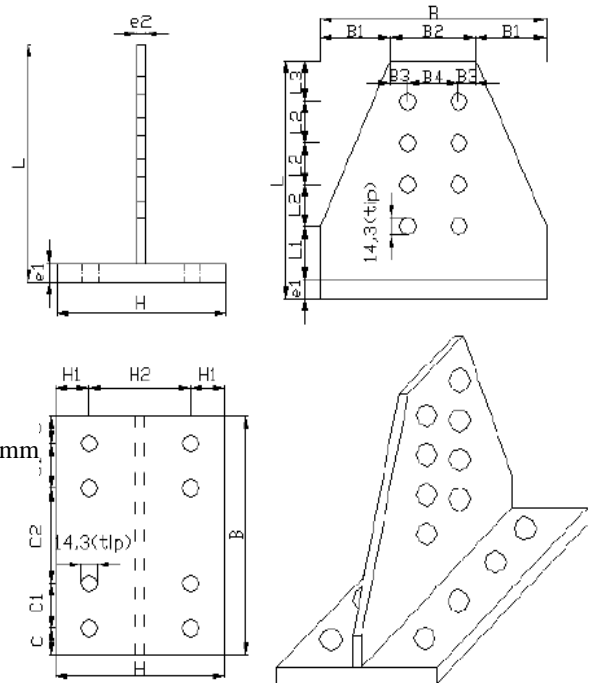
$$H_1 := 45 \text{mm}$$

$$H_2 := H - 2 \cdot H_1 = 110 \cdot \text{mm}$$

$$C := 40 \text{mm}$$

$$C_1 := 60 \text{mm}$$

$$C_2 := B - 2 \cdot (C + C_1) = 300 \cdot \text{mm}$$



Pernos A325

$$d_{\text{perno}} := 0.5 \cdot \text{in} \quad \text{Diametro}$$

$$A_b := d_{\text{perno}}^2 \cdot \pi \cdot 0.25 = 1.267 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{nsb} := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos al corte}$$

$$\text{ntb} := 8 \quad \text{Cantidad de Pernos a tension}$$

Calidad del perno

$$F_{nt} := 620 \cdot \text{MPa} \quad \text{tracción}$$

$$F_{nv} := 414 \cdot \text{MPa} \quad \text{corte}$$

Soldadura

$$F_{e7x} := 480 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{weld} := 20 \cdot \text{mm}$$

Geometría según FEMA350

$$S_1 := L1 \quad S_2 := L2 \quad N := \frac{\text{nsb}}{2} \quad S_3 := (N - 1) \cdot S_2 = 0.4 \text{ m} \quad S_4 := L3$$

$$t_{ft} := e1 \quad t_{wc} := t_c \quad t_{\text{stem}} := e2 \quad T_{\text{stem}} := H_v + 2 \cdot e2 \quad g := B4$$

$$d_b := H_v \quad d_c := H_c \quad x := L$$

$$a := H1 \quad a_p := a + \frac{d_{\text{perno}}}{2}$$

$$b := 0.5 \cdot (H2 - e2 - \text{weld}) \quad b_p := b - \frac{d_{\text{perno}}}{2}$$

5.0 Momentos en las vigas

$$I := \frac{(H_v - 2 \cdot t_v)^3 \cdot e_v}{12} + 2 \cdot \left[\frac{t_v^3 \cdot B_v}{12} + B_v \cdot t_v \cdot \left(\frac{H_v - t_v}{2} \right)^2 \right] = 6.035 \times 10^4 \cdot \text{cm}^4$$

$$Z_v := B_v \cdot e_v \cdot (H_v - e_v) + t_v \cdot \frac{(H_v - 2 \cdot e_v)^2}{4} = 5019.9 \cdot \text{cm}^3$$

$$S_b := \frac{2 \cdot I}{H_v} = 2.414 \times 10^3 \cdot \text{cm}^3 \quad C_{pr} := \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} = 1.269$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_v = 2.2 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$w := P_v + 1.660 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} = 1841.7 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$L_p := L_v - 2 \cdot x = 3.5 \text{ m}$$

$$V_p := \frac{2 \cdot M_{pr} + \frac{w \cdot L_p^2}{2}}{L_p} = 4.478 \cdot \text{tonf}$$

6.0 Cálculo según FEMA 350

Paso 1 (3.2.6):

$$M_f := M_{pr} + V_p \cdot x = 4.435 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_c := M_{pr} + V_p \cdot \left(x + \frac{H_c}{2} \right) = 5.554 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 2 (3.2.7):

$$C_y := \frac{1}{\frac{Z_v}{C_{pr} \cdot S_b}} = 0.379$$

$$M_{yf} := C_y \cdot M_f = 1.68 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 3 (3.3.2):

$$h := 2.5 \cdot \text{m}$$

$$t := \frac{C_y \cdot M_c \cdot \frac{h - d_b}{h}}{0.9 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot R_y \cdot d_c \cdot \left(d_b - \frac{t_{stem}}{2} \right)} = 37.886 \cdot \text{mm}$$

Paso 4:

$$M_u := \max(1.2 \cdot M_{yf}, M_f) = 4.435 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2} := 1.2 M_{yf} = 2.016 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 5 (pernos al corte):

$$L_{TF1} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - (2 \cdot S_1 + S_3)} = 1.143$$

$$M_{fail1} := 2 \cdot N \cdot A_b \cdot F_{nv} \cdot d_b \cdot L_{TF1} = 24.447 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 6 (fractura de alma de la T):

$$L_{TF2} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - 2 \cdot S_1} = 1.026$$

$$\theta := 60 \cdot \frac{t_{stem} \cdot \text{deg}}{\text{in}} = 106.299 \cdot \text{deg}$$

$$\theta_{eff} := \begin{cases} 15 \text{deg} & \text{if } \theta < 15 \text{deg} \\ 30 \text{deg} & \text{if } \theta > 30 \text{deg} \\ \theta & \text{otherwise} \end{cases} = 30 \cdot \text{deg}$$

$$w := \min(g + S_3 \cdot \tan(\theta_{eff}), B, H_c) = 0.481 \text{ m}$$

$$M_{fail2} := F_u \cdot \left[\frac{w}{\text{in}} - 2 \cdot \left(\frac{d_{perno}}{\text{in}} + 0.125 \right) \right] \cdot \text{in} \cdot t_{stem} \cdot (d_b + t_{stem}) \cdot L_{TF2} = 4.609 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 7 (apalancamiento):

$$M_{fail3} := \frac{\left(2 \cdot ap - \frac{d_{perno}}{4}\right) \cdot w \cdot F_y \cdot t_{ft}^2 \cdot (d_b - t_{stem})}{4 \cdot ap \cdot bp - d_{perno} \cdot (bp + ap)} = 5.87 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 8 (pernos en tensión):

$$T_{ub} := F_{nt} \cdot n_{tb} \cdot A_b = 64.071 \cdot \text{tonf}$$

$$N_{th} := n_{tb} = 8$$

$$M_{fail4} := N_{th} \cdot (d_b + t_{stem}) \cdot \left(T_{ub} + \frac{w \cdot F_y \cdot t_{ft}^2}{16 \cdot ap} \right) \cdot \frac{ap}{ap + bp} = 213.8 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 9 (ala de la viga):

$$L_{TF3} := \frac{L_v - d_c}{L_v - d_c - 2 \cdot (S_1 + S_3)} = 1.29$$

$$M_{fail5} := [F_u \cdot [Z_v - 2 \cdot (d_{perno} + 0.062 \cdot \text{in}) \cdot e_v \cdot (d_b - e_v)]] \cdot L_{TF3} = 2.443 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 10 (bloque de corte):

$$A_{gv} := 2 \cdot (L_3 + 3 \cdot L_2) \cdot e_2 = 405 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nt} := [B_4 - (d_{perno} + 4\text{mm})] \cdot e_2 = 104.985 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nv} := A_{gv} - 7 \cdot (d_{perno} + 4\text{mm}) \cdot e_2$$

$$U_{bs} := 1.0$$

$$R_{n1} := 0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 126.569 \cdot \text{kN}$$

$$R_{n2} := 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} = 105.174 \cdot \text{kN}$$

$$M_{fail6} := 0.75 \cdot \min(R_{n1}, R_{n2}) \cdot d_b = 4.022 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Paso 11:

$$t_{f_t} := e_1 = 0.05 \text{ m}$$

$$t_{cf} := e_c = 0.04 \text{ m}$$

$$\left| \begin{array}{l} \text{"ok"} \quad \text{if } t_{cf} \geq 1.5 \cdot t_{f_t} = \text{"NO"} \\ \text{"NO"} \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

Paso 12 (espesor de ala de columna):

$$k := e_c + 15\text{mm}$$

$$\frac{M_f}{(d_b - t_{stem}) \cdot (6 \cdot k) \cdot F_y} = 111.406 \cdot \text{mm}$$

Se debe reforzar con placas de continuidad

Paso 13 (placas de continuidad):

son necesarias placas del mismo espesor del ala de la viga

Paso 14:

J.2 Soldaduras

1 Soldadura tipo filete

$$E_{fth} := \frac{\text{weld}}{\sqrt{2}} = 14.142 \cdot \text{mm}$$

$$L_{eff} := 2 \cdot B = 1 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$A_{eff} := L_{eff} \cdot E_{fth} = 141.421 \cdot \text{cm}^2$$

$$M_{fail7} := 0.75 \cdot 0.60 \cdot Fe7x \cdot A_{eff} \cdot d_b = 155.746 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail1} = 24.447 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail2} = 4.609 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail3} = 5.868 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail4} = 213.798 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail} := \min(M_{fail1}, M_{fail2}, M_{fail3}, M_{fail4}) = 4.609 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail5} = 2.443 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail6} = 4.022 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail7} = 155.746 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{fail2} := \min(M_{fail5}, M_{fail6}, M_{fail7}) = 2.443 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$k_s := \frac{d_b}{\text{in}} \cdot \frac{M_{fail}}{\text{kip} \cdot \text{in}} \cdot \left(\frac{\text{kip} \cdot \text{in}}{\text{rad}} \right) = 241.9 \cdot \frac{\text{tonf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$