



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

**PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES ESTRUCTURALES APLICADO A
EDIFICIOS INDUSTRIALES Y MINEROS DE ACERO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

JAIME OMAR IBÁÑEZ ESTOLAZA

PROFESOR GUÍA:

ROBERTO ALARCÓN REYES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

RAMON MONTECINOS CONCHA

RICARDO HERRERA MARDONES

SANTIAGO DE CHILE

2019

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: Jaime Omar Ibáñez Estolaza
FECHA: marzo de 2019
PROFESOR GUÍA: Roberto Alarcón Reyes

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES ESTRUCTURALES APLICADO A EDIFICIOS INDUSTRIALES Y MINEROS DE ACERO

La alta velocidad de ejecución de los proyectos industriales y mineros, y en particular, los plazos ajustados para el desarrollo de la etapa de ingeniería de detalles, muchas veces hace que las oficinas de ingeniería de diseño deban proporcionar indicaciones generales para el diseño y cálculo de conexiones a las maestranzas que se adjudican el contrato de fabricación de estructuras. En este contexto, es una práctica recurrente que la maestraza que se adjudicó los trabajos de fabricación y montaje de las estructuras, también sea la encargada de realizar el diseño y cálculo de las conexiones.

La revisión de los proyectos ejecutados por la industria revela que no siempre la información proporcionada por la ingeniería de diseño, para el diseño de las conexiones, está totalmente completa, sólo se proporcionan indicaciones generales que no siempre son bien interpretadas por la maestranzas u oficinas responsables de la fabricación y cálculo de las conexiones.

La actual norma chilena NCh428, “Estructuras de acero – Ejecución de construcciones de acero – perfiles laminados, soldados y tubos”, establece que la responsabilidad del diseño estructuras, incluida las conexiones, es de la ingeniería de diseño.

En este contexto, el presente trabajo de título establece un procedimiento práctico para el diseño y cálculo de conexiones de estructuras metálicas de instalaciones industriales y mineras chilenas, en particular del esqueleto resistente, considerando el hecho de que un tercero realice este diseño y que las oficinas de diseño lo revisen y validen.

Entrega herramientas de diseño prácticas, más disposiciones normativas, de modo que se asegure la compatibilidad del modelo estructural, supuesto por el calculista, y lo efectivamente desarrollado por el proyectista. Presenta prácticas básicas de estructuración y cálculo.

También presenta secciones orientadas a que el ingeniero y proyectista pueda entender rápidamente el modelo estructural y la interacción con sus conexiones, como también que los ingenieros puedan obtener las resistencias requeridas para calcular dos distintos mecanismos de falla que se pueden presentar.

El capítulo de conexiones estándares presenta una selección de las conexiones más utilizadas en la práctica de edificios industriales y mineros chilenos. Se consideran las conexiones de empalmes, de sistemas estructurales de marcos arriostrados concéntricamente, de sistemas de marcos rígidos y de conexiones en plataformas.

Finalmente se presenta el procedimiento de diseño de conexiones, el que establece las distintas responsabilidades, las normas a utilizar, los criterios para diseñar y en general los requerimientos para el diseño y cálculo de conexiones.

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1: Introducción	10
1.1 Motivación	10
1.2 Objetivos	11
1.3 Organización de la memoria	11
1.3.1 Capítulo 2: Diseño estructural – Conceptos generales	11
1.3.2 Capítulo 3: Estructuras resistentes.....	11
1.3.3 Capítulo 4: Fuerzas para el cálculo de conexiones	12
1.3.4 Capítulo 5: Conexiones estándares aplicado a edificios industriales y mineros.....	12
1.3.5 Capítulo 6: Conexiones – Norma NCh427/1:2016 y Verificaciones.....	12
1.3.6 Capítulo 7: Procedimiento de diseño de conexiones	12
1.3.7 Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones	12
Capítulo 2: Diseño Estructural – Conceptos generales	13
2.1 Definiciones	13
2.2 Diseño estructural.....	14
2.3 Conexiones.....	17
Capítulo 3: Estructuras resistentes	21
3.1 General	21
3.1 Sistemas que transmiten cargas verticales.....	21
3.3 Transmisión de cargas horizontales	23
3.4 Sub-Estructuras resistentes.....	25
Capítulo 4: Fuerzas para el cálculo de conexiones	28
4.1 General.....	28
4.2 Marco normativo actual para el diseño sísmico de conexiones	29
4.3 Tabla propuesta de solicitaciones	35
4.4 Expresiones para el cálculo fuerzas que debe resistir la conexión.....	39
Capítulo 5: Conexiones estándares aplicado a edificios industriales y mineros	42
5.1 General.....	42
5.2 Tipos de conexiones utilizados en la industria minera.....	42
5.2.1 Empalmes	42
5.2.2 Conexiones en sistemas de marcos verticales arriostrados concéntricamente.....	45
5.2.3 Conexiones habituales en los marcos rígidos de edificios industriales y mineros.....	53
5.2.4 Conexiones en sistemas de plataformas.....	59
Capítulo 6: Conexiones – Norma NCh427/1:2016 y Verificaciones	64

6.1	General	64
6.2	Conexiones soldadas	64
6.2.1	Soldaduras de tope	64
6.2.2	Soldaduras de Filete	65
6.2.3	Resistencia de diseño	73
6.2.4	Sección de Whitmore para conexión soldada	73
6.3	Conexiones apernadas	76
6.3.1	Resistencia a tracción y corte en pernos tipo aplastamiento	76
6.3.2	Combinación de Tracción y Corte en Pernos Tipo Aplastamiento	78
6.3.3	Resistencia a corte en perno tipo fricción	79
6.3.4	Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Fricción	80
6.3.5	Resistencia de aplastamiento de la perforación	80
6.3.6	Elementos involucrados en una conexión	81
6.3.7	Sección de Whitmore para conexión apernada	83
6.4	Información básica de Pernos de Alta Resistencia (P.A.R.)	85
6.4.1	Dimensiones de pernos	85
6.4.2	Tipos y dimensiones de perforaciones (Ref. AISC360-10/J3.2)	86
6.4.3	Instalación de pernos de alta resistencia (Ref. AISC360-10/J3.1 y NCh2369.Of2003)	87
6.4.4	Espaciamientos mínimos entre pernos y al borde	87
6.4.5	Espaciamientos máximos entre pernos y al borde	88
6.4.6	Resistencia a corte en pernos para conexión tipo aplastamiento	89
6.4.7	Resistencia a tracción en pernos	90
6.4.8	Resistencia a corte para pernos tipo fricción	91
6.4.9	Resistencia a corte en aplastamiento de la plancha	93
6.5	Verificaciones requeridas	95
6.5.1	Vigas de plataformas	96
6.5.2	Conexiones de marco arriostrado	100
Capítulo 7: Procedimiento de diseño de conexiones		108
7.1	Introducción	108
7.2	General	108
7.3	Alcance	109
7.4	Unidades	109
7.5	Definiciones y términos	110
7.6	Responsabilidades	111
7.7	Procesos de revisiones y aprobaciones	112
7.8	Documentos, Normas y códigos aplicables	112

7.9	Materiales para los elementos de la conexión	113
7.10	Criterios de diseño de la conexión	113
7.11	Memoria de cálculo de conexiones	117
7.12	Conexiones típicas – Requisitos y características	118
7.13	Anexos.....	120
Capítulo 8:	Conclusiones	121
Capítulo 9:	Bibliografía	124
ANEXO A.	DETALLES ESTÁNDARES DE CONEXIONES	126

INDICE DE TABLAS

Tabla 4-1: Resistencia requeridas en conexiones	36
Tabla 6-1: Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	66
Tabla 6-2: Tamaño máximo soldadura de filete	66
Tabla 6-3: Longitudes de soldaduras de filete.....	67
Tabla 6-4: Limitaciones en las terminaciones de las soldaduras de filete.....	68
Tabla 6-5: Resistencia disponible de uniones soldadas.....	70
Tabla 6-6: Coeficiente “C” para Resistencia de Diseño soldadura excéntrica.....	72
Tabla 6-7: Tensiones nominales en pernos tipo aplastamiento	77
Tabla 6-8: Dimensiones pernos de alta resistencia.....	85
Tabla 6-9: Dimensiones de perforaciones	86
Tabla 6-10: Pretensión de instalación para Pernos de Alta Resistencia.....	87
Tabla 6-11: Distancias mínimas Pernos de Alta Resistencia (P.A.R.).....	88
Tabla 6-12: Resistencia en Corte de Pernos	89
Tabla 6-13: Resistencia en Tracción de Pernos.....	90
Tabla 6-14: Corte por Fricción – Pernos ASTM A325	91
Tabla 6-15: Corte por Fricción – Pernos ASTM A490	92
Tabla 6-16: Espesores mínimos de plancha para no verificar aplastamiento.....	93
Tabla 6-17: Resistencia al aplastamiento del material	94
Tabla 7-1: Espesores mínimos elementos de la conexión.....	114

INDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Esquema general de un diseño estructural típico.....	15
Figura 2-2: Conexiones de momento: empalme en viga y unión viga-columna.....	19
Figura 3-1: Sistemas que resisten cargas laterales	24
Figura 4-1: Fuerzas en la zona panel (Figura B.2 de NCh2369.Of2003).....	30
Figura 5-1: Empalme de vigas.....	43
Figura 5-2: Empalme de columnas.....	43
Figura 5-3: Empalme en enrejados.....	44
Figura 5-4: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 1	46
Figura 5-5: Marco arriostrado Tipo 1	47
Figura 5-6: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 2	48
Figura 5-7: Marco Arriostrado Tipo 2.....	49
Figura 5-8: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 3	50
Figura 5-9: Nudo alternativo de marco arriostrado Tipo 3.....	51
Figura 5-10: Marco Arriostrado Tipo 3.....	51
Figura 5-11: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 4	52
Figura 5-12: Marco Arriostrado Tipo 4.....	53
Figura 5-13: Marco rígido Tipo1.....	54
Figura 5-14: Marco Rígido Tipo 2	55
Figura 5-15: Marco rígido Tipo 3.....	56
Figura 5-16: Marco Rígido Tipo 4	57
Figura 5-17: Marco Rígido Tipo 5	58
Figura 5-18: Plataforma Tipo 1 – Vista en planta	60
Figura 5-19: Plataforma Tipo 2 –Vista en planta	61
Figura 5-20: Conexión de corte viga-viga, con clip ángulo	62
Figura 5-21: Conexión de corte viga-viga, con una plancha en viga receptora	63
Figura 5-22: Conexión de corte viga-viga, con plancha extendida en viga receptora	63
Figura 6-1: Garganta efectiva para soldadura de filete	65
Figura 6-2: Sección de Whitmore – Elementos soldado a gusset	73
Figura 6-3: Sección de Whitmore cruza borde conectado.....	74
Figura 6-4: Sección de Whitmore – Excentricidad con respecto a la carga.....	74
Figura 6-5: Sección de Whitmore – Alternativas para no considerar la excentricidad	74

Figura 6-6: Sección de Whitmore – Sobreestimación del ancho efectivo.....	75
Figura 6-7: Sección de Whitmore - Longitud de pandeo del gusset	75
Figura 6-8: Conectores en tracción – Efecto palanca (Prying action).....	83
Figura 6-9: Sección de Whitmore – Conexión apernada.....	84
Figura 6-10: Conexión viga con doble ángulo – Totalmente apernada.....	96
Figura 6-11: Flexión en viga con destaje superior – Geometría	97
Figura 6-12: Conexión viga con doble ángulo – Soldada en viga conectada y apernada a viga receptora	98
Figura 6-13: Conexión típica de arriostramientos a columnas.....	100
Figura 6-14: Franja de rótula plástica en gusset.....	101
Figura 6-15:Método de la fuerza uniforme – Diagrama de fuerzas	103
Figura 6-16: Método de la fuerza uniforme – Diagramas de cuerpo libre	104
Figura 6-17:Bloque de corte en perfil ángulo en tracción.....	105
Figura 6-18: Línea de fractura en el área neta del gusset	106
Figura 6-19: Bloque de corte gusset en tracción	106
Figura A-1:Marco arriostrado Tipo1	127
Figura A-2: Marco arriostrado Tipo 1 - Detalle 1 y 2	128
Figura A-3: Marco arriostrado Tipo 1 - Detalle 3	129
Figura A-4: Marco arriostrado tipo 1 - Detalles 4, 5 y 6.....	130
Figura A-5: Marco arriostrado tipo 2	131
Figura A-6: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 7 y 8.....	132
Figura A-7: Marco arriostrado tipo 2 - Detalle 9	133
Figura A-8: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 10 y 11	134
Figura A-9: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 12 y 13.....	135
Figura A-10: Marco arriostrado tipo3	136
Figura A-11: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 14	137
Figura A-12: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 15	138
Figura A-13: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 16	139
Figura A-14: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 17	140
Figura A-15: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 18	141
Figura A-16: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 19	142
Figura A-17: Marco arriostrado tipo 4	143
Figura A-18: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 20	144
Figura A-19: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 21	145

Figura A-20: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 22	146
Figura A-21: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 23	147
Figura A-22: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 24	148
Figura A-23: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 25	149
Figura A-24: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 26	150
Figura A-25: Marco Rígido Tipo 1	151
Figura A-26: Marco rígido tipo 1 - Detalle 27	152
Figura A-27: Marco rígido tipo 1 - Detalle 28	153
Figura A-28: Marco rígido tipo 1 - Detalle 29	154
Figura A-29: Marco Rígido Tipo 2	155
Figura A-30: Marco rígido tipo 2 - Detalle 30	156
Figura A-31: Marco rígido tipo 2 - Detalle 31	157
Figura A-32: Marco rígido tipo 2 - Detalle 31 - Secciones	158
Figura A-33: Marco Rígido Tipo 3	159
Figura A-34: Marco rígido tipo 3 - Detalle 32	160
Figura A-35: Marco rígido Tipo 4.....	161
Figura A-36: Marco rígido tipo 4 - Detalle 33	162
Figura A-37: Marco Rígido Tipo 5	163
Figura A-38: Plataforma Tipo 1 - Planta.....	164
Figura A-39: Plataforma Tipo 1 - Detalle 34	165
Figura A-40: Plataforma tipo 1 - Detalle 35.....	166
Figura A-41: Plataforma tipo 1 - Detalle 36.....	167
Figura A-42: Plataforma tipo 1 - Detalle 37.....	168
Figura A-43: Plataforma Tipo 2 - Planta.....	169
Figura A-44: Plataforma Tipo 2 - Detalle 38	170
Figura A-45: Plataforma tipo 2 - Detalle 8, secciones	171
Figura A-46: Plataforma tipo 2 - Detalle 38, secciones	172
Figura A-47: Plataforma tipo 2 - Detalle 39.....	173
Figura A-48: Plataforma tipo 2 - Detalle 39, secciones	174
Figura A-49: Plataforma tipo 2 - Detalle 40.....	175
Figura A-50: Plataforma tipo 2 - Detalle 40A – Alternativa detalle 40	176
Figura A-51: Plataforma tipo 2 - Detalle 40B – Alternativa detalle 40	177
Figura A-52: Plataforma tipo 2 - Detalle 41	178
Figura A-53: Plataforma tipo 2 - Detalle 42.....	179

Capítulo 1: Introducción

1.1 Motivación

En el desarrollo del proyecto estructural de un edificio industrial, el ingeniero civil estructural es el responsable de la estructuración, diseño, cálculo, y de todos aquellos antecedentes estructurales necesarios para la construcción de la obra.

La estructuración y modelación del edificio son etapas fundamentales en la elaboración de un proyecto estructural, debido a que los supuestos, hipótesis y modelos que el ingeniero calculista considere, deben representar fielmente el comportamiento real de la estructura frente a sollicitaciones de operación o ambientales.

En el caso particular del edificio de acero, su estructura es fabricada y montada como un “mecano”, constituido por elementos independientes conectados entre sí, de modo que al montarlo en obra trabajen como un solo conjunto. Es por esto que la conexión entre elementos estructurales toma una gran relevancia y, por lo tanto, es fundamental lograr que las conexiones representen bien la realidad y lo que el calculista ha diseñado.

En la práctica, para el diseño de instalaciones industriales y mineras, una gran cantidad de las conexiones no son diseñadas ni calculadas por las oficinas de ingeniería encargada del diseño estructural. Normalmente los contratos establecen que esta tarea es de responsabilidad de la maestranza encargada de fabricar las estructuras. Por consiguiente, el diseño y cálculo de la conexión no es realizada por el ingeniero estructural calculista responsable del diseño del edificio, sino que, por proyectistas, o bien, por ingenieros, los cuales no siempre tienen todos los antecedentes suficientes y necesarios para el cálculo de uniones.

Por otro lado, la alta velocidad de ejecución de proyectos hace que las oficinas de ingeniería de diseño deban proporcionar indicaciones generales para el cálculo de conexiones, las cuales no siempre son claramente detalladas, o bien, no siempre son adecuadamente comprendidas por las maestranzas u oficinas responsables de la fabricación y cálculo de las conexiones.

En la actualidad una gran cantidad de proyectos industriales ha dejado la responsabilidad del cálculo de conexiones a las maestranzas. Para ello, las oficinas de ingenierías presentan planos de notas generales, en donde se indican las fuerzas para el cálculo de conexiones como una proporción de las capacidades de momento, corte y/o axiales de los perfiles.

La norma NCh428:2017, “Estructuras de acero – Ejecución de construcciones de acero – Perfiles laminados, soldados y tubos”, establece que el diseño y cálculo de las conexiones deben ser definidos por la ingeniería de diseño. Sin embargo, acepta sea por terceros. En cuyo caso, la ingeniería de diseño debe revisar y validar lo realizado. Esta definición actual de la normativa chilena regula a la ingeniería de diseño, en el sentido de dejarla como responsable completa del diseño de un edificio, incluida sus conexiones.

Por otro lado, la actual norma oficial chilena “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, NCh2369.Of2003, exige el cumplimiento normativo riguroso de las conexiones estructurales, cuyo sustento se basa en avances de los códigos y normas de diseño nacionales como

internacionales, la práctica local de diseño sísmico, estableciendo que el territorio nacional corresponde a una zonificación de alto riesgo sísmico.

Todo lo anterior, en el caso que la maestranza o un tercero realice el diseño y cálculo de las conexiones, hace necesario un procedimiento que permita un adecuado diseño de conexiones, de modo que estas cumplan los requisitos de diseño sísmico establecidos por las ordenanzas actuales.

1.2 Objetivos

El objetivo es proveer a proyectistas e ingenieros estructurales de un procedimiento detallado para el diseño de conexiones, expuesto de una manera aplicable, con el cual puedan diseñar las distintas conexiones que se presentan en estructuras industriales, y que, además, puedan comprender, en forma global, el modelo y los supuestos considerados por el calculista.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Presentar un esqueleto estático y sismorresistente principal de una estructura.
- Mostrar los diferentes sistemas estructurales resistentes.
- Establecer las conexiones estándares típicas utilizadas en edificios de acero de instalaciones industriales y mineras.
- Establecer las fuerzas de naturaleza estática, para el cálculo de conexiones de estructuras típicas industriales y mineras.
- Resumir las fuerzas establecidas por la norma NCh2369 para el cálculo de conexiones de elementos del esqueleto sismorresistente.
- Presentar un procedimiento práctico para el diseño de conexiones, para el adecuado traspaso, desde el ingeniero responsable del diseño estructural al proyectista detallador, de los requerimientos.

1.3 Organización de la memoria

A continuación se exponen los capítulos y una breve explicación de cada uno:

1.3.1 Capítulo 2: Diseño estructural – Conceptos generales

En este capítulo se realiza una breve revisión de los pasos fundamentales del diseño de una estructura de acero, poniendo énfasis en la relación que tiene cada uno de estos pasos con el diseño de las conexiones.

1.3.2 Capítulo 3: Estructuras resistentes

En este capítulo se hace un recorrido por cada uno de los sistemas estructurales que resisten cargas verticales, como también por aquellos elementos estructurales destinadas a resistir cargas laterales. En cada caso se revisan los tipos de conexiones que se utilizan en la práctica de edificios industriales y mineros.

1.3.3 Capítulo 4: Fuerzas para el cálculo de conexiones

En este capítulo se revisan los requisitos sísmicos establecidos por la norma NCh2369.Of2003 para el diseño de conexiones.

Adicionalmente, se presenta una tabla resumen, considerando el cálculo de conexiones realizado para fuerzas obtenidas por la capacidad de los perfiles conectados, o por una fracción de su capacidad. La tabla sintetiza lo establecido por las normas oficiales complementadas con una propuesta del autor de acuerdo con la práctica.

1.3.4 Capítulo 5: Conexiones estándares aplicado a edificios industriales y mineros

Este capítulo presenta una selección de las conexiones más utilizadas en la práctica de edificios industriales y mineros chilenos. En particular, se presentan tanto las conexiones del esqueleto resistente de los distintos sistemas estructurales verticales, como de las conexiones de plataformas de piso utilizados por la ingeniería local.

Los esquemas de conexiones propuestos son insertados en el ANEXO A, y quedan como una guía de conexiones para ser usado por el proyectista detallador.

1.3.5 Capítulo 6: Conexiones – Norma NCh427/1:2016 y Verificaciones

En esta arte se revisa la norma chilena NCh427/1:2016 en lo referido al diseño de conexiones y códigos AISC aplicables. Como resumen de la revisión, se proporcionan indicaciones de las verificaciones mínimas de cada tipo de conexión, con el objeto de obtener un diseño seguro y proporcionalmente adecuado.

También se presentan las tablas básicas que rigen el diseño de conexiones soldadas y apernadas.

1.3.6 Capítulo 7: Procedimiento de diseño de conexiones

En este capítulo se establece el procedimiento de diseño de conexiones con el cual se transmitirá la información de diseño al proyectista detallador de la conexión. Este procedimiento incluirá los criterios para el diseño de conexiones, esquemas de conexiones, definición de elementos del esqueleto sismorresistente y estático, revisiones, responsabilidades y todo aquello que requiere el detallador para el diseño de conexiones.

1.3.7 Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones

Finalmente se presentan las conclusiones más relevantes de la investigación y procedimiento de diseño.

Capítulo 2: Diseño Estructural – Conceptos generales

2.1 Definiciones

Conexión: Conjunto de una o más uniones que permiten la transmisión de fuerzas entre dos o más elementos y/o elementos de conexión. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.2).

Unión: Área de contacto donde se encuentran dos o más extremos, superficies o bordes. Se clasifican por el tipo de conector o soldadura utilizada y por el método de transferencia de fuerzas. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.22)

Conexión de deslizamiento crítico: Conexión apernada diseñada para restringir el movimiento mediante fricción en las superficies de contacto de la conexión bajo apriete de pernos. (Fuente: NCh427:2016).

Conexión de Momento: Conexión que transmite momentos flectores entre los elementos conectados. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.4).

Conexión tipo aplastamiento: Conexión apernada en la cual las fuerzas cortantes se transmiten por el aplastamiento de los pernos contra los elementos de conexión. (Fuente: NCh427:2016).

Conexión Simple o rotulada: Conexión de corte. Conexión que transmite momentos despreciables entre los elementos conectados. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.5).

Combinaciones de carga: Aplicación simultánea de distintos estados de carga sobre la estructura. La manera de combinar las distintas cargas se establece en la norma NCh3171 y, para el caso del diseño sísmico, prevalece lo establecido por la norma NCh2369.

Factor de sobre resistencia a la rotura: Factor que da cuenta de la mayor resistencia a la rotura que tiene el material con respecto a la especificada. Para materiales certificados según ASTM se deben usar los valores definidos en la Tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”.

Factor de utilización (F.U.): Corresponde a un factor que da cuenta de la cercanía de los esfuerzos internos de servicio a los esfuerzos admisible establecidos por la normativa.

Factor de sobre resistencia R_y : factor que da cuenta de la mayor resistencia a la fluencia que tiene el material con respecto a la fluencia especificada. Para materiales certificados según ASTM se deben usar los valores definidos en la Tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”.

Punto de trabajo: Corresponde al punto de encuentro de las líneas que representan los centros de gravedad de los perfiles conectados.

Resistencia de diseño: Resistencia nominal multiplicada por el correspondiente factor de resistencia, ϕ . (Fuente: NCh427:2016).

Resistencia nominal: Resistencia de una estructura o componente para soportar efectos de carga. Esta resistencia de la estructura está dada por la norma NCh427:2016.

Resistencia requerida: Corresponde a la “demanda” o “solicitud” de resistencia sobre un elemento estructural. Es el esfuerzo resultante obtenido del análisis estructural al aplicar las combinaciones de carga al que estará sometida la estructura.

Resistencia/Capacidad esperada: Corresponde al esfuerzo máximo que podrá tener un elemento al producirse su plastificación. Se considera que el material del elemento tendrá una resistencia mayor a la mínima especificada.

Requisitos normativos sísmicos: Son disposiciones especiales que debe cumplir todo elemento perteneciente al esqueleto sismorresistente de una estructura. Estos se establecen en la norma chilena NCh2369 y en el código AISC341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

2.2 Diseño estructural

El peso propio de la cubierta, envigados, arriostramientos, sobrecarga de techo o piso, equipos, cañerías, etc., son los responsables de solicitar la estructura con cargas verticales. Por otro lado, el efecto de un sismo, viento, o freno de un puente grúa, solicitan la estructura con cargas principalmente horizontales. Para resistir este conjunto de solicitudes, y evitar deformaciones excesivas de las instalaciones, el ingeniero debe disponer de estructuras resistentes capaces de tomar estas cargas y transmitir las a las fundaciones, para que finalmente puedan ser disipadas en el terreno.

Los pasos generales del diseño estructural de una instalación industrial y minera se muestran en la Figura 2-1.

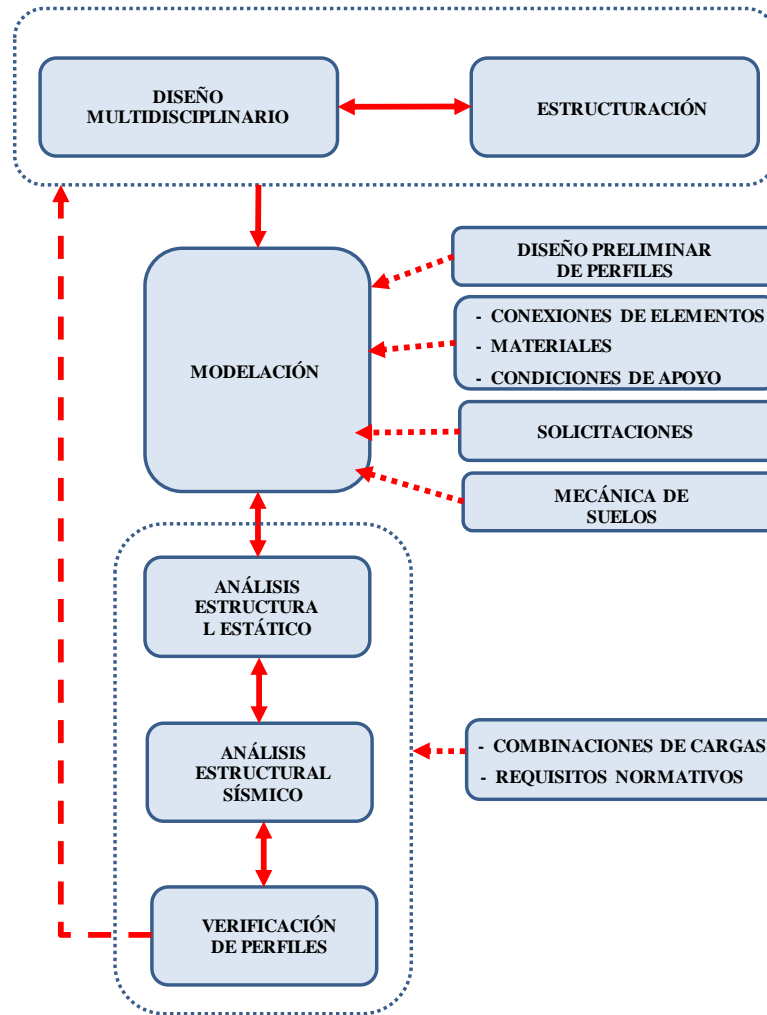


Figura 2-1: Esquema general de un diseño estructural típico

- Estructuración

En esta etapa se define la disposición de columnas, vigas, arriostramientos, puntales, etc., de modo que dicha estructura sea estable, tanto para las cargas verticales como para las cargas laterales.

Requisitos para lograr una buena estructuración:

- Debe permitir las distintas necesidades de operación y mantenimiento de los equipos y/o instalaciones que lo requieran.
- Debe asegurar un adecuado traspaso de cargas desde su lugar de origen hasta las fundaciones.
- En lo posible, debe ser una estructura simple, simétrica y con sistemas resistentes redundantes.
- Debe permitir ampliaciones, en el caso que se visualicen como posibles.

- Debe evitar, en lo posible, concentraciones de tensiones y/o reacciones al someter la estructura a las solicitaciones de carga establecidas por la norma y/o criterios de diseño.
- Debe definir, claramente, los tipos de uniones entre los distintos elementos que la componen. Como, por ejemplo:
 - Para marcos arriostrados: Conexiones rotuladas.
 - Para marcos rígidos: Conexiones de momento.
 - Vigas de plataformas: Conexiones rotuladas.
 - Tornapuntas: Conexiones rotuladas
- Las conexiones rotuladas son simples y de menor costo que las conexiones de momento. Por esta razón se prefiere, en principio, el uso de conexiones rotuladas, y en contadas ocasiones, y cuando la situación lo amerite, el uso de una conexión de momento.

- **Modelación**

Etapa donde vigas, columnas, diagonales y puntales, se plantean como un conjunto de elementos lineales interconectados entre sí, de modo de predecir, de la mejor manera posible, el comportamiento real de la estructura una vez construida.

A cada uno de estos elementos se le asignan las propiedades geométricas. Esto es, área, peso, módulos resistentes, inercia, etc.

Las tareas principales en de esta etapa son las siguientes:

- Establecer los elementos que forman parte del esqueleto resistente.
- Representar la geométrica de la estructura.
- Definir las propiedades de los materiales.
- Definir las características geométricas de cada uno de los elementos.
- Realizar supuestos de conexiones, de modo de predecir el comportamiento que tendrá la estructura.
- Definir las condiciones de apoyo de la estructura. En esta definición se deben incluir la información proporcionada por el informe de mecánica de suelos del proyecto.
- Definir las cargas a las que se someterá la estructura durante su vida útil.

- **Análisis estructural estático**

Etapa posterior a la modelación, y corresponde a la solución a un problema fisicomatemático, cuyo resultado permite establecer tanto las deformaciones como de los esfuerzos internos a los que estarán sometidos cada uno de los elementos de la estructura.

Los resultados principales que se obtienen del análisis son los siguientes:

- Reacciones en los apoyos de la estructura. Fuerzas sobre las fundaciones.

- Esfuerzos internos en cada uno de los elementos: esfuerzo axial (tracción o compresión), flexión y corte, y/o una combinación de algunos de ellos.
- Deformaciones de los elementos, desplazamientos y giros de los nudos.

- **Análisis estructural sísmico**

Al igual que el análisis estático, se resuelve el problema fisicomatemático para encontrar los esfuerzos internos en cada uno de los elementos de la estructura. Sin embargo, las disposiciones y métodos de análisis están determinados en la norma chilena NCh2369.

El método de análisis es normalmente lineal elástico. Donde las fuerzas sísmicas se han reducido por un factor de modificación de la respuesta sísmica “R”, definido en la norma NCh2369 para el caso de edificios industriales.

- **Diseño de perfiles**

Corresponde al dimensionamiento de cada elemento estructural. Esto es, vigas, columnas, diagonales, puntales, etc.

Dimensionar corresponde a seleccionar un perfil que satisfaga lo siguiente:

- Resistir los esfuerzos solicitantes. Esto es, que las solicitaciones de trabajo sean menores a las solicitaciones admisibles de los materiales que componen a los elementos.
- Cumplir con criterios de deformaciones establecidos por la norma.
- Ser económico y viable desde el punto de vista de la constructibilidad.
- Tener factor de seguridad aceptado por las normas de diseño.

2.3 Conexiones

En general, las conexiones clasifican de la siguiente manera:

- Entre elementos estructurales:
 - Conexión rotulada.
 - Conexión de momento, del tipo totalmente rígida.
 - Conexión deslizante.
- Apoyo de la estructura:
 - Apoyo rotulado
 - Apoyo empotrado

Conexión rotulada

Permite el giro relativo entre los perfiles que concurren a un nudo. Sus características principales son las siguientes:

- Transmite esfuerzo de corte y axial, no transmite momento flector.
- En la práctica, las alas de los elementos conectados no presentan continuidad.
- Normalmente la conexión se materializa con perfiles ángulo o por planchas. Para el caso de las vigas, la conexión rotulada se materializa con la incorporación de pernos dentro de las alas de las vigas.

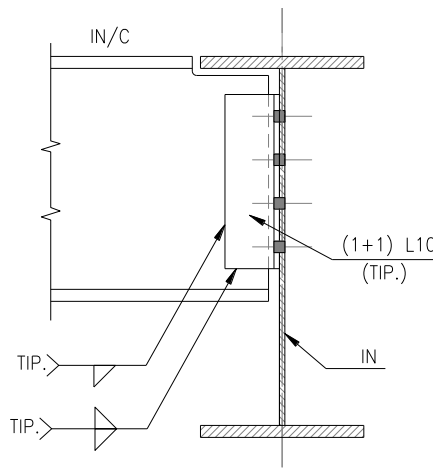


Figura 2-1: Conexión rotulada viga - viga principal

- Conexión de momento

Unión totalmente rígida, no permite rotación relativa entre los perfiles que concurren al nudo. Sus características principales son las siguientes:

- Transmite esfuerzo de corte, torsión, axial y momento flector.
- En la práctica, las alas y el alma de los elementos a conectar presentan continuidad.

La Figura 2-2 muestra dos tipos de conexiones de momento. La primera corresponde a la unión viga columna de un marco rígido, donde se muestra la continuidad de las alas en la columna. La segunda corresponde a un empalme de vigas, donde se unen tanto el alma como alas, uniones que preferentemente se diseñan con cizalle doble en los pernos.

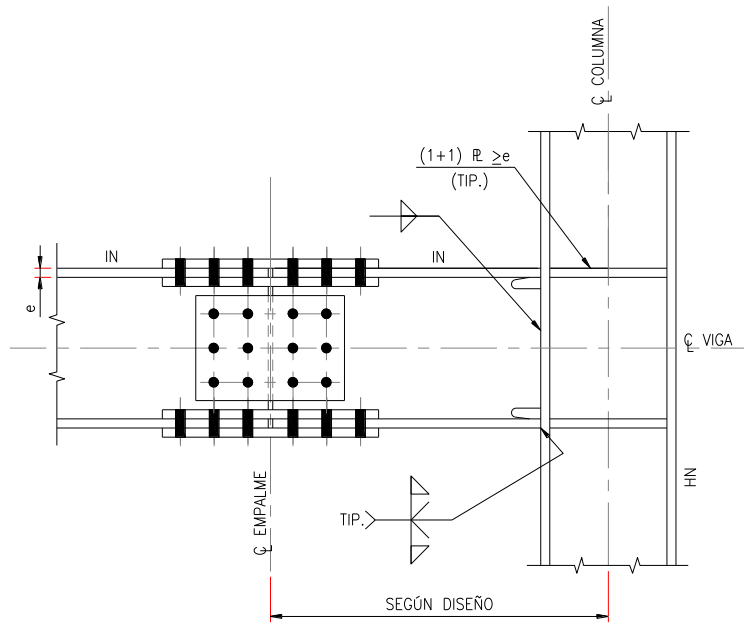


Figura 2-2: Conexiones de momento: empalme en viga y unión viga-columna

- Apoyo rotulado de columnas

En la práctica, la rótula queda determinada por la posición de los pernos de anclaje en la placa base. Se considera una rótula, si los pernos se ubican al interior de las alas.

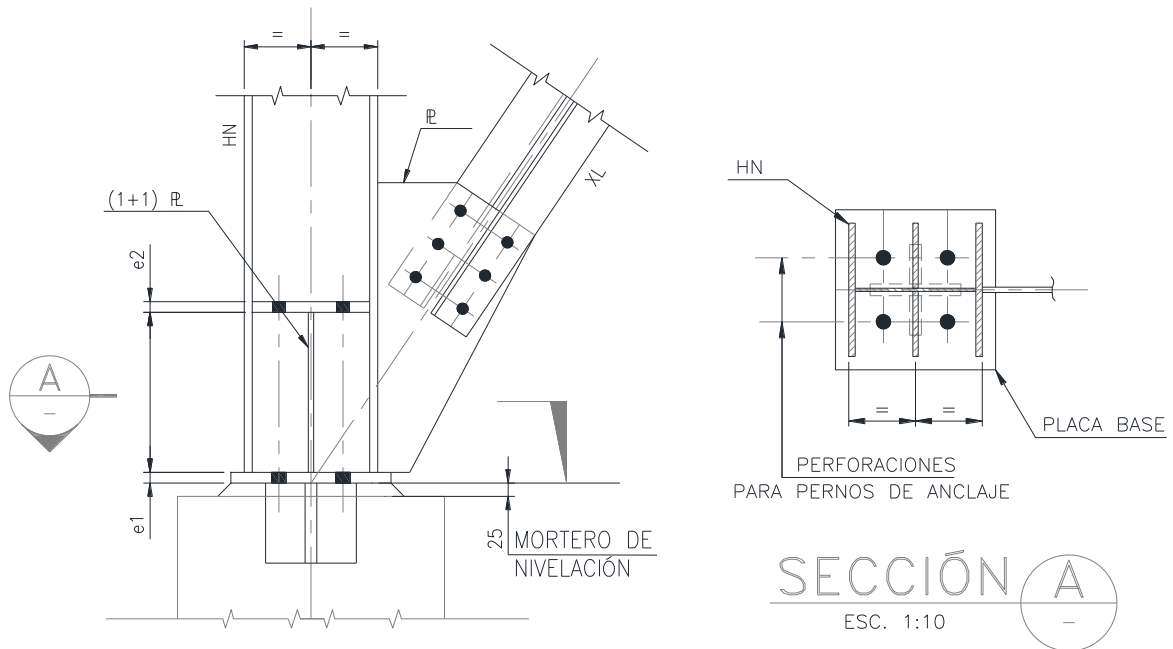


Figura 2-2: Apoyo rotulado a fundación

- Apoyo empotrado de la columna

En la práctica, se considera el empotramiento cuando los pernos se disponen al exterior de las alas del perfil columna.

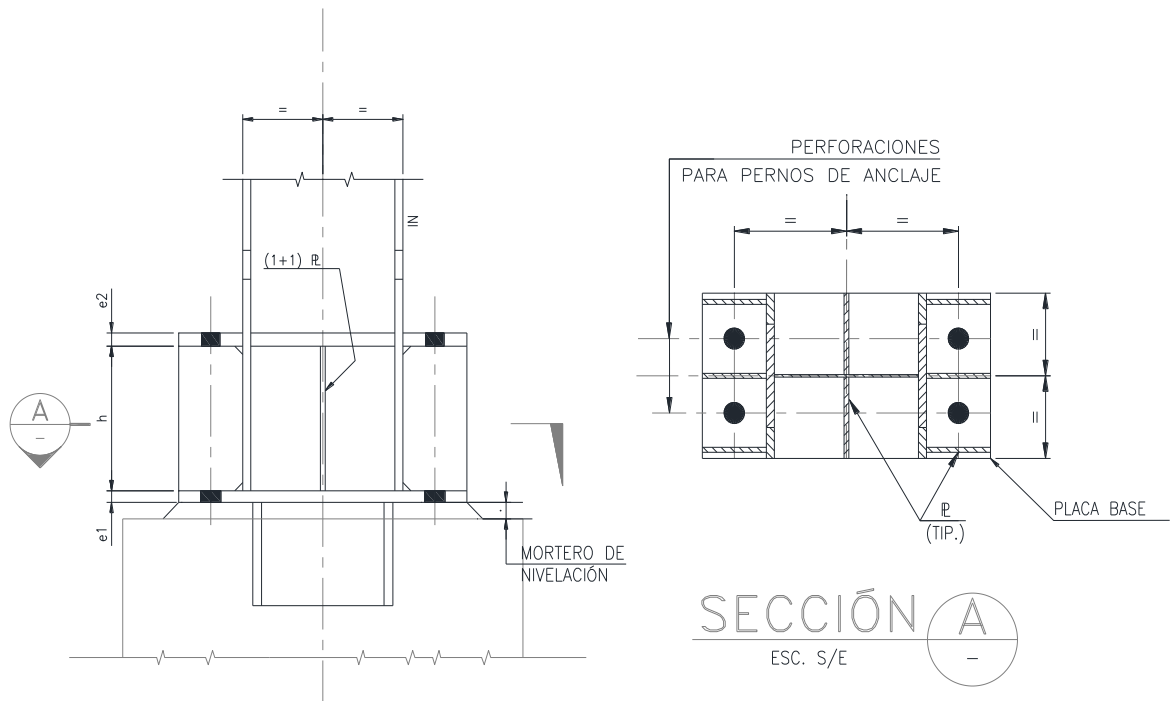


Figura 2-3: Apoyo empotrado a la fundación

Capítulo 3: Estructuras resistentes

3.1 General

Este capítulo recorre los distintos sistemas estructurales que se usan en la gran mayoría de los edificios industriales. Se han dividido según su objetivo estructural principal, esto es, resistir principalmente cargas verticales o bien cargas laterales.

Los sistemas considerados son los siguientes:

- Para cargas verticales
 - Sistema de techumbres.
 - Plataformas con parrilla de piso.
 - Plataformas con losa de hormigón armado.
 - Plataformas para sostener equipos.
 - Plataformas para áreas de operación, mantenimiento y accesos.
- Para cargas laterales
 - Marcos arriostrados concéntricamente.
 - Marcos de momento, o rígidos, con apoyos rotulados.
 - Marcos de momento, o rígidos, con apoyos empotrados.

Para estos sistemas resistentes laterales, se requiere comenzar el diseño con estructuraciones que privilegien el uso de marcos arriostrados, por ser estos de menor costo y simples de construir. Posteriormente, cuando no se pueden usar marcos arriostrados, se consideran los marcos de momento con sus bases rotuladas y, finalmente, cuando estas configuraciones no son factibles, se utilizan los marcos de momento completamente rígidos con su base empotrada.

3.1 Sistemas que transmiten cargas verticales

Las cargas verticales generadas en cualquier sector de una plataforma, o de una techumbre, se transmiten a las columnas mediante sistemas de vigas. Los sistemas utilizados son los siguientes:

Techumbre - Costaneras

- Las cargas de la cubierta son transmitidas a costaneras mediante las planchas y/o paneles de revestimiento. Las costaneras, a su vez, transmiten las cargas a las vigas de marcos rígidos, a vigas maestras o a las vigas principales.
- Los colgadores proporcionan estabilidad lateral a la costanera, evitando que se vuelquen, dándoles apoyo en el eje débil.
- Las conexiones de costaneras a las vigas de los marcos, o vigas maestras, son rotuladas. La fijación es mediante pernos corrientes, calidad ASTM A307.

Plataformas con losa de hormigón armado

- Sistema usado en plataformas con presencia de equipos vibratorios: harneros, ventiladores, baterías de hidrociclones, compresores, etc.
- No necesitan riostras horizontales. La losa de hormigón forma un diafragma rígido horizontal que evita el volcamiento de las vigas.
- Las vigas poseen elementos conectores de corte unidos al ala superior, que permiten la acción conjunta losa-vigas.
- Las conexiones entre vigas son rotuladas, mediante pernos de alta resistencia.

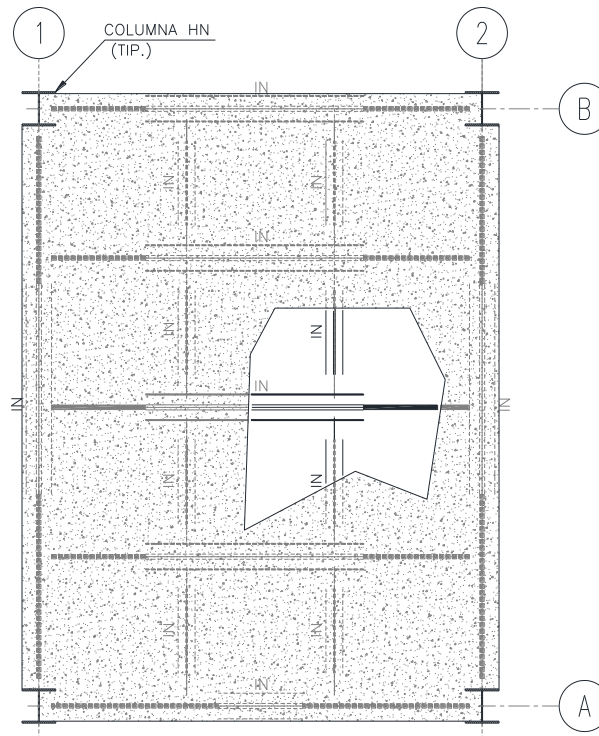


Figura 3-2: Plataforma con losa de hormigón – Vista en planta

3.3 Transmisión de cargas horizontales

Los sistemas clásicos para resistir cargas horizontales son los marcos arriostrados y los marcos rígidos. Dentro de estos sistemas, existen cuatro configuraciones típicas, las cuales son estables y son las que comúnmente se usan en edificios industriales y mineros.

La **Figura 3-1** muestra estos sistemas básicos, las dos primeras configuraciones corresponden a marcos arriostrados concéntricamente y las últimas dos, a marcos rígidos. La letra “F” representa la fuerza lateral equivalente aplicada sobre la estructura. Estos sistemas se pueden combinar entre ellos y los puntales podrán ser, o no, parte de envigados de plataformas.

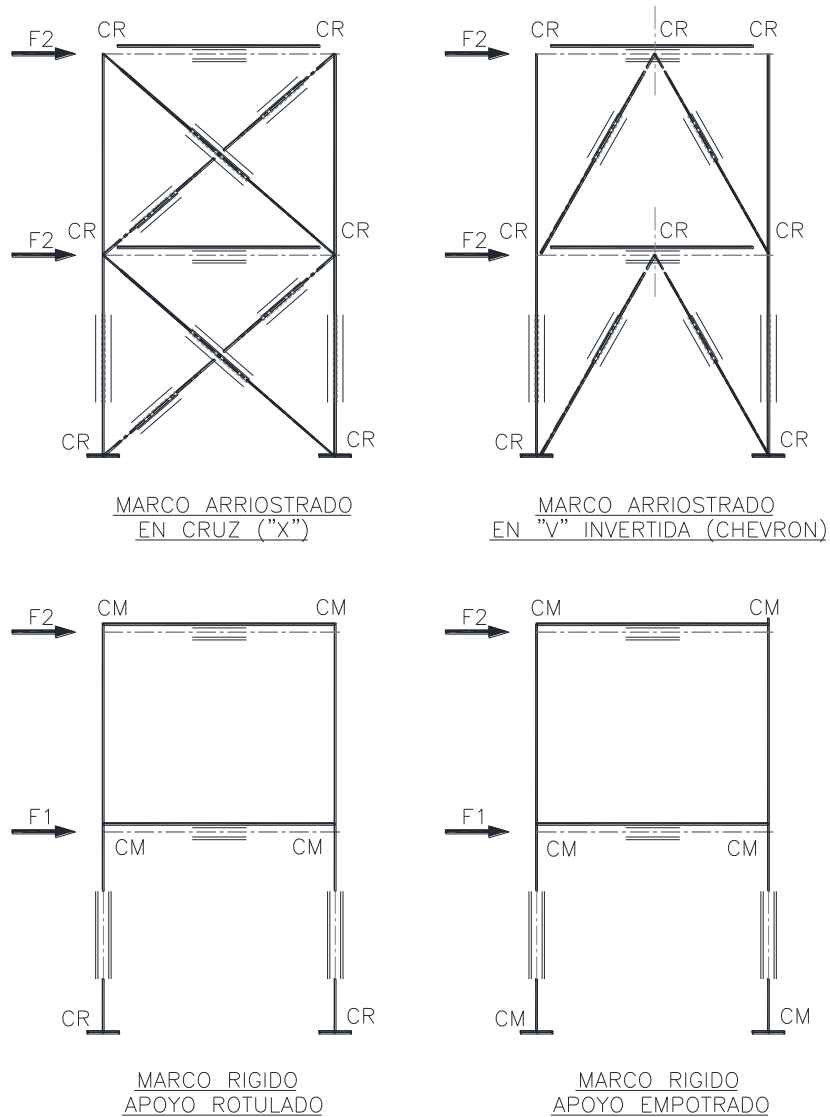


Figura 3-1: Sistemas que resisten cargas laterales

En marcos arriostrados las fuerzas horizontales generan principalmente esfuerzos axiales en todos los elementos. En los casos de marco rígido, éstas fuerzas generan, además de los esfuerzos axiales, esfuerzos de momento y corte.

Marco arriostrado concéntricamente con riostras en cruz

- Es el más utilizado en la práctica industrial minera. Se utiliza en ejes longitudinales de edificios y galpones, en ejes de plataformas de operación y mantenimiento, en cepas y torres para soporte de correas transportadoras, en torres de procesos, en estructuras de soportes de equipos, etc.
- Estructura muy poco deformable en la dirección horizontal.
- Los esfuerzos en columnas y diagonales son principalmente esfuerzos axiales. Las vigas presentan flexión y corte en el caso que se existan cargas en un punto intermedio de ellas, éstas no transmiten la flexión a las columnas ni a las diagonales.

- Todas sus conexiones son rotuladas, transmiten esfuerzo de corte y axial.
- La conexión a la fundación es rotulada, transmite esfuerzo axial y corte.

Marco arriostrado concéntricamente con riostras en “V” invertida (Chevrón)

- Utilizado en estructuras arriostradas donde la diagonalización en cruz no sea posible, ya sea por interferencia con equipos o tránsito, o bien, por la geometría de la riostra (el ángulo que la riostra forma con la viga o puntal horizontal debe estar en el rango $45^\circ \pm 15^\circ$).
- Posee las mismas características que el marco arriostrado en cruz.

Marco de momento con conexión rotulada en la base

- Se utiliza en marcos rígidos de naves industriales de mediana a baja altura y en torres de proceso donde no es posible el sistema arriostrado.
- La unión a la fundación es rotulada.
- Resiste, sin deformaciones excesivas, fuerzas horizontales menores a medianas.
- La conexión viga-columna debe ser totalmente rígida, transmitir esfuerzo axial, de corte y momento flector.
- Su desplazamiento lateral es importante en los nudos superiores, del orden de 10 veces más deformable que los sistemas arriostrados.

Marco de momento con conexión empotrada en la base

- Se utiliza en marcos rígidos de naves industriales de gran altura y en torres de proceso donde no es posible el sistema arriostrado.
- La unión a la fundación es empotrada. Transmite esfuerzos de corte, axial y momento flector.
- Resiste, sin deformaciones excesivas, fuerzas horizontales mayores al del sistema rotulado en la base. Es menos deformable que éste, pero mucho más que los sistemas arriostrados.

3.4 Sub-Estructuras resistentes

Cada estructura contiene sub-estructuras que, dependiendo de la naturaleza de las cargas que necesitan transmitir y/o soportar, cumplen objetivos diferentes. De acuerdo a esto, para las cargas de origen estático y sísmico estas estructuras se pueden clasificar como sigue:

- **Esqueleto sismorresistente principal:** Corresponde al conjunto de columnas, puntales, vigas, arriostramientos, etc., responsables de transferir las sollicitaciones sísmicas desde su lugar de origen hasta las fundaciones y mantener la estabilidad del edificio frente a estas cargas. Los elementos que lo conforman deben cumplir los requisitos normativos de la norma chilena NCh2369 y, cuando ésta lo indica, del código AISC341.

- **Esqueleto estático:** Aquel que transmite principalmente solicitaciones de naturaleza estática, como lo son las cargas permanentes, sobrecargas de operación, peso de equipos, ductos, etc. Principalmente corresponden a vigas de plataformas, tornapuntas, costaneras, parrillas/planchas de piso, columnas secundarias, y en general cualquier elemento que no sea parte del esqueleto sismo-resistente.
- **Sub-estructura secundaria:** Corresponde a una parte de la estructura, principalmente formada por elementos estáticos, que se apoya en el esqueleto sismo-resistente principal de la estructura.

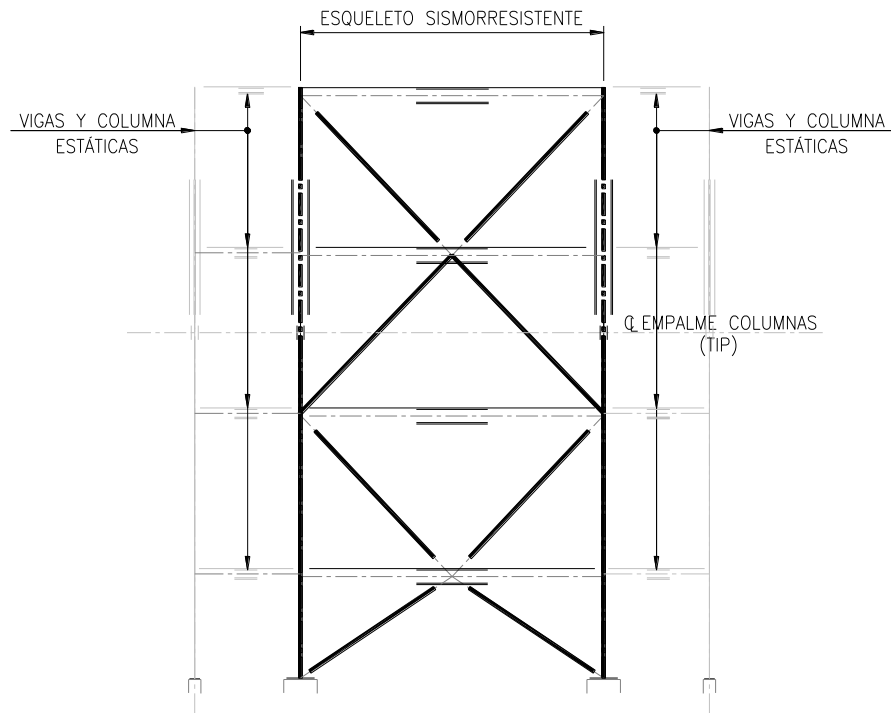


Figura 3-3: Esqueleto sismorresistente y elementos estáticos

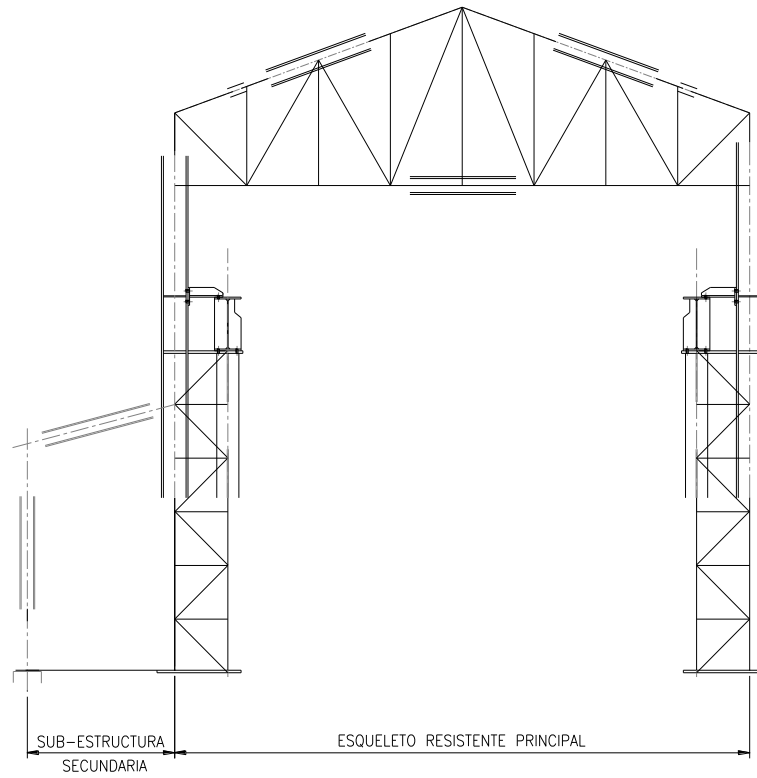


Figura 3-4: Esqueleto resistente principal y sub-estructura estática

Capítulo 4: Fuerzas para el cálculo de conexiones

4.1 General

4.1.1 Enfoque en el diseño por porcentaje de carga

La alta velocidad de ejecución de los proyectos industriales y mineros, y en particular, los plazos ajustados para el desarrollo de la etapa de ingeniería de detalles, muchas veces hace que las oficinas de ingeniería de diseño deban proporcionar indicaciones generales para el diseño y cálculo de conexiones a las maestranzas que se adjudican el contrato de fabricación de estructuras. En este contexto, es una práctica recurrente que la maestraza que se adjudicó los trabajos de fabricación y montaje de las estructuras, también sea la encargada de realizar el diseño y cálculo de las conexiones.

La norma chilena NCh428, “Estructuras de acero – Ejecución de construcciones de acero – perfiles laminados, soldados y tubos”, en su versión 2017, vigente, establece, en su capítulo 4.1, que el diseño y cálculo de las conexiones deben ser definidos por la ingeniería de diseño. Sin embargo, deja la posibilidad que éstas las desarrolle un tercero, en cuyo caso, la ingeniería de diseño debe revisar y validar lo realizado.

Por otro lado, dicha norma en su Capítulo 4.1, letra b), indica los requerimientos para el caso en que el diseño y cálculo sea por el fabricante o detallador, y en el punto iv) del capítulo referido, establece la modalidad denominada “Conexión por porcentaje de carga”, la cual establece lo siguiente:

“La Ingeniería de diseño debe indicar los porcentajes de carga, respecto a la resistencia admisible o nominal del elemento a cargas de corte, flexión, axial y/o torsión, que se deben utilizar en el diseño de las conexiones”.

El presente capítulo se enfoca en dicha práctica, donde las oficinas de ingeniería de diseño le dan la responsabilidad del diseño y cálculo de conexiones a las maestranzas, entregando indicaciones generales para las fuerzas que deberá resistir una cierta conexión y para su diseño.

4.1.2 Requisitos de resistencia requerida para las conexiones en elementos sísmicos

Los requisitos sísmicos que deben cumplir las estructuras de acero, y en particular sus conexiones, son establecidos en la norma chilena NCh2369 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”.

En la versión vigente y oficial de esta norma, del año 2003, el diseño sísmico de estructuras de acero es derivado a las disposiciones del código ANSI/AISC341 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Part 1: Structural Steel Buildings, 1999, de AISC. Alternativamente, la norma chilena NCh2369 permite el uso de las disposiciones de su Capítulo 8 y de su Anexo B.

En el presente capítulo se revisa la normativa chilena relativa a las fuerzas para las conexiones del esqueleto sismorresistente, más las indicaciones del código ANSI/AISC341-10 relacionadas. En esta última, se consideran los sistemas resistentes más utilizados en la práctica chilena, esto es:

empalmes de columnas, marcos especiales arriostrados concéntricamente y marcos especiales de momento.

4.1.3 Requisitos de resistencia requerida para las conexiones en elementos estáticos

Normalmente las oficinas de ingeniería, durante la etapa de ingeniería de detalles, emiten planos de notas generales y estándares que entregan información con respecto a la resistencia requerida para este tipo de conexiones. Tomando la información de distintos proyectos ejecutados, se realiza una propuesta para la definición de las resistencias requeridas para el cálculo de la conexión de un elemento de naturaleza estática. En todo caso, estos valores, tal como se indicó, corresponden a una propuesta y, por lo tanto, deben ser confirmados por el ingeniero responsable del diseño de acuerdo a las condiciones o criterios de diseño de cada proyecto.

Estos requisitos aplican para los elementos estáticos del esqueleto resistente, principalmente vigas principales, secundarias y viguetas que forman parte de plataformas de operación, mantención o de soporte de equipos. No aplica para elementos no estructurales.

4.2 Marco normativo actual para el diseño sísmico de conexiones

4.2.1 Requisitos de la norma chilena NCh2369.Of2003

El Capítulo 8.5 establece los requisitos para el cálculo de conexiones en elementos del esqueleto sismorresistente. En particular se indican las fuerzas en las diagonales de marcos arriostrados, en la unión viga-columna de marcos rígidos y en empalmes de columnas.

- Diagonales sísmicas (Capítulo 8.5.2 NCh2369.Of2003):

“Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de estas”.

- Conexión de momento viga-columna en marcos rígidos verticales (Cap. 8.5.3 y 8.5.4 NCh2369.Of2003):

“Las conexiones de momento entre vigas y columnas de marcos rígidos sismorresistente deben tener, como mínimo, una resistencia igual a la de los elementos conectados”.

“En uniones viga-columna de marcos rígidos, las alas superiores e inferiores de las vigas deben contar con apoyos laterales diseñados para resistir una fuerza igual a $0,02 F_y B_f t$ ”.

- Empalmes de columnas:

“Los empalmes se deben dimensionar para las fuerzas de diseño obtenidas de la combinación 4.5 (NCh2369.Of2003), en que el estado de carga sísmico de estas combinaciones se ha amplificado por 2”.

El anexo B de esta norma se establece, además, las disposiciones para el diseño de uniones viga a columna en marcos rígidos de acero. A continuación, se presentan los puntos principales del anexo relativos a la definición de las resistencias requeridas en esta conexión:

- Anexo B.2.2, Diseño de zona panel:

Tanto los esfuerzos de momento requeridos en las vigas (M_u) como el esfuerzo de corte requerido en la columna (V_u), para la verificación de la zona panel de la conexión, se obtienen utilizando las combinaciones de carga sísmicas, indicadas en esta norma, amplificadas por 2,0. Sin embargo, los momentos requeridos para las vigas se limitan a su momento plástico.

De acuerdo a lo anterior, los esfuerzos que debe resistir la zona panel están basados en las combinaciones de carga de la norma y, por lo tanto, requieren de los resultados del análisis estructural realizado por el ingeniero que diseña. Sin embargo, estas están limitadas a la plastificación.

A continuación, se presenta un esquema con las sollicitaciones en las zonas panel, y para obtener las expresiones de diseño y significado de las variables, ver Anexo B.2.2 de la norma NCh2369.Of2003.

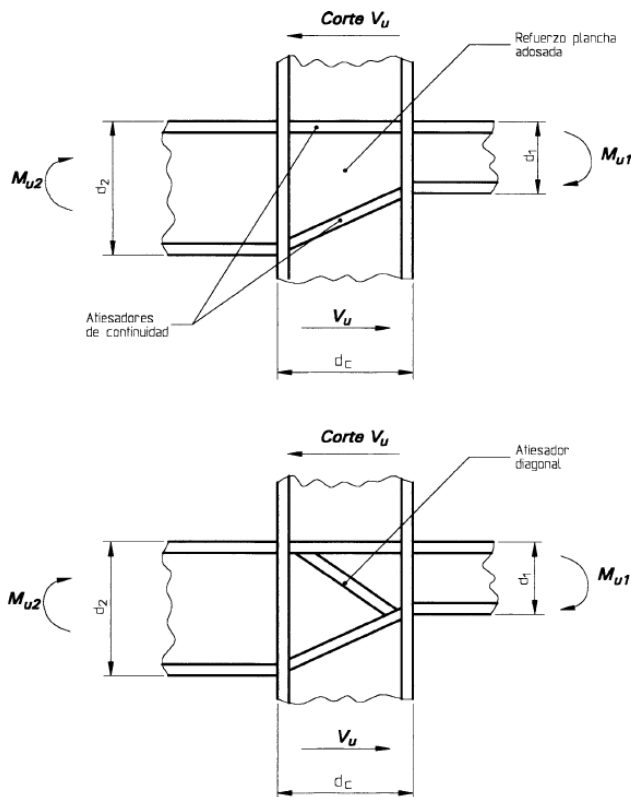


Figura 4-1: Fuerzas en la zona panel (Figura B.2 de NCh2369.Of2003)

- Anexo B.3.1, Flexión local del ala de la columna debido a una fuerza de tracción perpendicular a ella:

Para este caso normalmente se utilizan atiesadores de continuidad en la columna para evitar la flexión local de las alas. Para la verificación de estos atiesadores, este acápite establece que las resistencias requeridas (R_u) se determinen a través de las combinaciones de carga sísmicas amplificadas por 2,0. El valor de la resistencia requerida (R_u), se obtiene a partir del momento requerido M_u de la viga, el cual, tal como en el acápite B2.2, está limitando a la plastificación. Para obtener las expresiones de diseño y significado de las variables, ver Anexo B.3.1 de la norma NCh2369.Of2003.

- Anexo B.4.1, Fluencia local del alma por fuerzas de compresión perpendicular al ala:

Al igual que el punto anterior, en este caso normalmente se utilizan atiesadores de continuidad en la columna para evitar la fluencia local del alma. Las fuerzas para el cálculo de estos atiesadores se basan en las combinaciones de carga amplificadas, limitadas por la fluencia, tal como te indica en el caso anterior. Las expresiones para el cálculo se indican en el Anexo B.4.1.

- Anexo B.5.1, Aplastamiento del alma por la fuerza de compresión perpendicular al ala:

Las resistencias requeridas para la conexión se basan, al igual que los casos anteriores, en las combinaciones de carga sísmicas amplificadas por 2,0 y se limitan al momento plástico de la viga, como se indica en Anexo B.2.2.

4.2.2 Requisitos del código ANSI/AISC341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings

Se considera la versión AISC341-10. Este código establece los requisitos de fuerzas mínimas para empalmes y uniones entre los distintos elementos estructurales que son parte del esqueleto sismorresistente. A continuación, se muestran los valores definidos en este código, donde en cada punto se hace referencia al capítulo del código que se está analizando. Se eligen los sistemas resistentes especiales por tener alta ductilidad y alta capacidad para disipar energía durante un sismo severo.

A continuación, se indica la simbología utilizada en las ecuaciones de este capítulo:

- M_{pc} = Momento plástico nominal de la columna.
- F_y = Tensión de fluencia especificada del acero. Para ASTM A36, $F_y=2530$ kgf/cm².
- b_f = Ancho del ala.
- t_f = Espesor del ala.
- t_{bf} = Espesor del ala de la viga.
- H = Altura entre piso de una estructura.
- R_y = Sobrerresistencia del acero estructural, según se define en el capítulo 0.
- Para acero estructural ASTM A36: $R_y=1,5$ para perfiles laminados en caliente y $R_y= 1,3$ para planchas.
- $F_{ye} = R_Y F_Y =$ Tensión de fluencia esperada.

Empalmes de columnas

La sección D2.5b, establece que las fuerzas para calcular el empalme de una columna que pertenece al esqueleto sismorresistente deberá ser la mayor de las siguientes:

- D2.5b (a) La resistencia requerida para la columna. Determinada considerando los requisitos establecidos en el código para el sistema estructural que aplique al elemento: marco arriostrado concéntricamente, marco rígido, etc. Estos requisitos se indican en los capítulos correspondientes del código. Para los casos revisados en el presente trabajo, estos puntos son revisados en las secciones siguientes.
- D2.5b (b) La resistencia requerida determina utilizando las combinaciones de carga sísmicas amplificadas, según lo requiere en código de construcción aplicable.

Por otro lado, indica que la fuerza requerida para el cálculo del empalme no necesita ser mayor que las cargas máximas que le puede transferir el sistema a esta unión.

Para el caso de empalmes de columnas soldados, el código establece los siguientes requisitos:

- D2.5b (1) El esfuerzo de diseño, para el caso de una junta de penetración parcial (PJP) deberá ser como mínimo dos veces el esfuerzo requerido. Este tipo de junta en general no se utiliza en la práctica chilena.
- D2.5b (2) El esfuerzo de diseño en cada ala empalmada deberá ser a lo menos $0,5 R_y F_y b_f t_f$ (LRFD) o $(0,5/1,5)R_y F_y b_f t_f$ (ASD), según sea el caso, donde el producto $R_y F_y$ corresponde al esfuerzo de fluencia en tracción esperada del material de la columna, y el producto $b_f t_f$ es el área del ala de la columna más pequeña conectada.
- D2.5b (3) Para el caso de empalmes con uniones a tope con penetración completa (CJP), cuando la tensión en cualquier punto del ala más pequeña supera $0,30F_y$ (LRFD) o $0,20F_y$ (ASD), se necesitan transiciones cónicas entre las alas de espesor o anchura desigual. Tales transiciones deben estar de acuerdo con AWS D1.8/D1.8M clausula 4.2.

Para todas las columnas del edificio, incluyendo aquellas que no forman parte del esqueleto sismorresistente, el esfuerzo de corte requerido para el empalme, en ambos ejes ortogonales, deberá ser M_{pc}/H (LRFD) o $M_{pc}/(1,5H)$ (ASD), el que corresponda, donde M_{pc} es el momento plástico nominal de la columna menor para la dirección de análisis, y H es la altura entre pisos.

Para columnas del esqueleto sismorresistente, el esfuerzo de corte requerido deberá ser el mayor valor entre lo indicado en el párrafo anterior y lo establecido en la sección D2.5b (a) y (b), que es el esfuerzo requerido utilizando las combinaciones de carga.

Conexiones en marcos especiales de momento (Special moment frames, SMF)

Los marcos especiales de momentos son sistemas resistentes verticales que se diseñan para tener alta ductilidad y alta capacidad para disipar energía, las disposiciones para este tipo de sistema resistente en general son más estrictas que las definidas por el código para sistema denominados ordinarios o intermedios.

La sección E.3 del código AISC341-10, establece las fuerzas para calcular las conexiones en elementos de marcos de momento especiales pertenecientes al esqueleto sismorresistente.

E3.4c(2) Estabilidad unión viga columnas:

Los elementos utilizados para apoyos laterales de las alas de la unión viga columna deben proveer una resistencia mayor o igual al 2% de la resistencia del ala de la viga, esto es $0,02F_y b_f t_{bf}$.

E3.6b(2) Conexión viga a columna:

La resistencia a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, deberá ser como mínimo $0,8M_p$ de la viga conectada, para una distorsión de piso de 0,04 rad. Donde M_p es el momento plástico de la viga considerando la fluencia especificada.

E3.6d Esfuerzo de corte requerido en la conexión viga a columna

La resistencia a corte requerida de la conexión debe determinarse a partir de las combinaciones de carga establecidas en el código aplicable considerando la amplificación de las cargas sísmica. Se debe considerar que el efecto de la acción sísmica amplificada es $E_{mh} = 2(1,1R_y M_p)/L_h$. Donde L_h es la distancia horizontal entre las rótulas plásticas de la viga y R_y es el factor de sobre resistencia del material.

E3.6e(1) Esfuerzo de corte requerido para la zona panel

El esfuerzo de corte requerido para la zona panel debe ser determinado a partir de la suma de los momentos en la cara de las columnas, considerando la plastificación a partir de estas caras y considerando el momento plástico esperados de la viga. Por su parte, la resistencia de corte de diseño ϕR_n o R_n/Ω , debe considerar $\phi=1,0$ (LRFD) y $\Omega=1,5$ (ASD). La resistencia nominal se debe determinar con AISC360-10, sección J10.6.

E3.6g Empalme de columnas

Las fuerzas sobre la conexión son las establecidas en la sección D2.5 (AISC341-10). Para el caso de empalmes apertados, la resistencia de la conexión deberá ser a lo menos la resistencia esperada en flexión de la columna $R_y F_y Z$ (LRFD) o $R_y F_y Z/1,5$ (ASD), de la columna menor empalmada.

La resistencia al corte del empalme del alma de la columna deberá ser a lo menos $\sum M_{pc}/H$ (LRFD) o $\sum M_{pc}/1,5H$ (ASD), donde $\sum M_{pc}$ es el momento plástico de la columna ubicada arriba del empalme más el momento plástico de la columna ubicada bajo el empalme.

Conexiones en marcos arriostrados concéntricamente (Special concentrically braced frames, SCBF)

F2.6b Conexión viga columna

La unión debe ser simple y permitir una rotación de 0,025 rad, de lo contrario, debe ser capaz de resistir un momento mayor o igual al menor de los siguientes valores:

- Resistencia esperada de flexión de la viga, $R_y M_p$ multiplicada por 1,1 (LRFD) o por 1,1/1,5 (ASD).
- Un momento igual a la suma de los momentos esperados de la columna, $\sum (R_y F_y Z)$ multiplicada por 1,1 (LRFD) o 1,1/1,5 (ASD).

F2.6c Esfuerzo requerido en la conexión de la riostra

F2.6c(1) Esfuerzo de tracción requerida deberá ser el menor valor entre:

- a) Fluencia esperada de la riostra, $R_y F_y A_g$ (LRFD) o $R_y F_y A_g / 1,5$ (ASD).
- b) La máxima carga axial que puede ser transferida a la riostra, determinada por el análisis.

F2.6c(2) Esfuerzo de compresión requerido

Las conexiones de arriostramientos deberán ser diseñadas para transmitir una resistencia requerida a compresión de al menos la resistencia esperada de la riostra, $1,1R_y P_n$ (LRFD) o $1,1/1,5R_y P_n$ (ASD), donde P_n es la resistencia nominal a la compresión de la riostra.

F2.6c(3) Efecto producido por el pandeo de la riostra

La conexión deberá estar diseñada para permitir el giro impuesto por el pandeo de la riostra, o bien, resistir los esfuerzos de flexión que ella le imponga. Deberá satisfacer una de las siguientes condiciones:

a) Esfuerzo de flexión requerido:

La resistencia a flexión de la conexión debe ser al menos la resistencia a flexión esperada de la riostra, $1,1R_y M_p$ (LRFD) o $1,1/1,5R_y M_p$ (ASD).

b) Capacidad de rotación:

El diseño de la conexión debe permitir una rotación impuesta por el pandeo de la riostra, deberá tener una capacidad suficiente de rotación para permitir la rotación que le impone el desplazamiento entre pisos. Se permite rotación en el rango inelástico de la conexión.

F2.6d Empalme de columnas

Se deberán diseñar para las combinaciones de carga del código aplicable, incluyendo las cargas sísmicas amplificadas. En caso de unión soldada, la soldadura deberá ser de penetración completa. Los empalmes se deberán diseñar para resistir al menos el 50% de la capacidad en flexión del menor elemento conectado.

El esfuerzo de corte requerido deberá ser $\sum M_{pc}/H_c$ (LRFD) o $\sum M_{pc}/1,5H_c$ (ASD), donde $\sum M_{pc}$ es la suma de los momentos plásticos de las columnas ubicadas sobre y bajo el empalme y H_c es la altura libre de la columna.

4.3 Tabla propuesta de solicitaciones

La siguiente tabla sintetiza las resistencias requeridas para las conexiones de las estructuras. Para el caso de perfiles pertenecientes a esqueleto sismorresistente, también denominados elementos sísmicos, las resistencias requeridas son determinadas a partir de la capacidad esperada de los elementos conectados, considerando una fracción de su capacidad. En cambio, para los elementos estáticos, las resistencias requeridas son determinadas a partir de las resistencias de diseño del perfil conectado y, al igual que el caso anterior, se establece una fracción proporción de esta resistencia.

Esta tabla sólo entrega la fracción de la capacidad esperada, o bien de la resistencia de diseño, que se debe considerar para calcular una determinada conexión. Para determinar la resistencia requerida se deberá considerar los cálculos indicados en el Capítulo 4.4.

Las solicitaciones sobre los puntales indicadas están basadas en el mecanismo de plastificación de las riostras, estos porcentajes deberán ser estudiados con mayor detalle en otros estudios.

Tabla 4-1: Resistencia requeridas en conexiones

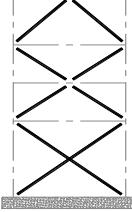
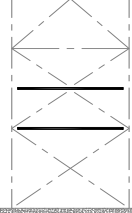
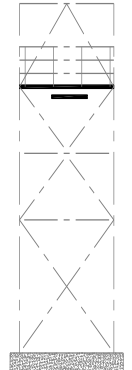
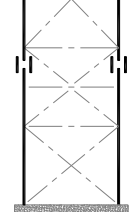
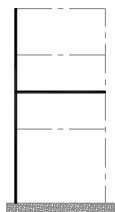
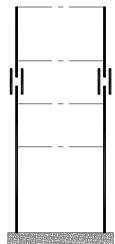
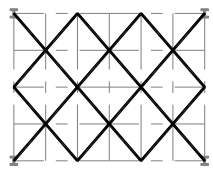
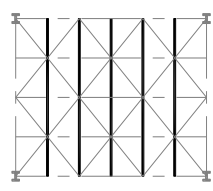
Elemento conectado		Resistencia Requerida en la Conexión		
Esquema de ubicación	Descripción	Porcentaje requerido	Tipo de esfuerzo	
MARCOS ARRIOSTRADOS VERTICALES SÍSMICOS		Diagonales sísmica	100%	Tracción: Capacidad en Tracción Esperada de la diagonal
				Compresión: Capacidad en Compresión Esperada de la diagonal
		Puntales sísmicos	75%	Tracción: Capacidad en Tracción Esperada del puntal
				Compresión: Capacidad en Compresión Esperada del puntal
		Vigas Puntales En plataformas para operación o mantención	75%	Corte: Resistencia de Diseño al corte (1ra verificación - Estática)
			50% + 75%	50% Corte: Resistencia de Diseño 75% Compresión: Capacidad esperada (2da Verificación - Sísmica)
		Vigas Puntales En plataformas con equipos/cajones pesados	100%	Corte: Resistencia de Diseño al corte de la viga. Vigas principales de la plataforma. (1ra verificación)
			80%+100%	80% Corte: Resistencia de Diseño 100% Tracción/compresión: Capacidad esperada (2da Verificación - Sísmica)
		Empalme Columna	100%	Capacidad Esperada en Tracción del menor elemento conectado.

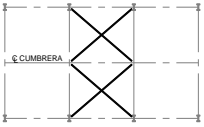

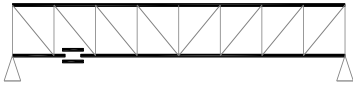

Tabla 4-1 Esfuerzos mínimos requeridos en conexiones (Continuación)

Elemento conectado		Resistencia Requerida en la Conexión		
Esquema de ubicación	Descripción	Porcentaje requerido	Tipo de esfuerzo	
MARCO DE MOMENTO		100%	Corte: Resistencia de Diseño al corte de la viga. (1ra Verificación - Estática)	
			100%	100% de la Capacidad Flexural Esperada de la viga (2da Verificación - Sísmica)
		Empalme Columna	100%	Tracción: Capacidad Esperada a Tracción de la columna. Y como segunda verificación, 100% de la Capacidad Flexural Esperada de la columna.
			100%	Corte: Resistencia de Diseño al corte de la columna
PLANTAS/PLATAFORMAS HORIZONTALES		Diagonales	100%	Tracción/compresión: Capacidad esperada a tracción y compresión de la diagonal
		Vigas Plataformas para operación/mantenición	75%	De la Resistencia de Diseño al corte de la viga
		Vigas Plataformas con equipos/cajones pesados	100%	De la Resistencia de Diseño al corte de la viga

Comentario:

La zona panel de las uniones viga-columna, en marcos de momento pertenecientes al esqueleto sismorresistente, depende de los esfuerzos últimos a los que está sometida la estructura, esfuerzos provenientes del análisis y de las combinaciones de carga establecidas por la norma NCh2369. Para no realizar refuerzos que podrían ser innecesarios, en este caso es recomendable solicitar al ingeniero proyectista el detalle de esta conexión.

Tabla 4-1 Esfuerzos mínimos requeridos en conexiones (Continuación)

Elemento conectado		Resistencia Requerida en la Conexión	
Esquema de ubicación	Descripción	Porcentaje requerido	Tipo de esfuerzo
TECHUMBRE	 <p>Diagonales y puntales sísmicos</p>	100%	Tracción: Capacidad en Tracción Esperada de la diagonal
			Compresión: Capacidad en Compresión Esperada de la diagonal
	Vigas que no forman parte de marcos sísmicos		75%
ENREJADOS - PLANOS VERTICALES Y HORIZONTALES	<p>DIAGONALES</p> 	100%	Tracción: Capacidad en Tracción Esperada de la diagonal
	Compresión: Capacidad en Compresión Esperada de la diagonal		
	<p>EMPALMES</p> 	100%	Tracción/compresión: Capacidad en Tracción/Compresión esperada de la cuerda menor conectada
	<p>MONTANTES</p> 		Tracción: Capacidad en Tracción Esperada de la diagonal
<p>Compresión: Capacidad en Compresión Esperada de la diagonal</p>			
<p>Se definen las capacidades esperadas de los elementos para el método LRFD como sigue:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Capacidad en tracción esperada: $T_{ye} = R_Y F_Y A_g$ ✓ Capacidad en compresión esperada: $P_{ne} = 1.14 F_{cre} A_g$ ✓ Capacidad flexural esperada: $M_{pe} = R_Y F_Y Z$ <p>Donde,</p> <p>F_{cre} corresponde a la evaluación de F_{cr} considerando la tensión de fluencia esperada ($F_{ye} = R_Y F_Y$) en lugar de la tensión de fluencia nominal. F_{cr} se define en NCh427/1:2016 Capítulo E.</p> <ul style="list-style-type: none"> - R_y = Relación entre la tensión de fluencia esperada versus la especificada. Según Tabla A3.1 AISC341 - A_g = Sección bruta del perfil; A_w = Área de corte del perfil (altura total x espesor alma) - F_y = Tensión de fluencia especificada 			

4.4 Expresiones para el cálculo fuerzas que debe resistir la conexión

4.4.1 Corte en vigas de Plataformas – Vigas estáticas

Obtener el porcentaje de la demanda de la Tabla 4-1. En caso que el proyecto requiera condiciones especiales de fuerzas sobre las vigas, consultar al ingeniero proyectista. Las expresiones mostradas a continuación se obtienen de la norma NCh427/1:2016, los términos indicados se pueden obtener de esta misma norma.

- Caso de Perfiles ICHA-2008 serie “IN”, armados en taller:
 - Resistencia de diseño en corte: $\phi V_n = 0,54F_y A_w C_v$.
 - (Referencia Capítulo G2.1, NCh427/1:2016).
 - El coeficiente C_v es 1.0 se puede considerar como 1,0 para la serie “IN”.
- Perfiles laminados serie AISC, “W”:
 - Resistencia de diseño en corte: $\phi V_n = 0,6F_y d t_w$.
 - (Referencia Capítulo G2.1a, NCh427/1:2016).
- Perfiles ICHA 1976 serie “C” plegada:
 - Resistencia de diseño en corte: $\phi V_n = 0,57F_y h t_w$.
 - (Referencia Capítulo C3.2.1, ANSI/AISI S100-07).
- Perfiles AISC serie “C” laminada:
 - Resistencia de diseño en corte: $\phi V_n = 0,54F_y A_w C_v$.
 - (Referencia capítulo G2.1, NCh427/1:2016).
 - El coeficiente C_v es 1,0 para toda la serie “C”.

Resumen - Corte:

Resistencia en corte requerida para la conexión - Caso vigas de plataformas (Diseño por LRFD):

- | | |
|-------------------------------|--|
| - “W” laminados | $V_u = 0,60F_y d t_w$ x % (Tabla 4-1) |
| - “IN” armados, ”C” laminados | $V_u = 0,54F_y d t_w$ x % (Tabla 4-1) |
| - “C” plegada | $V_u = 0,57F_y h t_w$ x % (Tabla 4-1) |

Donde:

- d : Altura total del perfil.
- t_w : Espesor del alma del perfil.
- F_y : Fluencia especificada del material de la viga; Acero: ASTM A36.
- h : Altura del tramo plano del alma para la canal plegada.

4.4.2 Elementos en tracción

- Capacidad en tracción esperada: $T_{ye} = R_Y F_Y A_g$
 - o (Referencia Capítulo F2.6c(1) AISC341-10).
- Donde:
 - o F_y : Fluencia especificada del material.
 - o A_g : Área bruta del perfil.
- R_y : Sobre-resistencia esperada del material
 - o (Referencia Tabla A3.1 de ANSI/AISC 341-10).
 - o $R_y = 1,5$; Para perfiles o barras laminadas, acero calidad ASTM A36.
 - o $R_y = 1,3$; Para perfiles armados o planchas, acero calidad ASTM A36.

Resumen – Capacidad en Tracción Esperada:

Diseño por LRFD, Acero ASTM A36:

Perfiles armados/ Planchas $T_u = T_{ye} = 1,3F_y A_g \times \% (\text{Tabla 4-1})$

Perfiles laminados $T_u = T_{ye} = 1,5F_y A_g \times \% (\text{Tabla 4-1})$

4.4.3 Elementos en compresión

- Capacidad en compresión esperada: $P_{ne} = 1.14F_{cre}A_g$
(Referencia capítulo F2.3, AISC341-10)
- Donde:
 - o F_{cre} : F_{cr} considerando la tensión de fluencia esperada ($F_{ye} = R_Y F_Y$).
 - o F_{cr} : Tensión crítica de pandeo, según NCh427/1:2016 Capítulo E.
 - o F_y : Fluencia especificada del material.
 - o A_g : Área bruta del perfil.

Resumen – Capacidad en Compresión Esperada:

Diseño por LRFD, Acero ASTM A36:

Perfiles armados $P_u = P_{ne} = 1,14F_{cre} A_g \times \% (\text{Tabla 4-1})$

Perfiles laminados $P_u = P_{ne} = 1,14F_{cre} A_g \times \% (\text{Tabla 4-1})$

4.4.4 Elementos en flexión

- Capacidad Flexural Esperada: $M_{pe} = R_Y F_Y Z$
(Referencia capítulo E3.6g, AISC341-10)

Donde:

- F_y : Fluencia especificada del material.
- Z : Módulo plástico según eje de análisis de la sección.

Resumen – Capacidad Flexural Esperada:

Diseño por LRFD, Acero ASTM A36:

Perfiles armados $M_{pe} = 1,3F_y Z \times \% (\text{Tabla 4-1})$

Perfiles laminados $M_{pe} = 1,5F_y Z \times \% (\text{Tabla 4-1})$

Capítulo 5: Conexiones estándares aplicado a edificios industriales y mineros

5.1 General

Los distintos requerimientos de soportación de equipos mecánicos, eléctricos, cañerías, válvulas, cajones de proceso, etc., generan una gran diversidad de geometrías del esqueleto resistente de las estructuras, como también generan a una gran diversidad de requerimientos de conexiones entre los distintos elementos que las componen.

Este capítulo presenta una selección de las conexiones más utilizadas en la práctica de edificios industriales y mineros chilenos. En particular, se presenta las conexiones del esqueleto resistente de los distintos sistemas estructurales utilizados por la ingeniería local.

Se consideran las conexiones de empalmes, de sistemas estructurales de marcos arriostrados concéntricamente, de sistemas de marcos rígidos y conexiones de vigas en plataformas.

Los esquemas de conexiones propuestos son insertados en el ANEXO A, y quedan como una guía de conexiones para ser usado por el proyectista detallador. En particular se presentan las conexiones de distintos tipos de sistemas resistentes verticales: Cuatro tipos de marcos arriostrados y 5 tipos de marcos rígidos. También se presentan dos tipos de sistemas de plataformas que abarcan la gran cantidad de conexiones presentes es estas estructuras.

5.2 Tipos de conexiones utilizados en la industria minera

A continuación, se indican las distintas configuraciones de conexiones que son habituales en la industria minera. Para cada caso se resumen los perfiles utilizados y consideraciones relevantes.

5.2.1 Empalmes

Los proyectos especifican que los empalmes de los elementos, realizados en terreno, deben ser realizados con conexiones apernadas. La ubicación de los empalmes es usual que sea definida por ingeniería de diseño, en todo caso, esta dependerá de las dimensiones de transporte máximo permitidas en las carreteras y por especificaciones particulares de cada proyecto.

Las dimensiones máximas de transporte se establecen en la resolución N°1, de 1995, del Ministerio de Transportes y telecomunicaciones, y sus modificaciones. Esta indica que la altura máxima de transporte en carretera es de 4,2 m y el ancho máximo es 2,6 m. El largo depende del tipo de vehículo, y va desde los 11 m hasta 18,6 m aproximadamente.

- Empalmes de vigas:
 - Perfiles frecuentemente usados: “IN” y “HN”.
 - La conexión permite la transmisión de esfuerzos de corte, axial y momento.
 - Se utiliza cizalle doble en la conexión, tanto en las alas como en el alma.
 - Los pernos de conexión son de alta resistencia (P.A.R.), ASTM A325
 - Instalación con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1.

- El detalle utilizado que cumple estos requisitos es el siguiente:

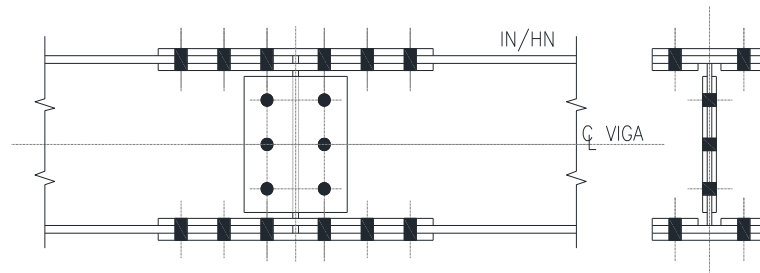


Figura 5-1: Empalme de vigas

- Empalme de columnas:

- Perfiles frecuentemente usados: “IN” y “HN”.
- La conexión permite la transmisión de esfuerzos de corte, axial y momento.
- Se utiliza cizalle doble en pernos, tanto en las alas como en el alma.
- Los pernos de conexión son de alta resistencia (P.A.R.), ASTM A325
- Instalación con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1.
- Se cepillan las caras enfrentadas de las secciones.
- Esquema de empalme en Anexo A, Figura A-27.
- El detalle utilizado que cumple estos requisitos es el siguiente:

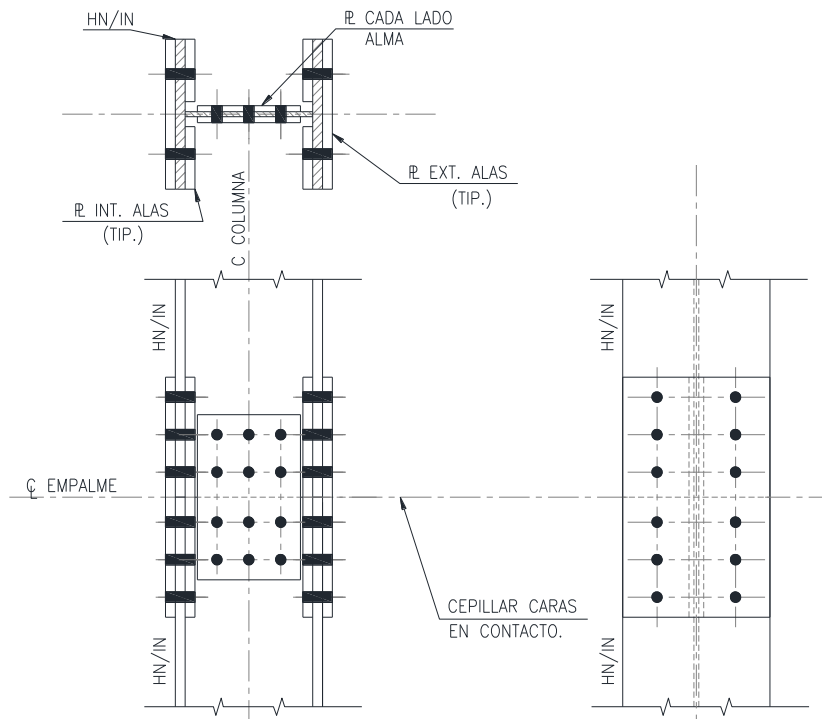


Figura 5-2: Empalme de columnas

- Empalmes en arriostramientos:
 - En general los arriostramientos no se empalman, salvo cuando se utilizan perfiles de la serie “HN” o “IN”.
 - La conexión permite la transmisión de esfuerzo axial.
 - Se utiliza cizalle doble en pernos, tanto en las alas como en el alma.
 - Los pernos de conexión son de alta resistencia (P.A.R.), ASTM A325
 - Instalación con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1.
 - Para esquema de empalme para HN/IN que cumple estos requisitos, ver Figura 5-1.
- Empalmes en cuerdas de enrejados:
 - Perfiles usados: “L”, “HN”, “C” y “T”.
 - La conexión permite la transmisión de esfuerzo axial.
 - Se utiliza cizalle doble en pernos, tanto en las alas como en el alma.
 - Los pernos de conexión son de alta resistencia (P.A.R.), ASTM A325
 - Instalación con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1.
 - El detalle utilizado que cumple estos requisitos, para cuerdas con perfil “L”, es el siguiente, para los otros tipos de perfiles se deben hacer de manera similar:

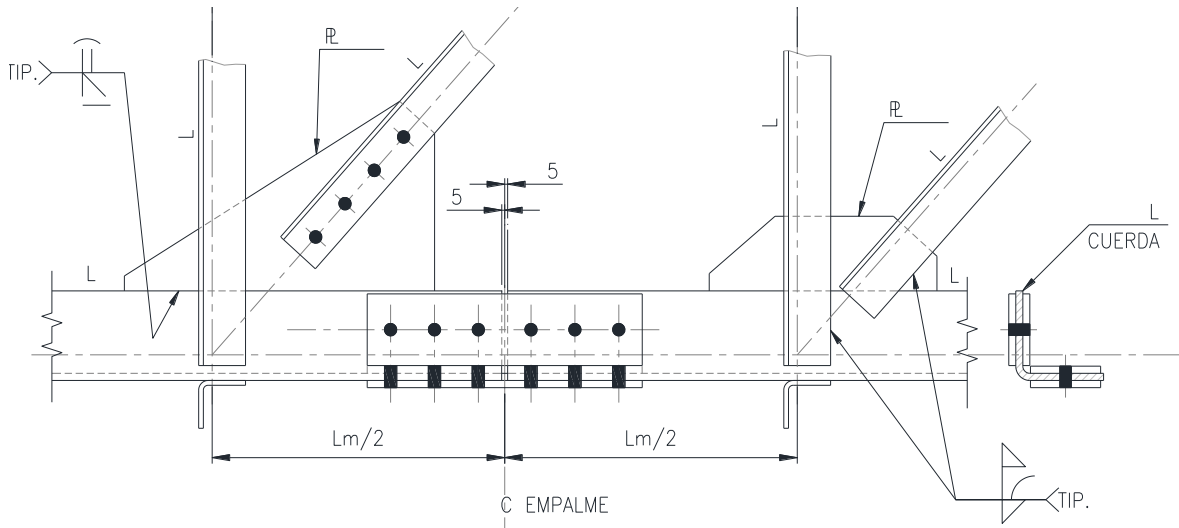


Figura 5-3: Empalme en enrejados

5.2.2 Conexiones en sistemas de marcos verticales arriostrados concéntricamente

En la gran mayoría de los proyectos industriales y mineros, un alto porcentaje de los perfiles utilizados para los arriostramientos y puntales sísmicos, de sistemas arriostrados verticales, lo agrupan un conjunto reducido de cuatro tipos de perfiles. Y para las columnas de estos sistemas arriostrados, prácticamente en la totalidad se utilizan perfiles “HN” o “IN”. Los perfiles para arriostramientos y puntales son los siguientes:

- Ángulos simples, “L”.
- Ángulos dobles, “XL”.
- Cajones cuadrados.
- Perfiles normalizados por el ICHA: “HN” o “IN”. Estos cambian de nombre, perfiles especiales “HE” o “IE”, cuando es modificada su geometría por el ingeniero de diseño.

De acuerdo a este uso habitual de perfiles en la industria local, se han establecido cuatro tipos de configuraciones de marcos verticales arriostrados concéntricamente. Estas se diferencian básicamente en los tipos de perfiles utilizados para las diagonales y puntales.

A continuación, se indican los tipos de marcos establecidos, sus usos y características de su conexión:

- Marco tipo 1:
 - Corresponde al marco formado por columnas con perfiles “HN” o “IN”, y puntales y arriostramientos con perfiles de ángulo simple “L”.
 - Se utilizan para soportes cañerías, “pipe rack”, soportes de escalerilla y en general, cuando tanto las solicitaciones como las dimensiones de la estructura son bajas.
 - La Ver Figura 5-5 muestra este marco.
 - Los detalles en cada una de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-1.
 - Un ejemplo representativo del nudo de conexión se muestra en la Figura 5-4.
 - La conexión es por cizalle simple de los pernos.
 - Todas las conexiones de los arriostramientos a los gussets son rotuladas.
 - Las conexiones transmiten principalmente esfuerzos axiales.

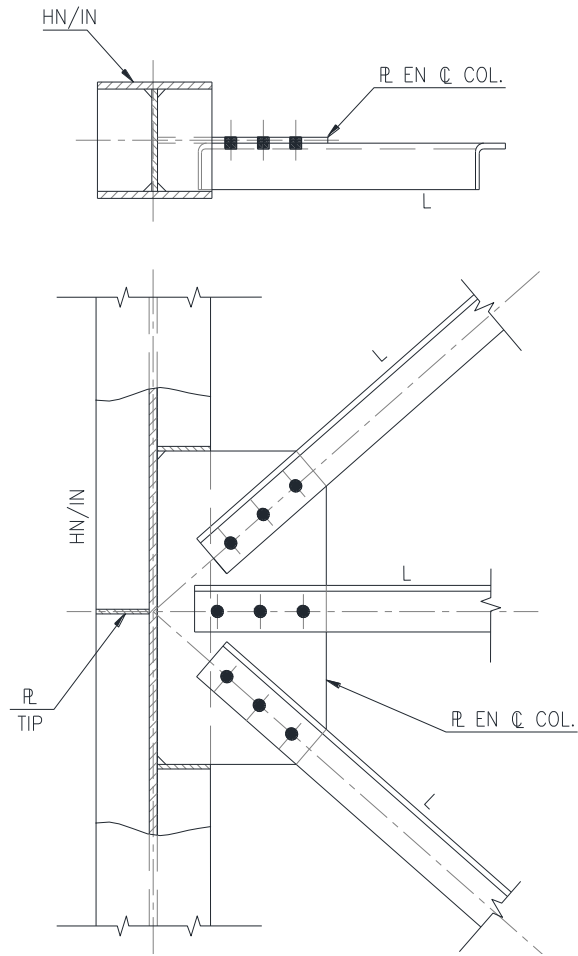


Figura 5-4: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 1

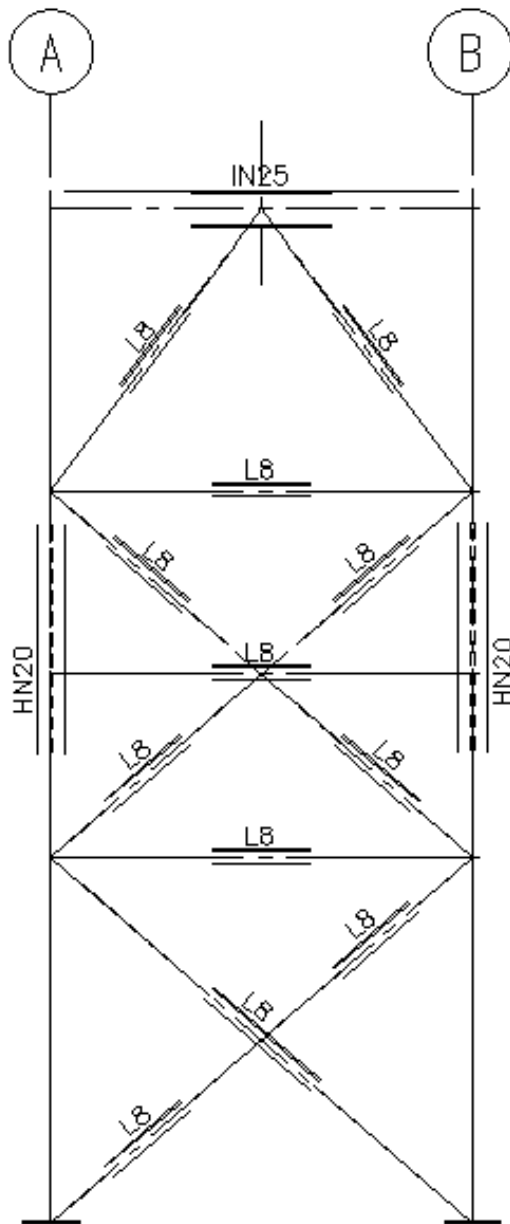


Figura 5-5: Marco arriostrado Tipo 1

- Marco tipo 2:
 - Corresponde al marco formado por columnas con perfiles “HN” o “IN”, y puntales y arriostramientos con perfiles de ángulo doble “XL”.
 - Se utilizan para torres de procesos, marcos longitudinales de naves industriales, en estructuras para soportes cañerías, “pipe rack” y en general, cuando tanto las solicitaciones como las dimensiones de la estructura son “medianas a altas”.
 - La Figura 5-7 muestra este marco.
 - Los detalles en cada una de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-5.

- Un ejemplo representativo del nudo de conexión se muestra en la Figura 5-6.
- La conexión de las diagonales es por cizalle simple de los pernos, y transmiten principalmente esfuerzos axiales.
- La conexión a la columna es mediante interacción tracción y corte. La transferencia de cargas en el nudo se detalla en el Capítulo 6.5.2.

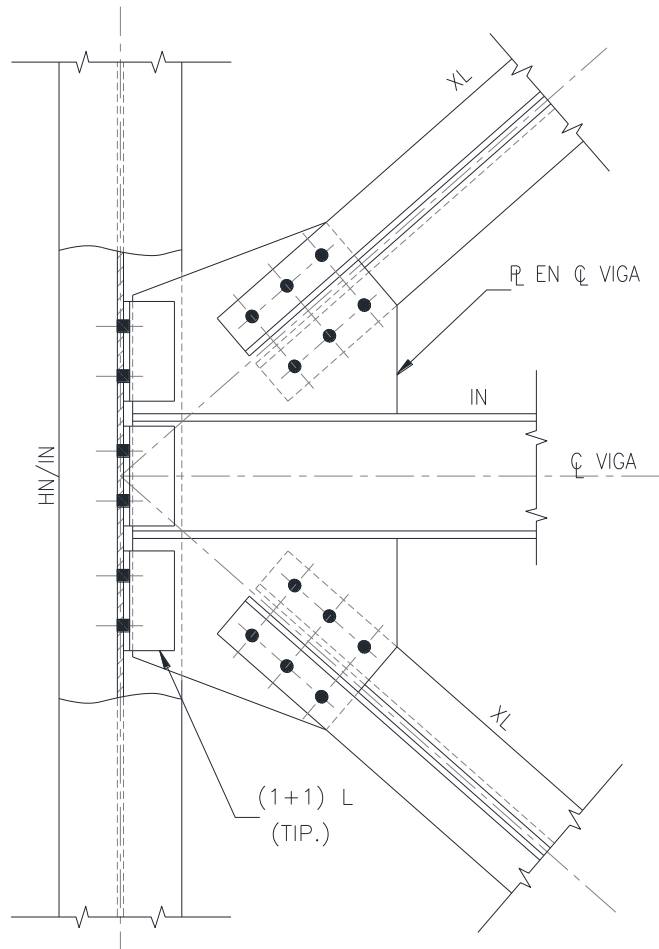


Figura 5-6: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 2

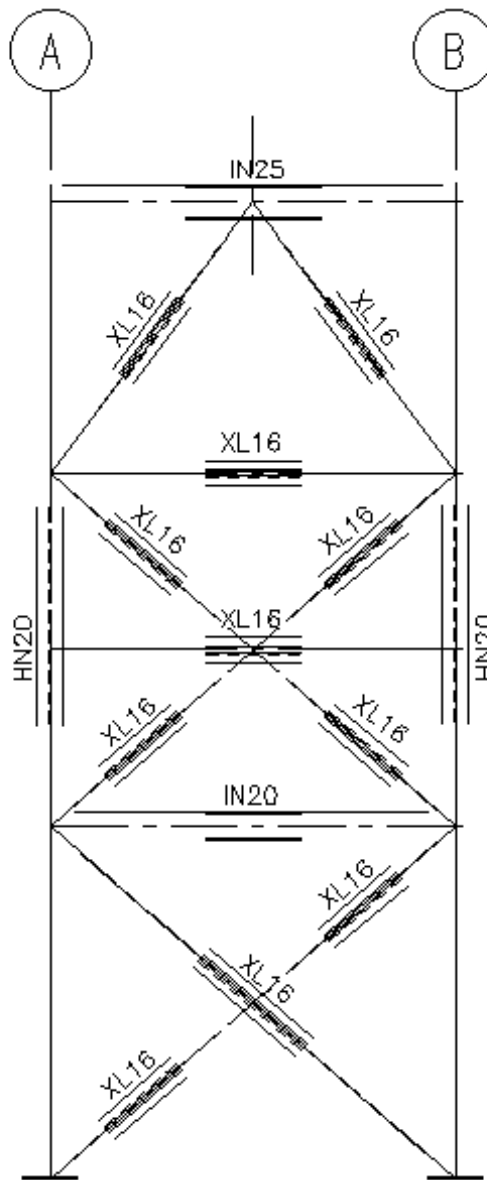


Figura 5-7: Marco Arriostrado Tipo 2

- Marco Arriostrado Tipo 3:
 - Corresponde al marco formado por columnas con perfiles “HN” o “IN”, y puntales y arriostramientos con perfiles “HN” o “IN”.
 - Se utilizan para torres de procesos, marcos longitudinales de naves industriales, en estructuras para soportes de cajones de grandes dimensiones y en general, cuando tanto las solicitaciones como las dimensiones de la estructura son altas.
 - La Figura 5-10 muestra este marco.
 - Los detalles en cada una de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-10.
 - Un ejemplo representativo del nudo de conexión se muestra en la Figura 5-8.

- La conexión de las diagonales es por cizalle doble de los pernos, transmiten principalmente esfuerzos axiales, y corresponde a empalmes de perfiles “IN” o “HN”.
- La conexión a la columna es mediante perfiles soldados formando un nudo soldado totalmente.
- Una alternativa para esta conexión es el uso de gusset de espesores y dimensiones mayores, soldados a la columna, siguiendo el concepto mostrado en la Figura 5-9. Donde al gusset se le sueldan atiesadores para generar el empalme de las diagonales por cizalle doble en los pernos.

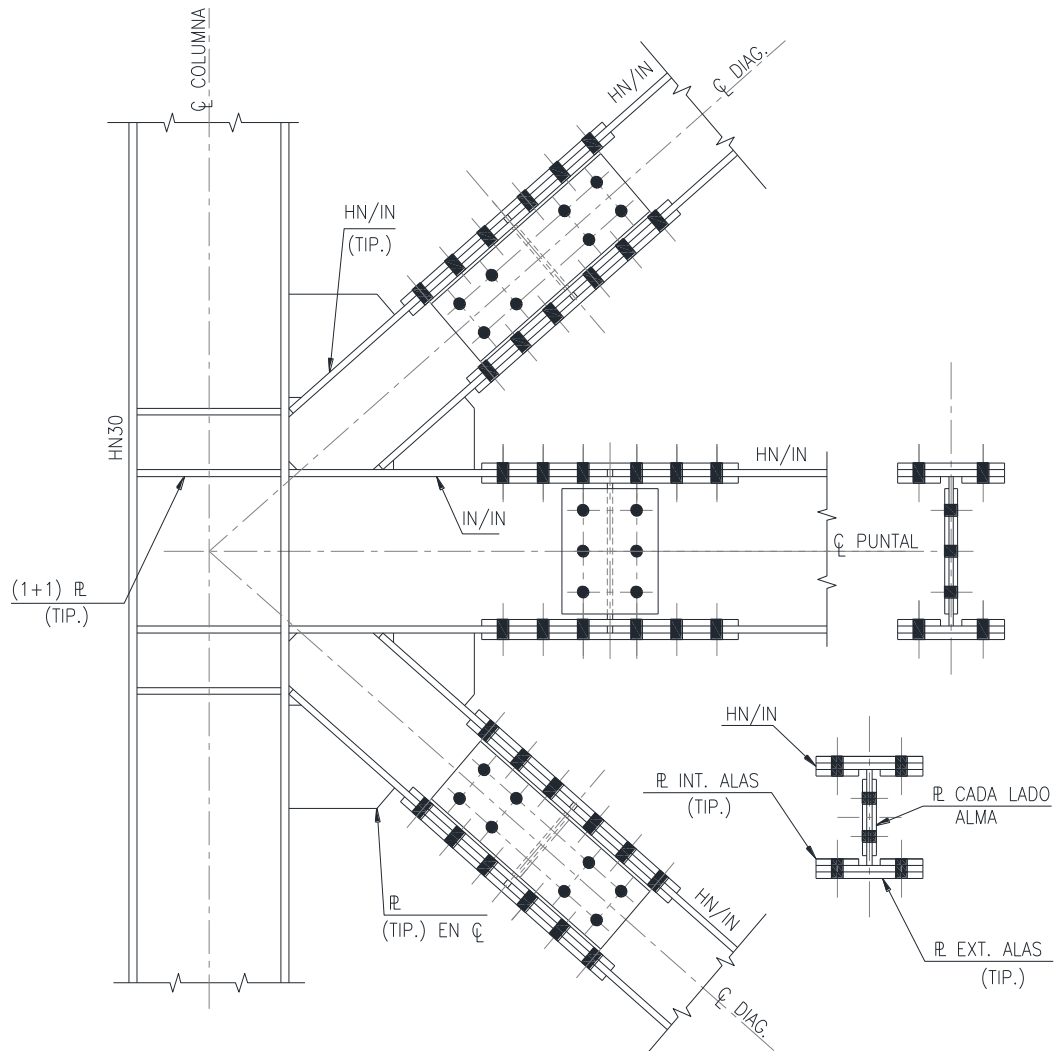


Figura 5-8: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 3

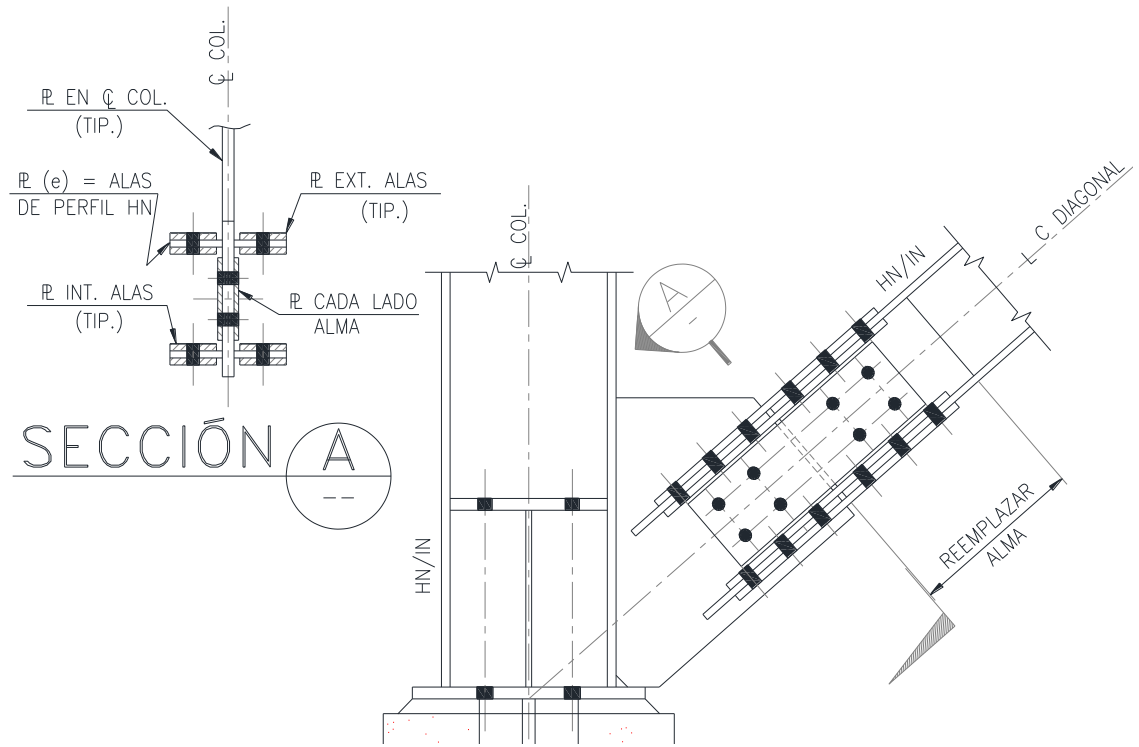


Figura 5-9: Nudo alternativo de marco arriostrado Tipo 3

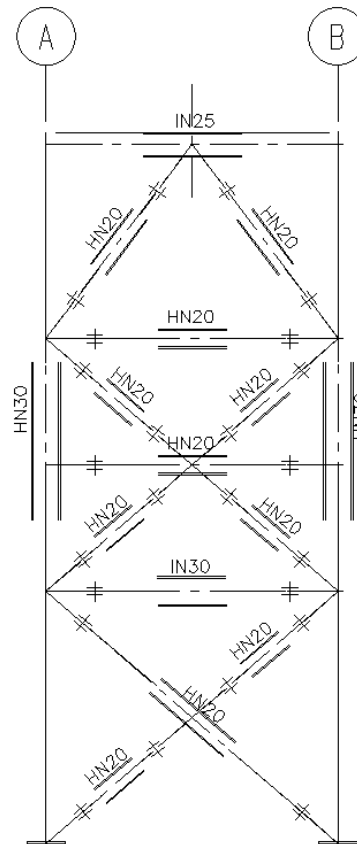


Figura 5-10: Marco Arriostrado Tipo 3

- Marco Arriostrado Tipo 4:

- Corresponde al marco formado por columnas con perfiles “HN” o “IN”, y puntales y arriostramientos con perfiles tipo “Cajón”.
- Se utilizan para torres de procesos, marcos longitudinales de naves industriales, en estructuras para soportes de cajones de grandes dimensiones y en general, cuando tanto las solicitaciones como las dimensiones de la estructura son mediana a altas.
- La Figura 5-12 muestra este marco.
- Los detalles en cada una de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-17.
- Un ejemplo representativo del nudo de conexión se muestra en la Figura 5-11.
- La conexión de las diagonales es por cizalle simple de los pernos, transmiten principalmente esfuerzos axiales.
- La conexión a la columna es mediante un gusset soldado a ella, las diagonales se sueldan al gusset.

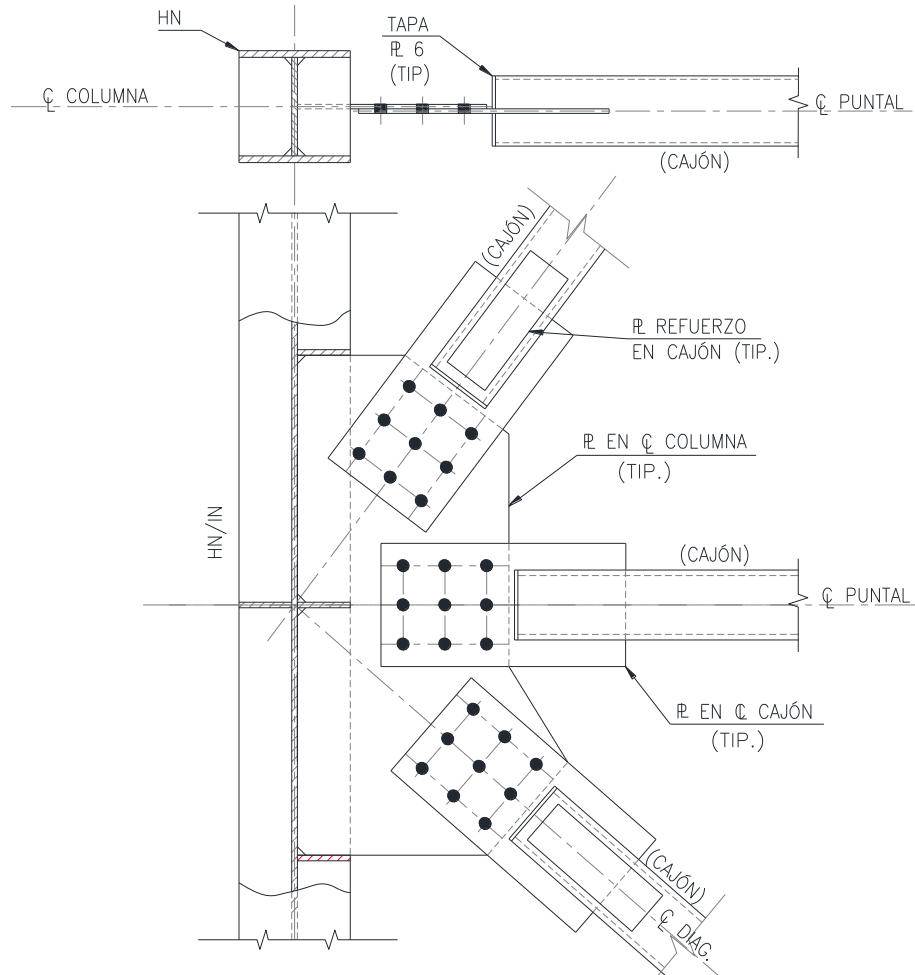


Figura 5-11: Nudo representativo de marco arriostrado Tipo 4

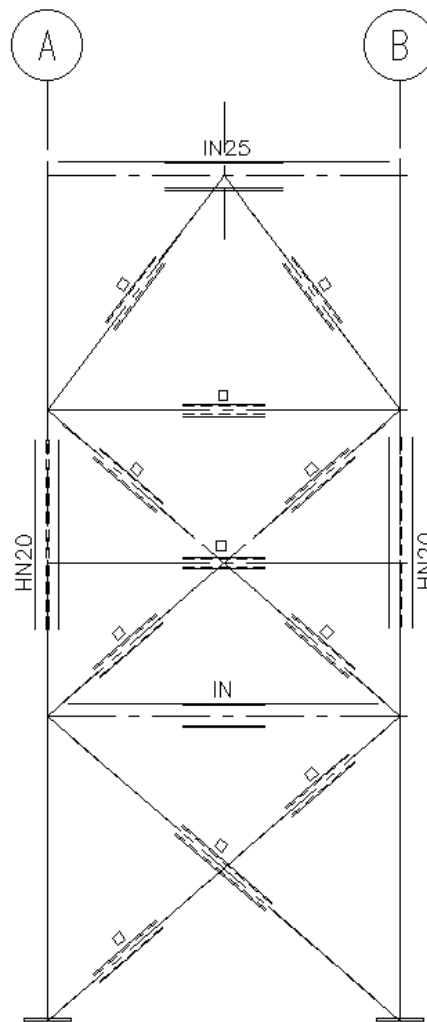


Figura 5-12: Marco Arriostrado Tipo 4

5.2.3 Conexiones habituales en los marcos rígidos de edificios industriales y mineros

Se presentan cinco tipos de marcos rígidos de uso frecuente. El primero, corresponde al marco típico de torres de acero de plantas de proceso. Los otros cuatro tipos, corresponden a marcos de galpones o naves industriales de acero.

A continuación, se describe el uso y las características principales de cada uno de los tipos de marcos rígidos considerados:

- Marco Rígido Tipo 1, ver Figura 5-13 :
 - Utilizado en ejes transversales de “pipe racks”, donde la congestión de cañerías de proceso hace imposible la estructuración de un marco arriostrado.
 - También es utilizado en torres o edificios de procesos. En particular en ejes que, por las interferencias con equipos de proceso, hacen imposible la implementación de arriostramientos.

- Los perfiles utilizados tanto para columnas como para las vigas son “IN” o “HN”.
- Los detalles en cada una de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-25.
- La conexión a la fundación normalmente es rotulada. Su definición es por la ingeniería de diseño.

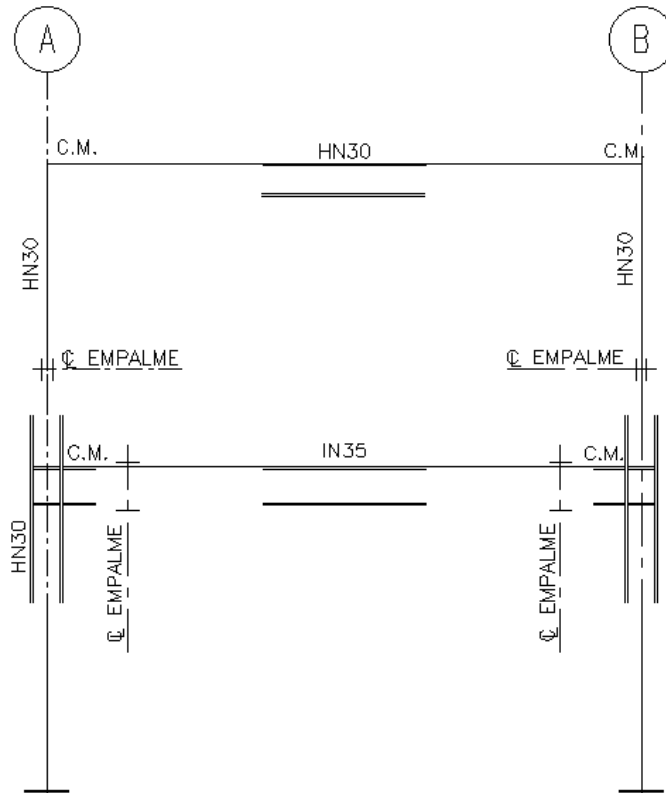


Figura 5-13: Marco rígido Tipo1

- Marco Rígido Tipo 2, ver Figura 5-14:
 - Normalmente utilizado en marcos rígidos de bodegas, galpones sin puente grúa y naves de acero afines.
 - Perfiles típicos: Comunas tipo “IN” y vigas tipo “IN”.
 - Los detalles de sus nudos de conexión se muestran en el ANEXO A del presente trabajo de título, ver la Figura A-29.
 - La conexión a la fundación normalmente es rotulada. Su definición es por la ingeniería de diseño.

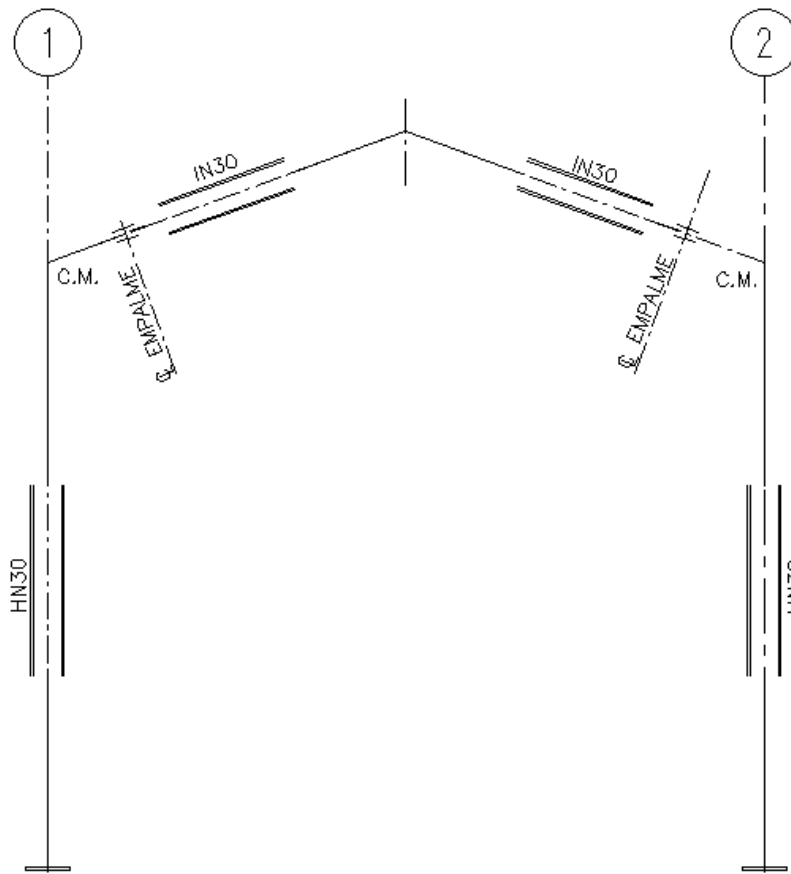


Figura 5-14: Marco Rígido Tipo 2

- Marco Rígido Tipo 3, ver Figura 5-15:
 - Utilizado en marcos rígidos de naves de acero con puente grúa de baja a media capacidad de levante. Una baja capacidad de levante se mueve entre 5 ton y 12 ton.
 - Perfiles típicos: Columnas tipo “IN” y vigas tipo “IN”.
 - La conexión a fundación es rotulada. Su definición es por la ingeniería de diseño.

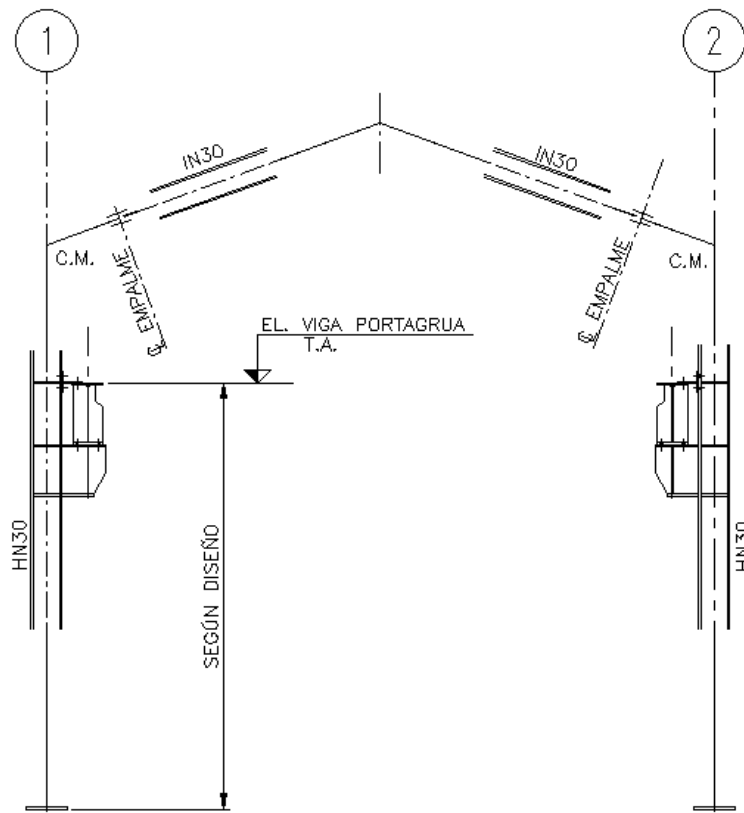


Figura 5-15: Marco rígido Tipo 3

- Marco Rígido Tipo 4, ver Figura 5-16:
 - Utilizado en naves de acero con puente grúa de alta capacidad de levante, donde las dimensiones del edificio no requieren columnas compuestas.
 - Perfiles típicos: Comunas tipo “IN” o “IE”, especiales, y vigas tipo “IN”.
 - La conexión a la base normalmente es empotrada. En todo caso, su definición es por la ingeniería de diseño.

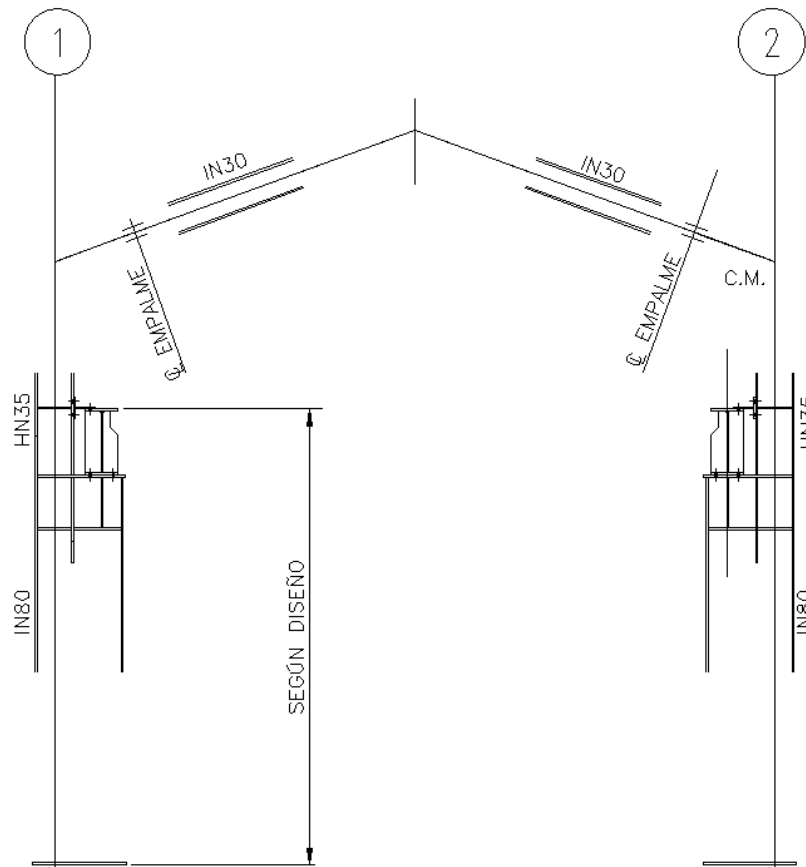


Figura 5-16: Marco Rígido Tipo 4

- Marco Rígido Tipo 5, ver Figura 5-17:
 - Utilizado en naves de acero con puente grúa de alta capacidad de levante, de grandes luces y marcos a grandes distancias. Como, por ejemplo: Naves para mantenimiento de grandes camiones mineros.
 - Dependiendo de las dimensiones, la viga del marco podrá ser de alma llena, o bien, enrejada.
 - Para el caso de viga de alma llena, la conexión es similar a la de los marcos rígidos vistos anteriormente.
 - Para el caso de viga enrejada, la conexión de momento viga-columna se materializa mediante las conexiones rotuladas de ambas cuerdas a la columna. Las uniones en el enrejado son rotuladas.
 - Perfiles utilizados:
 - Columna compuesta: perfiles principales “HN” o “IN”, y diagonales con perfiles “Ángulos”.
 - Columna alma llena: Perfil “IN”.
 - Caso viga “alma llena”: Perfil “IN”.

- Caso viga enrejada: cuerdas “HN”, “TL”, “XL”, “L”, “C” y diagonales “L”, “XL” o “TL”.

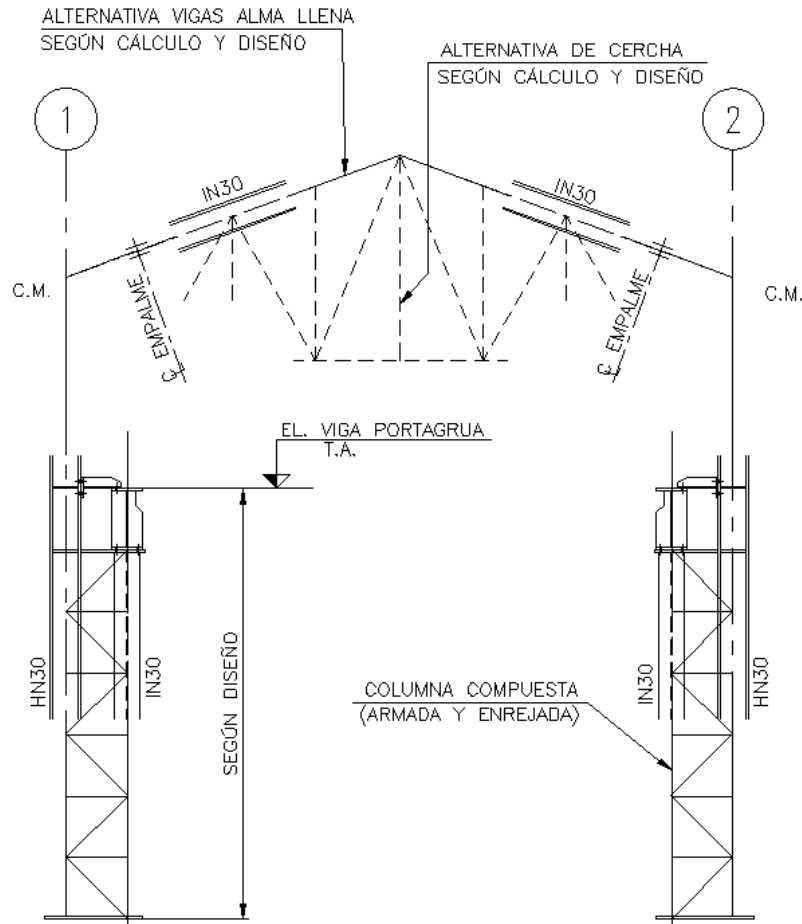


Figura 5-17: Marco Rígido Tipo 5

- Características comunes a los cinco tipos de marcos arriostrados:
 - Las conexiones entre los elementos del marco transmiten esfuerzos de momento, corte y axial.
 - La conexión de momento viga-columna es totalmente rígida.
 - Nudo viga-columna es soldado en maestranza.
 - La unión apernada en terreno se realiza a una cierta distancia del nudo que forma la viga con la columna.
 - La conexión a la fundación podrá ser rotulada o empotrada. Su definición es por la ingeniería de diseño.
 - El diseño es considerando con pernos tipo aplastamiento con el hilo incluido en el plano de corte.
 - Todos los pernos se instalan con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1. De preferencia se utiliza el perno tipo Torque Controlado (TC).

5.2.4 Conexiones en sistemas de plataformas

Se presentan dos tipos de sistemas de plataformas. El primer tipo muestra la plataforma típica requerida para áreas de operación y/o mantenimiento, la cual corresponde a aquellas plataformas donde todas las diagonales dispuestas en la planta irán conectadas a los elementos contiguos a dicha diagonal, tal como se muestra en la Figura 5-18. Este primer tipo, también abarca los pasillos, plataformas de escaleras, accesos a equipos y en general todas aquellas plataformas que se estructuran con diagonales dispuestas como se ha indicado.

El segundo tipo de plataforma, corresponde a aquellas cuyas dimensiones mayores, requieren que las diagonales de la planta pasen por debajo de las viguetas que soportan la parrilla de piso, tal como se muestra en la Figura 5-19. Si las diagonales se dispusieran entre cada una de las viguetas, se generaría un exceso de riostras y uniones que harían un sistema muy congestionado.

Los arriostramientos o diagonales de las plataformas se requieren por dos motivos. El primero es proporcionar estabilidad al volcamiento de las vigas de la plataforma, la conexión de las diagonales con las vigas forma un punto que restringe el volcamiento de las vigas de piso. Esta restricción es más eficiente mientras el punto de trabajo de la conexión esté más cercano al ala superior de la viga. Normalmente este punto de trabajo normalmente está a 100 milímetros del ala superior de la viga.

El segundo motivo es que las diagonales sirven para generar un diafragma de piso, capaz de trasladar las sollicitaciones sísmicas que se generan en la plataforma hacia los ejes resistentes verticales.

En el Anexo A, en la Figura A-38 y en la Figura A-43, se muestra el detalle de cada una de las distintas conexiones que se presentan en estas plataformas industriales. Se ha seleccionado la conexión de corte por medio de “Clip” o “Ángulo” doble, soldado a viga conectada y apernado a viga receptora.

Las principales características de estos tipos de plataformas se indican a continuación:

- **Plataforma Tipo 1.** Ver Figura 5-18:
 - Utilizada en los distintos niveles de edificio y torres requeridos para la soportación, operación y/o mantenimiento de equipos de procesos.
 - Considerada cuando las dimensiones entre columnas de apoyo son bajas a medianas, cuando la diagonalización entre vigas de plataforma no genera una alta densidad de las riostras.
 - Vigas principales corresponden a perfiles “IN”, “HN”, “IPE”, “IPN” o “W” del AISC. La más frecuente es el perfil “IN”, o “IE” cuando el ingeniero calculista lo requiere.
 - Las vigas secundarias, o viguetas, corresponden a perfiles canal, “C”.
 - La diagonalización es con perfiles ángulo, “L”.

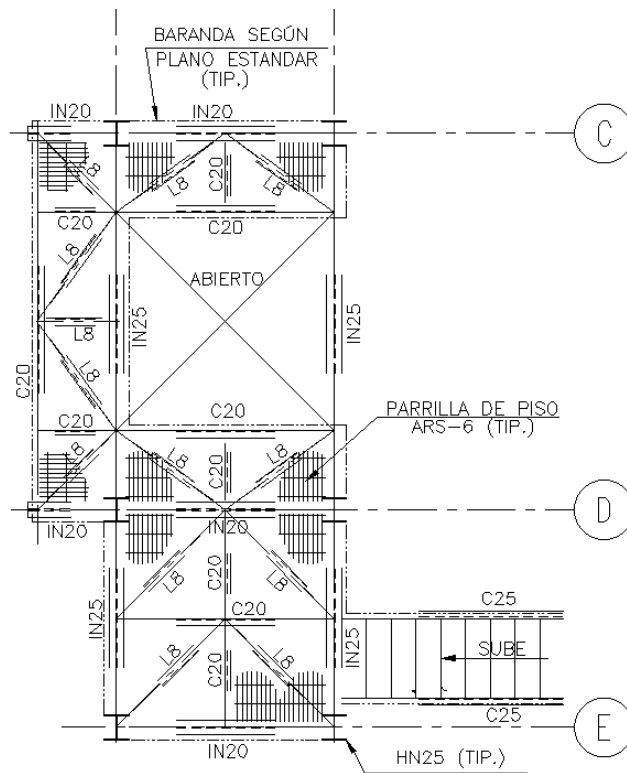


Figura 5-18: Plataforma Tipo 1 – Vista en planta

- **Plataforma Tipo 2.** Ver Figura 5-19:

- Utilizada en los distintos niveles de edificio y torres requeridos para la soportación, operación y/o mantenimiento de equipos de procesos.
- Considerada cuando las dimensiones entre columnas de apoyo son mayores, cuando la diagonalización entre cada una de las vigas de plataforma genera una alta densidad de arriostramientos y conexiones.
- Las vigas principales corresponden a perfiles “IN” altas, mayores a 50 cm de altura.
- Las vigas secundarias, o viguetas, corresponden a perfiles canal, “C”, o perfiles “IN” de alturas menores.
- La diagonalización es con perfiles ángulo, “L”, o ángulo doble en cruz, “XL”.
- Las diagonales no son conectadas a las viguetas, sólo a los puntos de encuentro con las vigas principales. Se disponen manteniendo una holgura entra el perfil de la diagonal y la vigueta. Normalmente los puntos de trabajo de estas diagonales están en el punto medio o centro de gravedad de las vigas principales.

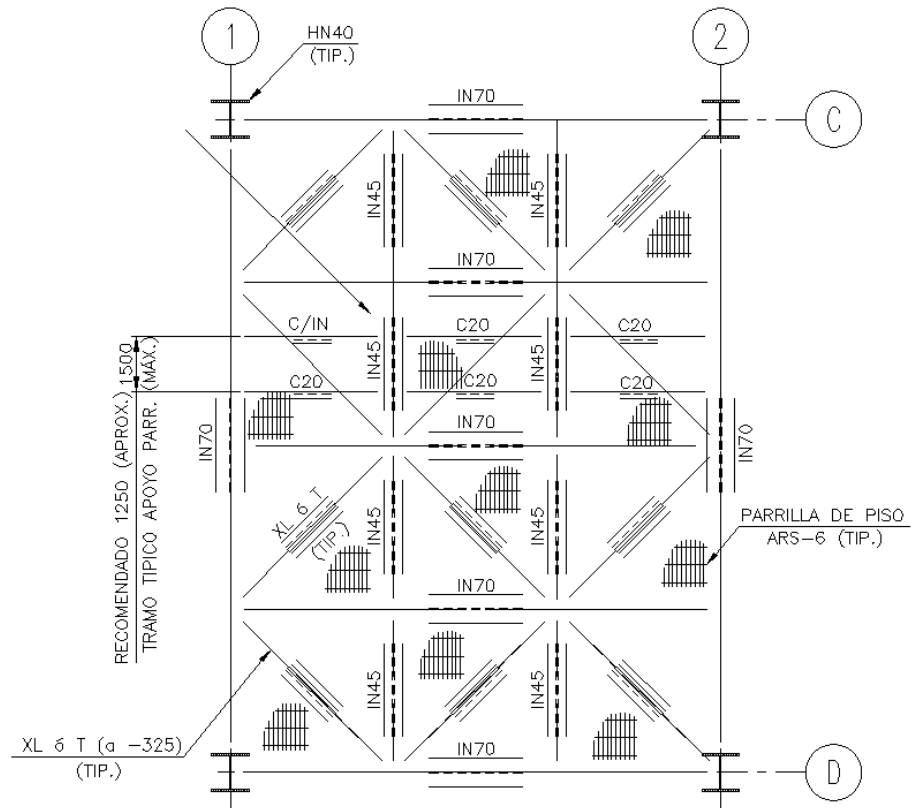


Figura 5-19: Plataforma Tipo 2 –Vista en planta

- Características comunes a los dos tipos de plataformas:
 - Todas las conexiones entre vigas corresponden a uniones de corte. Transmiten principalmente esfuerzos de corte, y esfuerzos axiales menores con respecto a la capacidad de las vigas.
 - Todas las uniones de diagonales con los puntos de intersección de vigas corresponden a uniones rotuladas. Estas uniones solo necesitan transmitir esfuerzos axiales.
 - Lo habitual es diseñar la conexión con pernos tipo aplastamiento, con el hilo incluido en el plano de corte.
 - Para el caso de plataforma que soportan equipos vibratorios, las uniones entre vigas se diseñan considerando conexión tipo deslizamiento crítico.
 - Todos los pernos se instalan con pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1. De preferencia se utiliza el perno tipo Torque Controlado (TC).

El detalle típico mostrado en las figuras del ANEXO A, muestran que las vigas conectadas se fijan a las vigas receptoras por medio de dos ángulos, estos van soldados a la viga conectada y apernados a la viga receptora. A continuación, se presenta esta alternativa más otras dos que son utilizadas en la práctica local.

- Alternativa N°1, mostrada en ANEXO A:

Unión con “clip” o ángulo doble soldado a viga conectada y apernado en viga receptora, ver Figura 5-20. Alternativamente puede ser totalmente apernada. Para la posición de los arriostramientos ver Figura A-39.

Esta es una alternativa muy utilizada en la industria minera, permite una conexión de alta capacidad de corte, y permite soldar el “gusset”, o planchas de conexión, para unir las diagonales a la intersección de las vigas de piso. Permite una baja excentricidad entre los pernos de conexión y eje de la viga receptora.

Todas las conexiones mostradas en el Anexo A, para los dos tipos de plataformas, se han realizado con esta alternativa de conexión, es decir, con “clip doble” de conexión.

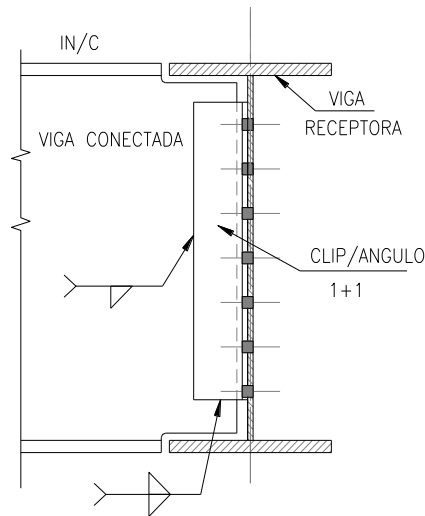


Figura 5-20: Conexión de corte viga-viga, con clip ángulo

- Alternativa N°2:

Unión con plancha soldada en viga receptora, viga conectada destajada y apernada a plancha. Ver Figura 5-21.

Esta es una alternativa bastante utilizada en la industria minera, los pernos funcionan en cizalle simple, baja excentricidad entre pernos de conexión y eje de la viga receptora. Para las conexiones de las diagonales de plataforma, se utilizan conectores apernados a las vigas y a las diagonales.

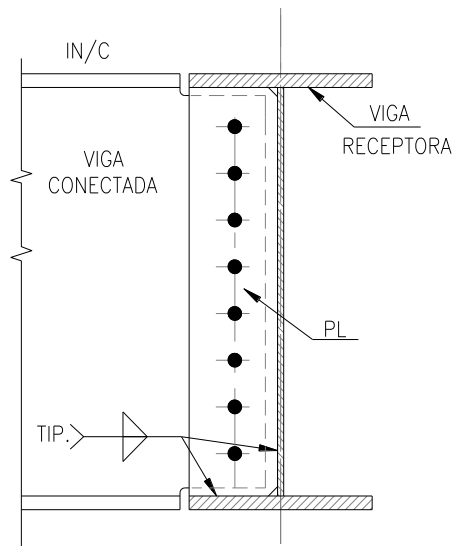


Figura 5-21: Conexión de corte viga-viga, con una plancha en viga receptora

○ Alternativa N°3:

Unión con plancha soldada en viga receptora, pero la plancha se extiende más allá del ala de la viga receptora. La viga conectada no requiere ser destajada y es apernada a plancha. Ver Figura 5-22.

Esta es una alternativa bastante utilizada en la industria minera. Sin embargo, posee una excentricidad, entre la línea de pernos de conexión y eje de viga receptora, que no es deseada en la conexión. Los pernos funcionan en cizalle simple. Para las conexiones de las diagonales de plataforma, se utilizan conectores apernados a las vigas y a las diagonales.

Esta conexión es utilizada por la facilidad de montaje que permite esta geometría. Sin embargo, se debe evitar, dado que la excentricidad genera torsión en la viga que normalmente no es considerada por la ingeniería de diseño.

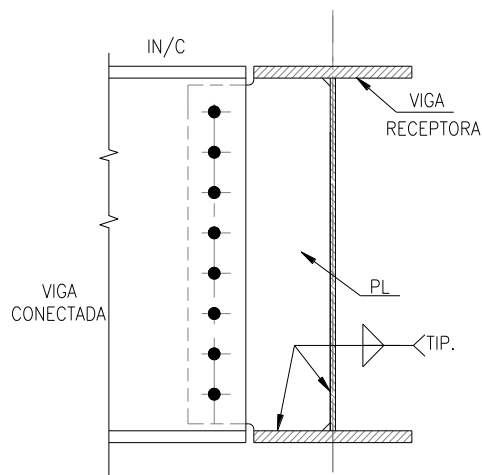


Figura 5-22: Conexión de corte viga-viga, con plancha extendida en viga receptora

Capítulo 6: Conexiones – Norma NCh427/1:2016 y Verificaciones

6.1 General

En el presente capítulo se muestran tanto las disposiciones normativas para el cálculo de conexiones, como los mecanismos de falla y verificaciones mínimas que se deben hacer en las uniones principales de una estructura. Las configuraciones de conexiones son muy diversas, por lo tanto, sólo se muestran aquellas que a juicio del autor son relevantes y comunes en una estructura industrial y minera.

Se indican las disposiciones principales de la norma NCh427/1:2016. En cada acápite, las disposiciones se han ajustado, o simplificado, según el uso habitual de la industria. Por otro lado, se muestran las tablas con información básica para el diseño de conexiones apernadas, de modo de contar con la mayor cantidad de información posible para el diseñador de la conexión.

6.2 Conexiones soldadas

En la práctica local, todas las conexiones soldadas son realizadas en la maestranza que ejecuta la fabricación de las estructuras. Estas soldaduras son del tipo automáticas, o mediante arco manual, las que se realizan con soldadores calificados para las distintas posiciones de la soldadura. En ambos casos, se siguen los protocolos establecidos por el AWS para ejecución y calificación de las soldaduras.

Los materiales, como el metal de aporte o metal base, utilizados en la unión soldada, deben ser compatibles, es decir, que aseguren un buen comportamiento químico y físico entre ellos. En AWS D1.1, tabla 3.1, se indican los requerimientos del metal de aporte para cada proceso de soldadura y para los distintos tipos de acero del metal base perteneciente a la estructura.

El acero comúnmente utilizado en la práctica chilena es el ASTM A36, para el cual, en el proceso de soldadura por arco revestido, se usa el electrodo E70XX (especificado en AWS A5.1).

A continuación, se presentan los tipos de soldaduras más utilizadas en la ingeniería estructural local.

6.2.1 Soldaduras de tope

- Todas las soldaduras estructurales de los elementos principales, estáticos y sísmicos, que tengan juntas de tope, de esquina, o en “T”, deberán ser ejecutadas como uniones de penetración completa (CJP).
- En este caso, CJP, la garganta efectiva es el espesor de la parte conectada más delgada (Ref. NCh427:2016, Capítulo J2.1).
- En las conexiones de los elementos del esqueleto resistente, no se permite el uso de uniones de tope con penetración parcial, salvo que esté expresamente indicado en los Planos de Diseño.
- Los requisitos que deben cumplir las uniones de tope, de esquina o en “T” se establecen en AWS D1.1, los detalles serán los indicados para juntas de canal soldada y

precalificadas como uniones de penetración completa (CJP), según se establece en el AWS D1.1, Figura 3.4.

- Las planchas en soldaduras de tope, “T”, o esquina, deben ser biseladas cuando su espesor es mayor o igual a 8 mm. Espesores menores deben ser unidos con filete.

6.2.2 Soldaduras de Filete

1) Área efectiva del filete

El área efectiva será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva del filete. La garganta efectiva es del filete es la menor distancia entre la raíz de la soldadura a la superficie de la soldadura.

2) Dimensiones del lado del filete:

ω = Lado del filete (cateto del filete)

g = garganta efectiva del filete

La Tabla 6-1 y Tabla 6-2, muestran las dimensiones mínimas y máximas respectivamente, que deben tener los lados del filete de soldadura.

Los espesores mínimos son para aquellos elementos que están traspasando solicitaciones menores a un 10% de las capacidades de las planchas, o bien conexiones de elementos secundarios de la estructura.

El límite del tamaño máximo del filete, tiene el objetivo de evitar una mala interpretación de la garganta efectiva del filete una vez ejecutada la soldadura.

La Figura 6-1, izquierda, muestra la situación donde el filete termina en el borde de la plancha y se aprecia la mala interpretación que se podría tener de la garganta efectiva. A la derecha se muestra la situación correcta, donde la inspección ocular interpreta correctamente la soldadura.



Figura 6-1: Garganta efectiva para soldadura de filete

En el caso que el límite máximo del tamaño genere una soldadura de sección insuficiente para resistir las sollicitaciones requeridas, se debe evaluar modificar el largo del filete, o bien, generar un segundo filete por el lado opuesto.

En ningún caso el lado del filete debe sobrepasar el tamaño máximo, dado que un lado de tamaño igual al espesor de la plancha no permite asegurar, a la vista, que se está cumpliendo con la garganta efectiva considerada.

Tabla 6-1: Tamaño mínimo de soldadura de filete

TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA DE FILETE SEGÚN TABLA J2.4/NCh427/1:2016	
Espesor parte unida más delgada [mm]	Tamaño mínimo del lado del filete [mm]
Menor o igual que 6	3
Desde 8 hasta 12	5
Desde 14 hasta 18	6
Mayor o igual que 20	8

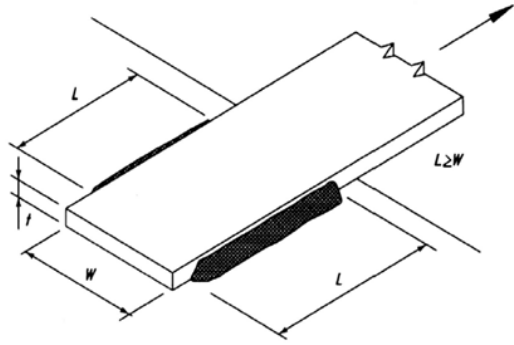
Tabla 6-2: Tamaño máximo soldadura de filete

TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURA DE FILETE SEGÚN NCh427/1:2016 /J2.2b	
Espesor parte unida más delgada (t), [mm]	Tamaño máximo soldadura de filete [mm]
Menor o igual que 5	Menor o igual a "t"
Mayor o igual a 6	t -2

3) Longitud efectiva de filetes

La Tabla 6-3 muestra las limitaciones para las longitudes de los filetes. La longitud efectiva dependerá del largo del filete, los límites son 100ω y 300ω . Bajo 100ω se utiliza el largo total y sobre 300ω la longitud se limita a 180ω .

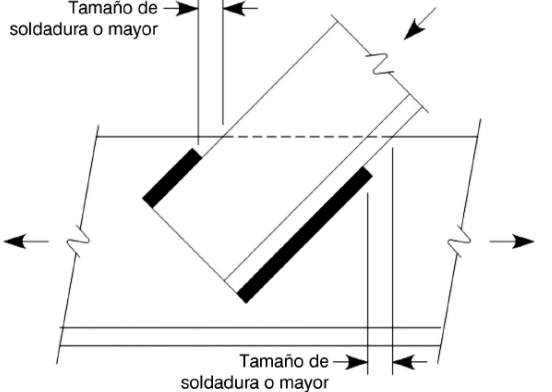
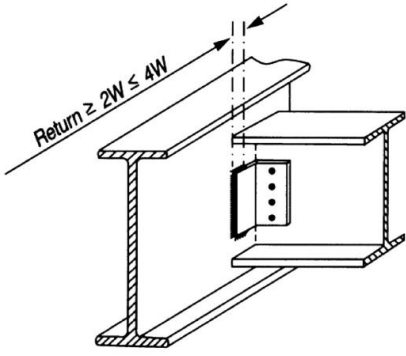
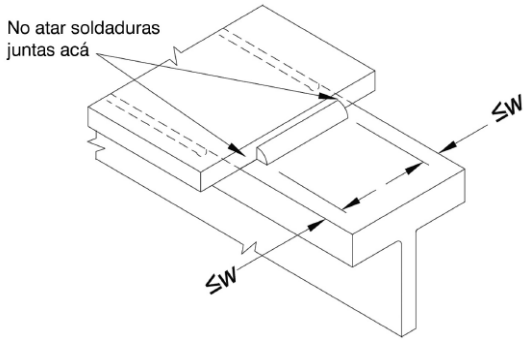
Tabla 6-3: Longitudes de soldaduras de filete

LONGITUD EFECTIVA DE FILETES		
SEGÚN NCh427/1:2016 /J2.2b		
Caso	Longitud efectiva	Observación
Longitud efectiva mínima	$\geq 4\omega$	ω = Lado del filete
Soldadura en los extremos de un elemento	El largo "L" de la soldadura debe ser mayor a la distancia entre ellas, "W" $L \geq W$	<p>W = Distancia transversal entre soldaduras</p> 
	Si $L \leq 100\omega$ entonces $L_{ef} = L$	$\beta = 1,2 - 0,002(L/w) \leq 1,0$
	Si $L > 100\omega$ entonces $L_{ef} = \beta L$	
	Si $L \geq 300\omega$ entonces $L_{ef} = 180\omega$	

4) Terminaciones de soldaduras de filetes

En general, las soldaduras de filete pueden extenderse hasta los extremos de los elementos que se están conectando, también pueden tener retornos finales. Sin embargo, el código establece las limitaciones mostradas en la Tabla 6-4.

Tabla 6-4: Limitaciones en las terminaciones de las soldaduras de filete

TERMINACIONES DE SOLDADURA DE FILETE- LIMITACIONES	
<p>En elementos conectados en tracción, donde un lado de la soldadura se extiende más que el otro lado, el filete de soldadura debe terminar a una distancia mayor que el tamaño del filete</p>	
<p>Para conexiones que se requiere flexibilidad, y en el caso que se utilice retorno del filete, este último no debe ser mayor que cuatro veces, ni menor a dos veces, el lado del filete</p>	
<p>Las soldaduras de atiesadores transversales en viga H, con espesor de alma menor que 19, donde los atiesadores no estén soldados a las alas, el filete no debe llegar a la soldadura ala-alma. La soldadura debe terminar a una distancia entre 4 y 6 veces el lado del filete</p>	<p style="text-align: center;">---</p>
<p>Las soldaduras de filete ubicadas en lados opuestos de una plano común, deben ser interrumpidas en la esquina común de ambas soldaduras. Los filetes deben terminar a una distancia mayor a un lado del filete.</p>	

5) Resistencia disponible de uniones soldadas

La Tabla 6-5 muestra la resistencia disponible en uniones soldadas, y está basada en la tabla J2.5 de la norma NCh427/1:2016.

No se ha considerado lo indicado para soldaduras de tope de penetración parcial, dado que lo usual en el desarrollo de proyectos de acero industriales y mineros, es considerar las soldaduras de tope con penetración completa (CJP).

Esta tabla resume las disposiciones para soldaduras de tope de penetración completa, considerando que se utiliza soldadura con metal de aporte compatible según Tabla 3.1 del AWS D1.1, y considerando que en la práctica se utilizan electrodos con metal de aporte de mayor resistencia que el metal base. Por otro lado, los requisitos de tenacidad para el metal de aporte de los electrodos, indicados en la tabla J2.6 de NCh427/1:2016 en uniones “T” y esquinas, se satisfacen con las indicaciones de la norma NCh2369Of2003 acápite 8.5.1.

Nomenclatura utilizada en la tabla:

FEXX = Resistencia según clasificación del metal de relleno del electrodo.

Según AISC, Steel Construction Manual, parte 8, Tabla 8-3, los valores son los siguientes:

$$F_{E60} = 60 \text{ Ksi} = 4218 \text{ kgf/cm}^2$$

$$F_{E70} = 70 \text{ Ksi} = 4921 \text{ kgf/cm}^2$$

F_{nBM} = Tensión nominal del metal base.

F_{nw} = Tensión nominal del metal de la soldadura.

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base.

A_{we} = Área efectiva de la soldadura.

Tabla 6-5: Resistencia disponible de uniones soldadas

RESISTENCIA DISPONIBLE DE UNIONES SOLDADAS BASADO EN TABLA J2.5/NCh427/1:2016					
Tipo de carga y dirección relativa al eje de soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión nominal (F_{nBM} o F_{nw})	Área efectiva (A_{BM} o A_{we})	Nivel de resistencia requerida del Metal de Aporte
SOLDADURA DE TOPE CON PENETRACIÓN COMPLETA					
Corte y, Tracción o Compresión Normal al eje de soldadura	Resistencia de la junta controlada por metal base				Metal de aporte compatible con metal base (Según AWS D1.1, sección 3.3, tabla 3.1)
SOLDADURA DE FILETE					
Corte	Base	Gobernado por J4/NCh427/1:2016			
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega = 2,0$	$0,60F_{EXX}$	Ver J2.2a NCh427/1:2016	La resistencia especificada para el material de aporte es normalmente mayor que la del metal base. Sin embargo, el código permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal base.
Tensión o compresión paralelo al eje de la soldadura	Tracción o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldadura que unen las partes				
SOLDADURA DE TAPON Y DE RANURA					
Corte paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4/NCh427/1:2016			
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60F_{EXX}$	Ver J2.2a NCh427/1:2016	La resistencia especificada para el material de aporte es normalmente mayor que la del metal base. Sin embargo, el código permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal base.

6) Verificación espesor del alma o gusset donde se soldará el elemento:

Referencia AISC 325 Manual, Parte 9, ecuación 9-2.

Para conexión con doble ángulo, o en general, filete por ambos lados de la plancha receptora y electrodo E70XX, usar un espesor mínimo ($t_{w\ min}$) del alma de la viga como sigue:

$$t_{w\ min} = \frac{6.19D}{F_u}$$

Donde:

D es la cantidad de 1/16 veces el lado del filete en pulgadas. Por ejemplo: para un filete de 5/16" (8 mm), D = 5; para filete 3/8" (10 mm), D = 6.

F_u = Resistencia especificada a la rotura del alma o gusset conectado, en ksi. Por ejemplo: para ASTM A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi.

Si la conexión es por un solo lado del gusset o alma a conectar, el espesor mínimo de ésta es el siguiente:

$$t_{w \min} = \frac{3.09D}{F_u}$$

7) Resistencia disponible en soldaduras cargadas excéntricamente:

La configuración típica de esta situación corresponde a una soldadura en forma de "C" que se genera, por ejemplo, al soldar la cara de un ángulo contra la cara de una plancha. Esta figura se muestra en la Tabla 6-6.

El AISC 325 Steel Construction Manual, Parte 8, establece la siguiente ecuación para la resistencia disponible de la soldadura:

$$R_n = CC_1 D l (\phi=0.75 \text{ LRFD}; \Omega=2.0 \text{ ASD})$$

Donde:

- C = Coeficiente que se obtiene de la Tabla 8-8 del AISC-325.
- C_1 = Coeficiente de resistencia del electrodo, de la Tabla 8-3 del AISC-325. Para electrodo E70xx, usado para acero ASTM A36, este coeficiente toma el valor de 1.0.
- D = Es la cantidad de 1/16 veces el lado del filete en pulgadas. Por ejemplo: para un filete de 5/16" (8 mm), D = 5; para filete 3/8" (10 mm), D = 6.
- L = Longitud efectiva del filete de soldadura.

La Tabla 6-6 corresponde al caso típico donde la dirección de la carga es paralela al eje del centro de la soldadura.

Procedimiento para usar la tabla:

- Datos geométricos conocidos: L y KL, largo y ancho de la soldadura respectivamente.
- Con estos datos se obtiene el parámetro K.
- Con K se interpola en la tabla para obtener el valor "x", mostrado en la línea inferior.
- Con el valor de "x" se obtienen los valores "xL", "aL" y "a"
- Con los valores "a" y "K", interpolando en la tabla, se obtiene el coeficiente "C".

- El parámetro "C1" se toma como 1.0, para electrodo E70xx.

Tabla 6-6: Coeficiente "C" para Resistencia de Diseño soldadura excéntrica

COEFICIENTE "C" SOLDAURA DEL ÁNGULO A VIGA CONECTADA - AISC MANUAL / TABLA 8-8							
P	Corte requerido, P_u ó P_a , kips			$P_u = \phi CDL$			
D	Cantidad de 1/16 veces del filete, en pulg.						
L	Largo de la soldadura, pulg.						
a	ex/L						
ex	Excetricidad de la carga, pulg						
C	Coeficiente tabulado						
C1	1.0 para electrodo E70XX						
a	k						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0.00	1.86	2.23	2.69	3.25	3.8	4.36	4.92
0.10	1.86	2.28	2.78	3.3	3.83	4.37	4.92
0.15	1.83	2.25	2.73	3.23	3.75	4.27	4.8
0.20	1.76	2.18	2.63	3.11	3.6	4.11	4.61
0.25	1.66	2.07	2.51	2.96	3.42	3.9	4.38
0.30	1.55	1.95	2.36	2.79	3.23	3.68	4.14
0.40	1.33	1.69	2.07	2.45	2.84	3.24	3.65
0.50	1.15	1.46	1.79	2.14	2.49	2.85	3.22
0.60	0.999	1.27	1.57	1.88	2.19	2.52	2.85
0.70	0.879	1.12	1.38	1.66	1.95	2.24	2.55
0.80	0.783	0.996	1.23	1.48	1.75	2.02	2.3
0.90	0.704	0.896	1.11	1.34	1.58	1.83	2.09
1.00	0.639	0.813	1	1.21	1.44	1.67	1.91
1.20	0.538	0.684	0.845	1.02	1.21	1.42	1.63
1.40	0.464	0.589	0.729	0.883	1.05	1.23	1.42
1.60	0.408	0.517	0.64	0.775	0.924	1.09	1.25
1.80	0.363	0.461	0.57	0.691	0.825	0.97	1.12
2.00	0.328	0.415	0.514	0.623	0.744	0.877	1.01
2.20	0.298	0.378	0.468	0.567	0.678	0.8	0.926
2.40	0.274	0.347	0.429	0.521	0.623	0.735	0.852
2.60	0.253	0.320	0.396	0.481	0.576	0.68	0.788
2.80	0.235	0.297	0.368	0.447	0.535	0.632	0.734
3.00	0.219	0.278	0.343	0.417	0.5	0.591	0.686
x	0.000	0.008	0.029	0.056	0.089	0.125	0.164

6.2.3 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de uniones soldadas debe ser el menor valor entre la resistencia del metal base, determinada de acuerdo a los estados límites de rotura en tracción y rotura en corte, y la resistencia del metal de la soldadura, determinada con el estado límite de rotura.

a) Para el metal base la resistencia de diseño es la siguiente:

$$\phi R_n = \phi F_{nBM} A_{BM} \text{ (LRFD)}$$

b) Para el metal de la soldadura la resistencia de diseño es la siguiente:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \text{ (LRFD)}$$

Para obtener los valores de ϕ ver las indicaciones de la Tabla 6-5. Las variables son las definidas en el punto 4).

6.2.4 Sección de Whitmore para conexión soldada

El ancho de Whitmore corresponde al ancho efectivo que debe ser considerado en la plancha o gusset de conexión. Cuando los elementos de la conexión requieren gusset de conexión de grandes dimensiones, donde su tamaño se extiende más allá de área de la unión, se limita el ancho efectivo del gusset con la “Sección de Whitmore”, o ancho efectivo del gusset. La Figura 6-2 muestra el ancho efectivo a considerar, .

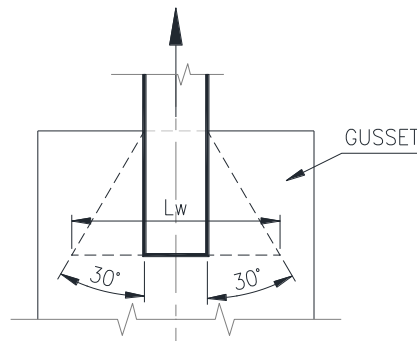


Figura 6-2: Sección de Whitmore – Elementos soldado a gusset

Es importante destacar que la sección Whitmore no solo afecta a los gusset, si bien la mayor parte de los problemas se centran en ellos, hay otros tipos de conexiones donde se debe calcular esta sección. Por otro lado, existen configuraciones de los gusset que pueden generar problemas en la interpretación del ancho de la sección de Whitmore. A continuación, se analizan tres casos usuales.

a) El ancho efectivo, o sección de Whitmore, cruza un borde conectado:

En este caso la sección de Whitmore puede extenderse a través de la unión entre los elementos de la conexión. Por otro lado, la sección no debe extenderse en caso del borde desconectado.

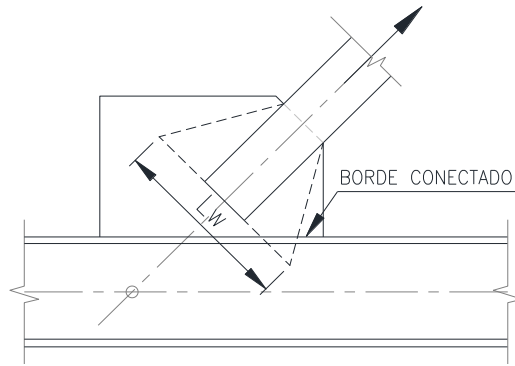


Figura 6-3: Sección de Whitmore cruza borde conectado

b) Excentricidad de la carga con respecto al centro de la sección de Whitmore:

Cuando el centro de la sección de Whitmore se ha desplazado, ya sea por un borde no conectado que interfiere con la sección, como muestra la Figura 6-4, u otro motivo, se debe ajustar la geometría del gusset para evitar este efecto, o bien, de manera conservadora modificar la sección de Whitmore. Ambas alternativas de solución se indican en la Figura 6-5.

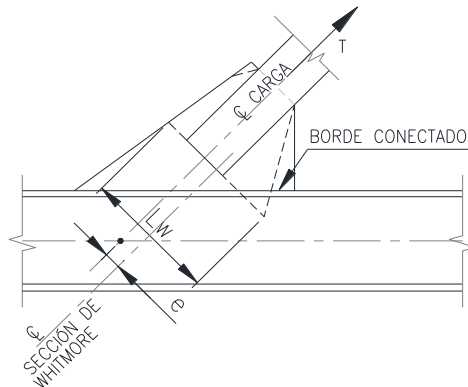


Figura 6-4: Sección de Whitmore – Excentricidad con respecto a la carga

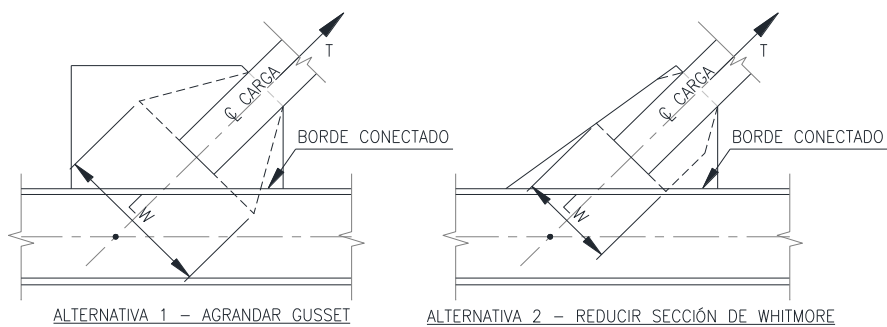


Figura 6-5: Sección de Whitmore – Alternativas para no considerar la excentricidad

c) Sobreestimación de la sección de Whitmore:

Se debe tener cuidado en sobreestimar el ancho. Dos situaciones a tener como ejemplo se ilustran en la Figura 6-6.

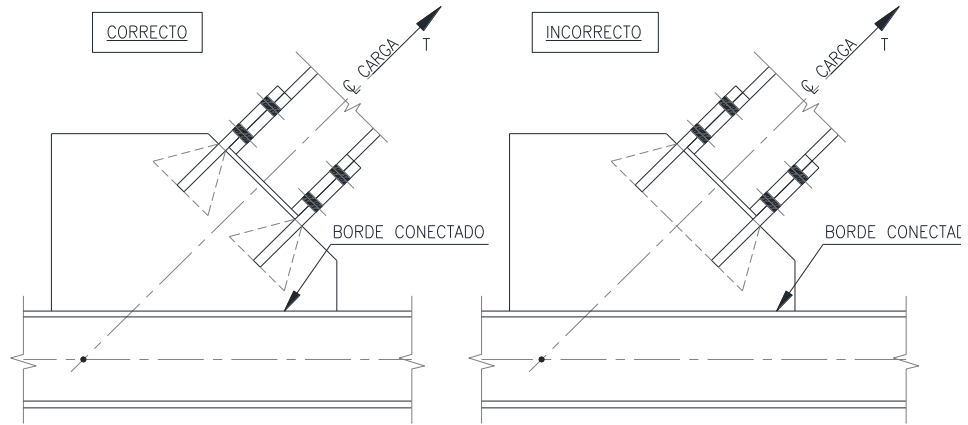


Figura 6-6: Sección de Whitmore – Sobreestimación del ancho efectivo

d) Longitud de pandeo de la sección de Whitmore – Gusset en compresión:

La Figura 6-7 muestra la longitud de pandeo a considerar para el diseño en compresión de gusset. El coeficiente de longitud efectiva debe ser $k=1.2$ (Ref. “Seismic behavior and design of gusset plate”, december 1998, Steel Tips).

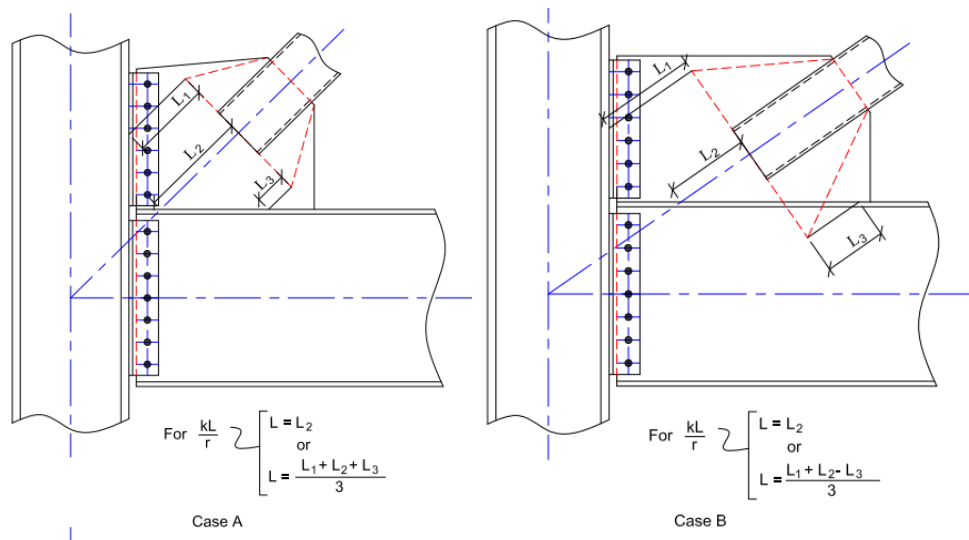


Figura 6-7: Sección de Whitmore - Longitud de pandeo del gusset

6.3 Conexiones apernadas

Los tipos de pernos utilizados en las estructuras industriales son los siguientes:

- Pernos de alta resistencia (P.A.R.):

Se utilizan para las conexiones del esqueleto resistente de la estructura. Podrán ser calidad ASTM A325 o ASTM A490. También se dividen según sea su forma de apriete según se indica a continuación:

- (a) Perno de alta resistencia estándar: es aquel que debe ser apretado con llave de torque calibrada, con el objetivo de que la instalación sea como lo establece la norma.
- (b) Perno de tensión controlada (TC), en cuyo caso el perno contiene un cabezal que se rompe cuando se logra la tensión de instalación especificada por la norma.
- (c) Perno con golilla con Indicación de Tensión Directa (DTI), donde el aplastamiento de la golilla contra la unión hace que esta libere una pintura que indica que se ha logrado la tensión requerida.

- Pernos corrientes

Se utilizan para conexiones en estructuras secundarias que no forman parte del esqueleto resistente de la estructura, como, por ejemplo: conexiones de costaneras, escaleras, “limones” y barandas. La calidad es ASTM A307.

A continuación, se indican las disposiciones de la norma NCh427/1:2016 relativas al diseño de conexiones, más una sección para aclarar el cálculo de la sección de Whitmore para gusset. Las disposiciones se mostrarán según el método de los factores de carga y resistencia (LRFD):

- Resistencia a la tracción y corte de pernos de alta resistencia.
- Interacción tracción-corte para pernos tipo aplastamiento.
- Resistencia al corte en pernos tipo fricción.
- Interacción tracción-corte para pernos tipo fricción.
- Resistencia al aplastamiento en las paredes de la perforación.
- Verificaciones para los elementos que intervienen en la conexión.
- Sección de Whitmore para gusset usados en la conexión.

6.3.1 Resistencia a tracción y corte en pernos tipo aplastamiento

La conexión tipo aplastamiento considera que la unión desliza y se produce el contacto entre el perno y la plancha de unión, el perno toma el corte al aplastarse contra la pared de la plancha conectada.

Este tipo de conexión es la mayormente utilizada en la industria, siendo lo usual considerar que el hilo del perno quedará incluido en el plano de corte.

La resistencia nominal a tracción y corte de un perno tipo aplastamiento debe verificar la siguiente expresión:

$$R_n = F_n A_b \quad \phi = 0.75 \text{ (LRFD).}$$

Según NCh427/1:2016, Capítulo J3.7.

Donde:

F_n = Tensión de tracción nominal, F_{nt} , o tensión de corte nominal, F_{nv} . Ver Tabla J3.2 NCh427/1:2016, resumida en Tabla 6-7 a continuación.

A_b = Área nominal del perno. Área bruta no roscada.

F_u = Tensión de rotura del acero del perno de conexión.

Tabla 6-7: Tensiones nominales en pernos tipo aplastamiento

TABLA J3.2 - NCh427/1:2016		
TENSIÓN NOMINAL EN PERNOS		
(CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO)		
TIPO DE PERNO	TENSIÓN DE TRACCIÓN F_{nt} (kgf/cm²)	TENSIÓN DE CORTE F_{nv} (kgf/cm²)
ASTM A307	3164	1898
ASTM A325 Hilo <i>Incluido</i> en Plano de Corte	6328	3797
ASTM A325 Hilo <i>Excluido</i> del Plano de Corte	6328	4781
ASTM A490 Hilo <i>Incluido</i> en Plano de Corte	7945	4781
ASTM A490 Hilo <i>Excluido</i> del Plano de Corte	7945	5906
Perno que reúnen los requisitos de A3.4, con hilo <i>Incluido</i> en plano de corte:	0.75 F_u	0.450 F_u
Perno que reúnen los requisitos de A3.4, con hilo <i>Excluido</i> del plano de corte:	0.75 F_u	0.563 F_u

Notas:

1.- Los requisitos de A3.4 corresponde al Capítulo A3.4, “Materiales para acero estructural, pernos, golillas y tuercas” de la norma NCh427/1:2016.

2.- El factor 0,75 para tracción, considera la relación aproximada entre el área del vástago del perno y el área en sector del hilo. Por lo tanto, el área nominal del perno utilizada en los cálculos, será el área de la parte no roscada.

3.- El factor 0,563 para corte, considera la relación corte-tracción de la resistencia, que corresponde a un factor 0,625 x un factor de reducción 0,9.

4.- El factor 0,450, considera el factor 0,563 por 0,8; que da cuenta de la relación área bruta-área hilo, cuando el hilo está incluido en el plano de corte.

6.3.2 Combinación de Tracción y Corte en Pernos Tipo Aplastamiento

Esta combinación ocurre cuando la conexión presenta de manera simultánea esfuerzos de tracción y corte. Un ejemplo es la unión de una viga de plataforma a una columna del eje resistente vertical, en este caso, el sismo solicita la viga puntal generando tracción sobre la conexión, la cual interactúa de manera simultánea con el corte que tiene la viga de la plataforma.

La resistencia a la tracción de un perno disminuye al incrementar la sollicitación de corte. Del mismo modo, la resistencia a corte disminuye al ser incrementada su sollicitación a tracción.

La resistencia admisible, a tracción o corte, queda dada por las siguientes expresiones, referencia NCh427/1:2016, Capítulo J3.7:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad \phi=0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

Para Resistencia a corte:

$$R_n = F'_{nv} A_b$$

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_{rt} \leq F_{nv}$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal a la tracción o al corte del perno.

$F'_{nt}; F'_{nv}$ = Tensiones de tracción o corte nominales, reducidos por el efecto de corte o tracción de trabajo respectivamente.

$f_{rv}; f_{rt}$ = Tensiones de corte o tracción requeridas (corte de trabajo).

En la práctica, un alto porcentaje de las conexiones son diseñadas considerando pernos ASTM A325 tipo aplastamiento con el hilo incluido en el plano de corte, con lo cual las expresiones anteriores quedan como sigue (LRFD):

$$F'_{nt} = 8226 - 2.22f_{rv} \leq 6328 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F'_{nv} = 4936 - 0.8f_{rt} \leq 3797 \frac{kgf}{cm^2}$$

6.3.3 Resistencia a corte en perno tipo fricción

La unión se diseña para prevenir el deslizamiento de las planchas involucradas en la conexión.

Este tipo de conexión es utilizada en elementos que forman parte de la estructura de soporte de equipos y/o elementos sometidos a vibración.

La resistencia al deslizamiento está dada por la siguiente expresión. Referencia NCH427/1:2016, Capítulo J3.8:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

- $\phi=1.00$ (LRFD); para perforaciones de tamaño estándar.
- $\phi=0.85$ (LRFD); para perforaciones sobretamaño.
- $\phi=0.70$ (LRFD); para perforaciones de ranura larga.

Donde:

- R_n = Resistencia nominal a la tracción del perno.
- μ = Coeficiente de rugosidad de la superficie.
- Superficie Clase A: $\mu = 0.30$
- Superficie Clase B: $\mu = 0.50$
- $D_u = 1.13$; coeficiente que da cuenta de la razón entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima de instalación especificada.
- h_f = Factor por incorporación de láminas de relleno. Para dos o más láminas usar $h_f = 0.85$; resto usar $h_f = 1.0$.
- T_b = Tensión de apriete inicial indicada en tabla J3.1.
- n_s = Número de planos de deslizamiento.

En la práctica, gran cantidad de conexiones tipo fricción son diseñadas con pernos ASTM A325; perforación estándar; rugosidad $\mu=0.30$; $D_u = 1.13$; $h_f = 1.0$; con esto la expresión queda como sigue (LRFD):

$$\phi R_n = 0,339T_b n_s$$

6.3.4 Combinación de Tracción y Corte en Conexiones Tipo Fricción

Al estar sometida la conexión a esfuerzos de tracción se ve disminuida su resistencia al corte por fricción. En este caso la resistencia nominal al corte del perno tipo fricción debe ser reducida por el factor K_{sc} siguiente, NCh427/1:2016, Capítulo J3.9:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (\text{LRFD})$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{1,5T_a}{D_u T_b n_b} \quad (\text{ASD})$$

Donde:

- T_u = Esfuerzo de tracción requerido, obtenido aplicando las combinaciones de carga del método LRFD.
- T_a = Esfuerzo de tracción requerido, obtenido aplicando las combinaciones de carga del método ASD.
- n_b = Número de pernos que transmiten la tracción aplicada a la conexión.

6.3.5 Resistencia de aplastamiento de la perforación

El código establece distintas resistencias, dependiendo del tipo de perforación y dependiendo si se acepta o no que el agujero se ovale o deforme más allá de 6 mm. Para el caso comúnmente utilizado, con perforación estándar o sobretamaño, y considerando que se limita la deformación de la perforación, la resistencia nominal de aplastamiento es la siguiente, NCh427/1:2016, capítulo J3.10:

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4dt F_u$$

Para el caso de perforación de ranura larga donde la carga es perpendicular a la dirección de la ranura, caso típico de las conexiones deslizantes, la resistencia nominal de aplastamiento es la siguiente:

$$R_n = 1,0l_c t F_u \leq 2,0dt F_u$$

Donde:

- F_u = resistencia última mínima especificada del material.
- d = diámetro nominal del perno.
- l_c = distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de perforación adyacente o borde del material.
- t = espesor del material conectado.
- $\phi=0.75$ (LRFD); $\Omega=2.0$ (ASD)

La resistencia al aplastamiento del grupo de pernos de la conexión es la suma de las resistencias de aplastamiento individuales.

La resistencia efectiva de un conector individual en la menor entre la resistencia al corte del conector, según NCh427/1:2016, J3.6, y la resistencia al aplastamiento de la perforación, según NCh427/1:2016, Capítulo J3.10.

6.3.6 Elementos involucrados en una conexión

Se refiere a todos los elementos que de alguna manera están involucrados en la conexión, como lo son los extremos de los elementos mismo conectados, las planchas de conexión, los gussets, ángulos usados como conectores u otro tipo de soporte usados para conectar los miembros de una estructura.

- Resistencia del elemento a tracción (Referencia NCh427/1:2016, capítulo J4.1)

La resistencia nominal a la tracción R_n , es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados de fluencia y rotura en tracción del elemento, tal como se define para el diseño de los elementos en tracción:

Para fluencia en área bruta: $R_n = F_y A_g$; $\phi=0.90$ (LRFD); $\Omega=1.67$ (ASD)

Para rotura en el área neta efectiva: $R_n = F_u A_e$; $\phi=0.75$ (LRFD); $\Omega=2.0$ (ASD)

Donde:

A_g = Área bruta

A_e = Área neta efectiva según se define en NCh427/1:2016 D3. Para el caso de planchas de empalmes apernados, $A_e = A_n \leq 0,85A_g$.

Por otro lado, A_e puede estar limitada por la distribución de tensiones en la plancha, ancho definido por la sección de Whitmore.

- Resistencia del elemento en corte (Ref. NCh427/1:2016, J4.2)

La resistencia nominal en corte R_n , es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados de fluencia en corte y rotura en corte del elemento:

Para fluencia en área bruta: $R_n = 0,6F_y A_{gv}$; $\phi=1.0$ (LRFD); $\Omega=1.5$ (ASD)

Para rotura en área neta efectiva: $R_n = 0,6F_u A_{nv}$; $\phi=0.75$ (LRFD); $\Omega=2.0$ (ASD)

Donde:

A_{gv} = Área bruta del elemento solicitada en corte.

A_{nv} = Área neta del elemento solicitada en corte.

- Resistencia del bloque de corte (Ref. NCh427/1:2016, J4.3)

La resistencia disponible para el estado límite de ruptura del bloque de corte, debe tomarse como sigue:

$$R_n = 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$\phi=0.75 \text{ (LRFD); } \Omega=2.0 \text{ (ASD)}$$

Donde:

A_{nt} = Área neta solicitada en tracción

$U_{bs} = 1.0$ cuando la tensión de tracción es uniforme en la superficie de falla en tracción.

$U_{bs} = 0.5$ cuando la tensión de tracción no es uniforme.

- Resistencia a la compresión

La resistencia disponible en compresión para los estados límites de fluencia y pandeo, deben tomarse como sigue:

(a) Cuando $KL/r \leq 25$: $P_n = F_y A_g$; $\phi=0.9$ (LRFD); $\Omega=1.67$ (ASD)

(b) Cuando $KL/r \geq 25$; aplican las disposiciones NCh427/1:2016, Capítulo E.

- Resistencia a la Flexión

La resistencia a flexión disponible de elementos de la conexión, es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de flexión de fluencia, pandeo local, pandeo lateral-torsional en flexión, y rotura por flexión.

- Efecto palanca en un elemento de conexión (Prying Action)

Este efecto se produce cuando el conector está sometido a tracción, y su deformación genera un aumento en la tracción de los pernos más allá de la inducida por la tracción normal sobre la conexión.

Este efecto se ilustra en la Figura 6-8.

Para no considerar este efecto, el AISC-325 Steel construction Manual, Parte 9, establece el siguiente espesor mínimo del elemento de conexión, ángulo en nuestro caso:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4Tb'}{\phi p F_u}}$$

Donde:

F_u = Esfuerzo a la rotura especificado para el acero del conector, en ksi.

$$b' = \left(b - \frac{d_b}{2}\right)$$

b = Distancia del centro del perno al centro del espesor del ala del ángulo, en pulg.

d_b = Diámetro del perno, en pulg.

T = Tracción requerida para el perno en tracción, T_u del perno, en kips.

p = Ancho tributario del perno, en pulg. Ver Figura 6-8.

$\phi = 0.9$ (LRFD).

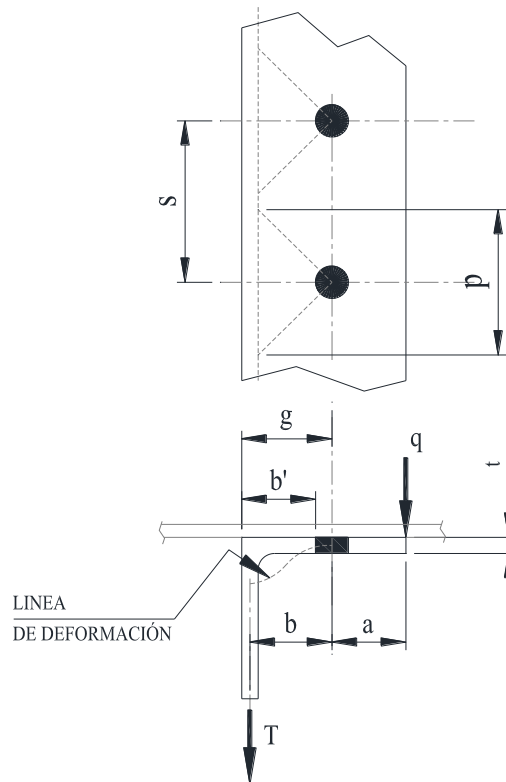


Figura 6-8: Conectores en tracción – Efecto palanca (Prying action)

6.3.7 Sección de Whitmore para conexión apernada

El ancho de Whitmore corresponde al ancho efectivo que debe ser considerado en la plancha o gusset de conexión

Cuando los elementos de la conexión requieren gusset de conexión de grandes dimensiones, donde su tamaño se extiende más allá de área de la unión, se limita el ancho

efectivo del gusset con la “Sección de Whitmore”, o ancho efectivo del gusset. La Figura 6-2 muestra el ancho efectivo a considerar, .

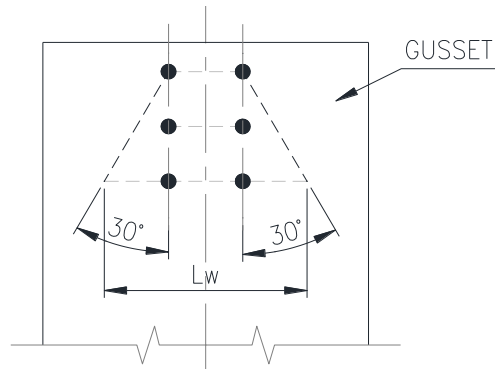


Figura 6-9: Sección de Whitmore – Conexión apornada

Las configuraciones de gusset que puedan generar problemas de interpretación del ancho de la sección de Whitmore, son equivalentes a las indicadas en la sección 6.2.4, para un elemento soldado.

6.4 Información básica de Pernos de Alta Resistencia (P.A.R.)

Las tablas mostradas a continuación se han obtenido del AISC 325-10 “Steel Construction manual” y de la norma NCh427/1:2016.

6.4.1 Dimensiones de pernos

La siguiente tabla muestra la geometría de los pernos de alta resistencia. Se utiliza para definir el largo de perno que tendrá una determinada conexión y con esto generar el listado de pernos de la estructura. También ayuda al proyectista ante eventuales dudas acerca del tamaño de los pernos y sus componentes.

Tabla 6-8: Dimensiones pernos de alta resistencia

SEGÚN TABLA 7-14 / AISC325-11									
DIMENSIONES DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA									
Dimensiones		Diámetro nominal del perno (in)							
		5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 3/8	1 1/2
Pernos A325/A490	F (mm)	27	32	37	41	46	51	56	60
	H (mm)	10	12	14	15	17	20	21	24
	Largo hilo (mm)	32	35	38	44	51	51	57	57
Tuerca A563	W (mm)	27	32	37	41	46	51	56	60
	H (mm)	15	19	22	25	28	31	34	37
Golillas Circulares F436	Diámetro exterior (mm)	33	37	44	51	57	64	70	76
	Diámetro interior (mm)	17	21	24	29	32	35	38	41
	Espesor (mm)	Min	3,1	3,1	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Max		4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5

6.4.2 Tipos y dimensiones de perforaciones (Ref. AISC360-10/J3.2)

Para las conexiones de la estructura se utilizan normalmente tres tipos de perforaciones:

- Perforación estándar. Que tiene una dimensión equivalente al diámetro nominal del perno más una holgura total de 1/16" (2 milímetros). Esta perforación es la usada para conectar la mayor parte de los elementos de la estructura. Se debe utilizar siempre esta perforación, salvo que se indique expresamente otro diámetro en los Planos de Diseño.
- Perforación sobretamaño. Corresponde a perforaciones de tamaño mayor al estándar, su dimensión es el diámetro del perno más 5/16" (8 milímetros). Se utiliza para elementos que requieran mayor holgura en el montaje, como por ejemplo un equipo que se conecta con pernos a la estructura. No se permiten en uniones tipo aplastamiento.
- Perforación ovalada larga. Se utilizada en uniones que requieren deslizamientos relativos menores entre elementos o entre estructuras, C.D. (conexiones deslizantes). En estos casos, la perforación ovalada sólo se considera en una de las partes conectadas.

La Tabla 6-9 establece los tamaños que deben tener estas perforaciones.

Tabla 6-9: Dimensiones de perforaciones

DIMENSIONES DE PERFORACIONES BASADO EN TABLA J3.3 / AISC360-10						
Diámetro del Perno (in)	Tipo perforaciones y Dimensiones					
	Estándar (Ø)		Sobretamaño (Ø)		Ovalada larga	
	in	mm	in	mm	Ø-L / in-mm	Ø-L/mm-mm
5/8	11/16	18	13/16	21	11/16 x 40	18 x 40
3/4	13/16	21	15/16	24	13/16 x 48	21 x 48
7/8	15/16	24	1 1/16	27	15/16 x 56	24 x 56
1	1 1/16	27	1 1/4	32	1 1/16 x 64	27 x 64
1 1/8	1 3/16	30	1 7/16	37	1 3/16 x 75	30 x 75
1 1/4	1 5/16	33	1 9/16	40	1 5/16 x 79	33 x 79
1 3/8	1 7/16	37	1 11/16	43	1 7/16 x 87	37 x 87
1 1/2	1 9/16	40	1 13/16	46	1 9/16 x 95	40 x 95

6.4.3 Instalación de pernos de alta resistencia (Ref. AISC360-10/J3.1 y NCh2369.Of2003)

Los pernos de alta resistencia utilizados en el esqueleto sismorresistente de la estructura deben ser instalados para la pretensión indicada para deslizamiento crítico, capítulo 8.5.6 NCh2369.Of2003. Esta pretensión se establece en la tabla J3.1 de la norma NCh427/1:2016.

Tabla 6-10: Pretensión de instalación para Pernos de Alta Resistencia

PRETENSIÓN DE INSTALACIÓN P.A.R DE TABLA J3.1 / NCh427/1:2016		
Diámetro del Perno (in)	ASTM A325 Tonf (kips)	ASTM A490 Tonf (kips)
5/8	8,6 (19)	10,9 (24)
3/4	12,7 (28)	15,9 (35)
7/8	17,7 (39)	22,2 (49)
1	23,1 (51)	29,0 (64)
1 1/8	25,4 (56)	36,3 (80)
1 1/4	32,2 (71)	46,3 (102)
1 3/8	38,6 (85)	54,9 (121)
1 1/2	46,7 (103)	67,1 (148)

6.4.4 Espaciamientos mínimos entre pernos y al borde

Las distancias entre pernos y distancias a borde recomendadas, corresponden a los valores utilizados comúnmente en edificio industriales, y están dados entre los ejes de los pernos y borde de los elementos conectados. Los espacios mínimos entre pernos se establecen por razones constructivas y no necesariamente satisfacen los requisitos de resistencia al aplastamiento definido en NCh427/1:2016. Por lo tanto, dichos valores no evitan verificar las disposiciones para el aplastamiento de las planchas.

Las distancias mínimas a utilizar están establecidas para perforaciones estándares, para el caso de perforaciones sobretamaño u ovaladas, se deberá incrementar la distancia al borde en un valor C_2 , según NCh427/1:2016/Tabla J3.5, que no se muestra en el presente trabajo por no ser de uso frecuente.

Tabla 6-11: Distancias mínimas Pernos de Alta Resistencia (P.A.R.)

DISTANCIAS MÍNIMAS ENTRE PERFORACIONES Y A BORDE				
Diámetro del Perno (in)	Mínimas a usar (milímetros) NCh427/1, J3.3, Tabla J3.4		Mínimas recomendadas (milímetros)	
	Mín. a borde (ref. 1,25d)	Mínimo entre pernos (3d)	Mínimo a borde	Mínimo entre pernos
5/8	22	48	30	50
3/4	25	57	40	70
7/8	29	67	40	70
1	32	76	45	80
1 1/8	38	86	50	90
1 1/4	41	95	60	100
1 3/8	44	105	65	110
1 1/2	48	114	70	120

6.4.5 Espaciamientos máximos entre pernos y al borde

La norma NCh427/1, capítulo J3.5, limita la distancia máxima al borde y la distancia máxima entre pernos para evitar el inicio de la corrosión en el área de contacto entra planchas.

- Espacios máximos a borde:

La distancia máxima desde cualquier perno al borde más cercano no puede ser mayor que 12 veces el espesor de la plancha a conectar, ni mayor que 150 milímetros.

- Espacios máximos entre pernos:

a) Elementos no sujetos a corrosión: 24 veces espesor de la plancha más delgada conectada, pero no mayor a 305 milímetros.

b) Elementos sujetos a corrosión: 12 veces espesor de la plancha más delgada conectada, pero no mayor a 180 mm.

6.4.6 Resistencia a corte en pernos para conexión tipo aplastamiento

Tabla 6-12: Resistencia en Corte de Pernos

RESISTENCIA DE DISEÑO DE CORTE DE PERNOS (TON)													
BASADA EN TABLA 7.1 - AISC 325-11 (14th Ed.)													
(CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO)													
Diámetro nominal del perno (d_b), in.					5/8		3/4		7/8		1		
Área nominal del perno, cm²					1,98		2,85		3,88		5,07		
ASTM Desig.	Posición Hilo	F _{nv} /Ω	ØF _{nv}	Cizalle Simple/Doble	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	
		kgf/cm ² ASD	kgf/cm ² LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
A325 / F1852	N	1898	2847	S	3,8	5,6	5,4	8,1	7,4	11,0	9,6	14,4	
				D	7,5	11,3	10,8	16,2	14,7	22,1	19,2	28,9	
	X	2390	3586	S	4,7	7,1	6,8	10,2	9,3	13,9	12,1	18,2	
				D	9,5	14,2	13,6	20,4	18,5	27,8	24,2	36,3	
A490	N	2390	3586	S	4,7	7,1	6,8	10,2	9,3	13,9	12,1	18,2	
				D	9,5	14,2	13,6	20,4	18,5	27,8	24,2	36,3	
	X	2953	4429	S	5,8	8,8	8,4	12,6	11,5	17,2	15,0	22,4	
				D	11,7	17,5	16,8	25,2	22,9	34,4	29,9	44,9	
A307	-	949	1424	S	1,9	2,8	2,7	4,1	3,7	5,5	4,8	7,2	
				D	3,8	5,6	5,4	8,1	7,4	11,0	9,6	14,4	
Diámetro nominal del perno (d_b), in.					1 1/8		1 1/4		1 3/8		1 1/2		
Área nominal del perno, cm²					6,41		7,92		9,58		11,40		
ASTM Desig.	Posición Hilo	F _{nv} /Ω	ØF _{nv}	Cizalle Simple/Doble	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	R _n /Ω	ØR _n	
		kgf/cm ² ASD	kgf/cm ² LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
A325 / F1852	N	1898	2847	S	12,2	18,3	15,0	22,5	18,2	27,3	21,6	32,5	
				D	24,3	36,5	30,1	45,1	36,4	54,6	43,3	64,9	
	X	2390	3586	S	15,3	23,0	18,9	28,4	22,9	34,4	27,3	40,9	
				D	30,7	46,0	37,9	56,8	45,8	68,7	54,5	81,8	
A490	N	2390	3586	S	15,3	23,0	18,9	28,4	22,9	34,4	27,3	40,9	
				D	30,7	46,0	37,9	56,8	45,8	68,7	54,5	81,8	
	X	2953	4429	S	18,9	28,4	23,4	35,1	28,3	42,4	33,7	50,5	
				D	37,9	56,8	46,8	70,1	56,6	84,9	67,3	101,0	
A307	-	949	1424	S	6,1	9,1	7,5	11,3	9,1	13,6	10,8	16,2	
				D	12,2	18,3	15,0	22,5	18,2	27,3	21,6	32,5	
ASD Ω = 2.0	LRFD Ø=0.75	<i>N = Hilo Incluido en plano de corte</i>					<i>F_{nv} = Esfuerzo de Corte Nominal del Perno</i>						
		<i>X = Hilo Excluido del plano de corte</i>											

6.4.7 Resistencia a tracción en pernos

Tabla 6-13: Resistencia en Tracción de Pernos

RESISTENCIA DE DISEÑO DE TRACCIÓN DE PERNOS (TON) SEGÚN TABLA 7.2 - AISC 325-11 (14th Ed.)										
Diámetro nominal del perno (d_b), in.			5/8		3/4		7/8		1	
Área nominal del perno, cm^2			1,98		2,85		3,88		5,07	
ASTM Desig.	F_{nt}/Ω kgf/cm ²	ϕF_{nt} kgf/cm ²	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
A325 / F1852	3164	4746	6,3	9,4	9,0	13,5	12,3	18,4	16,0	24,0
A490	3972	5959	7,9	11,8	11,3	17,0	15,4	23,1	20,1	30,2
A307	1582	2373	3,1	4,7	4,5	6,8	6,1	9,2	8,0	12,0
Diámetro nominal del perno (d_b), in.			1 1/8		1 1/4		1 3/8		1 1/2	
Área nominal del perno, cm^2			6,41		7,92		9,58		11,40	
ASTM Desig.	F_{nt}/Ω kgf/cm ²	ϕF_{nt} kgf/cm ²	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
A325 / F1852	3164	4746	20,3	30,4	25,0	37,6	30,3	45,5	36,1	54,1
A490	3972	5959	25,5	38,2	31,5	47,2	38,1	57,1	45,3	67,9
A307	1582	2373	10,1	15,2	12,5	18,8	15,2	22,7	18,0	27,1
ASD $\Omega = 2.0$ LRFD $\phi = 0.75$	$F_{nt} = \text{Esfuerzo de Tracción Nominal del Perno}$									

6.4.8 Resistencia a corte para pernos tipo fricción

Tabla 6-14: Corte por Fricción – Pernos ASTM A325

CORTE POR FRICCIÓN - PERNOS A325 (TON)									
BASADA EN TABLA 7.3 - AISC 325-11 (14th Ed.)									
CONEXIONES TIPO FRICCIÓN - SUPERFICIE CLASE A ($\mu=0,3$)									
Tipo de perforación	Carga	Diámetro Nominal del Perno (db), in.							
		5/8		3/4		7/8		1	
		Pretensión de Instalación Pernos ASTM A325, Tonf							
		8,60		12,70		17,70		23,10	
		R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Estándar	S	1,9	2,9	2,9	4,3	4,0	6,0	5,2	7,8
	D	3,9	5,8	5,7	8,6	8,0	12,0	10,4	15,7
Sobre-tamaño	S	1,7	2,5	2,4	3,7	3,4	5,1	4,4	6,7
	D	3,3	5,0	4,9	7,3	6,8	10,2	8,9	13,3
Ovalada larga	S	1,4	2,0	2,0	3,0	2,8	4,2	3,7	5,5
	D	2,7	4,1	4,0	6,0	5,6	8,4	7,3	11,0

Tipo de perforación	Carga	Diámetro Nominal del Perno (db), in.							
		1 1/8		1 1/4		1 3/8		1 1/2	
		Pretensión de Instalación Pernos ASTM A325, Tonf							
		25,4		32,2		38,60		46,70	
		R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Estándar	S	5,7	8,6	7,3	10,9	8,7	13,1	10,6	15,8
	D	11,5	17,2	14,6	21,8	17,4	26,2	21,1	31,7
Sobre-tamaño	S	4,9	7,3	6,2	9,3	7,4	11,1	9,0	13,5
	D	9,8	14,6	12,4	18,6	14,9	22,2	18,0	26,9
Ovalada larga	S	4,0	6,0	5,1	7,6	6,1	9,2	7,4	11,1
	D	8,0	12,1	10,2	15,3	12,2	18,3	14,8	22,2

Estándar	$\Omega=1,50$	$\phi=1,00$
Sobretamaño	$\Omega=1,76$	$\phi=0,85$
Ovalada larga	$\Omega=2,14$	$\phi=0,70$

Tabla 6-15: Corte por Fricción – Pernos ASTM A490

CORTE POR FRICCIÓN - PERNOS A490 (TON)									
BASADA EN TABLA 7.3 - AISC 325-11 (14th Ed.)									
CONEXIONES TIPO FRICCIÓN - SUPERFICIE CLASE A ($\mu=0,3$)									
Tipo de perforación	Carga	Diámetro Nominal del Perno (db), in.							
		5/8		3/4		7/8		1	
		Pretensión de Instalación Pernos ASTM A325, Tonf							
		10,90		15,90		22,20		29,00	
		R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Estándar	S	2,5	3,7	3,6	5,4	5,0	7,5	6,6	9,8
	D	4,9	7,4	7,2	10,8	10,0	15,1	13,1	19,7
Sobre-tamaño	S	2,1	3,1	3,1	4,6	4,3	6,4	5,6	8,4
	D	4,2	6,3	6,1	9,2	8,6	12,8	11,2	16,7
Ovalada larga	S	1,7	2,6	2,5	3,8	3,5	5,3	4,6	6,9
	D	3,5	5,2	5,0	7,5	7,0	10,5	9,2	13,8

Tipo de perforación	Carga	Diámetro Nominal del Perno (db), in.							
		1 1/8		1 1/4		1 3/8		1 1/2	
		Pretensión de Instalación Pernos ASTM A325, Tonf							
		36,3		46,3		54,90		67,10	
		R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n	R_n/Ω	ϕR_n
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Estándar	S	8,2	12,3	10,5	15,7	12,4	18,6	15,2	22,7
	D	16,4	24,6	20,9	31,4	24,8	37,2	30,3	45,5
Sobre-tamaño	S	7,0	10,5	8,9	13,3	10,6	15,8	12,9	19,3
	D	14,0	20,9	17,8	26,7	21,1	31,6	25,8	38,7
Ovalada larga	S	5,8	8,6	7,3	11,0	8,7	13,0	10,6	15,9
	D	11,5	17,2	14,7	22,0	17,4	26,1	21,3	31,8

Estandar	$\Omega=1,50$	$\phi=1,00$
Sobretamaño	$\Omega=1,76$	$\phi=0,85$
Ovalada larga	$\Omega=2,14$	$\phi=0,70$

6.4.9 Resistencia a corte en aplastamiento de la plancha

La Tabla 6-17 muestra la resistencia de diseño por aplastamiento de la plancha en la conexión.

Las consideraciones de la tabla son las siguientes recogen la práctica que habitual en el diseño de conexiones de instalaciones locales:

- Perforación estándar.
- Acero planchas de conexión ASTM A36, con una resistencia última especificada $F_u = 58$ ksi.
- Pernos de alta resistencia calidad ASTM A325.
- Rec.: Corresponde a las distancias recomendadas de uso típico en instalaciones industriales y mineras, tanto para las distancias de borde como para las distancias entre pernos. Distancias medidas a eje del perno.

En la tabla se destacan aquellas celdas donde la resistencia por aplastamiento de la plancha es menor o igual a la resistencia del perno de conexión.

Por ejemplo, para el perno de diámetro $\frac{3}{4}$ ", a partir de una plancha de 8 milímetros de espesor, controla la resistencia del perno por sobre la plancha y, por lo tanto, no se requiere verificar aplastamiento de la plancha cuando esta tenga un espesor de 8 milímetros o más.

La siguiente tabla muestra un resumen de este efecto:

Tabla 6-16: Espesores mínimos de plancha para no verificar aplastamiento

Si se utilizan distancias mínimas recomendadas	
Diámetro Pernos (in)	Espesor mínimo a conectar para no verificar aplastamiento (mm)
3/4	8
7/8	12
1	14
1 1/8	16
1 1/4	16

Tabla 6-17: Resistencia al aplastamiento del material

APLASTAMIENTO DE LA PLANCHA (ϕR_n), TONF												
PLANCHA ASTM A36 / PERNO ASTM A325												
Espesor plancha	5/8				3/4				7/8			
	$\phi R_n(\text{Perno})$		= 5,6 tonf		$\phi R_n(\text{Perno})$		= 8,1 tonf		$\phi R_n(\text{Perno})$		= 11,0 tonf	
	Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)		Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)		Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)	
	3d	Rec.	1,25d	Rec.	3d	Rec.	1,25d	Rec.	3d	Rec.	1,25d	Rec.
	48	50	22	30	57	70	25	40	67	70	29	40
6	6,7	7,0	2,9	4,7	8,0	8,4	3,2	6,5	9,5	9,8	3,8	6,2
8	9,0	9,3	3,9	6,2	10,7	11,2	4,3	8,7	12,7	13,1	5,0	8,3
10	11,2	11,7	4,9	7,8	13,4	14,0	5,4	10,9	15,9	16,3	6,3	10,3
12	13,5	14,0	5,8	9,4	16,0	16,8	6,5	13,1	19,0	19,6	7,5	12,4
14	15,7	16,3	6,8	10,9	18,7	19,6	7,5	15,3	22,2	22,9	8,8	14,4
16	17,9	18,7	7,8	12,5	21,4	22,4	8,6	17,4	25,4	26,1	10,0	16,5
18	20,2	21,0	8,8	14,1	24,0	25,2	9,7	19,6	28,5	29,4	11,3	18,6
20	22,4	23,3	9,7	15,6	26,7	28,0	10,8	21,8	31,7	32,6	12,6	20,6
22	24,7	25,6	10,7	17,2	29,4	30,8	11,9	24,0	34,9	35,9	13,8	22,7
25	28,0	29,1	12,2	19,5	33,4	35,0	13,5	27,2	39,6	40,8	15,7	25,8

Espesor plancha	1				1 1/8				1 1/4			
	$\phi R_n(\text{Perno})$		= 14,4 tonf		$\phi R_n(\text{Perno})$		= 18,3 tonf		$\phi R_n(\text{Perno})$		= 22,5 tonf	
	Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)		Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)		Distancia entre pernos (cm)		Distancia perno-borde (cm)	
	3d	Rec.	1,25d	Rec.	3d	Rec.	1,25d	Rec.	3d	Rec.	1,25d	Rec.
	76	80	32	45	86	90	38	50	85	100	41	60
6	10,8	11,2	4,1	6,9	12,3	12,6	5,0	7,7	11,4	14,0	5,4	9,5
8	14,4	14,9	5,4	9,3	16,4	16,8	6,7	10,3	15,2	18,7	7,1	12,7
10	18,0	18,7	6,8	11,6	20,5	21,0	8,4	12,8	19,0	23,3	8,9	15,9
12	21,6	22,4	8,2	13,9	24,6	25,2	10,1	15,4	22,8	28,0	10,7	19,1
14	25,2	26,1	9,5	16,2	28,7	29,4	11,8	18,0	26,6	32,6	12,5	22,3
16	28,8	29,8	10,9	18,5	32,8	33,6	13,5	20,5	30,4	37,3	14,3	25,5
18	32,4	33,6	12,2	20,8	36,9	37,8	15,1	23,1	34,1	42,0	16,1	28,6
20	36,0	37,3	13,6	23,1	41,0	42,0	16,8	25,6	37,9	46,6	17,9	31,8
22	39,6	41,0	15,0	25,5	45,1	46,2	18,5	28,2	41,7	51,3	19,7	35,0
25	45,0	46,6	17,0	28,9	51,3	52,5	21,0	32,1	47,4	58,3	22,3	39,8

6.5 Verificaciones requeridas

Como se indicó anteriormente, existe una gran diversidad de tipos de conexiones, las cuales dependen de diversos factores, como: geometría de la estructura, complejidades de montaje, tipos de perfiles conectados, requerimiento de apernado en terreno o soldada en maestranza, etc.

Considerando lo anterior, a continuación, se presentan dos ejemplos de conexiones, que a juicio del autor contienen un número importante de las verificaciones que deben ser estudiadas por el diseñador de conexiones.

El primer ejemplo corresponde a una conexión de corte puro, típica de plataformas industriales. Como elemento de conexión se utilizan dos ángulos, uno por cada lado del alma de la viga conectada. Este tipo de conexión posee dos alternativas típicas, la primera corresponde a la conexión totalmente apernada, y la segunda, considera el ángulo soldado a la viga conectada y apernado a la viga receptora.

Otras alternativas de conexiones de vigas de plataformas, como las que se presentan en el capítulo 5.2.4, conexiones con plancha simple, deberán ser desarrolladas por el diseñador de conexiones, siguiendo los pasos equivalentes definidos en el presente ejemplo.

El segundo ejemplo corresponde a un nudo de un marco arriostrado concéntricamente, nudo que contiene una secuencia de traspaso de cargas que debe ser verificada rigurosamente. El ejemplo considera riostras tipo ángulo simple (“L”), o ángulo doble (“XL”), puntal o columna tipo “HN” o “IN” y conectores en base ángulos dobles, como se muestra en Figura 6-13.

El diseño de las conexiones del nudo debe contemplar la suficiente resistencia flexional, o bien, adecuada capacidad de deformación que permita acomodar la rotación del extremo de la riostra cuando esta se pandea durante un sismo severo. Esto se describe en el Capítulo 6.5.2.

Tal como se indicó en párrafos anteriores, otras alternativas de conexión de estos nudos deberán ser desarrolladas por el diseñador de conexiones, siguiendo los pasos equivalentes definidos en el ejemplo.

En todas las conexiones es necesario considerar las disponibilidades de espacios para poder utilizar las herramientas de apriete de los pernos. Esta confirmación se debe hacer en todos los casos.

En el presente capítulo se muestran los mecanismos de falla más comunes de las estructuras industriales y mineras.

6.5.1 Vigas de plataformas

Alternativa 1: Doble Clip Ángulo – Totalmente apernada

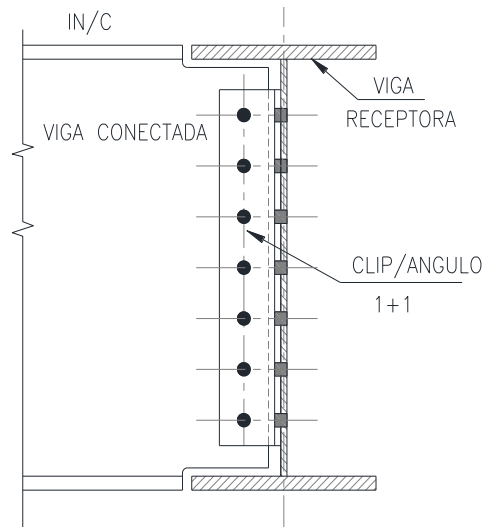


Figura 6-10: Conexión viga con doble ángulo – Totalmente apernada

Resistencia requerida para la conexión: $V_u = 0,54F_y d t_w \times \%$ (Tabla 4-1)

Donde “d” es la altura total de la viga conectada; “ t_w ” es el espesor del alma de la viga y “ F_y ” la fluencia especificada del material de la viga.

Verificaciones:

1) Corte en pernos de viga conectada y viga receptora.

- Referencia NCh427/1:2016/J3.6.

2) Estados límites de aplastamiento del ángulo debido a los pernos:

- Referencia NCh427/1:2016/J3.10.
- Para perforación estándar ($d+1/16$ ”), perno 3/4”, perno ASTM A325, distancias al borde y entre pernos recomendadas, y clip de acero calidad ASTM A36, la verificación se cumple para espesor de ángulo igual o mayor a 8 mm.

3) Estados límites de corte en el ángulo

- Fluencia en el área bruta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Rotura en el área neta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Bloque de corte en el ángulo. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.

4) Estados límites en el alma de la viga conectada:

- Aplastamiento por los pernos. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.
- Fluencia en el área bruta, zona destajada. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Rotura en el área neta, zona destajada. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Bloque de corte del alma. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.

Para una sola línea vertical de pernos, como la mostrada en la Figura 6-10, la tensión de tracción es uniforme en la superficie de falla en tracción, por lo tanto el parámetro $U_{bs} = 1.0$. Si se requiere más de una línea de pernos, el factor $U_{bs} = 0.5$.

5) Rotura por flexión en sección destajada:

La resistencia a flexión disponible de la zona de la viga destajada es:

$$\phi M_n = \phi F_u Z_{net} \text{ (LRFD)}$$

Por lo tanto, la Resistencia disponible a corte de la conexión, debido a la resistencia disponible a flexión, es:

$$\phi R_n = \phi M_n / e \text{ (LRFD)}$$

Z_{net} corresponde al módulo plástico de la zona destajada. Referencia AISC Manual, Parte 9. Y F_u corresponde a la resistencia especificada a la rotura del acero.

6) Pandeo local por flexión en sección destajada de la viga conectada:

Este mecanismo de falla no controla cuando los destajes son cortos, de una longitud “c” menor que el largo del “clip”, o ángulo de conexión.

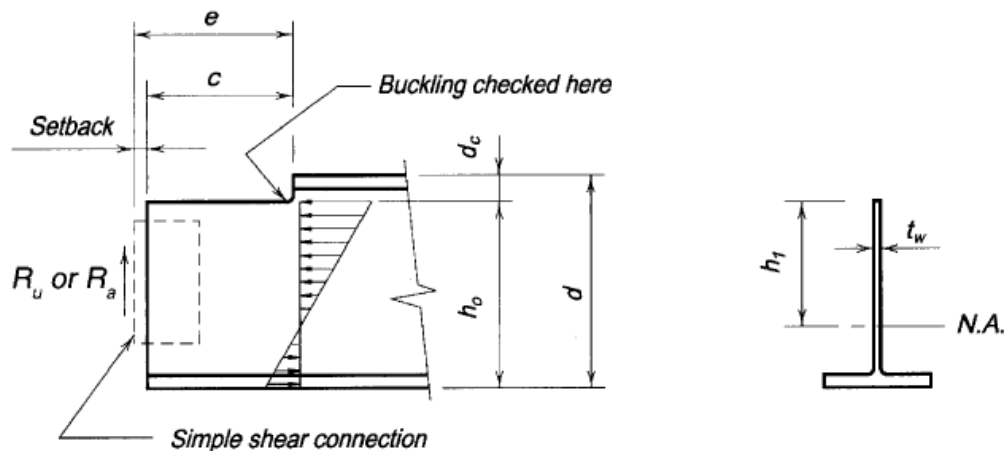


Figura 6-11: Flexión en viga con destaje superior – Geometría

7) Estados límites en el alma de la viga receptora:

- o Aplastamiento por los pernos. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.

Alternativa 2: Doble Clip Ángulo – Soldado a viga conectada y apernado a viga receptora

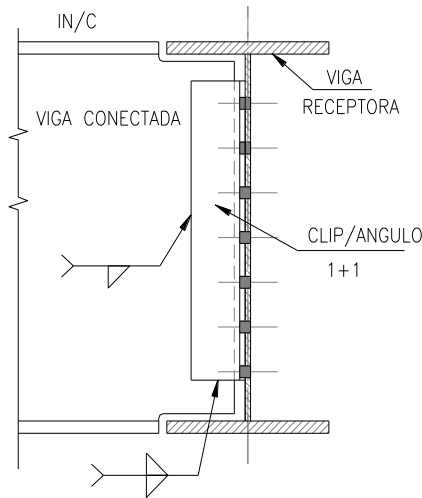


Figura 6-12: Conexión viga con doble ángulo – Soldada en viga conectada y apernada a viga receptora

Verificaciones:

1) Estados límites en el alma de la viga conectada:

- Fluencia en el área bruta, zona destajada. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Rotura en el área neta, zona destajada. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
- Rotura por flexión en sección destajada:
- La flexión de diseño es $\phi M_n = \phi F_u Z_{net}$, entonces $\phi R_n = \phi M_n / e$
- Z_{net} corresponde al módulo plástico de la zona destajada. Referencia AISC Manual, Parte 9.
- Pandeo local por flexión en alma destajada:
- No controla para destajes cortos, de longitud “c” menor que el largo del “clip” o ángulo de conexión.

2) Verificación espesor del alma de la viga conectada:

Referencia AISC Manual, Parte 9, ecuación 9-2. Para conexión con doble ángulo, y electrodo E70XX, usar un espesor mínimo ($t_{w \min}$) del alma de la viga como sigue:

$$t_{w \min} = \frac{6.19D}{F_u}$$

Donde:

D es la cantidad de 1/16 veces el lado del filete en pulgadas. Por ejemplo: para un filete de 5/16" (8 mm), D = 5; para filete 3/8" (10 mm), D = 6.

F_u = Resistencia especificada a la rotura de la viga conectada, en ksi. Por ejemplo: para ASTM A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi.

3) Verificar soldadura en el ángulo de conexión:

El lado del filete debe ser menor que, el espesor del ángulo menos 2 mm. Referencia NCh427/1:2016/J2.2b.

Se debe considerar la excentricidad de la soldadura con respecto a la carga, ver Capítulo 6.2.2, donde se definen los parámetros para la resistencia disponible.

$$R_n = CC_1 D l \quad (\phi=0.75 \text{ LRFD}; \Omega=2.0 \text{ ASD})$$

4) Corte en pernos de viga conectada.

(d) Referencia NCh427/1:2016/J3.6.

5) Aplastamiento del ángulo debido a los pernos.

(e) Referencia NCh427/1:2016/J3.10.

6) Estados límites de corte en el ángulo

(f) Fluencia en el área bruta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.

(g) Rotura en el área neta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.

(h) Bloque de corte. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.

7) Estados límites en el alma de la viga receptora:

(i) Aplastamiento por los pernos. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.

6.5.2 Conexiones de marco arriostrado

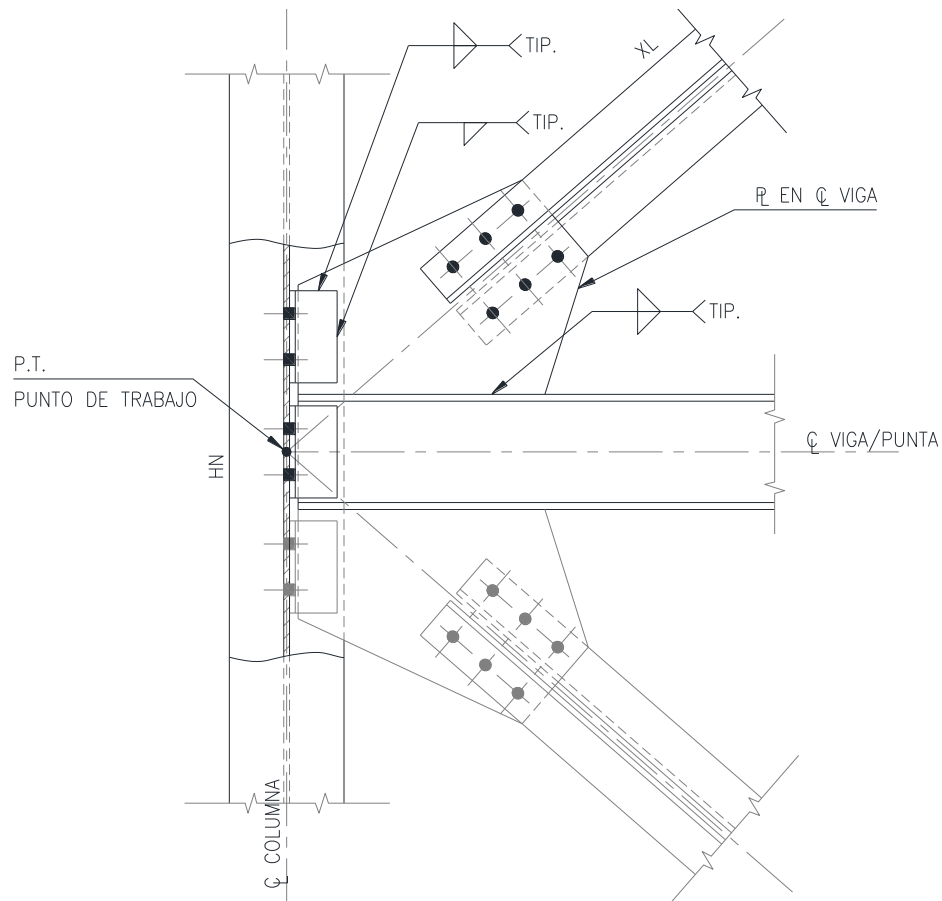


Figura 6-13: Conexión típica de arriostramientos a columnas

Nota: Para este ejemplo, la riostra es un ángulo simple (L) o ángulo doble (XL).

1) Verificación de la capacidad de rotación:

ANSI/AISC 341-10, capítulo F2.6c.3, establece que las conexiones deben ser capaces de resistir los efectos inducidos por la formación de rótulas plásticas en los extremos cuando se produce el pandeo global de la riostra. De este modo, la conexión debe tener suficiente resistencia flexional, o bien, adecuada capacidad de deformación para acomodar la rotación del extremo de la riostra.

Para configuraciones como la mostrada en la Figura 6-13, los clip de conexión, tipo ángulo, permiten la rotación del nudo en el plano del marco arriostrado (Referencia ANSI/AISC 341-10, Capítulo F2.6b Comentarios, conexión ensayada por Stokes y Fahnestock, 2010).

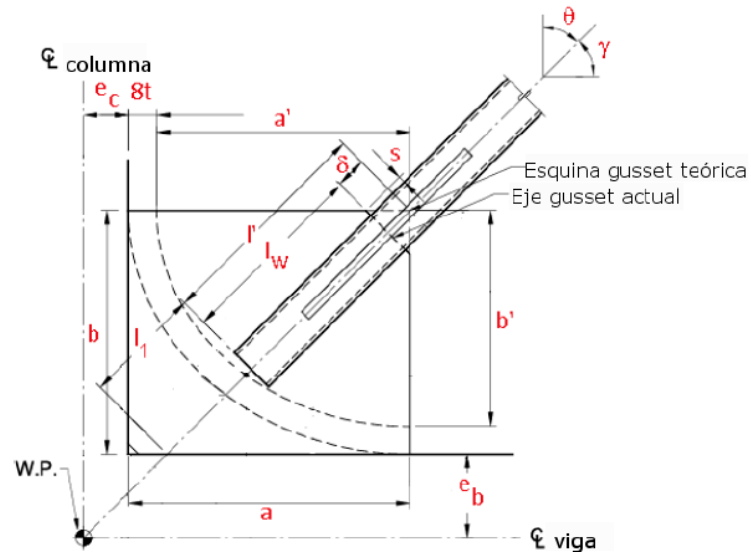
En el caso del pandeo fuera del plano de la riostra, es muy difícil, en general, cumplir con la condición de que conexión sea más resistente flexionalmente que la riostra. En este

caso se debe diseñar la conexión de modo de permitir acomodar las rotaciones inelásticas de la riostra.

ANSI/AISC341-16, Capítulo F2.6c.3, indica algunas formas de generar esta posibilidad de acomodamiento del gusset, a continuación se presentan dos de ellas. Dado que la Alternativa 2 genera gusset de grandes dimensiones, se sugiere considerar la Alternativa 1:

a) Alternativa 1:

Área elíptica, propuesta por Roeder et al., 2011, que permite gusset de menores dimensiones



b) Alternativa 2:

Inducir la formación de una franja recta de fluencia en el gusset, tal como se muestra en la Figura 6-14, el ancho mínimo de esta franja debe ser 2 veces el espesor de gusset (t), se recomienda $2t+25$ milímetros.

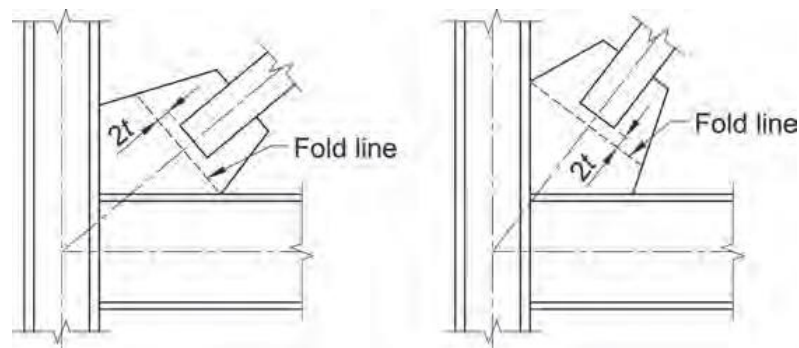


Figura 6-14: Franja de rótula plástica en gusset

2) Resistencia requerida para la conexión:

Si consideramos perfiles formados por planchas ASTM A36, se tiene lo siguiente:

Tracción requerida en la riostra o puntal $T_u = 1,3F_y A_g \times \%$ (Tabla 4-1)

Compresión requerida en la riostra o puntal $P_u = 1,14F_{cre} A_g \times \%$ (Tabla 4-1)

Las variables asociadas a estas ecuaciones se definen en el Capítulo 4.4.

3) Descomposición de fuerzas en la conexión:

La distribución de fuerzas en cada uno de los elementos de la conexión: Riostra, gusset y ángulos de conexión; se calculan según AISC325 Steel Construction Manual, Parte 13, *Método de la fuerza uniforme*.

El método de fuerza uniforme selecciona la geometría de la conexión de modo que ese momento no exista en las tres interfaces de la conexión. Es decir, en la interfaz gusset-viga, gusset-columna y viga-columna. Al no tener momento en estas interfaces, estas conexiones se pueden diseñar solo para corte, tracción o compresión, según sea el caso.

La Figura 6-15 y la Figura 6-16 muestran la descomposición de fuerzas a considerar para una disposición de la conexión, otras disposiciones se pueden revisar en AISC325 Steel Construction Manual, Parte 13.

Los parámetros definidos por el método son los siguientes:

e_b = La mitad de la altura de la viga.

e_c = La mitad de la altura de la columna, en caso que la conexión sea al alma de la columna, e_c se aproxima a cero.

α = Distancia horizontal desde la cara de la columna, hasta el centroide del gusset.

β = Distancia vertical desde la cara de la viga, hasta el centroide del gusset.

θ = Ángulo entre la riostra y la columna.

El método establece la siguiente igualdad que considera que no hay momentos:

$$\alpha - \beta \tan \theta = e_b \tan \theta - e_c$$

Dado que se conocen los parámetros del lado derecho de la ecuación, se debe establecer los valores para α y para β para satisfacer la igualdad. Las fuerzas indicadas en la figura corresponden a las siguientes fuerzas requeridas por la conexión:

$P = T_u$ o P_u , tracción o compresión requerida para la conexión de la riostra.

$R_b = V_u$ de la viga, corte requerido para la conexión de la viga.

$A_b = T_u$ o P_u , tracción o compresión requerida para la conexión de la viga.

El resto de las fuerzas indicadas corresponden a las descomposiciones propias del método de diseño:

R_c = Fuerza de reacción sobre la columna.

H = Componente horizontal de la fuerza P .

V = componente vertical de la fuerza P .

H_b = Corte requerido en la conexión gusset-viga

H_c = Fuerza axial requerida en la conexión gusset-columna

V_b = Fuerza axial requerida en la conexión gusset-viga

V_c = Corte requerido en la conexión gusset-columna

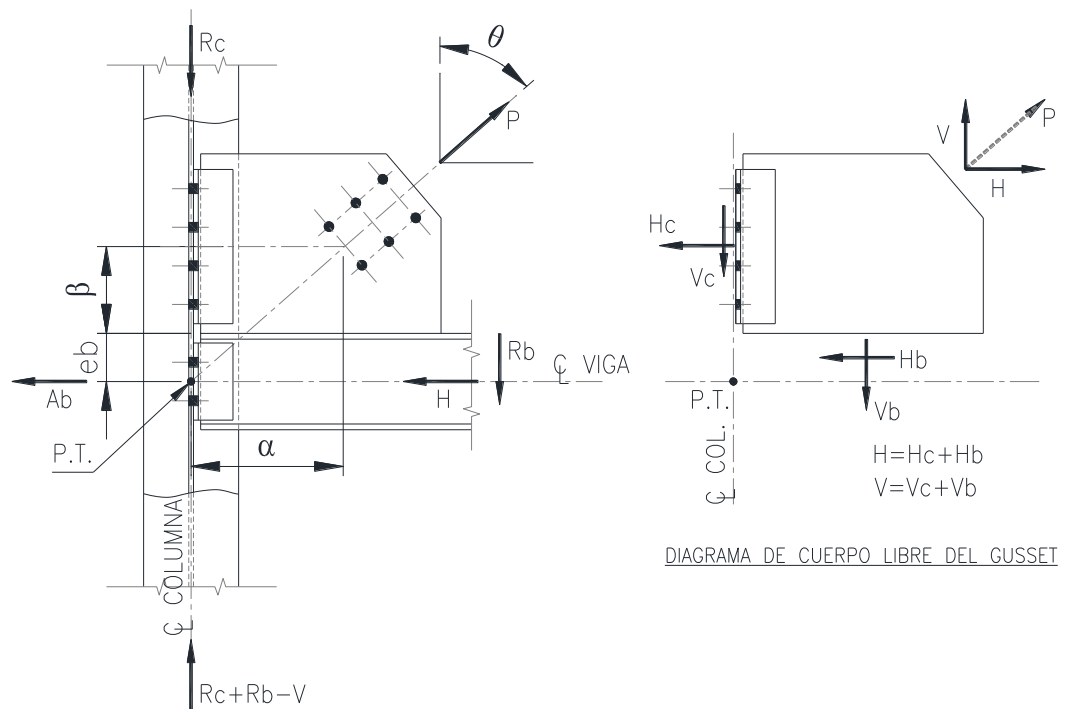


Figura 6-15: Método de la fuerza uniforme – Diagrama de fuerzas

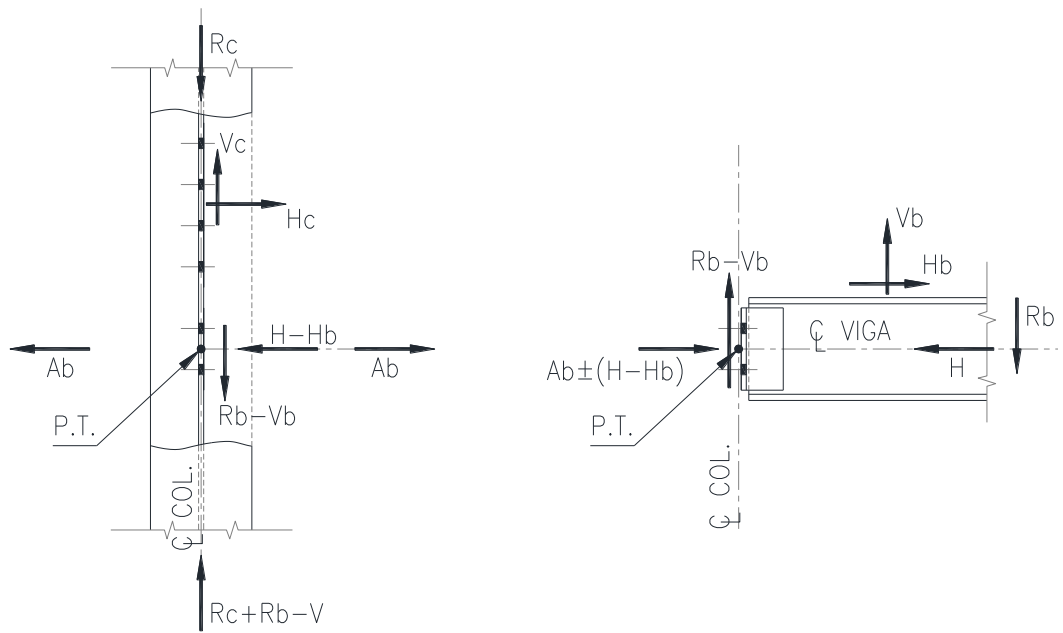


Figura 6-16: Método de la fuerza uniforme – Diagramas de cuerpo libre

Se define el parámetro: $r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2}$; con el cual se calculan las fuerzas:

$$V_c = \frac{\beta}{r} P$$

$$H_c = \frac{e_c}{r} P$$

$$V_b = \frac{e_b}{r} P$$

$$H_b = \frac{\alpha}{r} P$$

Por lo tanto, las fuerzas para el cálculo de las conexiones son las siguientes:

H_b (corte) y V_b (tracción/compresión); para la conexión entre el gusset y la viga.

H_c (tracción o compresión) y V_c (corte); para la conexión entre el gusset y la columna.

Para la conexión de la viga a la columna:

Para el corte: $R_b - V_b$

Para tracción: $A_b \pm H_c$.

4) Verificaciones en la riostra propiamente tal:

- Verificar de corte en pernos. Referencia NCh427/1:2016/J3.6.
- Aplastamiento de la plancha en las perforaciones del ángulo:
 - (j) Referencia NCh427/1:2016/J3.10.
 - (k) Para perforación estándar ($d+1/16''$), perno 3/4" ASTM A325, distancias al borde y entre pernos recomendadas en la Tabla 6-11, y clip de acero calidad ASTM A36, la verificación se cumple para espesor de ángulo igual o mayor a 8 mm.
- Estados límites para el ángulo en tracción.
 - (l) Fluencia en el área bruta. Referencia NCh427/1:2016/J4.1.
 - (m) Rotura en el área neta efectiva. Referencia NCh427/1:2016/J4.1.
 - (n) Bloque de corte en el ángulo. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.

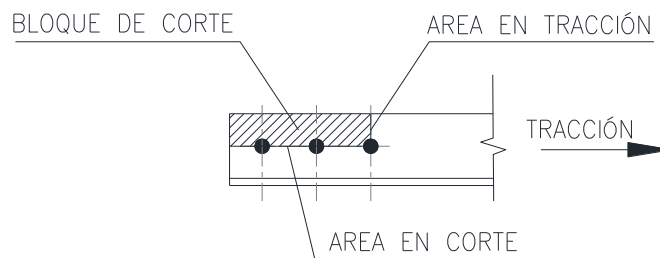


Figura 6-17: Bloque de corte en perfil ángulo en tracción

5) Verificaciones para el gusset:

- Aplastamiento de la plancha en las perforaciones. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.
- Estados límites en tracción.
 - (o) Verificar estos estados límites en la sección de Whitmore, ver Capítulo 6.2.4 y Capítulo 6.3.7.
 - (p) Fluencia en el área bruta. Referencia NCh427/1:2016/J4.1.
 - (q) Rotura en el área neta efectiva. Referencia NCh427/1:2016/J4.1.

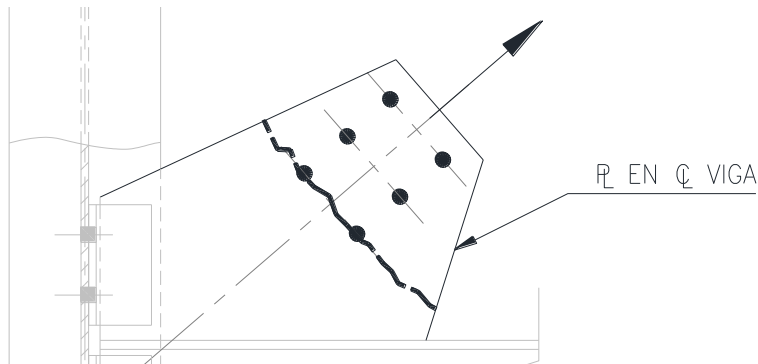


Figura 6-18: Línea de fractura en el área neta del gusset

- Bloque de corte. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.

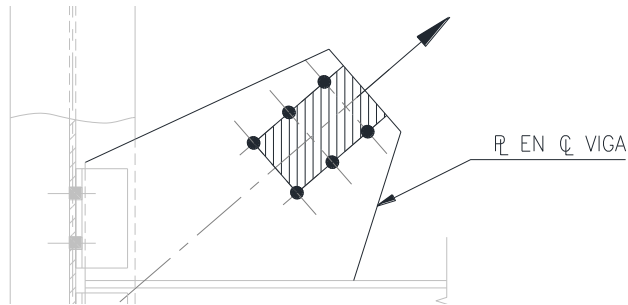


Figura 6-19: Bloque de corte gusset en tracción

- Pandeo del gusset.
 - (r) Tanto el ancho de la plancha, como la longitud de pandeo y el coeficiente de longitud efectiva se indican en el Capítulo 6.2.4 y en el Capítulo 6.3.7, sección de Whitmore.
 - (s) La verificación se realiza según NCh427/1:2016/J4.4.

6) Conexión del gusset-viga, unión soldada:

- Verificar corte y tracción. Referencia NCh427/1:2016 – Tabla J2.5.

7) Conexión gusset-columna, ángulos soldados al gusset y apernados a columna:

- Soldadura de los ángulos. Según se indica en Capítulo 6.2.2.(7).
- Pernos, interacción tracción corte para conexión tipo aplastamiento. Referencia NCh427/1:2016/J3.7 y Tabla J3.2.
- Resistencia al aplastamiento de las perforaciones del ángulo. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.
- Estados límites de corte en el ángulo
 - (t) Fluencia en el área bruta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
 - (u) Rotura en el área neta. Referencia NCh427/1:2016/J4.2.
 - (v) Bloque de corte en el ángulo. Referencia NCh427/1:2016/J4.3.
 - (w) Efecto palanca en el ángulo inducido por la carga horizontal del gusset, “Prying action”. Por la tracción horizontal sobre la unión gusset-columna. Referencia AISC-325, Parte 9.
- Resistencia al aplastamiento de las perforaciones en el alma de la columna inducida por la fuerza vertical unión gusset-columna. Referencia NCh427/1:2016/J3.10.

8) *Conexión viga-columna, ángulos soldados a la viga y apornados a columna:*

Las verificaciones a realizar en esta conexión, son exactamente las mismas que se realizan para la conexión del gusset contra la columna, punto 7) anterior.

Capítulo 7: Procedimiento de diseño de conexiones

El presente capítulo establece el procedimiento de diseño de conexiones.

Tiene dos objetivos: por un aparte, un adecuado traspaso de la información que requiere el proyectista detallador por parte del ingeniero y, por otra parte, un procedimiento para el diseño de conexiones.

El procedimiento incluye los criterios para el diseño y cálculo de conexiones, los esquemas estándares del proyecto, definición de los elementos del esqueleto estático y sismorresistente, revisiones y responsabilidades, entre otros.

Los subcapítulos que a continuación se presentan corresponden al procedimiento que debe seguir la Maestranza que se adjudique el diseño y cálculo de conexiones.

Para evitar repetir información, estos subcapítulos hacen referencia a los capítulos del trabajo de título cuando se requiera cierta información ya analizada o discutida. El procedimiento definitivo de un proyecto deberá ser un complemento con esta información.

7.1 Introducción

La introducción es particular de cada proyecto. Debe partir describiendo el usuario (empresa minera), su ubicación, el cliente (la gerencia o departamento), y una descripción general de las obras a implementar.

7.2 General

Las plantas, elevaciones, secciones, detalles y notas indicadas en los Planos de Diseño, son el resultado de un proceso de análisis, estructuración, modelación, y solución de interferencias de una determinada estructura. Estas etapas estructurales son fundamentales en la elaboración de un proyecto estructural, debido a que los supuestos, hipótesis y modelos que el ingeniero calculista considere, deben representar fielmente el comportamiento real de la estructura.

Dado que la estructura de acero es fabricada y montada como un “mecano”; constituido por elementos independientes conectados entre sí, de modo que al montarlo en obra trabajen como un solo conjunto, las conexiones entre elementos estructurales toman una gran relevancia y, por lo tanto, es fundamental lograr que las conexiones representen bien la realidad y lo que el calculista ha diseñado.

Por otro lado, es importante notar que, la actual norma oficial chilena “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, NCh2369.Of2003, exige el cumplimiento normativo riguroso de las conexiones estructurales, cuyo sustento se basa en avances de los códigos y normas de diseño nacional como internacional, y en una práctica local de diseño sísmico, considerando que el territorio nacional corresponde a una zonificación de alto riesgo sísmico. Por esta razón, el cálculo específico de conexiones deberá ser desarrollarlo por un ingeniero estructural con experiencia en diseño sísmico.

7.3 Alcance

El alcance del presente documento es establecer los requisitos mínimos que debe cumplir el diseño y cálculo de conexiones, como también, establecer los procesos de revisión y aprobación al que estará sujeto el detallamiento.

Este documento aplica a las conexiones entre elementos estructurales de acero del proyecto. Aquellas uniones establecidas y detalladas en los planos del proyecto, deberán tener un detallamiento tal como dichos detalles lo indican, y en caso que se requiera, se deberán complementar con los aspectos de conectividad que el detallador defina.

Las conexiones a definir por la Ingeniería de Diseño son las siguientes:

- Conexión de la columna al pedestal de hormigón armado.

En este caso, el fabricante deberá complementar con el cálculo y diseño de la conexión de la riostra a la columna, aceptando los siguientes aspectos definidos por la Ingeniería de Diseño: distribución de pernos, placas base, placa silla, punto de trabajo diagonal-columna y espesor mínimo de atiesadores.

- La unión viga-columna de un marco rígido.

En este caso, el fabricante deberá complementar con el diseño y diseño de la conexión de los elementos de la plataforma que llegan al nudo.

Es alcance del Fabricante la ejecución del diseño y cálculo de las conexiones y se considerará la modalidad de fuerzas, para el cálculo de la conexión, por porcentaje de carga, según se define en la norma NCh428:2017, Capítulo 4.1.b. iv.

Las estructuras que son parte del alcance de este procedimiento son las siguientes:

- Codificar y listar las estructuras: Ejemplo: 4822-EST-101 Estructura soporte cajón alimentador TAG: N° 4822-STR-001.

Se deberán listar ordenadamente, de modo que la lectura desde los planos de montaje sea estrictamente consistente con el índice del paquete técnico del proyecto.

7.4 Unidades

El sistema de unidades será principalmente el Sistema Internacional de Unidades (SI), con el uso particular del sistema imperial según se indica más abajo.

Las dimensiones de las estructuras se darán en milímetros. Las elevaciones y coordenadas deberán estar en metros, con tres cifras decimales.

El diámetro de pernos de conexión se especificará en pulgadas y sus perforaciones en milímetros.

7.5 Definiciones y términos

A continuación, se presentan las definiciones y términos usados en el procedimiento. Este listado debe ser complementado con las definiciones indicadas en el Capítulo 0 del presente trabajo de título.

Cliente: Compañía minera propietaria del proyecto.

Detallador: Entidad encargada de realizar los planos de fabricación requeridos para el acero estructural y los planos de montaje para la construcción del sistema estructural, a partir de los planos de diseño. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.9).

Especificaciones: Documentos escritos que contienen los requisitos para materiales, estándares y procedimientos para un proyecto de construcción. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.14).

Fabricante: Entidad encargada de realizar la fabricación de la estructura de acero, pudiendo recurrir a subcontratos especializados según la complejidad de los procesos involucrados. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.15).

Ingeniería de Diseño: Es una institución o empresa encargada de diseñar y definir la estructura del proyecto. Es la responsable del diseño estructural.

Ingeniero responsable: Profesional competente habilitado para ejercer en Chile sobre el cual recae la responsabilidad legal del diseño. (Fuente: NCh427:2016).

Planos de Diseño: Documentos gráficos que muestran el diseño, ubicación, y dimensiones del trabajo. Podrán ser planos o modelo 3D, que proporcionará la Ingeniería de Diseño para realizar los trabajos de detallamiento.

Planos de Fabricación: Documentos gráficos que proporcionan todos los antecedentes necesarios para la confección del acero estructural mostrado en los Planos de Diseño estructural y en las Especificaciones estructurales. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.18).

Planos de Montaje: Documentos gráficos que proporcionan toda la información necesaria para el montaje en terreno del acero estructural mostrado en los Planos de Fabricación. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.19)

Requerimiento de Información (RDI): Documento formal en que los participantes interactúan para realizar consultas y aclarar algún aspecto específico del proyecto. La trazabilidad del documento se verifica mediante una enumeración correlativa, revisión, fecha de emisión y fecha de respuesta. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.20).

Sistema Estructural : Ensamblaje de componentes que transfieren cargas y que están unidos para proveer interacción o interdependencia. (Fuente: NCh427:2016)

Sistema resistente a cargas laterales: Sistema estructural diseñado para resistir cargas laterales y proveer estabilidad a la estructura como un todo. (Fuente: NCh427:2016).

Trazabilidad: Capacidad para seguir la historia, la aplicación o la localización de todo aquello que está bajo consideración. (Fuente: NCh428:2017, Capítulo 3.21). Por ejemplo, para una conexión, la trazabilidad está relacionada con su localización, su historial, sus cálculos asociados, entre otros.

7.6 Responsabilidades

La Ingeniería de Diseño es la responsable de la estructuración, diseño y cálculo, y de todos aquellos antecedentes estructurales necesarios para la construcción de la obra. Para ello, proporcionará todos los planos de diseño y especificaciones técnicas necesarias, todo debidamente chequeado, aprobado por el Ingeniero Responsable y con timbre y firma que indique que la información está “apta para construcción”.

En particular la Ingeniería de Diseño será responsable de los siguientes aspectos:

- Diseño y cálculo estructural de las instalaciones del proyecto.
- Proporcionar Planos de Diseño y Especificaciones técnicas para la fabricación y montaje de las estructuras.
- Establecer criterios para el diseño y cálculo de las conexiones.
- Definir los elementos que son parte del Sistema Estructural sismorresistente.
- Revisar y aprobar los Planos de fabricación y montaje, o aprobación del modelo 3D en el caso que aplique. Esta revisión tiene dos objetivos:
 - a) Confirmar que el fabricante ha interpretado correctamente los Planos de Diseño y Especificaciones.
 - b) Confirmar que la Ingeniería de Diseño ha revisado y aprobado los detalles de conexión mostrados en los Planos de Fabricación y Planos de Montaje, y que han sido ejecutados de acuerdo a los estándares, criterios y normas establecidas.

Por su parte, el Fabricante es el responsable de fabricar la estructura de acero que le ha sido encargada por el Cliente. Como parte de sus responsabilidades están las siguientes actividades:

- Revisión de la Ingeniería de Diseño, con el objetivo de encontrar discrepancias o falta de información para el detallamiento.
- Solicitar, oportunamente, a la Ingeniería de diseño, mediante un Requerimiento de Información (RDI), la resolución de discrepancias, completitud de información, solicitud de cambio y/o cualquier aspecto que el fabricante requiera para la correcta construcción de la obra.
- Realizar el diseño y cálculo de todas las conexiones entre elementos estructurales que no estén detalladas en los Planos de Diseño.
- Realizar memorias de cálculo de las conexiones, y enviarlas a la Ingeniería de Diseño para su aprobación.

- Realizar Planos de Fabricación y Planos de Montaje de las estructuras. Se deberán enviar a la Ingeniería de Diseño para su revisión y aprobación.
- Realizar los ajustes requeridos por la Ingeniería de Diseño durante el proceso de aprobación. Esto deberá ser previo al inicio de los trabajos de fabricación de los elementos involucrados.
- General los listados de pernos, de embarques, planificaciones de montaje y/o todo requerimiento establecido en el contrato acordado con el Cliente.
- Cumplir con las especificaciones técnicas de fabricación y montaje del proyecto.

7.7 Procesos de revisiones y aprobaciones

El Fabricante deberá presentar, a la Ingeniería de Diseño, las memorias de cálculo y esquemas de ubicación e identificación de conexiones debidamente revisados y aprobados.

Las revisiones de los documentos deberán estar identificadas en sus carátulas, siguiendo los procedimientos del Fabricante referidos a calidad y control documental. En todo caso, deberá considerar las siguientes revisiones:

- Revisión A, “Para revisión interna del Fabricante”.
- Revisión B, “Para aprobación de la Ingeniería de Diseño”
- Revisión 0, “Documento apto para fabricación”

La revisión final de las memorias de cálculo, deberá ser aprobada por la Ingeniería de Diseño, quien pondrá el timbre de aprobada.

7.8 Documentos, Normas y códigos aplicables

Documentos del cliente

Se deben listar los documentos del cliente aplicable. Como estándares relativos al tema, procedimientos de compra, especificaciones técnicas, etc.

Normas nacionales

- NCh2369.Of2003, “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile por Decreto N°178, Santiago 01 de septiembre de 2003, del Ministerio de Vivienda y urbanismo.
- NCh427/1:2016, “Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 292 Exento. Santiago, 27 de abril de 2018, del Ministerio de Obras Públicas.
- NCh203.Of2006, “Acero para uso estructural – Requisitos”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 231, Santiago, 28 de marzo de 2006, del Ministerio de Obras Públicas.

- NCh428:2017, “Estructuras de acero – Ejecución de construcciones de acero – Perfiles laminados, soldados y tubos”, Instituto Nacional de Normalización (INN). En estado Vigente por el INN.

Códigos internacionales

- “Steel Construction Manual”, 14th edition, American Institute of Steel Construction.
- AISC 303-10, “Code of Standard Practice for Steel Building and Bridges”, American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 341-10, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”, American Institute of Steel Construction.
- AWS D1.1:2010, “Structural Welding Code – Steel”, American Welding Society”.
- “Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts”, Research Council on Structural Connections, RCSC.

7.9 Materiales para los elementos de la conexión

En general los materiales a utilizar en los elementos de una conexión, deben satisfacer los requisitos establecidos en la norma NCh427.Of2016, Capítulo A.3. A continuación se presentan los materiales principales utilizados:

- Conectores, planchas y perfiles: Deben ser el mismo acero establecido por la Ingeniería de Diseño para la estructura. Normalmente ASTM A36.
- Pernos de conexión: Para la estructura principal deben ser Pernos de Alta Resistencia grado ASTM A325 o ASTM A490.
- Tuercas, calidad ASTM A563.
- Golillas, calidad ASTM F436.
- Para el caso de golillas compresibles con Indicación de Tensión Directa (Golillas DTI), éstas deberán cumplir con ASTM F959.
- Soldadura, electrodo AWS E70XX, debe cumplir con AWS A5.1
- Se utilizarán pernos corrientes ASTM A307 para conexiones de elementos secundarios como barandas, escaleras, peldaños, costaneras, etc.

7.10 Criterios de diseño de la conexión

General

Todas las conexiones soldadas serán realizadas en maestranza. Las conexiones en terreno deberán ser apernadas.

Se deberán generar módulo armados y soldados en taller de manera de minimizar las conexiones de terreno. El tamaño de los módulos deberá cumplir con las dimensiones máximas de transporte definidas por el proyecto.

No se permiten conexiones soldadas en terreno, salvo que los Planos de Diseño lo indiquen expresamente.

Todas las conexiones apernadas se diseñarán considerando pernos tipo aplastamiento con el hilo incluido en el plano de corte. Sin embargo, la instalación de todos los pernos deberá ser la especificada para conexiones tipo deslizamiento crítico, es decir, con una pretensión del 70% de la resistencia última a tracción del perno, según NCh427/1:2016, Tabla J3.1.

El diseño para deslizamiento crítico de las conexiones apernadas sólo se deberá considerar en aquellas estructuras indicadas en los Planos de Diseño.

Toda conexión debe ser diseñada considerando que soldadura y pernos no deben resistir en forma compartida la misma componente de una fuerza.

La denominación de perfiles utilizados en la conexión se basará en el catálogo de perfiles del Instituto Chileno del Acero, ICHA.

Los espesores mínimos de los elementos de la conexión serán los siguientes:

Tabla 7-1: Espesores mínimos elementos de la conexión

Elemento	Espesor [mm]
Planchas de conexión	6
Perfiles plegados o laminados	6

Método de diseño

Las conexiones deberán ser diseñadas utilizando el método de los factores de carga y resistencia (LRFD). En este método, la Resistencia de Diseño de cada componente de la conexión debe ser mayor o igual a la Resistencia Requerida.

La Tabla 4-1 en conjunto con el Capítulo 4.4, proporcionan la información para calcular la resistencia requerida en las conexiones.

Por su parte, el Capítulo 6.2 y el capítulo 0 entregan la información normativa para calcular la resistencia nominal de cada uno de los posibles estados de falla los elementos que forman parte de la conexión.

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u = Resistencia requerida (LRFD).

R_n = Resistencia nominal, según se especifica en NCh427:2016.

ϕ = Factor de resistencia, según se especifica en NCh427:2016.

ϕR_n = Resistencia de Diseño.

Identificación de elementos sísmicos

El Fabricante deberá solicitar a la Ingeniería de Diseño, mediante una RDI, los elementos de la estructura que pertenecen al esqueleto sismorresistente. Esto se solicita con el objetivo de aplicar correctamente las fuerzas definidas en el Capítulo 0, que para los elementos sísmicos, están establecidas en función de la *Capacidad Esperada* de los perfiles conectados.

En todo caso, los elementos que forman parte del esqueleto sismorresistente de la estructura se indican a continuación:

- Para marcos verticales arriostrados:
 - Columnas
 - Arriostramientos.
 - Puntales.
 - Vigas puntales.

- Para marcos de momento (marcos rígidos):
 - Columnas.
 - Vigas.

- Plantas arriostradas horizontalmente:
 - Arriostramientos en planta.
 - Vigas perimetrales o intermedias, siempre que formen parte ya sea de un marco rígido vertical, o bien, de un marco arriostrado vertical.

- Plantas de techumbre de naves industriales:
 - Arriostramientos de techumbre.
 - Puntales.

Resistencias requeridas para el diseño de conexiones – Modalidad por porcentaje de carga

El proyecto establece que las fuerzas para calcular las conexiones serán según la modalidad por *porcentaje de carga*, modalidad aceptada por la norma chilena NCh428:2017.

Las solicitudes o resistencias requeridas sobre las conexiones son definidas en función de la naturaleza de los elementos. Si un elemento forma parte del esqueleto sismorresistente de una estructura, como una riostra de un marco vertical, un puntal o una columna, la

resistencia requerida para el cálculo de la conexión será establecida en función de la *Capacidad Esperada* del perfil conectado.

Por su parte, si el elemento debe resistir sólo fuerzas de naturaleza estática, como lo son las vigas de piso de plataformas, la resistencia requerida para el diseño de la conexión será establecida en función de la Resistencia de Diseño del elemento conectado.

Este requisito pretende evitar que la rotura de la conexión se provoque antes de la falla de los elementos conectados y, por otro lado, proveer mayor capacidad de disipación de energía a la estructura resistente ante un sismo severo.

En la Tabla 4-1 se entregan las fuerzas requeridas para calcular las conexiones. En ella se muestran, de manera general, los tipos de estructuraciones más comunes de edificios industriales y mineros.

En el caso que el proyecto haya establecido estructuraciones distintas a las mostradas, o bien, la Maestranza, o a quien ella encargue el diseño y cálculo de conexiones, tenga dudas de la interpretación de las cargas establecidas, se deberá solicitar a la Ingeniería de Diseño la aclaración de las fuerzas a considerar en una determinada conexión, lo cual se debe hacer vía un Requerimiento de Información (RDI).

Cálculo de la Resistencias Requeridas a corte:

- Se debe obtener el porcentaje de la Resistencia de Diseño en corte del elemento conectado, según Tabla 4-1.
- En el Capítulo 4.4.1, se realizan los cálculos de la Resistencia de Diseño en corte para los elementos que se encuentran habitualmente en las estructuras industriales y mineras. La tabla resumen, mostrada en dicho capítulo, considera simplificaciones conservadoras que facilitan el cálculo de la Resistencia Requerida.

Cálculo de la Resistencia Requerida en tracción, compresión o flexión:

- Se debe obtener el porcentaje de la Resistencia de Diseño en corte del elemento conectado, según Tabla 4-1.
- La verificación de la conexión de los elementos en tracción, compresión o flexión, se realiza considerando que debe resistir un cierto porcentaje de la Capacidad en Tracción, Compresión o Flexión Esperada del elemento conectado. En los capítulos 4.4.2, 4.4.3 y 4.4.4 se muestran los cálculos de éstos casos.

Verificaciones requeridas:

Las verificaciones requeridas en la conexión deben seguir rigurosamente la lógica de la transferencia de carga que sucede entre los elementos involucrados. En el Capítulo 0, se muestran dos ejemplos de conexiones que pretenden abarcar un número importante de situaciones. El primer ejemplo corresponde a una conexión de corte de una viga de plataforma a otra viga principal, donde las verificaciones indicadas siguen la secuencia del traspaso de carga desde la viga conectada hasta la viga receptora. El segundo ejemplo

corresponde a un nudo de un marco arriostrado, y de la misma manera se muestran las verificaciones a realizar.

En cada uno de los estados de falla posibles, se indican los puntos normativos que regulan el cálculo. Estos puntos se muestran en el Capítulo 6.2 y Capítulo 0.

7.11 Memoria de cálculo de conexiones

General:

El Fabricante deberá desarrollar las memorias de cálculo de todas las conexiones del proyecto estructural que se le ha encargado. Se exceptúan aquellas conexiones que se han detallado completamente en los Planos de Diseño, en cuyo caso, el detallador deberá seguir lo establecido en dichos planos. Deberá entregar, a la Ingeniería de Diseño, un listado de las memorias de cálculo de conexiones que realizará.

Cada memoria de cálculo deberá ser desarrollada por un ingeniero estructural especialista en conexiones, el cual deberá estar debidamente identificado en la carátula del documento.

Cada memoria de cálculo deberá ser un documento con un formato adecuado, el cual deberá permitir que la Ingeniería de Diseño pueda confirmar que el diseño y cálculo de las conexiones cumple con los criterios de diseño y normativa vigente.

Trazabilidad de la conexión:

Las memorias de cálculo deberán contener esquemas que identifiquen, de manera precisa, la ubicación de cada conexión que se está calculando. Esta trazabilidad del cálculo de la conexión se deberá realizar considerando las siguientes actividades fundamentales:

- Generar esquemas de las plantas de los distintos niveles de la estructura.
- Generar esquemas de las elevaciones de los distintos ejes de la estructura.
- Identificar los distintos tipos de conexiones a calcular. Agrupar aquellas equivalentes.
- Codificar las conexiones a verificar y marcar en los esquemas de plantas y elevaciones.
- Los cálculos mostrados en la memoria de cálculo, deberán hacer referencias a la codificación de conexiones mostrados en los esquemas de ubicación.

Información mínima para cada conexión:

La información mínima contenida en la memoria de cálculo para cada conexión deberá ser la indicada a continuación:

- Cálculo de la Resistencia Requerida para conexiones.
- Identificación y verificación de los mecanismos de falla probable tanto de los elementos conectados, como de los elementos utilizados para la conexión.

- Indicar, para cada elemento involucrado en la conexión, la resistencia de diseño y el mecanismo de falla que controla.
- Resultados: Elementos de la conexión, espesores, cantidades de pernos, disposición, soldaduras, materiales y en general, todo antecedente necesario para el detallamiento de la conexión.

7.12 Conexiones típicas – Requisitos y características

El proyectista encargado del detallamiento de la estructura, deberá dar prioridad a los detalles estándares indicados en el Capítulo 0 y ANEXO A del presente trabajo de título. Otros casos no mostrados en estos esquemas, y que pertenezcan al esqueleto sismorresistente de la estructura, deberán ser consultados a la Ingeniería de Diseño. En todo caso, la alternativa que proponga el Fabricante deberá considerar los criterios establecidos para cada tipo de conexión.

A continuación, se indica un resumen de los requisitos que debe cumplir cada tipo de conexión:

Empalmes:

- La posición de los empalmes apernados, que se requieran realizar en terreno, son los establecidos en los Planos de Diseño. En caso de que el Fabricante requiera empalmes en posiciones distintas, deberá solicitar la aprobación a la Ingeniería de diseño.
- Los empalmes deberán cumplir con las consideraciones indicadas en el Capítulo 5.2.1, “Conexiones estándares de edificios industriales y mineros” del presente trabajo de título.
- Para empalmes soldados en maestranza, todas las uniones de tope deberán ser de penetración completa y precalificadas según AWS D1.1, Figura 3.4.

Conexiones en sistemas de marcos verticales arriostrados concéntricamente

- En el Capítulo 5.2.2 se establecen cuatro tipos configuraciones típicas para los sistemas de marcos arriostrados concéntricamente. Los detalles que deben ser considerados se muestran en Anexo A.
- En los cuatro marcos típicos, los elementos de la estructura se han dispuestos de manera de abarcar la mayor cantidad de casos posibles de conexiones. Para los casos en que las columnas estén giradas con respecto a lo mostrado, los detalles deben ser similares a los mostrados, basándose en los criterios definidos en cada caso.
- Para el caso de los detalles relacionados con la placa base de apoyo, el diseño de la conexión deberá ser un complemento de lo establecido en los Planos de Diseño, donde normalmente se establece este detalle para indicar los espesores de placa base, de la silla, detalle de las llaves de corte y espesor mínimo de atiesadores a utilizar. Los detalles asociados se muestran en las siguientes figuras: Figura A-2, Figura A-6, Figura A-11 y Figura A-18.
- En general, todas las conexiones de estos marcos se han considerado rotuladas, salvo las conexiones indicadas para arriostramientos con perfiles de la serie “HN”, las cuales se

han considerado con conexiones totalmente rígidas. Ver marco arriostrado Tipo 3 en la Figura A-10.

- Para el marco arriostrado Tipo 3, existe una alternativa de conexión que también es usada en edificios industriales, corresponde al uso de un gusset robusto, soldado a la columna y/o viga según corresponda, al que se le sueldan planchas para generar un empalme con la riostra, con el puntal o con la viga. En cada parte del empalme se utiliza cizalle doble. El detalle que muestra esta situación se muestra en la Figura A-11, el cual debe ser la base para la definición del resto de los detalles.

Conexiones en sistemas de marcos verticales rígidos

- En el Capítulo 5.2.3 se establecen cinco tipos configuraciones para sistemas de marcos verticales rígidos. Los detalles que deben ser considerados se muestran en Anexo A.
- La primera configuración corresponde al marco típico de torres de plantas de proceso. Las otras cuatro, corresponden a marcos de galpones o naves industriales de acero.
- Características:
 - o Las conexiones entre los elementos del marco deben transmitir esfuerzos de momento, corte y axial.
 - o La conexión de momento viga-columna deberá ser del tipo totalmente rígida.
 - o El nudo viga-columna deberá ser totalmente soldado en maestranza.
 - o La unión apernada en terreno se deberá realizar en el empalme de la viga, o donde lo indiquen los Planos de Diseño.

Conexiones en sistemas de plataformas

- En el Capítulo 5.2.4 se establecen dos tipos configuraciones para sistemas de plataformas de piso. Los detalles que deben ser considerados se muestran en Anexo A. En la Figura A-38 y Figura A-43, muestran las plantas generales y se indican las conexiones consideradas.
- Las plataformas Tipo 1 corresponden a aquellas donde todas las diagonales de la planta irán conectadas a los elementos contiguos a dicha diagonal, tal como se muestra en la Figura A-38. Y las plataformas Tipo 2, corresponden a aquellas donde las diagonales de la planta pasan por debajo de las viguetas que soportan la parrilla de piso, tal como se muestra en la Figura A-43.
- Los detalles indicados en el presente procedimiento muestran la conexión de corte por medio de “Clip” o “Ángulo” doble, soldado a viga conectada y apernado a viga receptora. Alternativamente se podrá utilizar el clip de conexión apernado a viga conectada y apernado a viga receptora.
- También se acepta la conexión con plancha simple soldada a la viga receptora. Esta alternativa tiene dos variantes que se muestran en el Capítulo 5.2.4.

7.13 Anexos

Los anexos del procedimiento, corresponde a los siguientes temas mostrados en el presente trabajo de título:

- Esquemas estándares de los sistemas resistentes de la estructura, indicando los elementos de naturaleza sísmica y los de naturaleza estática. Según Capítulo 3 del presente trabajo de título.
- Resistencias requeridas para las conexiones. Según Capítulo 4 del presente trabajo de título.
- Norma NCh427/1:2016, Capítulo J, más requisitos del AISC 325 “Steel Construction Manual”. Según Capítulo 6 del presente trabajo de título.
- Información básica para conexiones apernadas. Según Capítulo 6.4 del presente trabajo de título.
- Verificaciones requeridas. Según Capítulo 6.5 del presente trabajo de título.
- Esquemas estándares de conexiones. Según Anexo A del presente trabajo de título.

Capítulo 8: Conclusiones

Necesidad de un procedimiento para el diseño de conexiones:

La alta velocidad de ejecución de proyectos y la modalidad de los contratos, en muchos casos hace que las oficinas de ingeniería de diseño emitan la documentación técnica final del proyecto estructural, dejando la responsabilidad de la fabricación, incluyendo el diseño y cálculo de conexiones, a las maestranzas que se adjudican los contratos de fabricación de estas estructuras.

Por otra parte, la revisión que se ha hecho a los proyectos ejecutados por la industria metal mecánica revela que no siempre la información proporcionada por la ingeniería de diseño, para el diseño de las conexiones, está totalmente completa; sólo se proporcionan indicaciones generales que no siempre son bien interpretadas por la maestranzas u oficinas responsables de la fabricación y cálculo de las conexiones.

Además, no siempre es posible encontrar en las empresas de ingeniería de diseño, ingenieros estructurales que estén incluyendo los cálculos de las conexiones en las memorias de cálculo, considerando que mediante los planos estándares estructurales propios de las empresas se va a solucionar el diseño de conexiones.

De acuerdo hasta lo ahora expuesto, hasta antes de la entrada en vigencia de las actuales normas relacionadas con el diseño en acero, el responsable del diseño de las conexiones podría ser eventualmente un tercero, o bien la propia empresa de ingeniería de diseño, los cuales no siempre contaban con toda la información que se requeriría.

Con la nueva normativa las responsabilidades están claras: la ingeniería de diseño es la responsable de todo el diseño estructural, esto es, diseño general de los elementos, incluyendo sus conexiones.

El marco técnico actual dispone de tres normas chilenas que regulan el diseño en acero:

- NCh427/1:2016. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 292 Exento. Santiago, 27 de abril de 2018, del Ministerio de Obras Públicas.
- NCh203.Of2006. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 231, Santiago, 28 de marzo de 2006, del Ministerio de Obras Públicas.
- NCh428:2017. Declarada Vigente por el Instituto nacional de Normalización.

En este marco técnico se establecen claramente las responsabilidades del diseño estructural, incluyendo las conexiones. La normativa actual indica que el diseño y cálculo de las conexiones serán de responsabilidad de la ingeniería de diseño, y en caso que sean realizadas por un tercero, la ingeniería de diseño deberá revisar y validar tales diseños y cálculos de conexiones.

En este contexto, se concluye que es necesario establecer un procedimiento de diseño de conexiones, práctico y claro, que permita, por un aparte, ayudar al diseño de conexiones a las propias empresas de ingeniería de diseño, como por otra parte, facilitar el diseño a un tercero para que ejecute correctamente el diseño de conexiones.

Procedimiento:

El procedimiento propuesto para el cálculo de conexiones es el siguiente:

- Definir los criterios de diseño para el cálculo de conexiones.
- Definir responsabilidades en los procesos de traspaso y requerimientos de información, en los diseños y revisiones.
- Revisando las estructuraciones, establecer cuales elementos será apernados y cuáles serán soldados, de acuerdo a las restricciones de transporte y de operación de las estructuras.
- Establecer todas las condiciones de borde de los elementos que concurren a un nudo, y que se han considerado en las memorias de cálculos, de modo de establecer si la conexión será una conexión de corte o de momento, o algo intermedio.
- Establecer las disponibilidades de espacios para poder utilizar las herramientas de apriete de los pernos.
- Establecer a firme los esfuerzos internos que concurren a un nudo de conexión.
- Establecer esquemas de conexiones, las cuales se podrían obtener en este documento, para luego establecer las demandas y resistencias esperadas para el cálculo de conexiones.
- Finalmente, estandarizar las conexiones y aprobar el diseño y cálculos de conexiones, de acuerdo a los factores de utilización máximos permitidos por las normas y criterios de diseño de los proyectos.

Información relevante aportada por el procedimiento:

- *Tablas que establecen las resistencias requeridas para la conexión.* En éstas se indican estructuraciones típicas observadas en edificaciones industriales y mineras.
- *Resistencia requerida para la conexión de elementos sísmicos.* Que están en función de la capacidad esperada de los perfiles a conectar. Requisitos basados en el AISC 341-10.
- *Resistencia requerida para la conexión de elementos estáticos.* Que están es función de la resistencia de diseño de los perfiles conectados. Requisitos basados en la norma NCh428/1:2016.
- *Detalles estándares.* La revisión de proyectos ejecutados dio origen a la representación de estructuraciones de sistemas verticales y de sistemas de plataformas, donde se pudo referenciar una gran cantidad de posibilidades de conexiones que efectivamente son utilizadas en la industria y la minería.

Este procedimiento propiamente tal contiene, a juicio del autor, toda la información básica necesaria que debe tener un ingeniero estructural, incluyendo un tercero, para que diseñe y calcule las conexiones. De esta manera, se cree que éste proporcionará todos los elementos que permitan tener la seguridad de que el diseño y cálculo de conexiones cumplirá con los criterios de diseño de los proyectos y las normas relativas al diseño en acero.

Profesionales involucrados:

Dados los requisitos técnicos que involucra el cálculo de las conexiones, estos deben ser desarrollados por ingenieros estructurales, especialistas en conexiones en acero.

Adicionalmente, es necesario que un proyectista de experiencia lidere el diseño general de las conexiones, dada su amplio conocimiento con respecto a posibles configuraciones de una determinada conexión.

Capítulo 9: Bibliografía

NCh2369.Of2003. “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile por Decreto N°178, Santiago 01 de septiembre de 2003, del Ministerio de Vivienda y urbanismo.

NCh427/1:2016. “*Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 292 Exento. Santiago, 27 de abril de 2018, del Ministerio de Obras Públicas.

NCh203.Of2006. “*Acero para uso estructural – Requisitos*”, Instituto Nacional de Normalización. Declarada oficial de la república de Chile en Decreto 231, Santiago, 28 de marzo de 2006, del Ministerio de Obras Públicas.

NCh428:2017. “*Estructuras de acero – Ejecución de construcciones de acero – Perfiles laminados, soldados y tubos*”, Instituto Nacional de Normalización (INN). En estado Vigente por el INN.

“*Steel Construction Manual*”, 14th edition. American Institute of Steel Construction.

AISC 303-10. “*Code of Standard Practice for Steel Building and Bridges*”. American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISC 360-10. “*Specification for Structural Steel Buildings*”. American Institute Of Steel Construction.

ANSI/AISC 341-10, “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISI S100-2007, “*North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member*”, American Iron and Steel Institute.

AWS D1.1:2010, “*Structural Welding Code – Steel*”, American Welding Society”.

“*Specification for Structural Joints Using Higt Strength Bolts*”, Research Council on Structural Connections, RCSC.

Instituto Nacional de Normalización INN Chile. “*Acero para uso estructural – Requisitos*”. NCh 203.Of2006.

Arze, Rezine y Asoc., “*Manual de diseño de conexiones según AISC 1978*”, Curso de conexiones A.R.A. 1985.

Pinto, M. 1999, “*Diseño y verificación de conexiones apernadas*”, Memoria de Título Ing. Civil, U. de Chile.

Labarre, E. 1984, “*Diseño de conexiones apernadas según AISC 1978*”, Memoria de Título Ing. Civil, U. de Chile.

Balocchi, R. 1984, “*Diseño de conexiones soldadas según AISC 1978*”, Memoria de Título Ing. Civil, U. de Chile.

Instituto Chileno del Acero. 2008, “*Manual de Diseño de Estructuras de Acero*”, Manual ICHA.

Charles W. Roeder et al., diciembre 2011, “*SCBF Gusset plate connection design*”.

ANEXO A. DETALLES ESTÁNDARES DE CONEXIONES

MARCO ARRIOSTRADO TIPO 1

Marco formado por los siguientes perfiles: columnas HN/IN, vigas IN, puntales "L" y arriostramientos "L".

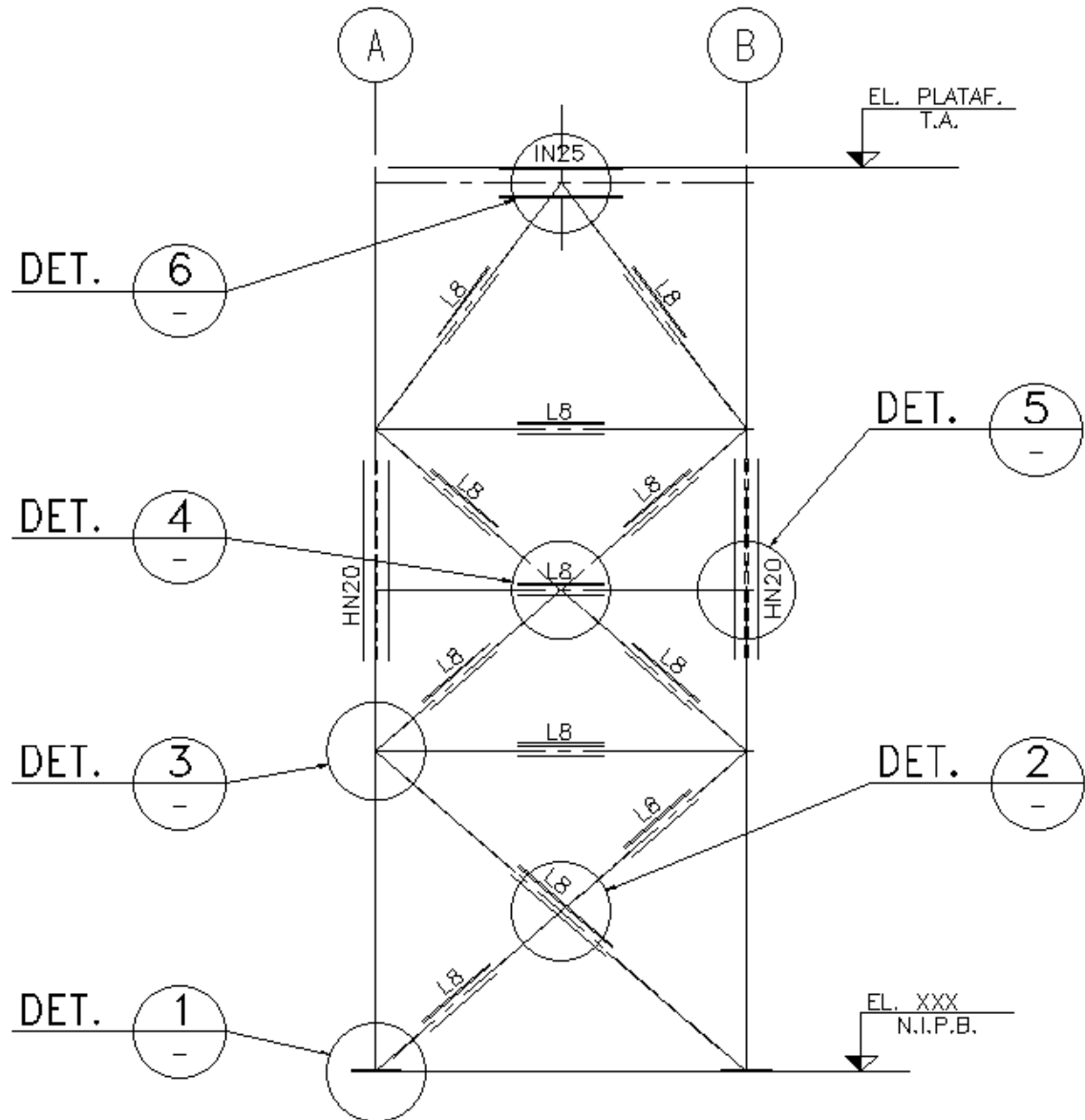


Figura A-1:Marco arriostrado Tipo1

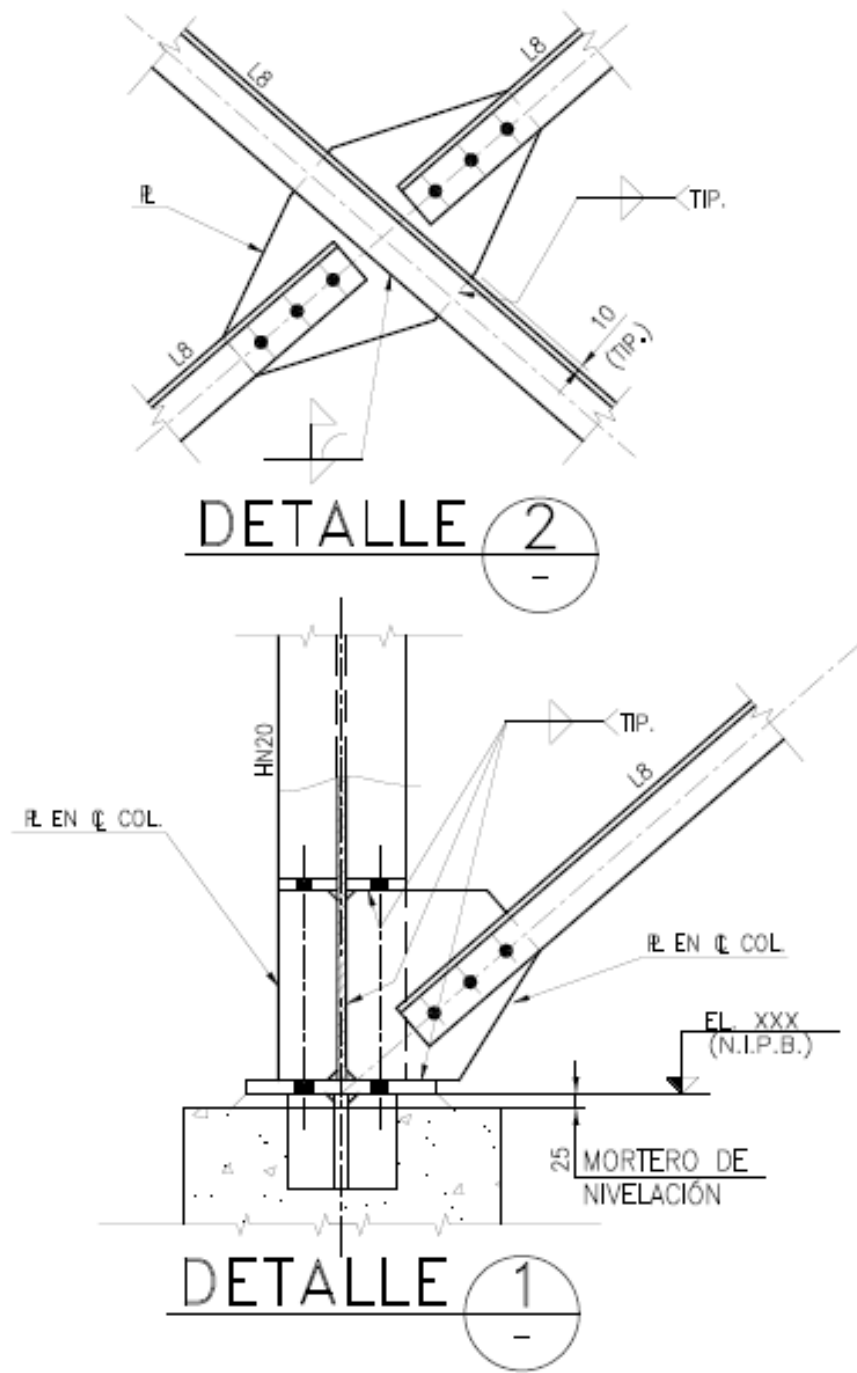


Figura A-2: Marco arriostrado Tipo 1 - Detalle 1 y 2

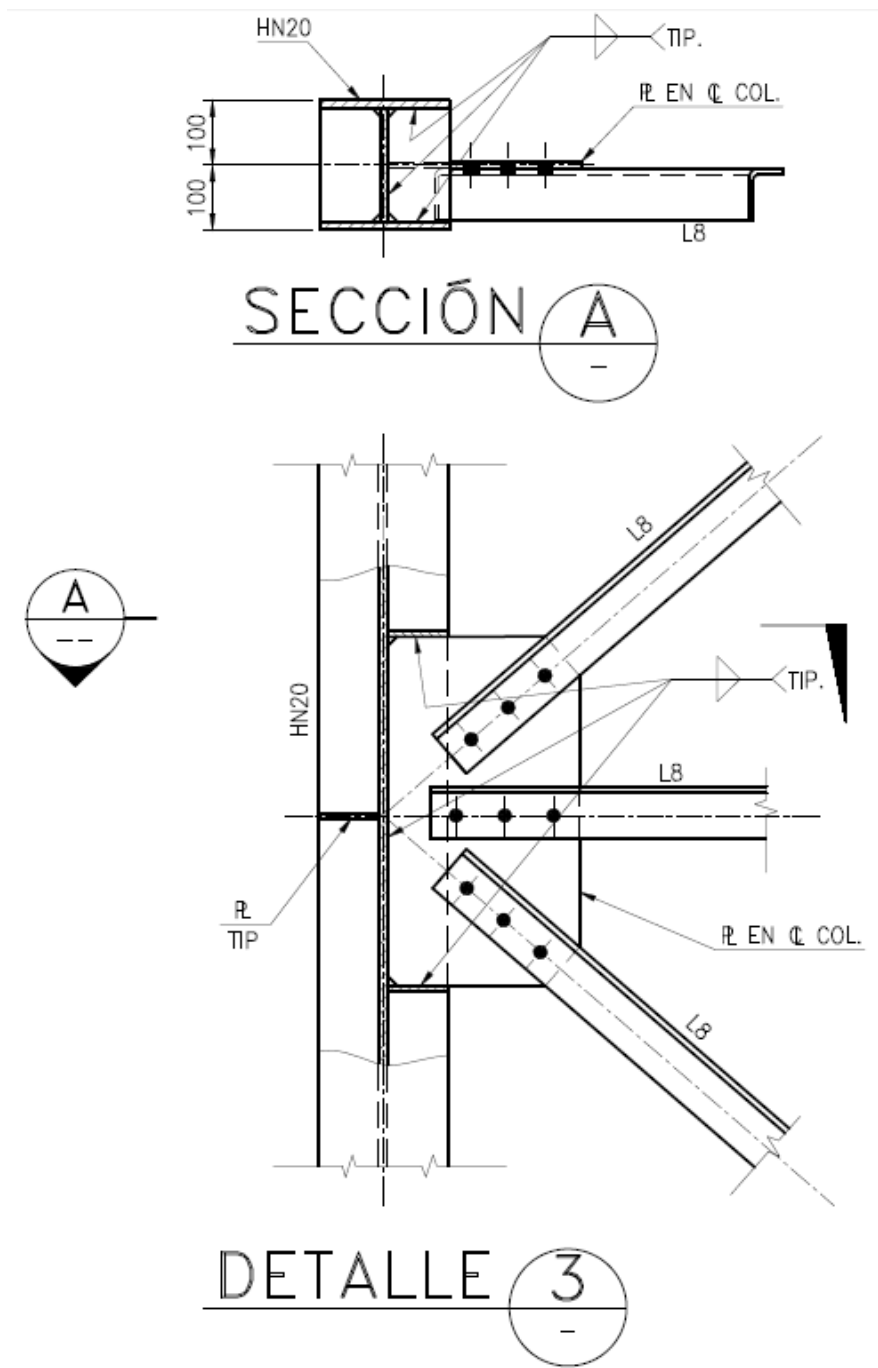


Figura A-3: Marco arriostrado Tipo 1 - Detalle 3

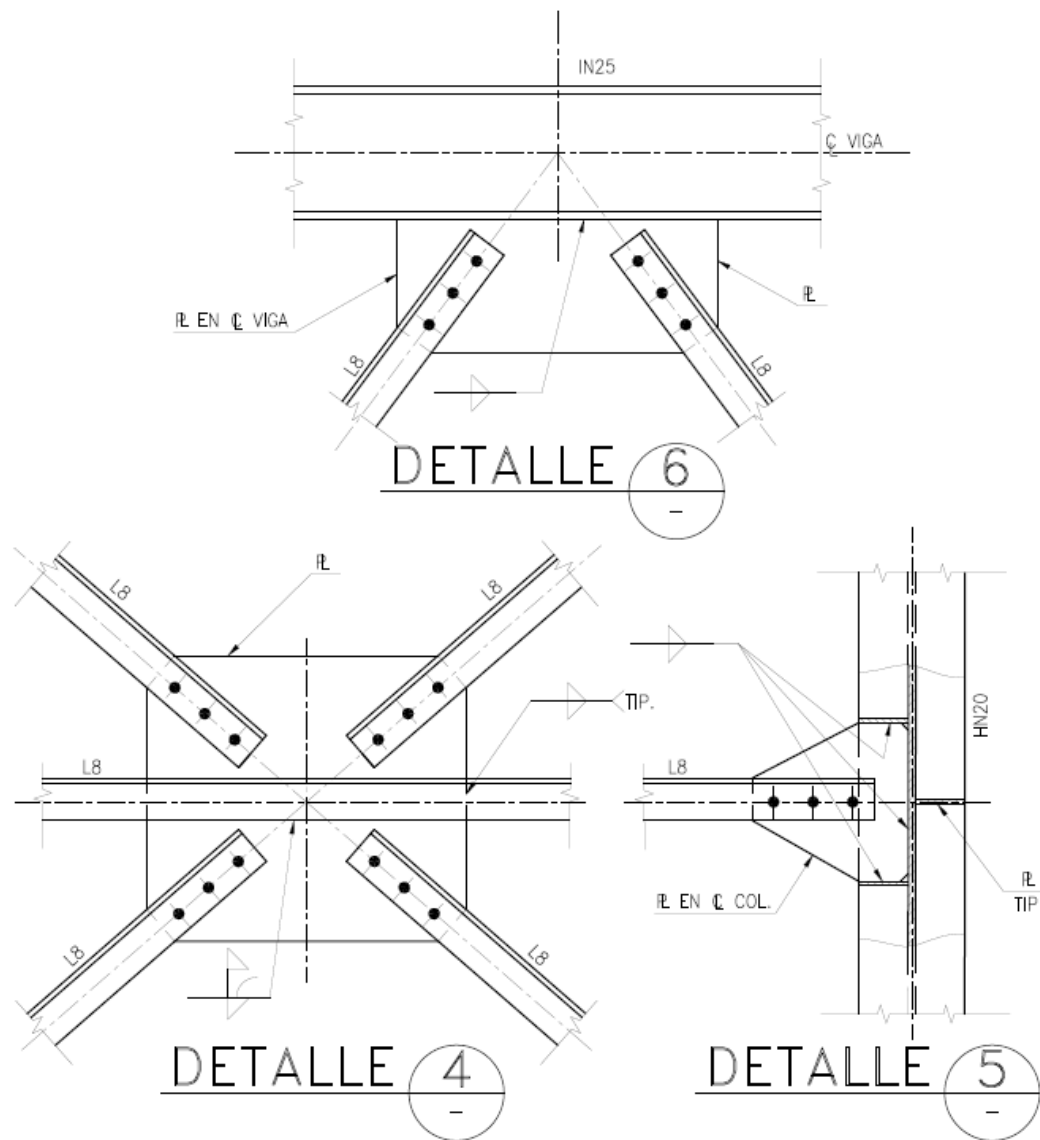


Figura A-4: Marco arriostrado tipo 1 - Detalles 4, 5 y 6

MARCO ARRIOSTRADO TIPO 2

Marco formado por los siguientes perfiles: columnas HN/IN, vigas IN, puntales “XL” y arriostramientos “XL”.

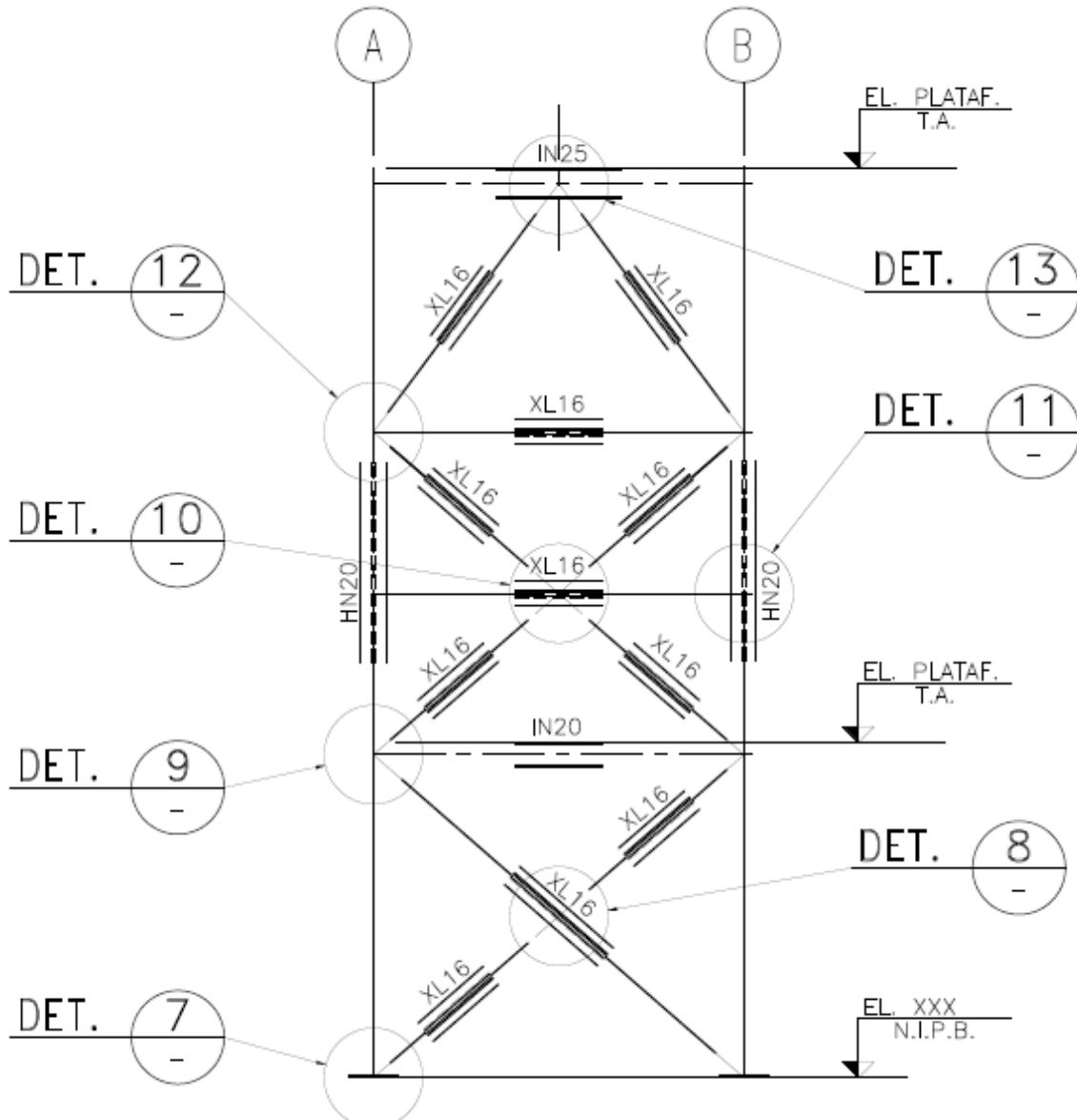


Figura A-5: Marco arriostrado tipo 2

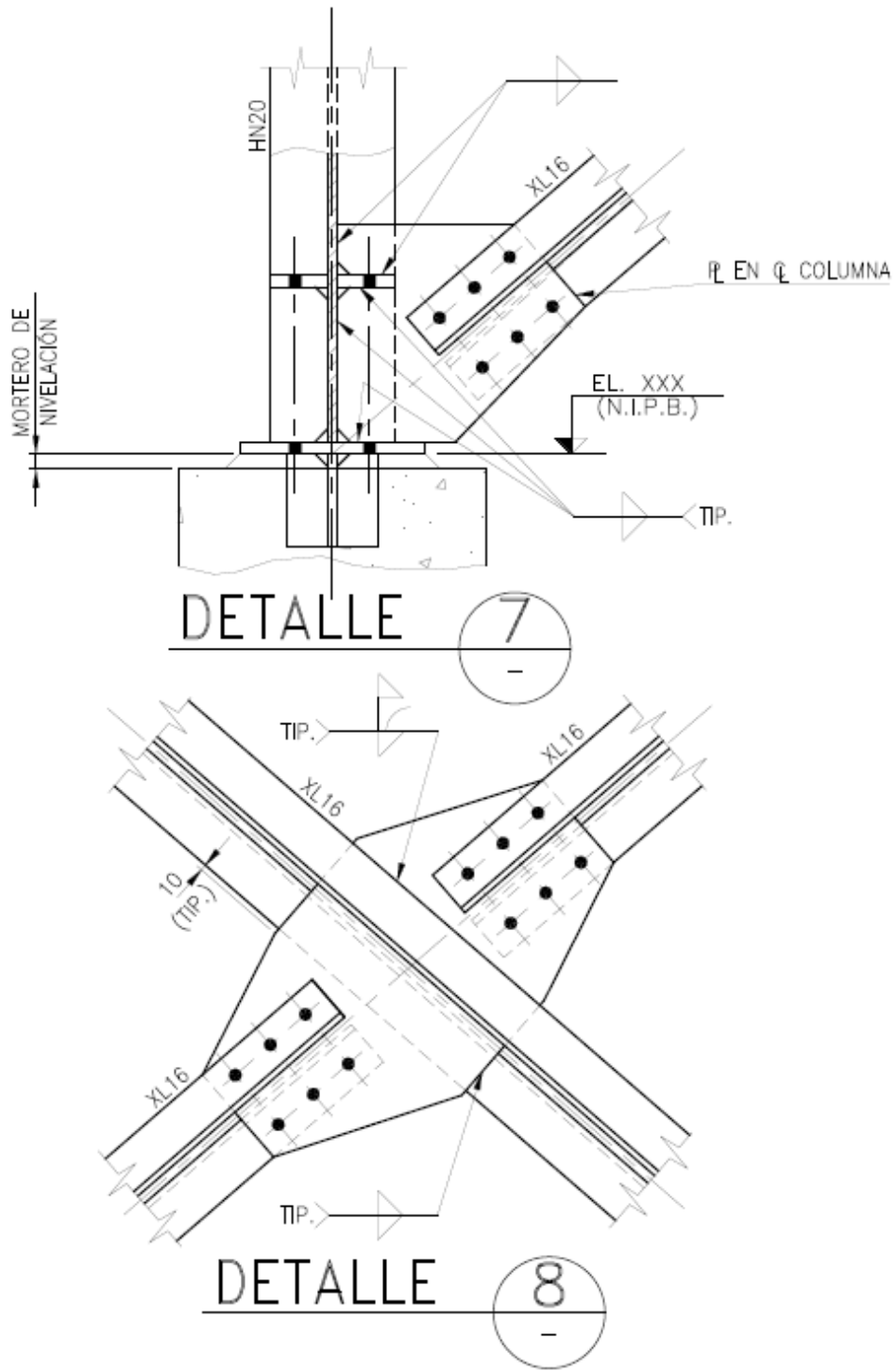
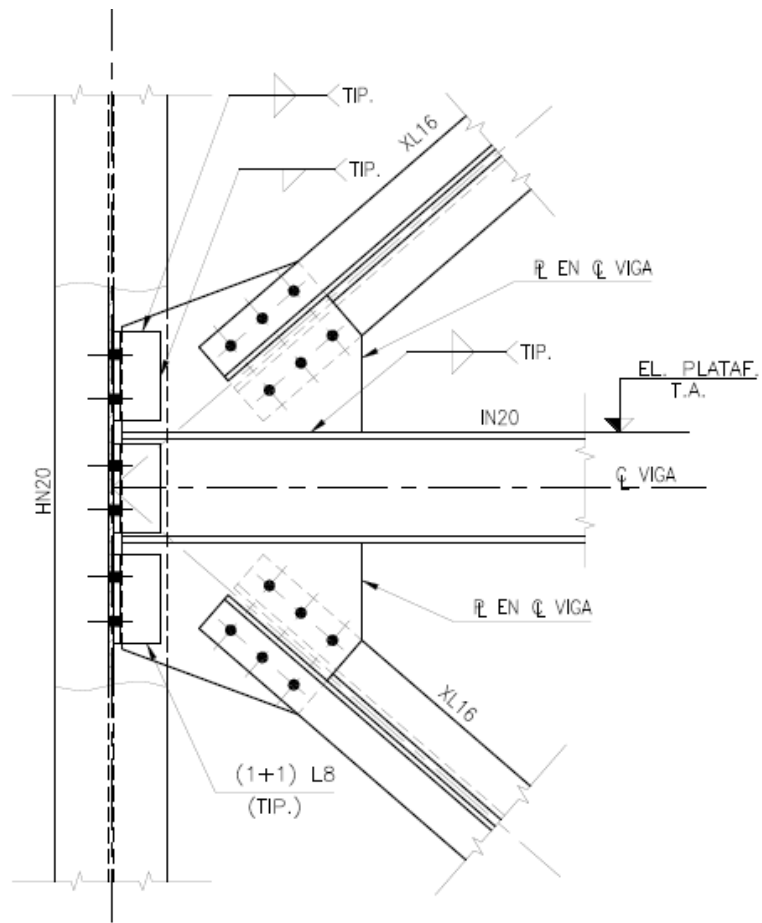


Figura A-6: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 7 y 8



DETALLE 9

Figura A-7: Marco arriostrado tipo 2 - Detalle 9

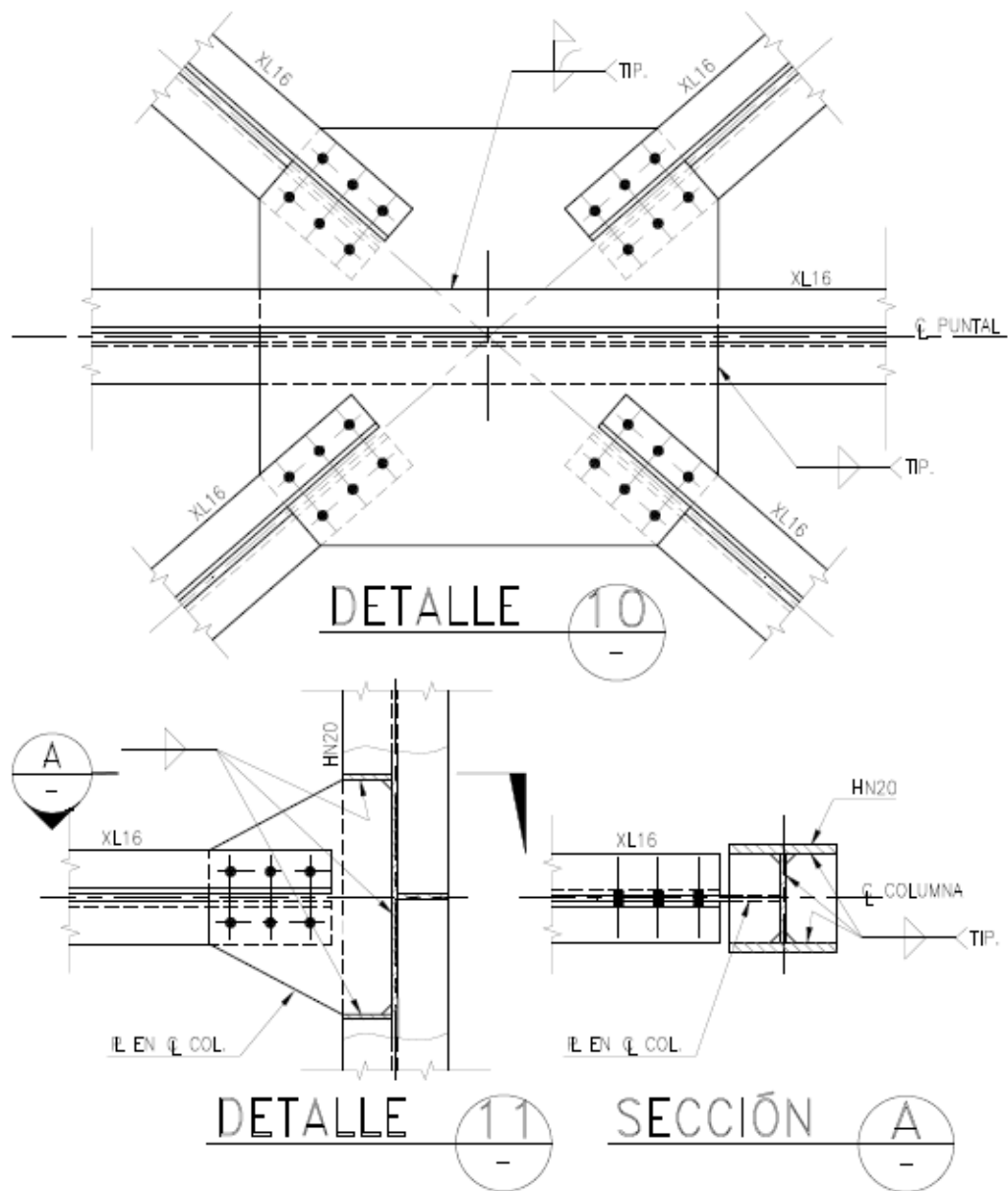


Figura A-8: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 10 y 11

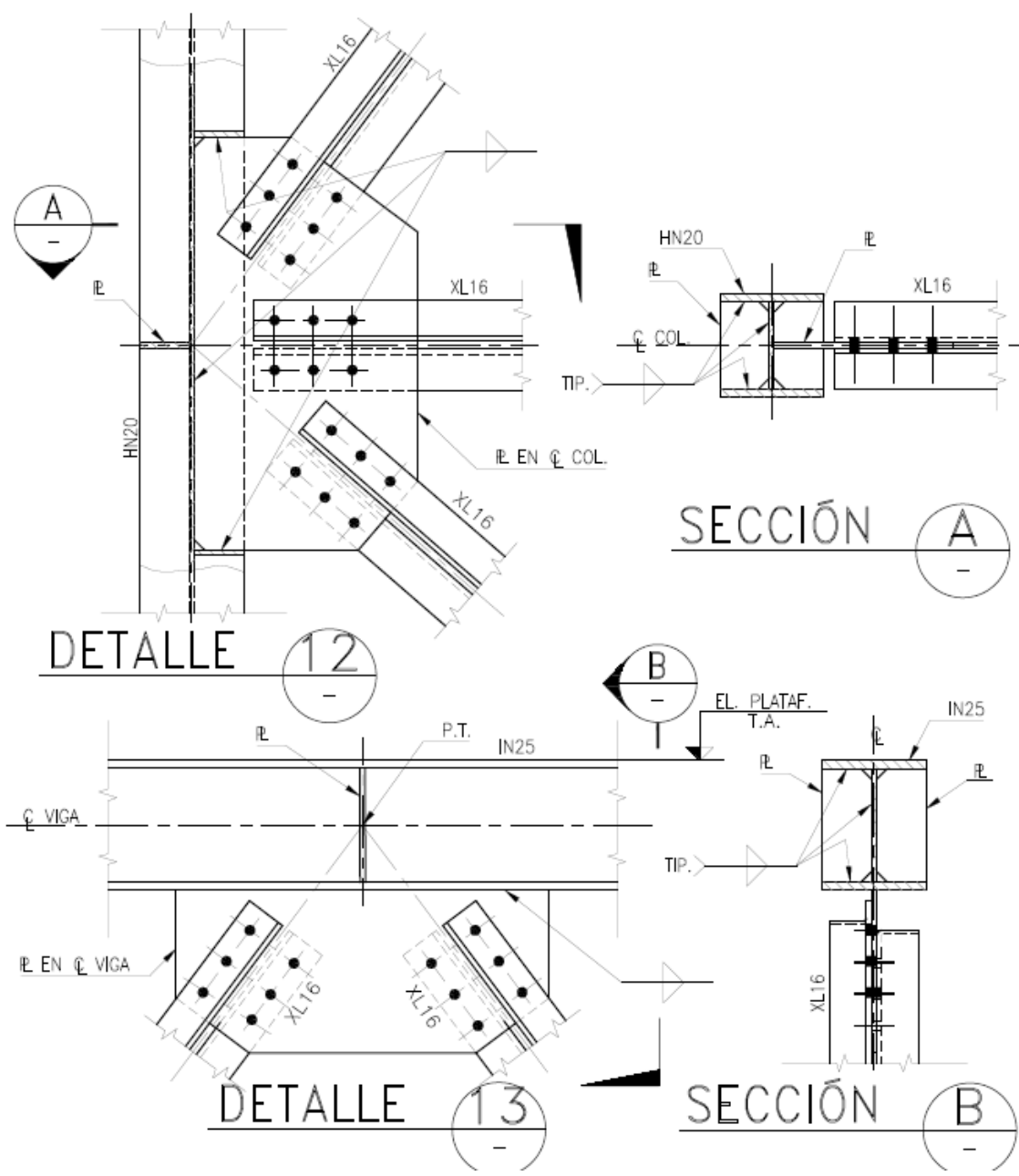


Figura A-9: Marco arriostrado tipo 2 - Detalles 12 y 13

MARCO ARRIOSTRADO TIPO 3

Marco formado por los siguientes perfiles: columnas HN/IN, vigas IN, puntales “HN” y arriostramientos “HN”.

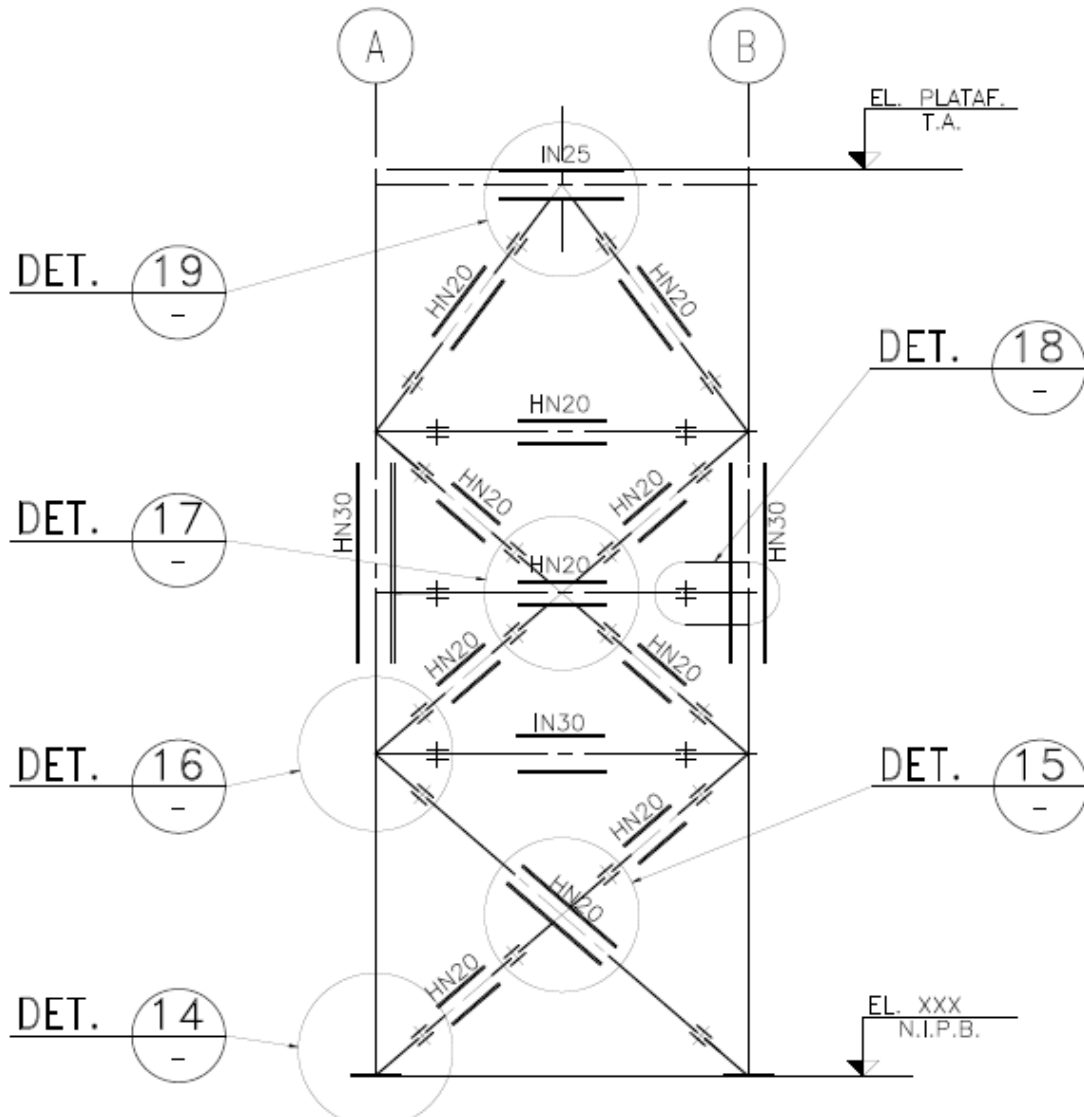


Figura A-10: Marco arriostrado tipo3

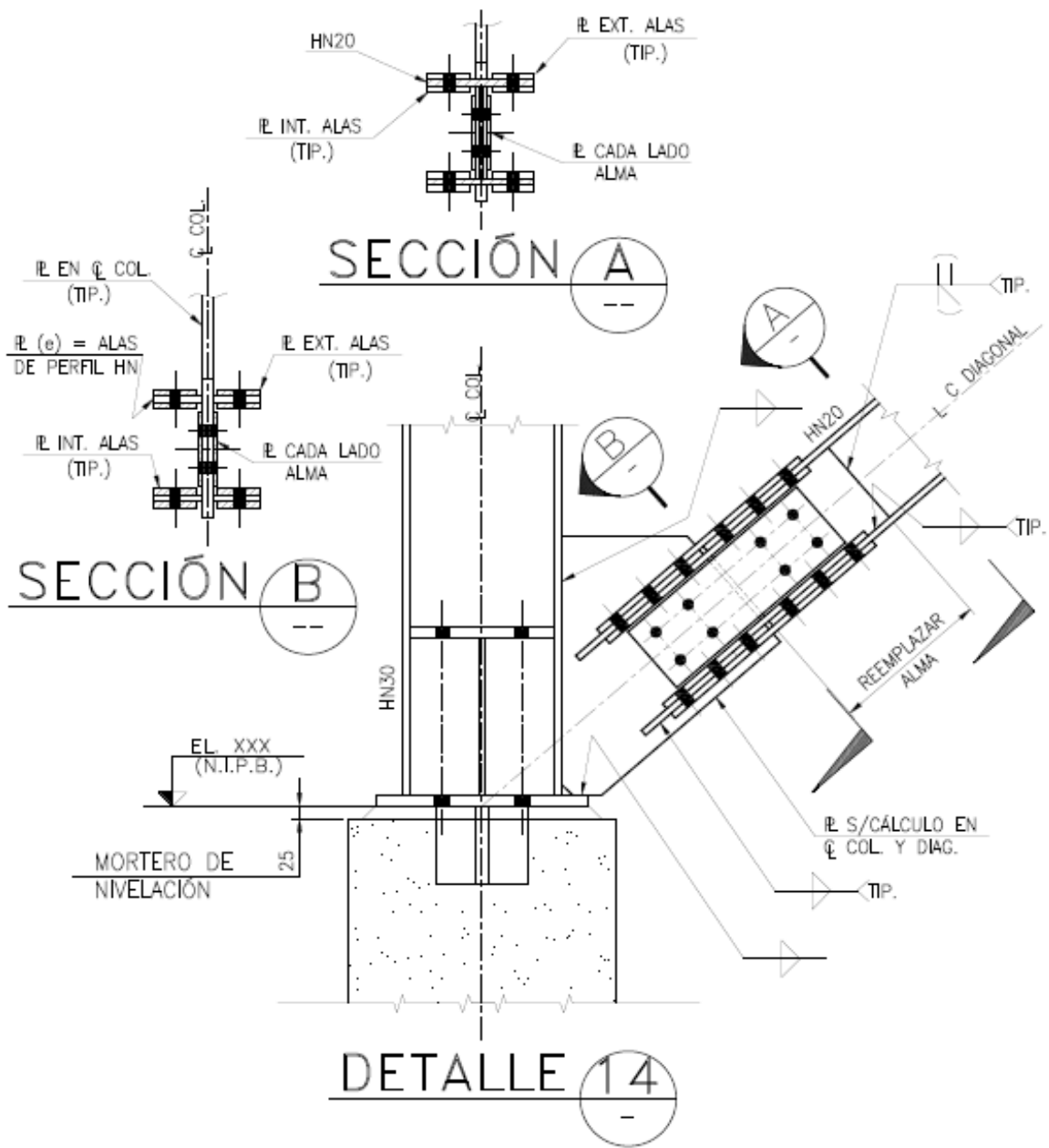


Figura A-11: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 14

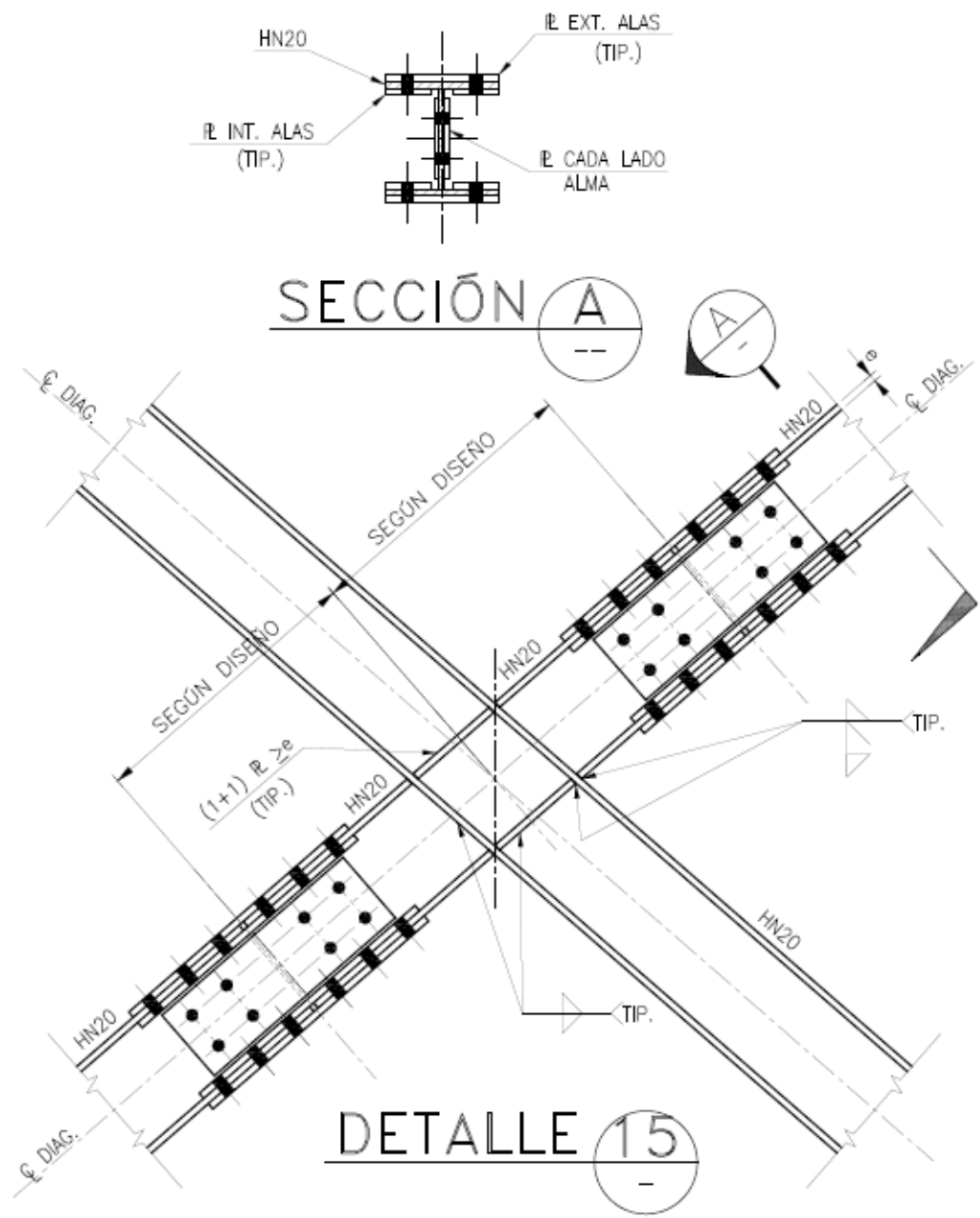


Figura A-12: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 15

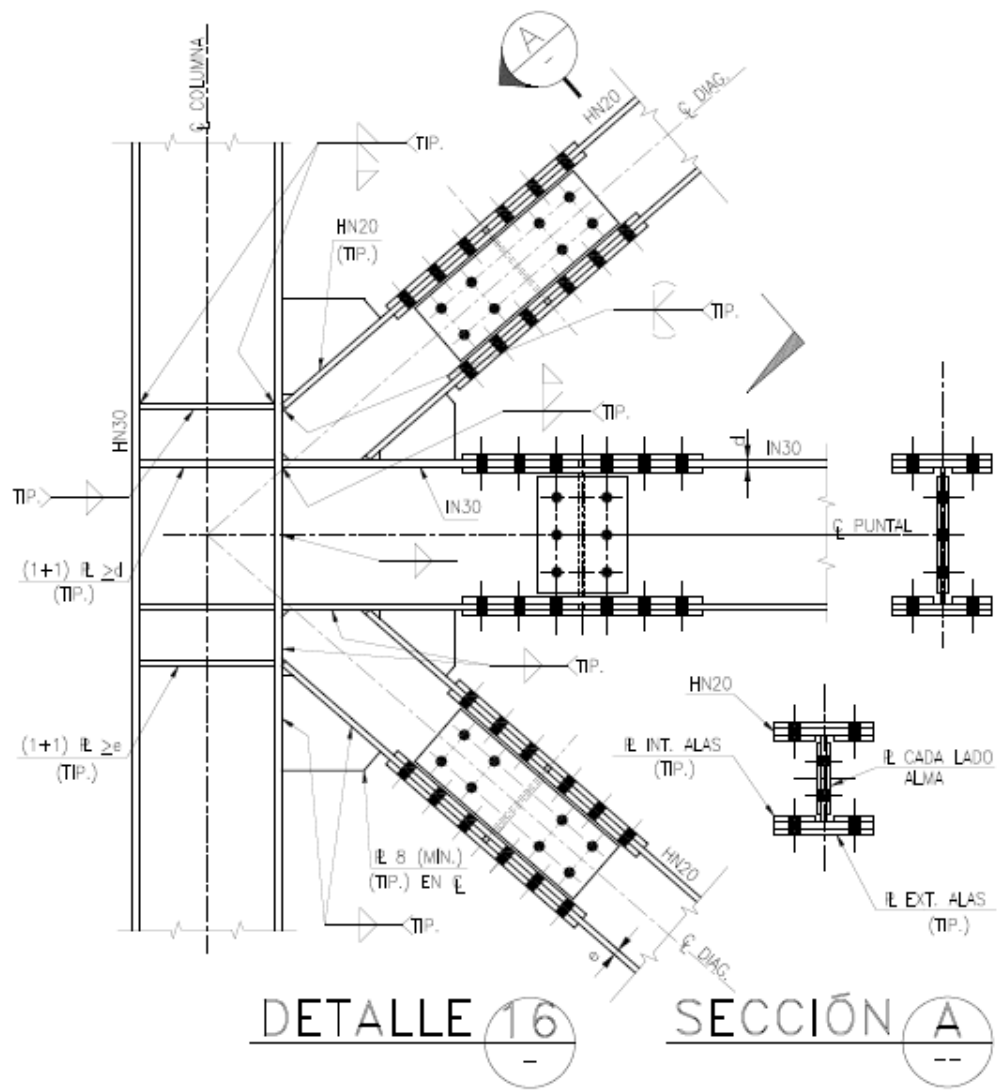


Figura A-13: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 16

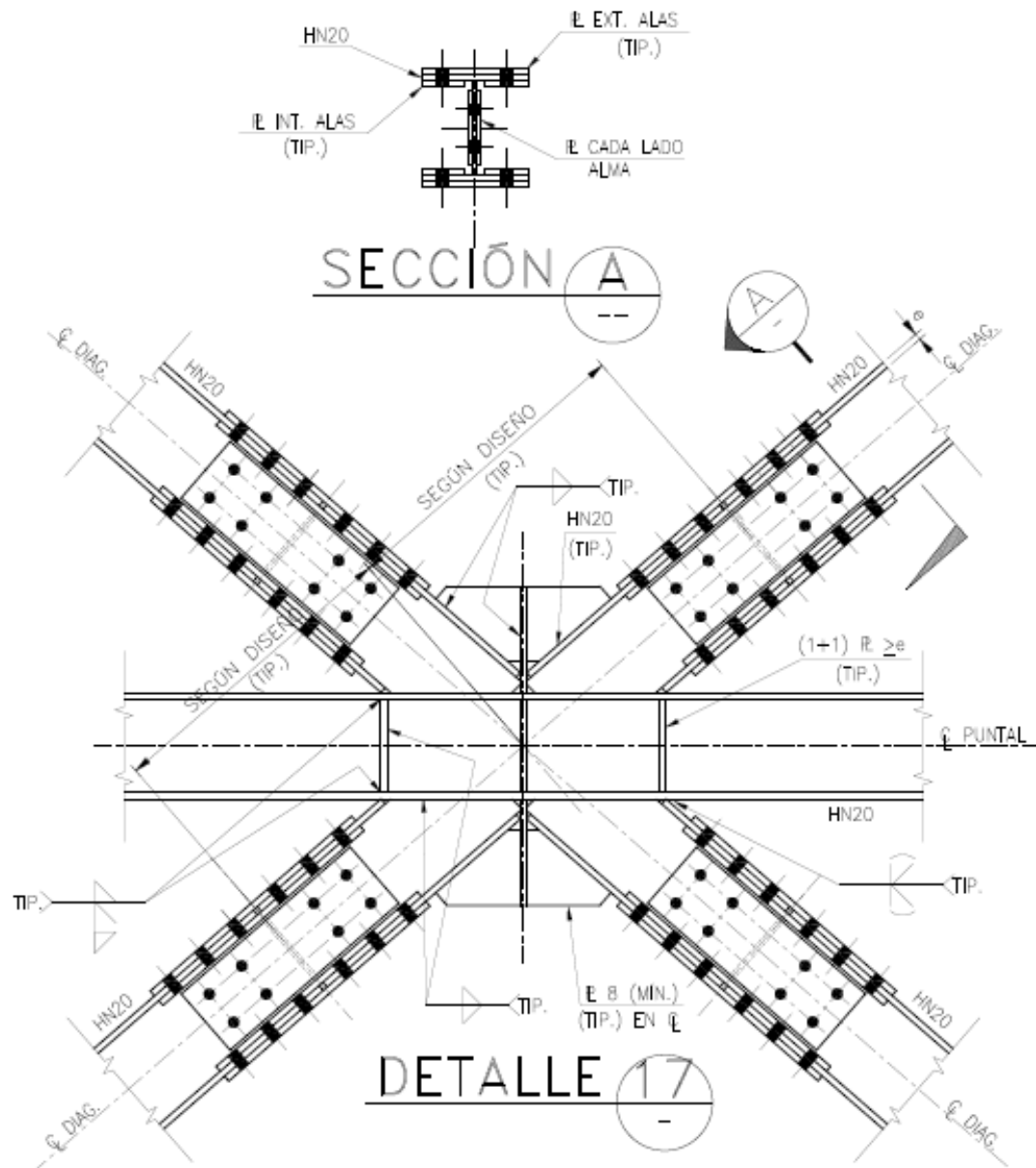


Figura A-14: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 17

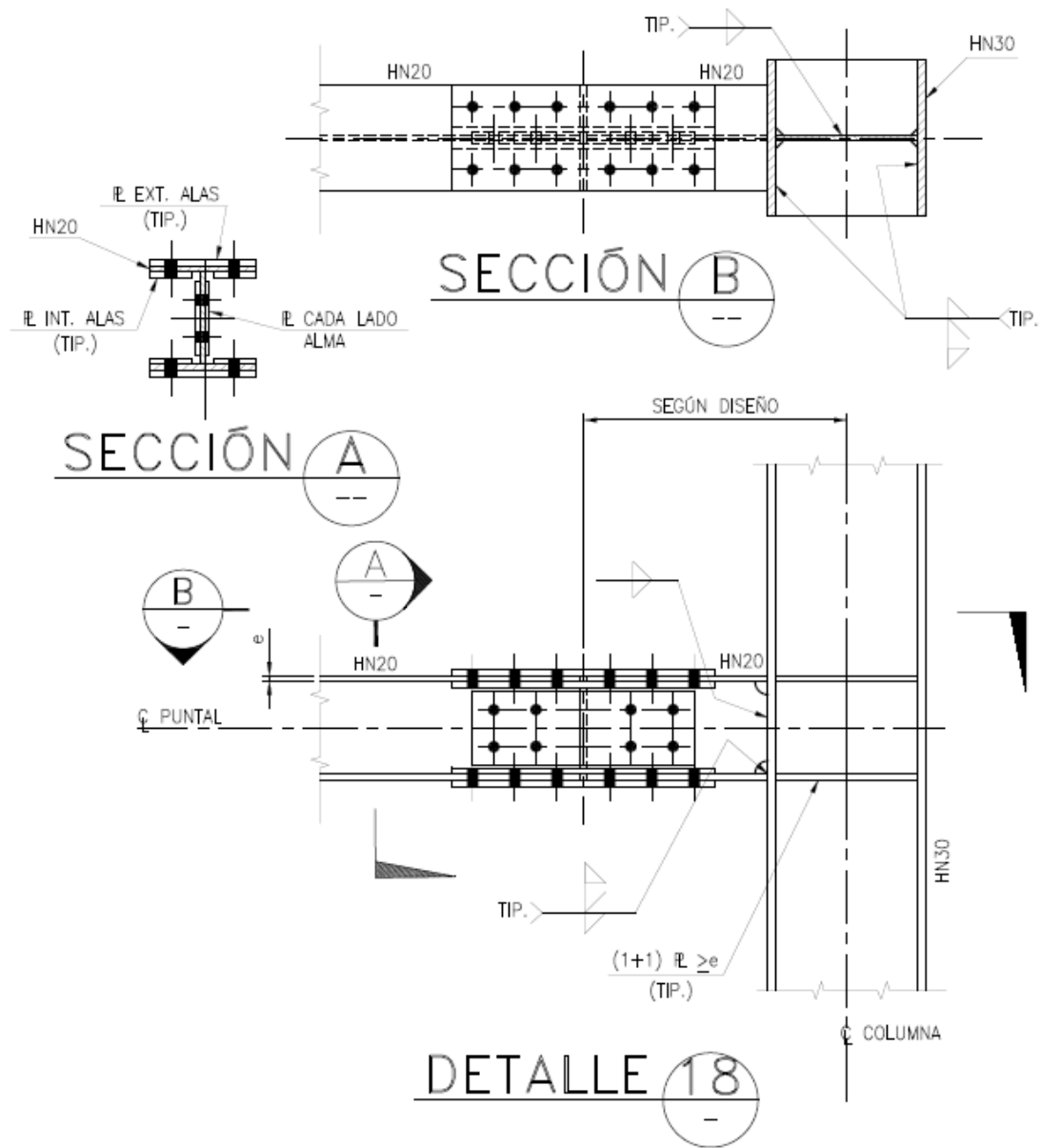


Figura A-15: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 18

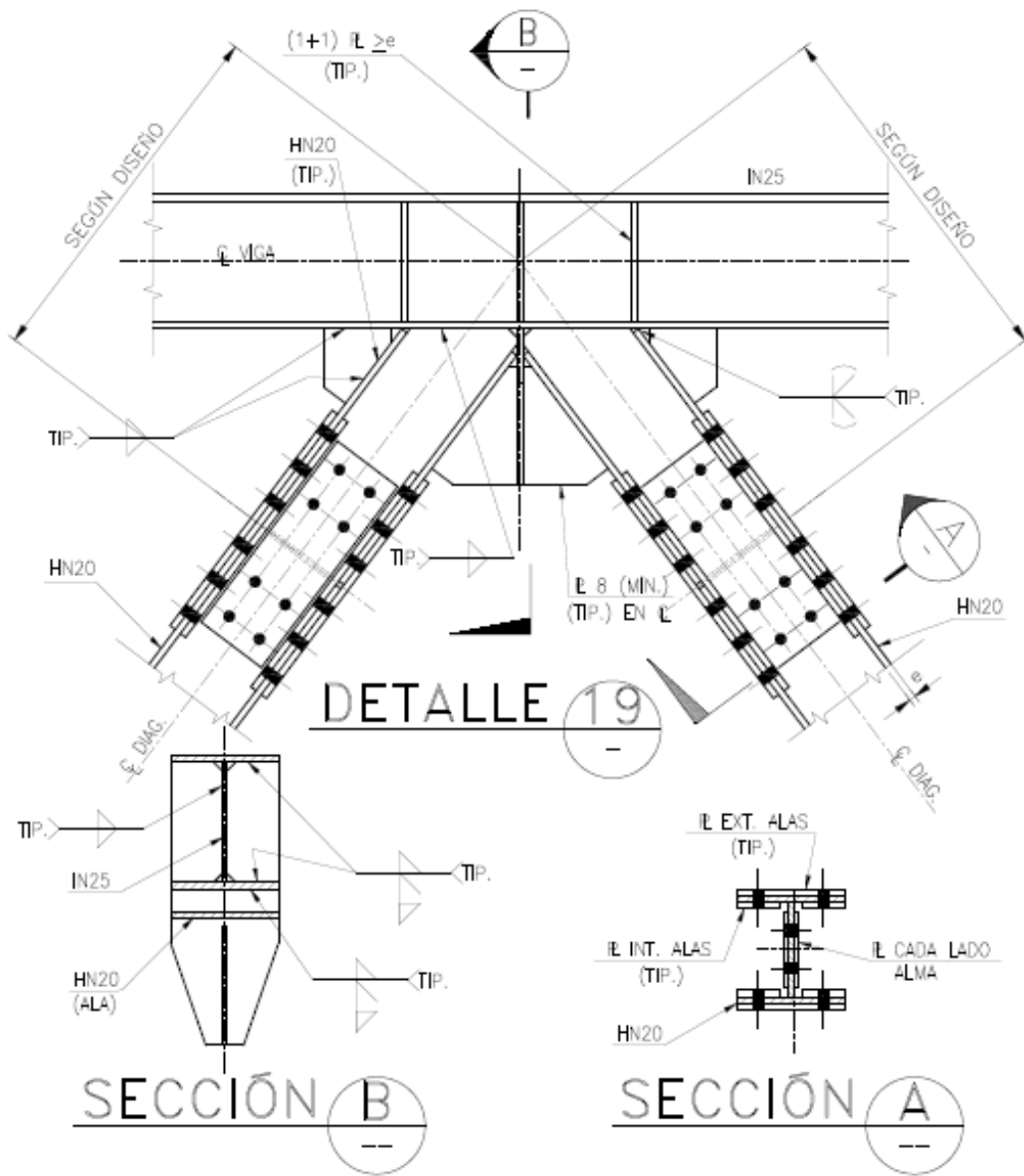


Figura A-16: Marco arriostrado tipo3 - Detalle 19

MARCO ARRIOSTRADO TIPO 4

Marco formado por los siguientes perfiles: columnas HN/IN, vigas IN, puntales “cajón” y arriostramientos “cajón”.

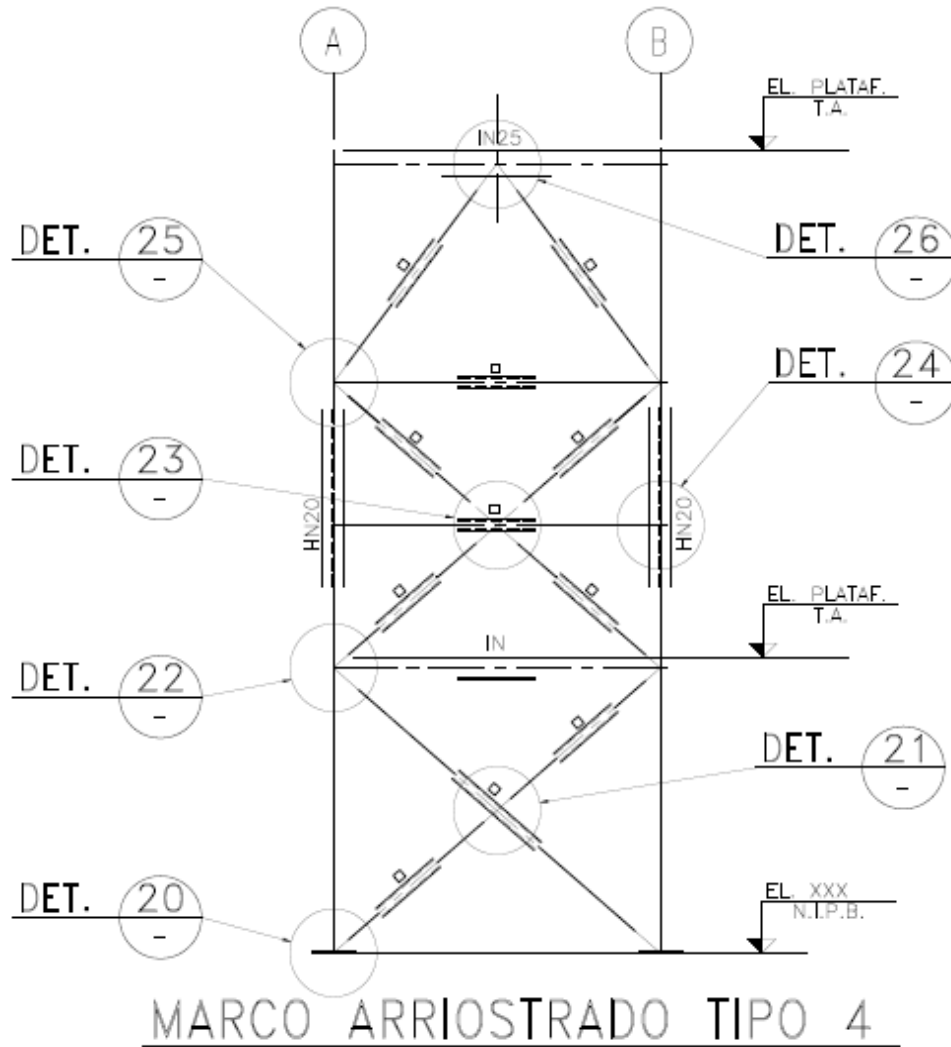


Figura A-17: Marco arriostrado tipo 4

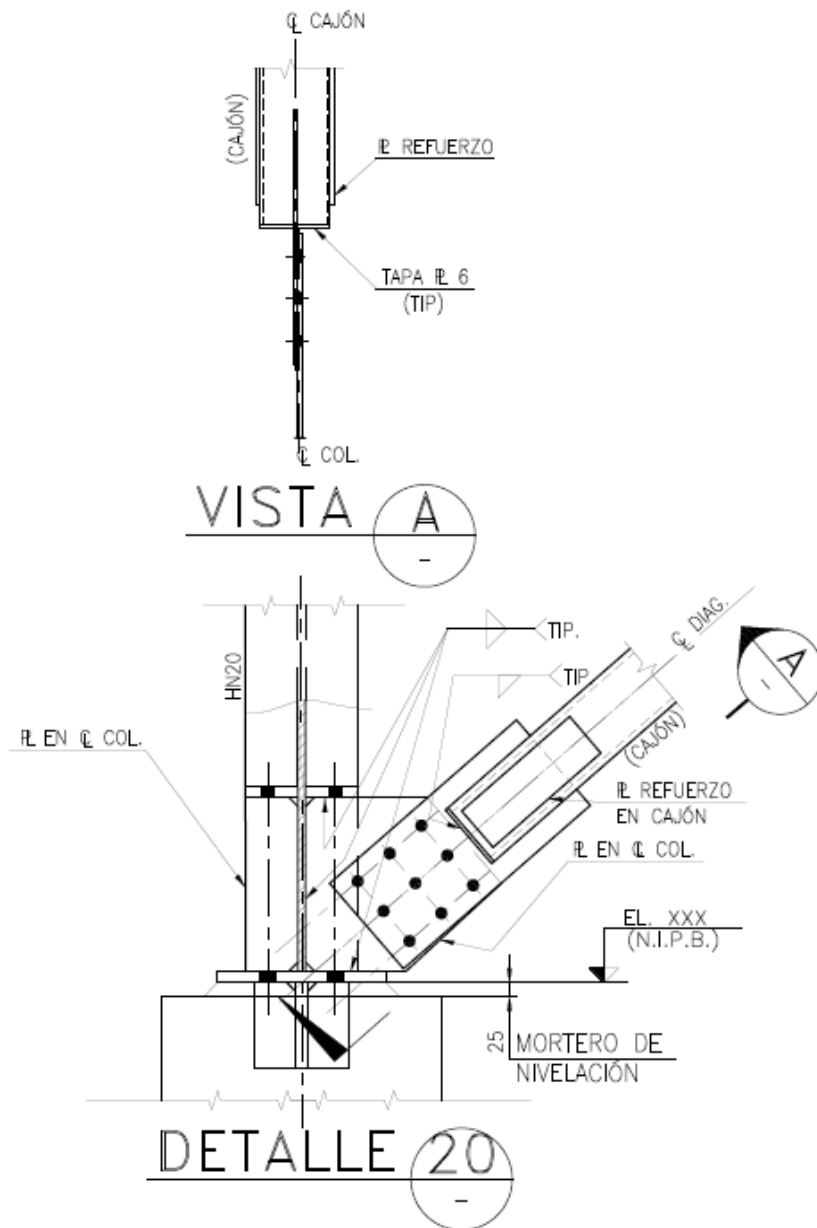


Figura A-18: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 20

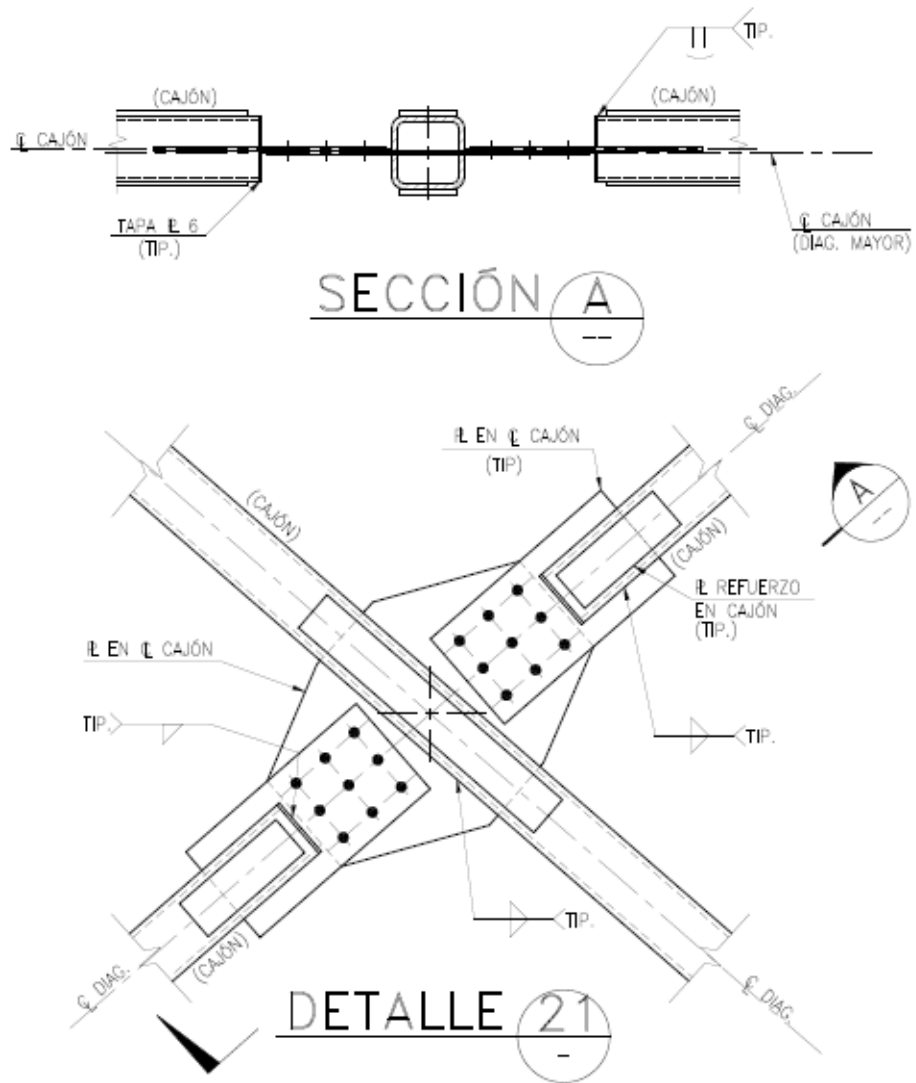
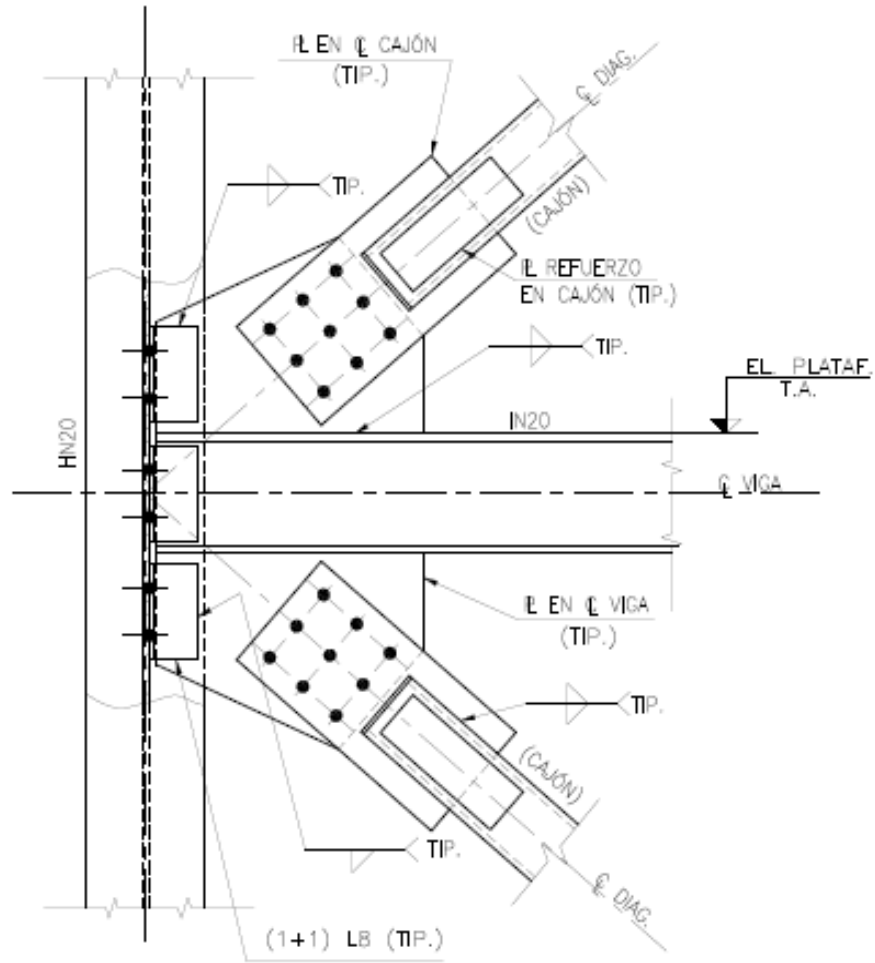


Figura A-19: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 21



DETALLE 22

Figura A-20: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 22

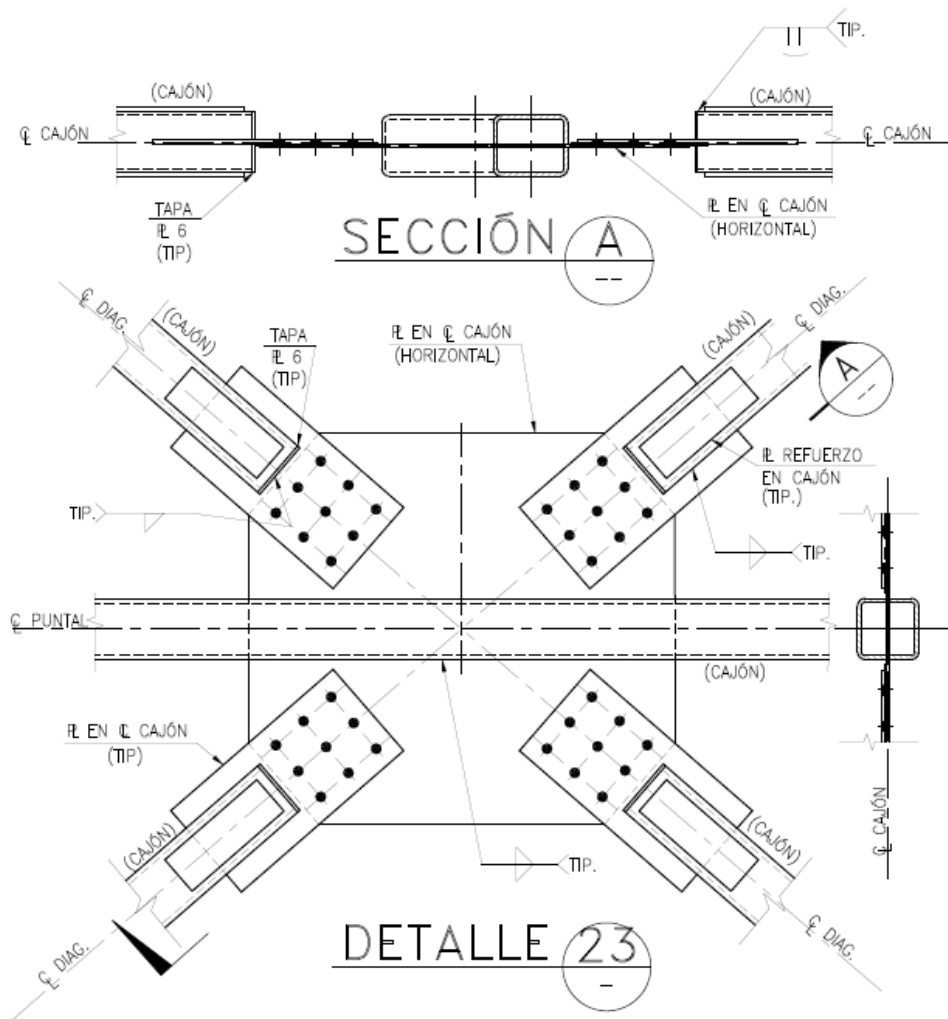
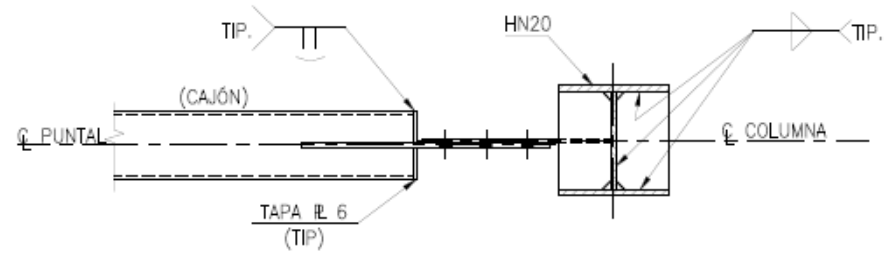
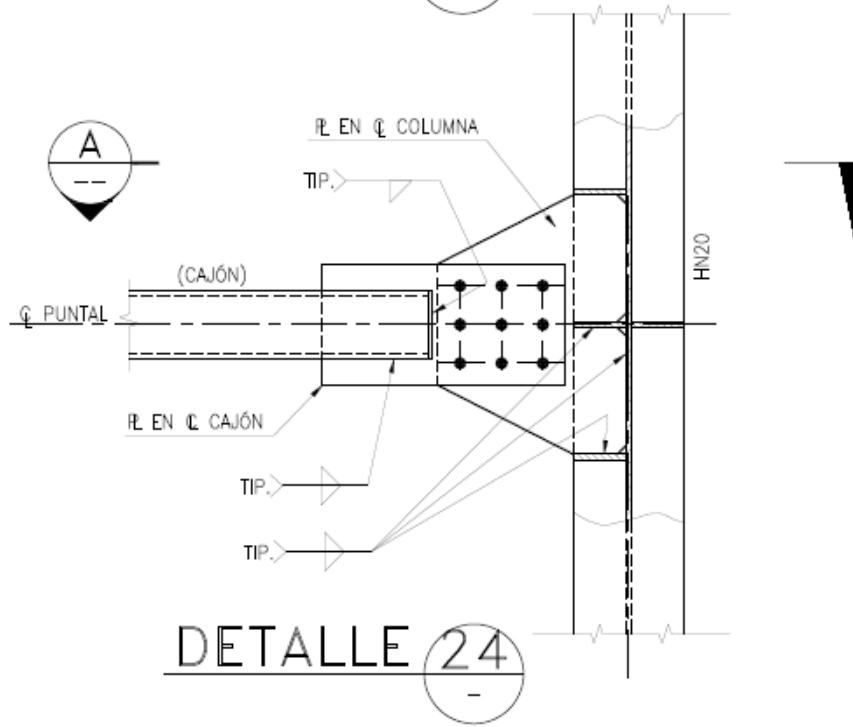


Figura A-21: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 23



SECCIÓN **A**



DETALLE **24**

Figura A-22: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 24

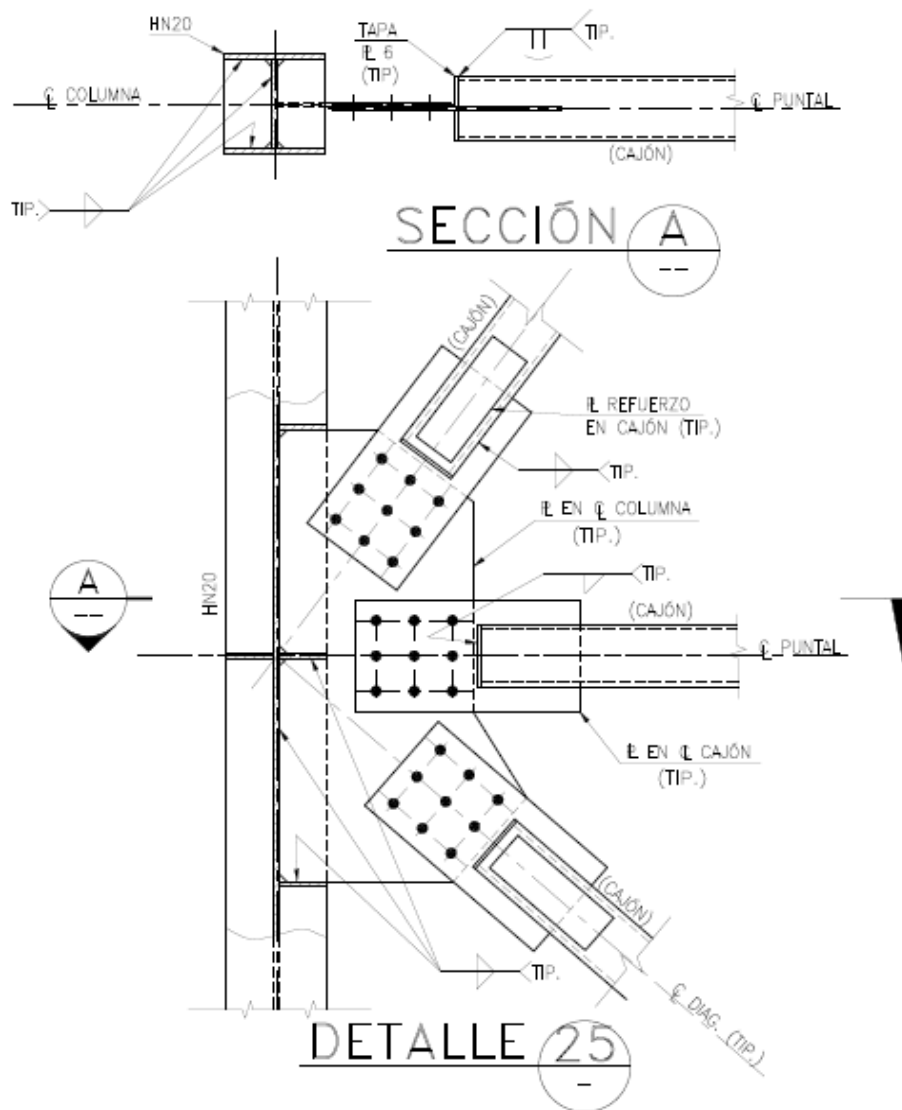


Figura A-23: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 25

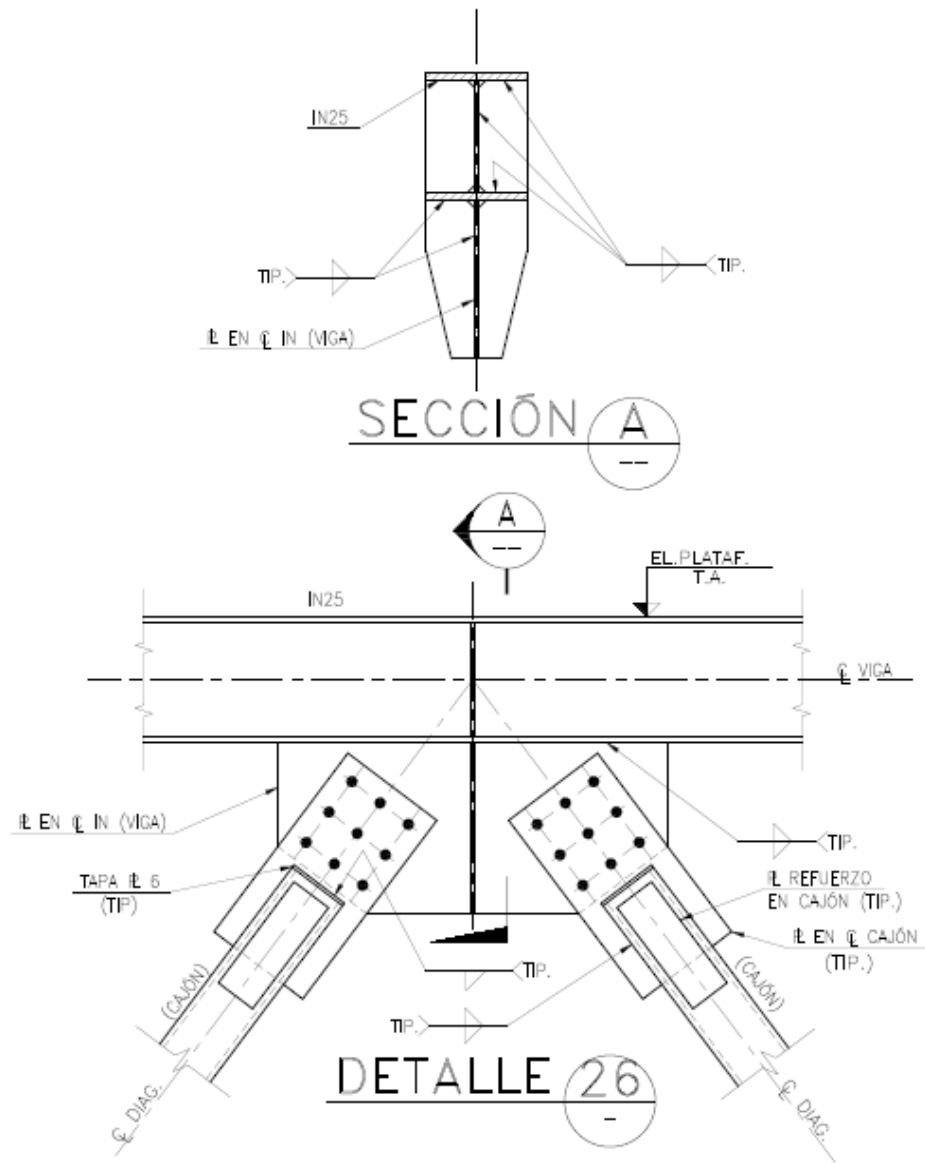


Figura A-24: Marco arriostrado tipo 4 - Detalle 26

MARCO RÍGIDO TIPO 1

Marco formado por perfiles HN/IN en columnas y vigas IN. Utilizado en “pipe racks”, torres y edificios de procesos.

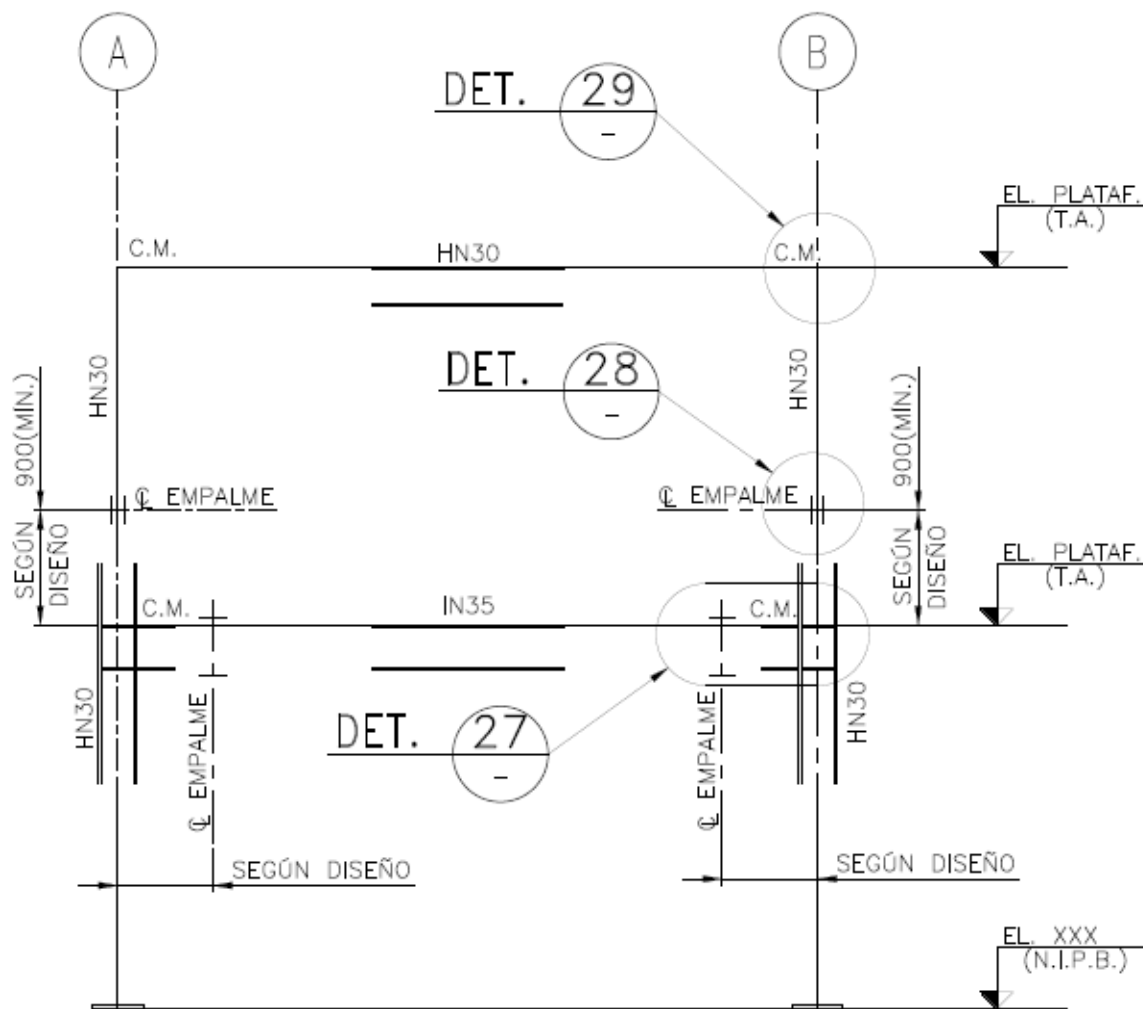


Figura A-25: Marco Rígido Tipo 1

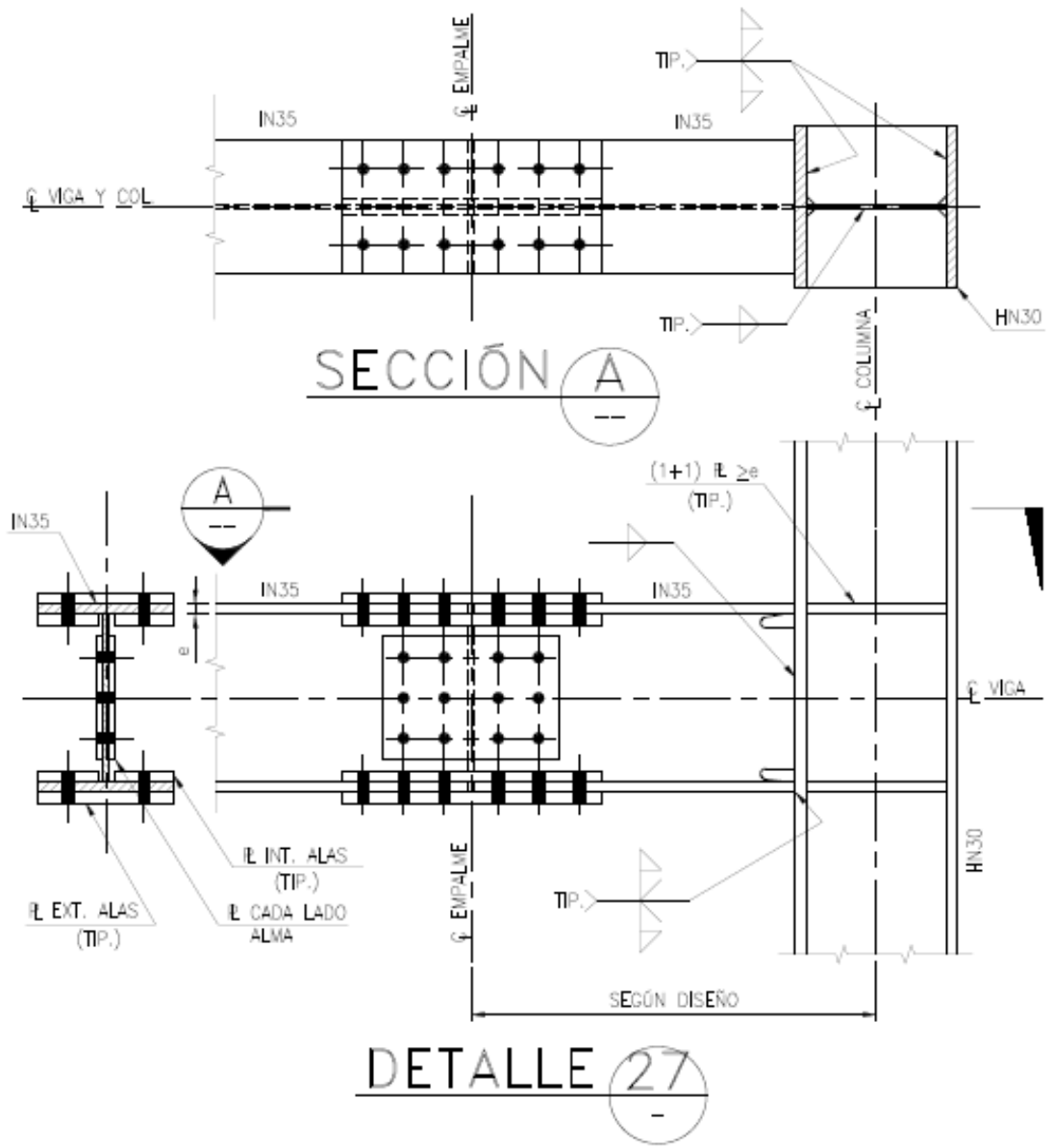


Figura A-26: Marco rígido tipo 1 - Detalle 27

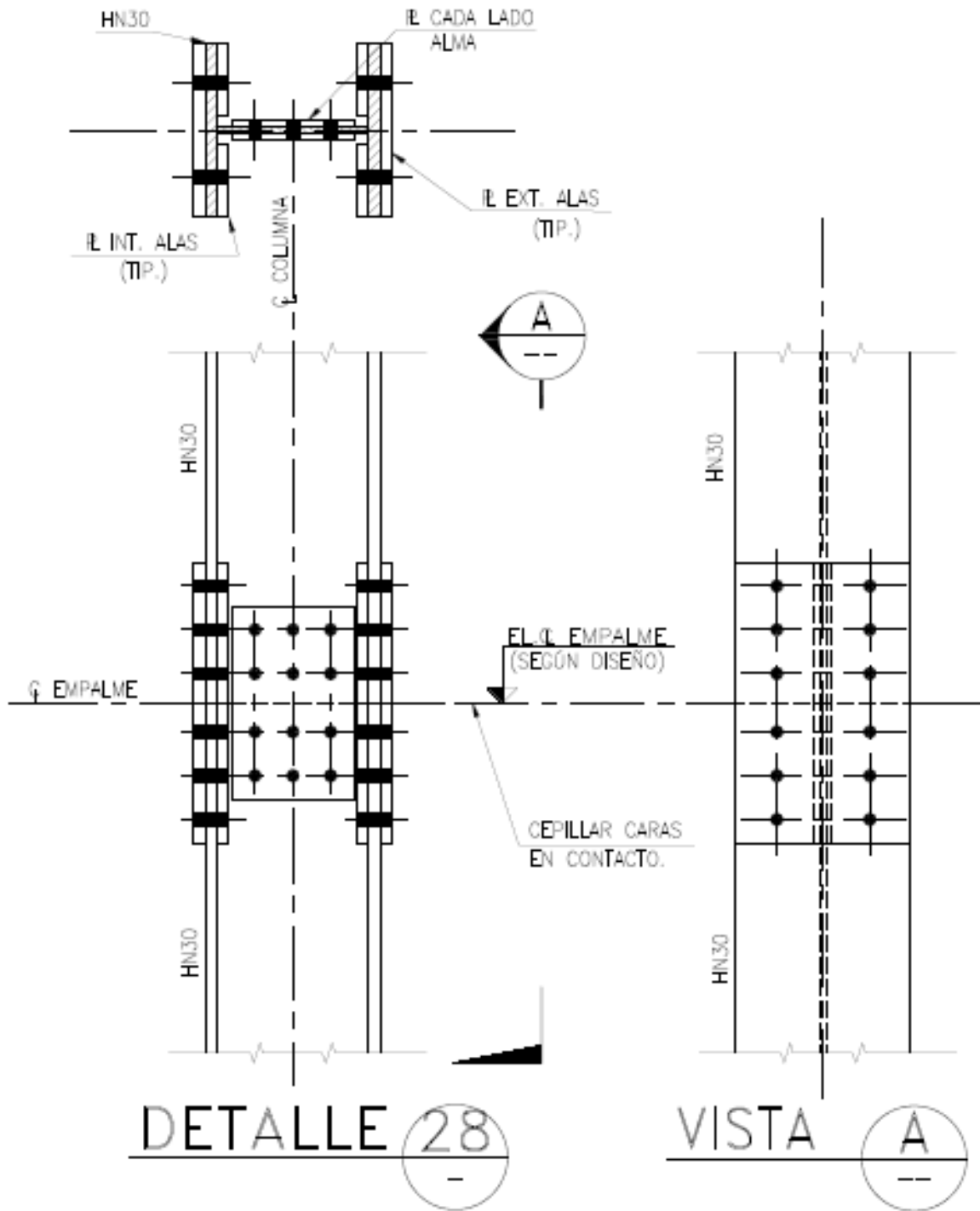


Figura A-27: Marco rígido tipo 1 - Detalle 28

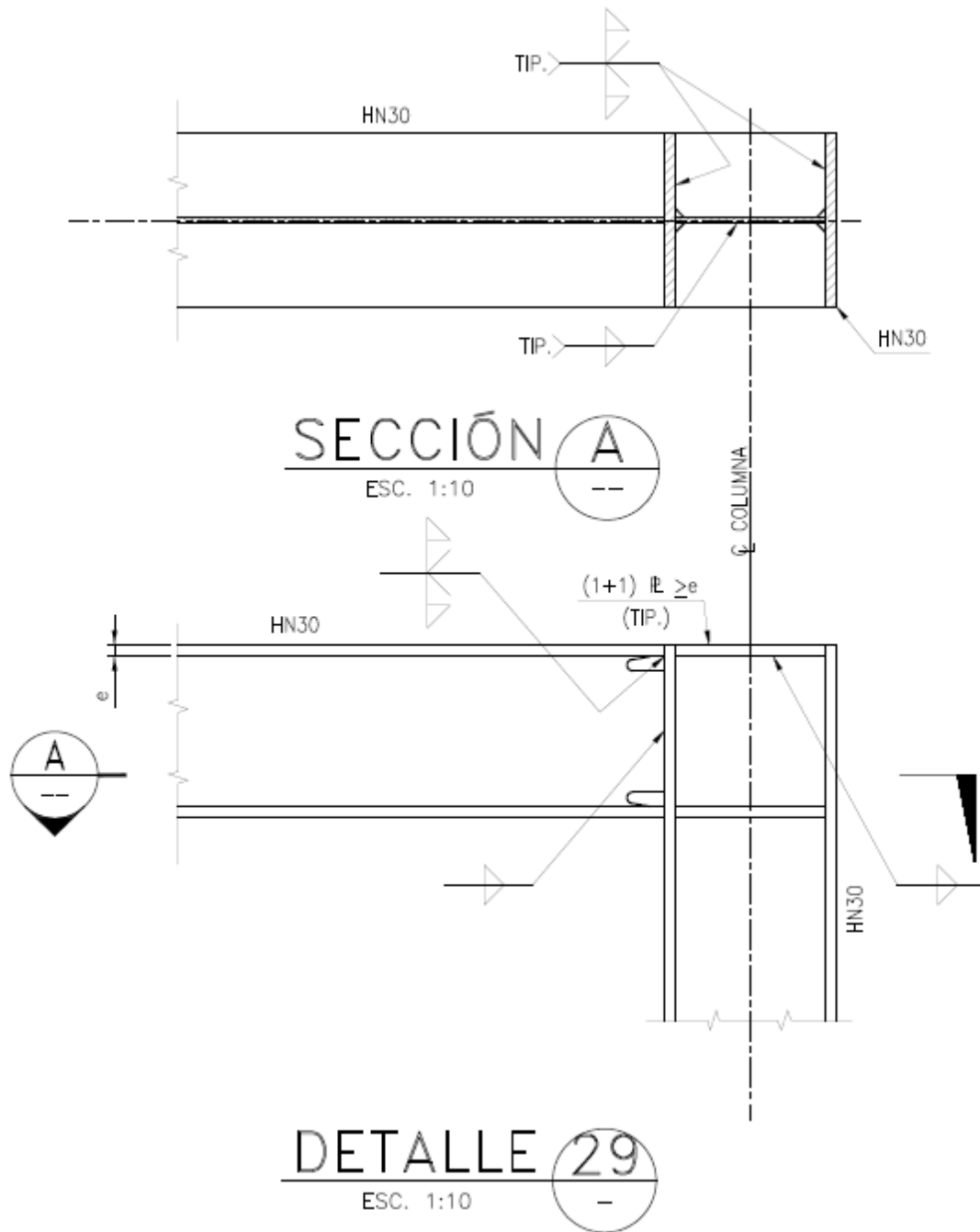


Figura A-28: Marco rígido tipo 1 - Detalle 29

MARCO RIGIDO TIPO 2

Marco formado por perfiles HN/IN en columnas y vigas IN. Utilizado en marcos de bodegas, galpones sin puente grúa (naves menores a medianas).

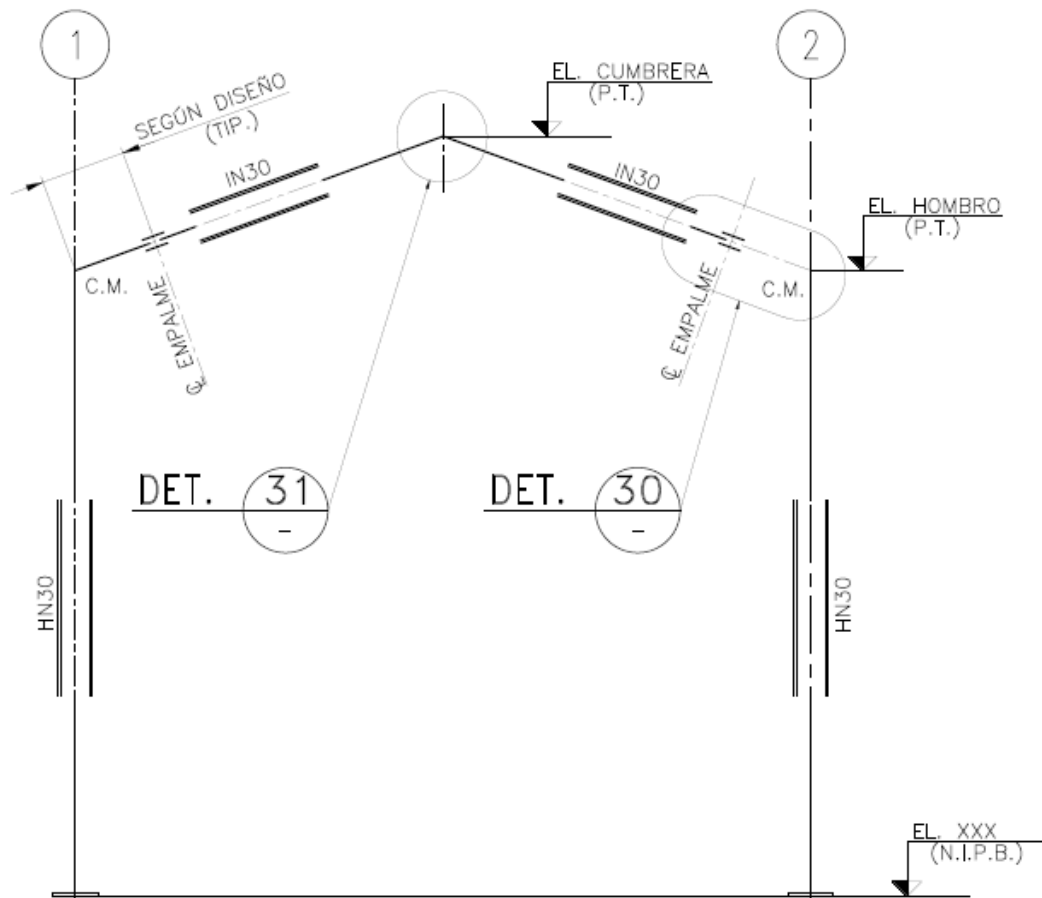


Figura A-29: Marco Rígido Tipo 2

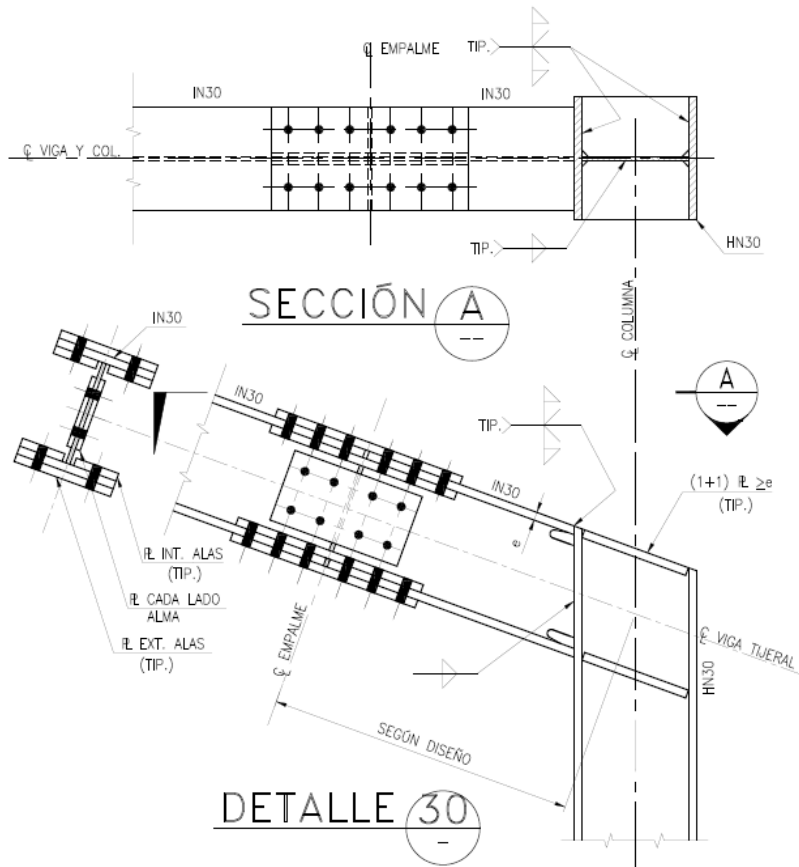


Figura A-30: Marco rígido tipo 2 - Detalle 30

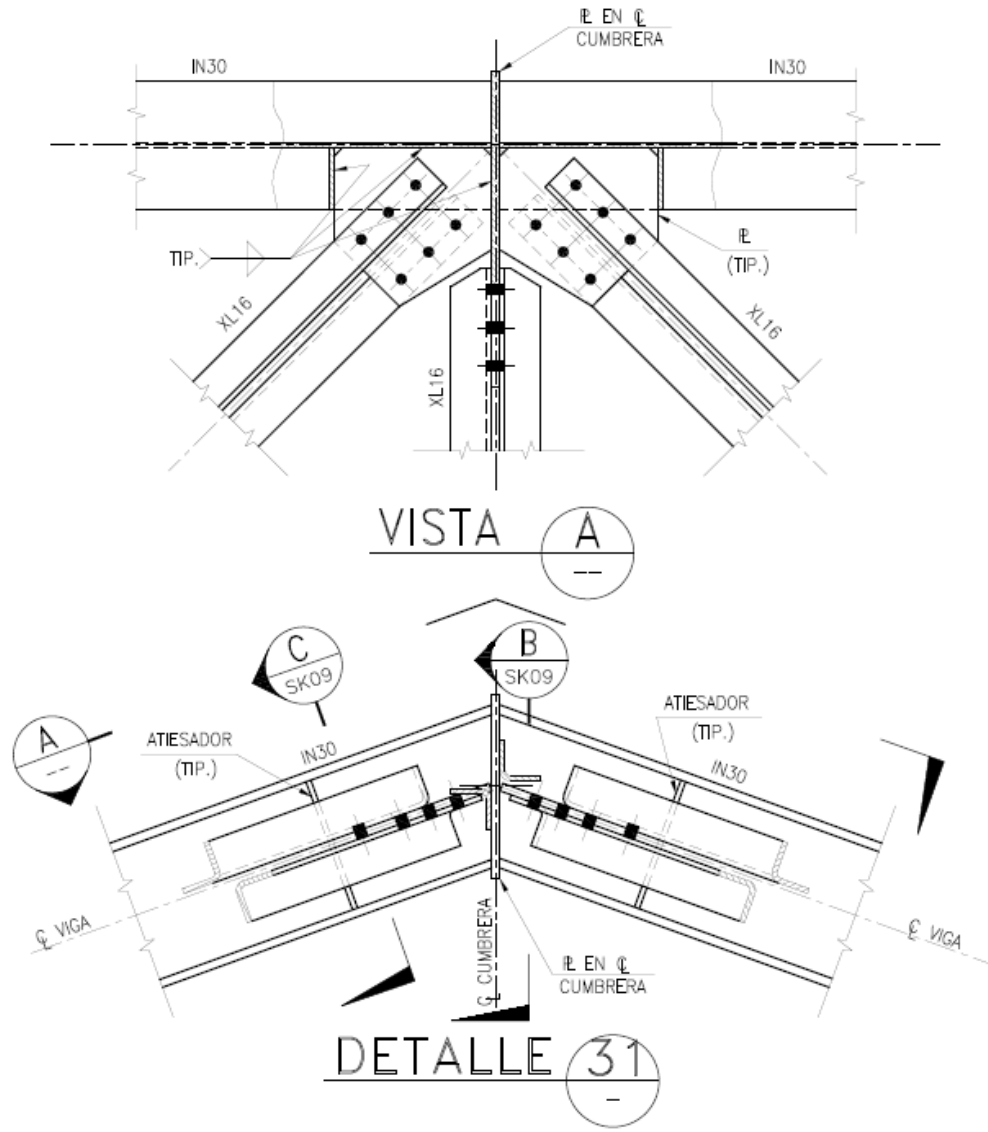


Figura A-31: Marco rígido tipo 2 - Detalle 31

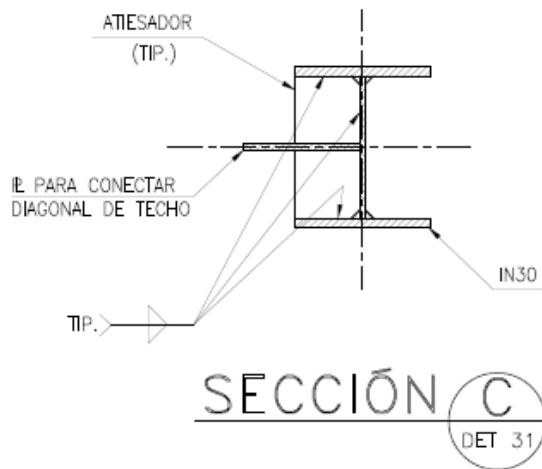
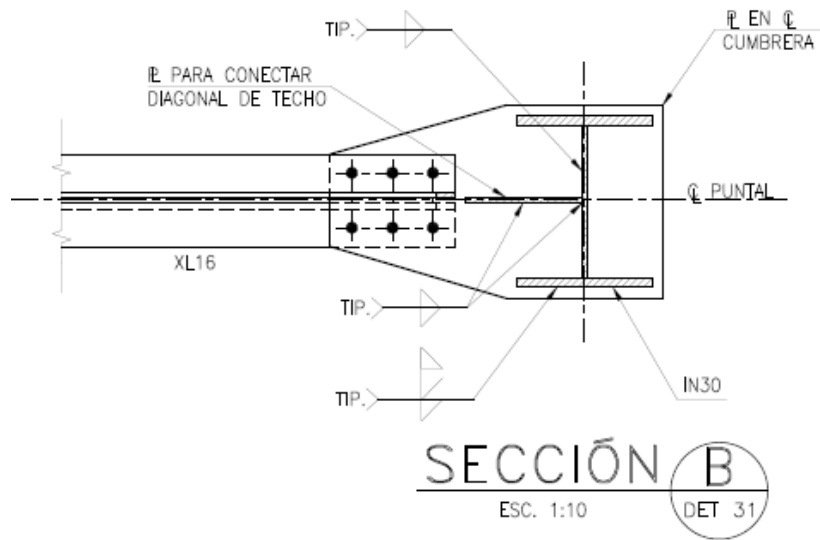


Figura A-32: Marco rígido tipo 2 - Detalle 31 - Secciones

MARCO RIGIDO TIPO 3

Marco formado por perfiles HN/IN en columnas y vigas IN. Utilizado en marcos de bodegas y galpones con puente grúa livianos.

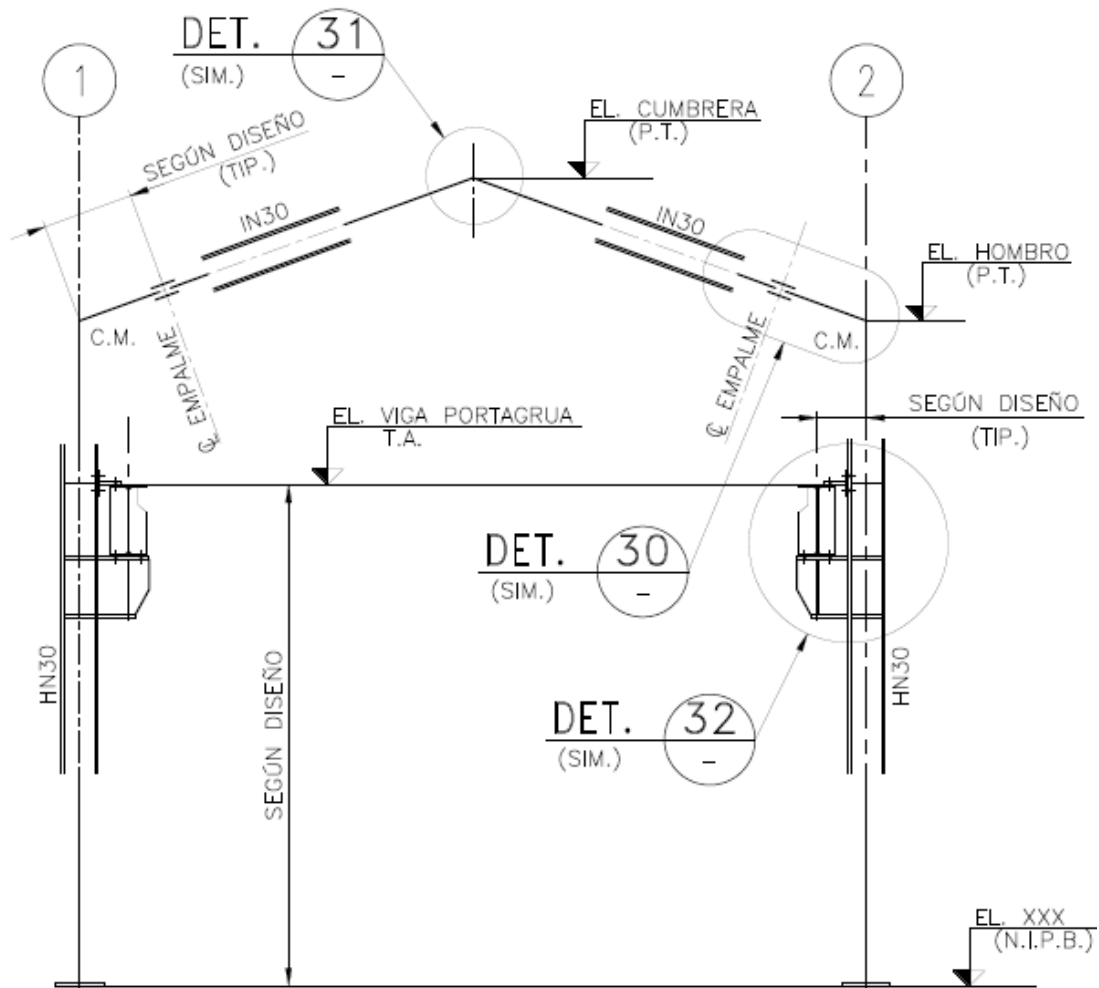


Figura A-33: Marco Rígido Tipo 3

Marco formado por perfiles HN/IN en columnas y vigas IN. Utilizado en marcos de edificios con puente grúa clasificados como pesados.

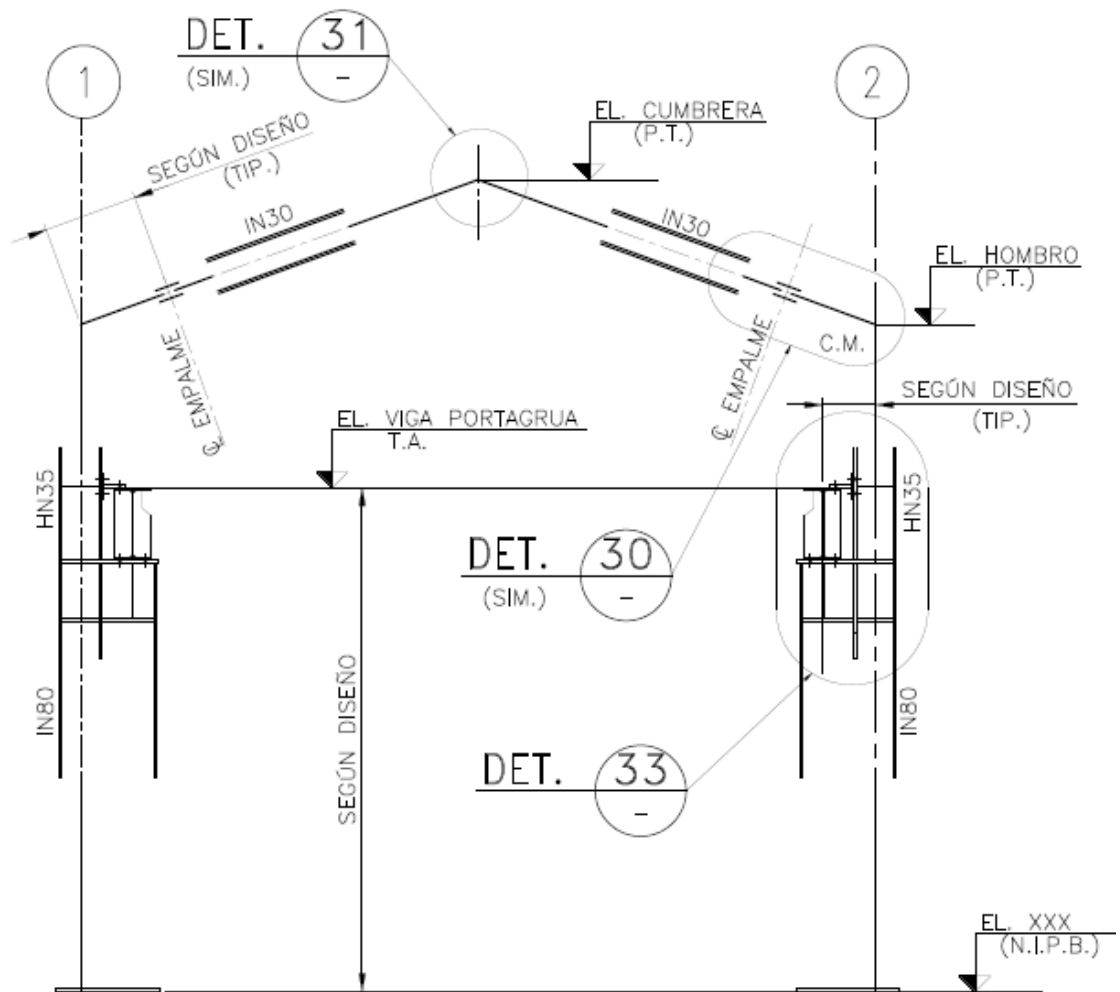


Figura A-35: Marco rígido Tipo 4

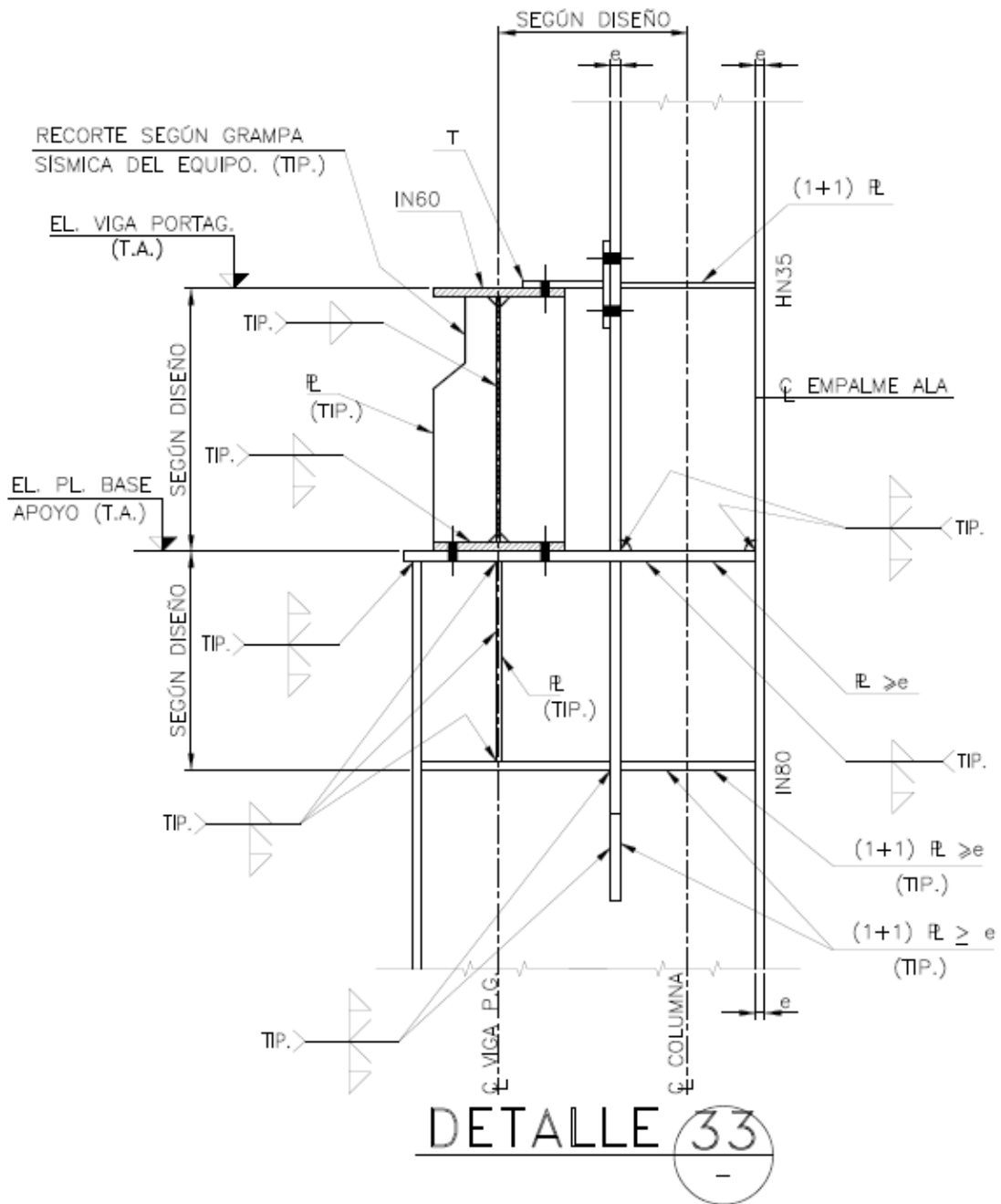


Figura A-36: Marco rígido tipo 4 - Detalle 33

MARCO RIGIDO TIPO 5

Marco formado por viga de alma llena o enrejada, y columnas compuestas bajo el nivel de apoyo del puente grúa. Utilizado en marcos de edificios de gran altura y grandes luces, con puente grúa de gran capacidad. Los detalles 30 y 31 indicados corresponden al caso de viga de alma llena.

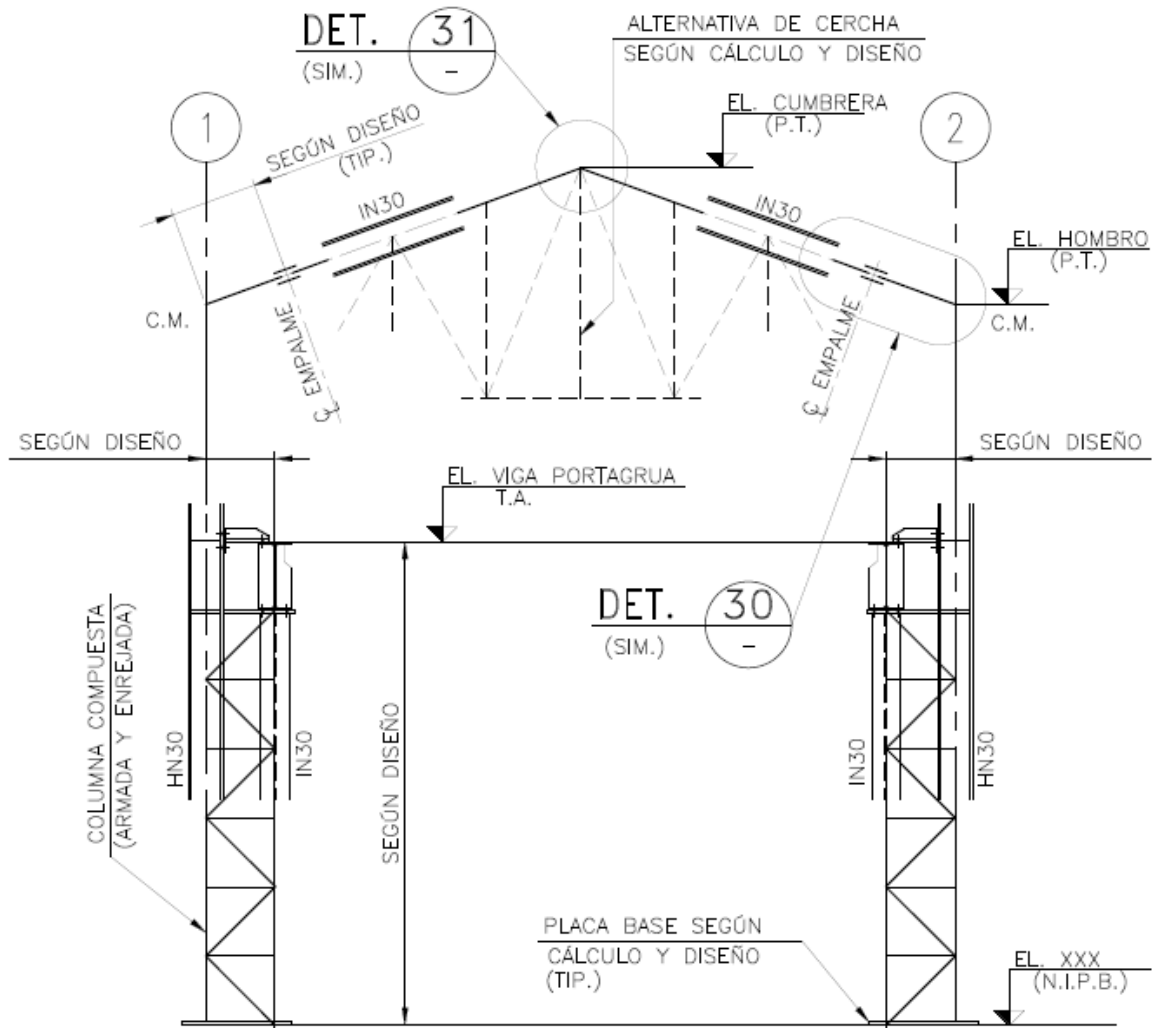


Figura A-37: Marco Rígido Tipo 5

CONEXIONES EN PLATAFORMAS

PLATAFORMA TIPO 1

Plataforma tipo 1, corresponden a la plataforma normalmente usada en áreas de mantenimiento y operación de las plantas, donde el área de la plataforma se puede clasificar como mediana a menor. Las diagonales de la planta se disponen entre cada uno de los elementos que la componen. La Figura A-38, muestra la situación descrita.

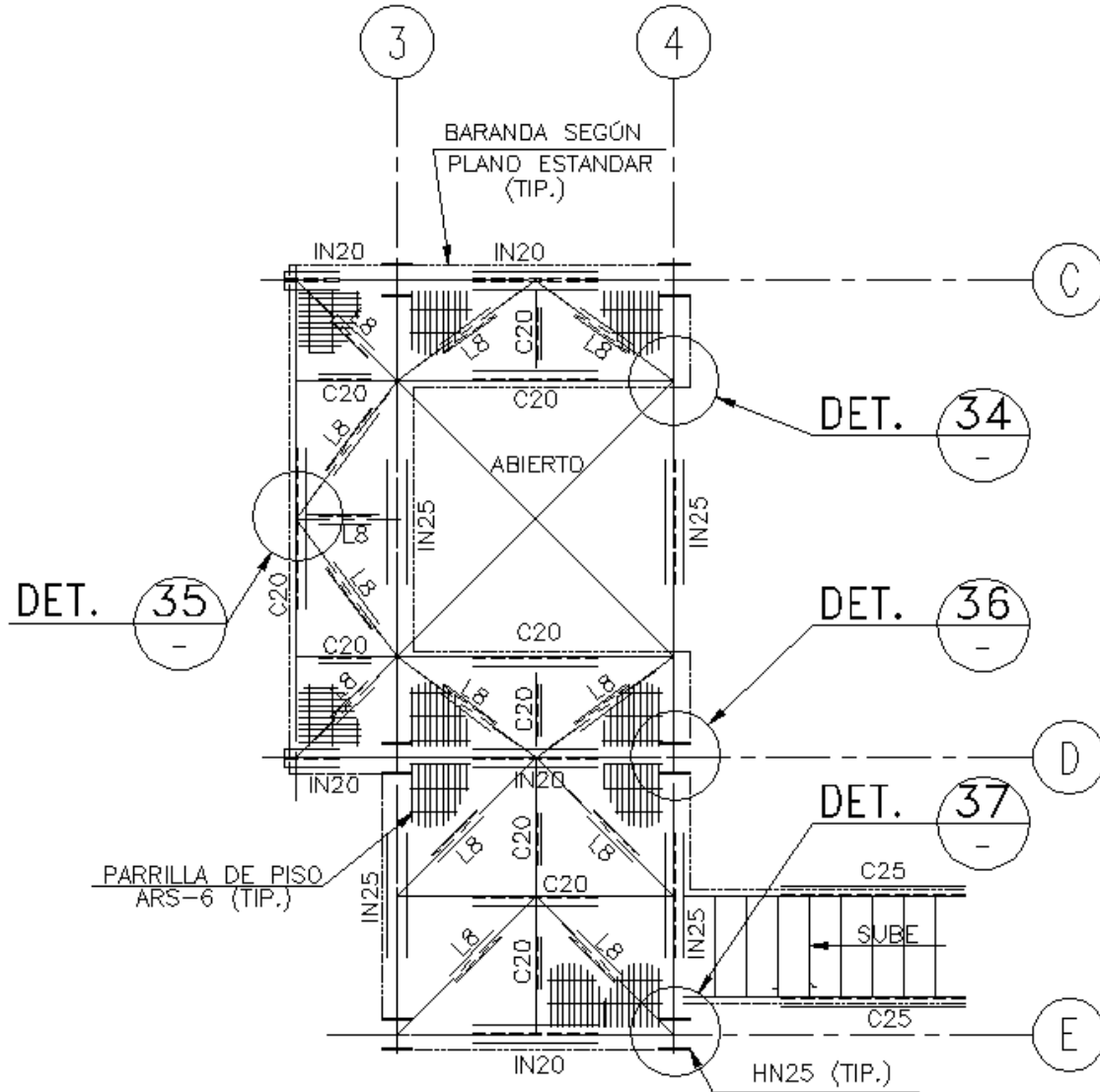


Figura A-38: Plataforma Tipo 1 - Planta

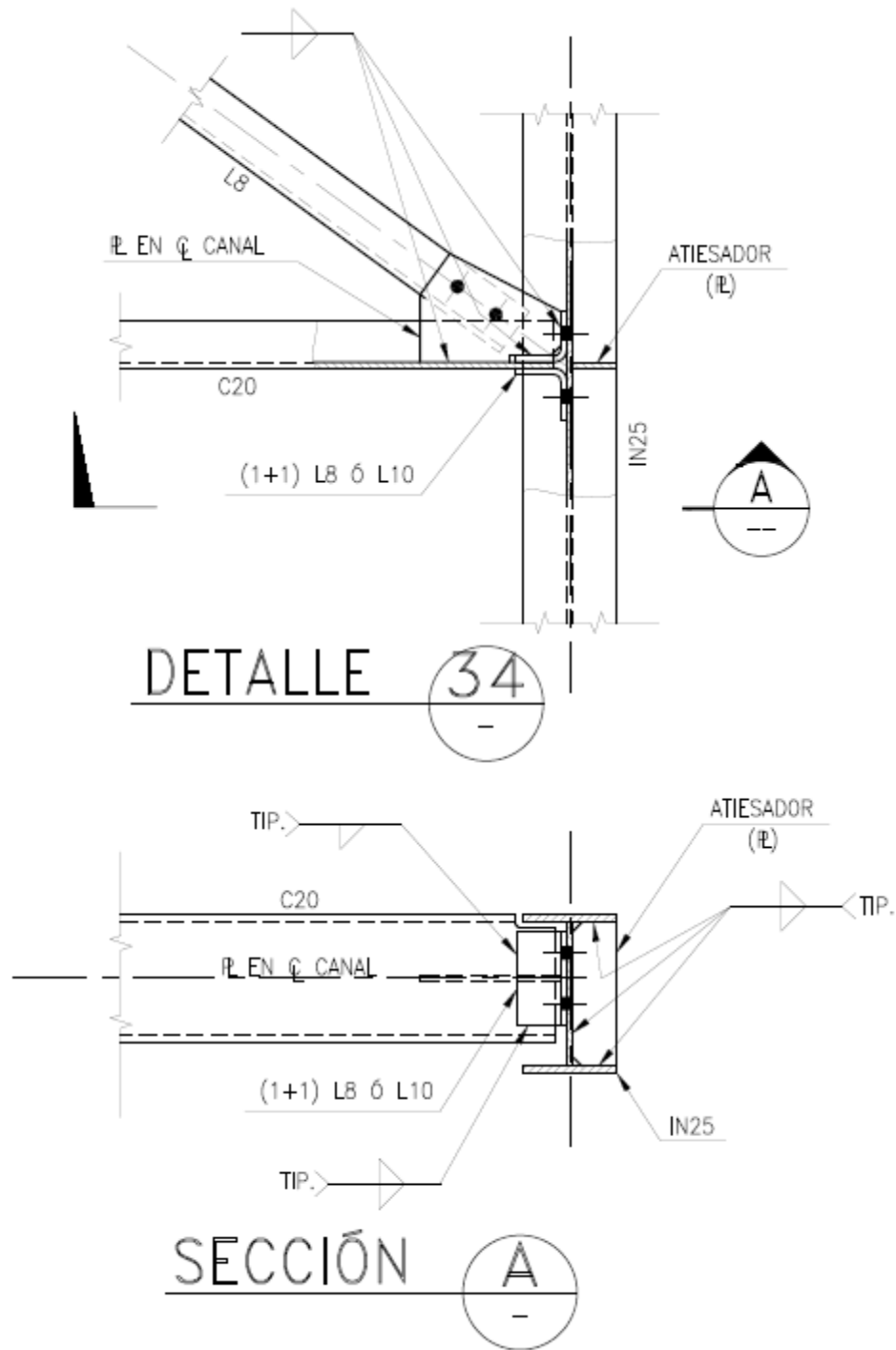
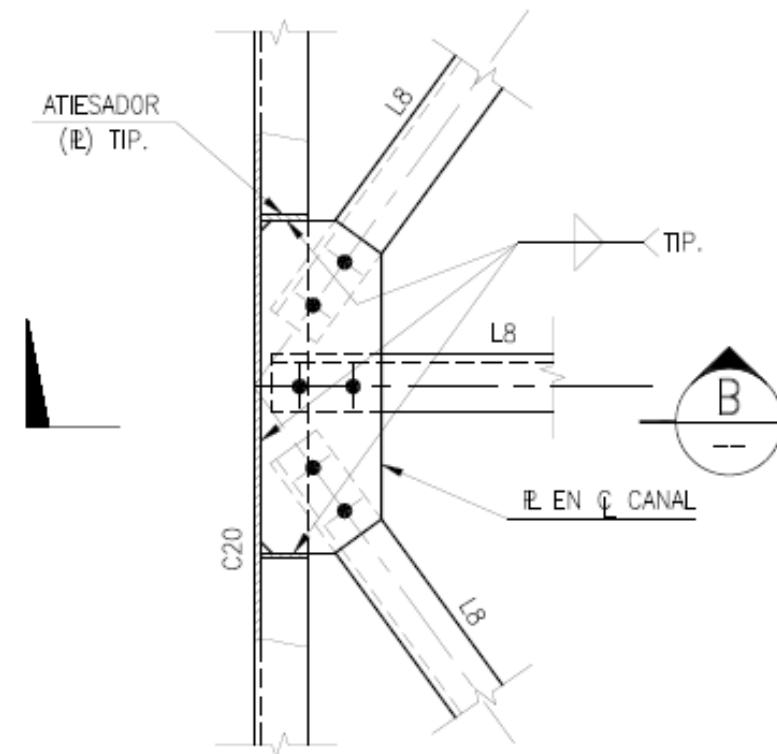
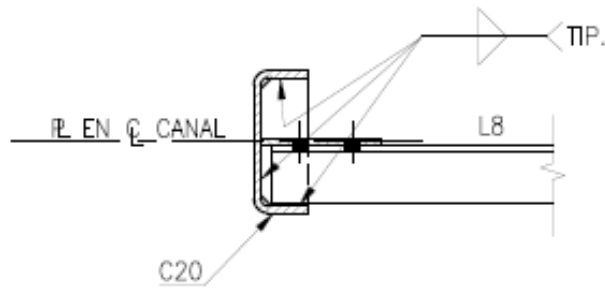


Figura A-39: Plataforma Tipo 1 - Detalle 34



DETALLE 35
-



SECCIÓN B
-

Figura A-40: Plataforma tipo 1 - Detalle 35

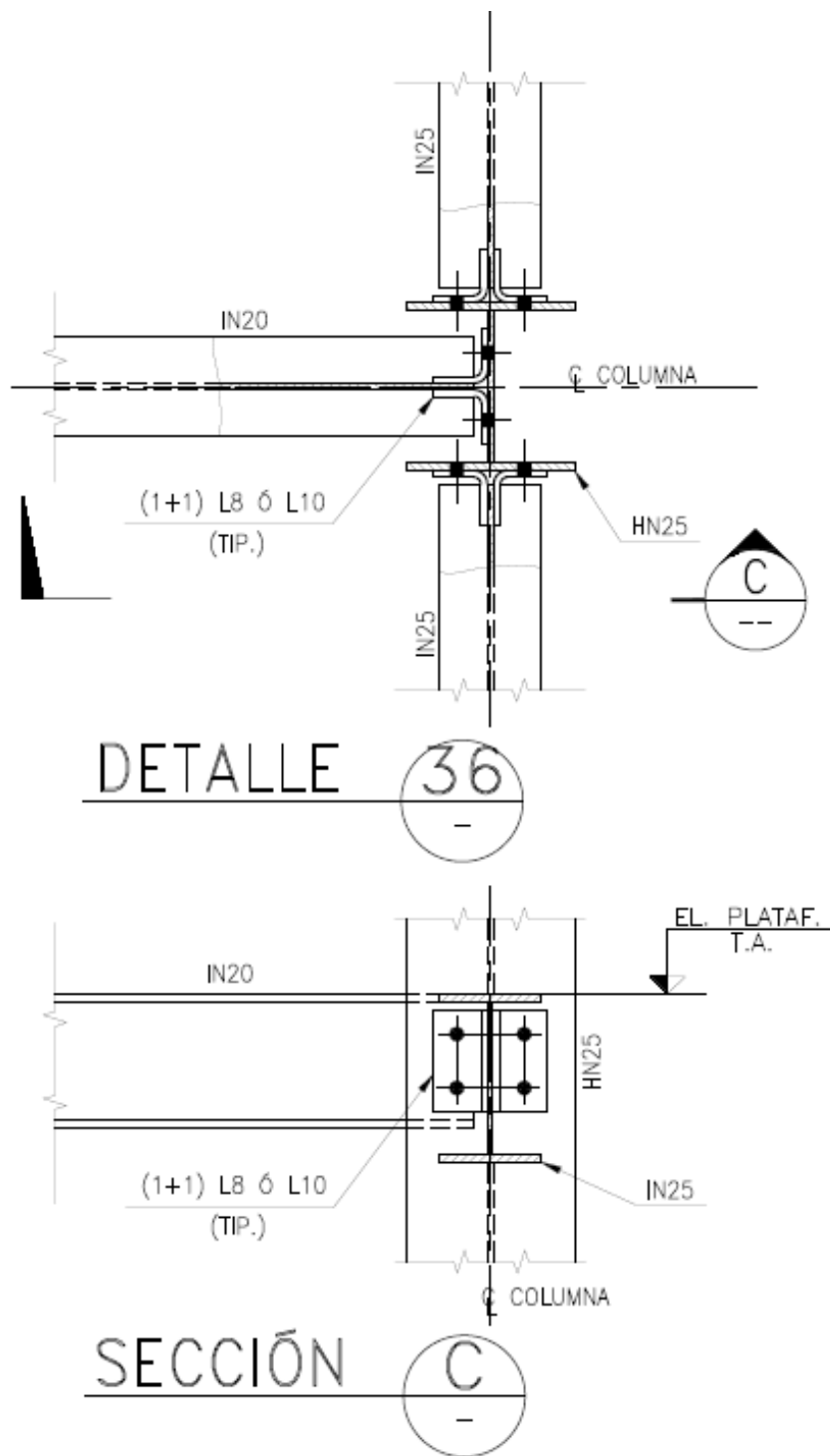


Figura A-41: Plataforma tipo 1 - Detalle 36

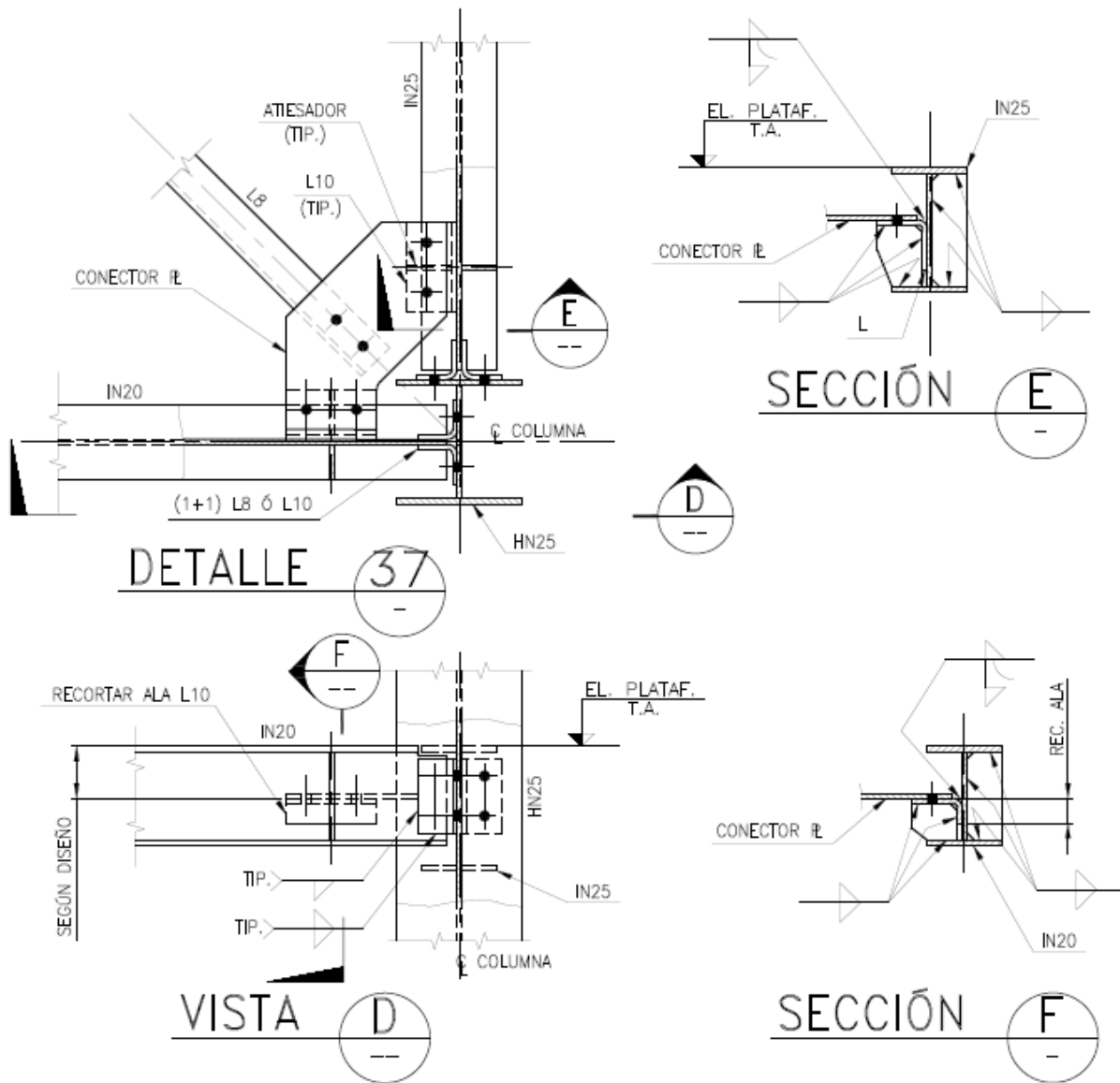


Figura A-42: Plataforma tipo 1 - Detalle 37

PLATAFORMA TIPO 2

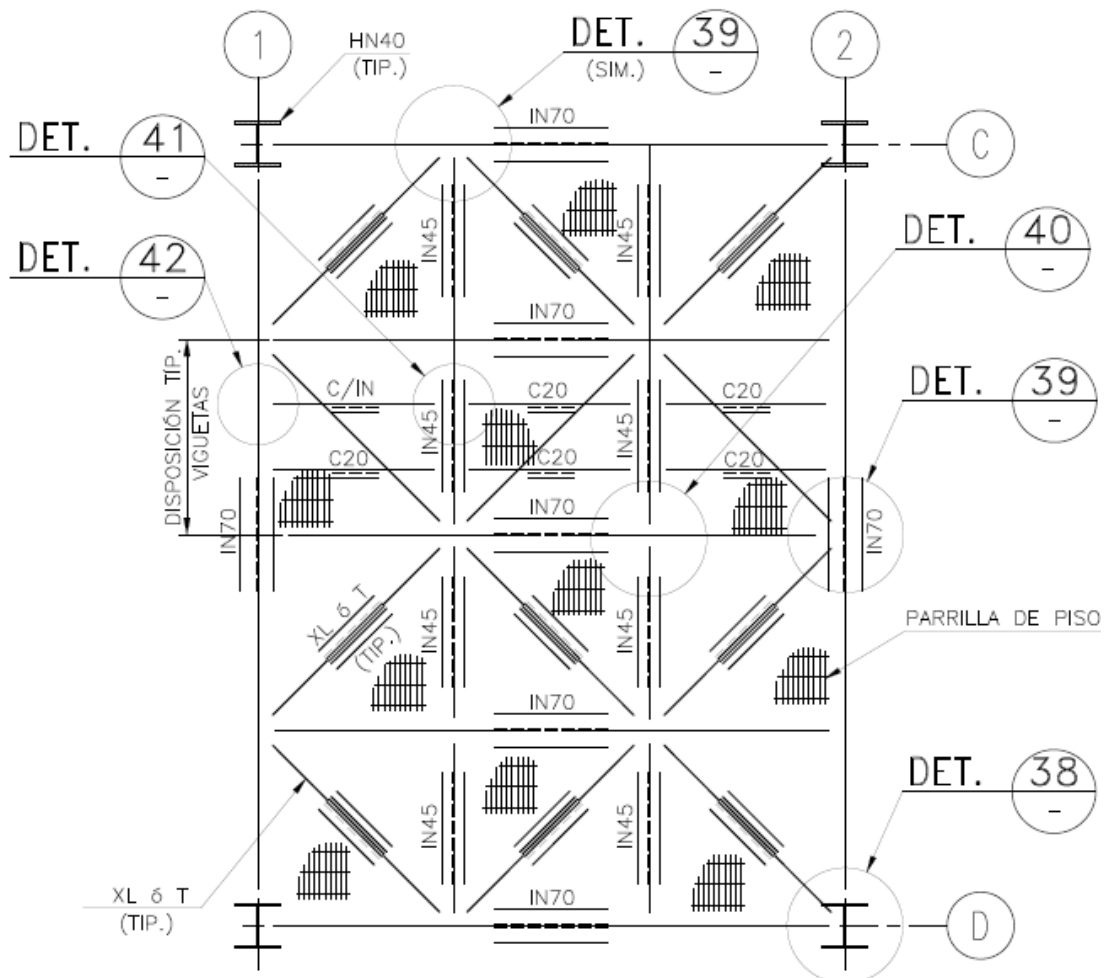


Figura A-43: Plataforma Tipo 2 - Planta

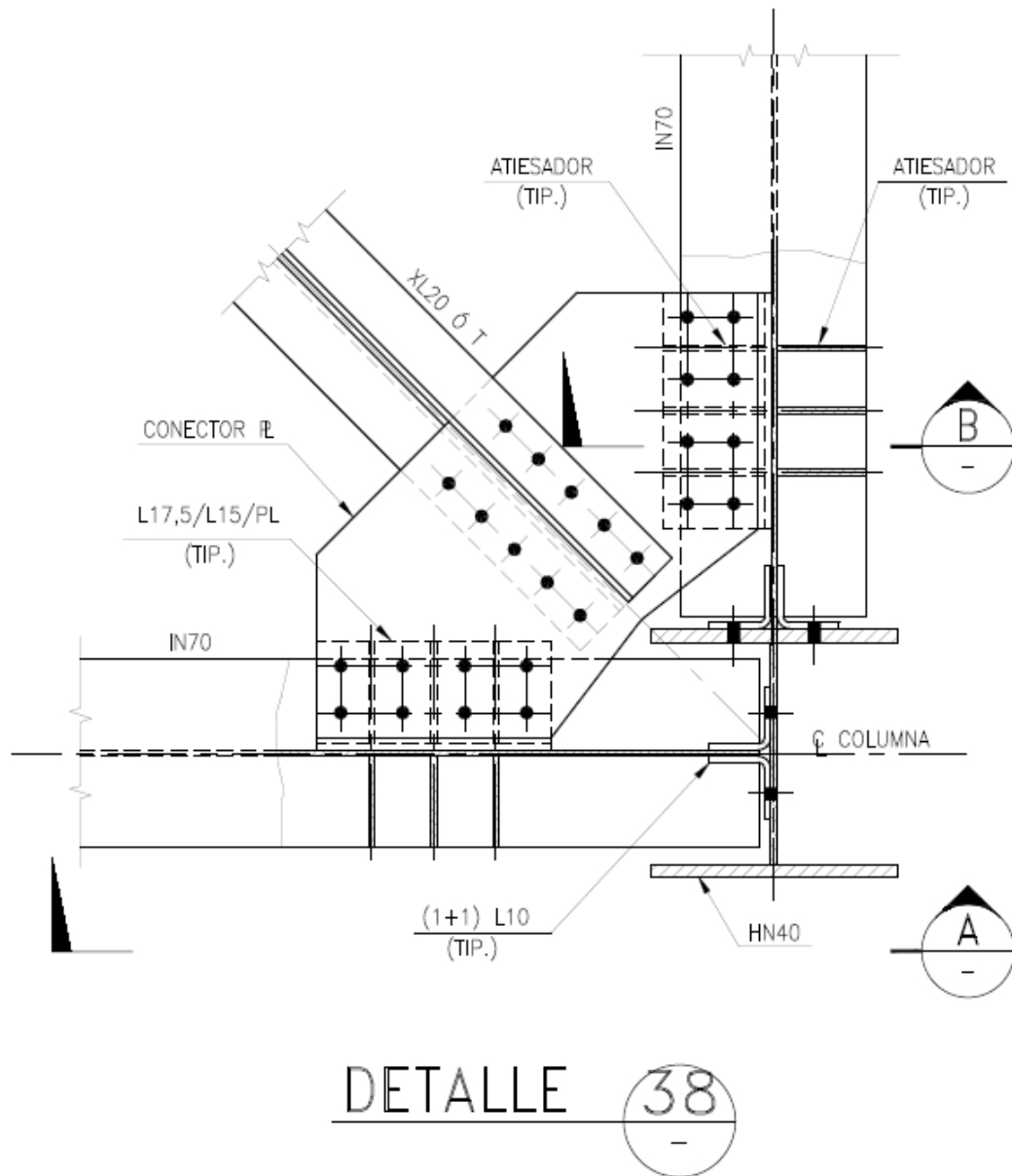


Figura A-44: Plataforma Tipo 2 - Detalle 38

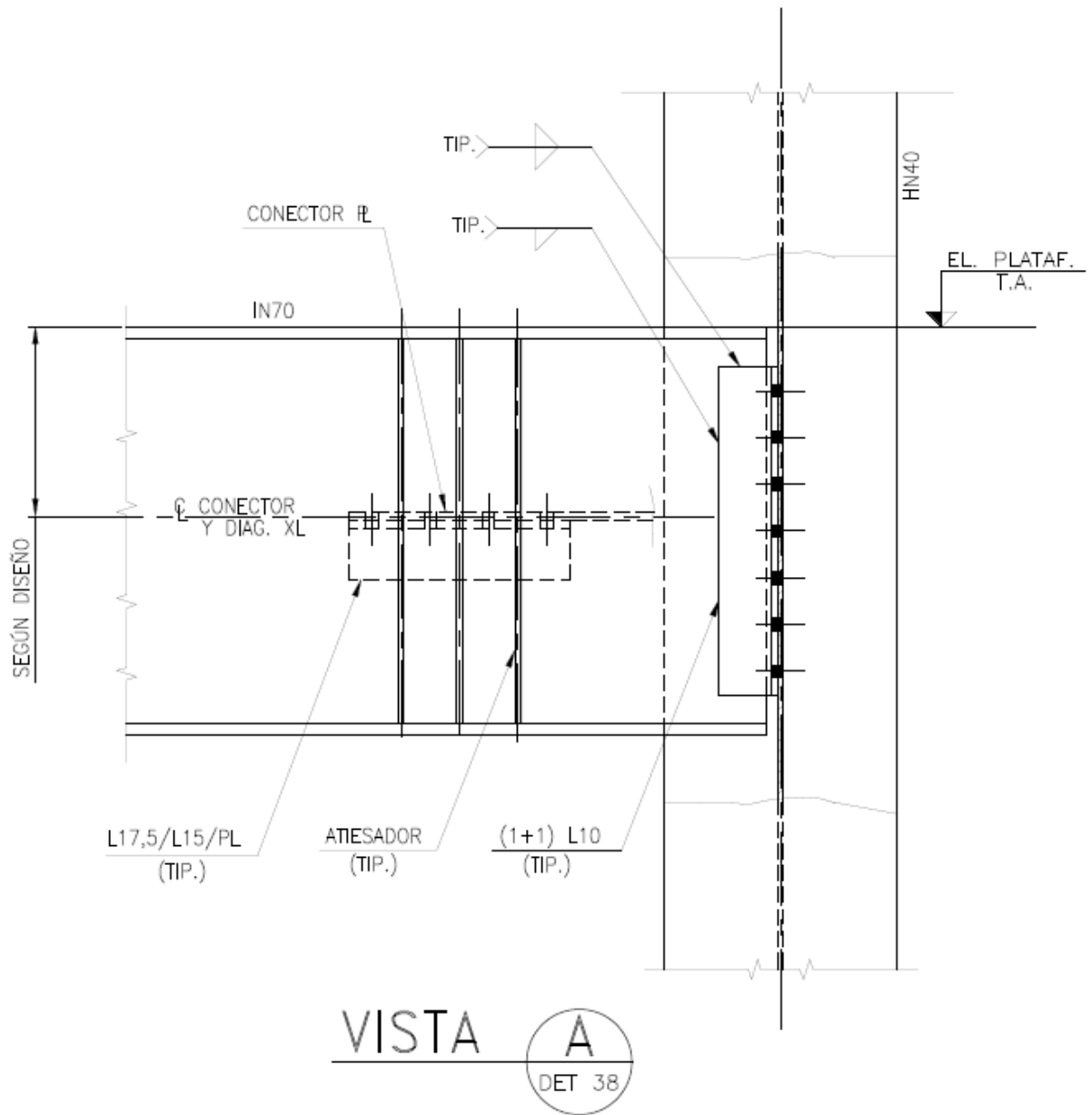


Figura A-45: Plataforma tipo 2 - Detalle 8, secciones

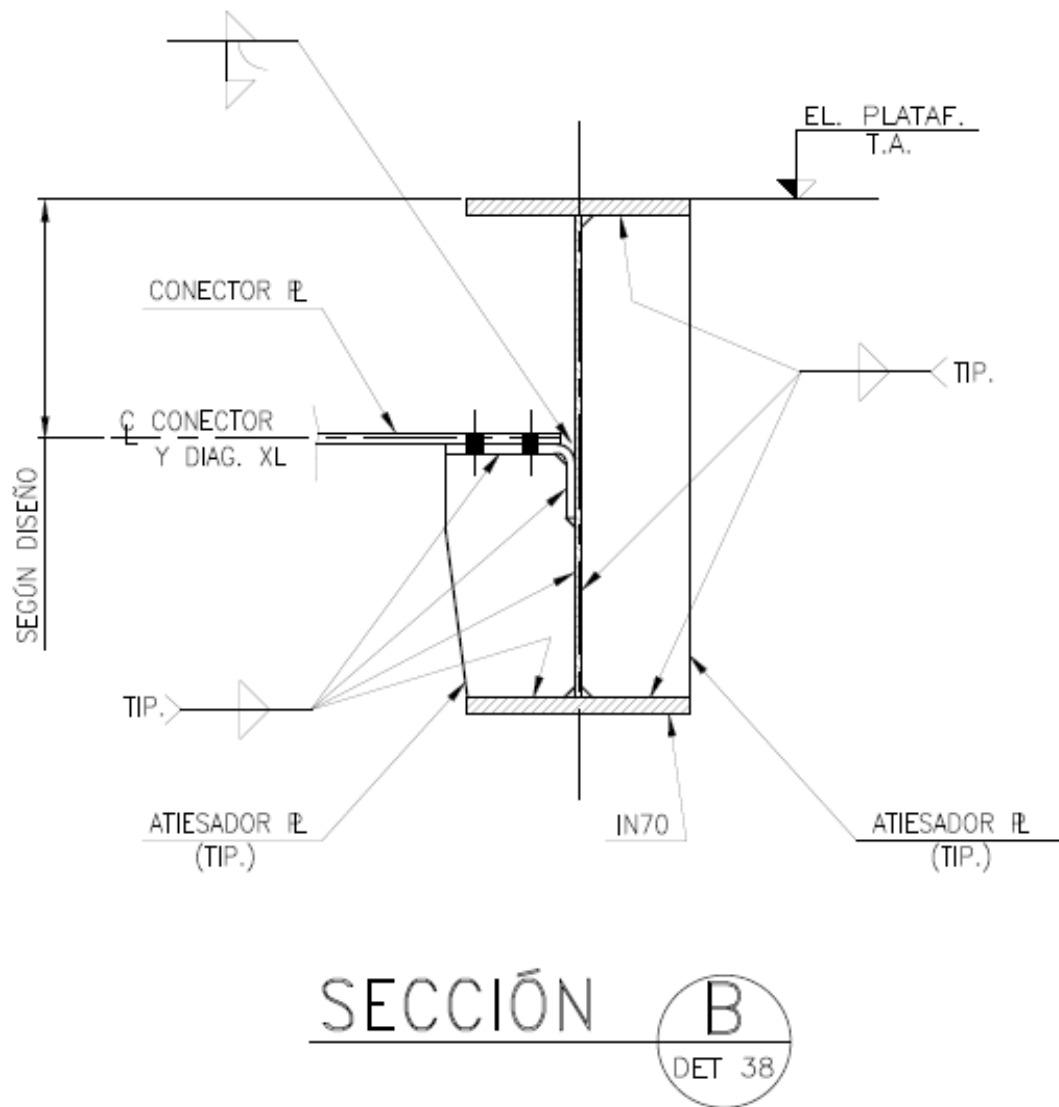


Figura A-46: Plataforma tipo 2 - Detalle 38, secciones

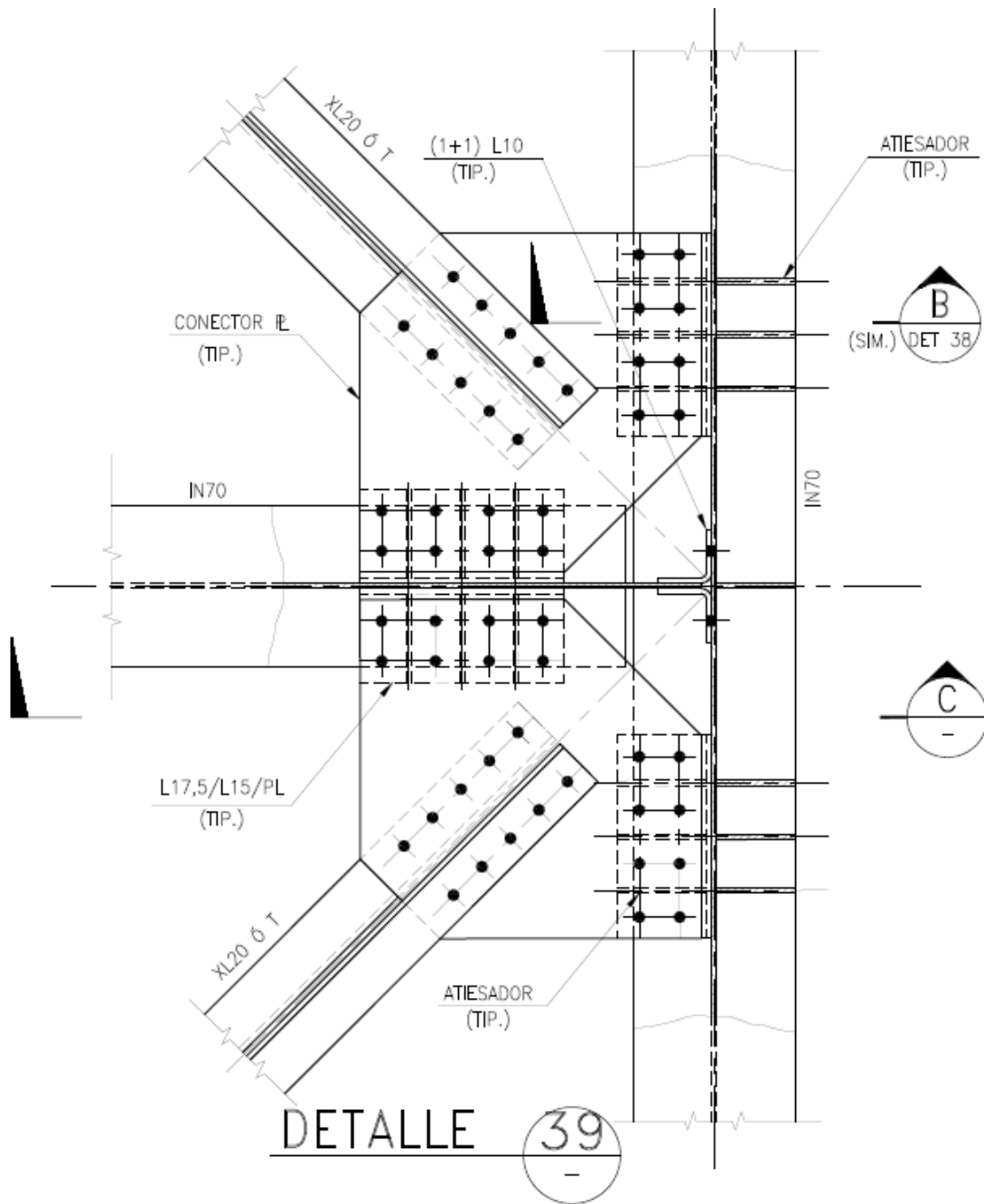


Figura A-47: Plataforma tipo 2 - Detalle 39

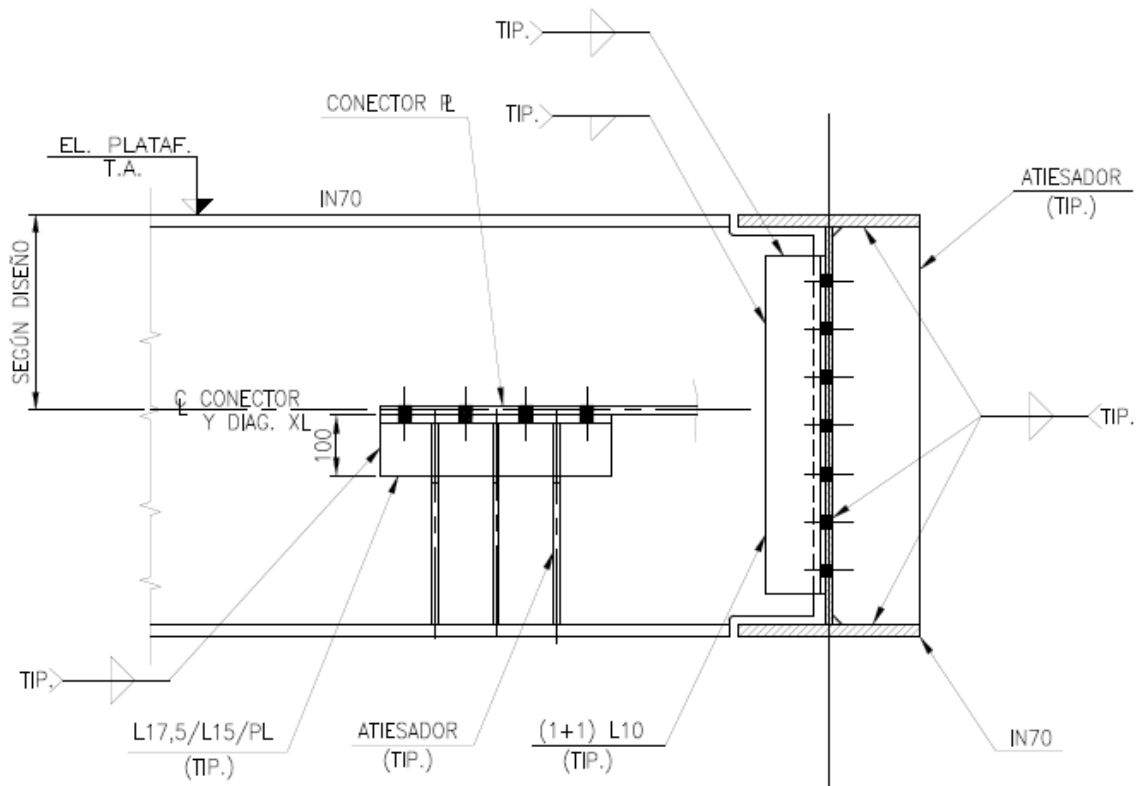


Figura A-48: Plataforma tipo 2 - Detalle 39, secciones

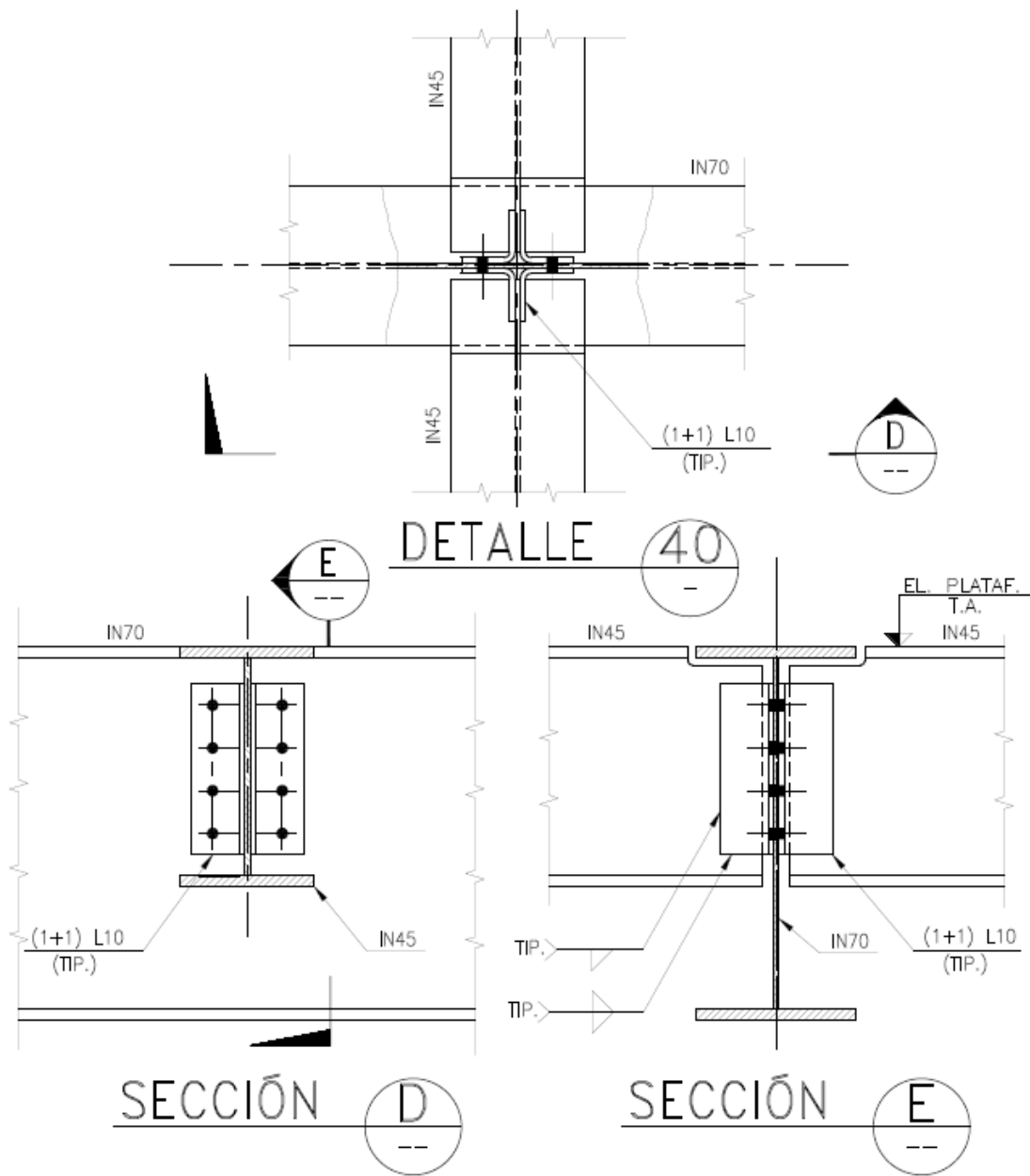


Figura A-49: Plataforma tipo 2 - Detalle 40

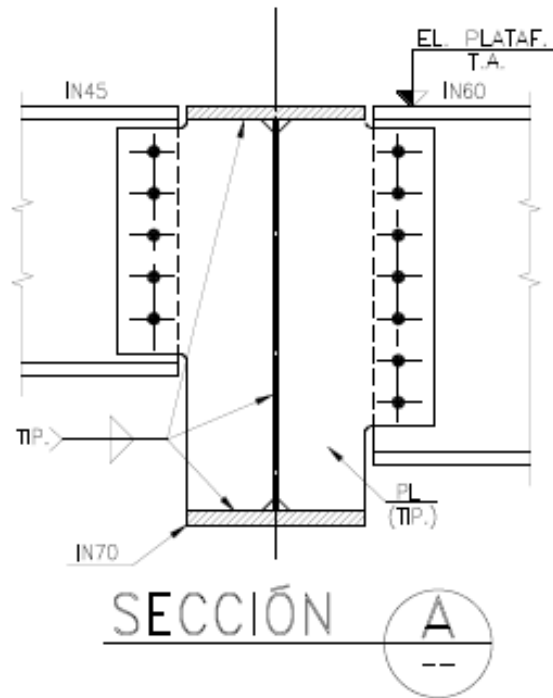
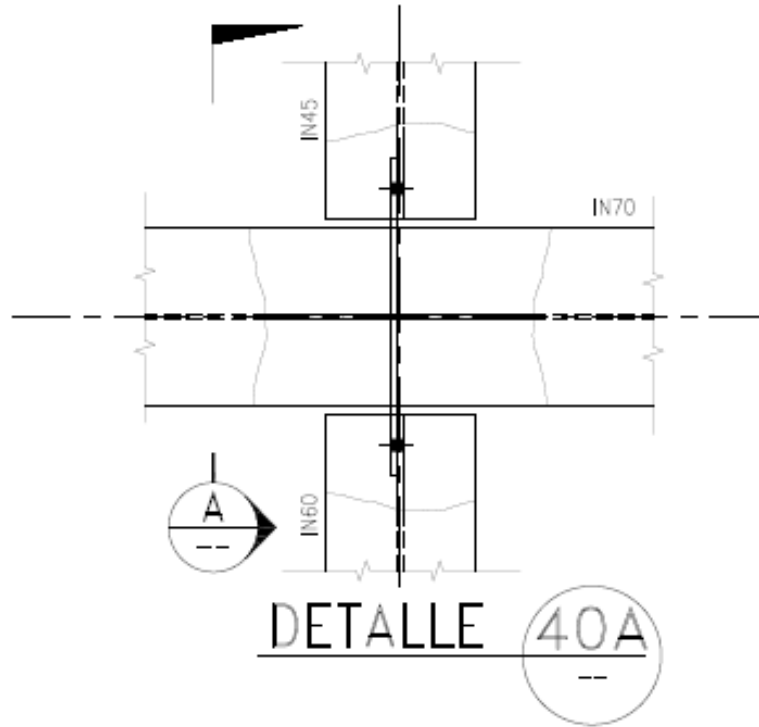


Figura A-50: Plataforma tipo 2 - Detalle 40A – Alternativa detalle 40

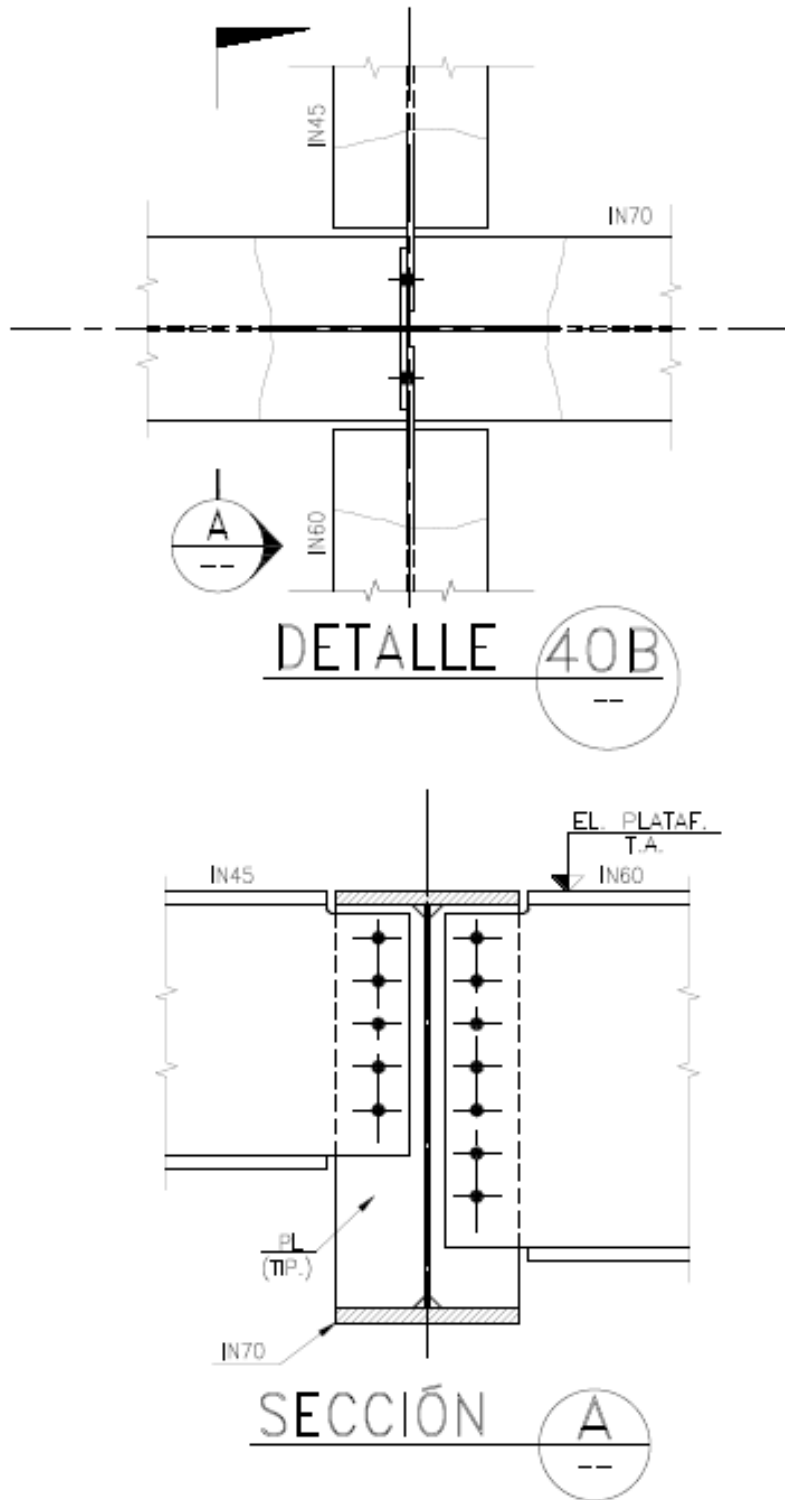


Figura A-51: Plataforma tipo 2 - Detalle 40B – Alternativa detalle 40

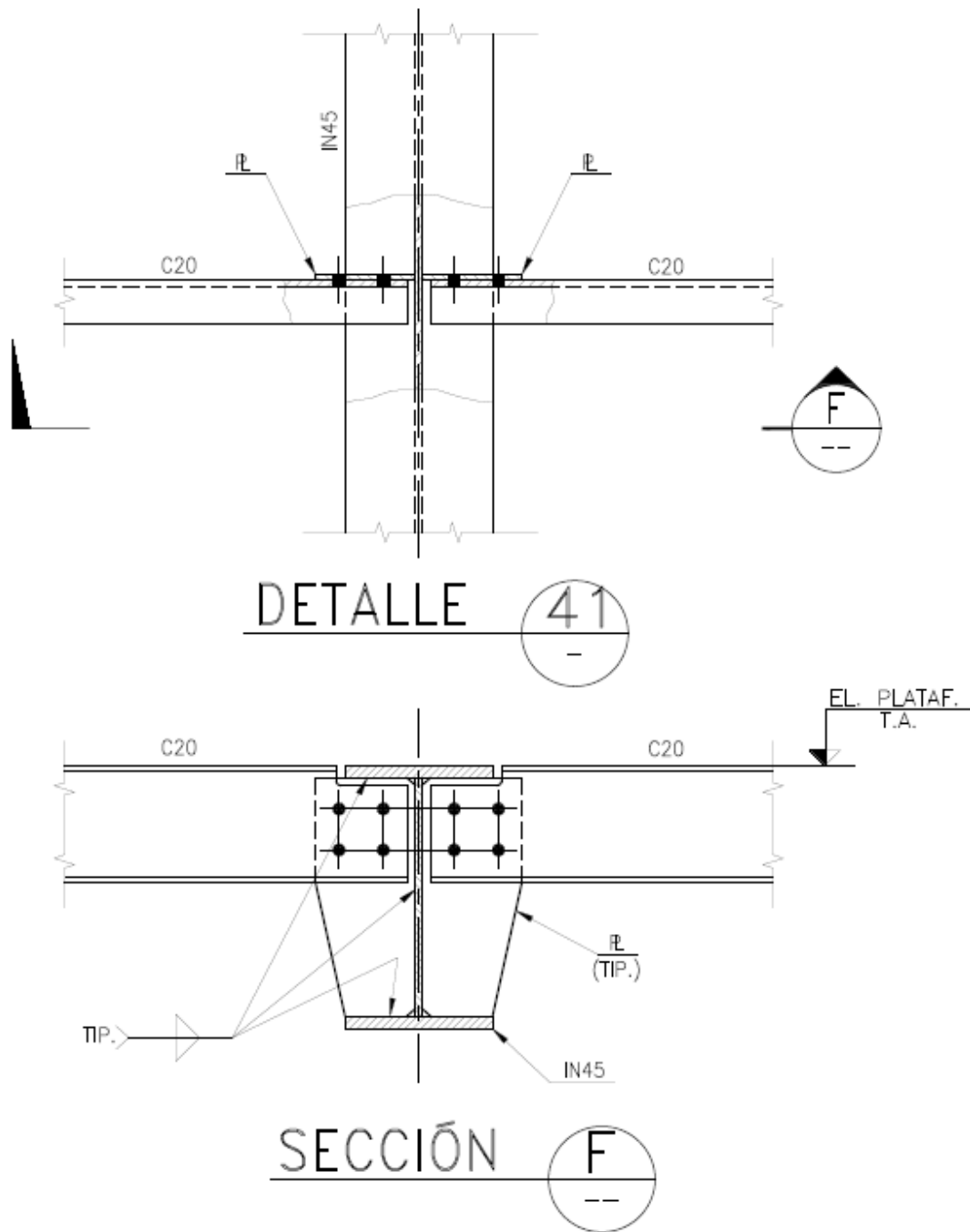


Figura A-52: Plataforma tipo 2 - Detalle 41

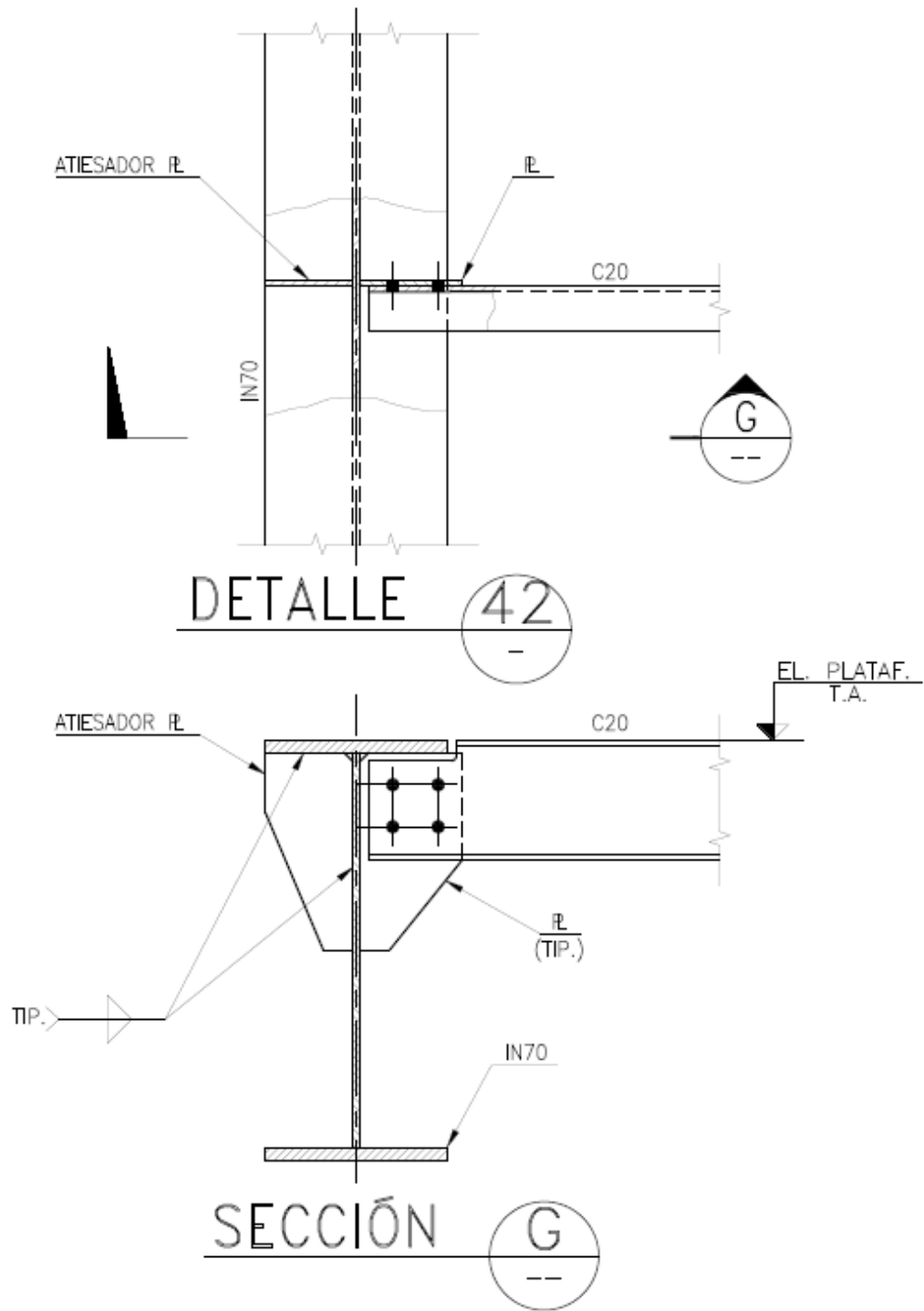


Figura A-53: Plataforma tipo 2 - Detalle 42