

# DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Enrique Martínez Romero<sup>1</sup>

## RESUMEN

Siendo el objetivo fundamental del Curso, tratar sobre la seguridad sísmica de las construcciones, estas notas enfocan este tema en torno a las estructuras de acero; es decir, a los conceptos fundamentales que es necesario cuidar cuando se diseñe, fabrique y construya una edificación a base de estructura de acero, para lograr un nivel aceptable de confianza, en su buen comportamiento ante la acción de los sismos intensos, tal que salvaguarde la vida de sus ocupantes y su contenido y permita también en el mejor de los casos, su operación continuada dependiendo del nivel de seguridad estructural, con que se haya diseñado.

Se discutirá primeramente el comportamiento sísmico de las estructuras, repasando someramente los aspectos fundamentales de ductilidad, comportamiento inelástico y disipación de energía, para derivar las características que deben tener las construcciones sismorresistentes. Dentro de esta temática, se hará una rápida revisión de las lecciones aprendidas de sismos recientes y se estudiarán los mecanismos de falla observados con más frecuencia que dieron lugar a los cambios más importantes en las normas, y a la importancia de observarlas durante la fase del diseño y de la construcción.

En seguida se hará una exposición de los criterios de diseño por esfuerzos permisibles ASD (Ref. 1) y por cargas últimas LRFD. (Ref. 2) enfatizando las Normas Sísmicas AISC para edificios con estructuras de acero, (Ref. 3) pero sin entrar al detalle propio de un curso de especialidad sobre estructuras de acero. De igual manera se harán referencias a los aspectos básicos del Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal (Ref. 4), de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (Ref. 5) y a los Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos editados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Ref. 6)

A partir de estos puntos se irá de lleno a los criterios para el detallado de estructuraciones sismorresistentes en acero, ilustrando con algunos ejemplos los casos más comunes de las conexiones y destacando la importancia de un control esmerado de su calidad a través de una supervisión eficaz, tanto en planta como en el campo.

Se concluye haciendo un repaso general sobre la paquetería de cómputo para el análisis, diseño y dibujo automatizado de estructuras de acero, más comunes y accesibles en el mercado.

## CRITERIOS DE DISEÑO

El estado actual del conocimiento sobre ciertos aspectos del comportamiento y diseño de los miembros de acero, de sus conexiones y de los distintos arreglos estructurales, ha permitido avances notables en el campo de las estructuras metálicas en los últimos diez años.

En especial el rápido desarrollo de los sistemas de cómputo, equipos y programas, ha hecho posible que los ingenieros puedan comprender mejor y hasta predecir con un buen grado de precisión, el comportamiento de las estructuras cuando se ven sometidas a distintos tipos de solicitaciones y combinaciones de carga. Asimismo, los

---

<sup>1</sup>Profesor, Facultad de Ingeniería, UNAM. Ingeniero Consultor

avances en las técnicas de análisis estructural aunado a un mejor entendimiento del comportamiento estructural, ha permitido que ahora los ingenieros en estructuras enfoquen sus diseños adoptando una filosofía basada en los estados de límite de falla y de servicio; es decir, en las condiciones en las cuales los miembros estructurales o sus conjuntos, cesan de comportarse según la función en que se previó lo harían bajo condiciones normales de trabajo (límite de servicibilidad), o fallarían bajo condiciones severas de trabajo (estados límite de falla).

Los reglamentos de construcción modernos han venido enfocando directa o indirectamente esta filosofía del diseño estructural, reconociendo la mayor o menor capacidad de distintos conjuntos estructurales para sobrellevar sin colapso sobrecargas importantes en condiciones extremas; sin embargo, por simplicidad en los análisis estructurales, pretenden mediante una serie de coeficientes y factores aplicados a las cargas y a las resistencias de los miembros estructurales, simular su comportamiento no lineal, en los rangos límites de resistencia y servicio. En el caso de las estructuras metálicas para edificaciones urbanas, y en particular, las estructuras de acero, el Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), tradicionalmente ha venido rigiendo su diseño, fabricación y montaje en nuestro medio, primeramente con el criterio de diseño y dimensionamiento elástico a base de esfuerzos permisibles (Allowable Stress Design, ASD) (Ref. 1) y desde hace aproximadamente ocho años, con el criterio de diseño y dimensionamiento basado en la filosofía de los estados límites de carga y servicio, que denominó "Diseño por Factores de Carga y Resistencia" (Load and Resistance Factor Design, LRFD) (Ref. 2). Ambos criterios de diseño son perfectamente válidos hoy en día, aunque se ha notado que el último conduce a estructuras más económicas y con factores de seguridad individuales y globales más uniformes que el primero de los criterios.

Sin embargo, siempre ha existido una cierta resistencia en el medio profesional para adoptar de lleno una nueva filosofía de diseño, o un cambio en sus procedimientos de trabajo, hasta que se va notando el rezago tecnológico, por lo que es normal que se lleve un tiempo de transición de varios años, el cambio de sistemas convencionales de diseño a los más modernos y eficaces.

El Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal, versión 1993 (RCDF) y sus Notas Técnicas Complementarias (NTC), recogen también la filosofía del diseño relativo a los estados límite de falla y de servicio, aunque debido a esa transición al cambio, dejan abierta la posibilidad de seguir utilizando procedimientos alternativos de diseño elástico, siempre que se apeguen a ciertos lineamientos mínimos establecidos con claridad en el artículo 195 del Título Sexto (Ref. 4).

## **LOS SISMOS Y SUS EFECTOS EN LAS ESTRUCTURAS**

Podríamos quizás ver a los sismos como un fenómeno natural de movimientos repentinos y acomodamiento de partes de la corteza terrestre, con los cuales se libera la energía interna de la tierra durante su milenario proceso de enfriamiento. Esta energía del movimiento de las capas superficiales de la tierra, es desde luego transmitida a todos los elementos construidos sobre dicha superficie, quienes después de absorberla, pretenden a su vez liberarla de la mejor manera posible en ocasiones llegando al daño estructural y no estructural, y hasta el colapso.

La función de los ingenieros en estructuras es precisamente la de diseñar conjuntos estructurales capaces de resistir sin colapso los efectos de los sismos intensos que puedan presentarse en la región o zona donde se edifican, salvaguardando la vida de sus ocupantes y protegiendo sus contenidos. Es decir, producir estructuras que disipen mediante un comportamiento estable, la energía absorbida durante un sismo.

Se reconoce a la ductilidad de las estructuras, o capacidad de sobrellevar sin fallar grandes deformaciones, como la fuente mayoritaria de liberación de energía de un conjunto estructural. Otras formas de liberación de energía en los conjuntos estructurales, son el amortiguamiento interno, la propia energía cinética del movimiento de la estructura y la energía de deformación elástica de los materiales que la componen; las tres últimas representan de un tres a un siete por ciento del total de la energía liberada. (Ref. 7).

Por ello, la construcción sismorresistente se caracteriza por aquellos arreglos estructurales que permiten aprovechar al máximo la que tal vez sea la propiedad más preciada del acero. la ductilidad en forma tal que sin que se presenten fallas por inestabilidad, local o global, ni fallas por resistencia insuficiente o por deformaciones excesivas (límites de falla y de servicio), se libere la energía absorbida por los sismos. El comportamiento dúctil de un sistema estructural es desde luego más fácil de lograr cuando los componentes que lo integran son de acero, en vez de concreto, por ser este material intrínsecamente dúctil.

Sin embargo, los miembros estructurales de acero sometidos a cargas axiales de tracción (tensión) y/o compresión, adquieren un límite de servicio por deformación cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia  $F_y$  del material, o su límite de falla, cuando se alcanza el esfuerzo crítico de pandeo elástico, y las estructuras que fundamentan su resistencia a cargas laterales sísmicas en estos elementos, no pueden desplegar una buena liberación de energía; es decir, liberan solamente una parte mínima de la energía que absorben durante un sismo mediante energía cinética, energía de amortiguamiento y energía elástica de deformación, más no, mediante la energía de su comportamiento inelástico o ductilidad. Por ello se debe hacer énfasis en los detalles de diseño que garanticen que el sistema estructural en sí funcione correctamente cuando sus miembros se desempeñan en sus rangos inelásticos.

Sabemos que un miembro estructural sometido a flexión, puede alcanzar el esfuerzo de fluencia del material en su fibras exteriores, sin que esta condición represente un límite de servicio o de falla, siempre que las proporciones de sus componentes (relaciones de ancho a espesor) sean lo suficientemente pequeñas como para que no se presenten inestabilidades o pandeos locales antes. Lo que es más, puede excederse la carga que produce esta fluencia incipiente del material disipando energía durante su deformación inelástica, hasta que la fluencia plástica del material haya progresado hacia las fibras internas del miembro para producir lo que se conoce como una rotula o articulación "plástica". Al momento flexionante que produce la articulación plástica en un elemento, se le designa comúnmente como  $M_p$

Así, hasta que en un miembro de un conjunto estructural, se presentan un número mínimo de tres articulaciones, físicas o "plásticas, se formará un mecanismo de falla que limitaría su capacidad de resistencia. Lógicamente, se pretende que un conjunto estructural que va a estar sometido al efecto de los sismos, pueda propiciar la formación del mayor número posible de articulaciones plásticas hasta que se forme el mecanismo de falla, logrando con ello la mayor disipación posible de energía durante un comportamiento histerético estable. Para ello, las conexiones viga-columna deben ser capaces de transmitir sin fallar, un momento flexionante igual a la capacidad plástica de la viga. Los marcos que logran esto, el AISC los denomina "Marcos Continuos Especiales" (MCE), como se verá adelante.

El principio del trabajo virtual establece que el trabajo externo de un sistema de fuerzas aplicadas a un cuerpo, es igual al trabajo interno desarrollado por fuerzas y deformaciones en dicho cuerpo. En el caso de una estructura, las aceleraciones sísmicas aplicadas a las masas de los entrepisos, genera un sistema de fuerzas laterales que al deformar la estructura producen el trabajo externo o la energía que la estructura absorbe del sismo. De igual manera, los momentos flexionantes internos que originan las fuerzas laterales sísmicas, producen las articulaciones plásticas en algunas zonas de los miembros estructurales, y al girar éstas a momento constante ( $M_p$ ), generan un trabajo interno o energía de deformación inelástica que tiende a igualar al trabajo externo.

Por lo anterior, es bien sabido que los sistemas estructurales a base de marcos continuos resistentes a cargas laterales, son los más aptos para resistir los sismos, por ser los que propician la formación de articulaciones plásticas que son las que disipan la mayor cantidad de energía. Estos marcos se les conoce como marcos "dúctiles"; sin embargo, cabe hacer la muy seria reflexión de que cuando los miembros estructurales que trabajarán a flexión son armaduras, resulta altamente cuestionable la formación secuenciada de articulaciones plásticas, la redistribución de las cargas para formar los mecanismos de colapso y por ende, la disipación de energía del conjunto, dado que las armaduras no son otra que un arreglo de barras sometidas fundamentalmente a cargas axiales de tensión y compresión, donde no puede darse la ductilidad individual, como ya se mencionó con anterioridad. Esta situación no viene tratada con toda la claridad deseable en los Reglamentos, pero definitivamente es delicada, como ya se demostró en los contados pero dramáticos casos de colapso y daños estructurales de algunas edificaciones metálicas

durante los sismos del 85. (Refs. 8, 9 y 10).

Para que un mecanismo incipiente provoque deformaciones que lo transformen en un mecanismo de colapso, se requiere que las articulaciones plásticas tengan una "longitud", o extensión de material plastificado, lo suficientemente grande para que giren, lo que representa que muy posiblemente ciertas zonas de las fibras exteriores de los miembros, alcancen esfuerzos mayores a  $F_y$ , dentro del rango del endurecimiento por deformación del acero, lo que equivale a admitir que existan momentos en torno a las articulaciones plásticas mayores que  $M_p$ . La NTC de estructuras de Acero consideran en ciertos casos que estos mecanismos se forman con momentos de  $1.25 M_p$ .

La combinación balanceada de marcos dúctiles y contravientos concéntricos forman también un arreglo eficaz para resistir los sismos, quedando la disipación de energía a cargo únicamente de los marcos. En el caso de que los contravientos se hagan excéntricos, el eslabón comprendido entre las intersecciones de esos contravientos fluye plásticamente por cortante y por flexión, formando una articulación plástica, como se explicará con detalle más adelante en el texto de estas notas. Esta situación permite contar con una fuente adicional de disipación de energía que incrementa la ductilidad del sistema, a la vez que se tiene la gran rigidez lateral proporcionada por las diagonales. Por ello, los contravientos excéntricos representan hoy en día una de las soluciones de mayor actualidad para los sistemas sismorresistentes ya que combinan la habilidad de una alta rigidez en su rango elástico, junto con una excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía en su rango inelástico. (Refs. 11 y 12).

También durante los últimos diez años han surgido sistemas estructurales que combinan el acero y el concreto reforzado para formar un sistema mixto que ha probado un buen comportamiento y excelentes niveles de economía con la solución de edificios altos sometidos a cargas sísmicas.

Los marcos continuos "compuestos", como suele denominarse a este tipo de construcción, consisten en columnas de acero esbeltas ahogadas o recubiertas en concreto reforzado. La columna de acero suele calcularse para las cargas de construcción consistentes en los entramados metálicos para un determinado número de entrepisos (2 a 8) que llevan diferentes etapas de avance (en algunos solamente estructura, en otros estructura más lámina; en otros estructura más lámina más conectores de cortante y acero de refuerzo, y en otros con el concreto de la losa ya colado, inclusive) de manera que la construcción, pueda avanzar verticalmente hacia arriba con una gran rapidez constructiva, en tanto que el concreto reforzado viene recubriendo las columnas unos cuantos pisos detrás del montaje del acero. (Refs. 13 y 14). Las columnas de acero permiten también una fácil conexión de las traveses de los entrepisos para la formación de marcos dúctiles. Cuando el espesor del recubrimiento de concreto es lo suficientemente grande, la conexión entre trabe y columna no requiere ser totalmente continua, sino solamente del tipo flexible, ya que la continuidad la adquiere posteriormente con un adecuado detallado del acero de refuerzo del recubrimiento de concreto.

Las investigaciones recientes han demostrado que este tipo de construcción permite conexiones simples de viga a columna, del tipo semirígido, que son de fácil ejecución, las cuales al quedar ahogadas y confinadas por el concreto de las columnas, permiten una continuidad del nudo, altamente eficaz en su comportamiento sismorresistente. Así, el concreto que ahoga las columnas proporciona la capacidad de carga axial complementaria de la columna compuesta a la vez que una gran rigidez a las deformaciones laterales.

De la misma manera estos marcos compuestos pueden integrarse en un trabajo conjunto ante fuerzas laterales con los núcleos de elevadores formados por muros de concreto de gran rigidez. Estos sistemas generalmente denominados sistemas duales ofrecen también comportamientos sismorresistentes excelentes y una buena disipación de energía inelástica, aunque los armados en los extremos de los muros demandan un detallado especial y por lo general muy laborioso. Asimismo, las conexiones híbridas entre vigas de acero y muros de concreto tienen un grado de dificultad no despreciable que demanda una alta precisión en las preparaciones antes del colado. El nombre de sistemas duales proviene del hecho de que al tener rigideces diferentes el muro de los marcos dúctiles, uno trabaja inicialmente hasta que comienza a comportarse de manera dúctil, y es hasta entonces cuando el otro inicia un trabajo en pleno, hasta llegar a un comportamiento dúctil también.

Para terminar con la descripción de los sistemas estructurales resistentes a sismos, citaremos por último el caso de aquellos sistemas que incorporan disipadores de energía, o "amortiguadores sísmicos" a los marcos del edificio, los cuales reportan el enorme beneficio de señalar zonas bien definidas en donde el comportamiento inelástico durante cargas sísmicas se presenta de una manera controlada e independiente de la estructura básica del edificio. Así, se incrementa notablemente la cantidad de disipación de energía por ductilidad de los sistemas estructurales, cuya mayor parte es llevada por los disipadores suplementarios de energía, o amortiguadores.

El término ADAS (Added Damping And Stiffness Elements) se aplica a uno de estos tipos de dispositivos, y son elementos mecánicos consistentes en unas placas de acero estructural en forma de X que al colocarse estratégicamente en la estructura entre el paño inferior de una viga y el vértice de unión de un contraventeo en forma de "V" invertida, se deforman en doble curvatura, al transferir el cortante sísmico de un entrepiso a otro, fluyendo plásticamente y creando ciclos histeréticos estables cuya área es precisamente la energía disipada. (Refs. 15 y 16).

Los elementos ADAS así instalados en una estructura de edificios actúan como una primera línea de defensa ante el sismo y fluyen plásticamente disipando energía mientras la estructura original trabaja con niveles de carga dentro de su rango elástico, conservándose así su reserva de resistencia inelástica para el caso de sobrecargas no previstas. Por otra parte, el amortiguamiento interno adicional que proveen estos elementos disipadores de energía, es del orden del 20 y el 25% del crítico. (Refs. 17 y 18), con lo cual las ordenadas espectrales de las aceleraciones se ven dramáticamente reducidas a valores fácilmente manejables por la estructura con un comportamiento linealmente elástico. Esta peculiaridad de estos dispositivos es la que hace se les conozca también como "amortiguadores sísmicos".

En México, se han empleado con gran éxito estos sistemas en combinación con estructuras de concreto reforzado dañadas por los sismos, cuya ductilidad o reserva inelástica no es del todo confiable, y se están planteando para algunos edificios altos actualmente en estudio.

## CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

Las NTC del RCDF proporcionan las bases para diseñar estructuras de acero dúctiles con sistemas sismorresistentes. De importancia capital para el autor son sin duda los Comentarios y Ayudas de Diseño a estas NTC editadas recientemente por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref. 6), que presentan una extensa y clara explicación de la filosofía de los criterios empleados en las NTC y de la interpretación de los mismos. Sin embargo, el Instituto Americano de la Construcción en Acero ha editado unas normas específicas para el diseño de estructuras de acero resistentes a sismos (Ref. 3), en las que se enfatiza el criterio de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), sin excluir el clásico criterio de diseño por esfuerzos permisibles (ASD). Las siguientes notas resumen estas recomendaciones, con la interpretación y glosa del autor, y están encaminadas a servir de guía para aquellas estructuras de acero específicamente diseñadas para resistir las fuerzas sísmicas a base de la disipación de energía producida durante su trabajo inelástico o ductilidad. Se exponen aquí con el propósito de que el lector les conozca y a su juicio considere su incorporación en su práctica profesional particular, ya que bien puede colaborar a complementar algunos casos particulares de sus diseños sismorresistentes.

Primeramente se asignan cinco categorías de edificios en función de dos parámetros fundamentales: la importancia del edificio en cuanto su uso se refiere, y la zona sísmica donde se ubique, la cual se establece ya sea como una medida de la aceleración pico efectiva, relativa a la velocidad,  $A_v$ , que relaciona el coeficiente sísmico que los códigos en ordenamientos sísmicos urbanos establezcan para el diseño de los edificios.  $C_s$ . Estas categorías las denomina el AISC como "categorías de comportamiento sísmico".

A su vez, la importancia del edificio se clasifica de manera semejante a lo que el RCDF establece como "construcciones clase A, B o con, en tres grupos nominados I, II y III, los cuales se definen como sigue:

**Grupo III:** Edificios que alojen instalaciones cuya operación se considera indispensable o esencial para manejar las acciones de emergencia, pos-terremoto, y que por lo mismo deben contar con la más alta seguridad sísmica para permanecer operativas y funcionales.

**Grupo II:** Edificios cuya falla constituiría un auténtico peligro para la población en virtud del tipo de uso a que se destine y

**Grupo I:** Todos aquellos edificios no comprendidos en los grupos II y III.

La referencia 19 detalla con más claridad y con ejemplos los Grupos anteriores, pero vale la pena notar que no podríamos con facilidad hacer una comparativa equivalente a las "clases" de edificios establecidas por el RCDF, ya que aparentemente el Grupo I abarcaría a nuestras clases B y C, quedando tal vez los Grupos II y III, como nuestra clase A.

Las cinco categorías de comportamiento sísmico, A, B, C, D y E, pretenden agrupar a los edificios según la seguridad sísmica que puedan ofrecer distintos tipos de estructuraciones de manera semejante a la forma en que se definen las clasificaciones para asignar el factor de comportamiento sísmico Q en el RCDF. Aquí se observa la intención de las normas AISC de "garantizar" un comportamiento dúctil de los edificios para disipar confiablemente la energía sísmica a través del trabajo inelástico de sus componentes estructurales y conexiones, sin que se presenten fallas.

La tabla I siguiente establece cómo se asignan las cinco categorías de comportamiento sísmico, según el AISC.

Tabla I. Categorías de comportamiento sísmico

Valor de A	Grupo de Importancia		
	I	II	III
$0.20 \leq A_v$	D	D	E
$0.15 \leq A_v \leq 0.20$	C	D	D
$0.10 \leq A_v \leq 0.15$	C	D	C
$0.05 \leq A_v \leq 0.10$	B	B	C
$A_v \leq 0.05$	A	A	A

El AISC maneja esencialmente cuatro tipos de estructuración sismorresistente en acero, para los cuales establece de manera clara y precisa, los requisitos que deben cumplirse en su diseño y construcción para satisfacer las distintas categorías de comportamiento sísmico. Estos requisitos los establece el AISC **adicionalmente** a los que establezca el Reglamento Sísmico particular del lugar donde se ubique el edificio, pretendiendo con ello que si algún Reglamento haya dejado poco claro o un tanto indefinido algún cierto tipo de requisito que garantice un buen comportamiento sísmico de la estructura, éstos lo complementen.

Los cuatro tipos de estructuración sismorresistente que establece el AISC, son

Marcos continuos ordinarios (MCO)

Marcos continuos especiales (MCE)

Marcos contraventeados con contravientos concéntricos (MXC)

Marcos contraventeados con contravientos excéntricos (MXE)

Una vez definidos los tipos de estructuración sismorresistente de acero y las categorías de comportamiento sísmico de los edificios se establecen una serie de condiciones y combinaciones de carga para las cuales se deberá revisar el cumplimiento de las normas LRFD o ASD, satisfaciendo los requisitos específicos que se enuncian adelante.

Las cinco categorías A a E dadas en la tabla 1, establecen una serie de requisitos para el diseño y detallado de conexiones indispensable para que el edificio funcione según la categoría de comportamiento en cuestión. Se establecen pues requisitos para el método de análisis, la consideración de los efectos ortogonales del sismo, los posibles cambios en el uso del inmueble, el control de calidad de la manufactura y montaje de la estructura, el detallado de sus conexiones, etc.

Las combinaciones de carga que el AISC ha considerado se deben estudiar específicamente, son:

- 1) 1.4 CM
- 2) 1.2 CM + 1.6 CW + 0.5 (CV<sub>i</sub> ó CN ó G)
- 3) 1.2 CM + 1.6 (CV<sub>i</sub> ó CN ó G) + (0.5 CV ó 0.8 W)
- 4) 1.2 CM + 1.3 W + 0.5 CV + 0.5 (CV<sub>i</sub> ó CN ó G)
- 5) 1.2 CM ± 1.0 S + 0.5 CV + 0.2 CN
- 6) 0.9 CM ± (1.0 S ó 1.3 W), más otras dos condiciones que se detallan adelante, donde:

CM = Carga muerta debido al peso propio de la estructura y de todos los elementos permanentes sobre el piso.

CV = Carga viva de ocupación del piso

CV<sub>i</sub> = Carga viva sobre el techo o azotea del edificio. W = Carga debida a la acción del viento.

CN = Carga debida al peso de la nieve.

G = Carga debida a una probable acumulación de agua de lluvia o granizo.

S = Carga debida al sismo, cuya componente horizontal se deriva del cortante basal  $V = C_s W_g$ .

C<sub>s</sub> = Coeficiente sísmico según Reglamento

C<sub>g</sub> = Peso total del edificio según el Reglamento aplicable.

En el caso de tratarse de estacionamientos de autos, áreas de aglomeración de personas y todas aquellas áreas que soportan cargas vivas mayores a 500 kg/m<sup>2</sup>, el factor de carga aplicado a la carga viva CV, será igual a 1.0

Se incluirán en el análisis los efectos ortogonales del sismo en X y en Y, según lo establezca el código del lugar. Nótese que los factores de carga y las combinaciones anteriores reflejan el hecho de que cuando varias condiciones de carga actúan simultáneamente en una combinación, solamente una de ellas se manifiesta con un valor máximo posible durante la vida útil del edificio, en tanto que las demás reproducen proporciones arbitrarias de las cargas individuales que pudiesen presentarse en el edificio, en cualquier momento. El efecto más crítico puede presentarse cuando dos o más cargas individuales no se incluyen en la combinación.

## REQUISITOS ESPECIALES PARA EL ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Las estructuras pertenecientes a las categorías A y B, y a la categoría C en zonas de baja sismicidad (A, < 0.10) y de los grupos I y II, se pueden analizar con métodos tradicionales a base de marcos planos o marcos tridimensionales, siguiendo los lineamientos que marcan el RCDF, sus Notas Técnicas Complementarias y las

Ayudas de Diseño y ejemplos, o bien, según el criterio LRFD o el ASD observando, siempre el Título VI del RCDF.

En el caso particular de las estructuras con categoría de comportamiento sísmico C, pero del Grupo III, o bien, en el caso de las estructuras con categoría D o E, el análisis estructural se deberá hacer por métodos más refinados, como por ejemplo, un análisis tridimensional bajo condiciones de carga estáticas y dinámicas.

Adicionalmente cuando se trate de las estructuras de categoría D y E, del Grupo III, se deberán tomar en cuenta los efectos secundarios  $P-\Delta$ , aunque sea de manera empírica y siempre que se cuente con las herramientas de cómputo apropiadas, los efectos no-lineales del comportamiento inelástico (dúctil) de la estructura, en sus rangos cercanos a sus niveles últimos de resistencia.

Los análisis refinados permitirán verificar que condiciones de servicio de la estructura se satisfagan bajo las distintas combinaciones de carga a que se vea sometida, por lo que el cálculo numérico de los elementos mecánicos y las deformaciones de la estructura adquiere rangos de aproximación tales que permite hacer los refinamientos en la estructura que le haga económicamente competitiva con altos niveles de confiabilidad en seguridad estructural.

## **MATERIALES**

Se pueden utilizar aceros estructurales ASTM-A36, A500 (Grados B y C), A501, A572 (Grados 42 y 50) y A588. El acero utilizado para placas base de columnas deberá cumplir con cualquiera de las normas anteriores, o bien con la A283 Grado D. Estos materiales garantizan comportamientos históricos estables y soldabilidad en su trabajo ante cargas sísmicas extremas; esto es, permiten una amplia disipación de energía por ductilidad. Para cumplir con lo anterior deben tener las siguientes características:

- Relación de esfuerzo último,  $F_u$  a esfuerzo de fluencia  $F_y$ , entre 1.2 y 1.8
- Una curva esfuerzo-deformación sensiblemente plana y pronunciada, durante una fluencia plástica.
- Una amplia capacidad de deformación inelástica en un rango de endurecimiento por deformación.
- Alargamiento unitario de 20% o más en longitudes de 2" (51 mm)
- Buena soldabilidad para su comportamiento inelástico.

## **REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO RESISTENTES A SISMOS**

### **1) Resistencia a los Miembros Estructurales**

El término "resistencia" (semejante al término "capacidad total") significa que los miembros deberán ser capaces de desarrollar las siguientes fuerzas o momentos mínimos:

- Momento, en miembros a flexión  $M = ZF_y$
- Cortante, en miembros a flexión  $V = 0.55 F_y d_t$
- Compresión axial en miembros a flexión  $P = 1.7 F_y A$
- Tensión Axial en miembros a flexión  $T = F_y A$
- Tornillos 1.7 x carga admisible
- Soldadura de penetración completa  $F_y A$
- Soldadura de penetración parcial 1.7 x esfuerzo admisible
- Soldadura a filete 1.7 x esfuerzo admisible

## REQUISITOS PARA LAS COLUMNAS

Durante el temblor máximo esperado probable en cualquier sitio, las fuerzas sísmicas calculadas utilizando el temblor de diseño especificado, pueden excederse. Esto se suscita como resultado de la reducción en la magnitud de las fuerzas laterales que se emplea en el modelo elástico de la estructura, la estimación poco conservadora de las fuerzas que ocasionan el momento de volteo o de volcamiento en este análisis y las aceleraciones verticales concurrentes que no se especifican de manera explícita como una de tantas cargas requeridas en el análisis

Para contrarrestar esta situación se establecen unos coeficientes de amplificación a las cargas axiales provenientes de distintas causas. Así, cuando  $P_u/\Phi P_n > 0.5$ , las columnas de los marcos resistentes a fuerzas sísmicas, se pide que adicionalmente a los requisitos que marcan las NTC sean capaces de resistir lo siguiente:

$$1) \text{ Compresión axial: } 1.2P_{CM} + 0.5 P_{CV} + 0.2P_N + 0.4 R \times P_S \leq \Phi_c P_n$$

donde  $0.4R$  es mayor que 1.0

El factor de  $P_{CV}$  será 1.0 en el caso de que se revisen columnas de estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de aglomeración de personas y todas aquellas áreas donde la carga viva es mayor a  $500 \text{ kg/m}^2$ .

En las expresiones anteriores,  $P_u$  es la carga axial última que revista la columna;  $P_n$  es la carga axial nominal que lleva la columna;  $\Phi$  es un factor reductor de la resistencia, indicado en las normas LRFD.  $\Phi_c$  es factor de resistencia de columnas en compresión, según LRFD y  $R$  un factor relacionado con la respuesta estructural que se define adelante.

$$2) \text{ Tensión axial: } 0.9 P_{CM} - 0.4 R \times P_S \leq \Phi_t P_n$$

donde  $\Phi_t$  es el factor de resistencia de las columnas en tensión, según el LRFD

Las dos expresiones anteriores toman en cuenta los problemas anteriores: la primera como una capacidad mínima requerida a la compresión y la otra a tensión, y se aplican sin considerar ningún efecto combinado con la flexión. Sin embargo, la resultante de estas combinaciones de carga no necesita exceder lo siguiente:

- i) Las máximas cargas transmitidas a la columna, considerando 1.25 veces la resistencia de las vigas o contravientos de la estructura, y,
- ii) La capacidad de tensión por volcamiento (momento de volteo) de la cimentación (zapatas, pilotes, pilas, etc.)

## EMPALMES DE COLUMNAS

Los empalmes de columnas deberán tener una resistencia de diseño capaz de permitir desarrollar las cargas axiales calculadas según las expresiones anteriores, así como también los momentos cortantes y cargas axiales derivadas de las combinaciones de carga 1 a 6 especificadas anteriormente.

Las soldaduras a tope en empalmes de columnas donde se esperan cargas dinámicas procedentes exclusivamente de la acción del viento o del sismo, no requieren que el cambio de espesores entre los patines de las columnas superior o inferior, se haga mediante una transición suavizada (AWS D1.1, Sec. 9.20). Sólo en el caso de que existan un elevado número de ciclos de carga dinámica se requerirá dicha transición

Las soldaduras de penetración parcial en miembros de espesores gruesos (patines de columnas pesadas), son por lo general sumamente frágiles y no pueden desempeñar un trabajo dúctil. Por ello se recomienda que los empalmes

se ubiquen lo suficientemente separados de los nudos como para permitir reducciones importantes en los momentos flexionantes (generalmente alrededor de 90 o 100 cm) y se estipula un incremento del 50% en la resistencia del empalme

Es decir, el diseño de las soldaduras se recomienda que no sea menor de  $0.5 F_y A_1$ , donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del material de la columna y  $A_1$  el área del patín de la columna más pequeña que llegue a la conexión.

Por otra parte, la resistencia de diseño de las soldaduras de penetración parcial será la menor de:

$\Phi_w F_w A_w$  ó  $\Phi_w F_{BM} A_w$ , o del 150 por ciento de la resistencia requerida, donde:

$$\Phi_w = 0.8 \text{ y } F_w = 0.6 F_{EXX}$$

$F_{BM}$  es la resistencia nominal del material base a soldar

$F_w$  = resistencia nominal del material del electrodo

$A_w$  = área efectiva de soldadura

$F_{EXX}$  = clasificación de la resistencia del electrodo en KSI

(60 KSI, si se usan electrodos E60XX o 70KSI si se usan electrodos E70XX)

Los aspectos fundamentales a cuidar en los edificios, según el AISC, incluyen:

- a) Uniones de viga-columna.
- b) Deformabilidad de los paneles de alma en los nudos integrados por vigas y columnas; (alma de la viga paralela al alma de la columna)
- c) Proporciones en las dimensiones de las conexiones de viga a columna.
- d) Placas de continuidad en nudos.
- e) Relaciones de Momentos Viga/Columna.
- f) Restricciones al pandeo local de las conexiones viga-columna.
- g) Soporte lateral de las vigas, en las vecindades de los nudos.
- h) Requisitos de estabilidad para las Diagonales de contraventeo.
- i) Conexiones de contraventeo.
- j) Configuraciones especiales de sistemas de contraventeo.
- k) Recomendaciones para los contraventeos excéntricos.
- l) Eslabones o muñones de fluencia en los contraventeos excéntricos.
- m) Atesamiento de los eslabones o muñones de fluencia.
- n) Conexiones eslabón de fluencia a columnas
- o) Soporte lateral de eslabones de fluencia.
- p) Diagonal del contraventeo excéntrico y tramo de viga fuera de la zona de fluencia.
- q) Conexiones viga del contraventeo excéntrico a columna.
- t) Requisitos de resistencia de las columnas adyacentes a las diagonales del contraventeo excéntrico.
- s) Requisitos de resistencia de las columnas en general.
- t) Empalmes de columnas.
- u) Limitaciones en las deformaciones laterales de los marcos.

Estos requisitos varían dependiendo del tipo de estructuración que se trate, MCO, MCE, MXC o MXE.

## REQUISITOS PARA MARCOS CONTINUOS ORDINARIOS MCO

Los marcos continuos ordinarios de acero, **MCO** deberán desarrollar su resistencia a las cargas laterales mediante el trabajo conjunto por flexión de vigas y trabes unidas rígidamente en los nudos.

La experiencia ha mostrado que los marcos **MCO** construidos en zonas sísmicas se comportan bien ante sismos moderados y con daños leves ante sismos intensos. Se considera prudente que estos marcos tengan sus conexiones de viga a columna diseñados adecuadamente para que les permita desarrollar la resistencia de los miembros que lleguen al nudo, calculada bajo las combinaciones de carga 5) y 6) descritas anteriormente. En caso de que lo anterior no se llegue a cumplir cabalmente, la conexión deberá suministrar suficiente resistencia para satisfacer las siguientes combinaciones de carga:

$$7) 1.2CM + 0.5 CV + 0.2 CN \pm 0.4 R \times S$$

y

$$8) 0.9 CM \pm 0.4 R \times S$$

donde R es un término adimensional mayor o igual que 1.0, denominado "coeficiente de respuesta sísmica modificado" y se utiliza como  $R=3/8 R_w$ , siendo  $R_w$  definido numéricamente en la referencia 19 para diferentes tipos de edificios, y presentando para facilidad adelante.

Se hace nuevamente la aclaración de que al tratarse de estacionamientos de autos, áreas de aglomeración de personas y todas aquellas áreas que soportan cargas vivas mayores a 500 kg/m<sup>2</sup>, el factor de carga aplicado a la carga viva CV, será igual a 1.0. Adicionalmente, el término 0.4R en las combinaciones 7 y 8 anteriores, será siempre mayor o igual a 1.0. Cuando se utilice la carga de sismo amplificada por este factor 0.4R, no se requiere considerar el efecto ortogonal simultáneo del sismo.

El factor  $R_w$  considera las diferentes características de absorción de energía de los sistemas estructurales durante cargas cíclicas, incluyendo desde luego su comportamiento inelástico y su amortiguamiento.

Arreglo Estructural Sismorresistente		$R_w H$
Marcos con Contraventeos excéntricos (MXE)		72 m
Marcos con Contraventeos concéntricos (MCC)	8	50 m
Marcos Continuos Ordinarios (MCO)	6	60 m
Marcos Continuos Especiales (MCE)	12	ilimitado
Sistema Dual Muros de Cortante-		
Marcos Continuos Especiales	12	ilimitado
Sistema Dual MXE con MCE	12	ilimitado
Sistema Dual MXC con MCE	10	ilimitado

H es la altura límite recomendada para el sistema estructural en cuestión, en m.

Los requisitos para que las uniones de viga a columna puedan desarrollar las necesidades de disipación de energía de un marco continuo ordinario (MCO), son, el cumplimiento de por lo menos uno de los siguientes:

- Deberán de tenerse conexiones totalmente restringidas (FR, del inglés "Fully Restrained"), con  $M_u$ , la resistencia por flexión de la conexión viga a columna no necesariamente debe exceder del momento plástico de la conexión  $M_p$ .
- Las combinaciones de carga 7 y 8 deberán ser resistidos por las conexiones "FR"
- Cualquiera de las conexiones "FR" o "PR" (del inglés "parcialmente restringidas"), deberán cumplir lo siguiente:

- i) Las conexiones puedan o hayan demostrado mediante pruebas cíclicas, una capacidad de rotación adecuada para que pueda desarrollarse un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos, bajo una carga horizontal de  $0.4 R \times E$  ( $R \geq 1.0$ ) (aquí por ejemplo, se prohíben las conexiones con ángulos en el patín superior y en el patín inferior por restringir la rotación).
- ii) La deformación lateral adicional que se tenga debido a la utilización de uniones PR (Parcialmente restringidas), se deberán tomar en cuenta en el diseño.

## REQUISITOS PARA LOS MARCOS CONTINUOS ESPECIALES (MCE)

Estos marcos se denominan "especiales" por una serie de detalles que nos permiten garantizar que las articulaciones plásticas se puedan formar en las vigas de ambos lados del nudo y en el nudo en sí, al fluir por cortante el alma comprendida entre los patines de la columna y los atesadores de continuidad de la trabe, en lo que se conoce en la terminología técnica de las estructuras de acero como "zona del tablero o zona del panel" (del inglés, "Panel Zone").

Un marco con estas características tiene un probado comportamiento dúctil que lo hace apto para las zonas de alta sismicidad, permitiendo que la mayor parte de sus miembros se desempeñen sin pandeo local en sus rangos inelásticos para desarrollar una amplia disipación de energía durante los sismos, mediante un comportamiento histerético estable.

Si bien los requisitos no son nuevos, los diseños deben refinarse de manera que se puedan formar las articulaciones plásticas por flexión en las vigas, en las vecindades del nudo en tanto la zona de panel fluye por cortante de una manera estable. Así, en tanto se observen los límites de las deformaciones laterales de los marcos, es posible permitir que se presenten cada una de las articulaciones plásticas anteriores solas o simultáneas, por lo que la principal preocupación en cuanto a diseño se refiere consiste en evitar tanto una falla frágil o un pandeo local, antes de que se desarrolle todo el trabajo inelástico.

La fluencia plástica de las columnas aunque podría permitirse, es la menos deseable de los comportamientos inelásticos debido a que suele estar acompañada por situaciones de esfuerzos secundarios y de potenciales pérdidas de equilibrio. Por ello, el concepto de "columna fuerte trabe débil" sigue siendo preferido por muchos ingenieros en estructuras como el modo de falla que conlleva un factor de seguridad más confiable.

De la misma forma, si el diseñador selecciona, que el primer modo inelástico de disipación de energía sea la fluencia plástica por cortante en la zona de panel, se deberán utilizar requisitos adicionales en el diseño, ya que por lo general esto resulta en una flexibilidad de la zona de panel que contribuye de una manera muy significativa a las deformaciones laterales de los entrepisos, situación que debe ser considerada cuidadosamente en los análisis.

Los detalles precisos de estos requisitos de diseño aparecen bien documentados en los códigos y reglamentos (por ejemplo, las Referencias 2,3,4 y 5), por lo que no se hará mayor énfasis sobre ellas en estas notas, las cuales pretenden apuntar únicamente filosofías del diseño y criterios generales de diseño, a sabiendas de que los requisitos detallados podrán ser consultados por el lector interesado en ello en forma particular.

Las figuras que aparecen en el Apéndice A de estas notas proporcionan detalles generales de las conexiones de marcos dúctiles especiales.

De principal importancia es el de proporcionar a la zona de momento negativo de las vigas un soporte lateral lo suficientemente resistente como para evitar el pandeo lateral antes de que se presenten las aniculaciones plásticas. Dado que los momentos máximos durante un sismo se presentan en las vecindades de los nudos y se van alternando de positivo a negativo ciclo tras ciclo durante un sismo, los patines superior e inferior estarán sometidos

alternativamente a tensiones y compresiones producidas por dichos momentos.

Cuando la compresión en un patín llega a ser elevada este puede pandearse solamente hacia los lados de la viga pando que ocurre con alabeo y que se denomina "pandeo lateral"

Como el patín superior de las vigas se encuentra debidamente soportado lateralmente por las losas de los entrepisos (en la mayor parte de los casos) es necesario darle soporte lateral únicamente al patín inferior de las vigas, a una distancia tal del nudo que les permita cumplir con los requisitos de las secciones "compactas", para que se pueda formar la aniculación plástica en las vecindades de la columna.

El soporte lateral se proporciona fácilmente mediante una riostra ó "pata de gallo" que vaya del patín inferior a sujetar, hacia algún otro elemento rígido lateralmente, o bien mediante un atiesador que haga lo suficientemente indeformable lateralmente a la viga, soldándolo al patín superior siempre que este se encuentre restringido contra rotaciones. En el Apéndice A se proporcionan figuras aclaratorias a lo anterior.

## **REQUISITOS PARA LOS MARCOS CON CONTRAVENTEOS CONCENTRICOS (MXC).**

Otra forma muy común para proporcionar a los marcos una rigidez y resistencia lateral ante los sismos consiste en contraventearlos concéntricamente, es decir de nudo a nudo en forma de X o bien entre nudos y el punto de convergencia de los contraventeos, como se muestran en los arreglos del apéndice A.

La resistencia lateral de marcos suele ser proporcionada mayoritariamente por los contraventeos concéntricos, sobre todo si los marcos en sí no son continuos. La combinación de marcos continuos y contraventeos concéntricos es también frecuente en las construcciones sismorresistentes

En estos casos estos sistemas se denominan también "sistemas duales" en virtud de que trabajan de manera simultánea ambos hasta cierto límite de carga, definido por la resistencia al pandeo o a la fluencia por tensión de los contraventeos; a partir de esta carga los contraventeos concéntricos cesan de tomar cualquier incremento adicional de carga y la transfieren a los marcos continuos, hasta que se forman las articulaciones plásticas y los mecanismos de colapso correspondientes. Por esta razón algunos Reglamentos restringen el uso de este tipo de contraventeos concéntricos en zonas de alta sismicidad y en construcciones cuya importancia demanda un sistema más confiable sismorresistente. Algunos otros Reglamentos los permiten siempre que la resistencia de dichos contraventeos sea de 1.25 veces su resistencia de diseño

De cualquier manera resulta difícil predecir tanto la capacidad de carga de los contraventeos como las deformaciones laterales que producen.

Las recomendaciones para el diseño de estos marcos con contraventeos y para los contraventeos en sí se dan de manera específica en los Reglamentos de Diseño por lo que se omiten de las presentes notas.

Sin embargo, sí se proporcionan a manera de croquis las recomendaciones de algunas conexiones, con el objeto de servir de orientación en su detallado

En lo que toca a los contraventeos con arreglos en K, en V o en A, presentan algunas objeciones adicionales para su utilización en zonas de alta sismicidad, por el hecho de que al fallar la diagonal en compresión la diagonal en tensión que se conecta a la parte media de las trabes o de las columnas, les causa una carga puntual que debe ser equilibrada únicamente por el cortante transversal en el miembro, situación totalmente desfavorable tal y como se indica en la figura correspondiente al apéndice A.

## REQUISITOS PARA MARCOS CON CONTRAVENTEOS EXCENRICOS (MXE)

Las investigaciones recientes han demostrado que este tipo de marcos poseen la característica de tener una rigidez en su rango elástico conjuntamente con una excelente ductilidad y disipación de energía en su rango de comportamiento inelástico, ya que los hace francamente aptos para ser utilizados en sistemas sismorresistentes en zonas de alta sismicidad.

La excentricidad de los contravientos se origina al no convergir en un nudo o en un punto común como en el caso de los contravientos concéntricos, de manera de que siempre exista una porción de viga en la cual la carga del contraviento origine un momento en la viga que provoque una articulación plástica capaz de disipar energía sísmica.

Los croquis que aparecen en el apéndice de estas notas muestran casos especiales de contravientos excéntricos.

Al igual que en el caso de los contravientos concéntricos, los contravientos en sí deben de ser capaces de transmitir cargas axiales (tensión o compresión) tales que produzcan las articulaciones plásticas en los tramos de  $tM_e$  denominados "eslabón o muñón de cortante" (del inglés shear-link). Lo anterior implica que dichos contravientos no sufran pandeo ni fluencia plástica antes de que se forme la articulación plástica en el eslabón de cortante, lo cual puede ser logrado siguiendo las reglas que específicamente establecen las Normas correspondientes pero que por lo general solicitan que la resistencia de la viga y de los contravientos diagonales excedan 1.25 veces la resistencia nominal del eslabón de cortante, lo que implica en el caso de los contravientos, para los cuales se emplea un factor  $\Phi$  de reducción igual a 0.85 para compresión axial, que el factor de sobre resistencia efectiva sea de  $1.25/0.85 = 1.5$ . De igual manera, para los momentos en las vigas, el factor de reducción  $\Phi$  es de 0.9, en cuyo caso la sobre resistencia efectiva real se vuelve  $1.25/0.9 = 1.4$ , factores que han sido confirmados por pruebas en laboratorios.

Las dos condiciones anteriores en principio controlan la longitud del eslabón de cortante  $e$ .

Por ejemplo

Para  $e \geq 2 M_p/V_p$  el cortante en el eslabón es  $= 1.25 V_p$   
y el momento en el extremo del eslabón es  $= e (1.25 V_p)/2$

Para  $e > 2 M_p/V_p$  el cortante en el eslabón es  $= 2 (1.25 M_p)/e$   
y el momento del eslabón es  $= 1.25 M_p$

Para  $e \leq 1.3 M_p/V$  junto a la columna, el cortante en el eslabón es  $= 1.25 V_p$   
el momento en el extremo del eslabón adyacente a la columna es  $= 0.8 M_p$   
y el momento en el extremo del eslabón en su unión al contraviento es  $= e(1.25 V_p) - 0.8 M_p$

Las ecuaciones anteriores se basan sobre la suposición de que los momentos extremos en el eslabón se igualan cuando el eslabón alcanza su resistencia límite. Para longitudes de eslabones  $e \leq 1.3 M_p/V_p$  unidos a las columnas, los experimentos han mostrado que los momentos extremos no se igualan (Ref. 20)

La fuerza cortante en el eslabón genera a su vez una fuerza axial en el contraviento y en la mayor parte de las configuraciones de contravientos excéntricos genera también (por equilibrio de fuerzas) una fuerza axial sustancial en el segmento de la viga fuera del eslabón.

Las uniones entre los contravientos excéntricos y los muñones o eslabones de cortante están normadas en su detallado y diseño por las especificaciones de las Referencias 2, 3, 4 y 5, por lo que no se tratan en el texto de estas notas

## **PLACAS DE CONTINUIDAD**

Como su nombre lo indica, para transferir un momento flexionante del extremo de una trabe al otro a través del nudo que forman con la columna, se requiere reforzar el alma de la columna con unas placas o atiesadores de continuidad, las cuales a su vez definen con los patines de la columna las llamadas zonas de paneles o zona de tableros. En el caso de que las columnas sean de sección de cajón, estas placas de continuidad demandan procedimientos especiales de fabricación, ya sea haciendo "ventanas para soldar dichas placas por el exterior de los patines", o bien utilizando el moderno procedimiento de soldadura interior llamado "electro-slag", el cual consiste en introducir una barra de acero de alta resistencia con una perforación central longitudinal, a través de la cual se introduce a su vez un alambre de electrodo, que es el que provoca el arco eléctrico. Mediante un altísimo voltaje, el arco eléctrico funde simultáneamente tanto al electrodo como a la barra de acero y a las caras interiores de la hoquedad donde se introdujo el conjunto barra-electrodo, llenando de metal fundido líquido la hoquedad desde su raíz hasta su apertura superficial

Este ingenioso procedimiento permite que la cuarta cara no soldada de las placas de continuidad quede integrada monolíticamente al metal base de la columna en cajón por fusión, a pesar de quedar implícitamente inaccesible a los procedimientos de soldadura normales.

## **ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD**

Dado que el comportamiento de toda estructura de acero durante un temblor intenso, depende en una gran parte de la calidad de la mano de obra y los procedimientos del fabricante para producir uniones estructurales sanas y completas, el ingeniero de diseño, el Corresponsable en Seguridad Estructural y desde luego, el Director Responsable de Obra deben de hacer los arreglos necesarios para garantizar un aseguramiento de la calidad adecuado en la manufactura de la estructura: en especial en las uniones soldadas a tope sometidas a tensión.

La referencia 19 proporciona una lista detallada de los requisitos para la inspección y pruebas basado en la categoría de comportamiento sísmico del edificio a construir.

## **PAQUETERIA MAS COMUN PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

**SAP 90.** Este programa editado por Computer and Structures Inc. es un programa de análisis estructural tridimensional, estático y dinámico a base de elementos, finitos para cualquier tipo de estructura. Sus posprocesadores **SAPSTEEL**, **SAPLOT** y **SAPTOME**, permiten hacer revisiones de los esfuerzos en las estructuras de acero según los criterios **AISC**, **ASD** o **LRFD**; hacer representaciones gráficas, estáticas o animadas de la estructura analizada sin deformar o deformadas bajo cargas, y hacer análisis dinámicos de historia en el tiempo, respectivamente.

Las intensidades de los esfuerzos y las relaciones de interacción se presentan mediante tonalidades cromáticas que permiten hacer iteraciones sucesivas para optimizar el diseño de las estructuras en corto tiempo.

**ETABS.** Programa de análisis estructural tridimensional, estático y dinámico a base de elementos finitos, desarrollados por Computers and Structures Inc. para el análisis de edificios con columnas verticales y trabes horizontales. Su posprocesadores **STEELER**, **PLOTTER** Y **TIMEH**, permiten hacer las revisiones de los miembros de acero según los Reglamentos **AISC**, **ASD**, y **LRFD**, representar gráficamente figuras sin deformar y deformadas (estática o animada), y realizar análisis dinámicos con historias en el tiempo, respectivamente.

Al igual que en el caso del programa **SAP 90** las relaciones de interacción de esfuerzos combinados se presentan

por medio de tonalidades cromáticas que facilitan su interpretación y elaborar las iteraciones sucesivas necesarias.

Las versiones - PLUS de estos programas hacen un uso más eficiente de la velocidad de las nuevas microcomputadoras 386,186,586 y Pentium, para el caso de estructuras muy complejas.

Existe un preprocesador llamado **FLOOR**, con el cual se realiza el diseño optimizado de los sistemas de piso bajo consideraciones de cargas estáticas y dinámicas, bajo los criterios de diseño **ASD** y **LRFD** del **AISC**, el cual revisa además los criterios de vibración según Murray (referencias 21 y 22 ). Este programa genera los patrones de carga para el programa **ETABS** en forma automatizada, lo que representa un ahorro en tiempo bien importante.

**SADSAP**. Versión avanzada del programa **SAP 90** desarrollada por el Dr. Edward Willson, para el análisis tridimensional de estructuras no lineales. Sus posprocesadores **PLOT** y **TPLOT** permiten visualizar la estructura deformada, ver el comportamiento histerético de los elementos no lineales, y las gráficas fuerza deformación de los mismos, así como también las gráficas de las distintas formas de disipación de energía durante un evento sísmico.

**RAMSTEEL**. Es un programa para el análisis y diseño optimizado de entresijos metálicos semejante al **FLOOR**, pero sin quedar dentro del ambiente de **AUTOCAD**.

Este programa aunque de uso mas amigable que el **FLOOR**, no ha sido todavía ligado al **ETABS**, por lo que su utilidad es todavía limitada aunque para los fines que fue creado cumple estupendamente su propósito.

**AVANSSE**. Es un programa de análisis tridimensional a base de elementos finitos para estructuras de acero exclusivamente, creado en un ambiente totalmente gráfico e interactivo.

Este programa original de Cochabamba Bolivia, por el Dr. Boris Kraljevic, es un ejemplo de eficiencia y simplicidad aunque desafortunadamente su uso no se ha difundido, por restricciones de mercadeo.

El programa permite además de identificar el comportamiento global de la estructura, conocer el comportamiento local de los componentes de los miembros estructurales (patines, almas, atiesadores, placas de base, etc.) bajo **distintos tipos** de solicitaciones. Sin embargo, su uso esta limitado a estructuras con menos de 3,000 ecuaciones.

#### **DESIGN ADVISOR (antes CONEXPRT)**

Es un conjunto de programas desarrollados por Structural Engineers Inc. bajo contrato especial del AISC. El

paquete completo incluye 9 subprogramas

- + SECTIONS
- + CONEXPRT ModuleI - Double Angles
- + CONEXPRT Module I - Shear End Plate
- + CONEXPRT Module I - Shear Tab
- + CONEXPRT Module I - Single Angles
- + CONEXPRT Module II - LRFD SDI Floor Design
- + FLOOR VIB - Floor Vibrations Evaluation

Con él es posible diseñar la mayor parte de las conexiones estructurales entre miembros de acero, observando los requisitos para que se cumpla el diseño dúctil según los lineamientos **LRFD** o **ASD**.

## REFERENCIAS

1. AISC. (American Institute of Steel Construction, Inc.) "*Specifications for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings*". ASD (Allowable Stress Design), 1986.
2. AISC. (American Institute of Steel Construction, Inc.) "*Specifications for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings*" LRFD (Load and Resistance Factor Design), 1988.
3. AISC. (American Institute of Steel Construction, Inc.) "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*". June 15, 1992.
4. DDF. (Departamento del Distrito Federal) "*Reglamento para las Construcciones en el Distrito Federal*". Agosto 1993.
5. DDF. (Departamento del Distrito Federal) "*Notas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*". 1987.
6. II. (Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México) "*Comentarios y ayudas de Diseño y Ejemplos*". 1993.
7. Martínez Romero, E. "*Mejoramiento de la Respuesta Sísmica de Edificios Dañados por los Sismos. Mediante la Adición de Elementos Disipadores de Energía*". Seminario Internacional. Instrumentación Sísmica y Uso de Elementos Disipadores de Energía en el Comportamiento Estructural. SMIS (Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica) Octubre 1990.
8. Cassaro, M. y Martínez Romero, E. "*The México Earthquakes of 1985 Factors Involved and Lessons Learned*". ASCE (American Society of Engineers), Septiembre 19, 1986.
9. Krar. linker, H. y Martínez Romero, E. "*Performance Evaluation of Steel Structures in México City*". CE 37-86 (N) National Science Foundation; Earthquake Hazard Mitigation Program. March 1986.
10. Martínez Romero, E. "*Comportamiento de las Estructuras de Acero Durante los Sismos de 1985 en la Ciudad de México*" Congreso Latino Americano de Siderúrgica ILAFA 27. Octubre 1986.
11. Roeder, C.W. and Popov, E.P. "*Eccentrically Braced Frames for Earthquakes*" Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. 3, American Society of Civil Engineers, March 1978.
12. Libby, J. R. "*Eccentrically Brace Frame Construction A Case History*", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago IL, Vol 18, No. 4. 1981.
13. Iyengar, H. "*Recent Developments in Mixed Steel-Concrete Systems High Rise Buildings*". Recent Progress. Council on Tall Buildings and Urban Habitat. 1986.
14. Griffis, L. "*Composite Frame Construction*" Capítulo 4.5 del Libro Constructional Steel Design; and International Guide Elsevier Applied Science. 1992.
15. Bergman, D.M. y Goel, S.C. "*Evaluation of Cyclic Testing of Steel-Plate Devices for Added Damping and Stiffness*" Report UMCE 87-10 The University of Michigan. Ann Arbor. November 1987.

16. Scholl, R.E., y Martínez Romero, E. "*Earthquake Retrofit Design of a R-Story Building using Structural Dampers*".  
Proc. of the 2nd. International Engineering and Technology Conference, AMIME/SHPE, México City, México, Agosto 1986.
17. Martínez Romero E. "*Amortiguamiento*". Capítulo 8 del Libro "Reto Sísmico". Teléfonos de México, 1988.
18. Martínez Romero E. "*Experiences on the Use of Supplementary Energy Dissipators on Building Structures*".  
Earthquake Spectra Magazine, Vol. 9, No. 3, August 1993. EERI (Earthquake Engineering Research Institute).
19. ASCE (American Society of Civil Engineers) "*Minimum Design Load for Buildings and Other Structures*".  
ASCE-7-92 (Formerly ANSI A58.1), New York, N.Y., 1992.
20. Kasai, K, y Popov, E.P. "*Cyclic Behavior of WF Steel Shear Link Beams*". Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, American Society of Civil Engineers, February 1986.
21. Murray, T.M. "*Building Floor Vibration*", AISC Engineering Journal, Third Quarter, 1991, pages 102-109.
22. Murray, T.M. "*Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations*", AISC Engineering Journal, Second Quarter, 1981, pages 72-78.

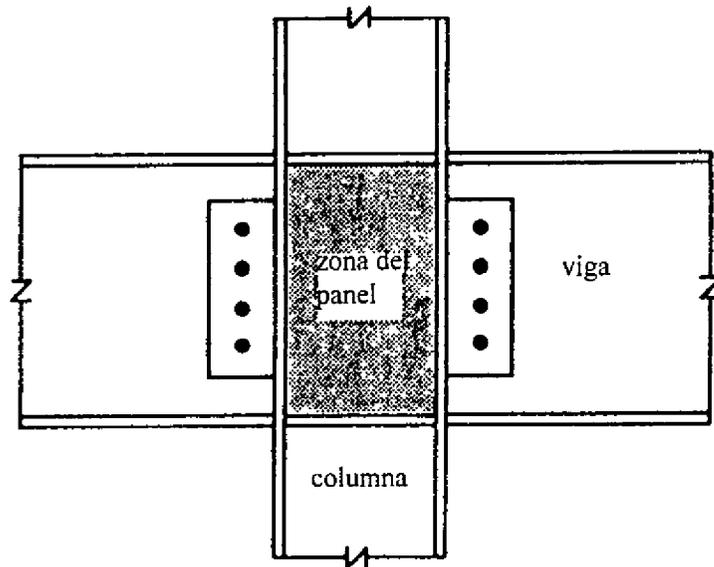


Fig. 61 Zona del Panel

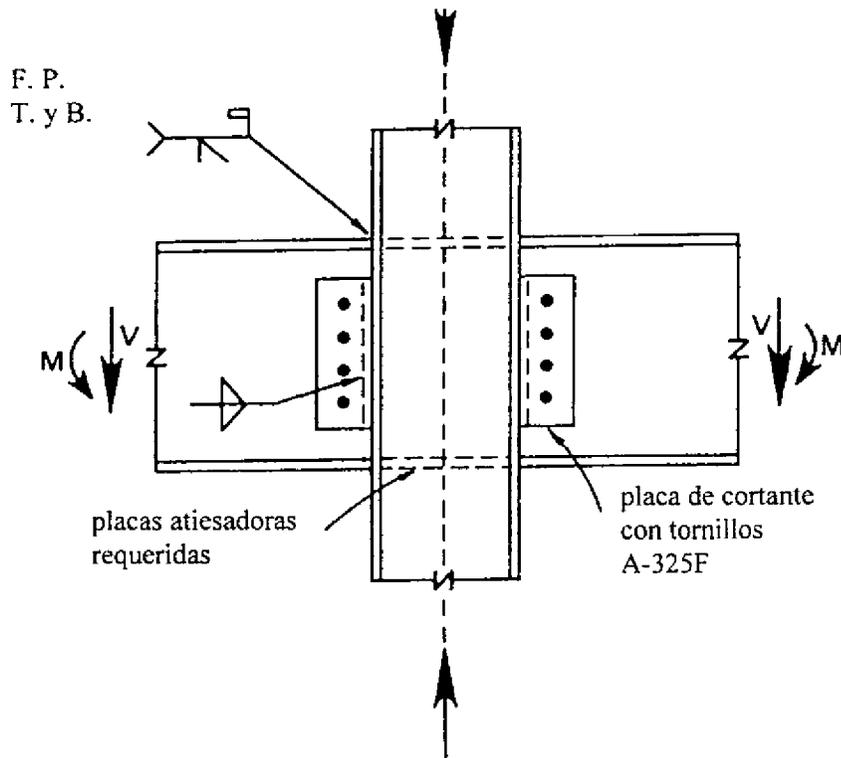


Fig. 60 Conexión Típica Resistente a Momentos

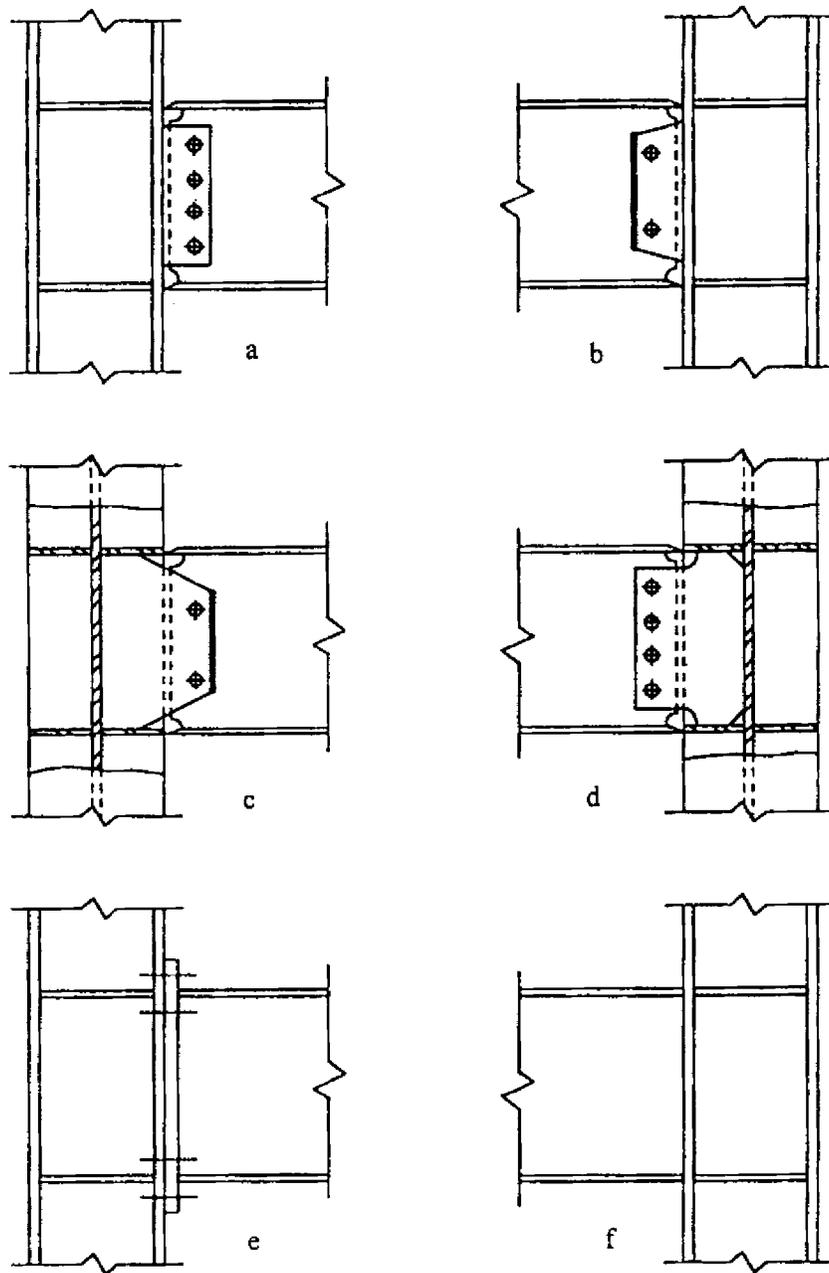
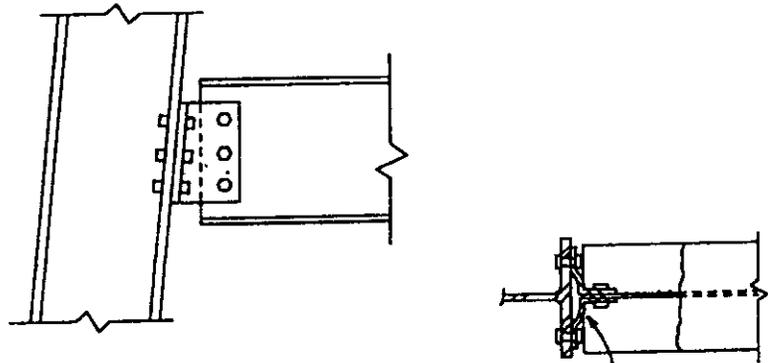
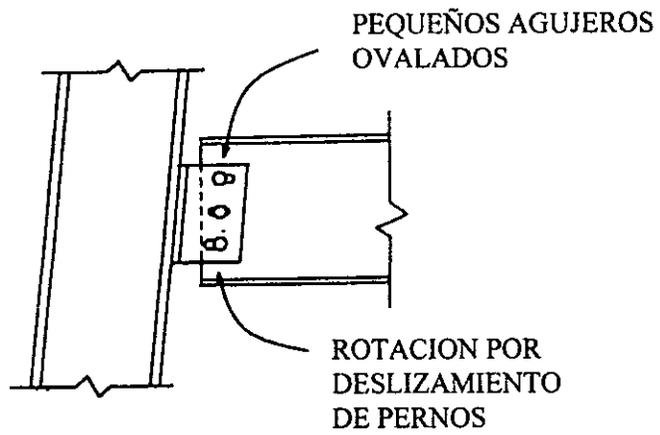


Fig. C-8.1. Conexiones viga-columna.



ROTACION POR FLEXION  
NO LINEAL DE LOS  
MIEMBROS DE LA UNION



PEQUEÑOS AGUJEROS  
OVALADOS

ROTACION POR  
DESLIZAMIENTO  
DE PERNOS

Fig. C-8.2. Conexiones Simples.

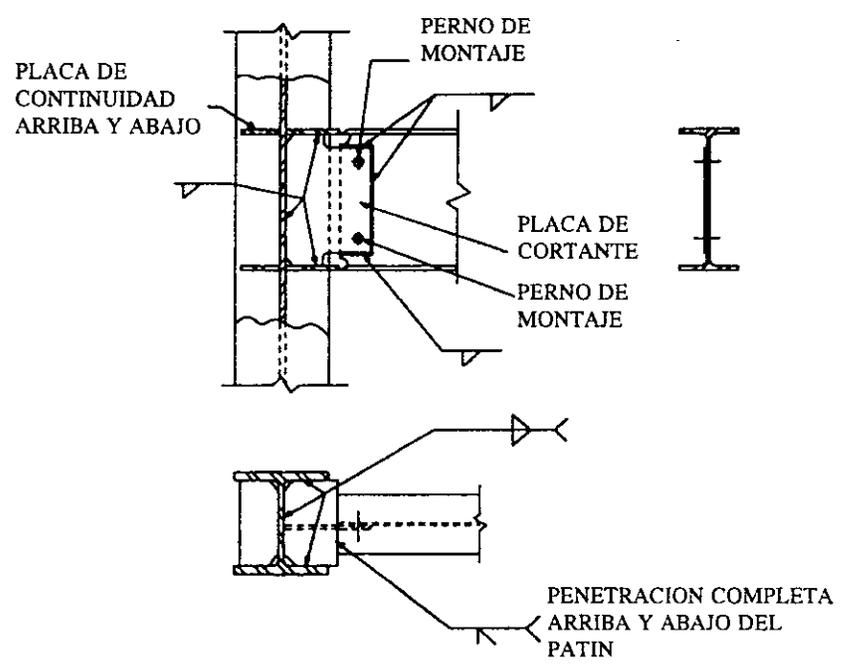
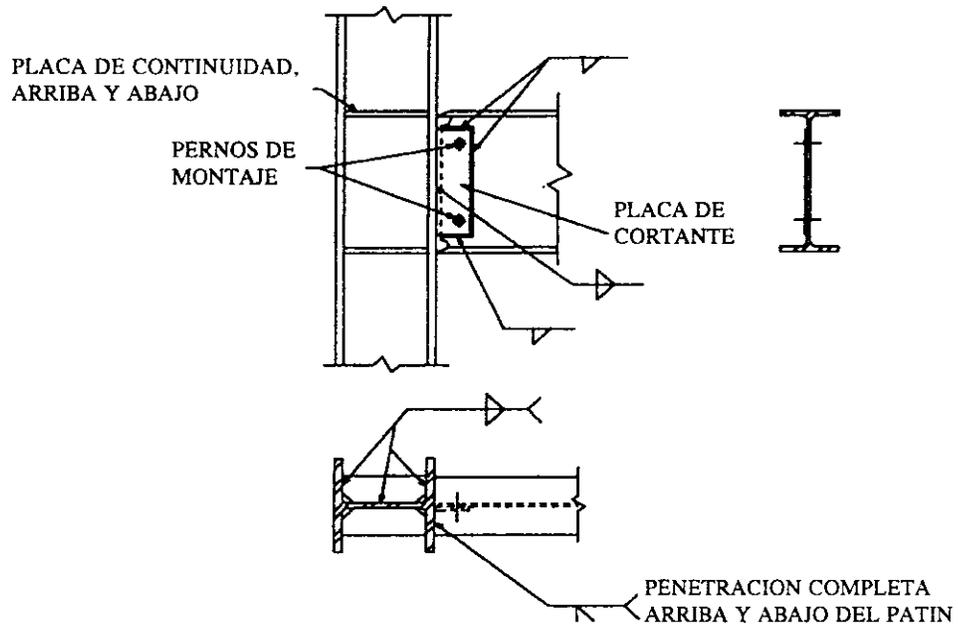


Fig. C.8.3. Unión viga-columna

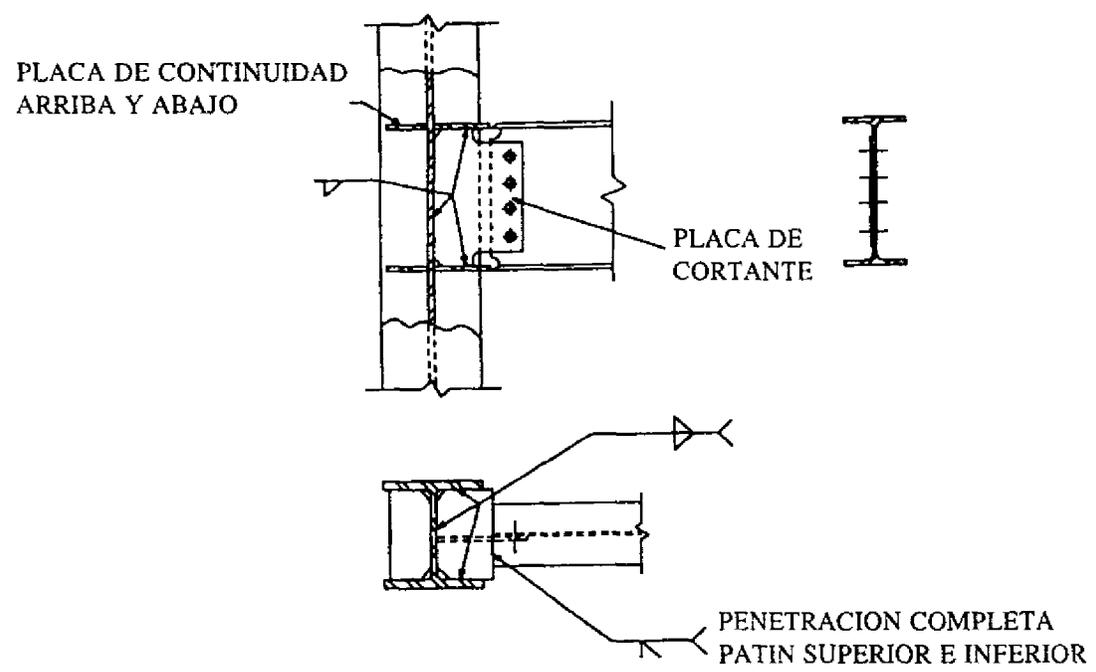
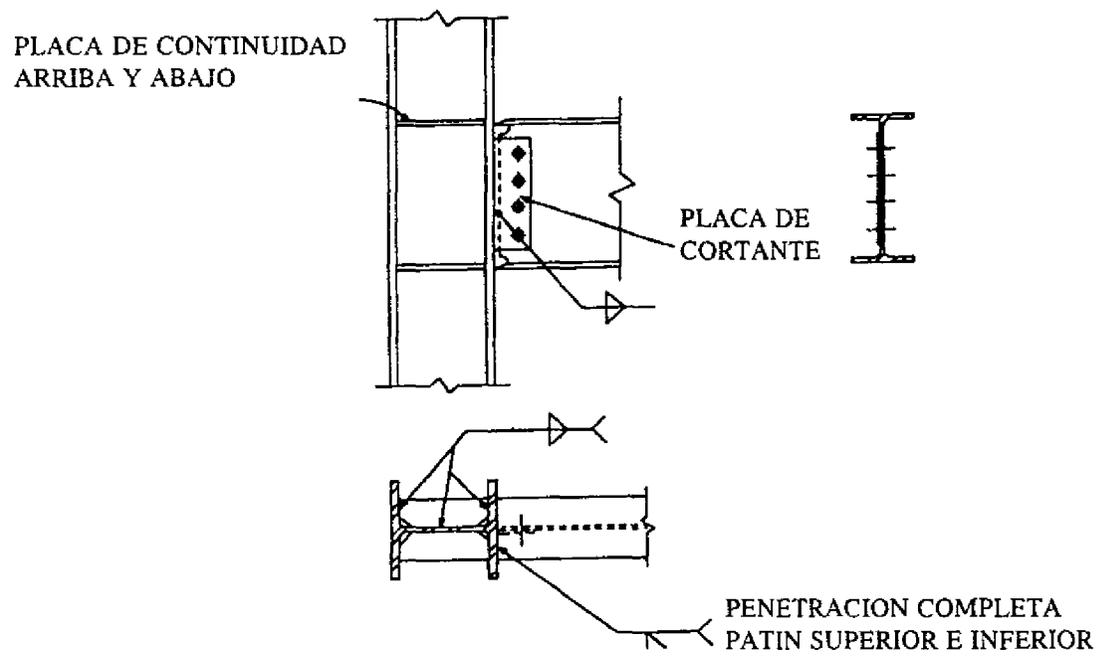


Fig. C.8.4. Unión viga-columna

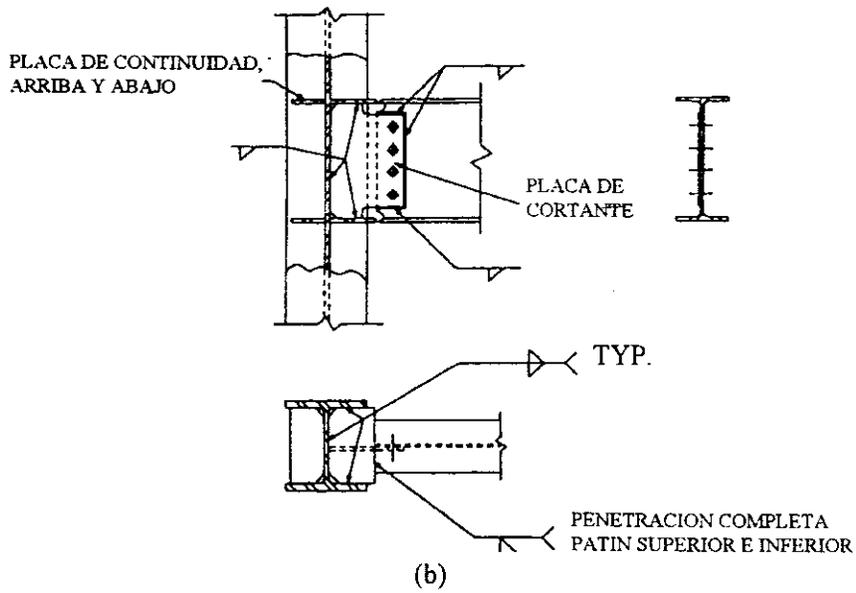
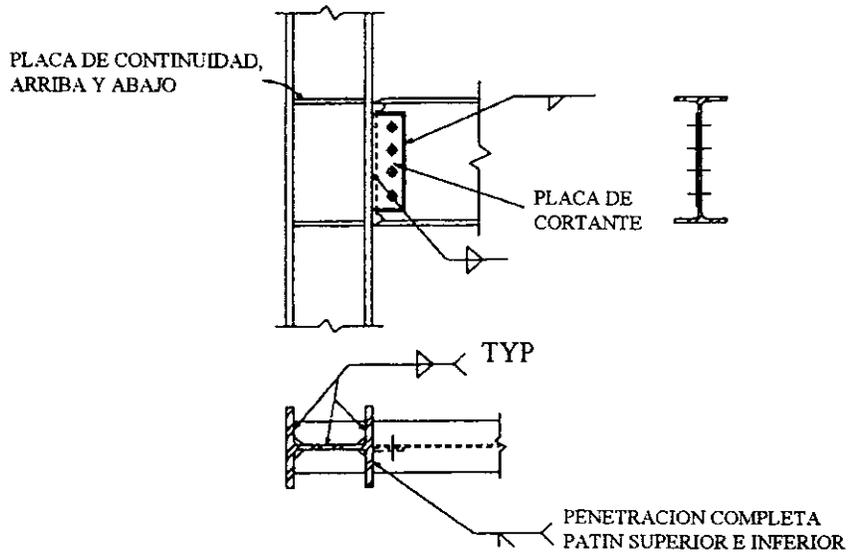


Fig. C-8.5. Unión Viga-Columna,  $b_r \leq t_r (d_b - t_r) F_y < 0.7 F_y Z_x$

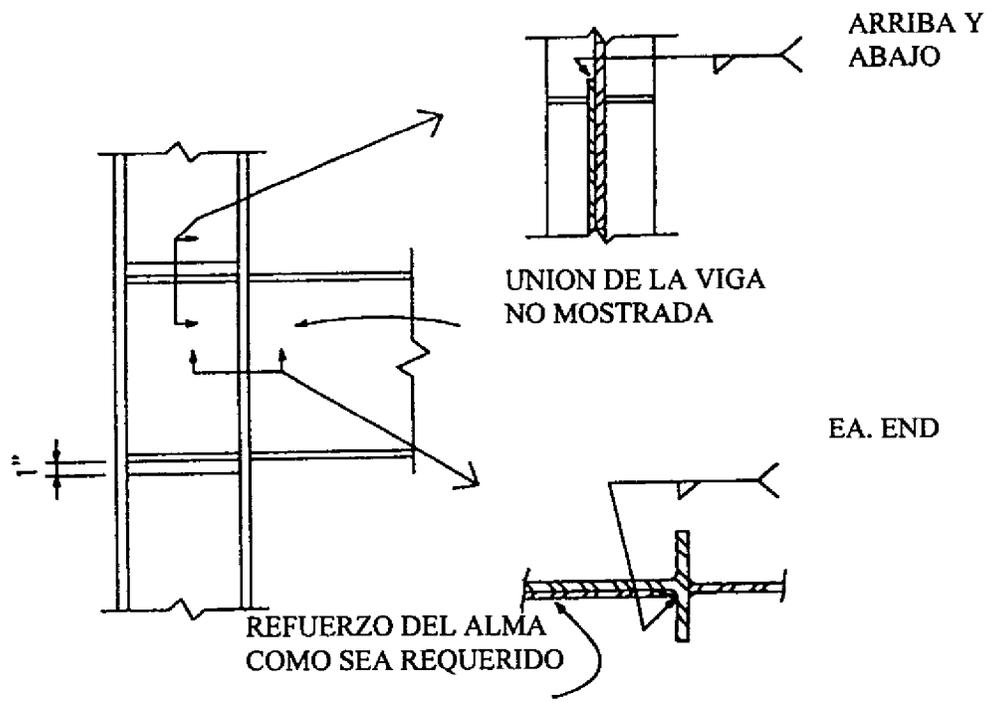
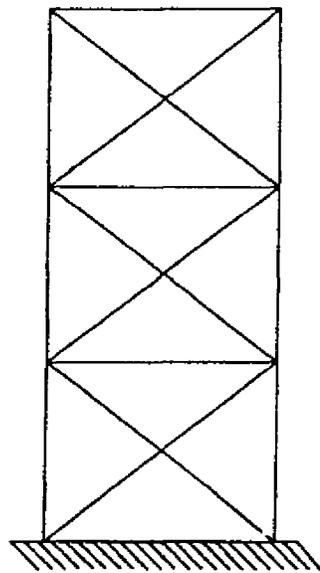
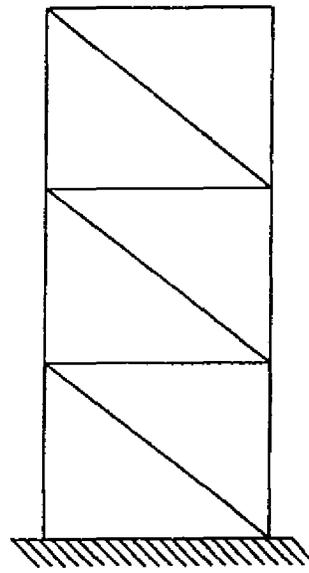


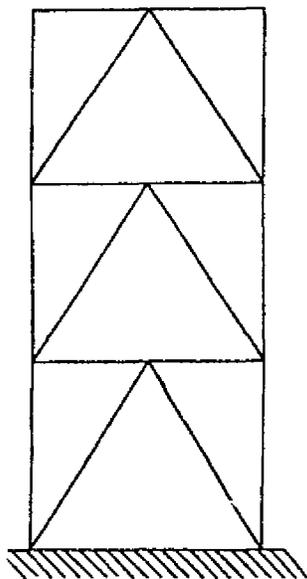
Fig. C-8.6. Detalle en la Zona de Panel (con refuerzo)



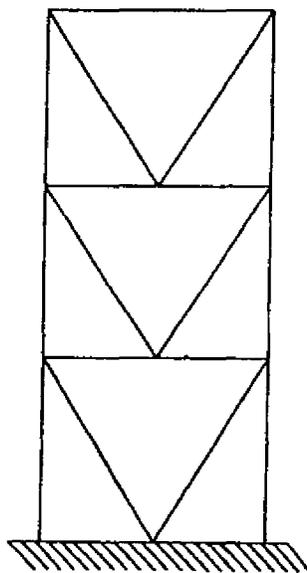
en X



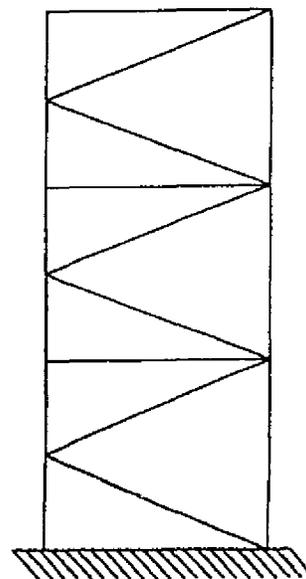
Diagonal Simple



en V



en  $\wedge$



en K

Tipos de Marcos con Contraventeos Concéntricos (MXC)

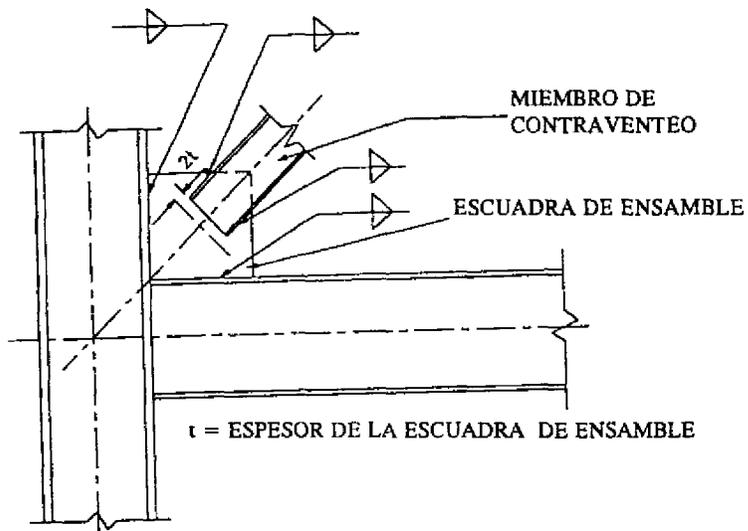


Fig C-9.7. Requerimiento por Pandeo Fuera del Plano de la Unión Contraventeo-Escuadra de Ensamble en un Sistema Contraventado.

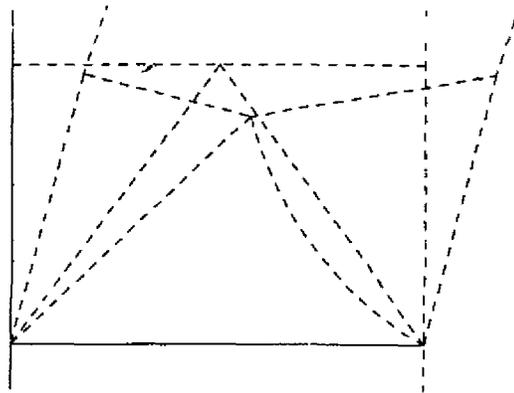
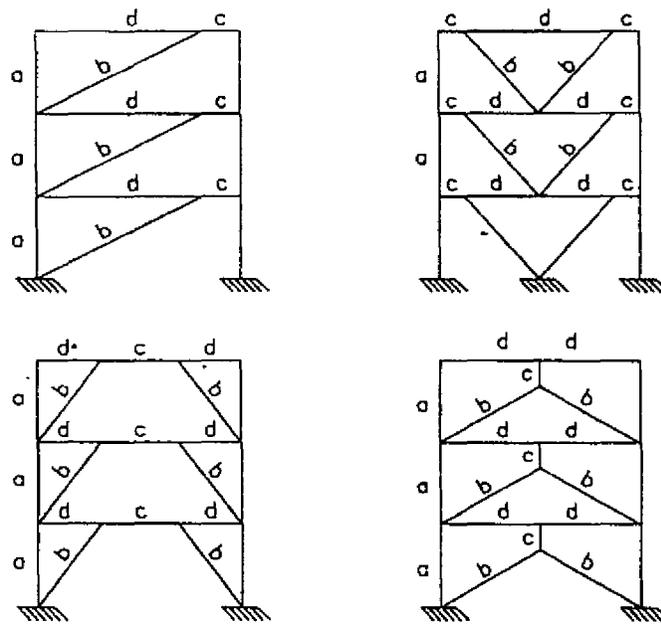
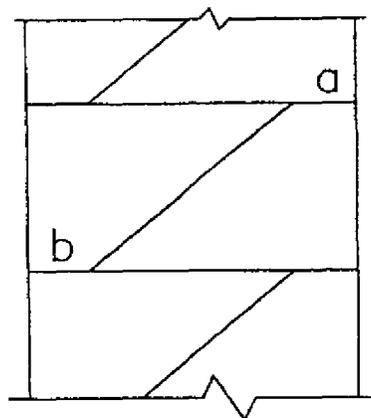


Fig. C-9.8. Mecanismo de Falla de un Marco con un Contraventeo en V invertido.



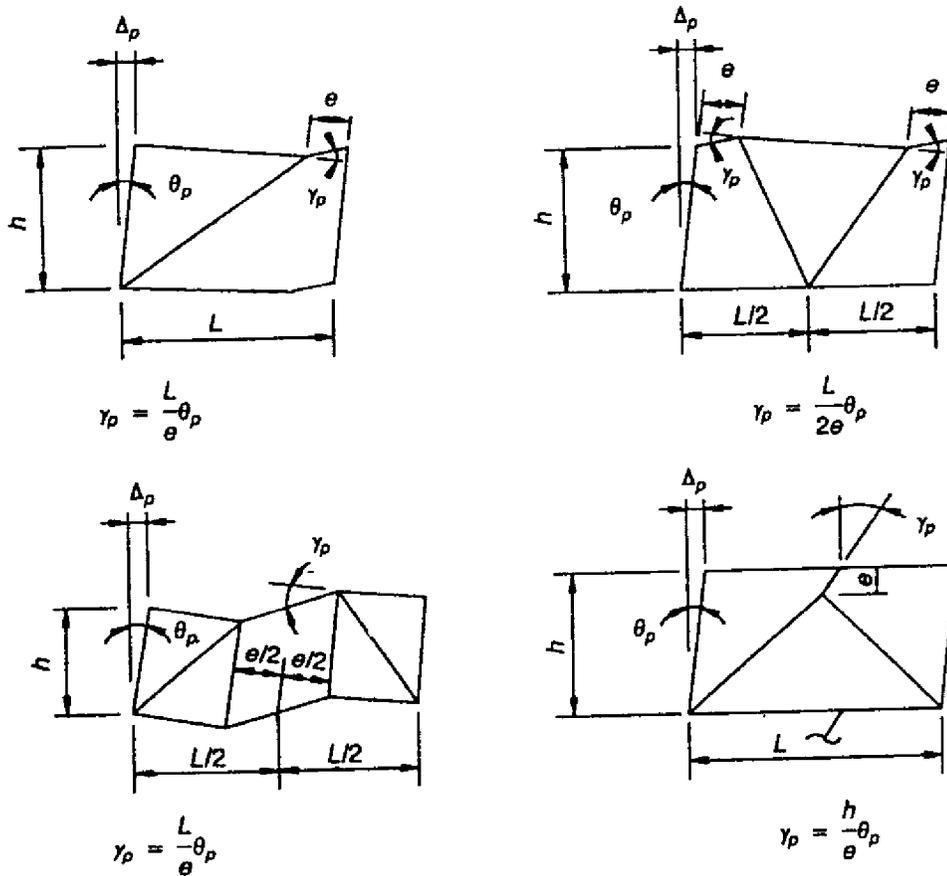
a=columna  
 b=contraviento  
 c=zona de articulación plástica potencial  
 d=porción de la viga fuera de la zona de posible plastificación

Fig. C 10.1 Tipos comunes de marcos contraventeados excéntricos



$\phi V_n$ -zona de posible plastificación a (activa) <  $\phi V_n$ -zona de posible plastificación b (inactiva)

Fig C 10.2 EBF-Articulación plástica potencial activa e inactiva



- $\Delta_v$  = Distorsión de piso determinada al utilizar el corte basal  $v$ , en pulgadas.
- $\Delta_t$  = Distorsión total de piso, en pulgadas =  $\Delta_v \times e' / e$ .
- $\Delta_e$  = Distorsión de piso elástica, en pulgadas =  $\Delta_v$  veces el factor de carga sísmico.
- $\Delta_p$  = Distorsión de piso plástica, en pulgadas =  $\Delta_t - \Delta_e$  (conservadoramente  $\Delta_e = 0$ ).
- $e$  = Longitud de articulación plástica potencial, en pulgadas.
- $h$  = Altura de entrepiso, en pulgadas.
- $L$  = Distancia entre columnas, en pulgadas.
- $\theta_p$  = Angulo de la distorsión de piso plástica, en radianes =  $\Delta_p / h$ .
- $\gamma_p$  = Angulo de rotación de la zona de articulación plástica potencial, en radianes.

Fig. C-10.3. Angulo de Rotación de la Zona de Articulación Plástica Potencial.

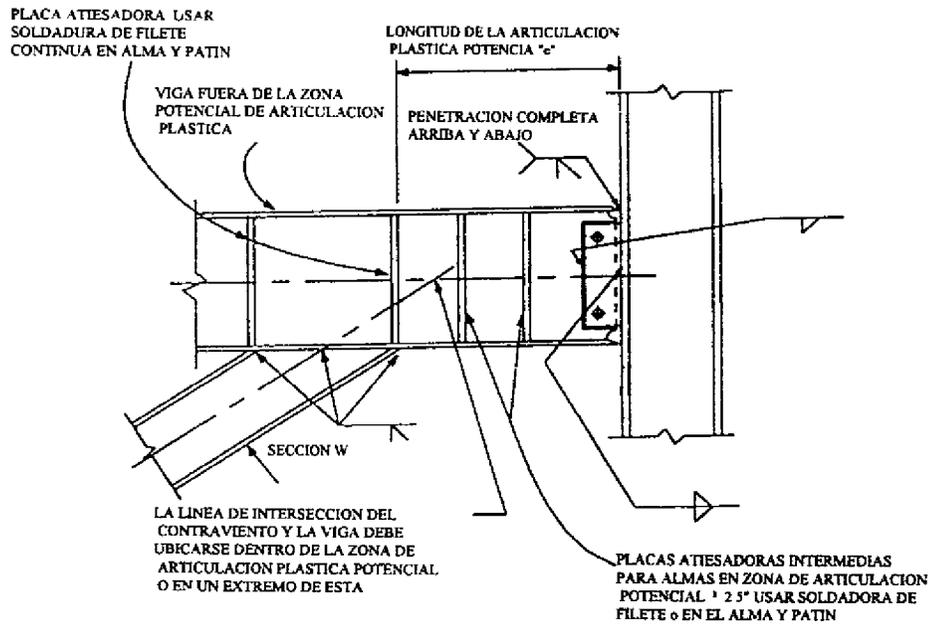


Fig. C.10.4

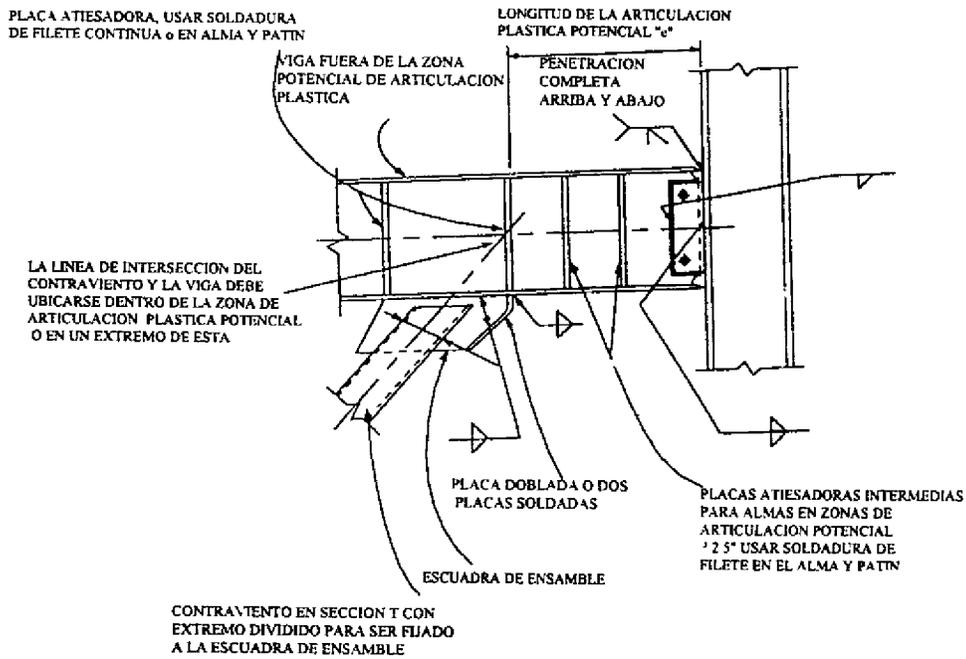


Fig. C.10.5