

# DISEÑO DE **CONEXIONES**

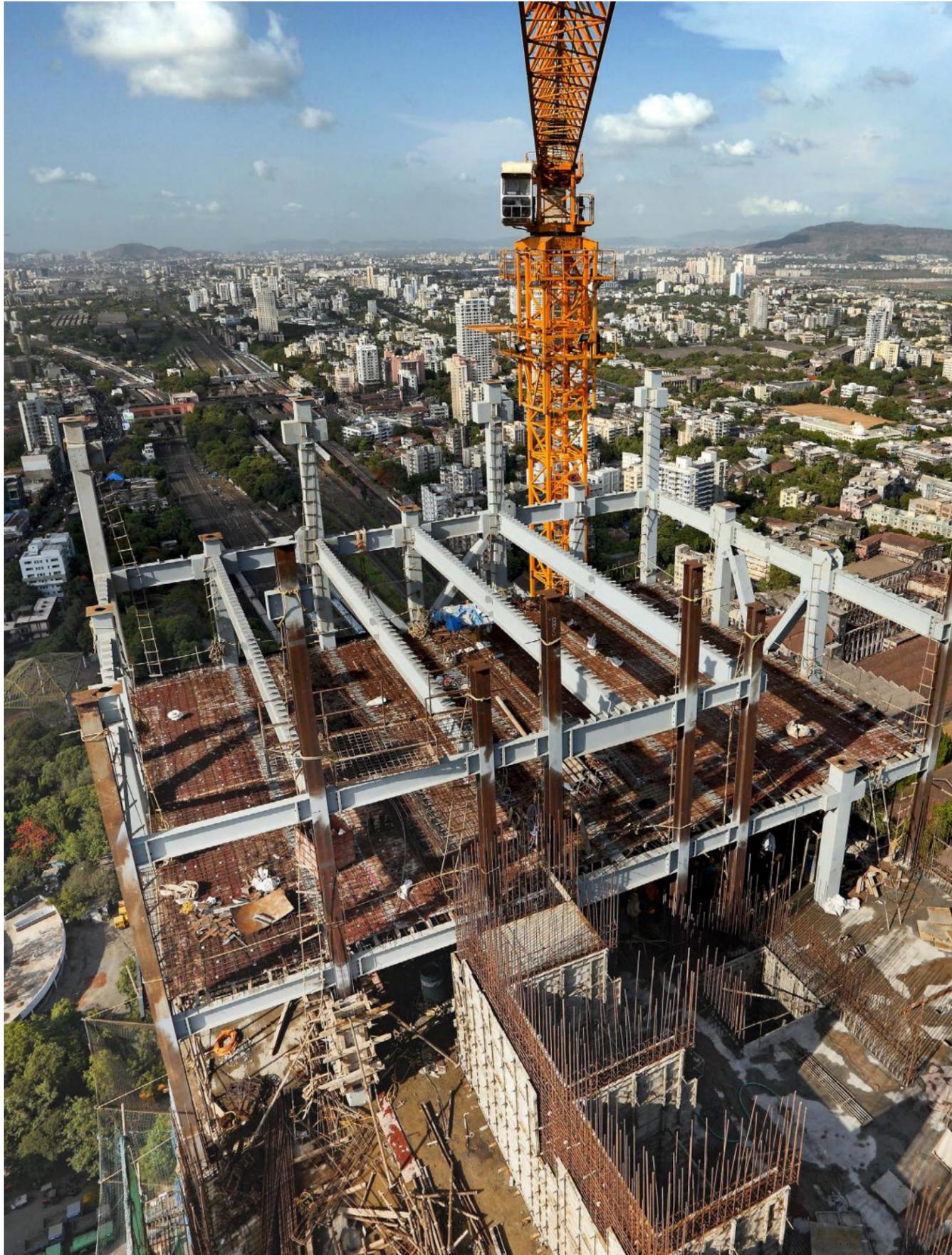
Ing. Carlos Chazaro Rosario



**Hazlo en grande, piensa en acero.**

 **GERDAU** CORSA

[gerdaucorsa.com.mx](http://gerdaucorsa.com.mx)

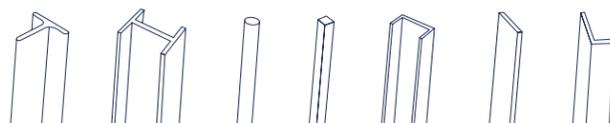
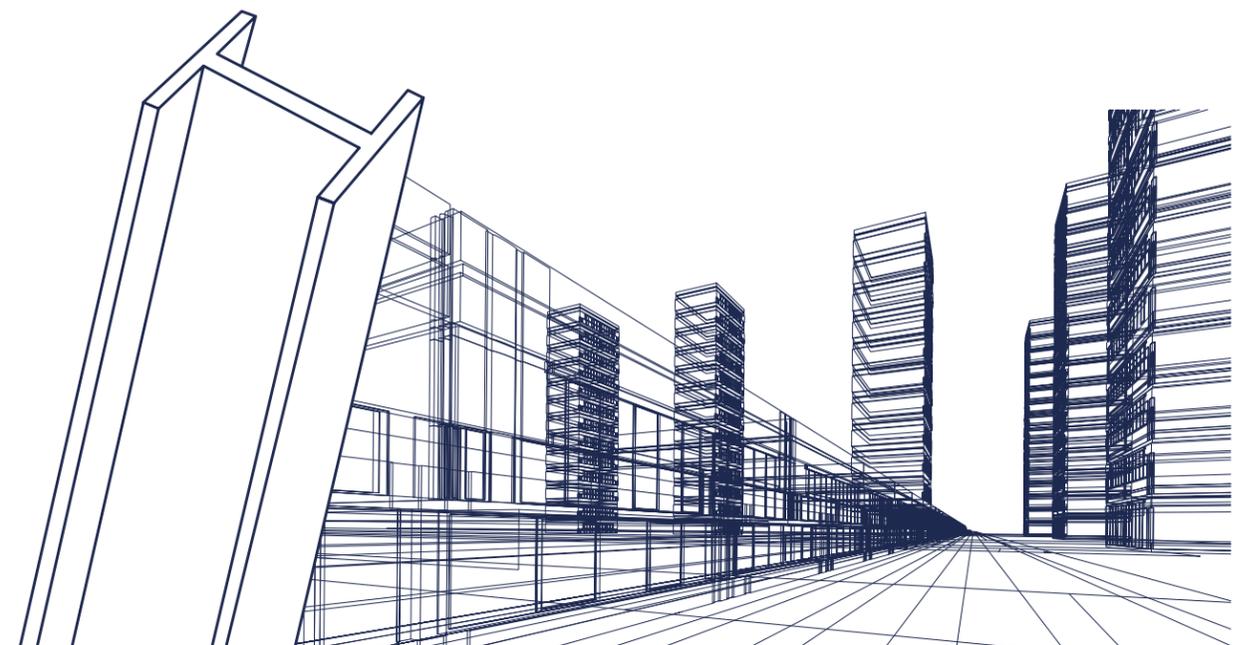


## 1. INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero es la elección adecuada de las diversas conexiones estructurales para dar estabilidad a dichas estructuras. La solución de cómo conectar ciertos elementos estructurales depende de muchos factores, tales como, criterio y experiencia del estructuralista, del fabricante y del montador, una buena estructuración desde la concepción del proyecto, forma y tamaño de las piezas a conectar, la magnitud y distribución de los esfuerzos actuantes en los elementos estructurales afectados, tipo de unión (soldada o atornillada), y características físicas y químicas del material de los miembros estructurales.

El costo de las conexiones representa un porcentaje importante del costo total de la estructura de acero, por eso, en la etapa del diseño deberán tomarse precauciones para desarrollar conexiones económicas, sin poner en riesgo los niveles de seguridad especificados en la normatividad vigente.

En este fascículo se estudia el diseño de las diversas conexiones en diferentes construcciones en acero, mediante ejemplos prácticos que tienen como objetivo mostrar el buen uso de las especificaciones AISC 14th Edition.



## 2. DEFINICIÓN

En términos generales, una conexión se define como al conjunto de elementos que se intersectan en un nodo con el fin de transmitir esfuerzos entre sí apegándose a las condiciones del modelo ideal de la estructuración, las conexiones pueden ser unidas mediante tornillos de alta resistencia y/o soldadura.

En la mayoría de los casos es necesario utilizar atiesadores para dar continuidad a los elementos sobre todo si se habla de conexiones trabe-columna, o para resistir cargas concentradas, así como placas de refuerzo en diferentes zonas de la conexión.

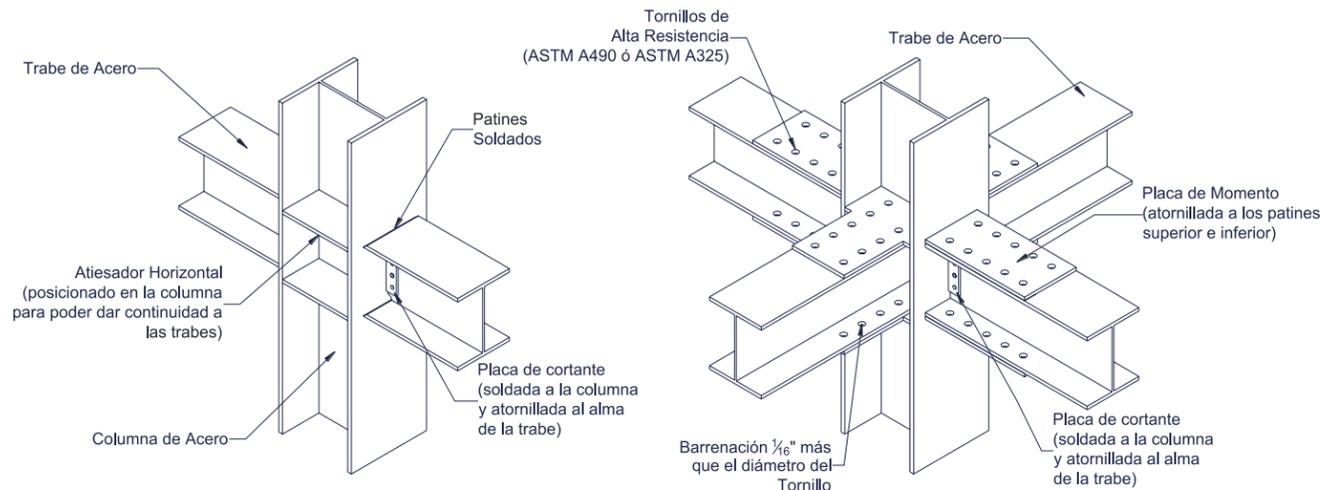


Fig. 1. Elementos Involucrados en una Conexión.

## 3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MATERIALES DE UNIÓN.

Las conexiones forman una parte fundamental en las edificaciones de acero, ya que estas unen todos los elementos constitutivos de la estructura. Los elementos de unión tales como los tornillos de alta resistencia y la soldadura son los que se encargarán de que las conexiones funcionen de manera adecuada y las provean de seguridad. Si bien es cierto que en la actualidad las conexiones soldadas tienden a desaparecer con la llegada de los tornillos de alta resistencia, también es cierto que la soldadura jamás desaparecerá en su totalidad del taller de fabricación de estructuras ya que será indispensable su uso sobretodo en placas de conexión tipo End - Plate.



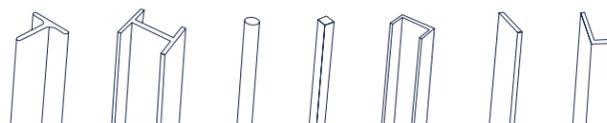
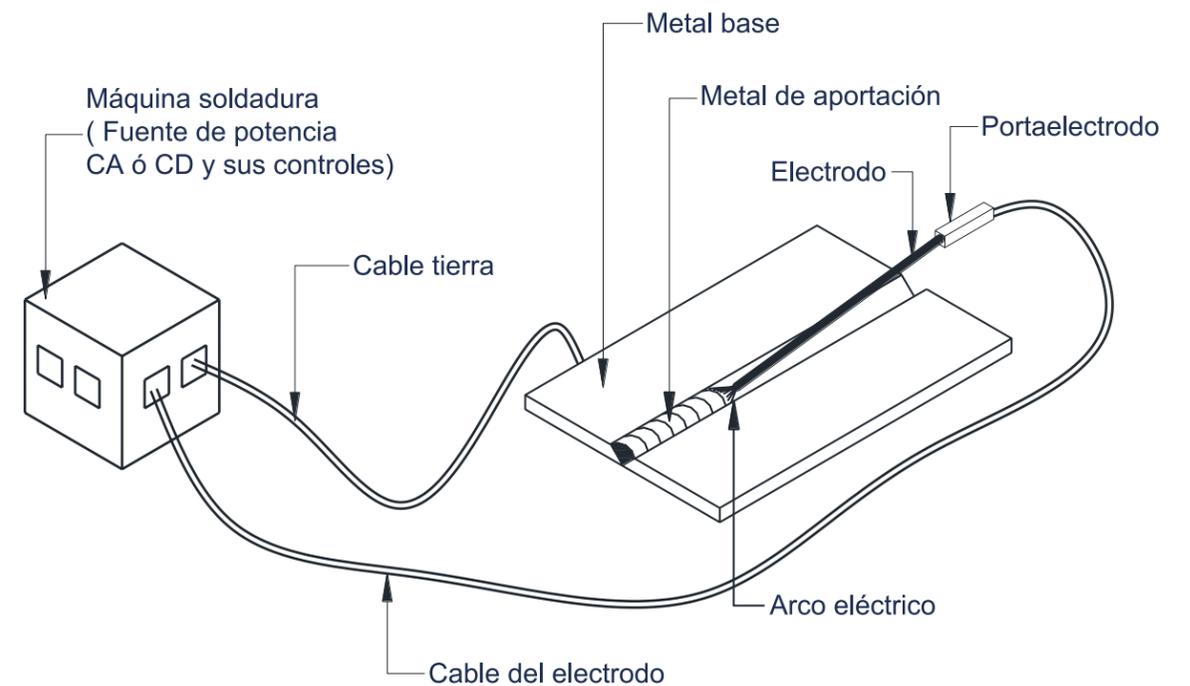
## 3.1 ASPECTOS GENERALES DE LA SOLDADURA. GENERALES DE LA SOLDADURA.

Se llama soldadura al proceso de fusión conjunta de múltiples piezas metálicas mediante el calentamiento del metal de aportación a un estado líquido, la soldadura alcanza resistencias mayores a las del metal base. La soldadura más común es la que se aplica mediante fusión y sin aplicar presión.

La "Soldadura de Arco Eléctrico (AE)" es un grupo numeroso de procesos que emplean un arco eléctrico como fuente de calor para fundir y unir los metales. El arco eléctrico se logra al pasar una corriente eléctrica por una abertura en un circuito, entre la pieza que se va a soldar y la punta del electrodo.

El proceso de aplicación de la soldadura que se acepta en la construcción es la de arco eléctrico con electrodo metálico, que se puede aplicar de manera manual, semiautomática y automática.

El electrodo es una varilla o alambre, que puede consumirse o no durante el proceso, éste se mueve a lo largo de la junta, en forma manual o mecánica, o permanece fijo mientras las piezas que se sueldan se mueven. El arco eléctrico se caracteriza por una temperatura alta y constante (6000 °C).



### 3.1.1 PROCESOS DE SOLDADURA

#### 3.1.1.1 Soldadura de Arco Eléctrico con Electrodo Revestido (SMAW Shielded Metal Arc Welding).

La característica primordial de este tipo de soldadura es que el arco eléctrico se forma entre la pieza y el electrodo metálico revestido. La función principal del revestimiento es el de proteger al electrodo hasta el momento de la fusión. El calor producido por el arco ocasiona que el extremo del electrodo funda y queme el revestimiento formando una atmosfera adecuada para que se produzca la transferencia del metal fundido desde el núcleo del electrodo hasta el baño de fusión en el metal base.

El electrodo es una varilla revestida de materiales orgánicos e inorgánicos o la combinación de ambos (minerales varios, celulosa, mármol, aleaciones, etc.) convenientemente seleccionados y probados por los fabricantes, que mantienen el proceso, cantidades y dosificaciones en riguroso secreto.

#### 3.1.1.2 Soldadura de Arco Eléctrico con Electrodo Sumergido (SAW Submerged Arc Welding).

Este tipo de soldadura tiene la característica el de emplear un flujo continuo de material protector en polvo o granulado, llamado flux. Durante el proceso una porción del flux se funde logrando proteger y estabilizar el arco, además genera una escoria que aísla el cordón e incluso contribuye a la aleación. El flux sobrante se recoge y se reutiliza en el proceso.

Los fluxes es una mezcla de varios compuestos minerales, con determinadas características de escorificación, viscosidad, etc. Generalmente se clasifican en fundidos, aglomerados y mezclados mecánicamente aunque el fabricante mantiene en secreto el proceso de obtención. El flux actúa como el elemento fundente y esto permite mejorar la tenacidad en la unión y evita un aumento del tamaño del grano en el metal base.

#### 3.1.1.3 Soldadura de Arco Eléctrico Protegida con Gases (GMAW Gas Metal Arc Welding).

Al igual que los tipos anteriores, la unión se produce por medio del calor que genera el arco eléctrico producido por el electrodo y el metal base, este proceso se protege con gas.

El gas fluye de una copa invertida colocada alrededor del electrodo y protege a éste, al arco y al metal fundido, de los efectos adversos del oxígeno y el nitrógeno del aire. El flujo del gas desplaza el aire de alrededor del arco evitando que se formen óxidos, lo que elimina la necesidad de usar fundentes.

La soldadura de Arco metálico con gas (GMAW) conocida como soldadura MIG es rápida y económica.

1. Un alambre continuo se suministra dentro de la pistola soldadora.
2. El alambre se funde y combina con el metal base para formar la soldadura.
3. El metal fundido es protegido de la atmósfera por una cubierta de gas la cual es suministrada a través de un conducto a la punta de la pistola soldadora.
4. Este proceso puede ser automatizado.

#### 3.1.1.4 Soldadura de Arco Eléctrico con Electrodo con Núcleo de Fundente (FCAW Flux Core Arc Welding).

El metal de aportación se proporciona por medio de un electrodo tubular continuo que contiene, en su centro, ingredientes que generan todo el gas necesario para proteger el arco, o parte de él; en el segundo caso se usa un gas auxiliar, que se introduce en el proceso de manera similar a como se hace en la soldadura protegida con gases.

El fundente del núcleo del electrodo puede estar compuesto por minerales, ferroaleaciones y materiales que proporcionan gases protectores, desoxidantes y escorias para dar forma a la soldadura. Los materiales del núcleo promueven la estabilidad del arco y mejoran las propiedades mecánicas y la forma de la soldadura.

La soldadura de Arco con núcleo fundente (FCAW) es similar al proceso GMAW. La diferencia es que el tubo de acero tiene un núcleo central lleno de fundente. Con este proceso es posible soldar con o sin protección de gas. Esto es muy útil para condiciones extremas donde la protección del gas pueda ser afectada por el viento.

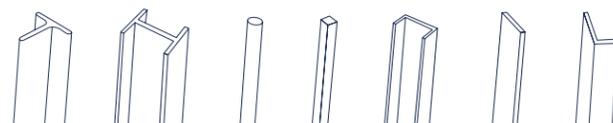
### 3.1.2 METAL DE APORTACIÓN

Cuando se efectúa una conexión por medio de soldadura el metal base se funde cuando el electrodo hace contacto con él, en este momento el metal base y el metal de aportación se mezclan encontrándose en estado líquido, posteriormente se solidifica permitiendo que ambos metales se conviertan en una sola pieza.

El metal de aportación controlará de manera efectiva la composición final y las propiedades mecánicas de la soldadura.

Se podría pensar que basta con utilizar un metal de aportación con la misma composición química que el metal base, pero no se alcanza el objetivo por las características especiales que adquiere el metal base al fundirse y al solidificarse. Por esta razón el metal de aportación tiene que ser de una composición química especial.

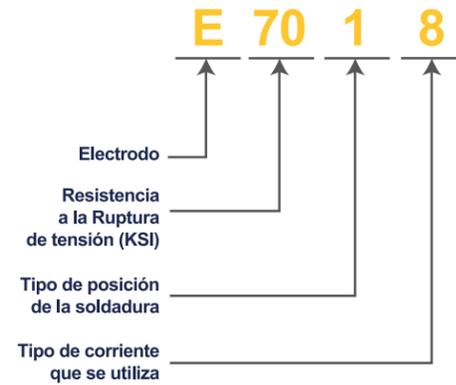
Para elegir la soldadura más adecuada será necesario verificar la resistencia del metal base ya que este marca la pauta de resistencia, será conveniente que por lo menos la resistencia de la soldadura sea igual a la del metal base aunque generalmente se utilizan con resistencias mayores a pesar de que esto tiene como consecuencia cierta pérdida de ductilidad que ya se tiene en consideración en los factores de resistencia de las especificaciones AISC – 2005.



### 3.1.3 CLASIFICACIÓN DE LOS ELECTRODOS.

Un electrodo es un metal base protegido por un recubrimiento que se clasifican por su resistencia y que están diseñados para depositarse en un metal base que al fundirse y solidificarse adquieran propiedades de ductilidad y tenacidad adecuadas.

La designación de los electrodos es la siguiente:



### CLASIFICACIÓN DE ELECTRODOS

Clasificación AWS	Diámetro		Long.	Características	Usos y Aplicaciones
	Pulg	mm			
E 6010 (S)	3/32	2.4	14"	Alta penetración, toda posición, poca escoria, calidad radiográfica y buena aplicación. Utilizar C.D. P.I. (+)	Trabajos de fondeo y/o de raíz. Fabricación de recipientes a presión, estructuras, oleoductos, carrocerías y pailerías.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6010 (P)	1/8	3.2	14"	Arco fuerte y penetrante. Calidad radiográfica. C.D. P.I. (+)	Astilleros, constructoras, líneas de conducción, pailería y plataformas marinas. Recomendado para aceros al carbono.
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 6011	3/32	2.4	14"	Toda posición, buen acabado, calidad radiográfica y rendimiento dentro de su genero. Utilizar C.A. C.D. P.I. (+)	Fabricación de estructuras ligeras y pesadas, tanques, carrocerías, cobertizos, recipientes a presión, herrería y ventanería.
	1/8	3.2	14"		
	5/32	4.0	14"		
E 7024	1/8	3.2	14"	Arco suave, alto rendimiento al deposito, escoria de fácil desprendimiento y calidad radiográfica. Buenas propiedades mecánicas, similares al E 7018, solo en posición plana y horizontal. Utilice C.A. C.D. P.D. ó P.I.	Fabricación de tanques, maquinaria, estructuras, vigas tipo "I" y "H". Reconstrucción de ejes y flechas, bases y cubiertas soldadas. Metal mecánica ligera y pesada.
	5/32	4.0	14"		
E 7018	3/32	2.4	14"	Buen encendido y reencendido, calidad radiográfica, depositos de alta calidad metalurgica. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de maquinaria y de estructuras pesadas sujetas a cargas dinámicas. En la industria petrolera, petroquímica, cementera, pailería y astilleros.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 7018 (PLUS)	3/32	2.4	14"	Depósitos de elevada calidad radiográfica, altos valores de tenacidad a baja temperatura. Utilizar C.D. P.I.	Fabricación de recipientes a presión, calderas, tuberías, plataformas marinas, astilleros, etc.
	1/8	3.2	18"		
	5/32	4.0	18"		
	3/16	4.8	18"		
E 9018 B3	1/8	3.2	14"	Alta resistencia a la tensión y calidad radiográfica. Su composición química y bajo contenido hidrógeno permiten aplicarlo con mayor seguridad y confianza en diversos tipos de acero C.D. P.I.	Soldadura de aceros de baja aleación. Fundiciones de forja, calderas de mediana aleación y tuberías de cromo - molibdeno. Temperatura de servicio de hasta 600° C
	5/32	4.0	14"		
	3/16	4.8	14"		
E 9016 B3	1/8	3.2	14"	Arco suave y estable, poco chisporroteo, mediana penetración, escoria de fácil desprendimiento, aleado con Cromo - Molibdeno. Calidad radiográfica. Utilizar C.D. P.I. o C.A.	Mantenimiento de fluxes, espejos y cuerpos de calderas. Construcción de implementos agrícolas y tuberías de alta presión. En la industria eléctrica, petrolera, petroquímica y agroindustrial. Temperatura de servicio de hasta 600° C.
	5/32	4.0	14"		

### 3.2 ASPECTOS GENERALES DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA.

Los tornillos de alta resistencia basan su capacidad en el hecho de que pueden ser sometidos a una gran fuerza de tensión controlada que aprieta firmemente los elementos de la conexión. La ventaja de este apriete firme se conoce desde hace tiempo, pero su aplicación práctica en estructuras proviene de 1951 en que se publicaron las primeras especificaciones para regir su utilización. Desde entonces los tornillos de alta resistencia se han venido usando en forma creciente en Estados Unidos y en las últimas décadas también en México.

A partir de 1951, las especificaciones relativas a estos tornillos se han actualizado varias ocasiones para poder incluir los resultados de las investigaciones que, en forma casi continua, se han venido realizando con relación a ellos. Los primeros tornillos de alta resistencia que se desarrollaron y aún los más comúnmente utilizados son los ASTM- A325 (NOM-H-124); posteriormente y con objeto de contar con capacidades aún mayores, se desarrollaron los ASTM-A490 (NOM-H-123), ambos se fabrican con aceros al carbón tratados térmicamente.

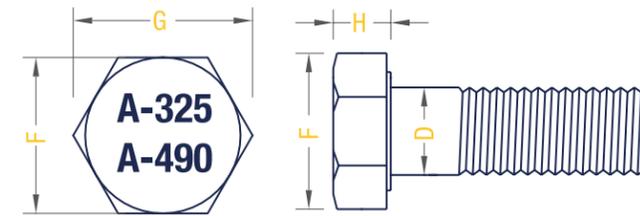


Fig. 3 Tornillo de Alta Resistencia

#### 3.2.1 TIPOS DE SUJETADORES

De acuerdo con las especificaciones del AISC, no todos los tornillos deberán llevarse a su máxima tensión de apriete, ya que dicho proceso y su inspección son caros, salvo las conexiones tipo fricción o las que están sujetas a tensión directa donde deberán especificarse en los planos que dichos tornillos se lleven a su tensión de apriete.

Las conexiones por fricción se usan cuando las cargas ocasionan cambios en los esfuerzos y que puedan llegar a tener problemas de fatiga. Este tipo de conexiones deberán diseñarse para cargas vivas de impacto o cargas que puedan llegar a tener inversión de esfuerzos, así como en empalmes de columnas de edificios altos, en conexiones travesas - columna y en travesas o vigas que sean elementos de soporte de algún tipo de arriostramiento.

Los tornillos de alta resistencia ASTM A325 y A490 deberán tensarse por lo menos al 70% de su resistencia mínima a la tensión. Cuando un tornillo está perfectamente tensado, las partes conectadas quedan fuertemente abrazadas, situación en que la conexión desarrolla una gran resistencia al deslizamiento entre las superficies de contacto. Esta resistencia al deslizamiento crítico se obtiene de multiplicar la fuerza de apriete de los tornillos por un coeficiente de fricción. Si la resistencia por fricción es mayor que la fuerza actuante en cortante la conexión se considera que es por fricción, pero, si la fuerza actuante en cortante excede la resistencia por fricción entonces habrá un deslizamiento entre las partes conectadas y dicha fuerza en cortante tratará de degollar los tornillos y al mismo tiempo aplastarlos, en este caso la conexión se considera que es tipo aplastamiento.

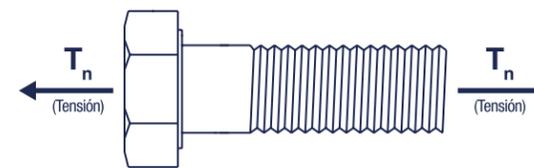


Fig. 4 Tornillo en tensión

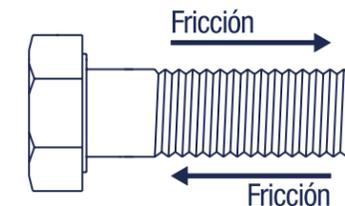
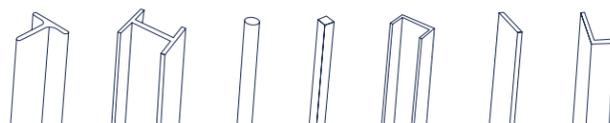


Fig. 5 Tornillo en fricción



Los esfuerzos de tensión en los tornillos de alta resistencia se desarrollan en el vástago, por lo que la tensión de apriete que desarrollan es confiable. El esfuerzo cortante es transferido por fricción bajo la carga de trabajo.

La capacidad de un tornillo se basa en la acción de apriete que produce con la tuerca hasta que se llega a la tensión mínima especificada. Esto se puede desarrollar mediante llaves perfectamente calibradas, con llaves de impacto las cuales tendrán que proveer del aire suficiente para que el apriete se desarrolle en aproximadamente 10 seg., o bien, simplemente por el método del giro de la tuerca. La tabla 3.2b muestra lo que las especificaciones ASTM A325 y A490 indican en relación al apriete de tornillos.

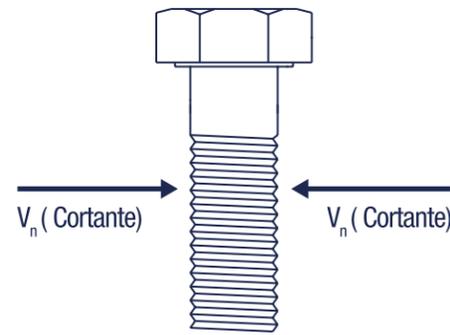


Fig. 6 Tornillo en cortante

TABLA 3.2a RESISTENCIAS DE TENSIÓN Y CORTANTE TIPO APLASTAMIENTO DE TORNILLOS

Elementos de unión	Resistencia a la tensión			Resistencia a corte en Conexiones Tipo por Aplastamiento		
	R <sub>n</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> ASD (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> LRFD (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> ASD (kg/cm <sup>2</sup> )	R <sub>n</sub> LRFD (kg/cm <sup>2</sup> )
<b>T. A-307</b>	3165	1583	2374	1690	845	1268
<b>T. A-325 rosca dentro del plano de corte</b>	6330	3165	4748	3370	1685	2528
<b>T. A-325 rosca fuera del plano de corte</b>	6330	3165	4748	4220	2110	3165
<b>T. A-490 rosca dentro del plano de corte</b>	7950	3975	5963	4220	2110	3165
<b>T. A-490 rosca fuera del plano de corte</b>	7950	3975	5963	5270	2635	3953

TABLA 3.2b

DIAM. DE TORNILLOS		TENSION DE APRIETE DE TORNILLOS EN TONELADAS MÉTRICAS*	
Pulg.	mm	Tornillos A-325	Tornillos A-490
1/2	12.70	5.43	6.80
5/8	15.80	8.62	10.90
3/4	19.05	12.7	15.90
7/8	22.22	17.65	22.25
1	25.40	23.15	29.10
1 1/8	28.58	25.4	36.30
1 1/4	31.75	32.2	47.30
1 3/8	34.93	38.6	54.90
1 1/2	38.10	46.8	67.10

\*Igual al 70% de la resistencia mínima a la tensión de los tornillos, redondeada a Toneladas como se determina en las especificaciones ASTM para A-325 y A-490.

## 4. ESPECIFICACIONES IMCA 5TA EDICIÓN

### 4.1 DISPOSICIONES GENERALES.

### 4.2 BASES DE DISEÑO.

La resistencia requerida de diseño deberá obtenerse mediante un análisis estructural, de acuerdo a las necesidades que se especifiquen para el tipo de construcción. Además, deberán considerarse los efectos de las excentricidades en las cargas cuando algunos miembros cargados axialmente no coincidan en un solo punto, es decir, que no se intersectan.

### 4.3 CONEXIONES SIMPLES

Las conexiones simples de vigas y/o armaduras se deben diseñar como flexibles y permiten ser diseñadas únicamente bajo efectos de cortante, salvo en los casos donde se indique que otro esfuerzo adicional participa en la conexión. Este tipo de conexiones deben ser capaces de soportar las rotaciones en los extremos de vigas y/o armaduras.

### 4.4 EMPOTRAMIENTOS

Las conexiones empotradas de vigas y/o armaduras se deben diseñar para la combinación de esfuerzo de momento flexionante y esfuerzo cortante incluidos por la rigidez de las conexiones.

### 4.5 COMPRESIÓN AXIAL Y CONEXIONES DE APLASTAMIENTO.

Cuando una columna sujeta compresión axial se apoya sobre placas de aplastamiento debe contener suficientes conectores para sujetar en forma segura y transmitir los esfuerzos de manera adecuada a la cimentación.

Cuando un elemento en compresión se interrumpe para realizar un empalme, los conectores deberán estar perfectamente distribuidos para alinear el elemento correctamente y se dimensionaran con una tensión axial del 50% de la resistencia en compresión axial requerida ó por el valor de momento y cortante ocasionado por una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida del elemento en compresión independientemente de que existan otras cargas actuando sobre el elemento.

### 4.6 EMPALMES EN SECCIONES PESADAS.

Cuando se deben transmitir fuerzas de tensión originadas por cargas axiales o flexión a través de empalmes por medio de soldadura de bisel de penetración completa, deberán aplicarse los requisitos de tenacidad del material, los detalles de perforaciones de acceso a soldaduras y los requisitos de penetración y de inspección de las superficies cortadas con soplete que vienen indicadas en las especificaciones AISC – 2005.

### 4.7 DESTAJE DE VIGAS Y PERFORACIONES DE ACCESO A LA SOLDADURA.

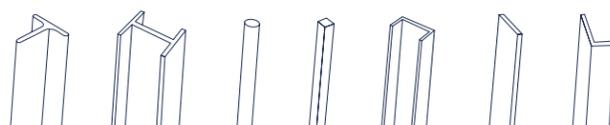
Todas las perforaciones de acceso a la soldadura deben cumplir con una longitud mínima medida desde el talón de preparación de la soldadura que no deberá ser menor de 1.5 veces el espesor del material al que se le hace la perforación. La altura de la perforación tendrá que ser 1.5 veces el espesor del material sin que sea menor que 25 mm ni mayor que 50 mm.

Todos los cortes de destajes de las vigas y las perforaciones de accesos a soldaduras de tope de penetración completa, de penetración parcial y de soldaduras de filete de perfiles laminados y perfiles armados y esquinas reentrantes afiladas. Los arcos de las perforaciones de acceso a la soldadura deberán tener un radio mayor de 10 mm.

Para secciones pesadas cortadas térmicamente en los destajes de vigas y las perforaciones de accesos deben pulirse hasta alcanzar el metal brillante y se deben utilizar métodos de inspección de partículas magnéticas y líquidos penetrantes.

### 4.8 UBICACIÓN DE SOLDADURAS Y PERNOS.

Cuando un elemento transmite carga axial en sus extremos el centro de gravedad del grupo de soldaduras y tornillos deberá coincidir con el centro de gravedad del elemento, de lo contrario se deberá considerar la excentricidad en el diseño. Esto no es aplicable para conexiones extremas de ángulos simples, ángulos dobles y elementos similares cargados estáticamente.



#### 4.9 TORNILLOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURAS.

Esto aplica únicamente en conexiones de cortante con tornillos instalados en barrenos estándar ó en ranuras cortas transversales a la carga y con soldadura de filete cargada longitudinalmente. En este caso la resistencia de los tornillos no se tomará más del 50% de la resistencia disponible de tornillos tipo aplastamiento.

#### 4.10 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN COMBINACIÓN CON REMACHES.

Para trabajos nuevos y remodelaciones, se permite considerar que los tornillos de alta resistencia compartan la carga con los remaches existentes solo si la conexión se diseña como de deslizamiento crítico.

#### 4.11 LIMITACIONES EN CONEXIONES ATORNILLADAS Y SOLDADAS.

Se deberá utilizar conexiones pretensadas, conexiones de deslizamiento crítico ó soldaduras para las siguientes conexiones:

- Empalmes de columnas en las estructuras de pisos múltiples por encima de los 38 m. de altura.
- Conexiones de todas las vigas a columnas y cualquier otra viga que fije un arriostramiento de columna en estructuras por encima de los 38 m. de altura.
- Todas las estructuras que soporten arriba de 5 ton. de capacidad, empalmes de armaduras de techos y conexiones de armaduras a columnas y soportes de grúas.
- Conexiones para soporte de maquinaria y otras sobrecargas que produzcan cargas de impacto o cargas reversibles.



## 5. SOLDADURAS

### 5.1 SOLDADURAS A TOPE.

#### 5.1.1 ÁREA EFECTIVA.

El área efectiva de las soldaduras a tope se considera como la longitud de soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura a tope de penetración completa deberá ser el espesor más delgado de las partes conectadas. La garganta efectiva de una soldadura a tope de penetración parcial se muestra en la tabla 2.1. la garganta efectiva de soldaduras a tope biseladas se muestra en la tabla 2.2.



#### 5.1.2 LIMITACIONES

El espesor mínimo de garganta efectiva de soldadura a tope con junta de penetración parcial no debe ser menor que el tamaño que se requiere para resistir las fuerzas calculadas ni del tamaño mínimo que se marca en la tabla 2.3. El tamaño es determinado como la parte más delgada de las dos partes unidas.

**TABLA 2.1** | Garganta Efectiva de Soldaduras a Tope con Junta de Penetración Parcial

Proceso de Soldado	Posición de Soldado	Tipo de Surco	Garganta Efectiva
Arco de Electrodo Revestido (SMAW)	Todos	Bisel J ó U	Profundidad del Bisel
Arco Metálico y Gas (GMAW)	Todos	60° V	
Arco con Núcleo de Fundente (FCAW)			
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J ó U Bisel 60° ó V	Profundidad del Bisel
Arco Metálico y Gas (GMAW)	F,H	Bisel 45°	
Arco con Núcleo de Fundente (FCAW)			
Arco de Electrodo Revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del Bisel menos 3 mm
Arco Metálico y Gas (GMAW)	V, OH	Bisel 45°	Profundidad del Bisel menos 3 mm
Arco con Núcleo de Fundente (FCAW)			

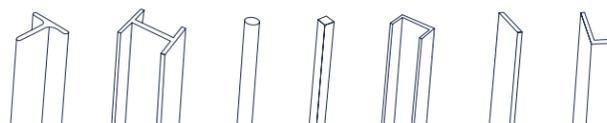


TABLA 2.2 | Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras a Tope Biseladas

Proceso de Soldado	Surco de Bisel Curvo <sup>[a]</sup>	Surco V Curvo
GMAW y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW y FCAW-S	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

[a] Para surcos de bisel curvo con  $R < 10$  mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope.

**Nota general:**  $R$  = radio de la superficie de conexión (se puede suponer igual a  $2t$  para secciones tubulares), mm

TABLA 2.3 | Espesor Mínimo de Garganta Efectiva

Espesor del Material de la Parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de Garganta Efectiva, mm
Hasta 6 Inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

[a] Ver Tabla 2.1



## 5.2 SOLDADURAS DE FILETE

### 5.2.1 ÁREA EFECTIVA

El área efectiva de una soldadura de filete se considera como la longitud de soldadura multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete es la menor distancia de la nariz hasta la superficie de la soldadura.

### 5.2.2 LIMITACIONES

El tamaño mínimo del espesor de soldadura de filete no será menor que el que se requiere para resistir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la tabla 2.4. Esta disposición no aplica para refuerzo de soldaduras de filete en soldaduras a tope.

TABLA 2.4 | Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete

Espesor de la Parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de Soldadura de Filete <sup>[a]</sup> , mm
Hasta 6 Inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple

El tamaño máximo para una soldadura de filete para partes conectadas será:

- A lo largo de los bordes del material con espesor menor a 6 mm, no mayor que el espesor del material.
- A lo largo de los bordes del material con espesor igual o mayor de 6 mm, no mayor que el espesor del material menos 2 mm, a no ser que la soldadura sea designada en los planos para que se ejecute a manera de obtener la garganta completa. En la condición de soldado, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 2 mm siempre que sea posible verificar el tamaño de la soldadura.

La longitud efectiva mínima de una soldadura de filete que esté diseñada por resistencia no deberá ser menor que 4 veces el tamaño, en caso contrario, se debe considerar que el tamaño de la soldadura no exceda un cuarto de su longitud efectiva. Cuando las soldaduras de filete longitudinales se emplean únicamente en conexiones de extremo de elementos que trabajan bajo tensión axial la longitud de cada filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas.

Para soldaduras de filete con carga extrema con una longitud de hasta 100 veces la dimensión del pie, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de la soldadura de filete de carga extrema excede 100 veces el tamaño de soldadura, la longitud efectiva se determinará multiplicando la longitud real por un coeficiente de reducción  $\beta$ , que se determina como sigue:

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/w) \leq 1.0$$

Donde:

$L$  = Longitud existente de la soldadura en los extremos cargados, mm  
 $w$  = Tamaño de la soldadura, mm

Cuando la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura, la longitud efectiva se tomará como  $180W$

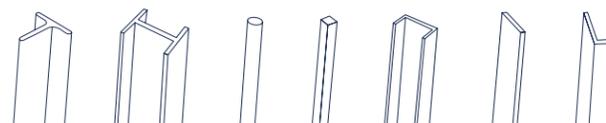
Nota: Para mayor información referirse al capítulo J de las Especificaciones AISC – 2010 en el apartado 2

## 5.3 SOLDADURAS DE TAPÓN Y DE RANURA.

El espesor mínimo de garganta efectiva de soldadura a tope con junta de penetración parcial no debe ser menor que el tamaño que se requiere para resistir las fuerzas calculadas ni del tamaño mínimo que se marca en la tabla 2.3. El tamaño es determinado como la parte más delgada de las dos partes unidas.

### 5.3.1 ÁREA EFECTIVA

El área de corte efectivo de soldaduras de tapón y de ranura se considera como el área nominal de la perforación o ranura en el plano de la superficie de contacto.



### 5.3.2 LIMITACIONES

Se permite que las soldaduras de tapón y de ranura se utilicen para transmitir esfuerzo cortante en conexiones de traslape o para prevenir el pandeo en partes traslapadas y para unir las partes que componen un elemento armado.

El diámetro de perforaciones para soldaduras de tapón no será menor que el espesor de la parte conectada más 8 mm aproximándolo al mayor valor par en mm, ni mayor que el diámetro mínimo más 3 mm ó 2¼ veces el espesor de la soldadura.

El espaciamiento centro a centro mínimo de soldaduras de tapón debe ser igual a 4 veces el diámetro de la perforación.

La longitud de ranura para una soldadura de ranura no debe exceder de 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no debe ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm aproximándolo al mayor valor par en mm y no debe ser mayor que 2¼ veces el espesor de la soldadura.

*Nota: Para mayor información referirse al capítulo J de las Especificaciones AISC – 2005 en el apartado 3*

### 5.4 RESISTENCIA

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  y la resistencia permisible  $R_n/\Omega$ , de conexiones soldadas debe ser el menor de los valores de la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura esta ultima determinada de acuerdo con el estado límite de fluencia como sigue:

a) Para el Metal Base

$$R_n = F_{BM} A_{BM}$$

b) Para el Metal de Soldadura

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

Donde:

$F_{BM}$ = Esfuerzo de tensión nominal del metal base, kg/cm<sup>2</sup>.

$F_{nw}$ = Esfuerzo de tensión nominal del metal de soldadura, kg/cm<sup>2</sup>.

$A_{BM}$ = Área de la sección transversal del metal base, cm<sup>2</sup>.

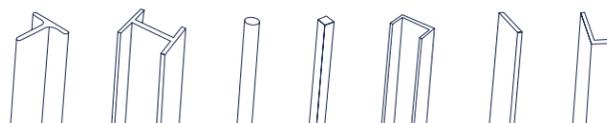
$A_{we}$ = Área efectiva de la soldadura, cm<sup>2</sup>.

Los valores de  $\phi$ ,  $\Omega$ ,  $F_{BM}$  y  $F_{nw}$  y las limitaciones respectivas serán indicadas en la tabla 2.5.



TABLA 2.5 Resistencia Disponible de Conexiones Soldadas

Tipo de carga y dirección relativa al eje de soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Esfuerzo de Tensión nominal (kg/cm <sup>2</sup> )	Área efectiva (cm <sup>2</sup> )	Nivel de resistencia del metal de aporte <sup>[a][b]</sup>
<b>soldaduras de tope con juntas de penetración completa</b>					
Tensión nominal al eje de soldadura	Resistencia de la conexión controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para conexiones T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere material de soporte resistente a muescas. Ver sección 2.6.
Compresión nominal al eje de soldadura	Resistencia de la conexión controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Tensión ó Compresión paralelo al eje de soldadura	Tensión ó Compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes.				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Corte	Resistencia de la conexión controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base <sup>[c]</sup>
Tipo de carga y dirección relativa al eje de soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Esfuerzo de Tensión nominal (kg/cm <sup>2</sup> )	Área efectiva (cm <sup>2</sup> )	Nivel de resistencia del metal de aporte <sup>[a][b]</sup>
<b>soldaduras de tope con juntas de penetración parcial incluyendo soldaduras de surcos v y bisel acampanados</b>					
Tensión normal al eje de soldadura	Base	$\phi=0.90$ $\Omega=1.67$	F <sub>y</sub>	Ver sección 4	Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi=0.80$ $\Omega=1.88$	0.60 F <sub>EXX</sub>	Ver sección 2.1a	
Compresión Columna a placa base y empalmes de columna diseñadas por la sección 1.4(a)	No se necesita considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				
Compresión Conexiones de elementos diseñados para cargar que no sean columnas como se define en la sección 1.4(b)	Base	$\phi=0.90$ $\Omega=1.67$	F <sub>y</sub>	Ver sección 4	
	Soldadura	$\phi=0.80$ $\Omega=1.88$	0.60 F <sub>EXX</sub>	Ver sección 2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi=0.90$ $\Omega=1.67$	F <sub>y</sub>	Ver sección 4	
	Soldadura	$\phi=0.80$ $\Omega=1.88$	0.90 F <sub>EXX</sub>	Ver sección 2.1a	
Tensión ó Compresión paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tensión o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Corte	Base	Gobernado por la sección 4			
	Soldadura	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	0.60 F <sub>EXX</sub>	Ver sección 2.1a	



Tipo de carga y dirección relativa al eje de soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Esfuerzo de Tensión nominal (kg/cm <sup>2</sup> )	Área efectiva (cm <sup>2</sup> )	Nivel de resistencia del metal de aporte <sup>[a][b]</sup>
<b>soldaduras de filete incluyendo filetes en barrenos y en ranuras y conexiones t esviadas</b>					
Corte	Base	Gobernado por la sección 4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	0.60 F <sub>EXX</sub> <sup>[d]</sup>	Ver sección 2.3a	
Tensión o Compresión paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tensión o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Tipo de carga y dirección relativa al eje de soldadura	Metal Pertinente	$\phi$ y $\Omega$	Esfuerzo de Tensión nominal (kg/cm <sup>2</sup> )	Área efectiva (cm <sup>2</sup> )	Nivel de resistencia del metal de aporte <sup>[a][b]</sup>
<b>soldaduras de tapón y de ranura</b>					
Corte paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por la sección 4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	0.60 F <sub>EXX</sub>	Ver sección 2.3a	

[a] Para metal de soldadura compatible con metal base ver la sección 3.3 de AWS D1.1

[b] Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia mayor que aquel compatible con el metal base

[c] Se pueden usar metales de aporte con un nivel de resistencia menor que aquel compatible con el metal base para soldaduras a tope entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde la alta condición de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones, la conexión soldada puede ser detallada y la soldadura puede ser diseñada utilizando el espesor del material como la garganta efectiva,  $\phi=0.80$ ,  $\Omega=1.88$  y 0.60F<sub>EXX</sub> como resistencia nominal.

[d] Alternativamente, se permiten las disposiciones de la sección 2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones de los variados elementos de soldadura. Alternativamente, las secciones 2.4(b) y (c) son aplicaciones especiales de la sección 2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.

Alternativamente para soldaduras de filete cargadas en el plano se permite determinar la resistencia nominal de la siguiente forma:

a) Para un grupo lineal de soldaduras en el plano que pase a través del centro de gravedad:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

Donde:

$$F_w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta)$$

y

$F_{EXX}$  = Número de clasificación del electrodo, kg/cm<sup>2</sup>.

$\theta$  = Ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura, grados.

$A_w$  = Área efectiva de la soldadura cm<sup>2</sup>.

Nota: Un grupo lineal de soldaduras es aquel en que todos sus elementos están en una línea o son paralelos.

b) Para elementos de soldadura dentro de un grupo de soldaduras que están cargadas en el plano y analizadas utilizando el método del centro instantáneo de rotación, se permite determinar los componentes de la resistencia nominal, y  $R_{nx}$  y  $R_{ny}$ , de acuerdo con lo siguiente:

$$R_{nx} = \sum F_{wix} A_{wi} \quad R_{ny} = \sum F_{wiy} A_{wi}$$

Donde:

$A_{wi}$  = Área efectiva de garganta de soldadura del elemento "i" de soldadura, cm<sup>2</sup>.

$$F_{wi} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) f(\rho)$$

$$f(\rho) = [\rho (1.9 - 0.9 \rho)]^{0.3}$$

$F_{wi}$  = Esfuerzo de tensión nominal del elemento "i" de soldadura, kg/cm<sup>2</sup>.

$F_{wix}$  = Componente en "x" del esfuerzo de tensión,  $F_{wi}$

$F_{wiy}$  = Componente en "y" del esfuerzo de tensión,  $F_{wi}$

$\rho = \Delta_i / \Delta_{mi}$ , razón entre la deformación y la deformación de máxima tensión para el elemento "i".

$w$  = Tamaño del pie de soldadura, mm.

$r_{crit}$  = Distancia desde el centro instantáneo de rotación hasta el elemento de soldadura con valor mínimo de razón  $\Delta_u / r_i$ , mm

$\Delta_i = r_i \Delta_u / r_{crit}$ , deformación de los elementos de soldadura para niveles de tensión intermedios, linealmente proporcionados para la deformación crítica basados en la distancia desde el centro instantáneo de rotación,  $r_i$ , mm.

$\Delta_i = 0.209w / (2 + \theta)^{0.65}$  deformación del elemento de soldadura en su tensión máxima, mm.

$\Delta_u = 1.087 w / (6 + \theta)^{0.65} \leq 0.17w$  deformación del elemento de soldadura en su tensión última (fractura), usualmente en el elemento más alejado del centro instantáneo de rotación, mm.

c) Para grupos de soldadura cargados concéntricamente y consistentes de elementos que están orientados tanto longitudinal como transversalmente a la dirección de aplicación de la carga, la resistencia combinada, del grupo de soldaduras de filete debe ser determinado como el mayor valor entre:

$$i) R_n = R_{wi} + R_{wt}$$

ó

$$ii) R_n = 0.85 R_{wi} + 1.5 R_{wt}$$

Donde:

$R_{wi}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, como se determina de acuerdo con la tabla 2.5.

$R_{wt}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, como se determina de acuerdo con la tabla 2.5 sin la alternativa de la sección 2.4(a).

## 5.5 COMBINACIÓN DE SOLDADURAS

Si dos o más tipos generales de soldadura (tope, filete, tapón, ranura) son combinadas en una misma conexión, la resistencia de cada una debe ser calculada por separado con referencia al eje del grupo a fin de poder determinar la resistencia de la combinación.

## 5.6 REQUISITOS DEL METAL DE APORTE

La elección del electrodo para ser usado en soldaduras a tope con junta de penetración completa bajo esfuerzos de tensión normal al área efectiva debe cumplir con los requisitos para metales de aporte según el metal base dado por AWS D1.1.



METAL BASE	METAL DE APORTE COMPATIBLE
ASTM A36, espesor 19 mm (3/4")	Electrodo E60 y E70
ASTM A36, espesor > 19 mm (3/4")	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028
ASTM A572 GR50 Y GR55	otros procesos: Electrodo E70
ASTM A588*	
ASTM A913 GR50	
ASTM A1011	
ASTM A992	
ASTM A1018	
ASTM A913 GR60 Y GR65	Electrodo E80

\* Para Resistencia a la corrosión y color similar a la base ver la sección 3.7.3 de AWS D1.1

Notas:

1. Los electrodos deben cumplir con los requisitos de los artículos A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28, A5.29 de AWS

2. En conexiones con metales base de diferente resistencia se deben utilizar cualquiera de los metales de aporte compatibles con la mayor resistencia del metal base o un metal de aporte compatible con la menor resistencia y produzca un pequeño depósito de hidrógeno.

Nota: Para mayor información consultar tabla 3.1 de AWS D1.1.

Un metal de aporte con tenacidad "Charpy V-Notch" (CVN) especificada de 27J a 4°C debe ser usado en las siguientes conexiones:

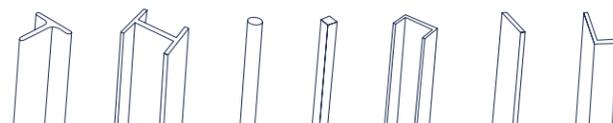
(1) Conexiones T y de esquina soldadas a tope con junta de penetración completa, con respaldo de acero dejado en sitio, que se encuentren bajo tensión normal al área efectiva, a no ser que las conexiones sean diseñadas utilizando la resistencia nominal y el factor de resistencia o el factor de seguridad aplicables para soldadura con junta de penetración parcial.

(2) Empalmes soldados a tope con junta de penetración completa que se encuentren bajo tensión normal al área efectiva en secciones pesadas como se define en los artículos A3.1c y A3.1d.

El certificado de conformidad del fabricante debe ser suficiente evidencia de aprobación.

## 5.7 METAL DE SOLDADURA MEZCLADO

Cuando se especifica la tenacidad Charpy, los materiales utilizados en el proceso para todos los metales de soldadura, soldaduras de punto, pasos de raíz y pasos subsecuentes depositados en una conexión, deben ser compatibles para asegurar la tenacidad del metal de acero compuesto.



## 6. TORNILLOS Y PARTES ROSCADAS.

### 6.1 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

El uso de tornillos de alta resistencia debe satisfacer las disposiciones de la Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, de ahora en adelante referida como la especificación RCSC, aprobada por el Consejo de Investigación de Uniones Estructurales, excepto cuando se disponga lo contrario en esta especificación.

En una conexión ensamblada, todas las superficies, incluyendo las adyacentes a las arandelas ó roldanas, deben estar libres de escamas, excepto las escamas de fábrica. Todos los tornillos ASTM A325 y A490, deberán apretarse a una tensión no menor que lo especificado en la tabla 3.1, exceptuando lo que se indica a continuación. Con la excepción antes mencionada, se debe asegurar la instalación por cualquiera de los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, indicador de tensión directo, llave calibrada o utilizando tornillos de tensión controlada.

Se permite que los tornillos sean instalados en la condición de apriete ajustado cuando se usan en:

(a) *Conexiones tipo aplastamiento*

(b) *Aplicación de tensión o combinación de tensión y corte, solamente para tornillos ASTM A325, donde la pérdida o fatiga debido a vibración o fluctuaciones de la carga no se considera en el diseño.*

**TABLA 3.1** | Pretensión Mínima de Tornillos

Tamaño del Tornillo		ASTM A325		ASTM A490	
in	mm	Kips*	Ton*	Kips*	Ton*
1/2	12.7	12.37	5.61	15.53	7.04
5/8	15.9	19.33	8.77	24.27	11.01
3/4	19.1	27.83	12.62	34.95	15.85
7/8	22.2	37.88	17.18	47.56	21.58
1	25.4	49.48	22.44	62.13	28.18
1 1/8	28.6	62.62	28.41	78.63	35.67
1 1/4	31.8	77.31	35.07	97.07	44.03
1 3/8	34.9	93.55	42.43	117.46	53.28
1 1/2	38.1	111.33	50.50	139.78	63.40

\*igual al 0.70 veces la resistencia última

**TABLA 3.1M** | Pretensión Mínima de Tornillos

Tamaño del Tornillo	ASTM A325		ASTM A490	
	KN*	Ton*	KN*	Ton*
M 16	87.40	8.91	109.75	11.19
M 20	136.56	13.92	171.48	17.48
M 22	165.23	16.84	207.49	21.15
M 24	196.64	20.04	246.93	25.17
M 27	248.87	25.37	312.52	31.86
M 30	307.25	31.32	385.83	39.33
M 36	442.44	45.10	555.59	56.64

\*igual al 0.70 veces la resistencia última

La condición de apriete ajustado se define como la más firme alcanzada tanto por pequeños impactos de una llave de impacto o por el máximo esfuerzo de un trabajador con una llave de palanca corriente que permite que las piezas conectadas queden en contacto firme. Se deben identificar claramente aquellos tornillos que serán sujetos a apriete ajustado en los planos de diseño y de montaje.

Cuando se usan tornillos ASTM A490 de más de 25 mm de diámetro en perforaciones ranuradas o sobredimensionadas en plegados externos, se deberá utilizar una arandela de acero endurecido de material ASTM F436, en vez de una arandela estándar, excepto con espesores mínimos de 8 mm.



**TABLA 3.2** | Esfuerzo de Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas

Descripción del Conector	Esfuerzo de Tensión Nominal, $F_{nt}$		Esfuerzo de Corte Nominal en conexiones tipo aplastamiento, $F_{nt}$	
	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa
Tornillos ASTM A307	3160	310 <sup>[a][b]</sup>	1680	165 <sup>[b][c][f]</sup>
Tornillos ASTM A325 cuando las roscas están dentro del plano de corte	6320	620 <sup>[e]</sup>	3360	330 <sup>[f]</sup>
Tornillos ASTM A325 cuando las roscas están fuera del plano de corte	6320	620 <sup>[e]</sup>	4220	414 <sup>[f]</sup>
Tornillos ASTM A490 cuando las roscas están dentro del plano de corte	7950	780 <sup>[e]</sup>	4220	414 <sup>[f]</sup>
Tornillos ASTM A490 cuando las roscas están fuera del plano de corte	7950	780 <sup>[e]</sup>	5300	520 <sup>[f]</sup>
Partes roscadas que cumplen con los requisitos de la sección A3.4 de las especificaciones AISC - 2005 cuando la rosca está dentro del plano de corte	0.75Fu <sup>[a][b]</sup>		0.4Fu	
Partes roscadas que cumplen con los requisitos de la sección A3.4 de las especificaciones AISC - 2005 cuando la rosca está fuera del plano de corte	0.75Fu <sup>[a][b]</sup>		0.5Fu	

[a] Sujeto a los requisitos del anexo 3 de las especificaciones AISC - 2005

[b] Para tornillos ASTM A307 los valores tabulados 1% por cada 1/16" sobre 5 diámetros de longitud de agarre

[c] Rosca permitida en los planos de corte

[d] La resistencia de tensión nominal para la porción roscada de una barra con extremos ensanchados, basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca AD que debe ser mayor al valor obtenido de multiplicar el esfuerzo de fluencia por el área del cuerpo nominal de la barra antes de su ensanchamiento.

[e] Para tornillos ASTM A325 y A490 bajo solicitaciones de cargas de fatiga referirse al anexo 3 del AISC - 2005

[f] Cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas en empalmes de elementos en tensión poseen un patrón de conectores cuya longitud, medida paralela a la línea de carga, excede de 1270 mm se deben reducir los valores tabulados un 20%.

Las conexiones por deslizamiento crítico, cuando la dirección de la carga es en dirección del borde de una parte conectada, se deberá proveer una resistencia adecuada de aplastamiento que se base en los requisitos de la sección 3.10.

Cuando no se pueden entregar los requisitos para tornillos ASTM A325, F1852 ó A490, debido a que los requisitos de longitud exceden de 12 diámetros o los diámetros exceden de 38 mm, se permiten utilizar tonillos ó barras roscadas de material ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD ó A449 de acuerdo con las disposiciones de las barras roscadas de la tabla 3.2.

Cuando se utilizan tornillos ó barras roscadas de material ASTM A354 Gr. BC, A354 Gr. BD ó A449 en conexiones de deslizamiento crítico, la geometría del tornillo incluyendo la cabeza y la(s) Tuerca(s) deben ser igual o proporcional (si son mayores en diámetro) a las entregadas por los tornillos ASTM A325 ó A490.

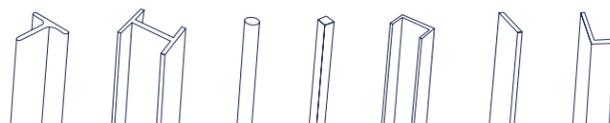
### 6.2 TAMAÑO Y USO DE LAS PERFORACIONES.

Los tamaños máximos de perforaciones para tornillos se especifican en la tabla 3.3, excepto en el caso de placa base para columnas, en los cuales se permiten perforaciones más grandes ya que se requiere una mayor tolerancia, para la ubicación de las anclas en la cimentación.

En conexiones por deslizamiento crítico se permitirá la utilización de perforaciones sobremedidas en todos los elementos de conexión, sin embargo, no se deben usar en conexiones tipo aplastamiento. Siempre que exista una perforación sobremedida se deberá utilizar una arandela de acero endurecido en la pieza exterior.

También se podrán utilizar perforaciones de ranura corta en todos los elementos en conexiones tipo aplastamiento y por deslizamiento crítico. En conexiones por deslizamiento crítico no será necesario considerar la dirección de la carga, caso contrario con las conexiones tipo aplastamiento en las que la longitud deberá ser normal a la dirección de la carga. Será necesario utilizar arandelas en perforaciones de ranura corta y si se utilizan tornillos de alta resistencia, dicha arandela tendrá que ser de acero endurecido.

Se podrán utilizar perforaciones de ranura larga solamente en una de elementos de conexiones por deslizamiento crítico ó de conexiones tipo aplastamiento. En conexiones por deslizamiento crítico no será necesario considerar la dirección de la carga, caso contrario con las conexiones tipo aplastamiento en las que la longitud deberá ser normal a la dirección de la carga. Cuando se utilizan perforaciones de ranura larga en una pieza exterior se debe recurrir a planchas de ajuste, ó una barra continua con perforaciones



estándar, que tenga un tamaño suficiente para cubrir completamente la ranura después de la instalación, y que además el espesor mínimo utilizado será de 8 mm, tanto para las barras continuas como para la plancha de ajuste el grado del material deberá ser acero de tipo estructural. Será necesario utilizar arandelas en perforaciones de ranura corta y si se utilizan tornillos de alta resistencia, dicha arandela tendrá que ser de acero endurecido.

**TABLA 3.3** Dimensiones de barrenos nominales y distancia mínima al borde<sup>[a]</sup> desde el centro del barreno estándar<sup>[b]</sup> hasta el borde de la parte conectada "in"

DIAMETRO DE TORNILLO	DIMENSIONES DE BARRENOS						DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DE BARRENOS ESTÁNDAR <sup>[b]</sup>	
	ESTÁNDAR	SOBREMEDIDA	RANURA CORTA		RANURA LARGA		EN BORDES ASERRADOS	EN BORDES LAMINADOS DE PLACA, PERFILES, BARRAS O EN BORDES POR CORTE TÉRMICO <sup>[d]</sup>
			ANCHO	ANCHO	ANCHO	ANCHO		
1/2	9/16	5/8	9/16	11/16	9/16	1 1/4	7/8	3/4
5/8	11/16	13/16	11/16	7/8	11/16	1 9/16	1 1/8	7/8
3/4	13/16	15/16	13/16	1	13/16	1 7/8	1 1/4	1
7/8	15/16	1 1/16	15/16	1 1/8	15/16	2 3/16	1 1/2 <sup>[e]</sup>	1 1/8
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16	1 5/16	1 1/16	2 1/2	1 3/4 <sup>[e]</sup>	1 1/4
d+1 1/8	d+1/16	d+5/16	d+1/16	d+3/8	d+1/16	2.5 d	1 3/4 x d	1 1/4 x d

[a] Se permite utilizar distancias de borde menor suponiendo que se satisfacen las disposiciones de la sección 3.10, de manera adecuada.  
 [b] Para barrenos sobredimensionados no mayores de 7/8" aumentar a las distancias al borde 1/16", para todos los demás casos aumentar 1/8"  
 [c] Para los barrenos ranurados no mayores de 1" en el eje largo perpendicular al borde en ranura corta aumentar 1/8", para los demás diámetros en ranura corta aumentar 3/16", para todos los casos de ranura larga aumentar 3/4 del diámetro nominal del conector.  
 [d] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 1/8" cuando el barreno está en un punto donde la resistencia requerida no exceda del 25% de la resistencia máxima en el elemento.  
 [e] Se permite que estas sean 1 1/4" en conexiones de extremo de vigas, ángulos y placas de cortante.

**TABLA 3.3M** Dimensiones de barrenos nominales y distancia mínima al borde<sup>[a]</sup> desde el centro del barreno estándar<sup>[b]</sup> hasta el borde de la parte conectada "mm"

DIAMETRO DE TORNILLO	DIMENSIONES DE BARRENOS						DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DE BARRENOS ESTÁNDAR <sup>[b]</sup>	
	ESTÁNDAR	SOBREMEDIDA	RANURA CORTA		RANURA LARGA		EN BORDES ASERRADOS	EN BORDES LAMINADOS DE PLACA, PERFILES, BARRAS O EN BORDES POR CORTE TÉRMICO <sup>[d]</sup>
			ANCHO	ANCHO	ANCHO	ANCHO		
M16	18	20	18	22	18	40	28	22
M20	22	24	22	26	22	50	34	26
M22	24	28	24	30	24	55	38 <sup>[e]</sup>	28
M24	27	30	27	32	27	60	42 <sup>[e]</sup>	30
M27	30	35	30	37	30	67	48	34
M30	33	38	33	40	33	75	52	38
d + M36	d+3	d+8	d+3	d+10	d+3	2.5d	1.75d	1.25d

[a] Se permite utilizar distancias de borde menor suponiendo que se satisfacen las disposiciones de la sección 3.10, de manera adecuada.  
 [b] Para barrenos sobredimensionados no mayores de 22mm aumentar a las distancias al borde 2mm, para todos los demás casos aumentar 3mm  
 [c] Para los barrenos ranurados no mayores de 24mm en el eje largo perpendicular al borde en ranura corta aumentar 3mm, para los demás diámetros en ranura corta aumentar 5mm, para todos los casos de ranura larga aumentar 0.75 veces el diámetro nominal del conector.  
 [d] Se permite que todas las distancias de borde en esta columna sean reducidas 3mm cuando el barreno está en un punto donde la resistencia requerida no exceda del 25% de la resistencia máxima en el elemento.  
 [e] Se permite que estas sean 32mm en conexiones de extremo de vigas, ángulos y placas de cortante.

### 6.3 ESPACIAMIENTO MÍNIMO

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas ó ranuradas, no debe ser menor que 2-2/3 veces el diámetro nominal, d, del conector, aunque preferentemente se considera una distancia de 3d.

### 6.4 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE

La distancia mínima al borde desde el centro de una perforación estándar, una sobredimensionada y una ranurada no deberá ser menor que lo aplicable en la tabla 3.3 o lo especificado en la sección 3.10.

### 6.5 DISTANCIA A LOS BORDES Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO

La distancia máxima desde el centro de cualquier tornillo o remache hasta el borde más cercano de partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada, pero no debe ser mayor que 150 mm. El espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de un perfil o dos placas debe ser la siguiente:

- a) Para miembros pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 305 mm.
- b) Para miembros sin pintar de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la placa más delgada o 180 mm.

### 6.6 RESISTENCIA DE TENSIÓN Y CORTE DE TORNILLOS Y PARTES ROSCADAS

La resistencia de diseño de tensión y de corte  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible de tensión y de corte  $R_n/\Omega$ , de un tornillo de lata resistencia con apriete ajustado o pretensando de una parte roscada deben ser determinadas de acuerdo con los estados límite de fractura en tensión y fractura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n A_b$$

$$\phi R = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$F_n$  = Esfuerzo de tensión nominal,  $F_{nt}$ , o esfuerzo de corte nominal  $F_{nv}$ , según la tabla 3.2, kg/cm<sup>2</sup>.

$A_b$  = Área total del tornillo o parte roscada (para barras con extremos ensanchados ver nota al pie [d] de la tabla 3.2.) cm<sup>2</sup>.

La resistencia requerida de tensión debe incluir cualquier tensión resultante por la acción de palanca producida por la deformación de las partes conectadas.

### 6.7 COMBINACIÓN DE TENSIÓN Y CORTE EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

La resistencia disponible en tensión de un tornillo bajo condiciones de combinación de tensión y corte se debe determinar de acuerdo con los estados límite de fractura en tensión y en corte de acuerdo con lo siguiente:

$$R_n = F_{nt} A_b$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$F_{nt}$  = Esfuerzo de tensión nominal modificada para incluir los efectos de esfuerzo cortante, kg/cm<sup>2</sup>.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad \text{(LRFD)}$$

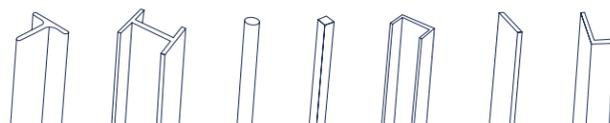
$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad \text{(ASD)}$$

$F_n$  = Esfuerzo de tensión nominal según tabla 3.2, kg/cm<sup>2</sup>.

$F_{nv}$  = Esfuerzo de corte nominal según tabla 3.2, kg/cm<sup>2</sup>.

$f_v$  = Esfuerzo de corte requerido, kg/cm<sup>2</sup>.

La resistencia de corte disponible de un conector no debe ser menor que el esfuerzo de corte requerido  $f_v$ .



## 6.8 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Se permite que tornillos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico sean diseñados para prevenir el deslizamiento bajo el estado límite de servicio o para satisfacer el estado límite de falla requerido. Las conexiones deberán ser verificadas en su resistencia a corte, de acuerdo con las secciones 3.6 y 3.7 y la resistencia a aplastamiento de acuerdo con las secciones 3.1 y 3.10.

Las conexiones con perforaciones estándar o ranuras transversales a la dirección de la carga deben ser diseñadas para el deslizamiento en el estado límite de servicio. Las conexiones sobremedidas o ranuras paralelas a la dirección de la carga deben ser diseñadas para prevenir el deslizamiento en el estado límite de falla.

La resistencia de deslizamiento disponible,  $\phi R_n$ , y la resistencia de deslizamiento permisible  $R_n/\Omega$ , serán determinadas para el estado límite de deslizamiento de la siguiente forma:

$$R_n = \mu R D_u h_{sc} T_b N_s$$

(a) Para conexiones en que la prevención del deslizamiento es un estado límite de servicio:

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

(b) Para conexiones en que la prevención del deslizamiento es un estado límite de falla:

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$\mu$  = Coeficiente de deslizamiento promedio para superficies Clase A ó B, cuando sea aplicable, determinado mediante ensayos.

•  $\mu = 0.35$ ; Para superficies Clase A (superficies de acero sin pintar, limpias, con escamas de fábrica o superficies con baño Clase A en acero limpiado a chorro de arena y galvanizada en caliente y superficies rugosas).

•  $\mu = 0.50$ ; Para superficies Clase B (superficies de acero sin pintar, limpiadas mediante chorro de arena o superficies con baño Clase B en acero mediante chorro de arena).

$D_u = 1.13$ ; Multiplicador que refleja la razón entre la pretensión media y la mínima especificada del tornillo; el uso de otros valores puede ser aprobado por el ingeniero estructural responsable del proyecto.

$h_{sc}$  = Factor de perforación que se determina como sigue:

•  $h_{sc} = 1.00$ ; Para perforaciones de tamaño estándar.

•  $h_{sc} = 0.85$ ; Para perforaciones sobremedidas y de ranura corta.

•  $h_{sc} = 0.70$ ; Para Perforaciones de ranura larga.

$N_s$  = Número de planos de deslizamiento.

$T_b$  = Tensión mínima del tornillo especificada en la tabla 3.1.

## 6.9 COMBINACIÓN DE TENSIÓN Y CORTE EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una carga que disminuye la fuerza de apriete neta, la resistencia de deslizamiento disponible por tornillo de la sección 3.8, debe ser multiplicada por el factor,  $k_s$ , como se muestra a continuación:

$$k_s = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b N_b} \quad \text{(LRFD)}$$

$$k_s = 1 - \frac{1.5 T_a}{D_u T_b N_b} \quad \text{(ASD)}$$

Donde:

$N_b$  = Número de tornillos que transmiten la tensión aplicada.

$T_b$  = Tensión mínima del conector dada en la tabla 3.1 ó 3.1M.

$T_u$  = Tensión última debida a la combinación de carga LRFD.

$T_a$  = Tensión actuante debida a la combinación de carga ASD.

## 6.10 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO DE PERFORACIONES PARA TORNILLOS

La resistencia de aplastamiento disponible  $\phi R_n$ , y la resistencia de aplastamiento permisible  $R_n/\Omega$ , en perforaciones para tornillos se determinarán bajo las condiciones del estado límite de aplastamiento como se muestra a continuación:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(a) Para perforaciones estándar, sobremedidas y de ranura corta, independientemente de la dirección de la carga, o en perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la carga de aplastamiento:

(i) Cuando la deformación en la perforación bajo cargas de servicio se considera en el diseño:

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u$$

(ii) Cuando la deformación en la perforación bajo cargas de servicio no se considera en el diseño:

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u$$

(b) Para Perforaciones de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la carga de aplastamiento:

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u$$

Donde:

$d$  = Diámetro nominal del tornillo, cm.

$F_u$  = Esfuerzo de tensión último especificado del material conectado, kg/cm<sup>2</sup>.

$L_c$  = Distancia libre, en la dirección de la carga de aplastamiento, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente ó del borde de la pieza conectada, cm.

$t$  = Espesor del material conectado, cm.

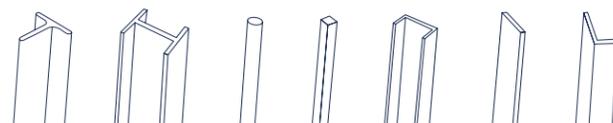
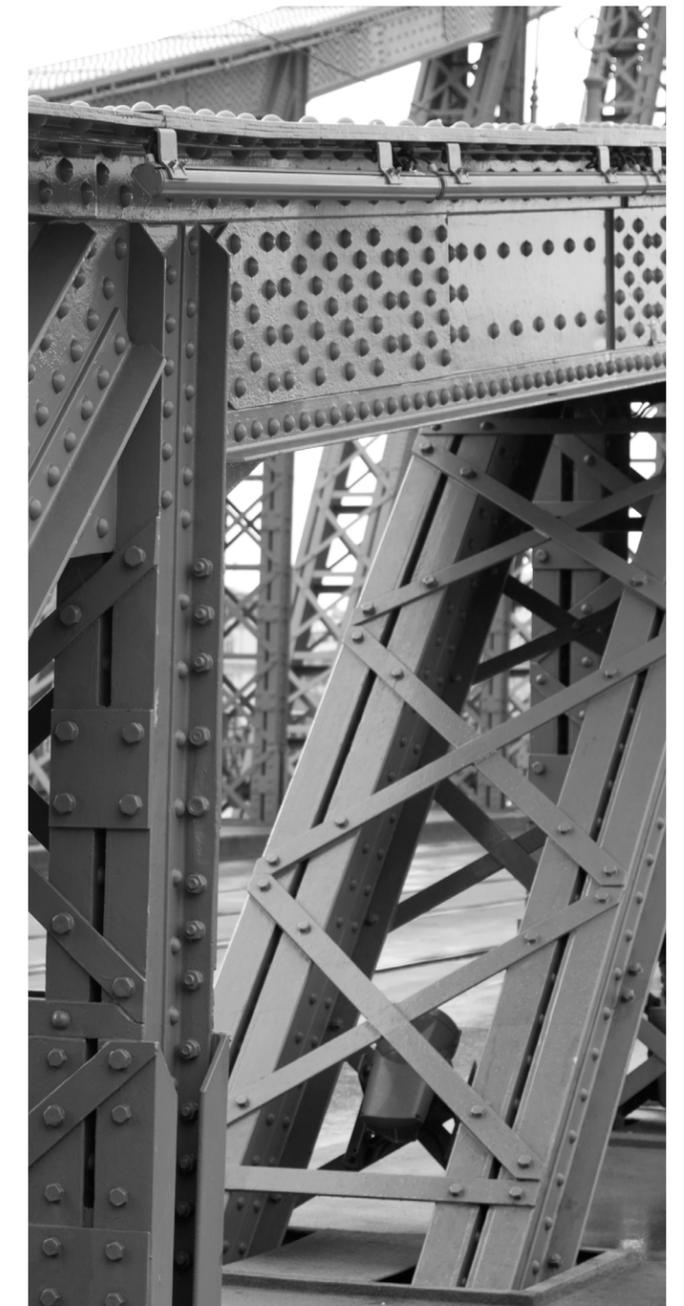
La resistencia de aplastamiento aquí mencionada únicamente toma en consideración una perforación, para conocer la resistencia total de la conexión deberá multiplicarse por el número total de perforaciones.

## 6.11 CONECTORES ESPECIALES

La resistencia nominal de conectores especiales que no se presenten en la tabla 3.2 deberá verificarse mediante ensayos.

## 6.12 CONECTORES DE TENSIÓN

Cuando un tornillo u otros conectores son colocados a cajones no atiesados o a la pared de perfiles tubulares, la resistencia de la pared deberá determinarse mediante análisis estructural.



## 7. ESTADOS LÍMITE DE FALLA INVOLUCRADOS EN ELEMENTOS CONECTADOS

Esta sección aplica para los estados límite involucrados en elementos conectados y elementos conectores, tales como placas, cartabones, ángulos y soportes.

### 7.1 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN TENSIÓN

La resistencia en tensión disponible  $\phi R_n$ , y la resistencia en tensión permisible  $R_n/\Omega$ , de elementos involucrados y elementos conectores cargados en tensión debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia y fractura en tensión.

(a) Para fluencia en tensión de elementos conectores:

$$R_n = F_y A_g$$

$\phi = 0.90$  (LRFD)  $\Omega = 1.67$  (ASD)

(b) Para fractura en tensión de elementos conectores:

$$R_n = F_u A_e$$

$\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 2.00$  (ASD)

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva como se define en la sección D3.3 de la especificación AISC – 2005 ó en la publicación “Miembros en Tensión” de la colección del uso de Acero “El Acero Hoy” de Gerdau Corsa, para placas de empalme atornilladas  $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

### 7.2 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTE

La resistencia de corte de elementos involucrados y elementos conectores debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia y fractura en corte.

(a) Para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.60 F_y A_g$$

$\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 1.50$  (ASD)

(b) Para fractura en corte del elemento:

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

$\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 2.00$  (ASD)

Donde:

$A_{nv}$  = área neta en cortante, cm<sup>2</sup>.

### 7.3 RESISTENCIA DE BLOQUE DE CORTANTE

La resistencia nominal para el estado límite de bloque de cortante a lo largo de la(s) trayectoria(s) de falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tensión debe tomarse como:

$$R_n = 0.60 F_y A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 2.00$  (ASD)

Donde:

Área total en cortante, cm<sup>2</sup>.

$A_{nv}$  = Área neta en cortante, cm<sup>2</sup>.

$A_{nt}$  = Área neta en tensión, cm<sup>2</sup>.

$U_{bs} = 1.0$ ; Si el esfuerzo de tensión es uniforme.

$U_{bs} = 0.5$ ; Si el esfuerzo de tensión es no uniforme.

### 7.4 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

La resistencia nominal de elementos conectados en compresión para los estados límite de fluencia y pandeo se determinan de acuerdo con lo siguiente:

(a) Para una relación de esbeltez de  $KL/r \leq 25$ :

$$P_n = F_y A_g$$

$\phi = 0.90$  (LRFD)  $\Omega = 1.67$  (ASD)

(b) Para una relación de esbeltez de  $KL/r \leq 25$ , aplican las disposiciones del Capítulo E de la especificación **AISC – 2005** o de la publicación “**Miembros en Compresión**” de la colección del uso del Acero “**El Acero Hoy**” de Gerdau Corsa.

## 8. PLACAS DE RELLENO

En construcciones soldadas, cualquier placa de relleno de espesor mayor o igual a 6 mm deberá extenderse más allá de los bordes de la placa de empalme y será conectada al empalme con soldadura suficiente para transmitir la carga de la placa de empalme, aplicada a la superficie de relleno, dicha soldadura deberá tener suficiente largo para evitar sobrecargar la placa de relleno a lo largo del pie de la soldadura.

Cualquier placa de relleno de espesor inferior a 6 mm deberá quedar al ras del borde de la placa de empalme y el tamaño de la soldadura deberá ser la suma del tamaño requerido por la placa de empalme más el espesor de la placa de relleno.

Cuando un tornillo que recibe la carga a través de placas de relleno con espesor menor o igual a 6 mm, la resistencia de corte debe ser utilizada sin restricción.

Cuando un tornillo que recibe carga pasa a través de placas de relleno de espesor mayor a 6 mm, debe aplicarse uno de los siguientes requisitos:

- (1) *Para placas de relleno de espesor menor o iguala 19 mm, la resistencia de corte de los tornillos debe ser multiplicada por el factor [ 1 - 0.0154 (t-6) ] donde t es el espesor total de la placa de relleno hasta 19 mm.*
- (2) *Las placas de relleno deben ser extendidas mas allá de la junta, y la extensión de la placa de relleno debe ser protegida con suficientes tornillos para distribuir uniformemente la carga total en el elemento conectado sobre las secciones transversales combinadas de los elementos conectados y rellenos.*
- (3) *El tamaño de la junta debe ser aumentada para adecuar un número de tornillos que sea equivalente al número total requerido en el punto (2).*
- (4) *La Junta debe ser diseñada para prevenir el deslizamiento en los niveles de resistencia requerida de acuerdo a la sección 3.8.*

## 9. EMPALMES

Los empalmes con soldadura a tope en vigas deben desarrollar la resistencia nominal de la menor sección empalmada. Otros tipos de empalmes en secciones de vigas deben desarrollar la resistencia requerida por las cargas en el punto de empalme.

## 10. RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO

La resistencia nominal de aplastamiento de superficies en contacto, pasadores en perforaciones de borde taladrados ó punzonados, y extremos de atiesadores de aplastamiento ajustado deben ser determinadas para el estado límite de aplastamiento (fluencia de compresión local) como se muestra a continuación:

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb}$$

$\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 2.00$  (ASD)

Donde:

$A_{pb}$  = Área proyectada de apoyo, cm<sup>2</sup>.

Nota: Para rodillos de dilatación y balancines referirse a la sección J7 de las especificaciones AISC – 2005.

## 11. PLACAS BASE Y APLASTAMIENTO DEL CONCRETO

Se deben realizar las disposiciones apropiadas para transferir las cargas y momentos a la cimentación.

En ausencia de un marco regulatorio, se permitirá tomar la resistencia de aplastamiento nominal para el concreto como se muestra a continuación:

$\phi = 0.60$  (LRFD)  $\Omega = 2.50$  (ASD)

(a) En el área total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1$$

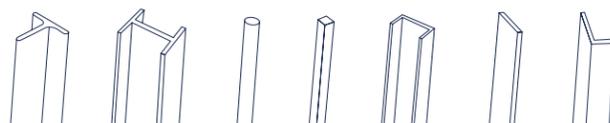
(b) En el área menor a la total de apoyo de concreto:

$$P_p = 0.85 f'_c \sqrt{A_1 A_2 / A_1} = 1.7 f'_c A_1$$

Donde:

$A_1$  = Área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm<sup>2</sup>.

$A_2$  = Máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm<sup>2</sup>.



## 12. BARRAS DE ANCLAJE E INSERTOS

El anclaje se debe diseñar para soportar la resistencia requerida por las cargas de la estructura completa en la base de las columnas incluyendo los componentes de tensión neta debidos a momentos flexionantes que puedan resultar por cualquiera de las combinaciones de cargas. Los anclajes deberán diseñarse de acuerdo a los requisitos de partes roscadas dados en la tabla 3.2.

Se permiten perforaciones sobremedidas y perforaciones ranuradas en placas base cuando se provee de un adecuado aplastamiento mediante la tuerca por medio del uso de arandelas estructurales o placas de ajuste para enlazar la perforación.

Cuando se presentan cargas horizontales en las bases de columnas, estas cargas deberían, en medida de lo posible, ser resistidas por aplastamiento contra los elementos de concreto o por fricción entre la placa base y la cimentación. Cuando los anclajes se diseñan para resistir la carga horizontal, el diseño debe considerar el tamaño de la perforación de la placa base, la tolerancia en la ubicación de los anclajes, y el movimiento horizontal de la columna.

Nota: Ver NTC del RCDF en la sección de diseño de anclajes.

## 13. PATINES Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS

Esta sección es aplicable para cargas concentradas simples y dobles aplicadas en el sentido perpendicular a lo(s) patín(es) de secciones de patín ancho y perfiles armados similares. Una carga concentrada simple puede ser tanto de tensión como de compresión. Cuando se habla de cargas concentradas dobles, nos referimos a un par de fuerzas generado por un momento flexionante en la cual dichas cargas una estará trabajando en tensión y la otra en compresión.

Cuando la sollicitación exceda la resistencia disponible determinada para los estados límite enumerados en esta sección, deberán utilizarse atiesadores y/o elementos dispuestos y dimensionados para resistir una fuerza igual a la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible para el estado límite aplicable. Los atiesadores también deben cumplir con la sección 10.8. Los refuerzos también deben cumplir los requisitos de la sección 10.9.

Se necesitan atiesadores en los extremos no restringidos de vigas de acuerdo con los requisitos de la sección 10.7.

### 13.1 FLEXIÓN LOCAL DE UN PATÍN

Esta sección es aplicable para cargas concentradas simples y a la componente de tensión de los pares de fuerzas (cargas dobles).

La resistencia de diseño  $\phi R_n$ , y la resistencia permisible  $R_n/\Omega$ , para el estado límite de flexión local de un patín se determinan como sigue:

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{yf}$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Cuando la carga está aplicada a una distancia del patín de  $0.15b_f$  no se necesita verificar la ecuación anterior.

Cuando la carga concentrada que debe ser resistida es aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es menor que  $10t_f$ , la resistencia nominal se reducirá un 50%.

### 13.2 FLUENCIA LOCAL DEL ALMA

Esta sección aplica para cargas concentradas simples y ambos componentes de un par de fuerzas (cargas dobles).

La resistencia disponible para el estado límite de fluencia local del alma debe ser determinada como se indica a continuación:

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal  $R_n$ , se determinara como sigue:

(a) Cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia desde el extremo mayor al peralte del elemento:

$$R_n = (5k + N) F_{yw} A_w$$

(b) Cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia desde el extremo menor o igual al peralte del miembro:

$$R_n = (2.5k + N) F_{yw} t_w$$

Donde:

$k$  = Distancia desde la cara exterior del patín hasta el pie del filete del alma, cm.

$N$  = Longitud de apoyo (no menor que  $k$ , para reacciones extremas de vigas), cm.

Cuando se necesite, se debe disponer de un par de atiesadores ó placas de refuerzo.

### 13.3 APLASTAMIENTO DEL ALMA

Esta sección es aplicable para cargas concentradas simples en compresión y para la componente en compresión de algún par de fuerzas (cargas dobles).

La resistencia disponible para el estado límite de aplastamiento local del alma se determinará como sigue:

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal debe ser determinada de la siguiente manera:

(a) Cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia desde el extremo del elemento no menor que  $d/2$ :

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

(b) Cuando la carga concentrada es aplicada a una distancia desde el extremo del elemento menor que  $d/2$ :

Para  $N/d \leq 0.2$  mm:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

Para  $N/d > 0.2$  mm:

$$R_n = 0.40 t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}}$$

### 13.4 PANDEO LATERAL DEL ALMA

Esta sección aplica solamente para cargas concentradas simples de compresión aplicadas a miembros donde el movimiento lateral relativo el patín cargado en compresión y el patín cargado en tensión no está restringido en el punto de aplicación de la carga.

La resistencia disponible del alma se determinará como sigue:

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal  $R_n$ , para el estado límite de pandeo lateral del alma se determina como se muestra a continuación:

(a) Si el patín en compresión está restringido al giro:

$$\text{Para: } \left( \frac{h}{t_w} \right) / \left( \frac{l}{b_f} \right) \leq 2.3$$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[ 1 + 0.4 \left( \frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right]$$

$$\text{Para: } \left( \frac{h}{t_w} \right) / \left( \frac{l}{b_f} \right) > 2.3$$

no aplica el estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostamiento lateral de forma local en el patín en tensión o también un par de atiesadores transversales ó placa de refuerzo.

(a) Si el patín en compresión no está restringido al giro:

$$\text{Para: } \left( \frac{h}{t_w} \right) / \left( \frac{l}{b_f} \right) \leq 1.7$$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[ 0.4 \left( \frac{h/t_w}{l/b_f} \right)^3 \right]$$

$$\text{ó}$$

$$R_n = 0.4 C_r t_f h \left( \frac{b_f}{l} \right)^3$$

$$\text{Para: } \left( \frac{h}{t_w} \right) / \left( \frac{l}{b_f} \right) > 1.7$$

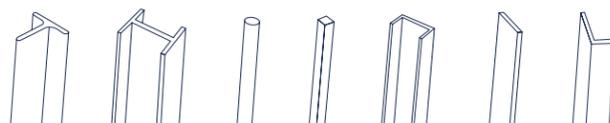
no aplica es estado límite de pandeo lateral del alma.

Cuando la resistencia requerida del alma excede la resistencia disponible, se puede disponer de arriostamiento lateral de forma local en ambos patines en el punto de aplicación de las cargas concentradas.

Las siguientes definiciones aplican para las ecuaciones de la sección 10.4.

Si  $M_u \geq M_y$  (LRFD) ó  $1.5 M_a \geq M_y$  (ASD)

entonces  $C_r = 3.37 \times 10^7 \text{ Kg/cm}^2$



$h$  = Distancia libre entre patines menos el filete o radio de curvatura para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de conectores ó la distancia libre entre patines cuando se utilizan soldaduras para perfiles armados, cm.  
 $l$  = Longitud no arriostrada lateralmente más larga a lo largo de cualquier patín en el punto de la carga, cm.

### 13.5 PANDEO DEL ALMA COMPRIMIDA

Esta sección aplica para un par de cargas concentradas simples de compresión o los componentes de compresión de un par de cargas concentradas debidas a un par de fuerzas (cargas dobles), aplicadas en ambos patines del miembro en la misma ubicación.

La resistencia nominal para el estado límite de pandeo local del alma se determina como sigue:

$$R_n = \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h}$$

$\phi = 0.90$  (LRFD)

$\Omega = 1.67$  (ASD)

Si el par de cargas concentradas de compresión es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro menor que  $d/2$ , la resistencia nominal se reducirá en un 50%.

Cuando sea necesario se deberá colocar atiesadores transversales o una placa de refuerzo que se extienda a todo lo alto del alma.

### 13.6 CORTE EN LA ZONA PANEL DEL ALMA

Esta sección aplica para cargas concentradas dobles aplicadas a uno o ambos patines de un elemento en la misma ubicación.

La resistencia nominal  $R_n$ , se determinará como se detalla a continuación:

(a) Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

$$(i) \text{ Para } P_r \leq 0.4 P_c \quad R_n = 0.6 F_y d_c t_w$$

(ii) Para  $P_r > 0.4 P_c$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left( 1.4 - \frac{P_r}{P_c} \right)$$

(b) Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo la deformación plástica de la zona panel:

(i) Para  $P_r \leq 0.75 P_c$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

(ii) Para  $P_r \leq 0.75 P_c$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2 P_r}{P_c} \right)$$

Donde:

$A$  = Área de la sección transversal de la columna, cm<sup>2</sup>

$b_{cf}$  = Ancho de patín de la columna, cm.

$d_b$  = Peralte de la Viga, cm.

$d_c$  = Peralte de la Columna, cm.

$P_c = P_y$  Ton. (LRFD)

$P_c = 0.6 P_y$  Ton. (ASD)

$P_r$  = Resistencia requerida, Ton.

$P_y = AF_y$  resistencia axial de fluencia de la columna, Ton.

$t_{cf}$  = Espesor del patín de la columna, cm.

$t_w$  = Espesor del alma de la columna, cm.

### 13.7 EXTREMOS DE VIGAS NO RESTRINGIDOS

En los extremos no enmarcados de vigas no restringidos contra la rotación en torno a su eje longitudinal, se debe disponer un par de atiesadores transversales, que se extiendan a todo lo alto del alma.

### 13.8 REQUISITOS ADICIONALES DE ATIESADORES PARA CARGAS CONCENTRADAS

Los atiesadores que se necesitan para resistir las cargas concentradas en tensión se deberán diseñar de acuerdo a lo establecido en el capítulo D de las especificaciones AISC – 2005 o en la publicación técnica “Miembros en Tensión” de la colección del uso del acero “El Acero Hoy” de Gerdau Corsa y deben ser soldados al patín cargado y al alma. Las soldaduras del patín deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la

resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan al atiesador con el alma deben ser dimensionadas para transmitir la diferencia algebraica de carga de tensión en los extremos del atiesador.

Los atiesadores requeridos para resistir cargas en compresión deben ser diseñados de acuerdo con el capítulo E de las especificaciones AISC – 2005 y con la sección 4.4 y deben apoyarse ó ser soldados al patín cargado y soldados al alma. Las soldaduras para el patín deben ser dimensionadas para la diferencia entre la resistencia requerida y la resistencia disponible correspondiente al estado límite. Las soldaduras que conectan al atiesador con el alma deben ser dimensionadas para transmitir la diferencia algebraica de carga de compresión en los extremos del atiesador. Para atiesadores de apoyo ajustado ver la sección 7.

Los atiesadores de carga de altura completa utilizados para soportar cargas de compresión aplicadas a lo(s) patín(es) de una viga deben ser diseñados como elementos solicitados compresión axial de acuerdo con el capítulo E de las especificaciones AISC – 2005 y con la sección 4.4.

Las propiedades mecánicas de los elementos deben ser determinadas considerando una longitud efectiva de  $0.75h$  y una sección compuesta de dos atiesadores y una franja del ancho igual a  $25 t_w$  en atiesadores interiores y de  $12 t_w$  en atiesadores en los extremos de los elementos. La soldadura que conecta los atiesadores de carga con el total del alma debe ser dimensionados con para transmitir la diferencia de carga de compresión en cada uno de los atiesadores.

Los atiesadores transversales y diagonales deben cumplir con el siguiente criterio adicional:

- (1) El ancho de cada atiesador más medio espesor del alma de columna no debe ser menor que un tercio del ancho del patín o placa de conexión de momento que produce la carga concentrada.
- (2) El espesor de un atiesador no debe ser menor que medio espesor del patín o placa de conexión de momento producido por la carga concentrada, y mayor o igual que el ancho dividido entre 15.
- (3) Los atiesadores transversales deben extenderse por lo menos a un medio del peralte del elemento excepto como se requiere en la sección 10.5 y 10.7.

### 13.9 REQUISITOS ADICIONALES PARA LAS PLACAS DE REFUERZO PARA CARGAS CONCENTRADAS

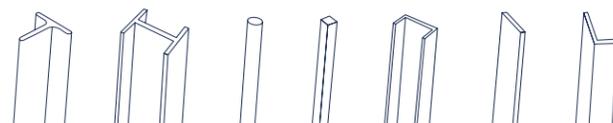
Las placas de refuerzo que se requieren para soportar la carga de compresión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo E de las especificaciones IMCA 5ta Edición.

Las placas de refuerzo que se requieren para soportar la carga de tensión deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo D de las especificaciones IMCA 5ta Edición.

Las placas de refuerzo que se requieren para soportar la carga de corte (ver sección 10.6) deben ser diseñadas de acuerdo con los requisitos del Capítulo G de las especificaciones IMCA 5ta Edición.

Además, las placas de refuerzo deben cumplir con el siguiente criterio:

- (1) El espesor y la extensión de la placa de refuerzo debe aportar suficiente material para igualar o exceder los requisitos de resistencia.
- (2) La placa de refuerzo debe ser soldada para desarrollar la proporción de la carga total transmitida por la placa de refuerzo.



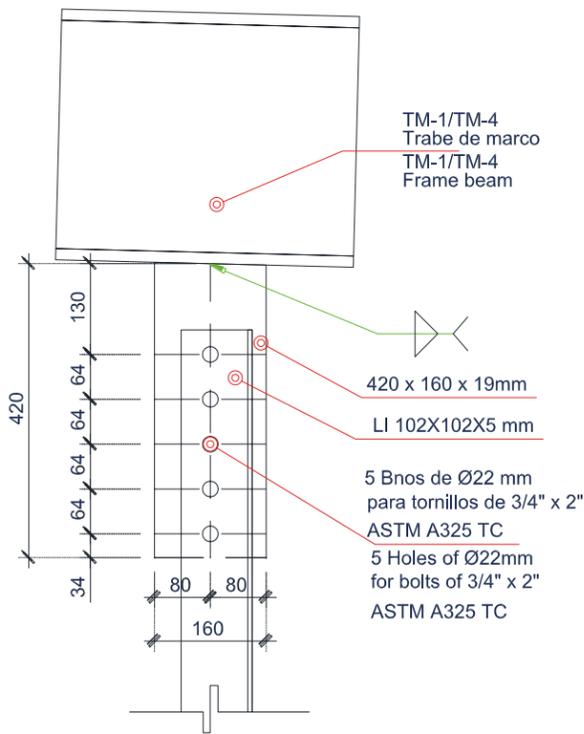
## 14 EJEMPLOS DE DISEÑO

### 14.1 DISEÑO DE CONEXIÓN SOPORTE DE RACK

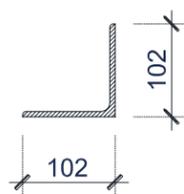
Se presenta el diseño de soporte de rack que se domina colgante a base de un ángulo sencillo y placa de conexión soportada en el patín inferior de la trabe principal como se muestra en la figura. Para el diseño de dicha conexión se toma en consideración el manual de Construcción en Acero IMCA 5ta edición revisando los siguientes estados límite.

- 14.1.1 Estado límite de fluencia
- 14.1.2 Estado límite de fractura
- 14.1.3 Estado límite de bloque de cortante
- 14.1.4 Estado límite de aplastamiento
- 14.1.5 Capacidad de los tornillos

Las propiedades de la sección de un ángulo de lados iguales LI 4" x ¼" de acero ASTM A 36 con un  $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$  y un  $f_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$  son:



VISTA RA | VIEW RA | DET CX15



LI 102X102X5 mm

$$A_g = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$d_b = 1.905 \text{ cm}$$

$$d_h = 2.22 \text{ cm}$$

$$t = 0.64 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = 2.77 \text{ cm}$$

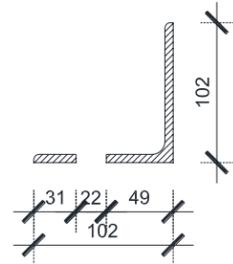
#### 14.1.1 ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA

Este estado límite se refiere a la plastificación de la sección, es decir, cuando la sección total formada por los ángulos desarrolla todo el esfuerzo de fluencia y comienzan a ceder. En este caso la capacidad de la sección se calcula en donde no existen barrenos. Dicho de otro modo, la elasticidad del material se perdió y las deformaciones en este momento son plásticas lo cual quiere decir que ya no regresan a su estado original. Este tipo de falla se conoce como falla dúctil.

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_y A_g}{\Omega_t} = \frac{(2,530 \text{ kg/cm}^2)(12.52 \text{ cm}^2)}{1.67} = 18,897.43 \text{ kg}$$

#### 14.1.2 ESTADO LÍMITE DE FRACTURA

Este estado límite se refiere a la ruptura de la sección en donde existen barrenos, y se procede a calcular la sección neta, la cual quiere decir que se ha retirado área en la sección y por consiguiente existirá una concentración de esfuerzos en los bordes de los barrenos perpendiculares a la dirección de la fuerza. Este tipo de falla se considera como frágil.



$$A_n = (12.52 \text{ cm}^2) - (2.22 \text{ cm})(0.64) = 11.1 \text{ cm}^2$$

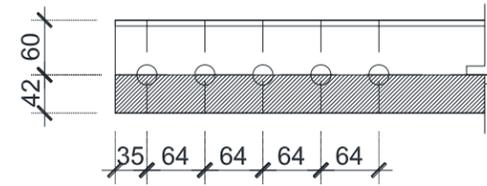
$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.77 \text{ cm}}{25.6 \text{ cm}} = 0.891$$

$$A_e = U A_n = (11.1 \text{ cm}^2)(0.891) = 9.89 \text{ cm}^2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_u A_e}{\Omega_t} = \frac{(4,080 \text{ kg/cm}^2)(9.89 \text{ cm}^2)}{2.00} = 20,193.85 \text{ kg}$$

#### 14.1.3 ESTADO LÍMITE DE BLOQUE DE CORTANTE

Este estado límite se refiere a la combinación de una tensión y un esfuerzo de corte. Esta interacción entre ambos esfuerzos se conoce como Bloque de Cortante. También podemos llamarle desgarramiento. Este tipo de falla es frágil.



$$l_{nv} = 4.2 \text{ cm} - \frac{2.22}{2} = 3.09 \text{ cm}$$

$$l_{gv} = 29.1 \text{ cm}$$

$$l_{nv} = 29.1 - 4.50(2.22) = 19.11 \text{ cm}$$

$$A_{nt} = (3.09 \text{ cm})(0.6) = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (19.11 \text{ cm})(0.64) = 12.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (29.1 \text{ cm})(0.64) = 18.62 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$P_n = (0.60)(4,080 \text{ kg/cm}^2)(12.23 \text{ cm}^2) + (1.0)(4,080 \text{ kg/cm}^2)(1.98 \text{ cm}^2) = 38,017.44 \text{ kg}$$

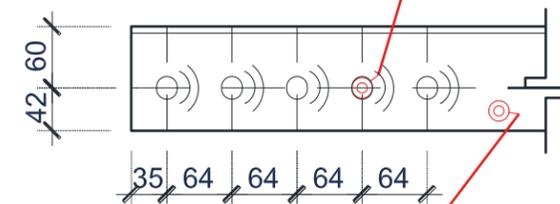
$$P_n = (0.60)(2,530 \text{ kg/cm}^2)(18.62 \text{ cm}^2) + (1.0)(4,080 \text{ kg/cm}^2)(1.98 \text{ cm}^2) = 36,343.56 \text{ kg}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{36,343.56 \text{ kg}}{2.00} = 18,171.78 \text{ kg}$$

#### 14.1.4 REVISIÓN AL APLASTAMIENTO

El aplastamiento en el acero se presenta únicamente en dirección de la fuerza de tensión, se tiene que tomar el borde más pequeño entre la distancia de paño a paño de barrenos o bien la distancia del paño del barreno al borde de la parte conectada.

5 Bnos de Ø22 mm para tornillos de 3/4" x 2" ASTM A325 TC  
5 Holes of Ø22mm for bolts of 3/4" x 2" ASTM A325 TC



LI 102X102X5 mm

Para un barreno:

$$P_n = 1.2 l_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u$$

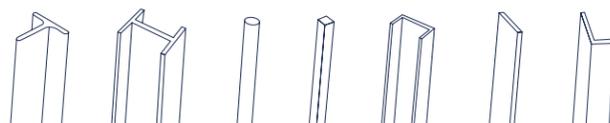
$$l_c = 2.39 \text{ cm}$$

$$R_n = (1.2)(2.39 \text{ cm})(0.64 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2) = 7,488.92 \text{ kg}$$

$$R_n = (2.4)(1.905 \text{ cm})(0.64 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2) = 11,938.41 \text{ kg}$$

Para 5 barrenos:

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{(5)(7,488.92 \text{ kg})}{2.00} = 18,722.30 \text{ kg}$$



### 14.1.5 CAPACIDAD DE LOS TORNILLOS POR CORTANTE AL APLASTAMIENTO

La capacidad de los tornillos se considera frágil, la zona en donde se revisan los tornillos es en la rosca ya que debido a que hay una pérdida de área su capacidad disminuye, la revisión de los tornillos se hará de acuerdo con lo establecido en el capítulo J3 del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición.

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_{nv} A_b n_b n_v}{\Omega_t}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{(3,800 \text{ kg/cm}^2)(2.85 \text{ cm}^2)(5)(1)}{2.00}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 27,075.00 \text{ kg}$$

**CONCLUSIÓN:** El estado límite de bloque de cortante en el apartado 1.3 es la resistencia mínima de la sección, es decir, la mínima carga que soporta esta cuerda en el punto de la conexión es de 18.17 ton, esta carga es mucho mayor a la necesaria, por lo consiguiente el ángulo que soporta el rack es suficiente.

### 14.2 DISEÑO DE PLACA BASE EMPOTRADA

Se presenta el diseño de una placa base que tiene consideración en su base totalmente restringida, para tales efectos se hará referencia al manual de construcción en acero IMCA 5ta Edición con los siguientes datos obtenidos de acuerdo a un análisis matemático desarrollado por software dedicado a análisis estructura. La reacción obtenida es de la combinación más desfavorable por el método de resistencia permisible DRP.

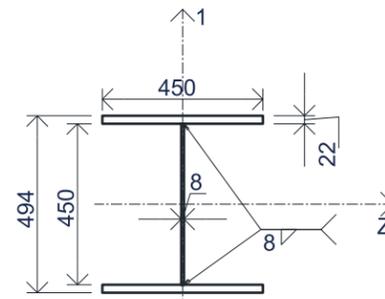
$$P = 10.26 \text{ ton}$$

$$F_x = 6.64 \text{ ton}$$

$$F_z = 1.45 \text{ ton}$$

$$M_x = 10.94 \text{ ton-m}$$

$$M_z = 55.70 \text{ ton-m}$$



COLUMNA CM-3

La placa base se deberá considerar de acero de alta resistencia y baja aleación ASTM A 572-50.  
Fy=3,515 kg/cm<sup>2</sup>

Los anclajes serán de redondo sólido de acero estructural ASTM A 36.  
Fy= 2,530 kg/cm<sup>2</sup> y Fu=4,080 kg/cm<sup>2</sup>

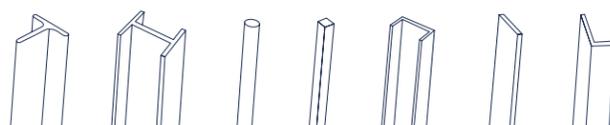
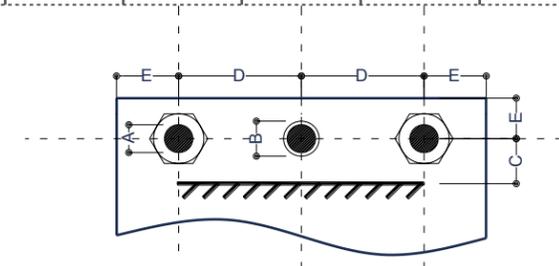
La resistencia a la compresión simple del concreto deberá considerarse clase I.  
f'c=250kg/cm<sup>2</sup>

### 14.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA PLACA BASE

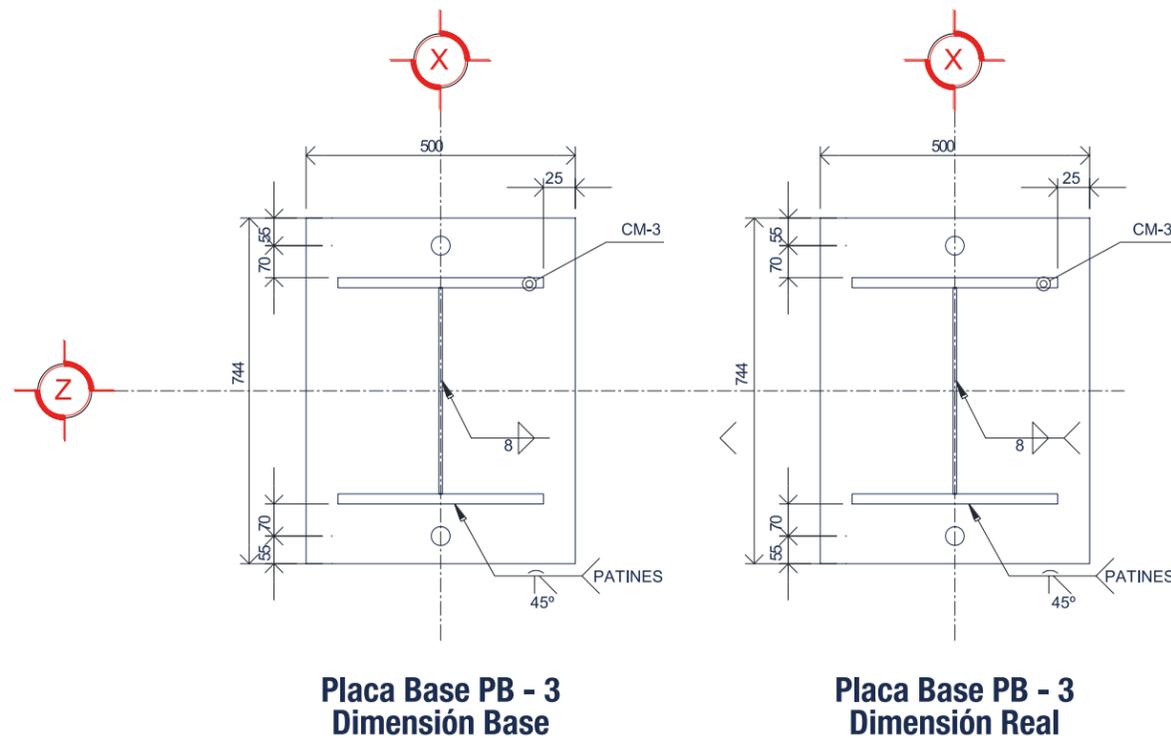
Para el dimensionamiento de la placa base debemos tomar en consideración las distancias a los bordes mínimas que se especifican en el capítulo J del manual de construcción en acero 5ta edición. En este caso se propondrá un

diámetro inicial de ancla de 1 1/2". En la tabla mostrada a continuación se presentan las distancias mínimas para los diferentes diámetros de anclas.

DIAM. NOM.		DIAM. BARR.		DIST. MIN. DE TORNILLOS Y ANCLAS		
A	B	C	D	E		
pulg	mm	pulg	mm	mm	mm	mm
1/4	6.35	5/16	7.95	15	25	15
5/16	7.90	3/8	9.50	20	30	20
3/8	9.50	7/16	11.10	20	30	20
7/16	11.10	1/2	12.70	25	40	20
1/2	12.70	9/16	14.30	25	45	25
9/16	14.30	5/8	15.90	30	45	25
5/8	15.90	11/16	17.50	40	55	30
3/4	19.05	13/16	20.65	55	65	30
7/8	22.20	15/16	23.80	55	75	35
1	25.40	17/16	27.00	55	85	40
1 1/8	28.60	19/16	30.20	55	100	45
1 1/4	31.80	21/16	33.40	60	110	45
1 3/8	34.90	23/16	36.50	60	120	50
1 1/2	38.10	25/16	39.70	70	130	55
1 5/8	41.30	27/16	42.90	75	140	60
1 3/4	44.45	29/16	46.05	80	155	60
1 7/8	47.63	31/16	49.23	85	165	65
2	50.80	32/16	52.40	90	170	70



Quedando de la siguiente manera en dimensiones:



### 14.2.3 APLASTAMIENTO EN APOYO DE CONCRETO

Para las presiones de contacto tomaremos en cuenta la fórmula de la escuadría.

$$q_z = \frac{P}{A_p} \pm \frac{M_z}{S_z} \pm \frac{M_x}{S_x}$$

$$A_{PB} = (75 \text{ cm})(50 \text{ cm}) = 3,750 \text{ cm}^2$$

$$S_z = \frac{b_p d_p^2}{6} = \frac{(50 \text{ cm})(75 \text{ cm})^2}{6} = 46,875 \text{ cm}^3$$

$$S_x = \frac{b_p^2 d_p}{6} = \frac{(50 \text{ cm})^2 (75 \text{ cm})}{6} = 31,250 \text{ cm}^3$$

$$q_z = \frac{10,260 \text{ kg}}{3,750 \text{ cm}^2} + \frac{5,570,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{46,875 \text{ cm}^3} - \frac{1,094,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{31,250 \text{ cm}^3}$$

$$q_{z1} = 2.736 \text{ kg/cm}^2 + 118.83 \text{ kg/cm}^2 + 35.008 \text{ kg/cm}^2 = 156.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{z2} = 2.736 \text{ kg/cm}^2 + 118.83 \text{ kg/cm}^2 - 35.008 \text{ kg/cm}^2 = 86.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{z3} = 2.736 \text{ kg/cm}^2 - 118.83 \text{ kg/cm}^2 + 35.008 \text{ kg/cm}^2 = -81.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{z4} = 2.736 \text{ kg/cm}^2 - 118.83 \text{ kg/cm}^2 - 35.008 \text{ kg/cm}^2 = -151.10 \text{ kg/cm}^2$$

### 14.2.3 APLASTAMIENTO EN APOYO DE CONCRETO

Para el aplastamiento en el apoyo de concreto se hace referencia al capítulo J del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición el cual establece que la carga de aplastamiento deberá ser menor que la carga resistente por aplastamiento según lo siguiente:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1$$

Donde:

$A_1$  = área de placa base.

$A_2$  = área de apoyo de concreto.

$$\Omega_p = 2.31$$

La carga de aplastamiento será tomando como base la componente en compresión más crítica de símbolo positivo del cálculo de presiones de contacto.

$$P_a = (q_{z1})(A_{PB}) = (156.57 \text{ kg/cm}^2)(3,750 \text{ cm}^2) = 587,137.50 \text{ kg}$$

Para nuestro caso tomaremos como apoyo de concreto la suposición de que el dado sobresale de la placa base 5 cm a cada lado por lo que tendremos una base de 85 cm x 60 cm.

$$A_2 = (85 \text{ cm})(60 \text{ cm}) = 5,100 \text{ cm}^2$$

La carga de aplastamiento actuante deberá ser menor que la carga de aplastamiento permisible.

La carga de aplastamiento permisible entonces es:

$$P_p = 0.85 (2503) (750) \sqrt{\frac{5,100}{3,750}} \leq 1.7 (2503) (750)$$

$$P_p = 929,307.95 \text{ kg} \leq 1,593,750 \text{ kg}$$

$$\frac{P_p}{\Omega_p} = \frac{929,307.95 \text{ kg}}{2.31} = 402,297.81 \text{ kg}$$

$$P_a > \frac{P_p}{\Omega_p}$$

$$587,137.50 \text{ kg} > 402,297.81 \text{ kg}$$

**¡el apoyo de concreto no es suficiente!**

En este caso se tiene que recurrir ya sea en aumentar la dimensión del apoyo de concreto o bien, podría aumentarse la resistencia a la compresión simple del concreto.

Para este ejemplo, aumentaremos el apoyo de concreto a modo que cumpla con la resistencia de aplastamiento, sin embargo, el diseñador de la cimentación tendrá el control de esta situación. La dimensión necesaria para soportar el aplastamiento actuante será de 140 cm x 80 cm.

$$A_2 = (140 \text{ cm})(80 \text{ cm}) = 11,200 \text{ cm}^2$$

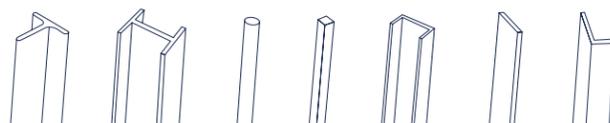
$$\frac{P_p}{\Omega_p} = \frac{0.85 (250) (3,750) \sqrt{\frac{11,200}{3,750}}}{2.31} \leq \frac{1.7 (250) (3,750)}{2.31}$$

$$\frac{P_p}{\Omega_p} = 596,172.034 \text{ kg} \leq 689,935.065 \text{ kg}$$

$$P_a < \frac{P_p}{\Omega_p}$$

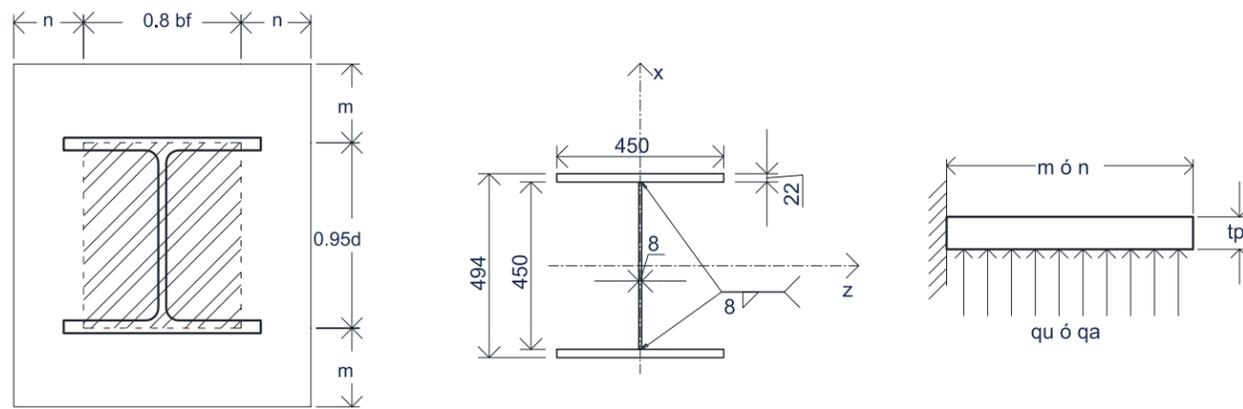
$$587,137.50 \text{ kg} < 596,172.034 \text{ kg}$$

**¡el apoyo de concreto no es suficiente!**



### 14.2.4 ESPESOR DE PLACA BASE

Para el cálculo del espesor de placa base tomaremos la consideración del momento en voladizo que se genera en el saliente de placa en la zona de compresión. Se supone un rectángulo de influencia con dimensiones del 80% del ancho de la columna  $0.8 b_f$  y el 95% del peralte total de la columna  $0.95d$ .



COLUMNA CM-3

$$m = \frac{d_p - 0.95d}{2}$$

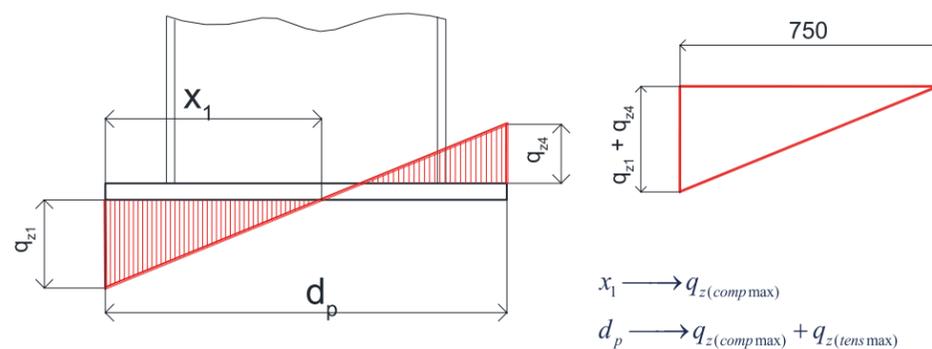
$$n = \frac{b_p - 0.8b_f}{2}$$

Rige el término de mayor distancia ya que ese genera la mayor magnitud de esfuerzo.

$$m = \frac{75\text{cm} - 0.95(49.4\text{cm})}{2} = 14.035\text{cm}$$

$$n = \frac{(50\text{cm}) - 0.8(45\text{cm})}{2} = 7.0\text{cm}$$

Para calcular el espesor de la placa deberá considerarse la parte que queda volada en los esfuerzos de compresión, para esto necesitaremos calcular el punto de inflexión del diagrama de presiones.



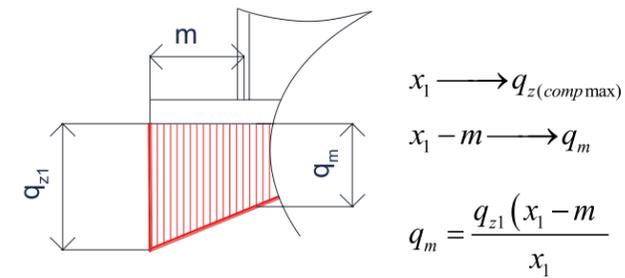
$$x_1 \rightarrow q_{z(\text{comp max})}$$

$$d_p \rightarrow q_{z(\text{comp max})} + q_{z(\text{tens max})}$$

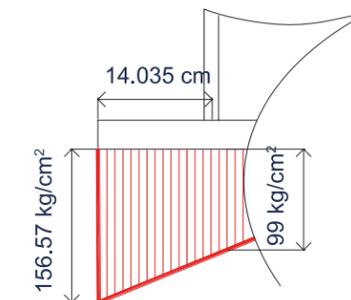
$$x_1 = \frac{q_{z(\text{com max})} d_p}{q_{z(\text{com max})} + q_{z(\text{tens max})}}$$

$$x_1 = \frac{(156.57)(75)}{156.57 + 151.1} = 38.17\text{cm}$$

El momento de voladizo se determina con la carga trapezoidal formada en el diagrama de presión con los esfuerzos en compresión a la distancia "m o n" a partir del borde de la placa.



$$q_m = \frac{(156.57)(38.17 - 14.035)}{38.17} = 99.00\text{ kg/cm}^2$$



$$M_{vol} = \frac{q_m m^2}{2} + \frac{(q_{z1} - q_m) m^2}{3}$$

$$M_{vol} = \frac{(99)(14.035)^2}{2} + \frac{(156.57 - 99)(14.035)^2}{3}$$

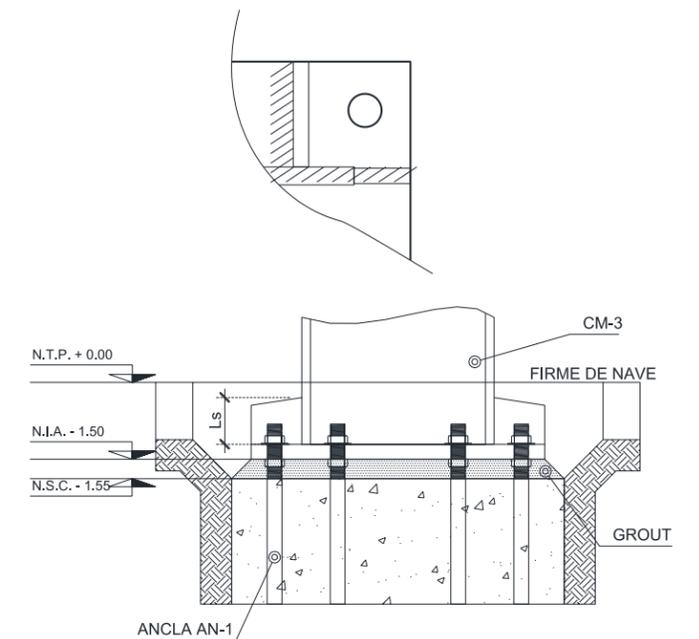
$$M_{vol} = 13,530.65\text{ kg-cm}$$

$$t_p = 2 \sqrt{\frac{M_a \Omega}{F_y}}$$

$$t_p = 2 \sqrt{\frac{(13,530.65)(1.67)}{3,515}}$$

$$t_p = 5.07\text{cm} \cong 2"$$

Este espesor podría considerarse grande en relación con los espesores de la columna por lo que se buscaría reducirlo mediante la utilización de cartabones que ayuden a dar rigidez a la placa base y requiera de menor espesor para transmitir los esfuerzos. La utilización de cartabones permite que el momento de voladizo presentado en la placa se reduzca ya que se presenta un doble voladizo por la rigidez que otorgan a la placa.

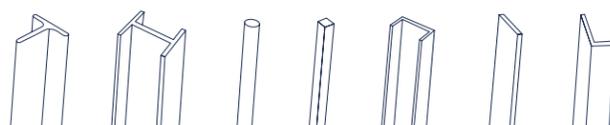


$$M_{vol} = \frac{q_{z1} m^2}{4} \quad M_{vol} = \frac{(156.57)(14.035)^2}{4} = 7,710.34\text{ kg-cm}$$

$$t_p = 2 \sqrt{\frac{M_a \Omega}{F_y}}$$

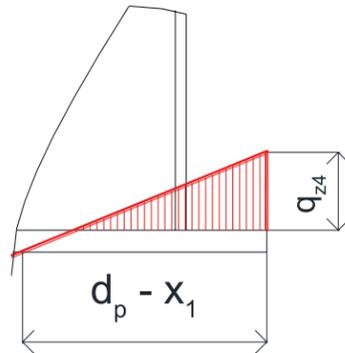
$$t_p = 2 \sqrt{\frac{(7,710.34)(1.67)}{3,515}}$$

$$t_p = 3.82\text{cm} \cong 1 \frac{1}{2}"$$



## 14.2.5 TENSIÓN EQUIVALENTE

La tensión equivalente será calculada con el volumen de los esfuerzos en tensión en el diagrama de presiones de contacto, identificaremos la tensión como la presión negativa del diagrama. Para nuestro caso tomaremos el mayor de los valores de presión negativa para determinar el volumen.



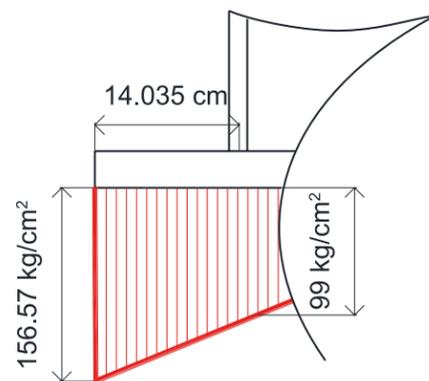
$$T_{EQ} = \frac{(d_p - x_1)q_{z4}}{2} * b_p$$

$$T_{EQ} = \frac{(75 - 38.17)(151.10)}{2} * (50)$$

$$T_{EQ} = 139,125.33 \text{ kg}$$

## 14.2.6 COMPRESIÓN EQUIVALENTE

La compresión equivalente se calcula en función del diagrama que está en la parte sobresaliente de la placa esta presión positiva se toma como el mayor de los valores obtenido de la ecuación de la escuadría



$$C_{EQ} = \frac{(q_{z1} + q_m)m}{2} * b_p$$

$$C_{EQ} = \frac{(156.57 + 99)(14.035)}{2} * (50)$$

$$C_{EQ} = 89,673.12 \text{ kg}$$

## 14.2.7 DISEÑO DE CARTABONES

Con la tensión equivalente se procederá a revisar la cantidad de cartabones necesarios, así como el espesor de los mismo, para posteriormente revisar que resistan el esfuerzo de compresión de la placa base.

Para el caso de la cantidad de cartabones y el espesor únicamente se revisará a través de la fluencia por tensión del cartabón

### 14.2.7.1 FLUENCIA EN EL CARTABÓN

La fluencia del cartabón al ser un elemento en tensión será:

$$\frac{R_n}{\Omega_t} = \frac{F_y A_g n_c}{\Omega_t}$$

La resistencia permisible de los cartabones deberá ser superior a tensión equivalente calculada en el apartado 2.5.

$$\frac{R_n}{\Omega_t} \geq T_{EQ}$$

$$\frac{F_y A_g n_c}{\Omega_t} \geq T_{EQ}$$

Despejando en número de cartabones  $n_c$  y sabiendo que el área es  $A_g = m t_c$  queda de la siguiente manera:

$$n_c \geq \frac{T_{EQ} \Omega_t}{F_y m t_c}$$

Proponiendo cartabones de espesor de 5/8" tenemos:

$$n_c \geq \frac{(139,125.33 \text{ kg})(1.67)}{(3,515 \text{ kg/cm}^2)(14.035 \text{ cm})(1.58 \text{ cm})} = 2.98 \sim 3 \text{ cartabones}$$

La altura del cartabón estará dada por  $L_s$  determinada con el flujo de cortante para la soldadura especificado de la siguiente manera:

$$\frac{R_n}{\Omega_t} = \frac{0.60 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \omega L_s}{\Omega_t}$$

También se deberá cumplir que la resistencia de la soldadura deberá ser superior a la tensión equivalente especificada en el apartado 2.5.

$$\frac{R_n}{\Omega_t} \geq \frac{T_{EQ}}{n_c}$$

$$\frac{0.60 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \omega L_s}{\Omega_t} \geq \frac{T_{EQ}}{n_c}$$

Despejando  $L_s$

$$L_s \geq \frac{\left( \frac{T_{EQ}}{n_c} \right) \Omega_t}{0.60 F_{EXX} \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \omega}$$

Para proceder a determinar la altura del cartabón determinaremos en primera instancia un espesor propuesto de la soldadura de acuerdo con la tabla J2.4 del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición la cual establece que para espesores de 5/8" el filete mínimo necesario será de  $L_s$ .

Al mismo tiempo se deberá repartir la tensión en cada cartabón para verificar cuanto esfuerzo recibe cada uno.

$$\frac{T_{EQ}}{n_c} = \frac{139,125.33 \text{ kg}}{3} = 46,375.11 \text{ kg}$$

Sustituyendo los valores en la determinación de  $L_s$ , considerando soldadura E70XX y 2 filetes para cada cartabón tenemos:

$$L_s \geq \frac{(46,375.11 \text{ kg})(2.00)}{(0.60)(4,920 \text{ kg/cm}^2) \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) (0.6 \text{ cm})(2 \text{ filetes})} = 37.03 \text{ cm}$$

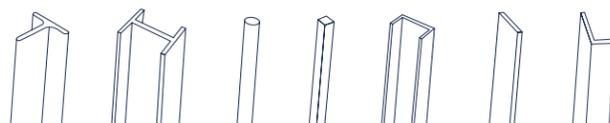
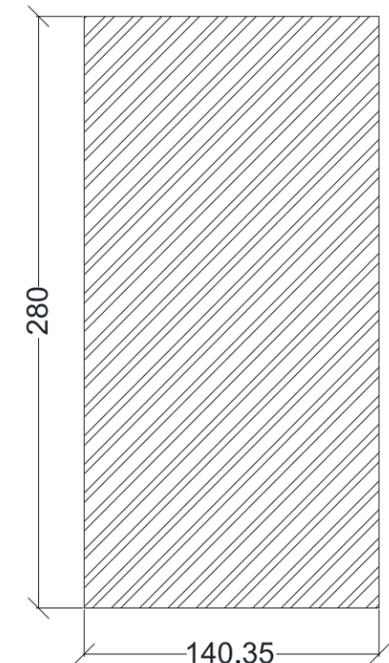
La altura del cartabón es muy grande por lo que aumentaremos el espesor del filete para disminuir la altura, proponemos aumentarlo a  $\omega = 8 \text{ mm}$ .

$$L_s \geq \frac{(46,375.11 \text{ kg})(2.00)}{(0.60)(4,920 \text{ kg/cm}^2) \left( \frac{\sqrt{2}}{2} \right) (0.8 \text{ cm})(2 \text{ filetes})} = 27.77 \text{ cm} \sim 28 \text{ cm}$$

## 14.2.7.2 COMPRESIÓN EN EL CARTABÓN

La compresión en el cartabón dependerá de su longitud de pandeo y de su radio de giro menor.

Estrictamente la longitud de pandeo es "cero" debido a que está considerado único a todo lo largo, es por eso que desarrollará toda la capacidad por compresión, sin embargo tomaremos la longitud del cartabón más crítica y un factor de longitud efectiva considerando doblemente empotrado.



$$I_x = \frac{bt^3}{12} = \frac{(14.035cm)(1.58cm)^3}{12} = 4.61cm^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_c}} = \sqrt{\frac{4.61cm^4}{(1.58cm)(14.035cm)}} = 0.46cm$$

$$K = 0.65$$

$$\frac{KL_s}{r_y} = \frac{(0.65)(28cm)}{0.46} = 39.56 < 200$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_s}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000 kg/cm^2)}{(39.56)^2} = 12,858.92 kg/cm^2$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{3,515 kg/cm^2}{12,858.92 kg/cm^2} = 0.273$$

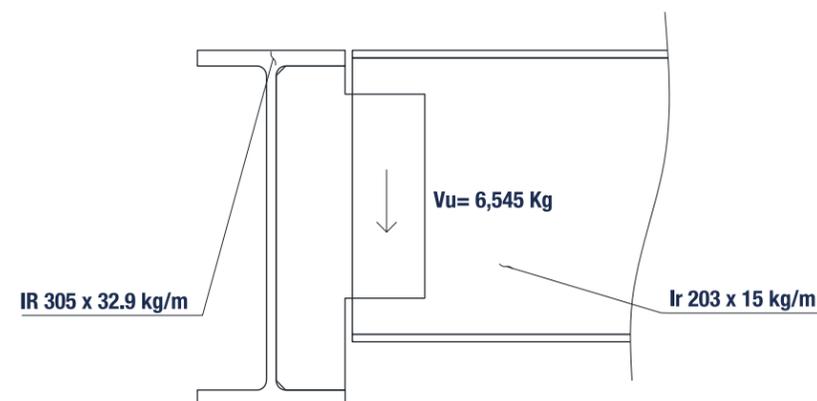
$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = (0.658^{0.273})(3,515 kg/cm^2) = 3,135.46 kg/cm^2$$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} A_c}{\Omega_c} = \frac{(3,135.46 kg/cm^2)(22.17cm^2)(3cartabones)}{1.67} = 124,873.92kg$$

$$\frac{R_n}{\Omega_c} > C_{EQ} \quad \text{Los cartabones soportan la compresión de la placa base.}$$

## 14.3 CONEXIÓN A CORTANTE

Se pretende diseñar la siguiente conexión de viga a trabe la cual únicamente transmitirá esfuerzo cortante a la placa de conexión. Se pretende conectar una viga IR 203 x 15 kg/m a una trabe IR 302 x 32.9 kg/m de la siguiente manera:



Se desarrollará una conexión a través de tornillos ASTM A 307 que sean capaces de resistir el esfuerzo cortante último de  $V_u = 6,545 Kg$

### 14.3.1 DISEÑO DE TORNILLOS POR CORTANTE AL APLASTAMIENTO

De acuerdo con la especificación del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición en el capítulo J3 tornillos y partes roscadas se establece que la resistencia de tornillos a cortante estará determinada por:

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b$$

El esfuerzo nominal para un tornillo ASTM A 307 sometido a esfuerzos cortantes de tipo aplastamiento está dado por la tabla J3.2 del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición.

$$F_{nv} = 1,898 Kg/cm^2$$

La resistencia de los tornillos deberá especificarse mayor a la que requerimos por el análisis de cargas cumpliendo con la siguiente desigualdad:

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$\phi F_{nv} A_b \geq V_u$$

Entonces despejando el área de la desigualdad tenemos:

$$A_b \geq \frac{V_u}{\phi F_{nv}}$$

Sustituyendo los valores tenemos:

$$A_b \geq \frac{6,545kg}{(0.75)(1,898 kg/cm^2)}$$

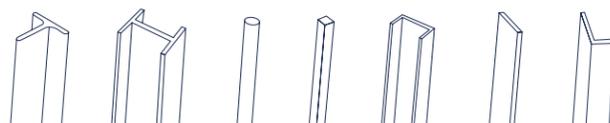
$$A_b = 4.60cm^2$$

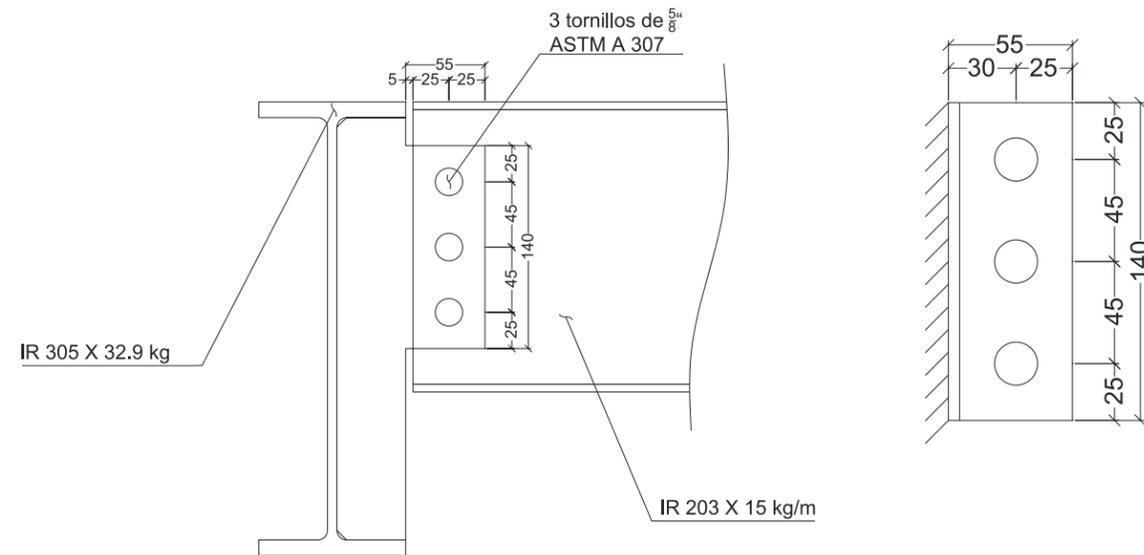
Se propone un tornillo de con un área de  $ab = 1.98cm^2$ .

$$n_b = \frac{A_b}{a_b}$$

$$n_b = \frac{4.60cm^2}{1.98cm^2} = 2.32 = 3$$

Las dimensiones de la placa se establecen de acuerdo con la geometría de las secciones a conectar, de la separación mínima de tornillos y de las distancias mínimas al borde según el capítulo J del Manual IMCA 5ta edición.





### 14.3.2 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA POR CORTANTE

La resistencia de fluencia de corte está dada por:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y A_{gv}$$

La revisión de la fluencia por cortante se desarrolla en el plano donde no existen barrenos para los tornillos.

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$\phi [0.60 F_y A_{gv}] \geq V_u$$

Despejando  $A_{gv}$

$$A_{gv} \geq \frac{V_u}{\phi [0.60 F_y]} = \frac{6,545 \text{ kg}}{(1.0)(0.6)(2,530 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$A_{gv} \geq 4.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = h_v t \Rightarrow h_v t \geq 4.31 \text{ cm}^2$$

El espesor estará dado por:

$$t = \frac{4.31 \text{ cm}^2}{h_v} = \frac{4.31 \text{ cm}^2}{14 \text{ cm}} = 0.307 \text{ cm} = 3.07 \text{ mm}$$

proponemos placa de 1/8".

### 14.3.3 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FRACTURA POR CORTANTE

La resistencia de fractura de corte está dada por:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_u A_{nv}$$

La revisión de la fractura por cortante se desarrolla en el plano donde existen barrenos para los tornillos.

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum d_{BARR} t$$

$$A_{nv} = (14 \text{ cm})(0.32 \text{ cm}) - (3)(1.905 \text{ cm})(0.32 \text{ cm})$$

$$A_{nv} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = (0.75)(0.6)(4,080 \text{ kg/cm}^2)(2.65 \text{ cm}^2) = 4,865.40 \text{ kg}$$

El espesor de placa no es suficiente por lo que será necesario aumentarlo al espesor inmediato superior que es de 3/16"

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum d_{BARR} t$$

$$A_{nv} = (14 \text{ cm})(0.48 \text{ cm}) - (3)(1.905 \text{ cm})(0.48 \text{ cm})$$

$$A_{nv} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = (0.75)(0.6)(4,080 \text{ kg/cm}^2)(3.98 \text{ cm}^2) = 7,301.40 \text{ kg}$$

La resistencia a la fractura es superior a la requerida.

### 14.3.4 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE APLASTAMIENTO Y DESGARRE

La resistencia de fractura de corte está dada por:

$$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t F_u n_b \leftarrow \text{Aplastamiento}$$

$$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t F_u n_b \leftarrow \text{Desgarre}$$

Para el estado límite de aplastamiento se tiene que tomar el menor valor de a) la distancia de borde de barreno a borde del material o b) distancia de borde de barreno a borde de barreno.

La resistencia de aplastamiento será:

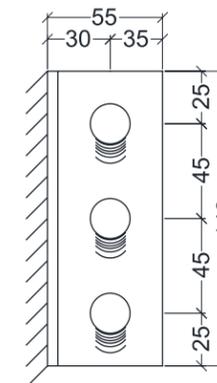
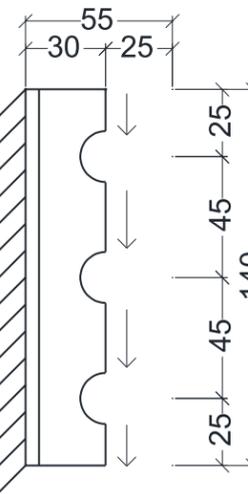
$$a) l_{c1} = 25 - \frac{19.05}{2} = 15.475 \text{ mm}$$

$$b) l_{c2} = 45 - 19.05 = 25.95 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = (0.75)(1.2)(1.55 \text{ cm})(0.48 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2)(3)$$

$$\phi R_n = 8,195.90 \text{ kg}$$

Los barrenos no sufren aplastamiento.

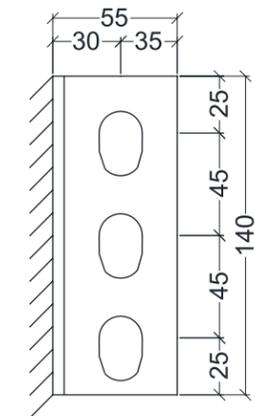


La resistencia al desgarre será:

$$\phi R_n = (0.75)(2.4)(1.58 \text{ cm})(0.48 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2)(3)$$

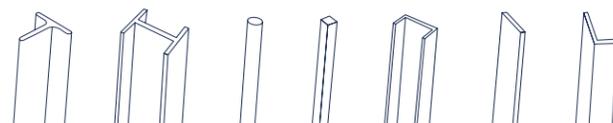
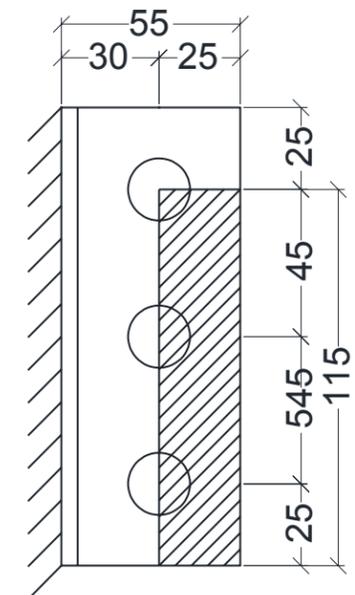
$$\phi R_n = 16,709.07 \text{ kg}$$

Los barrenos no sufren desgarre



### 14.3.5 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE BLOQUE DE CORTE

El bloque de corte de presenta en la presencia de un esfuerzo de tensión (perpendicular a la sección transversal) y uno de corte (paralelo a la sección transversal) simultáneos que genera un bloque completo que se desprende de la conexión.



La resistencia del Bloque de corte esta dada por:

$$\phi R_n = \phi [0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}]$$

$$A_{gv} = (11.5)(0.48) = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = A_g - 2.5d_{BARR}t$$

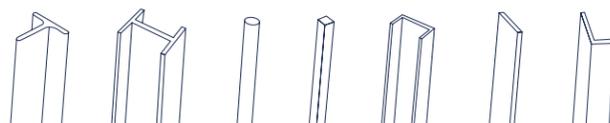
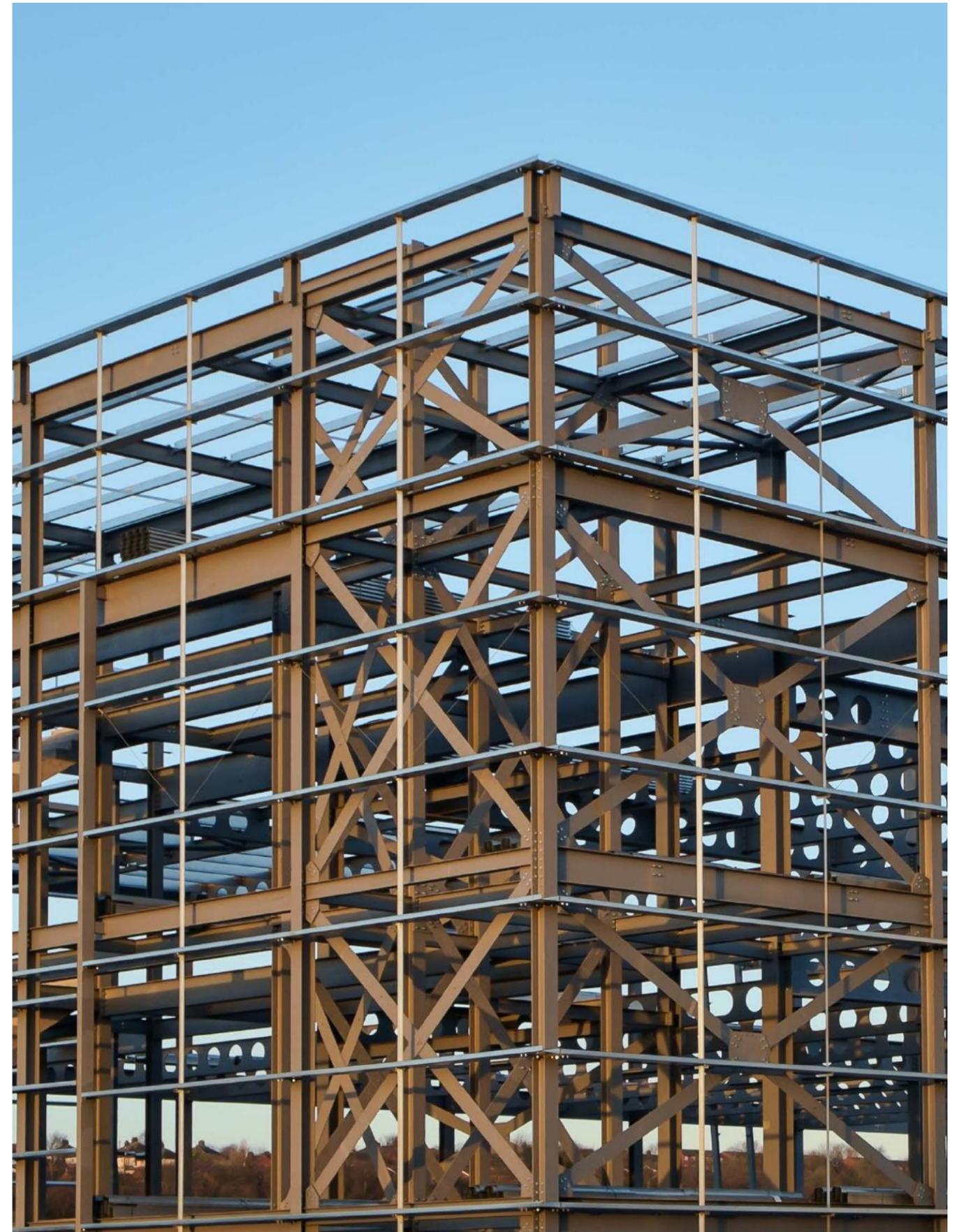
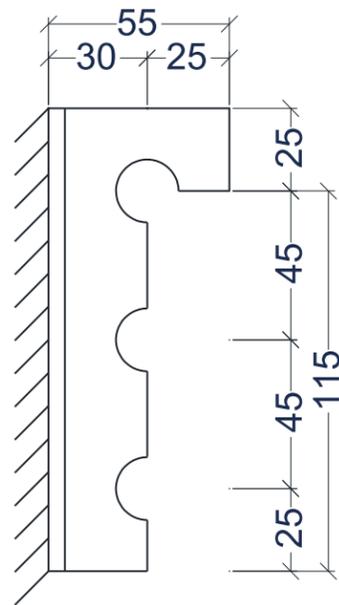
$$A_{nv} = 5.52 \text{ cm}^2 - 2.29 \text{ cm}^2 = 3.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \left[ b_t - \frac{d_{BARR}}{2} \right] t$$

$$A_{nt} = \left[ 2.5 \text{ cm} - \frac{1.905 \text{ cm}}{2} \right] (0.48 \text{ cm}) = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = (0.75) \left[ 0.60 (4,080 \text{ kg/cm}^2) (3.23 \text{ cm}^2) + (1.0) (4,080 \text{ kg/cm}^2) (0.74 \text{ cm}^2) \right] = 8,194.68 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = (0.75) \left[ 0.60 (2,530 \text{ kg/cm}^2) (5.52 \text{ cm}^2) + (1.0) (4,080 \text{ kg/cm}^2) (0.74 \text{ cm}^2) \right] = 8,548.92 \text{ kg}$$





**OFICINAS COMERCIALES**

01 (55) 5262 7300

**CDMX**

01 (55) 5089 8930

**GUADALAJARA**

01 (33) 3827 2740

**IRAPUATO**

01 (46) 2627 0604

**MONTERREY**

01 (81) 8748 7600

Coordinación Técnica

**Gabriel A. Guerra Vanegas**

Elaboro

**Ing. Carlos Chazaro Rosario**

Arte

**Artroom Innovative Thinking**

**Valeria Giselle Uribe**



Hazlo en grande, piensa en acero.