



Universidad de Valladolid



**ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES**

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

Grado en ingeniería mecánica

**Cálculo de uniones en estructura metálica.
Comparación entre atornilladas y soldadas
aplicadas a un pórtico estándar de una
nave industrial.**

Autor:

Andrés Iglesias, Guillermo

Tutores:

Lorenzana Ibán, Antolín

Foces Mediavilla, Antonio María Claret

Departamento de CA, IT y MMC y TE

Valladolid, junio 2021.

Agradecimientos

Este trabajo de fin de grado cierra mi etapa universitaria en la Universidad de Valladolid, y me gustaría agradecer el apoyo a todas las personas que han estado ahí en los momentos buenos y malos.

Primero me gustaría agradecer a mis padres la oportunidad de poder estudiar una carrera universitaria y poder conseguir un sueño que tenía claro desde muy pequeño.

La Residencia Deportiva Río Esgueva, fue mi primera familia cuando llegué a Valladolid, amistades mantenidas hasta día de hoy, compañeros con los que compartí muchos momentos que no olvidaré. También agradecer el apoyo de todos los integrantes del CTD Piragüismo Valladolid, por todas las horas compartidas estos años durante los entrenamientos.

El último párrafo dedicado a mis compañeros de clase, los que siguen ahí y los que ya no están, amistades creadas para siempre. Por todos esos momentos compartidos y los que quedan.

Resumen

Las estructuras de acero están formadas por elementos en forma de barra, por consecuencia, nace la necesidad de realizar uniones entre dichos elementos, que deberán transmitir los esfuerzos entre los diferentes componentes que conforman la estructura. Este Trabajo de Fin de Grado aborda las diferentes alternativas para materializar las uniones, que pueden ser soldadas en obra o atornilladas mediante el uso de pernos, exponiendo sus ventajas e inconvenientes y analizando los condicionantes a la hora de la elección del tipo de conexión empleado en una estructura de acero.

La segunda parte del documento se centra en los cálculos y comprobaciones necesarias a la hora de dimensionar las uniones de un pórtico de una nave industrial con nudos rígidos. En este apartado se realizarán los cálculos de tres tipos de uniones: pilar-viga, viga-viga y pilar-zapata, todos ellos según la normativa vigente.

Palabras clave: uniones estructurales, estructura metálica, unión atornillada, unión soldada, nave industrial.

Abstract

Steel structures are made of bar-shaped elements, consequently, the need arises to make connections between the components, which must transmit the forces and moments between the connected parts. This Bachelor Thesis shows the alternatives to materialize the joints, which can be welded on site or screwed through the use of bolts, exposing their advantages and disadvantages and analyzing the conditions when choosing the type of connection on a steel structure.

The second part of the document focuses on the calculations and checks needed when sizing the joints of a gantry of an industrial warehouse with rigid connections. In this section, the calculations of three types of connections will be carried out: column - beam, beam - beam and column - foundation, all of them according to current regulations.

Keywords: structural connections, steel structures, screwed connections, welded connections, industrial warehouse.

Índice

Contenido

1. Introducción	1
2. Objetivos	2
3. Tipología de uniones	3
3.1 Tipos de uniones según su rigidez.....	4
3.2 Tipos de uniones según el modo de ejecución.....	10
3.2.1 Uniones soldadas	10
3.2.2 Uniones atornilladas.....	12
3.3 Elección del tipo de unión	14
3.3.1 Condicionantes económicos.....	14
3.3.2 Condicionantes de seguridad y calidad	17
3.3.3 Condicionantes de protección frente los elementos.....	18
3.3.4 Otros condicionantes.....	19
4. Cálculo de uniones	20
4.1 Unión pilar - viga soldada	23
4.1.1 Resistencia de la zona traccionada.....	25
4.1.2 Resistencia de la zona solicitada a esfuerzo cortante.....	28
4.1.3 Resistencia de la zona comprimida.....	31
4.1.4 Resistencia de las soldaduras	32
4.2 Unión pilar - viga atornillada.....	35

4.2.1	Resistencia de los casquillos en T	36
4.2.2	Resistencia de los tornillos.....	42
4.2.3	Resistencia de las soldaduras	48
4.3	Cálculo de unión viga – viga soldada.....	49
4.4	Unión viga – viga atornillado	50
4.4.1	Resistencia del casquillo en T de las placas de testa	51
4.4.2	Resistencia de los tornillos.....	52
4.4.3	Resistencia de las soldaduras	54
4.5	Unión pilar - zapata atornillada.....	54
4.5.1	Cálculo del área portante	55
4.5.2	Comprobación de la planta de la placa de anclaje.....	57
4.5.3	Comprobación del espesor de la placa de anclaje.....	59
4.5.4	Comprobación de la placa rigidizada.....	60
4.5.5	Comprobación de las armaduras traccionadas	62
4.6	Unión pilar – zapata soldada.....	65
5.	Conclusiones y líneas futuras.	67
5.1	Conclusiones.....	67
5.2	Consideraciones adicionales	68
5.3	Líneas futuras	69
	Referencias	70

1. Introducción

Hoy en día, el tipo de unión empleado en las estructuras de acero tiene gran influencia en la ejecución del propio proyecto, condicionando en gran medida tanto el coste, como la calidad y seguridad de la estructura completa. Por otra parte, el tipo de unión determinará la influencia que los elementos estructurales tendrán unos sobre otros, por consecuencia, condicionará la transmisión de esfuerzos entre los componentes de la estructura. Por lo tanto, a la hora de definir la estructura se deberá tener en cuenta el tipo de unión deseada, empleando nudos rígidos, semirrígidos o articulados puros, para posteriormente, una vez dimensionada la estructura, elegir el modo de ejecución de la unión deseado, estos pueden ser unión atornillada o soldada en obra.

Este trabajo de fin de grado (TFG) pretende exponer las diferentes ventajas y desventajas del uso de las alternativas existentes a la hora de materializar las uniones, estas se pueden clasificar según su rigidez o según su modo de ejecución. Más adelante en este documento, se tratarán temas acerca de los condicionantes a la hora de elegir el tipo de conexión, todos ellos se detallarán en los capítulos siguientes.

Por otra parte, a la hora de dimensionar las uniones de un pórtico de nave industrial estándar y realizar las comprobaciones exigidas por la normativa vigente, se deberá tener en cuenta el tipo de unión empleado, ya que, deberán resistir diferentes tipos de esfuerzos. Asociado al tipo de unión, pueden aparecer problemas relacionados con pandeos localizados o abolladuras, como consecuencia del uso de uniones rígidas, estos problemas no se presentarán en las tipologías articuladas. Además, según el modo de ejecución de la unión sea soldado en obra o atornillado, existirán más elementos que se deberán dimensionar, como es el caso de la variante atornillada. Dichos elementos son, los propios tornillos y las placas de testa, o en algunos casos, cubrejuntas. Las comprobaciones necesarias se desarrollarán a lo largo del presente documento.

2. Objetivos

Entre los objetivos técnicos de este TFG se pueden resumir en los siguientes:

- Comprender los diferentes tipos de uniones en estructura metálica según su rigidez, analizando ventajas e inconvenientes de las diferentes alternativas. Evaluar las consecuencias sobre el comportamiento de la estructura en función del tipo de nudo empleado.
- Estudiar las opciones existentes para materializar las uniones en estructura de acero. Justificar la elección de uniones soldadas en obra o atornilladas, exponiendo los problemas derivados del tipo de unión usado.
- Mostrar un ejemplo de cálculo de las uniones de un pórtico de una nave industrial estándar con nudos rígidos y acartelados. Se calcularán todas las uniones existentes, las cuales son: unión pilar - viga, pilar - zapata y viga - viga.
- Analizar los problemas originados por uso de nudos rígidos en estructuras de acero, que puede derivar en la aparición de pandeos localizados y abolladuras, cuya solución consiste en emplear rigidizadores y chapas de refuerzo del alma de los pilares.

En cuanto a objetivos enfocados a completar competencias transversales destacan la redacción de un informe técnico, el manejo de normativa y documentación técnica, el dominio de software usado en ingeniería y el uso de expresión gráfica.

3. Tipología de uniones

En construcción con acero es frecuente el uso de elementos tipo barra para constituir las estructuras. Surge la necesidad de efectuar uniones entre esas barras, para que puedan transmitir los esfuerzos entre sí. Podemos definir unión como los elementos que forman parte de estructuras, que tiene como propósito transmitir los esfuerzos, axiales, cortantes y momentos flectores y torsores, del elemento soportado al soportador.

Podemos diferenciar tres tipos de uniones según cual sea su propósito y los elementos que une:

- Los que aparecen cuando es necesario un cambio de dirección. En esta clasificación se incluyen las uniones pilar-viga o viga-viga.
- Los que se producen para reducir la longitud de los elementos para facilitar su correcto transporte e instalación. Por ejemplo, los pilares es común dividirlos en varios tramos, para después unirlos en obra.
- Cuando aparece un cambio de tipo de componente. Es esta clasificación destacan la unión de los pilares con las zapatas de la cimentación mediante placas de anclaje.

En las estructuras de acero se puede disponer de diferentes variantes de este material, destacan los aceros de construcción, empleados en perfiles de vigas y pilares, y los aceros corrugados, diseñados especialmente para constituir elementos estructurales de hormigón armado. Estos últimos presentan las llamadas corrugas, que mejoran la adherencia con hormigón y poseen una elevada ductilidad, lo cual facilita su corte y doblado. Son empleados para formar las armaduras que en estructura metálica se usarán principalmente en formar la cimentación junto con el hormigón y serán los encargados de fijar la placa de anclaje de la base del pilar a la zapata.

Las características de los aceros empleados en construcción se detallan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Límite elástico mínimo y resistencia a tracción de los aceros de construcción. Tabla 27.1.d EAE [2]

Tipo	Espesor nominal t (mm)			
	$t \leq 40$		$40 < t \leq 80$	
	f_y	f_u	f_y	f_u
S 235	235	$360 < f_u < 510$	215	$360 < f_u < 510$
S 275	275	$430 < f_u < 580$	255	$410 < f_u < 560$
S 355	355	$490 < f_u < 680$	335	$470 < f_u < 630$

3.1 Tipos de uniones según su rigidez

Según la rigidez que presenten los nudos y su capacidad de transmitir esfuerzos podemos distinguir tres variantes: nudos articulados, nudos semirrígidos y nudos rígidos, dicha clasificación aparece en el CTE DB SE-A Apartado 8.3.1 “Clasificación de las uniones por su rigidez” [1].



Ilustración 3.1: Tipos de nudos según su rigidez

- Nudos articulados: son aquellos que no soportan momentos significativos que puedan tener influencia global sobre el resto de la estructura. Serán capaces de transmitir las fuerzas axiales y transversales a la directriz de las barras que unen. Además, podrán soportar las rotaciones relativas entre elementos que puedan aparecer.
- Nudos rígidos: son aquellos en las que los movimientos de las barras que componen la unión no tienen un efecto significativo sobre la deformación total de la estructura y ni sobre el reparto de esfuerzos del resto de elementos. Deberán de estar diseñados para transmitir fuerzas y momentos que puedan derivar de unos elementos a otros.

- Nudos semirrígidos: en este tipo se engloban los cuales no se pueden clasificar en ninguna de las dos categorías anteriores. En la práctica todos los nudos se comportan como semirrígidos, pero para facilitar el cálculo se puede despreciar la deformación en los rígidos, mientras que en los articulados se puede despreciar el momento que pueda haber en la unión, ya que estos valores no serán significativos en el análisis global de la estructura.

A la hora de elegir el tipo de nudo empleado en estructuras tipo pórtico, existen varios condicionantes a tener en cuenta sobre la transmisión de esfuerzos y los desplazamientos que aparecen con las cargas. Frente a solicitaciones con fuerzas en dirección vertical, empleando nudos articulados, las vigas reciben toda la carga de flexión mientras que los pilares solo están solicitados a esfuerzos de compresión. Por otra parte, si se conciben nudos rígidos, parte de la carga de flexión es transmitida a los pilares descargando en parte a las vigas, este efecto se observa en la imagen 3.2.

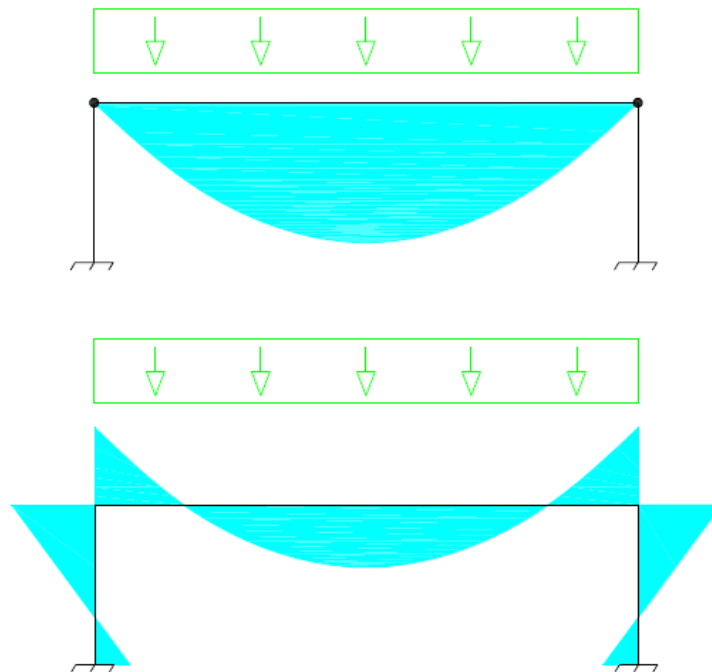


Ilustración 3.2: Distribución de momentos flectores ante una carga vertical uniformemente distribuida sobre el dintel con nudos articulados (superior) y nudos rígidos (inferior).

En el caso de existir cargas horizontales, cuando se utilizan nudos articulados, el dintel no trabaja, mientras que los pilares están soportando esfuerzos de flexión. Los pilares estarán muy solicitados en sus bases y

obtenemos desplazamientos mayores, que se pueden solventar con arriostramientos o triangulaciones.

Por otra parte, si la configuración de los nudos es de tipo rígido, se consigue un cierto efecto de arriostramiento, debido a que, parte de la carga flexión de los pilares es soportada por el dintel. Por otra parte, los efectos de asentamientos del terreno que puedan ocurrir tendrán mayor influencia sobre este tipo de estructuras, y los pilares y la cimentación trabajarán a flexo-compresión.

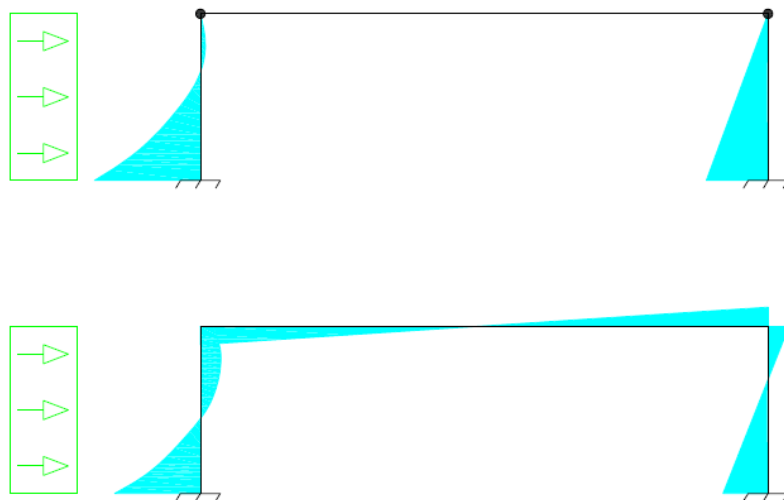


Ilustración 3.3: Distribución de momentos flectores ante una carga horizontal uniformemente distribuida sobre uno de los pilares con nudos articulados (superior) y nudos rígidos (inferior).

En cuanto a los criterios de diseño de los dos tipos de nudos, para un perfil con sección en doble T, se puede considerar que el alma trasmite todo el esfuerzo cortante y las alas permiten casi todo el momento flector. Por lo tanto, para ejecutar una unión será suficiente con unir el alma de la sección, mientras que para una unión rígida se deberá unir todo el perfil, tanto las alas como el alma. La ejecución de dichas uniones se puede observar en la imagen 3.4, mientras que las imágenes 3.5 y 3.7 muestran dos ejemplos de ejecución de conexiones articuladas. Los nudos rígidos (figuras 3.6 y 3.8) se estudiarán en profundidad en el capítulo 4.

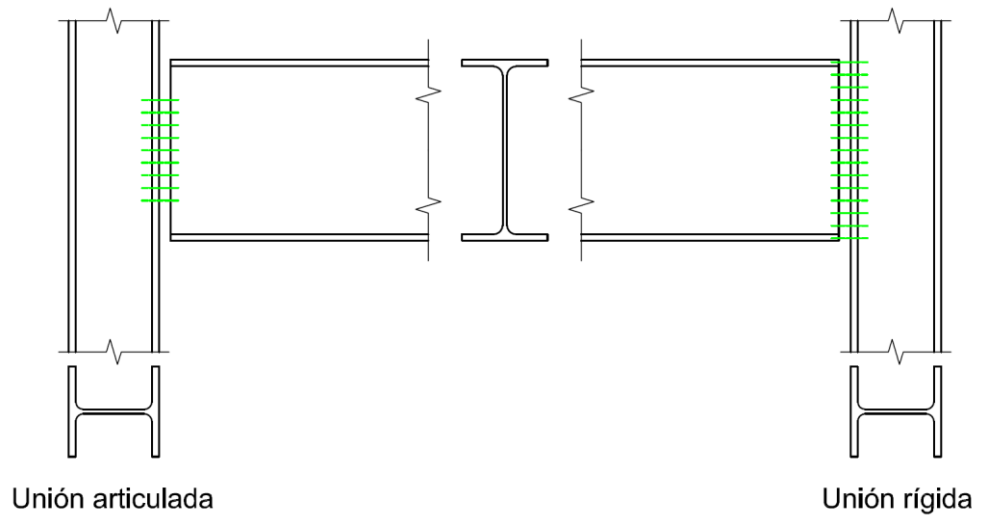


Ilustración 3.4: Ejecución de uniones articuladas y rígidas.

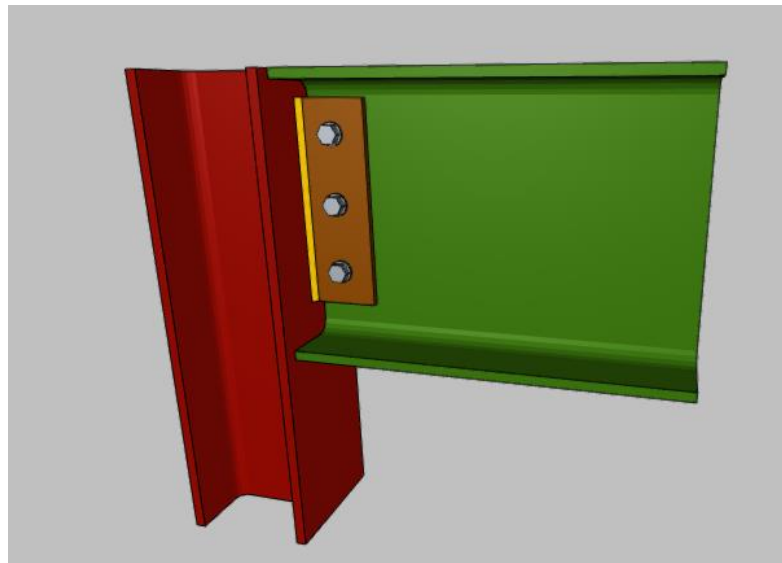


Ilustración 3.5: Ejemplo de unión pilar – viga articulada ejecutada con tornillos [7].

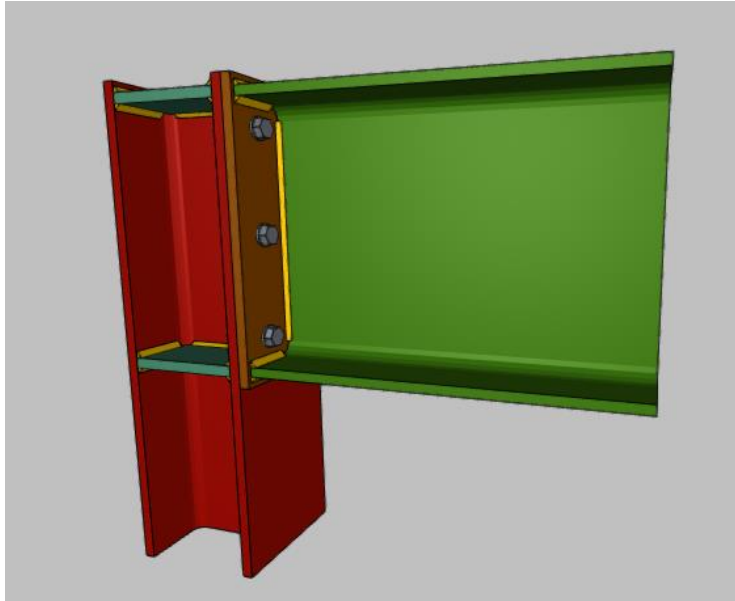


Ilustración 3.6: Ejemplo de unión pilar – viga rígida ejecutada con tornillos [7].

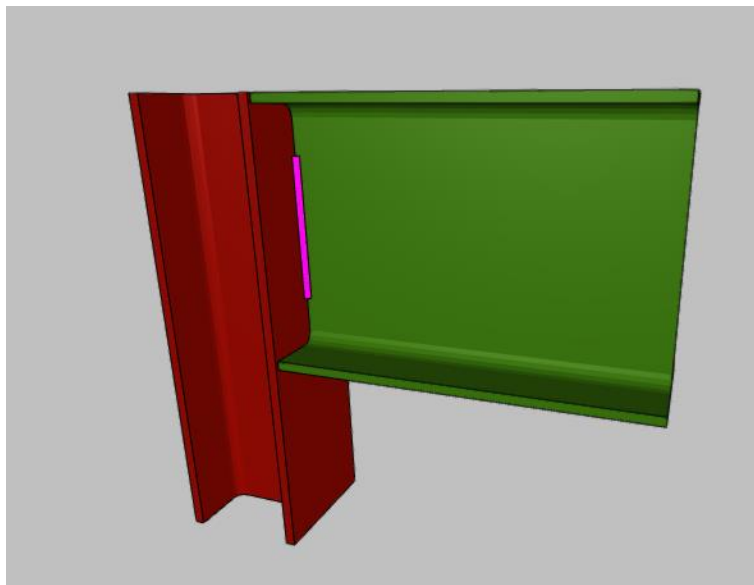


Ilustración 3.7: Ejemplo de unión pilar – viga articulada ejecutada con soldadura [7].

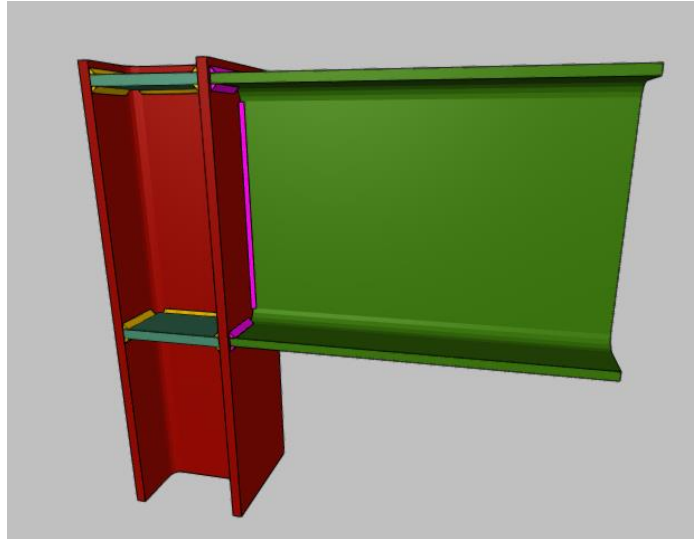


Ilustración 3.8: Ejemplo de unión pilar – viga rígida ejecutada con soldadura [7].

Por otra parte, es importante tener en cuenta los efectos de tensiones y deformaciones locales que se puedan dar en las uniones, estos efectos no se suelen presentar en nudos articulados, mientras que en nudos rígidos generan numerosos problemas, como son, la plastificación del alma y flexión local de las alas del pilar en la zona traccionada, o abolladura del alma del pilar en la zona sometida a esfuerzo de compresión.

Todos ellos se pueden solucionar empleando rigidizadores transversales, aunque puede darse el caso que se produzca un pandeo localizado del ala de la viga como consecuencia de una rigidez excesiva del pilar, este problema siempre se puede solucionar empleando rigidizadores en las vigas.

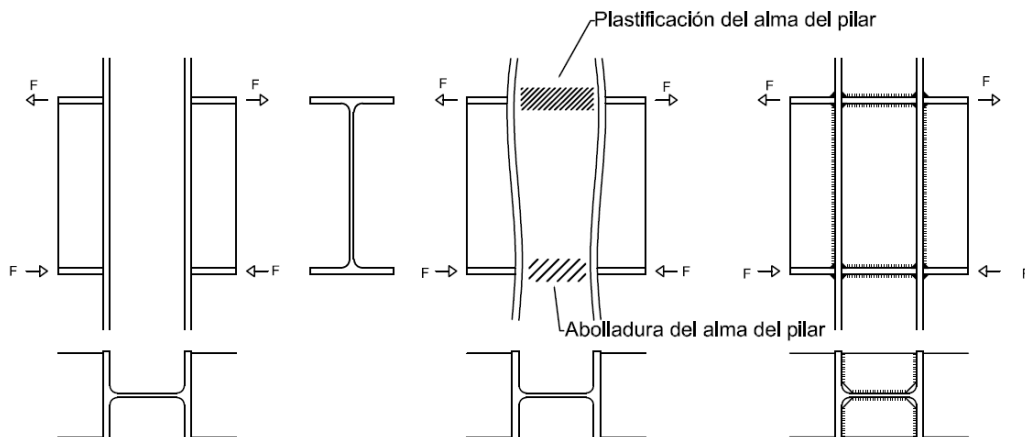


Ilustración 3.9: Abolladura y plastificación del alma del pilar en nudos rígidos y uso de rigidizadores transversales (derecha).

3.2 Tipos de uniones según el modo de ejecución

Existen dos alternativas a la hora de ejecutar uniones en estructura metálica, la primera consiste en unir los elementos mediante soldadura in situ, es decir, realizando la soldadura en obra. La segunda, se emplean tornillos y placas de testa o cubrejuntas para unir unos elementos a otros. Las dos alternativas presentan diferentes ventajas e inconvenientes derivadas de la propia naturaleza del tipo de unión empleado. Entre estas se pueden señalar, el mayor número de elementos necesarios para materializar la propia unión en el caso de la variante atornillada o el desconocimiento del resultado de la ejecución y la dificultad de inspección de una soldadura llevada a cabo en obra. Todos estos aspectos se estudiarán más adelante en este documento.

3.2.1 Uniones soldadas

Se conoce como soldadura a la unión de dos piezas metálicas de la misma composición de tal manera que se consiga una unión estanca y rígida. Este efecto es conseguido mediante la fusión de los elementos de la unión y de un material de aporte, gracias al calor aportado generalmente por un arco eléctrico.

Existen diversos métodos de soldadura, en estructura metálica los más utilizados son MIG/MAG (GMAW) cuando es efectuada en taller y soldadura por electrodo revestido (SMAW) cuando es realizada en obra. Por lo general, cuando las condiciones de trabajo son favorables la soldadura es el método de unión más económico. Cuando es necesario efectuar uniones en obra lo más común es usar variantes atornilladas por los motivos analizados más adelante en este documento.

En cuanto a los tipos de soldadura más usados en estructura de acero son las soldaduras a tope en torno al 20% y en ángulo 80% [4]. En caso de que se desee una soldadura con penetración completa se debe preparar los bordes de las chapas a unir realizando un biselado.

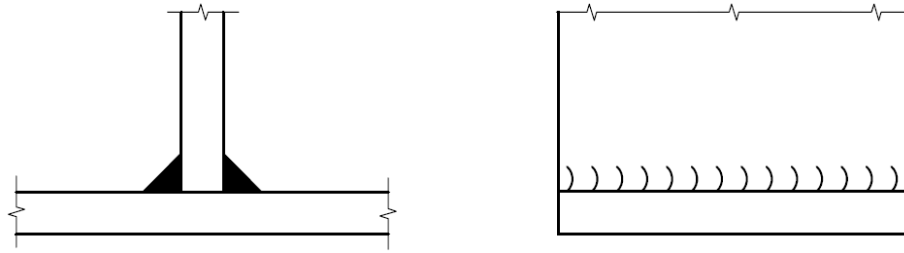


Ilustración 3.10: Soldadura en ángulo.

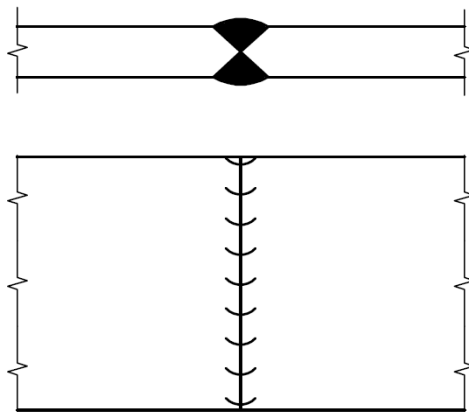


Ilustración 3.11: Soldadura a tope

Como se ha mencionado anteriormente, es posible ejecutar una unión soldada nominalmente articulada, esto se consigue uniendo solamente el alma del perfil como se muestra en la imagen 3.5. Además de la propia unión, existen otros elementos de refuerzo como las cartelas o rigidizadores transversales que es necesario soldarlos a los pilares o vigas. Estas uniones se realizarán en taller ya que es de esta manera es posible asegurar una correcta penetración examinando las soldaduras con diferentes métodos de inspección. Además, es posible proteger el acero de los elementos una vez ejecutada la soldadura.

A continuación se muestra un ejemplo de una unión rígida de una viga (IPE360) con un pilar (HEB180) planteado con soldadura in situ en obra. En la imagen se diferencia que elementos se deben soldar en taller (azul oscuro), como son los rigidizadores del alma y las cartelas si las hubiera. Por otro lado, la propia unión se realiza soldando en obra (azul claro).

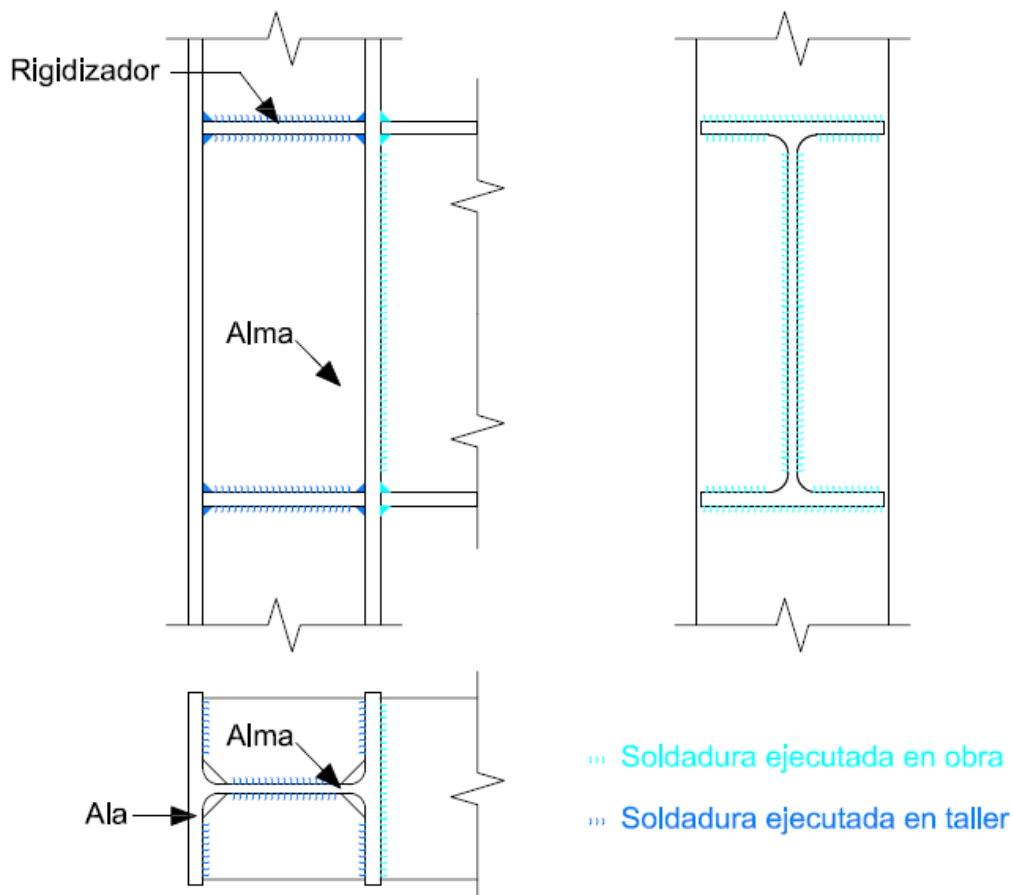


Ilustración 3.12: Detalle unión pilar-viga soldado en obra.

3.2.2 Uniones atornilladas

Como alternativa a las uniones soldadas en obra surgen las conexiones atornilladas, que usan tornillos o pernos para transmitir las fuerzas y momentos entre los elementos unidos. Existen dos variantes, los tornillos no pretensados usados en uniones resistentes por cortante y los tornillos pretensados empleados cuando la unión resiste por deslizamiento, también conocidas como uniones de alta resistencia. En cuanto a la resistencia de las uniones atornilladas, se calcula teniendo en cuenta la resistencia de los medios de unión y de las piezas unidas, se analizará con detalle en el apartado 4.2 y 4.4.

Los tipos de tornillos, el valor nominal de su límite elástico y su resistencia a tracción que se emplearán en las uniones, se recogen en la siguiente tabla, según la Instrucción de Acero Estructural (EAE) [2], no se podrán emplear tornillos de grado superior a 10.9 o inferiores a 4.6 salvo que se demuestre

experimentalmente que son adecuados para la unión en la que se prevé su uso.

Tabla 3.2: Valores nominales del límite elástico y la resistencia a tracción de los tornillos.

Grado del tornillo	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	300	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	500	600	800	1000

Al igual que las uniones soldadas es posible plantear uniones nominalmente articuladas ejecutadas mediante tornillos. Esto se consigue uniendo solamente la parte del alma mientras que se dejan las alas sin unir. Pese a que la unión se realice con tornillos, existen elementos adicionales como cartelas y rigidizadores transversales que deben ser soldados en taller ya que de esta manera es posible corroborar que las soldaduras han sido ejecutadas correctamente para más tarde ser protegidas contra los elementos y evitar problemas de corrosión y oxidación.

La carga que actúa sobre los tornillos dependerá de la disposición de la unión y de las cargas que gravitan sobre la propia estructura. De estas se obtienen los esfuerzos que soporta la unión que deberán ser transmitidos por los pernos de la unión. Estos trabajarán axialmente para soportar momentos flectores y cargas axiales, que se deberá ser menores que la resistencia a tracción del tornillo y a punzonamiento de las chapas que unen. También los pernos estarán cargados transversalmente para resistir los esfuerzos cortantes, que deberán ser menores que la resistencia a cortante de los pernos y de aplastamiento de las chapas que unidas.

En la imagen 3.13, se muestra un ejemplo de unión atornillada entre viga (IPE360) y un pilar (HEB180), empleando una placa de testa frontal y tornillos ISO4014 M16x65 8.8.

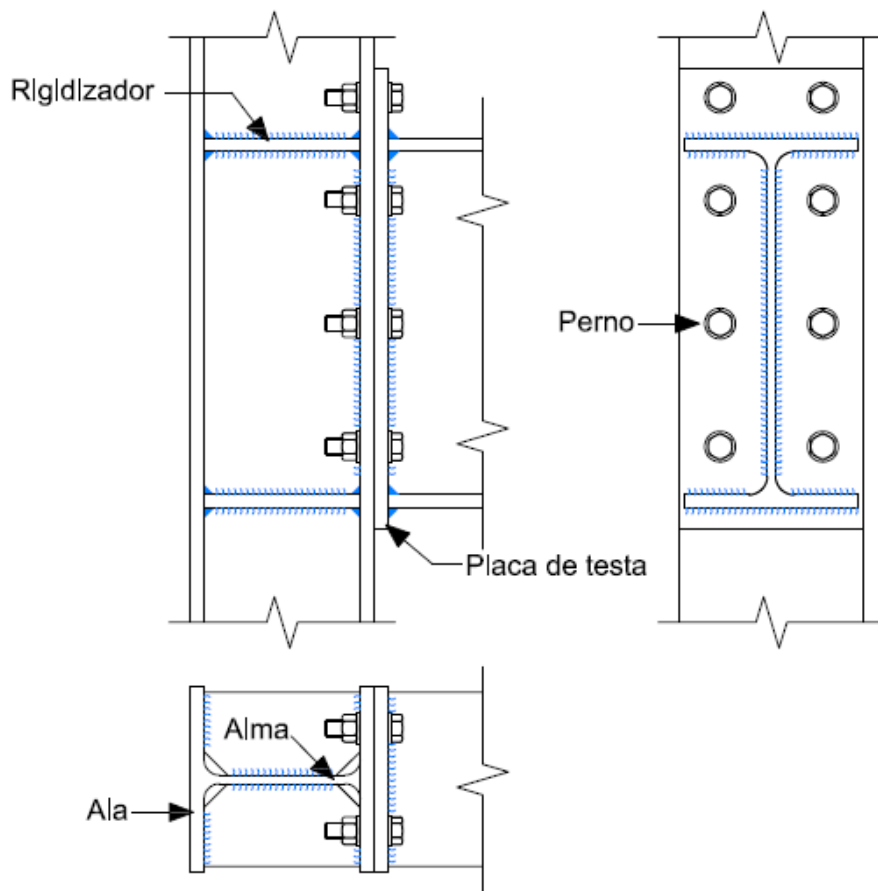


Ilustración 3.13: Detalle unión pilar-viga atornillada.

3.3 Elección del tipo de unión

La elección del tipo de unión llevado a cabo en la estructura condiciona en gran medida el diseño global de esta. Además de criterios resistentes, entran en juego factores económicos, de seguridad, facilidad de montaje o posibilidad de mantenimiento entre otros. Por lo general está en manos del proyectista decidir qué tipología de uniones usar para satisfacer los requerimientos expuestos anteriormente. A continuación, se analizarán los diferentes factores que influyen en la elección de diferentes tipos de nudos, sean soldados en obra o atornillados.

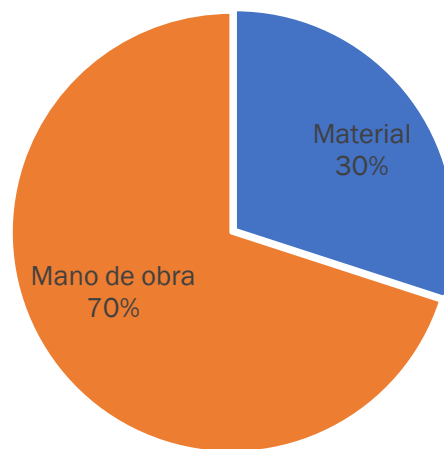
3.3.1 Condicionantes económicos

Como ya se ha expuesto anteriormente, deben cumplirse numerosos requerimientos a la hora de diseñar uniones, uno de ellos es el relacionado con

el coste de las uniones que tiene una gran influencia en el coste total de la estructura debido a la gran cantidad de mano de obra que las uniones requieren.

Los costes totales de una estructura de acero pueden dividirse el material y mano de obra de la forma siguiente. Extraído del Instituto Técnico de la Estructura en Acero. Tomo 13, Diseño de uniones [4]. En dicho artículo se diferencian los costes según el siguiente gráfico:

Gráfico 3.1: Clasificación de los costes totales de una estructura de acero.



En la mano de obra se Incluyen todos los costes derivados de los cálculos, la fabricación, la pintura y el montaje. A partir del gráfico se llega a la conclusión de que cualquier ahorro en la mano de obra supondrá una influencia considerable sobre el coste total de la estructura, mientras que una optimización del material supondrá una menor influencia en el total como contrario a lo que cabría esperar.

En las últimas décadas el precio de la mano de obra aumentado considerablemente más que el precio del acero, este efecto de nuevas técnicas de fabricación conlleva a que en la actualidad se estén creando nuevos proyectos más competitivos.

Es importante tener en cuenta el precio por tonelada del acero respecto a el coste por trabajador y por hora, gran parte de los costes de mano de obra provienen del diseño y la fabricación de las uniones, por lo tanto, puede

conllevar un ahorro diseñar las uniones empleando más material y disminuyendo la mano de obra.

Se propone un estudio de costes de material y mano de obra de dos uniones pilar-viga en sus variantes soldadas en obra o atornilladas con placa de testa de las imágenes 3.12 y 3.13. Se considerarán las siguientes equivalencias extraídas del Instituto Técnico de la Estructura en Acero. Tomo 13. Diseño de uniones [4]:

- El precio de 1 cm³ de soldadura equivale a 0,7 kg de acero.
- El precio por agujero realizado equivale a 2 kg de acero.

Tabla 3.3: Comparación económica de uniones soldadas y atornilladas

		Unión soldada	Unión atornillada
	kg acero	kg acero equivalentes	kg acero equivalentes
Rigidizadores 150x60x10	2,83	2,83	2,83
Placa de testa 450x180x14	8,90	-	8,90

	cm ³ soldadura	kg acero equivalentes	kg acero equivalentes
Soldaduras rigidizadores	25,60	17,92	17,92
Soldadura placa de testa	28,75	-	20,13
Soldadura pilar viga	28,75	20,13	-

	Número agujeros	kg acero equivalentes	kg acero equivalentes
Agujeros	16	-	32

kg acero totales	40,87	81,77
------------------	-------	-------

Como cabría esperar una unión soldada emplea menos mano de obra y menos material que una unión atornillada al no disponer de una placa de testa

ni sus correspondientes tornillos, por lo cual, su uso en estructuras conlleva cierto ahorro en el coste total. Hoy en día la fabricación de placas de testa y los procesos de soldadura en taller se pueden automatizar usando corte por plasma y células de soldadura robotizada respectivamente. Los equipos necesarios conllevan un elevado coste inicial, que se deberá amortizar fabricando un gran número de piezas en serie. Estos procesos desembocan en una gran reducción del tiempo empleado respecto a la fabricación de los elementos de forma manual.

Por otra parte, estamos despreciando la dificultad de realizar las soldaduras en obra debido a que generalmente se realizan en sitios poco accesibles y posiciones no favorables, esto conlleva un bajo factor de marcha que supone un incremento de costes de mano de obra. Al contrario ocurre con las uniones atornilladas debido a que los diversos elementos se preparan en taller donde la velocidad de ejecución de las soldaduras es mayor. Una vez preparado todos los componentes de la unión, se dispone a su colocación en obra mediante el correcto apriete de los pernos. Las uniones atornilladas tienen como característica fundamental su facilidad y rapidez de montaje en obra, lo cual puede suponer una ventaja respecto de las uniones soldadas in situ.

Existen diferentes alternativas que contribuyen a disminuir el impacto económico que presentan el tipo de unión sobre el coste total de la estructura. Entre ellos destacan, prever un correcto acceso para efectuar el apriete de los pernos o en su caso, la ejecución de las soldaduras, emplear lo menos posible ajustes precisos y tener en cuenta los posibles mantenimientos que se deban llevar a cabo para la conservación de la estructura.

3.3.2 Condicionantes de seguridad y calidad

En este apartado se analizará lo relativo a la seguridad y calidad de las uniones ejecutadas mediante soldadura in situ o empleando tornillos. Por lo general, cada método de ejecución llevará asociado ciertas ventajas y desventajas en lo relacionado con la seguridad global de la estructura, que estará en manos de la proyectista valorar los diferentes condicionantes y elegir la solución más conveniente.

En cuanto a las uniones ejecutadas con soldadura, se debe tener en cuenta que dicho proceso conlleva un calentamiento del acero, como consecuencia este podrá perder propiedades en la zona afectada térmicamente, y como resultado del enfriamiento se generarán unas tensiones

residuales, que difícilmente podrán ser eliminadas mediante los métodos tradicionales de tratamientos térmicos en horno o eliminación de tensiones mediante vibraciones. Los dos métodos citados son inviables realizarlos en la práctica debido a que los elementos soldados ya están instalados en obra y dichos procedimientos solo pueden emplearse para elementos fabricados en taller, aunque debido al gran tamaño de la vigas y pilares, los elementos fabricados en taller tampoco se tratarán térmicamente.

Por otra parte, para efectuar soldaduras correctamente se necesita personal cualificado, que además la buena ejecución estará condicionada por el difícil acceso que se presenta en las soldaduras in situ. Además, pueden aparecer diferentes defectos en la soldadura que limiten la resistencia de la misma. Entre estos defectos destacan aparición de poros, fisuras o grietas, falta de fusión del material base o una penetración insuficiente. Todos ellos son fácilmente detectables mediante métodos ensayos no destructivos, como inspección con líquidos penetrantes, partículas magnéticas o radiografía. Por lo general estos métodos son difícilmente aplicables en la práctica para soldaduras ejecutadas en obra por la dificultad que pueda suponer el traslado de los equipos de inspección hasta el lugar que se ha ejecutado la soldadura.

En cuanto las uniones atornilladas, los problemas expuestos anteriormente pueden ser solventados fácilmente, ya que todas las soldaduras serán efectuadas en taller, con lo que los posibles defectos de estas serán reducidos al mínimo debido a que se tiene mayor control sobre el proceso y se puede realizar colocando los elementos en posiciones más favorables. Además, en taller las soldaduras pueden inspeccionarse fácilmente mediante las técnicas citadas anteriormente. Todo ello conlleva una mayor calidad en las uniones atornilladas frente a las soldadas en obra.

3.3.3 Condicionantes de protección frente los elementos

El acero empleado en construcción no presenta características inoxidable por lo tanto debe protegerse ante las acciones del medio que puedan originar corrosión. Dicha protección se lleva a cabo generalmente aplicando un recubrimiento a modo de capa protectora para el acero. Comúnmente se emplean pinturas que proporcionan una interfase entre el metal base y el medio.

En el caso de las soldaduras ejecutadas en obra, se deberá proteger la zona unida posteriormente a su soldadura para evitar posibles problemas de corrosión. Por otra parte, las uniones atornilladas no presentan ese problema, debido a que todas las piezas se fabrican en taller y posteriormente son pintadas, en el momento de la colocación en obra solo implica su fijación mediante los pernos y no será necesario realizar ningún tipo de proceso protección en obra.

3.3.4 Otros condicionantes

Otro factor a tener en cuenta debe ser las tolerancias dimensionales que se deben cumplir, en cuanto a los nudos atornillados generalmente presentan buenas tolerancias debido al buen ajuste que proporcionan los pernos en la unión. En cuanto a las uniones soldadas es fundamental una buena colocación de las piezas antes de proceder al proceso de soldeo para obtener una buena tolerancia, por lo general aparecerán deformaciones debidas a la dilatación y contracción del metal base y del aporte. Comúnmente estas deformaciones no serán muy relevantes si la soldadura se ejecuta correctamente, pero pueden conllevar una serie de desajustes que perjudiquen la calidad global de construcción de la estructura.

4. Cálculo de uniones

En este documento se analizarán y calcularán uniones correspondientes a un pórtico plano metálico con nudos rígidos acartelado con rigidizadores transversales, empleados a unir perfiles metálicos tipo doble T de la serie comercial IPE. Los apoyos de la estructura serán empotrados mediante una unión rígida pilar-zapata.

El pórtico empleado tendrá de dimensiones: 20 m de luz, 8 m de altura de los pilares y 10 m de altura de la cumbre, siendo la inclinación de la cubierta del 20%. Las dimensiones se observan en la imagen a continuación (unidades en metros):

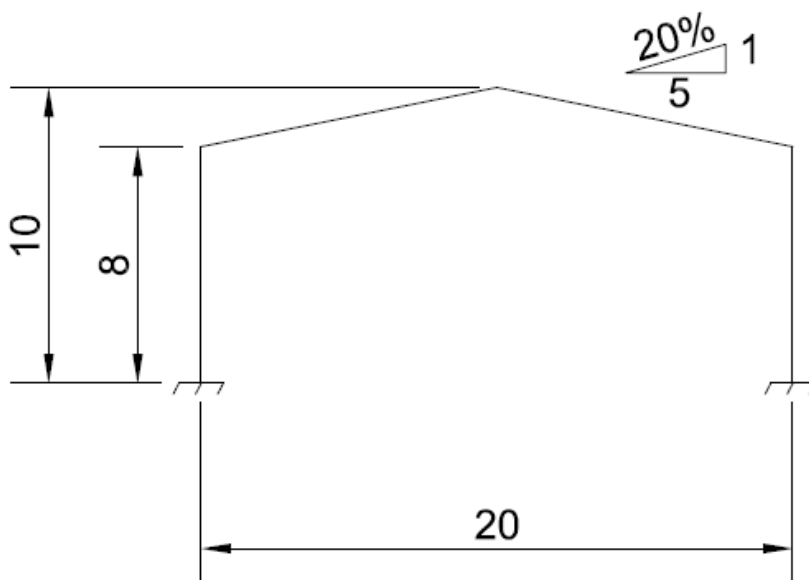


Ilustración 4.1: Dimensiones del pórtico.

Las cargas aplicadas sobre dicho pórtico serán fuerzas uniformemente distribuidas sobre las diferentes barras de la estructura, existiendo una carga de viento lateral de 3,3 kN/m y una sobrecarga debido a la nieve de 3 kN/m. También se le debe sumar el propio peso de la estructura.

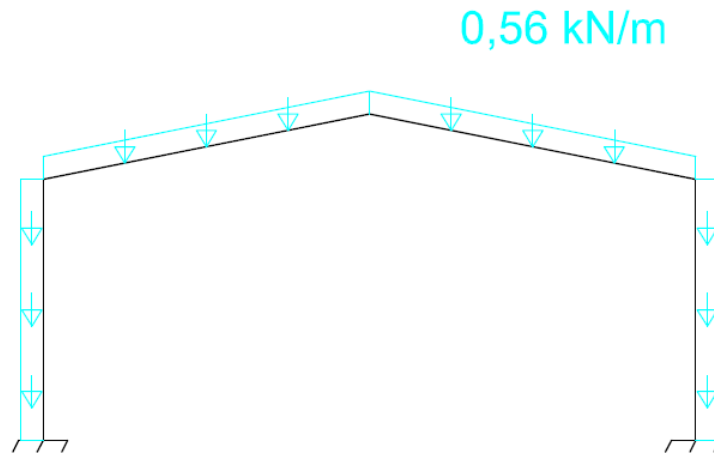


Ilustración 4.2: Carga por peso propio

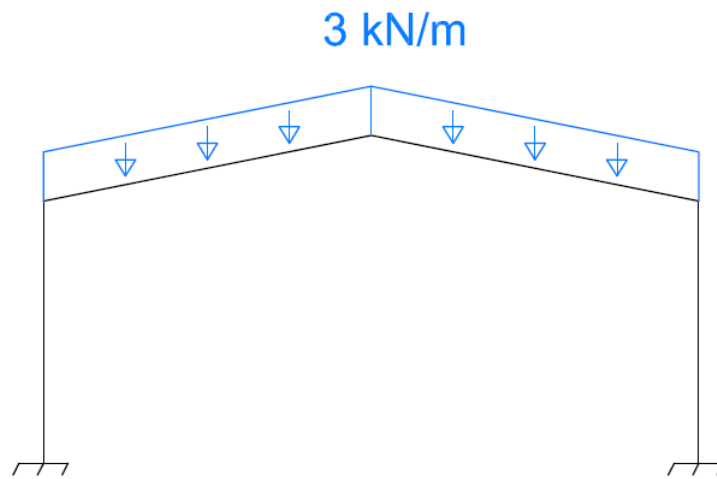


Ilustración 4.3: Sobrecarga por nieve

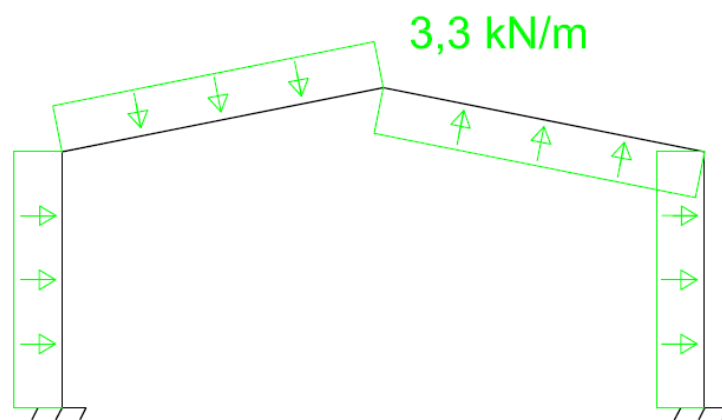


Ilustración 4.4: Sobrecarga de viento

Con las cargas propuestas, mayoradas por coeficientes de 1,35 para las cargas permanentes y 1,5 para las cargas variables, los esfuerzos internos en las barras de la estructura, momento flector, cortante y axial, se detallan en las figuras a continuación:

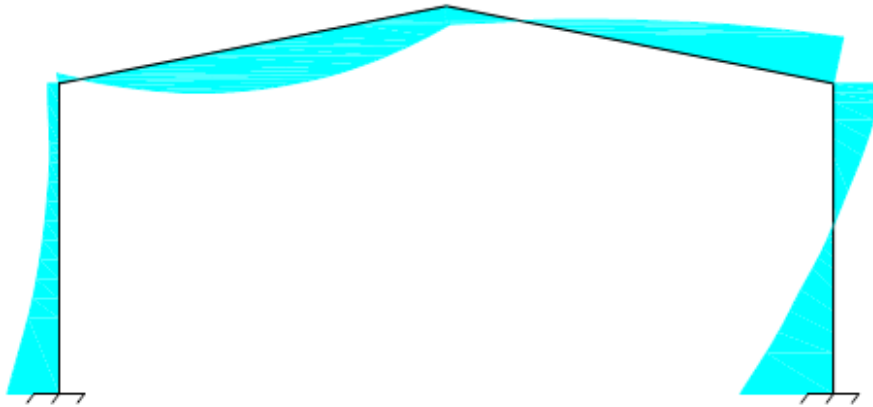


Ilustración 4.5: Leyes de momento flector (M_z)

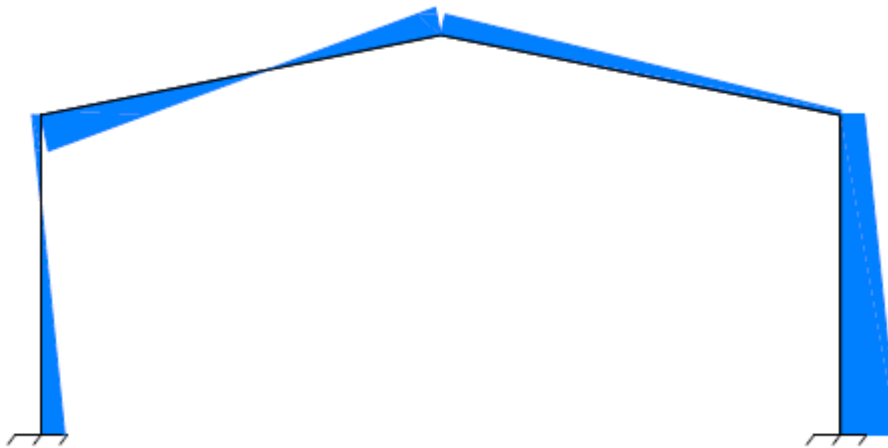


Ilustración 4.6: Leyes de esfuerzo cortante (V_y)

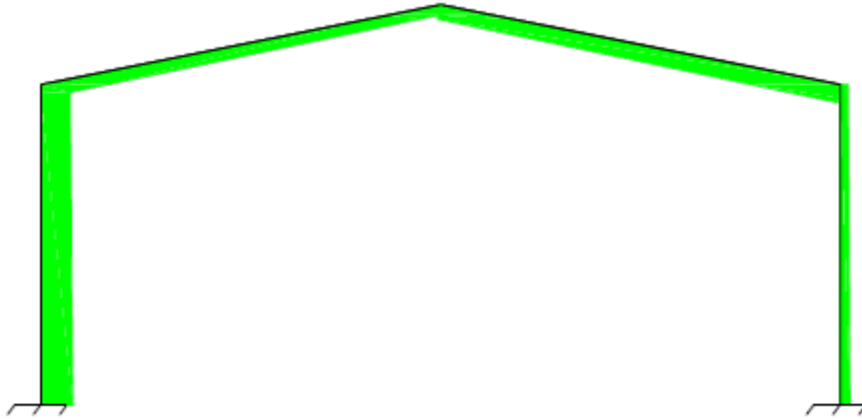


Ilustración 4.7: Leyes de esfuerzo axial (N_x)

Por lo tanto, los esfuerzos internos máximos a considerar en los nudos de la estructura con los que posteriormente se calcularán las uniones serán:

- Nudo pilar – viga:
 - $N_x = -20$ kN
 - $V_y = 44$ kN
 - $M_z = 130$ kN/m
- Nudo viga – viga:
 - $N_x = -14$ kN
 - $V_y = 31$ kN
 - $M_z = 44,5$ kN/m
- Nudo pilar – zapata:
 - $N_x = -19$ kN
 - $V_y = -66$ kN
 - $M_z = -234$ kN/m

4.1 Unión pilar - viga soldada

La primera alternativa de materializar la unión entre el pilar y el dintel será mediante soldadura in situ en obra. La unión propuesta contendrá dos rigidizadores transversales en cada lado del pilar de espesor 10 milímetros y una cartela de refuerzo de longitud 1,5 metros.

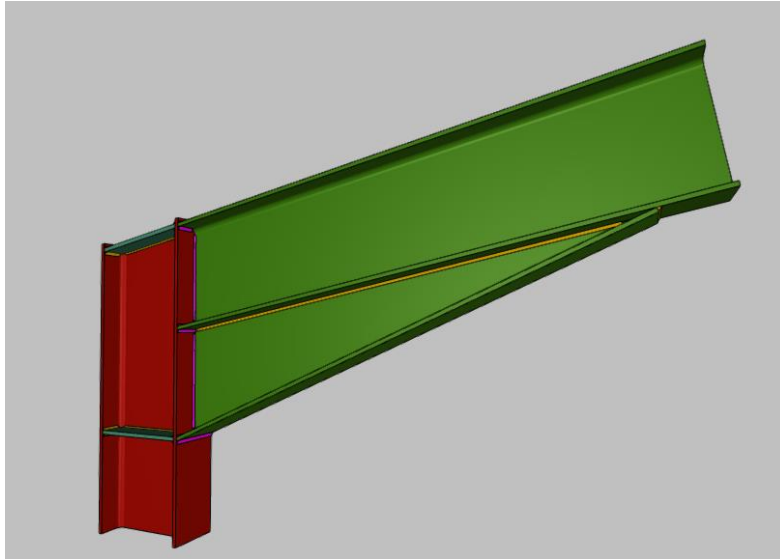


Ilustración 4.8: Detalle unión pilar - viga soldada [7].

En la imagen se observa como los cordones de soldadura en amarillo han sido efectuados en taller, mientras que los dibujados en rosa han sido ejecutados en obra. Es importante realizar el máximo de soldaduras en el taller, ya que se puede asegurar una cierta calidad y control, por lo que solo se efectúan en obra la propia unión entre la viga y el ala del pilar, mientras que los rigidizadores y la cartela se sueldan en taller.

En cuanto al cálculo de la unión, se seguirá el artículo CTE DB SE-A 8.8.8: *Uniones viga pilar soldadas* [1]. La capacidad resistente del nudo depende de la resistencia de sus elementos. Se distinguen tres zonas críticas: compresión, de cortante y de tracción, se pueden distinguir en la imagen 3.9.

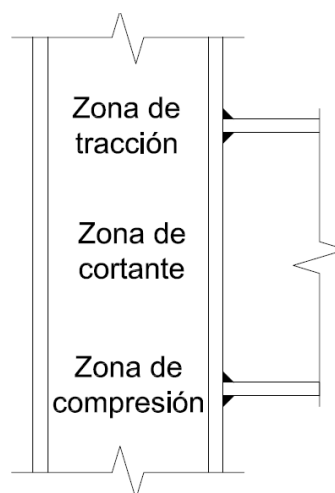


Ilustración 4.9: Zonas críticas de la unión soldada

4.1.1 Resistencia de la zona traccionada

Dentro de la zona traccionada se diferencian dos modos de fallo de la unión. El primero se produce si se supera el valor límite de la resistencia del ala del pilar y el segundo, si se supera la resistencia a tracción del alma del pilar.

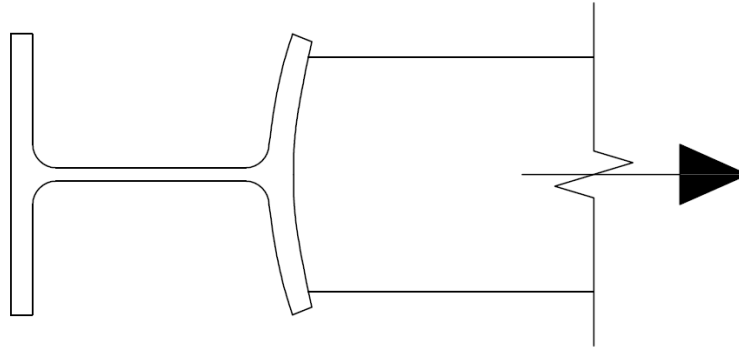


Ilustración 4.10: Fluencia del ala del pilar por tracción

En el caso de que el fallo se produzca por fluencia del ala del pilar, la resistencia de cálculo será:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yb} t_{fb} b_{ef,fb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.1)$$

Siendo:

f_{yb} : límite elástico del ala de la viga. 275 MPa

t_{fb} : espesor del ala de la viga. 12,7 mm

γ_{M0} : coeficiente de seguridad parcial de seguridad relativo a la plasticidad del material. 1,05

$b_{ef,fb}$: ancho efectivo del ala de la viga. 132,9 mm

$$b_{ef,fb} = t_{wc} + 2r_c + 7 \frac{f_{yc} t_{fc}^2}{f_{yb} t_{fb}} \quad (4.2)$$

Los subíndices c y b hacen referencia a los parámetros del pilar y de la viga respectivamente. Los subíndices Rd y Ed añadidos a fuerzas y momentos hacen referencia a resistencia de cálculos y a fuerzas o momentos aplicados sobre el nudo respectivamente,

Se obtiene una resistencia de cálculo del ala del pilar, $F_{t,Rd} = 442,05$ kN. Multiplicando esta resistencia por el brazo de palanca de la unión obtenido como el canto total de la viga con la cartela menos el espesor del ala de la viga, se obtiene el momento resistente de cálculo que deberá ser menor que el momento aplicado en la unión.

$$M_{Rd} = F_{t,Rd} \cdot (z - t_{fb}) \quad (4.3)$$

$$M_{Rd} = 324,6 \text{ kN/m}$$

Se debe cumplir:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1 \quad (4.4)$$

$$\frac{130}{324,6} = 0,40 < 1$$

La unión cumple los criterios de resistencia a tracción del ala del soporte.

Por otra parte, también se debe de comprobar la resistencia del alma del pilar a tracción transversal, siendo su resistencia de cálculo:

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{yc} (t_{wc} b_{ef} + A_{rig})}{\gamma_{M0}} \quad (4.5)$$

Siendo:

b_{ef} : ancho efectivo para perfiles laminados.

$$b_{ef} = \frac{t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b 5(t_{fc} + r_c)}{2} \quad (4.6)$$

f_{yc} : límite elástico del alma del pilar. 275 MPa

t_{wc} : espesor del alma del pilar. 8 mm

γ_{M0} : coeficiente de seguridad parcial de seguridad relativo a la plasticidad del material. 1,05

t_{fb} : espesor del ala de la viga. 12,7 mm

t_{fc} : espesor del ala del pilar. 12,7 mm

r_c : radio de acuerda del perfil. 18 mm

a_b : espesor de la garganta de la soldadura de la viga al ala del pilar. 8 mm

A_{rig} : área transversal de los rigidizadores de medidas 341 mm x 80 mm y espesor 10 mm. 1600 mm²

Se obtiene una resistencia de cálculo del ala del pilar, $F_{t,Rd} = 616,87$ kN. Multiplicando esta resistencia por el brazo de palanca de la unión obtenido como el canto total de la viga con la cartela menos el espesor del ala de la viga, se obtiene el momento resistente de cálculo que deberá ser menor que el momento aplicado en la unión.

$$M_{Rd} = F_{t,Rd} \cdot (z - t_{fb}) \quad (4.7)$$

$$M_{Rd} = 477,78 \text{ kN/m}$$

Se debe cumplir:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1 \quad (4.8)$$

$$\frac{130}{477,78} = 0,27 < 1$$

4.1.2 Resistencia de la zona solicitada a esfuerzo cortante

La zona solicitada a cortante se corresponde con el alma del pilar, en el cual se debe de comprobar que el valor de la resistencia a esfuerzo es superior al esfuerzo aplicado en el nudo. Además, se debe comprobar que no se produzcan abolladura en el panel del pilar.

La capacidad resistente frente a esfuerzo cortante del alma del pilar sin rigidizar viene definida por:

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (4.9)$$

Siendo:

f_y : límite elástico del pilar. 275 MPa

A_{vc} : área del pilar sometido a esfuerzo cortante, que para perfiles laminados en doble T se corresponde con la siguiente expresión:

$$A_{vc} = A_t - 2bt_{fc} + (t_{wc} + 2r_a) t_{fc} \quad (4.10)$$

$$V_{wp,Rd} = 477,78 \text{ kN}$$

Para obtener el esfuerzo cortante en el nudo considerando aisladamente la región del alma y planteando equilibrio en la misma. Se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}}{z} - \frac{V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}}{z2} \quad (4.11)$$

Siguiendo los sentidos positivos descritos en la imagen a continuación:

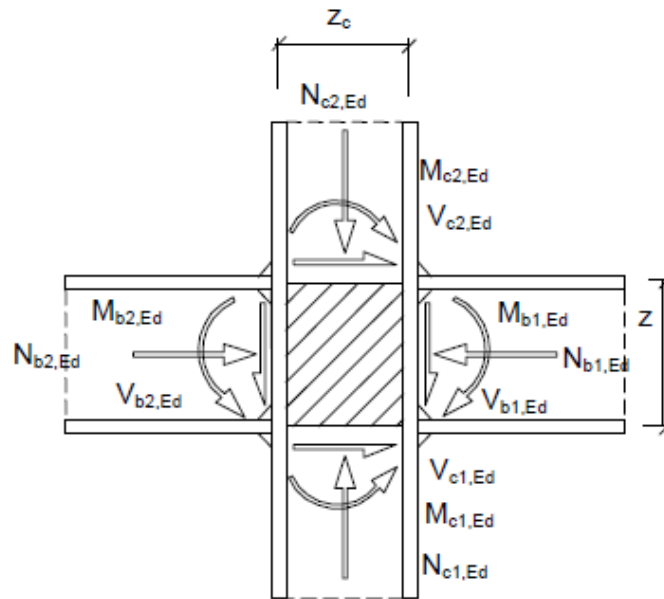


Ilustración 4.11: Sentidos positivos de los esfuerzos aplicados en el nudo. [1]

$$V_{wp,Ed} = 179,04 \text{ kN}$$

Se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} < 1 \quad (4.12)$$

$$\frac{179,04}{477,78} = 0,37 < 1$$

También se debe de comprobar la resistencia del alma del pilar frente a abolladuras producidas por esfuerzo cortante, según la siguiente expresión obtenida del CTE DBSE-A 6.3.3.3 [1]:

$$\frac{d_{wc}}{t_{wc}} < 70 \varepsilon \quad (4.13)$$

Siendo:

d_{wc} : longitud del alma del pilar. 334,6 mm

t_{wc} : espesor del alma del pilar. 8 mm

$$\varepsilon = \frac{f_{yref}}{f_y} \text{ con } f_{yref} = 235 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

$$41,83 < 64,71$$

Por lo tanto, se cumplen las condiciones esbeltez del alma y resistencia frente al esfuerzo cortante, por lo cual, no es necesario emplear registradores en la unión. En el caso de que fueran necesarios se pueden emplear una chapa de refuerzo o rigidizadores, que deben cumplir las siguientes condiciones:

- El espesor del mismo no debe ser inferior al espesor del ala de la viga y la longitud debe ser como mínimo la longitud del alma del pilar.
- Deben de ser de acero de grado igual o superior al resto de elementos.
- Las soldaduras con las alas deben de ser capaces de transmitir los esfuerzos a los que están solicitados.
- La soldadura del alma debe de resistir los esfuerzos transmitidos desde el ala de la viga hasta el alma del pilar.

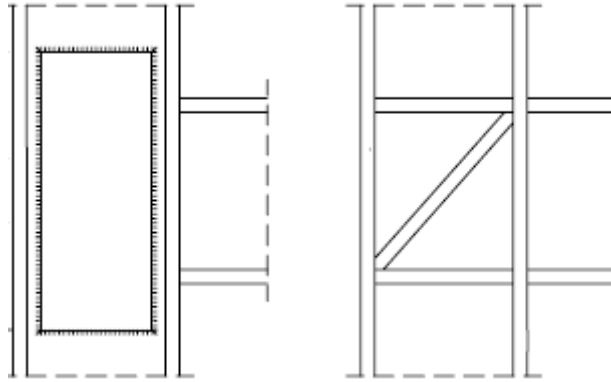


Ilustración 4.12: Chapa de refuerzo del alma (izquierda) y rigidizador diagonal (derecha). [1]

4.1.3 Resistencia de la zona comprimida

El fallo de la zona solicitada a esfuerzo de compresión se producirá por aplastamiento del alma en dicha zona. La resistencia se calcula según CTE DBSE-A 8.8.8 [1], usando la siguiente expresión:

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y t_{wc,ef} b_{ef} (1,25 - 0,5\gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y})}{\gamma_{M0}} \quad (4.15)$$

Siendo:

σ_n : tensión máxima de compresión debida al esfuerzo axial y momento flector.

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_c} z \quad (4.16)$$

b_{ef} : ancho efectivo del alma del pilar. Definido según:

$$b_{ef} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b 5(t_{fc} + r_c) \quad (4.17)$$

$t_{wc,ef}$: espesor del alma del pilar

Si se disponen rigidizadores transversales hay que sumar su resistencia al valor de $F_{c,Fd}$. Con rigidizadores de dimensiones 341 mm x 80 mm y espesor 10 mm, con área transversal $A_{rig} = 1600 \text{ m}^2$ y resistencia a compresión, $F_{c,Rd} = 419 \text{ MPa}$.

Por lo tanto, se dispone de momento resistente a compresión de la unión rigidizada de $M_{Rd} = 598,22 \text{ kN/m}$, que tiene que ser superior al valor del momento aplicado en la unión.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} < 1 \quad (4.18)$$

$$\frac{130}{598,22} = 0,21 < 1$$

4.1.4 Resistencia de las soldaduras

Las soldaduras ejecutadas en la unión de la viga con el alma del pilar deben cumplir una serie de criterios geométricos y resistentes que están descritos en el apartado correspondiente acerca de soldaduras en ángulo del CTE DB SE-A 8.6.2 [1]. En dicho capítulo se reseña que las soldaduras en ángulo no tendrán un espesor de garganta menor a 3 mm, mientras que, el ángulo formado por las piezas a unir estará comprendido entre 60° y 120° . Las características de las diferentes soldaduras se detallan a continuación:

Tabla 4.1: Comprobaciones geométricas soldaduras

Comprobaciones geométricas					
	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo ($^\circ$)
Soldadura del ala superior	En ángulo	8	170	12,7	78,69
Soldadura del alma	En ángulo	4	305	8	90
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	170	12,7	78,69
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	4	346	8	90
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	6	170	12,7	66,06
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	6	1530	8	90
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	7	170	12,7	77,37

En cuanto a resistencia, la resultante de las tensiones en el plano de garganta del cordón deberá ser menor que la resistencia de cálculo de la soldadura. Se debe cumplir:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.19)$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.20)$$

Ilustración 4.13: Tensiones en la sección de garganta

Siendo el coeficiente de correlación β_w según la siguiente tabla:

Tabla 4.2: Coeficiente de correlación β_w

Acero	f_u (N/mm ²)	β_w
S 235	360	0,80
S 275	430	0,85
S 355	510	0,90

Como procedimiento alternativo y simplificado al planteado anteriormente, la garganta de los cordones se puede dimensionar considerando que las soldaduras de las alas tienen que transmitir una fuerza igual a la resistencia del ala del pilar a tracción por unidad de longitud.

$$F_{w,Ed} = \frac{F}{L} \quad (4.21)$$

Siendo:

F: resistencia a tracción del ala del pilar, calculado según (4.1)

L: longitud del cordón de las alas. 332 mm.

En cuanto a la resistencia del cordón se calcula según la siguiente ecuación:

$$F_{w,Rd} = a \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.22)$$

Siendo:

f_u : resistencia última del material más débil a unir. 410 MPa para S275

a : espesor de garganta del cordón. 8 mm.

Se debe cumplir:

$$F_{w,Rd} > F_{w,Ed} \quad (4.23)$$

$$1782,31 > 1703,17$$

La soldadura utilizada para unir el ala de la viga a la del pilar es suficiente con espesor de garganta igual a 8 mm.

En cuanto a la soldadura ejecutada para unir el alma de la viga a la hora del pilar, se debe de dimensionar para que pueda transmitir la mitad de la resistencia plástica a cortante de la viga. Este valor para un IPE360 se corresponde con 530,75 kN. La longitud del cordón del alma de la viga y de la cartela será de 1302 mm. Por lo tanto, obtenemos:

$$F_{w,Rd} = 203,82 \text{ kN/m}$$

El valor de la resistencia del cordón se calcula con la expresión (4.22), con espesor de garganta de 4 mm. Haciendo uso de la ecuación (4.23) se comprueba si la garganta será suficiente.

$$891,16 > 203,82$$

Por lo tanto, la soldadura del alma cumple la sollicitación a esfuerzo cortante existente en el nudo.

4.2 Unión pilar - viga atornillada

Como alternativa a la unión soldada in situ, se propone una unión atornillada, en la que todas las soldaduras efectuarán el taller y en obra solamente se dispondrán los pernos para asegurar la unión. Al igual que en el caso soldado, se dispone de un pilar y un dintel de perfil IPE360, que además incorpora una cartela de 1,5 metros y rigidizadores transversales de 10 mm de espesor. Además, se emplea una placa de testa de 14 mm soldada a la viga y 6 filas de tonillos ISO4014-M16x65 8.8.

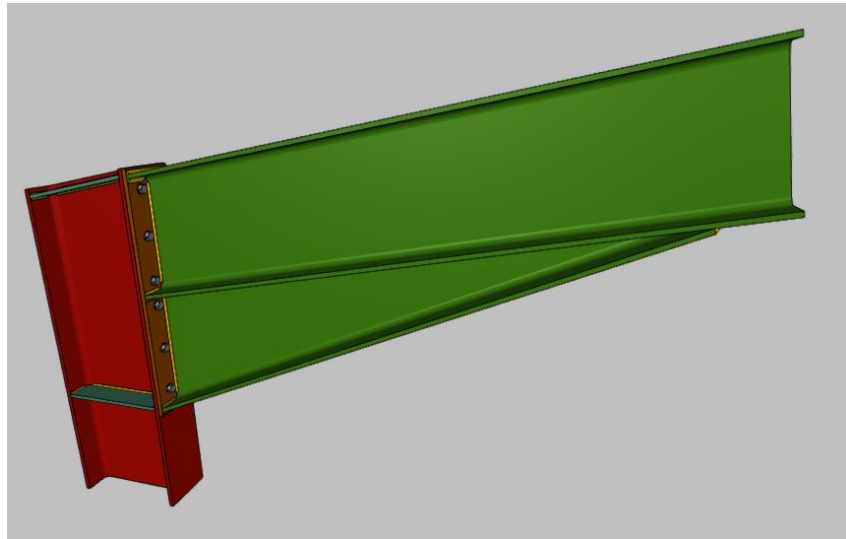


Ilustración 4.14: Detalle unión pilar-viga atornillada [7].

En cuanto a los cálculos a realizar en esta unión, están basados en CTE DBSE-A 8.8.6 “Uniones de viga y pilar atornilladas con chapa frontal” [1], apartado en el cual se describen las disposiciones constructivas y resistentes de las uniones atornilladas.

Como posibles zonas de fallo, las cuales se deben comprobar, se distinguen las siguientes: fallo de los tonillos, fallo por formación de casquillos en T, fallo de las soldaduras y fallo en las zonas solicitadas a cortante, tracción y compresión. Estas tres últimas además de las soldaduras, son similares a las dadas en el caso de la unión soldada en obra, y han sido calculadas en los apartados entre 4.1.1 y 4.1.4, por lo tanto, no se volverán a calcular.

Ya realizadas esas comprobaciones, se tiene que la unión dotada de rigidizadores transversales de 10 mm de espesor cumple los criterios de resistencia en las zonas solicitadas a cortante, tracción y compresión. Además,

los cordones de soldadura se plantean con los espesores de garganta calculados en el apartado 4.1.4, que se muestran en la tabla 4.1.

4.2.1 Resistencia de los casquillos en T

Este apartado se desarrollará según CTE DBSE-A 8.8.3 “Uniones en T atornilladas y a tracción” [1]. En dicha sección se tratan las uniones de una pieza o una chapa sometida a tracción se remata con una tapa frontal, que esta está atornillada a otro elemento de la unión. Solo se considera formas en T para la sección paralelas a las tracciones y perpendicular al espesor de la chapa.

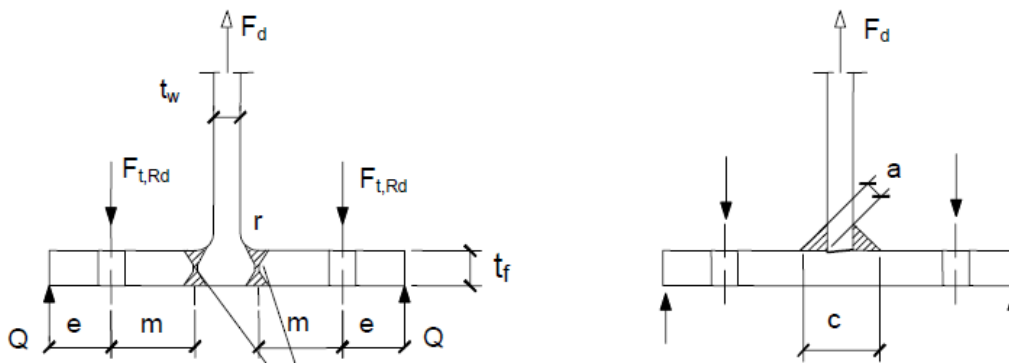


Ilustración 4.15: Casquillos en T. Disposición soldada (derecha) y disposición que corresponde al mismo elemento (izquierda).

Este tipo de casquillos se pueden dar en dos configuraciones, la primera, que el elemento que forma la T es el alma y el ala de un perfil. La segunda opción se da cuando tenemos el alma de una viga soldada a una placa de testa.

Existen 3 mecanismos de fallo para cada casquillo en T equivalente. Para cada 1 de ellos se estimará la resistencia a tracción de cálculo $F_{t,Rd}$. La menor de estas resistencias será la resistencia de casquillo equivalente total. Dichos modos de fallo se describen a continuación:

1. Modo 1: Plastificación completa o del ala por la formación de dos rótulas plásticas.

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (4.24)$$

2. Modo 2: Fallo de los tornillos con plastificación de la chapa frontal o del ala, por rotura simultánea de los tornillo y formación de rótulas.

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (4.25)$$

3. Modo 3: fallo por rotura de los tornillos a tracción.

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (4.26)$$

Siendo:

$$M_{p,1,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,1} t^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.27)$$

$$M_{p,2,Rd} = 0,25 \sum l_{eff,2} t^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.28)$$

L_{eff} : longitud eficaz para los diferentes modos, según la tabla 4.3.

$F_{t,Rd}$: resistencia de cálculo a tracción de los tornillos, según tabla 4.4.

Tabla 4.3: Longitudes eficaces casquillo en T. (Tabla 61.2.b EAE [2])

Posición de la fila de tornillos	Fila de tornillos considerada individualmente	
	Patrones circulares $\ell_{eff,cp}$	Patrones no circulares $\ell_{eff,nc}$
Fila de tornillos fuera del ala a tracción de la viga	El menor de: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	El menor de: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$
Primera fila de tornillos debajo del ala a tracción de la viga	$2\pi m$	αm
Otra fila de tornillos interior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$
Otra fila de tornillos exterior	$2\pi m$	$4m + 1,25e$
Modo 1	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ pero $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$	
Modo 2	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$	

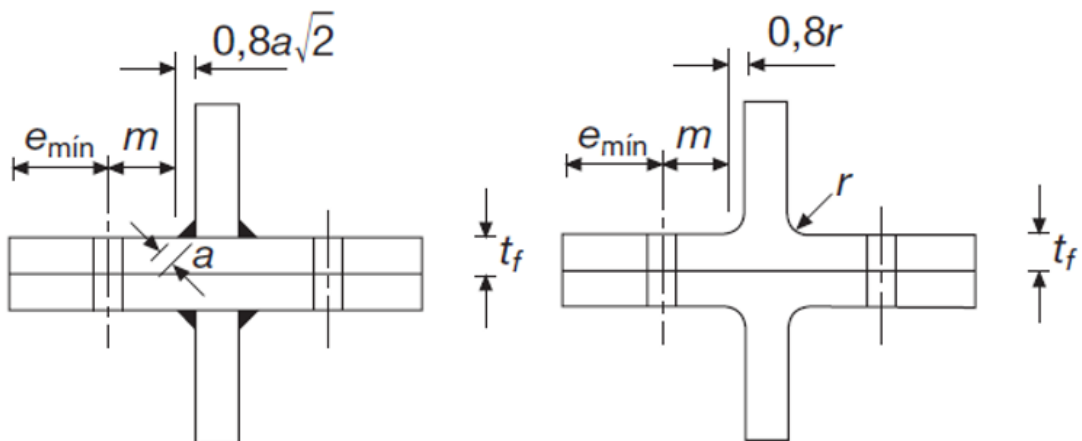


Ilustración 4.16: Datos geométricos del casquillo en T

Tabla 4.4; Resistencia a tracción de tornillos en kN. (Tabla 58.7 EAE [2])

Diámetro (mm)	A_s (mm ²)	Grado			
		4.6	5.6	8.8	10.9
12	84,3	24,28	30,35	48,56	60,70
16	157	45,22	56,52	90,43	113,04
20	245	70,56	88,20	141,12	176,40
22	303	87,26	109,08	174,53	218,16
24	353	101,66	127,08	203,33	254,16
27	456	131,33	164,16	262,66	328,30

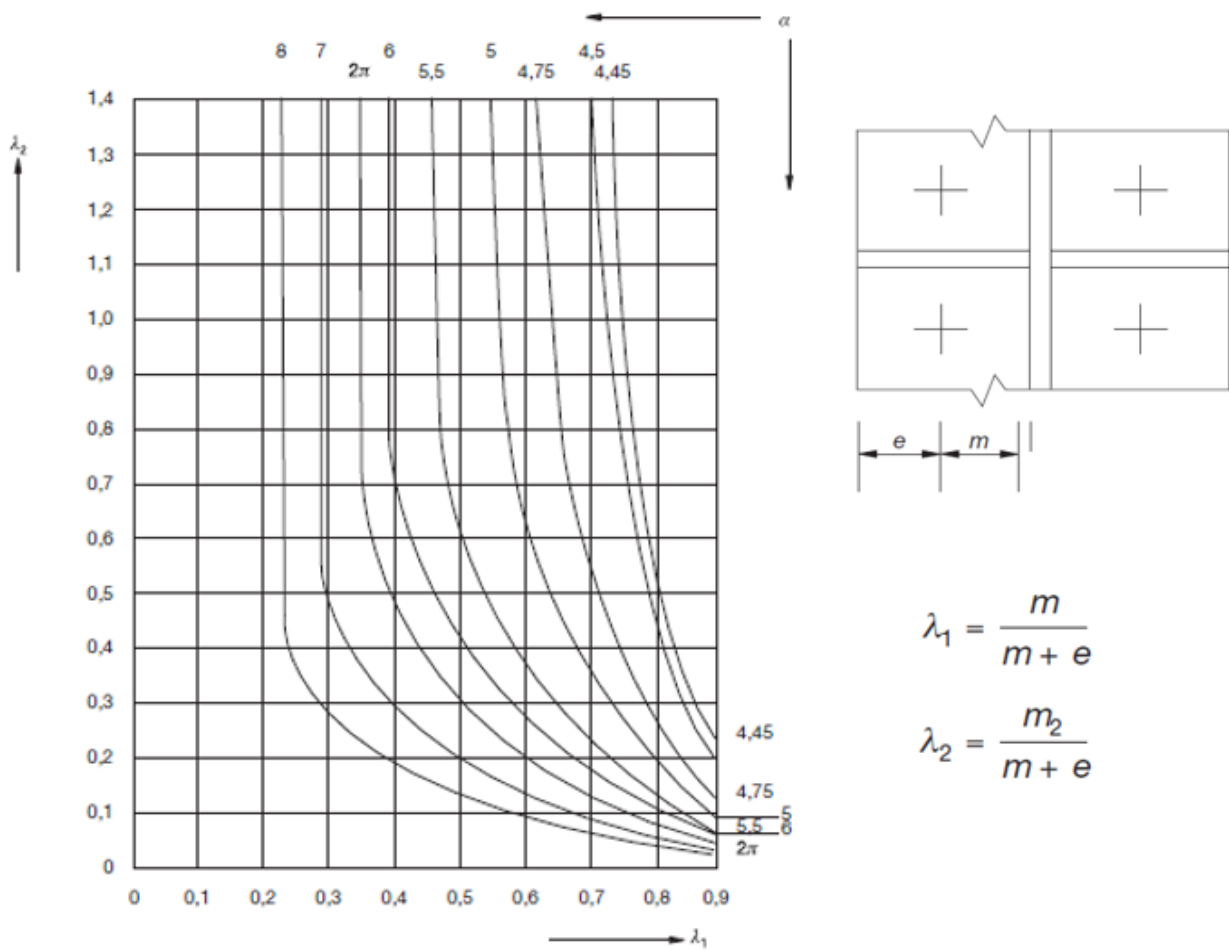


Ilustración 4.17: Coeficiente para el cálculo de las longitudes eficaces. (Figura 61.2.c EAE [2])

Una vez obtenida el menor valor de $F_{t,Rd}$, se estima el valor del momento que puede resistir la unión $M_{j,Rd}$ viene dado por:

$$M_{j,Rd} = \sum (F_{t,Rd,i} d_i) \quad (4.29)$$

Donde la distancia d_i viene definida por la imagen 4.18. Para que la unión cumpla los criterios de resistencia debe de cumplirse que $M_{Ed} < M_{j,Rd}$.

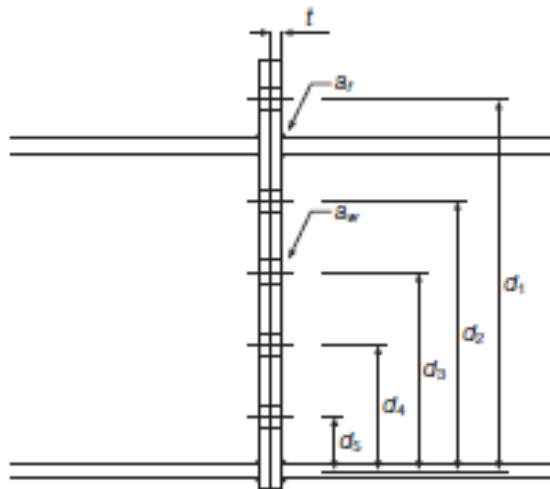


Ilustración 4.18: Valor de la distancia d_i . [2]

Como se ha anticipado anteriormente, existen dos posibilidades de formación de un casquillo en T. La primera, se forma entre el alma y el ala del pilar. Para esta disposición obtenemos para la primera fila de tornillos:

$$F_{t,1,Rd} = 265,42 \text{ kN}$$

$$F_{t,2,Rd} = 175,58 \text{ kN}$$

$$F_{t,3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se producirá el fallo por el modo 2, por rotura a tracción de los tornillos y formación de rótulas. $F_{T,Rd} = 175,58 \text{ kN}$

Para el resto de las filas se tiene:

$$F_{t,1,Rd} = 265,42 \text{ kN}$$

$$F_{t,2,Rd} = 168,31 \text{ kN}$$

$$F_{t,3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se producirá el fallo por el modo 2, por rotura a tracción de los tornillos y formación de rótulas. $F_{T,Rd} = 168,31 \text{ kN}$

Una vez obtenida el valor de $F_{T,Rd}$ para cada fila de tornillos, multiplicando dicho valor por la distancia de cada tornillo, se obtiene el momento máximo que es capaz de resistir la unión, que deberá ser mayor al momento aplicado en la unión, $M_{j,Ed} = 130 \text{ kNm}$.

$$M_{j,Rd} = 385,96 \text{ kNm}$$

La segunda posibilidad de formar un casquillo en T, será el compuesto por el alma de la viga y la placa de testa. En este caso s aparece una disposición soldada. En este caso se tiene para la primera fila de tornillos:

$$F_{t,1,Rd} = 322,54 \text{ kN}$$

$$F_{t,2,Rd} = 172,15 \text{ kN}$$

$$F_{t,3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

Por lo tanto, se producirá el fallo por el modo 2, por rotura a tracción de los tornillos y formación de rótulas. $F_{T,Rd} = 172,15 \text{ kN}$

Para el resto de las filas se tiene:

$$F_{t,1,Rd} = 313,50 \text{ kN}$$

$$F_{t,2,Rd} = 170,14 \text{ kN}$$

$$F_{t,3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$$

Por lo tanto, el mecanismo de fallo será el modo 2, por rotura simultanea por tracción de los tornillos y formación de charnelas. $F_{T,Rd} = 170,14 \text{ kN}$.

Obtenido el valor de $F_{T,Rd}$, para cada fila de pernos, se obtiene el valor del momento que es capaz de resistir la unión, $M_{j,Rd} = 409,32$ kNm. Debe ser mayor al momento aplicado en la unión $M_{j,Ed} = 130$ kNm.

4.2.2 Resistencia de los tornillos

En la unión utilizada se usarán seis filas de tornillos ISO 4017 M16x65 8.8, con un total de 12 pernos. Las comprobaciones pertinentes sobre la resistencia de los tornillos se llevarán a cabo según el CTE DBSE-A 8.5 “Resistencia de los medios de unión. Uniones atornilladas” [1]. En dicho documento se dictan una serie de disposiciones constructivas y de resistencia sobre las uniones atornilladas.

En cuanto a las disposiciones constructivas, se exigen unos límites máximos y mínimos para la distancia entre agujeros y de los mismos hasta los bordes de los elementos a unir.

- En la dirección de la fuerza que se transmite:
 - $e_1 > 1,2 d_0$ siendo e_1 la distancia al borde de la pieza y d_0 el diámetro del agujero
 - $p_1 > 2,2 d_0$, siendo p_1 la distancia entre dos agujeros consecutivos.
- En la dirección perpendicular a la fuerza que se transmite.
 - $e_2 > 1,2 d_0$, siendo e_2 la distancia al borde de la pieza.
 - $p_2 > 2,2 d_0$, siendo p_2 la distancia entre ejes de dos agujeros consecutivos.

Tabla 4.5: Disposición de los tornillos

Tornillo	Denominación	d0 (mm)	e1 (mm)	e2 (mm)	p1 (mm)	p2 (mm)
1	ISO 4017 M16x65 8.8	18	62	48	142	74
2	ISO 4017 M16x65 8.8	18	62	48	142	74
3	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	142	74
4	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	142	74
5	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	78	74
6	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	78	74
7	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	78	74
8	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	78	74
9	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	138	74

10	ISO 4017 M16x65 8.8	18	-	48	138	74
11	ISO 4017 M16x65 8.8	18	62	48	138	74
12	ISO 4017 M16x65 8.8	18	62	48	138	74

La numeración de los tornillos se hace según la imagen a continuación:

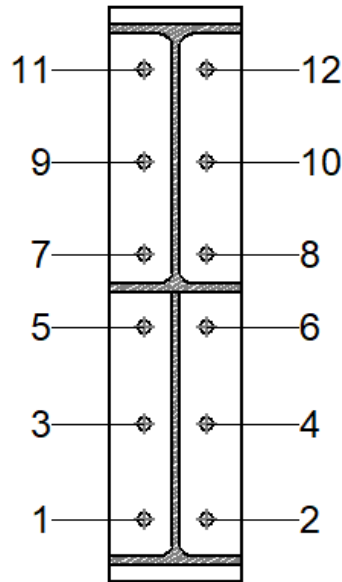


Ilustración 4.19: Numeración de los tornillos.

La resistencia total de la unión se determinará a partir de la resistencia de los tornillos según estén solicitados a cortante, tracción o una combinación de ambas. Se comprobará que el resultante de los esfuerzos distribuidos sobre los tornillos se menor que su resistencia calculada a partir desde resistencia a cortante y tracción.

La resistencia de cálculo a cortante por cada tornillo se obtendrá a partir de la menor de la resistencia a aplastamiento de la chapa o la resistencia a cortante del propio tornillo.

- Resistencia a cortante de la sección transversal del tornillo:

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \quad (4.30)$$

Siendo:

n: número de planos de corte. 1.

f_{ub} : resistencia última del acero del tornillo. Para grado 8.8, 800 MPa.

γ_{M2} : factor parcial de seguridad relativo a la resistencia última del acero. 1,25.

A: área del vástago del tornillo según la tabla 4.4. 157 mm².

$$F_{v,Rd} = 50,24 \text{ kN}$$

- Resistencia a aplastamiento de la placa de testa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (4.31)$$

Siendo:

f_u : resistencia última de la placa. 410 MPa para S275

d: diámetro del vástago del tornillo. 16 mm.

t: menor espesor de las chapas a unir.

α : el menor de los descritos a continuación según la tabla 4.5:

$$\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \quad (4.32)$$

α : $\min (1,15; 2,3; 1,95; 1) = 1$

$$F_{t,Rd} = 166,62 \text{ kN}$$

En cuanto a la resistencia a tracción se pueden producir dos modos de fallo, el primero por rotura a tracción del tornillo y el segundo por punzonamiento de la cabeza del tornillo o la tuerca.

- Resistencia a tracción del vástago del tornillo:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.33)$$

Siendo:

f_{ub} : resistencia última del acero del tornillo. Para grado 8.8, 800 MPa.

A_s : área del vástago del tornillo según la tabla 4.4. 157 mm².

$$F_{t,Rd} = 90,43 \text{ kN}$$

- Resistencia a punzonamiento de la cabeza del tornillo o la tuerca:

$$F_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi t_p f_u d_m}{\gamma_{M2}} \quad (4.34)$$

Siendo:

t_p : espesor de la chapa a unir. 12,7 mm.

d_m : ancho de la cabeza del tornillo. Con tornillos M16, 24 mm.

$$F_{p,Rd} = 188,45 \text{ kN}$$

Una vez obtenida la resistencia de cálculo de los tornillos, se procede a determinar los esfuerzos en cada tornillo. En primer lugar, el esfuerzo cortante aplicado en la unión se distribuye equitativamente entre todos los tornillos.

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{n} \quad (4.35)$$

Siendo n el número de tornillos.

$$F_{v,Ed} = 2,16 \text{ kN}$$

En cuanto a la tracción De los tornillos provocada por el momento flector de la unión, se realiza un equilibrio de momentos desde el ala de la cartela, con lo cual obtenemos la siguiente expresión, obtenida de Owens G. W., Cheal B. D. "Structural steelwork connections" [5]:

$$\begin{aligned} & M_{Ed} - d (N_{Ed} \cos \alpha - V_{Ed} \sin \alpha) \\ &= F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3 + F_4 d_4 + F_5 d_5 + F_6 d_6 \end{aligned} \quad (4.36)$$

Siendo:

- F_i : fuerza a tracción soportada por cada fila de tornillos.
- d_i : distancia de cada fila de tornillos hasta el ala de la cartela.
- d : distancia desde el centro del perfil de la viga hasta el ala de la cartela.
- α : ángulo de pendiente de la cubierta.

La distribución de carga sobre las diferentes filas de tornillos es de manera lineal según la imagen 4.20. Resolviendo el sistema de ecuaciones, obtenemos la carga sobre los tonillos que se resumen en las tablas a 4.6 y 4.7.

Por último, se debe comprobar la interacción producida sobre los tornillos al estar solicitados por esfuerzo cortante y a tracción. Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \leq 1 \quad (4.37)$$

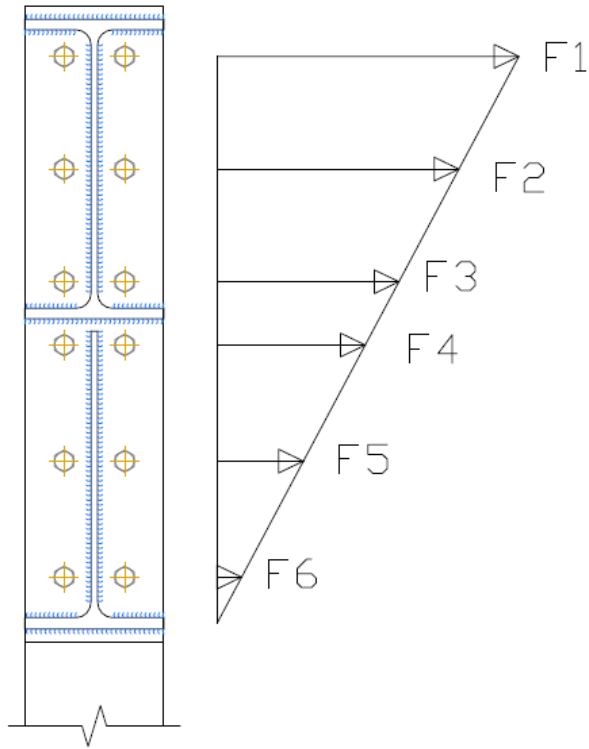


Ilustración 4.20: Distribución de tracciones sobre los tornillos.

Tabla 4.6: Comprobación tornillos a tracción

Tornillos	Tracción			
	Ft,Ed (kN)	Modos de fallo	Ft,Rd (kN)	Aprov (%)
Tornillos 1 y 2	62,84	Punzonamiento	188,45	33,34
		Vástago	90,43	69,48
Tornillos 3 y 4	50,34	Punzonamiento	188,45	26,71
		Vástago	90,43	55,67
Tornillos 5 y 6	37,85	Punzonamiento	188,45	20,08
		Vástago	90,43	41,85
Tornillos 7 y 8	30,81	Punzonamiento	188,45	16,35
		Vástago	90,43	34,07
Tornillos 9 y 10	17,96	Punzonamiento	188,45	9,53
		Vástago	90,43	19,86
Tornillos 11 y 12	5,10	Punzonamiento	188,45	2,71
		Vástago	90,43	5,64

Tabla 4.7: Comprobación de tornillos a cortante

Tornillos	Cortante				Cortante y tracción combinados
	Fv,Ed (kN)	Modo de fallo	Fv,Rd (kN)	Aprov (%)	Aprov (%)
Tornillos 1 y 2	2,17	Sección	50,24	4,31	49,67
		Aplastamiento	166,62	1,30	
Tornillos 3 y 4	2,17	Sección	50,24	4,31	39,81
		Aplastamiento	166,62	1,30	
Tornillos 5 y 6	2,17	Sección	50,24	4,31	29,94
		Aplastamiento	166,62	1,30	
Tornillos 7 y 8	2,17	Sección	50,24	4,31	24,38
		Aplastamiento	166,62	1,30	
Tornillos 9 y 10	2,17	Sección	50,24	4,31	14,23
		Aplastamiento	140,38	1,54	
Tornillos 11 y 12	2,17	Sección	166,62	1,30	4,04
		Aplastamiento	166,62	1,30	

4.2.3 Resistencia de las soldaduras

En cuanto a la resistencia de las soldaduras se deben comprobar según los criterios expuestos en apartado 4.1.4. Comprobación de soldaduras para el nudo soldado en obra. Se tomarán los mismos criterios con la salvedad de que el ente caso la viga está soldada a la placa de testa y no al ala del pilar. Por lo tanto, la soldadura se deberá dimensionar para transmitir una fuerza igual a la resistencia a tracción del ala del pilar, mientras que, la soldadura del alma de la viga se dimensionará para transmitir la mitad de la resistencia plástica a cortante de la viga.

Comprobaciones geométricas					
	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (°)
Soldadura del ala superior	En ángulo	8	170	12,7	78,69
Soldadura del alma	En ángulo	4	305	8	90
Soldadura del ala inferior	En ángulo	6	170	12,7	78,69
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	4	346	8	90
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	6	170	12,7	66,06
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	6	1530	8	90
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	7	170	12,7	77,37

4.3 Cálculo de unión viga – viga soldada

Como primera opción a la hora de materializar la unión entre los dinteles pertenecientes acabado del pórtico, se decide usar una unión soldada in situ. La unión citada, será de tipo rígida y acartelada, con rigidizadores transversales para solventar posibles problemas por abolladura del alma, se puede observar en la ilustración a continuación:

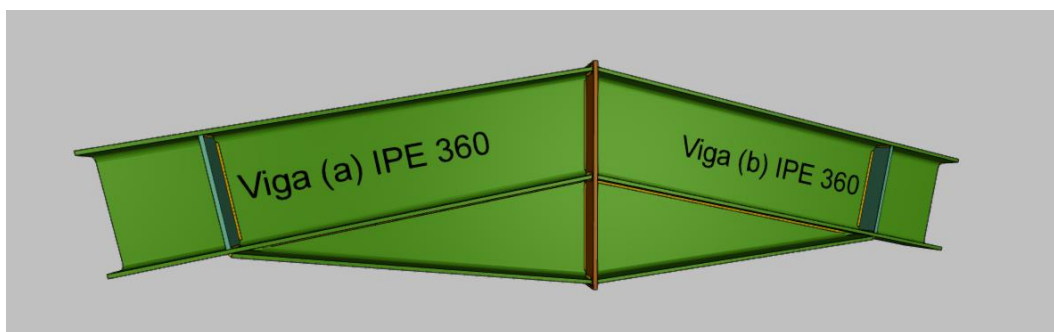


Ilustración 4.21: Unión viga-viga soldada [7].

Todas las soldaduras ejecutadas en la unión serán en ángulo, con lo que deben satisfacer el apartado CTE DB SE-A 8.6.2 [1], sobre soldaduras en ángulo, en el que se imponen un espesor de garganta mínimo de 3 mm y un ángulo entre las piezas a unir comprendido entre 60° y 120°. Las dimensiones de los cordones viene detallados en la tabla a continuación:

Tabla 4.8: Características de las soldaduras de una unión viga-viga soldada.

Comprobaciones geométricas					
	Tipo	a (mm)	l (mm)	t (mm)	Ángulo (°)
Soldadura del ala superior	En ángulo	7	150	10,7	78,69
Soldadura del alma	En ángulo	4	254	7,1	90
Soldadura del ala inferior	En ángulo	5	150	10,7	78,69
Soldadura del alma de la cartela	En ángulo	4	284	7,1	90
Soldadura del ala de la cartela	En ángulo	7	150	10,7	86,64
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	En ángulo	5	1530	7,1	90
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	En ángulo	7	150	10,7	75,33

En cuanto a las comprobaciones a realizar en la unión, solo existe necesidad de verificar la resistencia de las soldaduras, que se realizará según un procedimiento similar al empleado en la unión pilar - viga soldado. Para dimensionar el espesor de garganta necesario en la soldadura de las alas, se necesita conocer la resistencia por unidad de longitud del cordón, viene

definido por la ecuación (4.22), que deberá dimensionar para ser mayor que la resistencia del ala de la viga empleando la ecuación (4.21). El resultado obtenido es un espesor de garganta de 7 mm para unir las alas, como se ha visto en capítulos anteriores, son las encargadas de transmitir el momento flector.

Por otra parte, las soldaduras encargadas de unir el alma son las responsables de transmitir el esfuerzo cortante, y se deben dimensionar para resistir la mitad de la resistencia plástica a cortante de la viga, como ya se ha expuesto en el apartado 4.1.4. Realizando las comprobaciones descritas en el apartado citado se obtiene un espesor mínimo de garganta de 4 mm.

4.4 Unión viga – viga atornillado

Como alternativa a la unión soldada en obra, existe la opción atornillada, en la que en este caso se emplean 6 filas de tornillos ISO4014-M16x65 8.8. y dos placas de testa de 200x755 mm, con espesor de 14 mm. Además, se emplean rigidizadores transversales en los extremos de las cartelas. Todas sus características se pueden observar en la imagen a continuación:

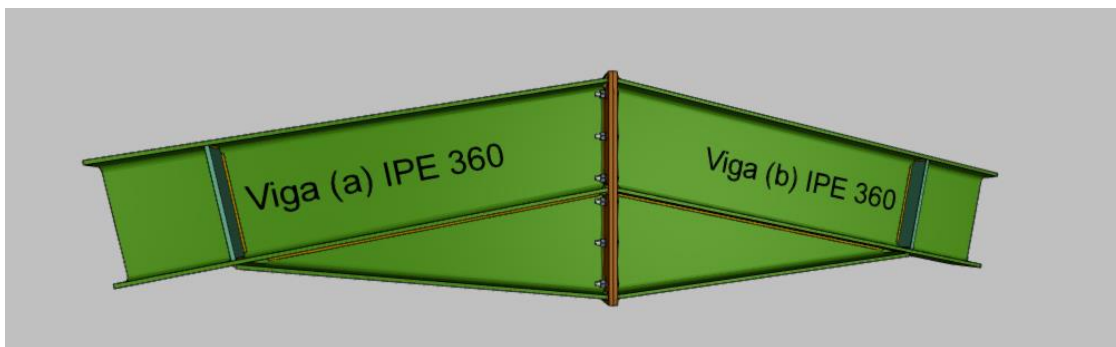


Ilustración 4.22: Unión viga-viga atornillada [7].

Existen varias zonas críticas que pueden condicionar el fallo de la unión, todas ellas se analizarán con detalle en los apartados siguiente. Estos mecanismos de fallos son, fallo de las soldaduras, fallo de los tornillos y fallo por formación de un casquillo en T.

4.4.1 Resistencia del casquillo en T de las placas de testa

En este apartado se determinará la resistencia de los casquillos en T formados entre el alma de las vigas y las placas de testa, todo ello basado en CTE DBSE-A 8.8.3 “Uniones en T atornilladas y a tracción” [1]. Como ya fue expuesto en el apartado 4.2.1, existen tres modos de fallo del casquillo, los cuales son: fallo de los tornillos, formación de dos rótulas plásticas y rotura de los tornillos a tracción y aparición de una rótula de manera simultánea. Las separaciones entre las filas de tornillos utilizadas para calcular los casquillos en T se detallan a continuación:

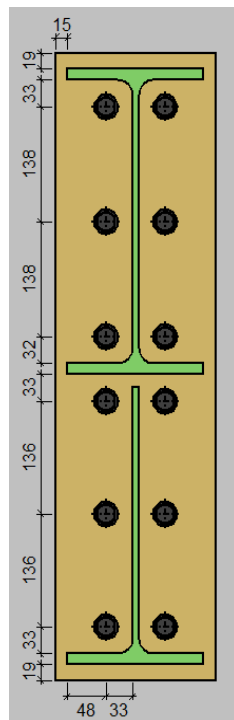


Ilustración 4.23: Distancias entre las filas de los tornillos de la unión [7].

La resistencia del casquillo en T equivalente será la menor de las obtenidas para cada mecanismo de fallo para la primera fila de tornillos:

- Modo 1 (formación de dos rótulas plásticas): $F_{t1,Rd} = 322,54 \text{ kN}$
- Modo 2 (rotura a tracción de los tornillos y formación de rótulas): $F_{t2,Rd} = 191,74 \text{ kN}$
- Modo 3 (rotura por tracción de los tornillos): $F_{t3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$

Para el resto de filas de tornillos obtenemos los valores:

- Modo 1 (formación de dos rótulas plásticas): $F_{t1,Rd} = 322,54 \text{ kN}$

- Modo 2 (rotura a tracción de los tornillos y formación de rótulas):
 $F_{t2,Rd} = 177,66 \text{ kN}$
- Modo 3 (rotura por tracción de los tornillos): $F_{t3,Rd} = 180,86 \text{ kN}$

Por lo tanto, la resistencia vendrá dada según la resistencia del modo 3 con $F_{t,Rd} = 180,86 \text{ kN}$ para la primera fila de tornillos y con el modo 2 para el resto de filas con $F_{t,Rd} = 177,66$. El momento resistente de la unión se calculará según la expresión (4.29), como el sumatorio de la resistencia del casquillo equivalente de cada fila de tornillo multiplicado por su distancia. Como resultado obtenemos $M_{j,Rd} = 376,49 \text{ kNm}$.

El momento aplicado en la unión tiene como valor $M_{j,Ed} = 44,5 \text{ kNm}$, se debe satisfacer la condición descrita por la ecuación a continuación:

$$M_{j,Rd} \geq M_{j,Ed} \quad (4.38)$$

La condición se cumple, por lo tanto, la unión resistirá el momento aplicado ante el fallo del casquillo en T equivalente.

4.4.2 Resistencia de los tornillos

En la unión se usarán seis filas de tornillos ISO 4017 M16x65 8.8, con un total de 12 pernos. Lo relativo a la resistencia de los tornillos se basará en el CTE DBSE-A 8.5 “Resistencia de los medios de unión. Uniones atornilladas” [1]. En dicho apartado se dictan una serie de disposiciones geométricas ya expuestas en el apartado 4.2.2 del presente documento, que se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.9: Disposiciones geométricas de los tornillos de la unión.

Tornillo	Denominación	d0 (mm)	e1 (mm)	e2 (mm)	p1 (mm)	p2 (mm)
1	ISO 4017 M16x65 8.8	18	65	63	136	74
2	ISO 4017 M16x65 8.8	18	65	63	136	74
3	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	136	74
4	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	136	74
5	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	78	74
6	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	78	74
7	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	78	74

8	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	78	74
9	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	138	74
10	ISO 4017 M16x50 8.8	18	-	63	138	74
11	ISO 4017 M16x50 8.8	18	65	63	138	74
12	ISO 4017 M16x65 8.8	18	65	63	138	74

En cuanto a la resistencia se calculará para sus diferentes modos de fallo, según los descrito en el apartado 4.2.2. Para la resistencia a cortante de la sección del tornillo y la resistencia a aplastamiento de las chapas se usarán las expresiones (4.30) y (4.31) respectivamente. Para el fallo por tracción se usarán las ecuaciones (4.33) y (4.34), para la rotura a tracción del tornillo y por punzonamiento de la chapa respectivamente.

La distribución de fuerza sobre los tornillos se realizará según lo descrito en el apartado 4.2.2, asumiendo una distribución uniforme de las fuerzas de cortante entre todos los tornillos y un reparto lineal de las fuerzas a tracción con respecto a su separación del eje de giro. Realizando un equilibrio de fuerzas y momentos en el nudo según la ecuación 4.36, resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene el valor de carga para cada fila de tornillos, que se detallan en la tabla siguiente.

Tabla 4.10: Comprobación de tornillos a tracción

Tornillos	Tracción			
	Ft,Ed (kN)	Modos de fallo	Ft,Rd (kN)	Aprov (%)
Tornillos 1 y 2	18,32	Punzonamiento	188,45	9,72
		Vástago	90,43	20,26
Tornillos 3 y 4	14,88	Punzonamiento	188,45	7,89
		Vástago	90,43	16,45
Tornillos 5 y 6	11,43	Punzonamiento	188,45	6,07
		Vástago	90,43	12,64
Tornillos 7 y 8	9,05	Punzonamiento	188,45	4,80
		Vástago	90,43	10,01
Tornillos 9 y 10	5,51	Punzonamiento	188,45	2,92
		Vástago	90,43	6,09
Tornillos 11 y 12	1,96	Punzonamiento	188,45	1,04
		Vástago	90,43	2,17

Tabla 4.11: Comprobación de los tornillos a cortante.

Tornillos	Cortante				Cortante y tracción combinados
	Fv,Ed (kN)	Modos de fallo	Fv,Rd (kN)	Aprov (%)	Aprov (%)
Tornillos 1 y 2	2,58	Sección	50,24	5,14	14,52
		Aplastamiento	163,22	1,58	
Tornillos 3 y 4	2,58	Sección	50,24	5,14	11,80
		Aplastamiento	163,22	1,58	
Tornillos 5 y 6	2,58	Sección	50,24	5,14	9,08
		Aplastamiento	163,22	1,58	
Tornillos 7 y 8	2,58	Sección	50,24	5,14	7,20
		Aplastamiento	163,22	1,58	
Tornillos 9 y 10	2,58	Sección	50,24	5,14	4,40
		Aplastamiento	163,22	1,58	
Tornillos 11 y 12	2,58	Sección	50,24	5,14	1,60
		Aplastamiento	163,22	1,58	

4.4.3 Resistencia de las soldaduras

Sobre las soldaduras se deberán dimensionar los cordones que unen las vigas a las placas de testa. Dicho procedimiento es similar al descrito en el apartado 4.3 para las uniones soldadas en obra, y por lo tanto los espesores de garganta tendrán los mismos valores que vienen descritos en la tabla 4.8.

4.5 Unión pilar - zapata atornillada

El tercer y último tipo de unión analizado en este documento será la formada entre la base del pilar y las zapatas que forman parte de la cimentación. Como ya se ha citado anteriormente los apoyos del pórtico serán empotrados, con lo cual, tendremos una unión rígida entre dichos elementos. El procedimiento empleado para la variante atornillada será de unir el Pilar a la placa en clase mediante soldadura en taller, con registradores si fuera necesario, y posteriormente fijar la placa atornillándola a los anclajes que estarán previamente embebidos en el hormigón de la zapata. Se puede observar a continuación un detalle de la unión.

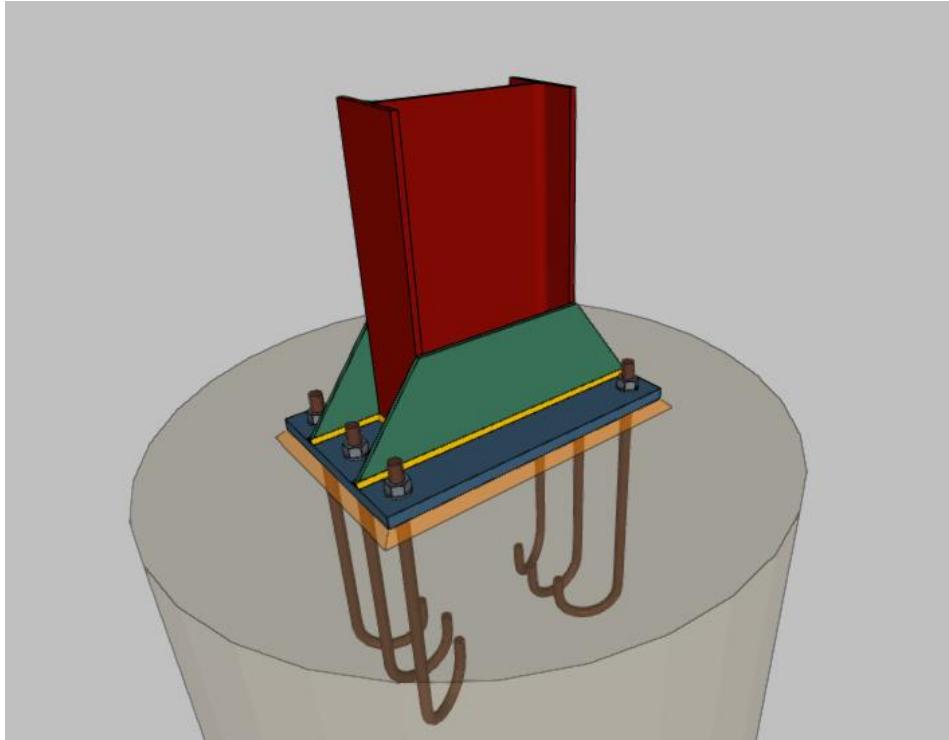


Ilustración 4.24: Unión pilar - zapata atornillada [7].

4.5.1 Cálculo del área portante

La placa de anclaje empleada tiene de dimensiones 650x400 mm, con espesor de 25 mm. Como primera alternativa se prescindirá del uso de rigidizadores, aunque posteriormente se verá que son necesarios para cumplir con los criterios de resistencia. Las zapatas empleadas serán de dimensiones 1500x1200 mm con 1000 mm de profundidad, usando hormigón HA-25, con resistencia característica de 25 MPa.

El primer paso es determinar el área portante de la placa de anclaje, que se obtiene con la ecuación a continuación:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}} \quad (4.39)$$

Siendo:

t: espesor de la placa de anclaje. 25mm.

f_y : límite elástico del acero de la placa. 275 MPa.

f_{jd} : resistencia a compresión del hormigón. Calculado según:

$$f_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} \quad (4.40)$$

Siendo:

β_j : coeficiente con valor igual a 2/3.

f_{ck} : resistencia del hormigón de la zapata disminuida por el coeficiente de seguridad. 23,8 MPa.

k_j : valor obtenido según la expresión siguiente:

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{a b}} \quad (4.41)$$

Siendo:

a, b: dimensiones de la placa de anclaje. 650 mm y 400 mm respectivamente

a_1 : el menor valor de los siguientes:

$$a_1 < a + 2 a_r = 650 \text{ mm}$$

$$a_1 < 5 a = 3250 \text{ mm}$$

$$a_1 < a + h = 1650 \text{ mm}$$

$$a_1 < 5 b_1 = 6000 \text{ mm}$$

b_1 : el menor de las siguientes:

$$b_1 < b + 2 b_r = 650 \text{ mm}$$

$$b_1 < 5 b = 3250 \text{ mm}$$

$$b_1 < b + h = 1650 \text{ mm}$$

$$b_1 < 5 a_1 = 6000 \text{ mm}$$

A partir de dichas ecuaciones obtenemos los valores de la resistencia a compresión del hormigón y el valor del área portante de la placa:

$$f_{jd} = 28,87 \text{ MPa}$$

$$c = 43,48 \text{ mm}$$

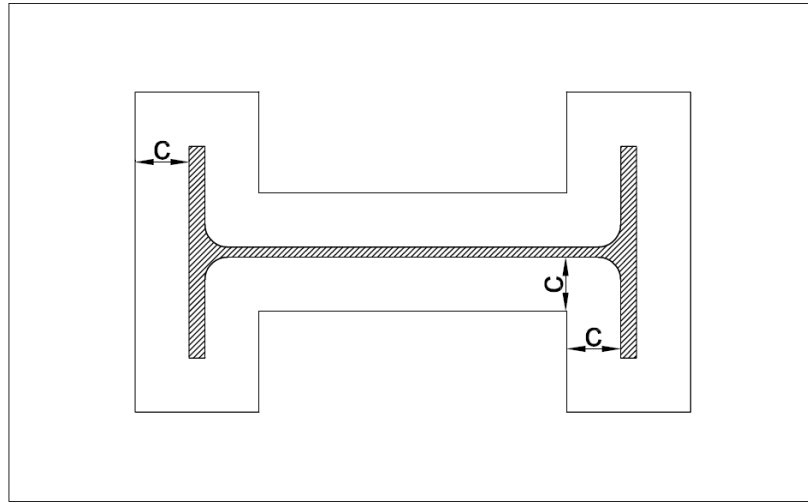


Ilustración 4.25: Detalle del área portante de la placa de anclaje.

4.5.2 Comprobación de la planta de la placa de anclaje

Una vez obtenida la superficie portante, se comprobarán las dimensiones en planta de la placa de anclaje. Para obtener los esfuerzos de tracción sobre las armaduras y la superficie de hormigón sometida a compresión se requiere plantear las siguientes ecuaciones de equilibrio, tomando las dimensiones de la figura 4.26. Ecuaciones extraídas de Monfort Leonart J., Pardo Ros J.L., Guardiola Villora A. “Problemas de estructuras adaptados al código técnico” [6].

$$\sum F = 0 \Rightarrow N_{Ed} + Z - x \cdot b' \cdot f_{jd} \quad (4.42)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow \quad (4.43)$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g \right) - x \cdot b' \cdot f_{jd} \cdot \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + - \frac{x}{2} \right) = 0$$

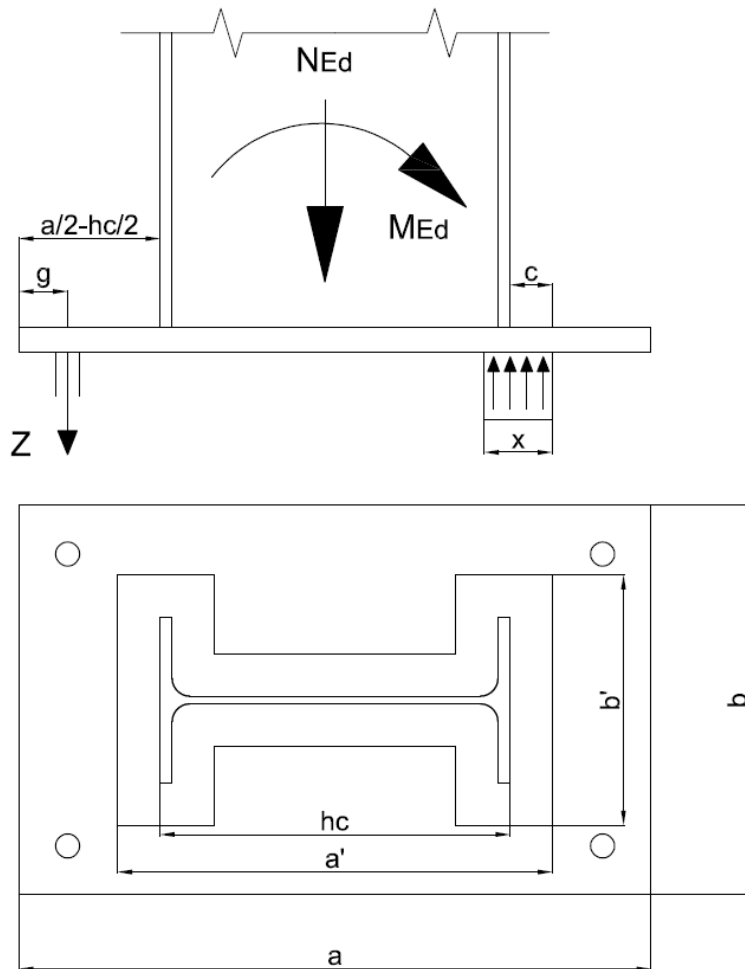


Ilustración 4.26: Equilibrio en la placa de anclaje.

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene el valor del esfuerzo a tracción de las armaduras y la anchura de la zona de compresiones aplicadas sobre el hormigón. Se debe cumplir que x sea menor de la suma de el espesor del ala del pilar más dos veces el parámetro c , para hacer válidas las dimensiones de la chapa.

$$Z = 496,91 \text{ kN}$$

$$x = 69,55 \text{ mm} < (2 \cdot 43,48 + 12,7) = 99,7 \text{ mm}$$

4.5.3 Comprobación del espesor de la placa de anclaje

Una vez comprobado las dimensiones en planta, cabe esperar comprobar su espesor. Para ello se calculará el momento existente en la placa tanto en la zona comprimida, nombrada a partir de ahora con el subíndice 1, como en la zona traccionada, la cual se designará bajo el subíndice 2.

$$M_{1,Ed} = b' \cdot f_{jd} \cdot c \cdot \frac{c}{2} \quad (4.44)$$

$$M_{2,Ed} = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_c}{2} - g \right) \quad (4.45)$$

Una vez calculados los momentos existentes, se debe cumplir la siguiente inecuación para validar el espesor de la placa:

$$\max \{M_{1,Ed}, M_{2,Ed}\} < M_{p,Rd} = \frac{t^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} \quad (4.46)$$

$$\max \{7,01; 47,21\} \text{ kN/m} > 40,92 \text{ kN/m}$$

No se cumple la condición de la ecuación 4.46, por lo tanto, el espesor de la placa de anclaje es insuficiente para resistir los esfuerzos aplicados sobre la misma. Llegados a este punto existen dos alternativas, la primera, aumentar el espesor de la placa y la segunda, consiste en emplear rigidizadores. Esta última alternativa será la elegida para las comprobaciones siguientes. Los rigidizadores elegidos serán de 10 mm de espesor y dimensiones 650x200 mm. Los valores calculados de las tracciones sobre las armaduras no serán válidos en el caso rigidizado, por lo tanto, se deberán recalculan con las nuevas consideraciones. Por otra parte, los valores de a_1 y b_1 se mantienen invariantes, por lo tanto, c y f_{jd} serán los ya calculados.

4.5.4 Comprobación de la placa rigidizada

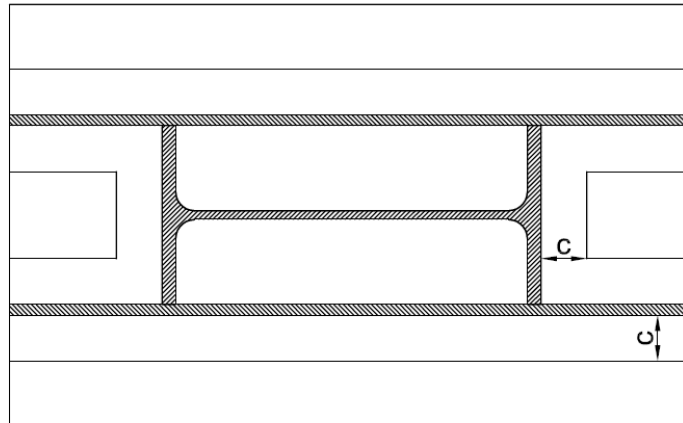


Ilustración 4.27: Área portante de la placa sin rigidizar.

Para obtener el esfuerzo de tracción de las armaduras, y la superficie del hormigón, se plantean las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos en la placa, de la misma forma que para el caso sin rigidizar.

$$\sum F = 0 \Rightarrow N_{Ed} + Z - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} \quad (4.47)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow$$

$$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{a}{2} - g \right) - 2 \cdot x \cdot d \cdot f_{jd} \cdot \left(a - g - \frac{x}{2} \right) = 0 \quad (4.48)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones obtenemos los valores de Z y x, siendo esta última menor que la distancia entre el ala del pilar y el final de la placa menos el valor de c:

$$Z = 425,69 \text{ kN}$$

$$x = 76,05 \text{ mm} < (145 - 43,48) = 101,52 \text{ mm}$$

A continuación, se debe comprobar la rigidez de la placa para validar las dimensiones de los rigidizadores y el espesor de la chapa. Para ello se calculan los momentos aplicados en las zonas de tracción y compresión según las siguientes expresiones:

$$M_{1,Ed} = 2 \cdot (2 \cdot c + t_p) \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \left(L - \frac{x}{2} \right) \quad (4.49)$$

$$M_{2,Ed} = Z \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_c}{2} - g \right) \quad (4.50)$$

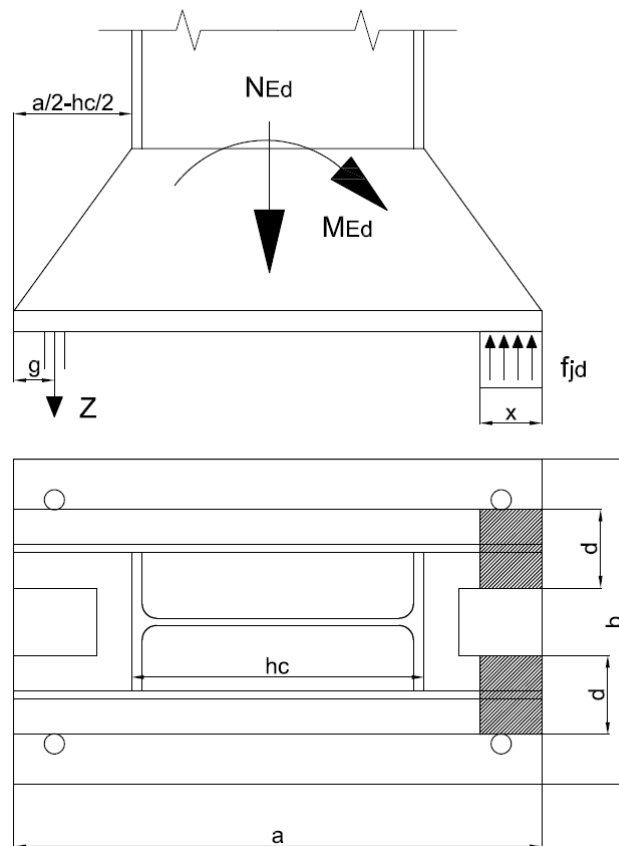


Ilustración 4.28: Dimensiones de la placa rigidizada.

Las propiedades geométricas de la sección transversal de la placa son:

- Altura del centro de masas: $z_{cdg} = 44,64$ mm.
- Momento de inercia de la sección: $I_z = 4260,42$ cm⁴.

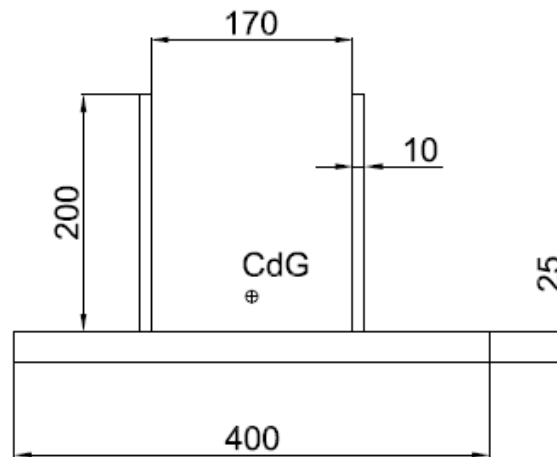


Ilustración 4.29: Centro de masas de la placa y los rigidizadores.

$$\sigma = \frac{\max \{M_{1,Ed}, M_{2,Ed}\}}{I_Z} \quad (4.51)$$

Obtenemos una tensión normal máxima debido al momento flector, $\sigma = 191,7$ MPa, que deberá ser menor del límite elástico del acero que constituye la placa, $f_y = 275$ MPa. Por lo tanto, la placa rigidizada cumple con las condiciones sobre los esfuerzos a los que está solicitada. Por último, se comprobará la resistencia de las armaduras, se realizará según lo impuesto en la Instrucción de Hormigón Estructura (EHE-08), Artículo 69.5 “Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras” [3].

4.5.5 Comprobación de las armaduras traccionadas

Las armaduras más solicitadas serán las que componen la zona traccionada, en consecuencia, serán las únicas que sea necesario comprobar. Las armaduras traccionadas estarán solicitadas con un axil de valor $Z = 425,69$ kN.

Para el anclaje se eligen 6 armaduras simétricas, de $\varnothing 25$ mm, en acero B400S. En primer lugar, el área de las armaduras traccionadas deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_s \cdot f_{yd} \geq Z \quad (4.52)$$

Siendo:

A_s : área transversal de las armaduras traccionadas. 1472,62 mm².

f_{yd} : límite elástico del acero de las armaduras. 400 MPa.

Z : esfuerzo de tracción sobre las armaduras. 425,69 kN.

La inecuación queda: 512,22 kN > 425,69 kN, por lo tanto, se valida el uso de armaduras 6xØ25 mm, en acero B400S.

En el caso de que existan fuerzas cortantes, la resistencia de la unión se calculará cómo la suma de la resistencia a cortante de las armaduras más la resistencia por rozamiento entre en la placa y la zapata. Como ya se ha visto en otros capítulos, es esfuerzo cortante se reparte homogéneamente entre los diferentes pernos de anclaje, y se calculará según la expresión siguiente:

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.53)$$

Mientras que la resistencia por rozamiento viene dada por:

$$F_{t,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Sd} \quad (4.54)$$

Siendo:

$C_{f,d}$: coeficiente de rozamiento entre la placa base y el hormigón. 0,30 para mortero de nivelación.

$N_{c,Sd}$: fuerza de compresión transmitida por el pilar. 19 kN.

Por consiguiente, la resistencia por cortante de la unión pilar-zapata vendrá dada por la expresión a continuación, que deberá ser menor que el cortante aplicado en el nudo, siendo n el número de pernos de la placa base.

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n \cdot F_{vb,Rd} \quad (4.55)$$

Obtenemos una resistencia por cortante de valor, $F_{v,Rd} = 524,06 \text{ kN} > F_{v,Ed}$, en consecuencia, la unión resiste las sollicitaciones de esfuerzo cortante.

Por otra parte, las armaduras empleadas deberán tener la longitud necesaria para satisfacer la condición de adherencia al hormigón de la zapata, para poder transmitir los esfuerzos a los que están solicitadas. La longitud básica viene dada por:

$$L_b = m \cdot \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \varnothing \quad (4.56)$$

Siendo:

\varnothing : diámetro de la armadura. 25 mm.

f_{yk} : límite elástico garantizado del acero. 400 MPa.

m : coeficiente establecido por la EHE-08, cuyos valores dependen del acero y el hormigón empleados. Se detallan en la tabla 4.12.

Tabla 4.12: Valor del coeficiente m . Tabla 69.5.1.2.a EHE-08 [3]

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	m	
	B 400 S B 400 SD	B 500 S B 500 SD
25	1,2	1,5
30	1,0	1,3
35	0,9	1,2
40	0,8	1,1
45	0,7	1,0
≥ 50	0,7	1,0

La longitud básica obtenida: $L_b = 750 \text{ mm} > 500 \text{ mm}$. Será necesario disponer como mínimo de una longitud igual a la longitud neta, que se calcula a partir de la longitud básica:

$$L_{b,net} = L_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}} \geq L_{b,min} \quad (4.57)$$

Siendo:

$A_{s,real}$: Área transversal total de las armaduras traccionadas. 1472,62 mm².

A_s : Área necesaria por cálculo en sección a partir de la cual se ancla la armadura. 1223,85 mm².

β : coeficiente que depende de la forma del extremo de la armadura, según la tabla continuación.

Tabla 4.13: Valores de β según el tipo de prolongación.

Valores de β		
Tipo de anclaje	Tracción	Compresión
Prolongación recta	1	1
Patilla, gancho y gancho en U	0,7	1
Barra transversal soldada	0,7	0,7

$L_{b,min}$: tomará el valor del mayor de las siguientes:

- $10 \cdot \varnothing = 250$ mm
- 150 mm
- $1/3 \cdot L_b = 250$ mm

Se obtiene un valor de $L_{b,neta} = 436,31$ mm $>$ $L_{b,min} = 250$ mm. Por consiguiente, se cumple la condición y se adopta una longitud de armaduras de 450 mm.

4.6 Unión pilar – zapata soldada

Como alternativa al uso de anclaje roscados y su fijación mediante una tuerca, existe la posibilidad de disponer los anclajes soldados a la placa, para posteriormente fijar el pilar a la placa de anclaje mediante soldadura en obra. Este proceso conlleva diferentes inconvenientes según lo ya comentado en capítulos anteriores acerca de las desventajas de materializar las uniones soldadas in situ. Un ejemplo de este tipo de unión se puede observar en la imagen a continuación.

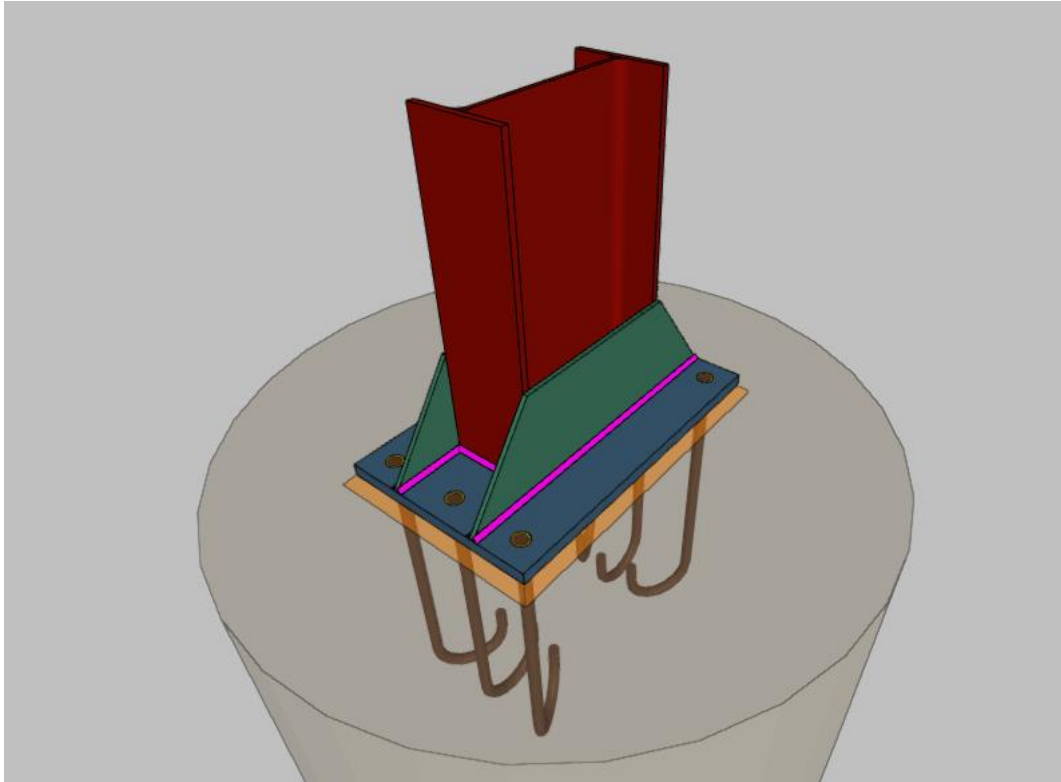


Ilustración 4.30: Unión pilar-zapata soldada en obra [7].

En cuanto a la resistencia de la unión, el proceso de cálculo será similar al descrito en el apartado 4.5 de este documento, siguiendo lo impuesto en el artículo 69.5 “Criterios específicos para el anclaje y empalme de las armaduras”, de la Instrucción de hormigón estructural (EHE-08) [3] y en el Código técnico de la edificación (CTE DBSE-A), apartado 8.8.1 “Basas de soportes” [1].

5. Conclusiones y líneas futuras.

Respondiendo a los objetivos planteados en su apartado correspondiente, se han obtenido las conclusiones citadas a continuación. Por otra parte, se describirán potenciales líneas futuras acerca de la continuación del presente trabajo.

5.1 Conclusiones

A lo largo del documento se han analizado los tipos de uniones según su rigidez, en esta clasificación se distinguen la uniones articuladas y rígidas, siendo estas últimas más adecuadas para pórticos planos empleados, por ejemplo, en naves industriales, por conseguir un cierto efecto de arriostramiento ante cargas horizontales, con el inconveniente producido por la transmisión de momentos flectores de las vigas los pilares, efecto que no tiene lugar empleando nudos articulados.

El segundo objetivo propuesto hace referencia a los tipos de unión según su modo de ejecución, pueden ser uniones soldadas en obra o atornilladas. Se han analizado las ventajas y desventajas de las dos alternativas, atendiendo a factores económicos, de calidad y seguridad. Como ya se ha comentado en capítulos anteriores, las uniones soldadas tendrán menor coste de ejecución, puesto que necesitan menos elementos que las atornilladas, como son placas de testa, cubrejuntas o los propios tornillos, y necesitaran menor mano de obra para preparar e instalar los elementos que conforman la unión. Por otra parte, respecto del tiempo de ejecución en obra, la variante atornillada requerirá menos tiempo debido a que no será necesario realizar soldaduras en obra, ni será necesario proteger las superficies de los elementos instalados como sucede en las soldadas in situ.

En cuanto a los condicionantes en seguridad y calidad, para las uniones atornilladas, todas las soldaduras se realizarán en taller, por lo tanto, se podrán inspeccionar para garantizar su buena ejecución, usando métodos no destructivos como rayos X, ultrasonidos o líquidos penetrantes. En cuanto a soldadas en obra, no se podrá garantizar la calidad de la soldadura con los métodos citados, además, debido a realizar las uniones en lugar poco accesibles y en posiciones desfavorables, se tendrá poco control sobre el

proceso, por consecuencia podrán aparecer deformaciones excesivas, acumulación de tensiones o posibles defectos en la soldadura.

Atendiendo al tercer y cuarto objetivo, se han dimensionado las uniones de un pórtico estándar de nave industrial con dos variantes, atornillada y soldada en obra. Se han mostrado los problemas derivados del uso de nudos rígidos, como son la posible aparición de pandeos localizados y abolladuras. Como ya se ha expuesto en capítulos anteriores, la solución pasa por usar emplear rigidizadores transversales en las zonas susceptibles de fallo por los modos comentados. En la unión pilar – viga, destacan las zonas traccionadas y comprimidas del pilar por ser las más críticas por fallo por fluencia del alma y por abolladura del alma respectivamente. Por lo tanto, se debe reforzar la zona mediante rigidizadores para evitar dichos problemas. Por otra parte, el cortante existente en el nudo también puede provocar efectos de abolladura del alma, cuya solución es reforzar el alma con una chapa soldada o usando rigidizadores diagonales. Todas estas soluciones son ampliamente usadas tanto para uniones soldadas en obra como atornilladas, aunque todos los rigidizadores será preferible instalarlos y soldarlos en taller para evitar las dificultades mencionadas en capítulos anteriores.

A la vista de las conclusiones descritas, se consideran todos los objetivos planteados en el capítulo 2 cumplidos. Dichos objetivos son: analizar los tipos de uniones según su rigidez, estudiar los tipos de uniones según su modo de ejecución, mostrar un ejemplo de cálculo de las uniones de un pórtico de nave industrial estándar y comprender los problemas derivados del uso de nudos rígidos y como solucionarlos.

En cuanto a las competencias transversales, se ha conseguido un progreso en la capacidad de redacción y síntesis, así como una mejorar en el manejo de documentación y normativa técnica. También se ha conseguido un desarrollo de la expresión oral y escrita.

5.2 Consideraciones adicionales

Respecto a la elaboración de este TFG, en su totalidad se ha realizado empleando software, no se han utilizado ningún tipo de material realizando ensayos ni experimentos, por lo cual el impacto sobre el medio ambiente ha sido nulo en todo momento.

Por otra parte, el impacto económico ha sido inexistente puesto que las licencias del software técnico empleado (Cype3D y AutoCAD) son las proporcionadas por la Universidad de Valladolid puestas a disposición de los alumnos. En cuanto a las horas invertidas, en la realización de los cálculos, el aprendizaje de los programas y desarrollo de la memoria, han sido alrededor de 300 horas. El sueldo medio de un ingeniero puede ser en torno a 11 €/h, por lo tanto, el coste en tiempo se estima en 3300 €.

5.3 Líneas futuras

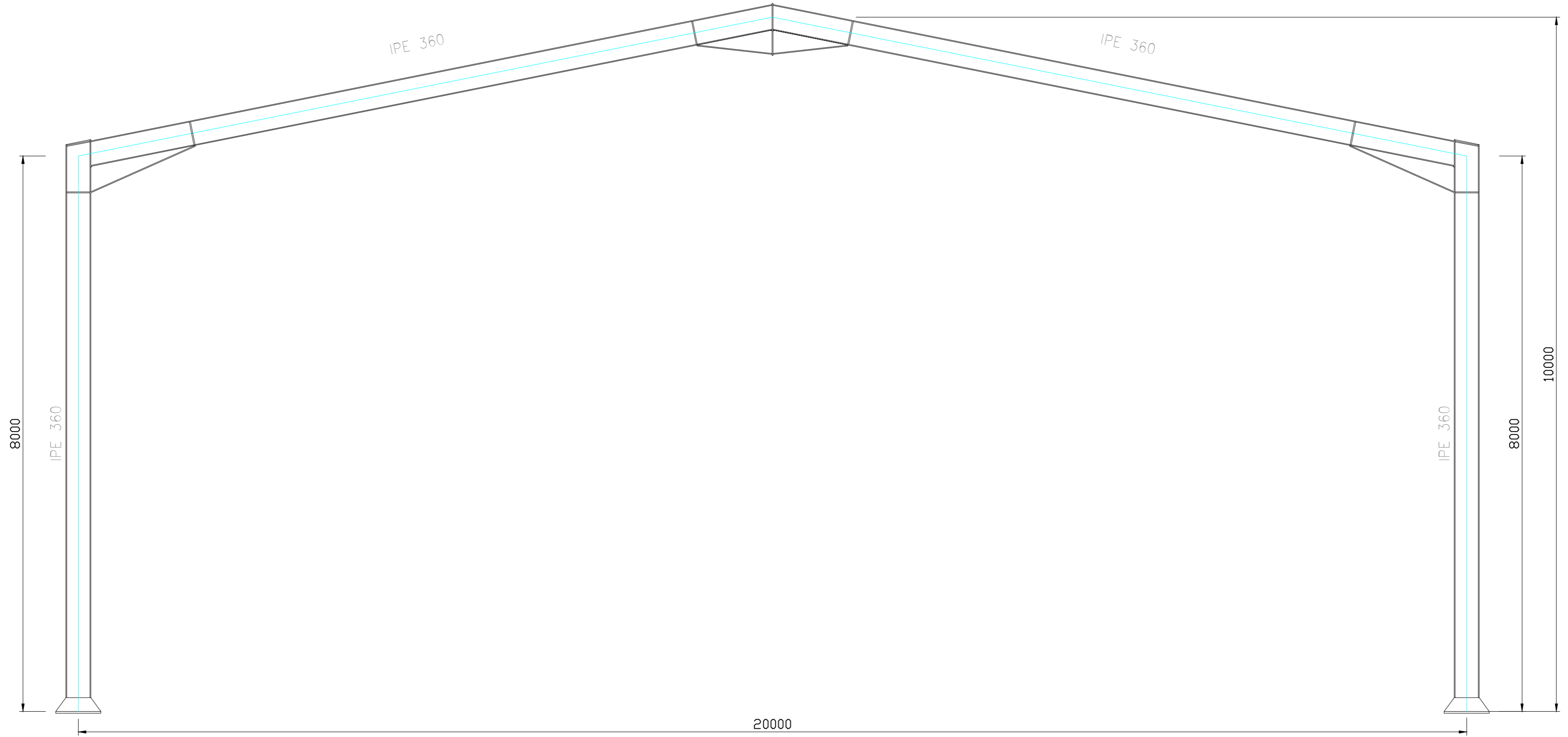
El cálculo de uniones en estructura metálica según la normativa vigente, como son el Código Técnico de la Edificación (CTE) y la Instrucción de Acero Estructura (EAE), se basa en un elevado número de condiciones que tienen que satisfacer las uniones. Se calcula mediante ecuaciones impuestas por estas normas, que en algunas ocasiones es difícil averiguar la procedencia y comprender la naturaleza física de las ecuaciones.

Por lo tanto, se propone como posible continuación del presente trabajo, un cálculo de las uniones mediante software de elementos finitos (MEF), en dicho análisis se podrá apreciar las zonas críticas de la unión, donde puedan existir concentración de tensiones y sea necesario reforzar. Una vez dispuestos los rigidizadores y cartelas, se volverá a comprobar si solventan el problema hallado anteriormente.

Referencias

- [1] Ministerio de vivienda. “Código Técnico de la Edificación. Documento Básico, Seguridad estructural – Acero”. Marzo 2006.
- [2] Ministerio de fomento. “Instrucción de acero estructural (EAE)”. 2ª edición. Febrero 2012.
- [3] Ministerio de fomento. “Instrucción de hormigón estructural (EHE-08)”. 5ª edición. 2011.
- [4] Instituto técnico de la estructura de acero. “Guía de diseño para edificios con estructura de acero”. Tomo 13: Diseño de uniones.
- [5] Owens G. W., Cheal B. D. “Structural steelwork connections”. Butterworth & Co. 1ª edición. 1989.
- [6] Monfort Lleonart J., Pardo Ros J.L., Guardiola Villora A. “Problemas de estructuras adaptados al código técnico”. Universidad Politécnica de Valencia. Departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras.
- [7] CYPE, «CYPE Ingenieros, S.A.», junio 2021. [Accesible en <http://www.cype.es/>]

Anexo I: Planos de los pórticos y detalle de las uniones.

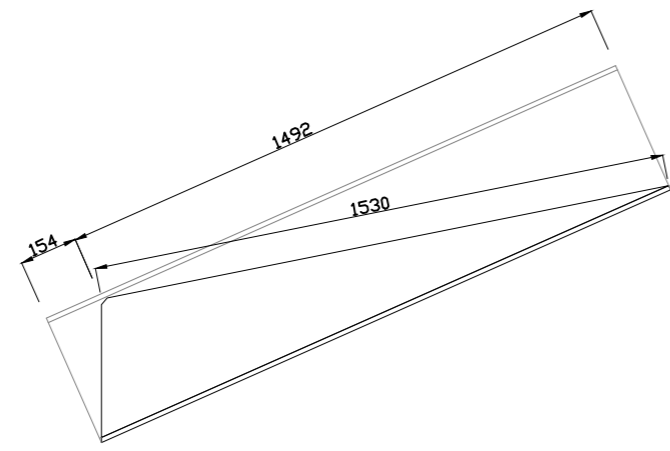


	Nombre	Universidad de Valladolid
Dibujo	Guillermo Andrés Iglesias	
Escala 1:50	Pórtico soldado	Número de plano: 1

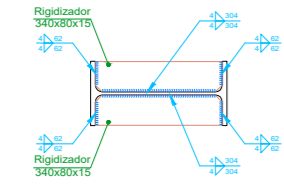
CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

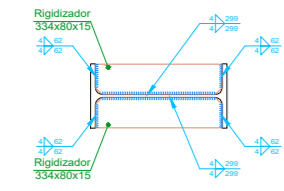
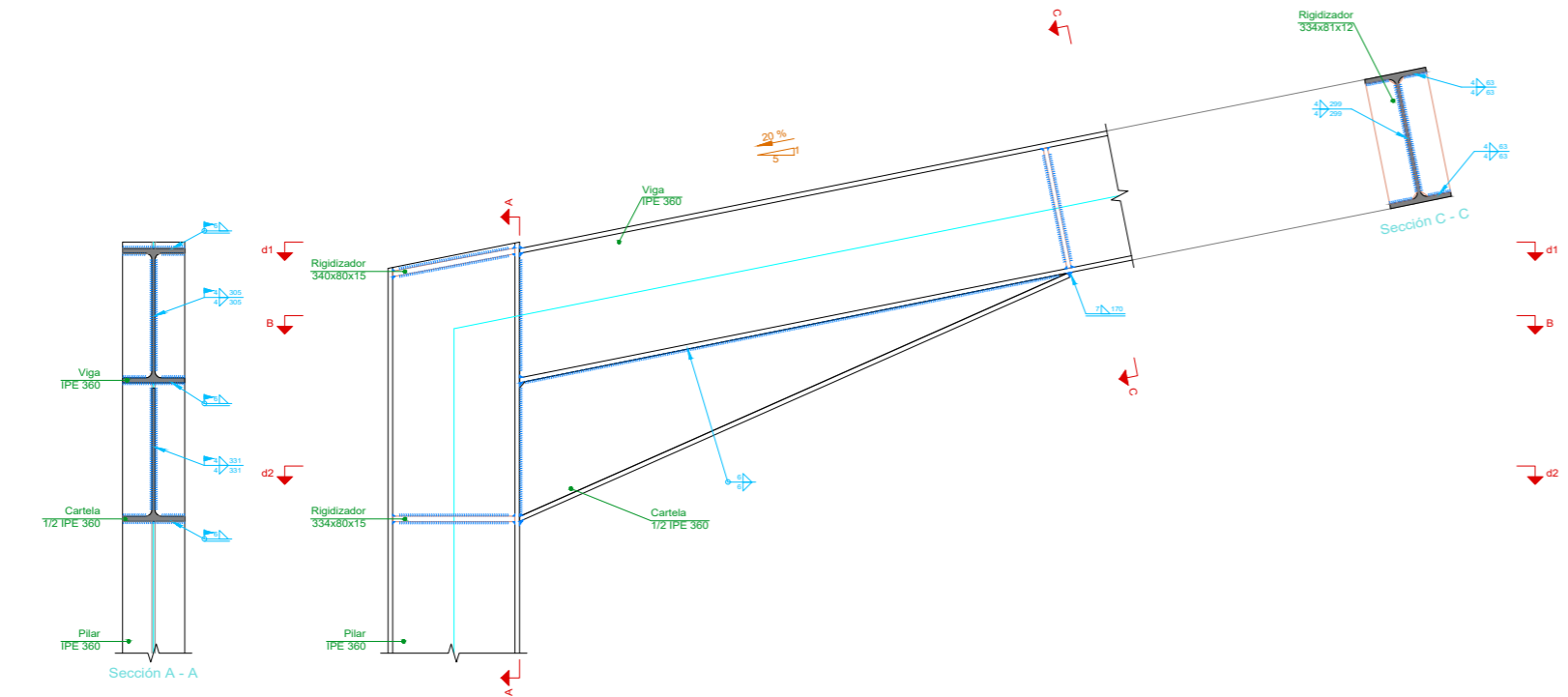
Escala: 1:20



Detalle de la cartela (1/2 IPE 360)

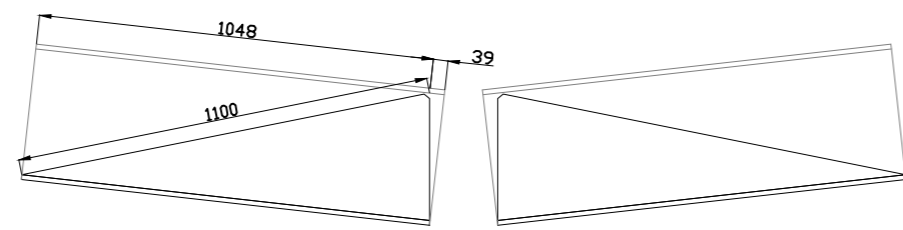


d1. Detalle de soldaduras: rigidizadores a Pilar IPE 360



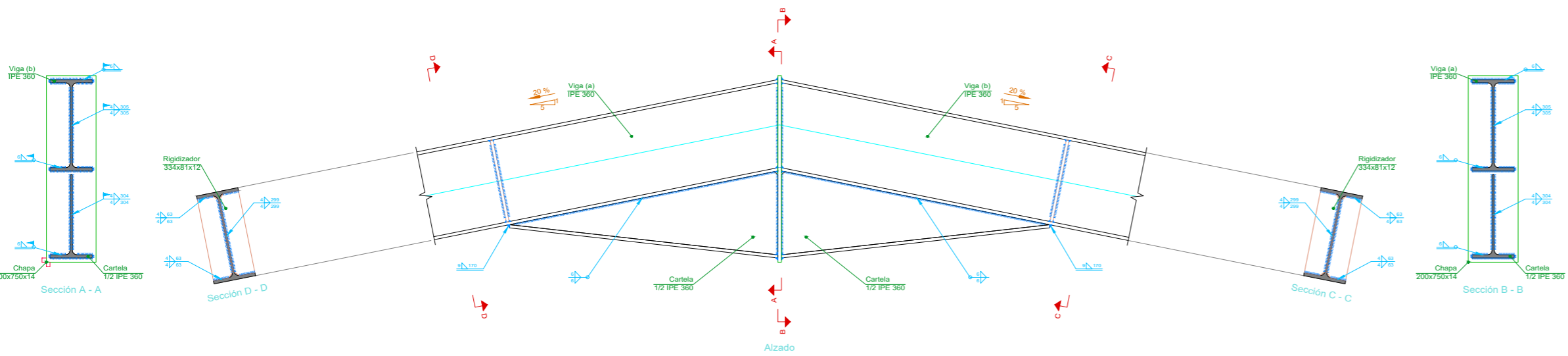
d2. Detalle de soldaduras: rigidizadores a Pilar IPE 360

Escala: 1:20

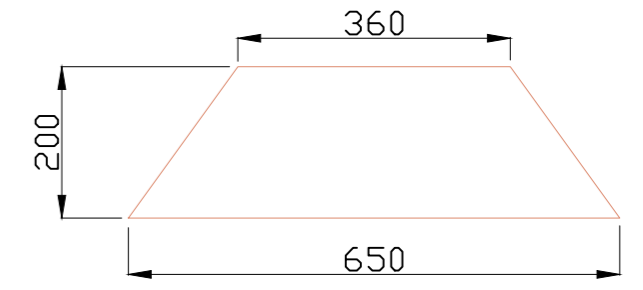


Viga (a): detalle de la cartela (1/2 IPE 360)

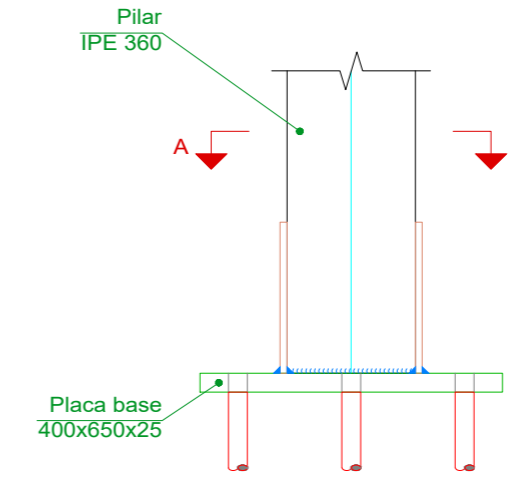
Viga (b): detalle de la cartela (1/2 IPE 360)



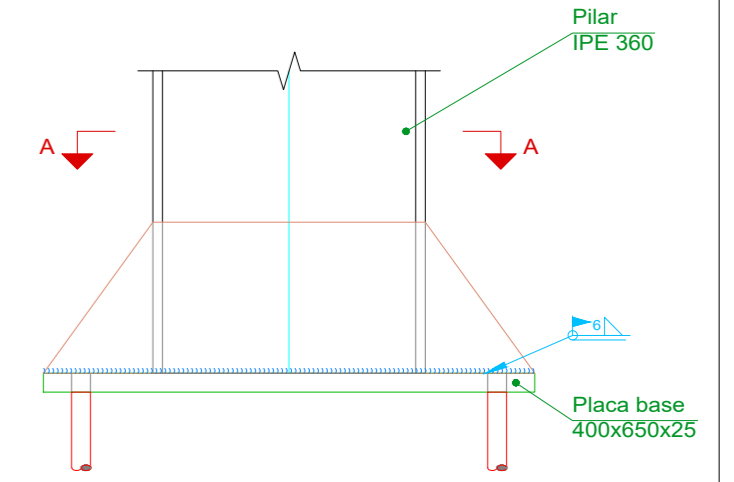
Escala: 1:10



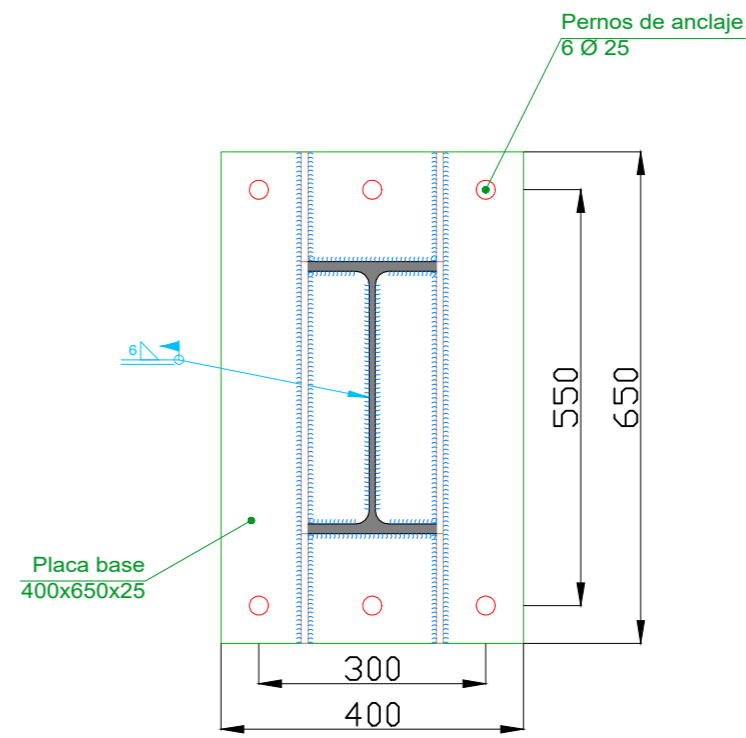
Rigidizadores y - y (e = 9 mm)



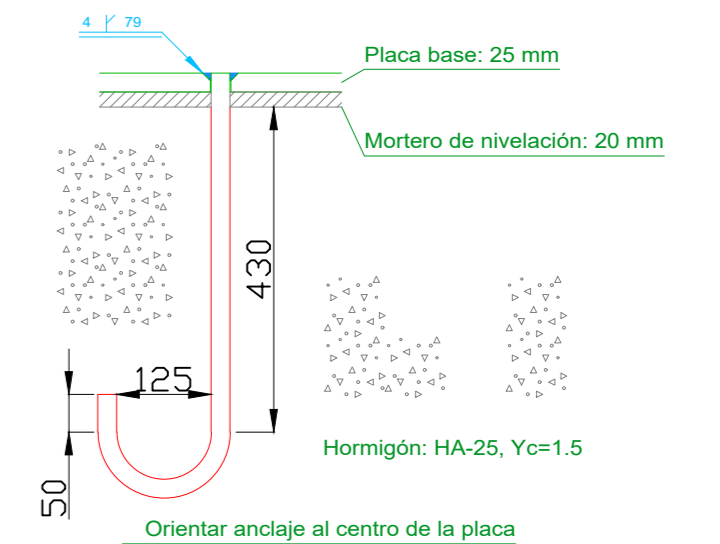
Alzado



Vista lateral

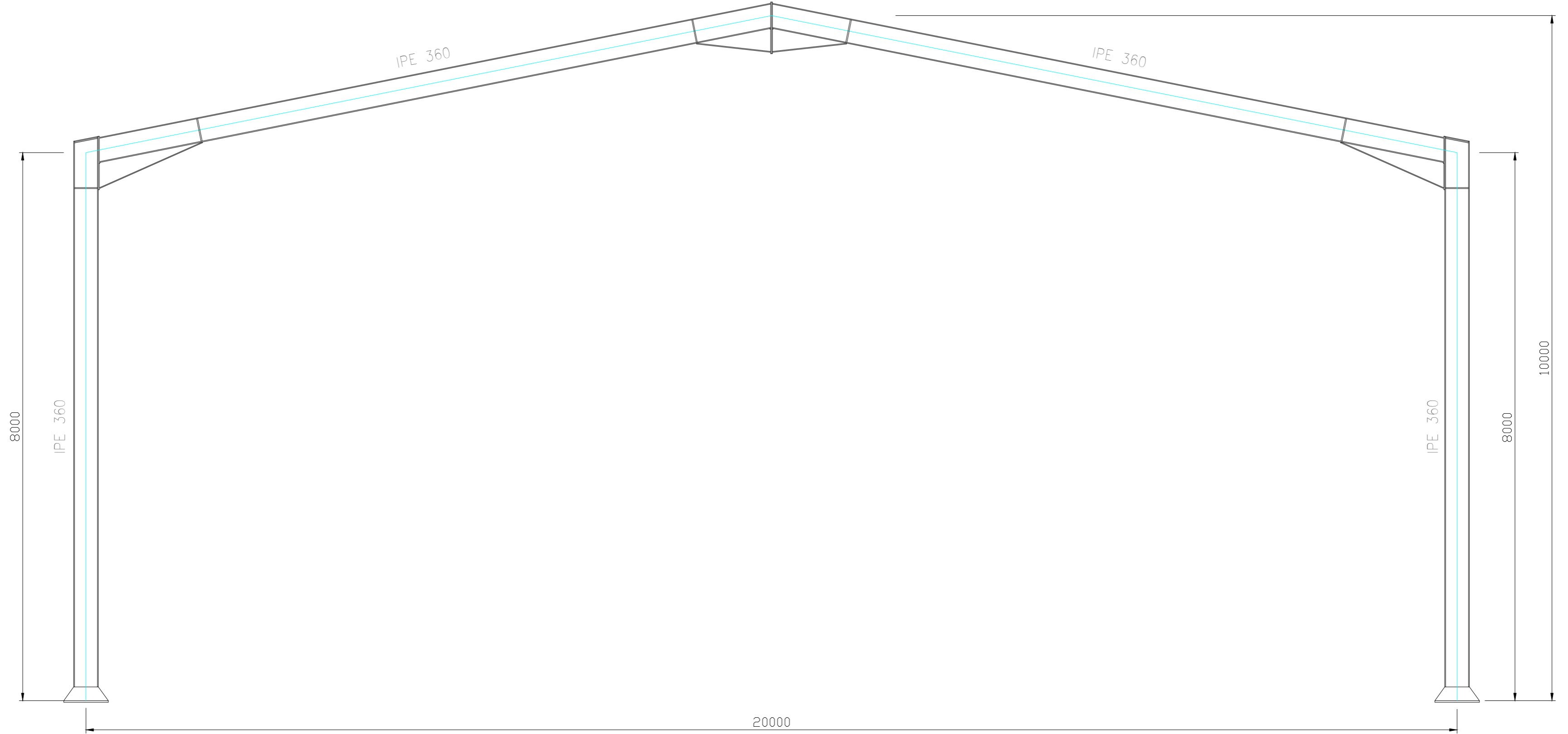


Sección A - A



Anclaje de los pernos Ø 25, B 400 S, Ys = 1.15 (corrugado)

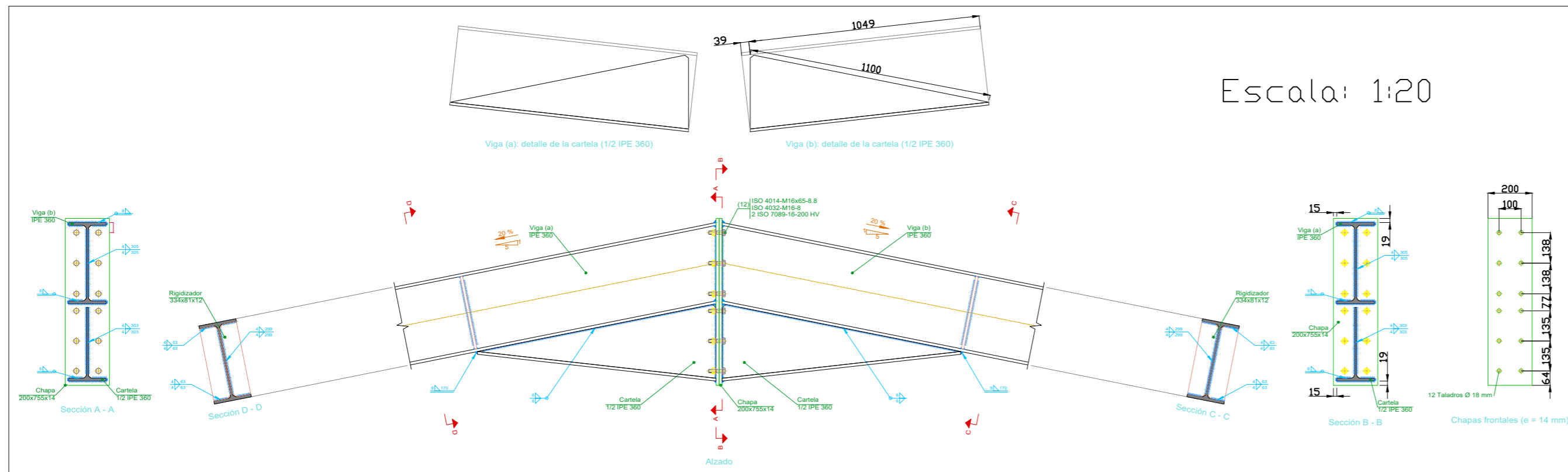
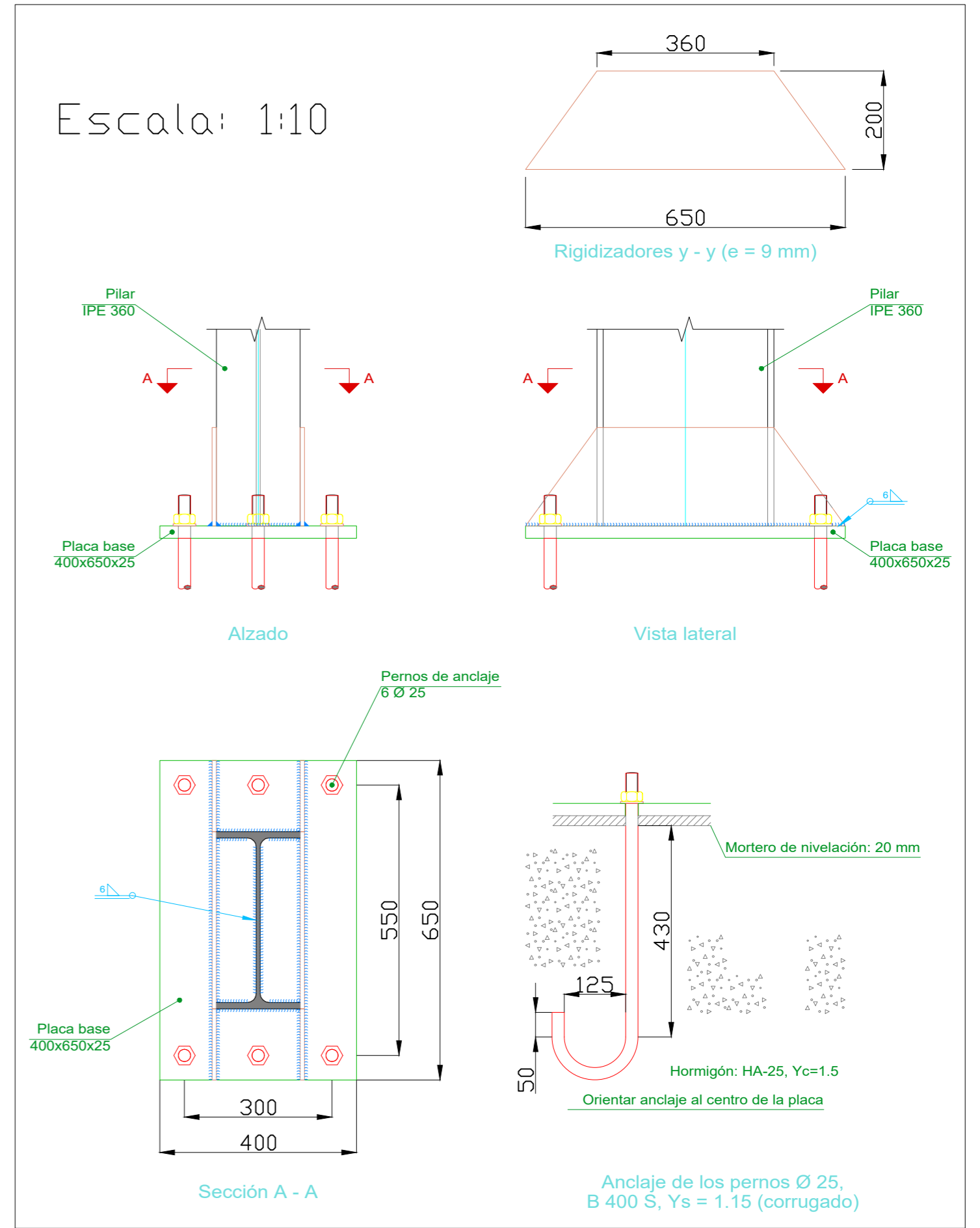
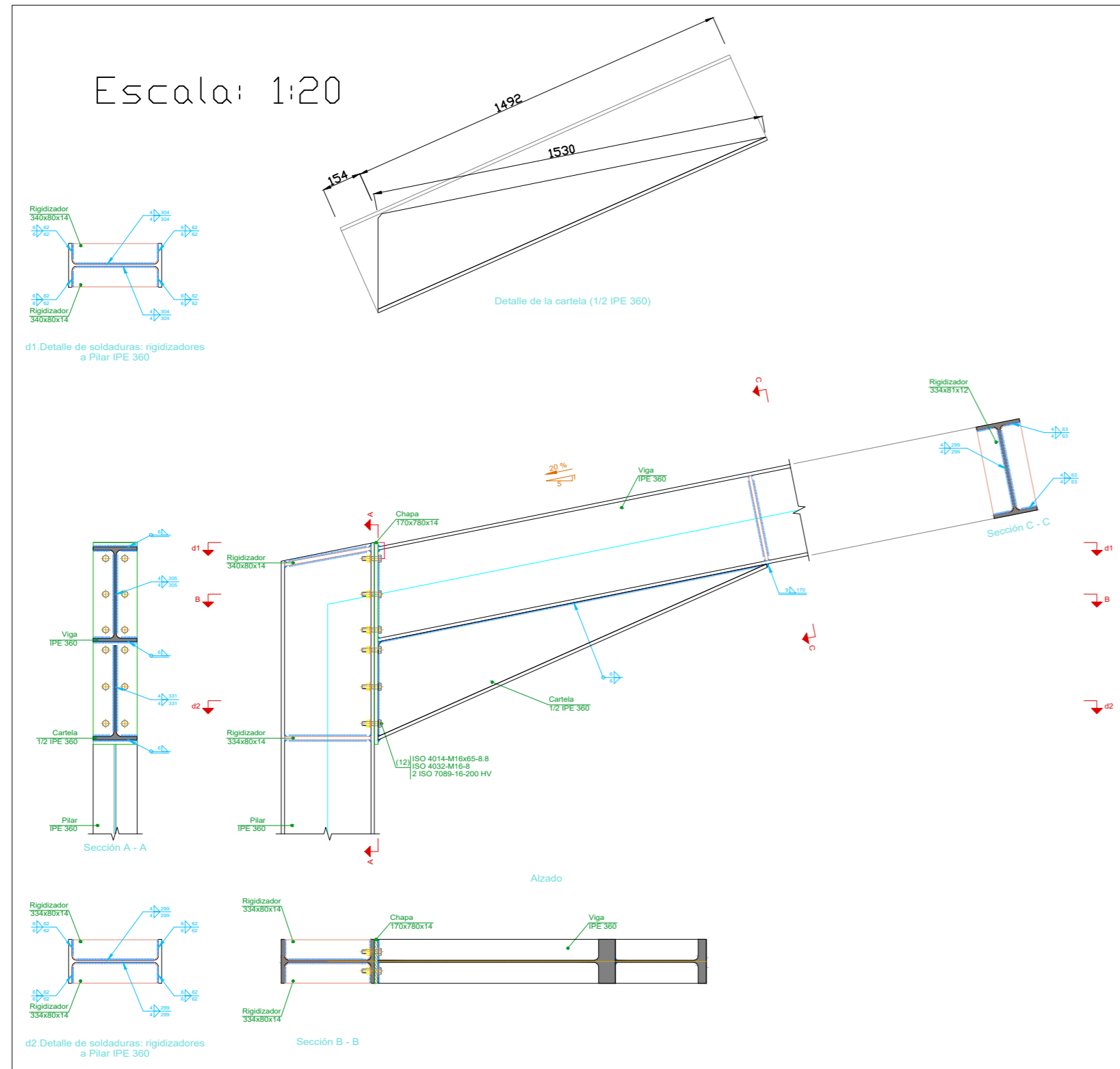
Nombre	Guillermo Andrés Iglesias	Universidad de Valladolid
Dibujo		
	Detalle nudos soldados	Número de plano: 2



CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

CREADO CON UNA VERSION PARA ESTUDIANTES DE AUTODESK

	Nombre	Universidad de Valladolid
Dibujo	Guillermo Andrés Iglesias	
Escala 1:50	Pórtico atornillado	Número de plano: 3



Nombre	Guillermo Andrés Iglesias	Universidad de Valladolid
Dibujo		
	Detalle nudos atornillados	Número de plano: 4