

Universidad Central de Venezuela
Facultad Arquitectura y Urbanismo
Coordinación de Docencia



**LAS CONEXIONES Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO
SISMICO DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL**

Trabajo de Ascenso para optar al escalafón de Agregado

Prof. Ing. Sigfrido Loges

Docente e investigador del

Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC)

Candidato Doctoral del Doctorado en Ciencias de la Ingeniería (FI/UCV)

Caracas, 23 de septiembre, 2020

ÍNDICE

RESUMEN	3
LAS CONEXIONES Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL	4
INTRODUCCIÓN	5
ARTÍCULOS PRESENTADOS	9
ARTÍCULO N° 1	9
ARTÍCULO N° 2	10
ARTÍCULO N° 3	11
ARTÍCULO N° 4	12
LÍNEA DE INVESTIGACIÓN DE ACERO EN EL IDEC	14
INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN LA UCAB.....	18
Trabajo No.1: <i>Tensiones y deformaciones en conexiones viga – columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17. (Calificación obtenida: 20 pts. Mención: Publicación), (Arnal, 2018).</i>	18
Trabajo No.2: <i>Tensiones y deformaciones de una conexión plancha extrema (end plate) modelada con el programa Ansys v.18.2 con base en la Norma AISC 358-16. (Calificación obtenida: 20 pts.). (Sequera, 2018).</i>	25
ALGUNAS REFLEXIONES FINALES	35
CONCLUSIONES	38
RECOMENDACIONES	39
BIBLIOGRAFIA	40
APÉNDICES: Artículos Publicados	42
Apéndice 1:	43
Apéndice 2:	55
Apéndice 3:	69
Apéndice 4:	85

RESUMEN

Este trabajo se presenta como requisito parcial del Trabajo de Ascenso para el escalafón de Agregado, bajo la modalidad de *Publicación de Artículos*. De acuerdo con esta modalidad y su reglamento correspondiente, se presentan cuatro artículos que tratan sobre las conexiones y su incidencia en el comportamiento sísmico de edificaciones aporticadas de acero estructural, tema que pertenece a la línea de investigación correspondiente, del área de Desarrollo Experimental de la Construcción del Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC) de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo (FAU) de la Universidad Central de Venezuela (UCV), en donde se han desarrollado todos los artículos acá presentados. El objetivo principal, es puntualizar y describir los aspectos más relevantes asociados con las conexiones entre los miembros estructurales pertenecientes al sistema resistente a sismos, en edificaciones aporticadas de acero estructural y su incidencia en su comportamiento sísmico, indicando asimismo, algunos aspectos vinculados con el crecimiento progresivo de este tipo de edificaciones, lo que en general establece las bases para continuar con este estudio dentro del instituto.

**LAS CONEXIONES Y SU INCIDENCIA EN EL COMPORTAMIENTO SISMICO
DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL**

INTRODUCCIÓN

Este trabajo de ascenso al escalafón de Agregado, pretende mostrar la importante relación que tienen las conexiones entre los miembros estructurales (vigas y columnas) y el comportamiento sísmico de edificaciones aporticadas de acero estructural. Para ello, cada uno de los artículos que se exponen fueron elaborados secuencialmente, tratando de cubrir los aspectos más determinantes en la correcta selección del tipo de conexión a emplear en casos particulares, tipos de perfiles estructurales de acero que exhiben mejor comportamiento ante acciones sísmicas, comportamiento inelástico de algunos tipos de acero y conexiones empleadas en la construcción de edificios aporticados, y aspectos relacionados con el crecimiento progresivo de edificaciones de acero, en el entendido que en la medida que se va sucediendo el crecimiento con la adición o sustitución de miembros estructurales, el comportamiento sísmico de la edificación resultante puede variar de manera significativa.

Los artículos y la información desarrollada, han sido complementados con tres investigaciones, bajo la tutoría del autor de este trabajo, una de pregrado y las otras de postgrado para optar a los títulos de Ingeniero Civil y de Especialista en Ingeniería Estructural, respectivamente, desarrolladas por estudiantes de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB, Caracas), en las cuales se realizaron modelos matemáticos de conexiones, empleando perfiles tubulares y perfiles tipo I y H de la serie europea, mediante la metodología de elementos finitos y utilizando el programa de computación para simulaciones mecánicas *Ansys*. De estas investigaciones, se obtuvieron diagramas que mostraron el comportamiento de cada tipo de conexión analizada ante acciones sísmicas, de acuerdo a un protocolo de cargas alternantes siguiendo los lineamientos indicados en el documento AISC 341 (AISC, 2010; AISC, 2016). Las conclusiones alcanzadas en los trabajos presentados, indicaron que el comportamiento sísmico de las edificaciones aporticadas de acero estructural dependen en gran medida de la correcta selección, análisis, diseño, fabricación y montaje adecuados de las conexiones entre los miembros principales del sistema resistente a sismos.

El primero de los artículos (Loges, 2015), fue presentado en las XXXIII Jornadas de Investigación del IDEC (2015), y abarca los aspectos más resaltantes del comportamiento de algunos tipos de conexiones de acero estructural, tales como las precalificadas contenidas en la guía 358 del Instituto Americano de la Construcción en Acero, que para la fecha de publicación del artículo su versión más reciente era la del año 2010 (AISC, 2010), algunas prácticas constructivas que incidieron en la formación de mecanismos de falla frágiles en ciertas conexiones de algunos edificios en los sismos de Kobe (1994) y Northridge (1995), consideraciones del comportamiento de ciertas zonas de las secciones transversales de perfiles de acero, medios de unión basados en soldaduras y pernos, características de las zonas de las estructuras sometidas a importantes demandas de ductilidad (rótulas plásticas), y en general, algunos aspectos constructivos cuya implementación podría acarrear comportamientos inadecuados de conexiones. La principal intención fue servir de inicio para los siguientes artículos que serían presentados posteriormente, y puntualizar la importancia que revisten las conexiones en el comportamiento ante acciones sísmicas de aporticadas de edificaciones de acero.

El segundo artículo (Loges, 2016) se presentó en las XXXIV Jornadas de Investigación del IDEC (2016), y abarca el tema de las edificaciones aporticadas construidas con perfiles tubulares en Venezuela. Como es bien sabido, este tipo de perfiles requiere de una serie de consideraciones especiales relacionadas con su comportamiento ante acciones sísmicas cuando son seleccionados para la construcción de edificaciones. Entre esas consideraciones, destacan su material de fabricación y ductilidad, características de las diferentes secciones transversales (cuadradas, rectangulares y circulares) y espesores de sus paredes, los tipos de conexiones consideradas como precalificadas en la guía del AISC (AISC, 2010), las consecuencias que tiene en el comportamiento sísmico de edificaciones el soldar directamente los perfiles tubulares de las vigas a las columnas, características de los elementos que deben incorporarse en las conexiones con tubulares según el Comité Internacional para el Desarrollo y Estudio de la Construcción Tubular (CIDECT), y otras adicionales. Esto permite al lector comprender las razones por las cuales el empleo de este tipo de perfiles, sumado a conexiones inadecuadas entre vigas y columnas, puede afectar la vulnerabilidad de edificaciones aporticadas de acero ante acciones sísmicas. Las

conclusiones presentadas fueron posteriormente ratificadas en una investigación llevada a cabo en la Universidad Católica Andrés Bello de Caracas, en la cual se concluyó mediante el análisis de un modelo matemático de conexiones, la inconveniencia de conectar las vigas y las columnas de una edificación aporticada de acero con soldadura directa sin emplear algún elemento intermedio para distribuir de manera más eficiente las tensiones y deformaciones asociadas en la conexión.

El tercer artículo (Loges, 2017) se presentó en la Trienal de Arquitectura FAU (2017). Como continuación de los dos anteriores, en este se explican algunos de los aspectos vinculados con el crecimiento progresivo de viviendas multifamiliares de baja altura, relacionados al diseño por desempeño, la técnica del *pushover* para determinar el comportamiento inelástico de las estructuras y patrones de formación de rótulas plásticas, cómo la incorporación de miembros estructurales modifica la redistribución de fuerzas internas entre los miembros restantes, el efecto de la adición de losas, concepción del tipo de conexión entre los miembros estructurales y su diseño en función a la adición de nuevos miembros, y la posible introducción de irregularidades en el proceso del crecimiento progresivo. Se buscó enfatizar en los aspectos que se deben tener siempre presentes al momento de realizar modificaciones en las estructuras debidas al propio crecimiento de las mismas para ampliar los espacios destinados a viviendas. Es decir, dichas modificaciones son el resultado de una labor de análisis estructural por etapas, en donde cada estructura resultante es diferente a su predecesora, y su comportamiento estructural ante acciones sísmicas depende de la manera en la cual se van incorporando los miembros estructurales y no estructurales. Debido al trabajo constante del IDEC, se considera este artículo un aporte importante para las líneas de investigación del instituto, en gran medida orientadas al desarrollo de soluciones y propuestas estructurales

Finalmente, el último de los artículos (Loges, 2017), presentado y publicado en las Memorias del XI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, XI CONVESIS (2017), buscó ser el cierre de los tres anteriores, los cuales estuvieron relacionados con el comportamiento, análisis, detallado, fabricación y montaje de conexiones de acero estructural. En este artículo, se presentan algunos de los aspectos vinculantes con el comportamiento inelástico de las conexiones entre los miembros estructurales (vigas y columnas) en pórticos de acero. Se describe el inadecuado

comportamiento que se evidenció en ciertas conexiones durante los terremotos de Kobe (1994) y Northridge (1995), lo cual fue determinante en las filosofías de análisis y diseño de conexiones que existían en ese momento, ya que en muchos casos se obtuvieron comportamientos que distaron mucho de lo que se esperaba alcanzar bajo acciones sísmicas. Se incluye una breve explicación del balance energético como filosofía de análisis sísmico inelástico de edificaciones, se clasifican las conexiones de acuerdo a su rigidez, se analiza el comportamiento inelástico de conexiones a momento, se muestran curvas de histéresis de algunos tipos de conexiones, la conveniente ubicación de las zonas en donde se espera disipar la energía inelástica en las estructuras aporticadas de acero o rótulas plásticas, aspectos relacionados con las conexiones a momento empleando perfiles tubulares y su respuesta inelástica, y finalmente conexiones precalificadas de acuerdo con la guía del AISC 358 (AISC, 2016).

El presente trabajo está organizado de manera que luego de la introducción, se muestra la información relacionada con el evento en el cual se presentaron y el resumen de cada uno de los artículos, y una breve descripción de las propuestas desarrolladas en la línea de investigación de acero del IDEC con el objeto de mostrar cómo se insertan los artículos acá presentados en dicha línea de investigación. Luego, se describen dos investigaciones presentadas en la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB, Caracas), en las cuales se realizaron modelos matemáticos de conexiones de acero para determinar, en primer lugar, la inconveniencia de unir los perfiles tubulares de las vigas y las columnas con soldadura directa, y en segundo lugar para obtener los datos del comportamiento inelástico de una conexión tipo plancha extrema precalificada de acuerdo con la guía del AISC 358. Se menciona seguidamente, una tercera investigación actualmente en desarrollo, cuyo objetivo principal será determinar si la variación en la geometría de los diafragmas tiene alguna incidencia en el comportamiento inelástico de conexiones a momento empleando perfiles tubulares de acuerdo con la guía No.9 del CIDECT. Al final, se presentan algunas reflexiones, seguidas por los extensos de los cuatro artículos.

ARTÍCULOS PRESENTADOS

ARTÍCULO N° 1	
Año:	2015
Título	<i>Aspectos del detallado de conexiones rígidas de acero estructural para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones</i>
Autor:	Sigfrido Loges
Publicación:	Memorias de las XXXIII Jornadas de Investigación del IDEC
Depósito legal:	lf4020157201879
ISBN:	978-980-00-2808-7

Resumen:

El comportamiento estructural de edificaciones en acero depende de muchos factores, pero en gran medida, de las conexiones entre sus miembros. No sólo es su diseño el principal punto de interés, sino su correcto detallado, con lo cual, las hipótesis supuestas en el análisis del diseño estructural de la edificación puedan ser validadas y la vulnerabilidad de ésta ante acciones sísmicas reducida. Se explican algunos aspectos que sustentan el comportamiento de conexiones rígidas o a momento, especialmente del tipo precalificada, y cómo pequeñas variaciones en sus características geométricas y constructivas pueden afectar su comportamiento. De la revisión bibliográfica basada en las últimas normativas norteamericanas (AISC), se obtuvieron ejemplos de aplicación y características de detallado que deben siempre estar presentes en los proyectos para garantizar que la edificación muestre un adecuado desempeño sísmico. Ciertos aspectos no considerados en la construcción de conexiones a momento y que fueron causantes de problemas estructurales de edificaciones son identificados, explicados y se indica la manera en la cual se debieron ejecutar. Se comprueba, al final del documento, que en Venezuela en muchos casos, no se están cuidando los detalles constructivos de conexiones de acero rígidas y, por lo tanto, se está aumentando la probabilidad de que muchas edificaciones sufran daños importantes ante acciones sísmicas futuras.

(Ver artículo completo en el Apéndice 1)

ARTÍCULO N° 2	
Año:	2016
Título	<i>Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural construidos con perfiles tubulares en Venezuela</i>
Autor:	Sigfrido Loges
Publicación:	Memorias de las XXXIV Jornadas de Investigación del IDEC
Depósito legal:	lfi33820166001474
ISBN:	978-980-00-2832-2

Resumen:

Se plantea la relación que existe entre el uso de miembros con secciones transversales tubulares y la vulnerabilidad sísmica de los edificios aporticados de acero estructural. En los últimos años en Venezuela, se ha evidenciado que edificios de acero estructural, contruidos con perfiles tubulares para los miembros resistentes principales (vigas y columnas, especialmente), pudieran resultar significativamente vulnerables a las acciones sísmicas. El uso cada vez más frecuente de este tipo de perfiles en el país, debido entre otras cosas a los problemas de disponibilidad de materiales para la construcción en acero, genera incertidumbres acerca de si las estructuras contruidas con perfiles tubulares tendrán la capacidad suficiente para resistir sismos importantes, y si se tomaron en cuenta consideraciones sismorresistentes en los detalles de las conexiones entre vigas y columnas, entre otras. Se explica el comportamiento inelástico que presentan algunos tipos de acero empleados en la construcción, sobre todo para zonas con mediana y alta sismicidad. Se indican disposiciones específicas y recientes aplicables de las Normas Americanas AISC relacionadas, sobre todo en cuanto a la necesidad de disponer de columnas tubulares mixtas (acero – concreto) para construcciones en zonas sísmicas. Se concluye, que los perfiles tubulares huecos para columnas, no cumplen con los límites de esbelteces mínimas necesarias para comportarse satisfactoriamente en el rango inelástico y que las conexiones viga – columna deben disponer de elementos intermedios para la adecuada transferencia de tensiones entre los componentes de edificios aporticados de acero.

(Ver artículo completo en el Apéndice 2)

ARTÍCULO N° 3	
Año:	2017
Título	<i>Aspectos a considerar en el análisis por desempeño de edificaciones multifamiliares aporticadas de baja altura de acero estructural con crecimiento progresivo</i>
Autor:	Sigfrido Loges
Publicación:	Memorias de la Trienal FAU 2017
Depósito legal:	DC2017002530
ISBN:	978-980-00-2879-7

Resumen:

Cuando las edificaciones multifamiliares aporticadas de baja altura de acero estructural son concebidas para permitir la construcción progresiva, la progresividad debe seguir unos lineamientos previamente establecidos a nivel de proyecto, especialmente en lo referente a la ingeniería estructural de su construcción, la cual deberá considerar en todo momento la adición o sustitución de miembros estructurales, con el impacto que esto generará en el comportamiento de la nueva edificación. Sin embargo, es muy importante destacar que la edificación en su primera etapa de construcción distará mucho, en términos de comportamiento estructural, al de la(s) definitiva(s) correspondiente(s) a cada etapa de crecimiento, por lo cual resultará imperativo evaluar dichas estructuras, haciendo un análisis por desempeño para verificar si la adición de los nuevos miembros y componentes no generará condiciones desfavorables ante acciones sísmicas. Resultará entonces muy importante el conocimiento y correcto proceder de la metodología y aspectos asociados a los análisis estructurales por desempeño, basados en análisis estáticos no lineales (*pushover*, por sus siglas en inglés), lo cual permitirá comprender, entre otras cosas, la localización de las zonas en donde debe ocurrir la disipación de energía inelástica (rótulas plásticas) y si las mismas siguen un patrón de ocurrencia adecuado, tomando en cuenta que lo aleatorio no debe formar parte del análisis, sino que depende de una secuencia lógica de eventos. En este trabajo se pretende indicar únicamente algunos de los aspectos vinculantes que se deben tomar en cuenta en viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo, basados en los lineamientos indicados en los procedimientos de análisis estático no lineales actuales. (Ver artículo completo en el Apéndice 3)

ARTÍCULO N° 4	
Año:	2017
Título	<i>Importancia de las conexiones en el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural</i>
Autor:	Sigfrido Loges
Publicación:	Memorias del XI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, XI CONVESIS 2017
Página de Publicación:	http://www.funvisis.gob.ve/old/convesis/memorias.php

Resumen:

Las conexiones entre los miembros, representan uno de los aspectos más importantes y de mayor incidencia cuando se trata del comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural. En los sismos ocurridos en la década de los noventa, especialmente los de Northridge (1994) y Kobe (1995), por ejemplo, se pudo constatar cómo conexiones de acero estructural, que se esperaba tendrían un adecuado desempeño ante acciones sísmicas y que cumplían con los lineamientos normativos vigentes para la época, sufrieron daños importantes debido al sorpresivo resultado de su comportamiento, mostrando fallas relacionadas con la soldadura entre elementos de la conexión y detalles de geometría y detallado, entre otros. Se pensaba que las normativas que se empleaban en la época eran suficientemente estrictas en lo referente a análisis, detallado y construcción y que el resultado serían conexiones con comportamientos sismorresistentes adecuados. Esto obligó a reevaluar los aspectos normativos, lo cual ha continuado hasta nuestros días, teniéndose actualmente normas que tratan de manera muy específica y extensa, los aspectos relacionados con el análisis y detallado de conexiones en zonas de mediana y alta sismicidad. De la revisión documental, se tratarán aspectos relacionados con las nuevas estrategias y tendencias de tipologías de conexiones, lo cual, en general, ha sido el resultado de numerosos ensayos experimentales y aprendizajes de sismos ocurridos en años recientes, pudiéndose entonces predecir con gran certeza, cuál será el comportamiento que se espera alcanzará durante un sismo, y en qué situaciones un tipo de conexión prevalece sobre otro. Se indicarán comportamientos histeréticos del conjunto conexión - viga - columna para varios casos, incluyendo algunos ensayos realizados por otros

investigadores en perfiles con secciones transversales tubulares, especificando algunas condiciones que pudieran conducir a comportamientos no deseados de edificaciones aporticadas de acero ante acciones sísmicas importantes. Finalmente, se indicarán algunas recomendaciones que incluyen, entre otras, hacia dónde debiera avanzar la actualización de la Norma COVENIN 1618:1998 de estructuras de acero, de acuerdo a la filosofía de los estados límites.

(Ver artículo completo en Apéndice 4)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN DE ACERO EN EL IDEC

El Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad Central de Venezuela (FAU/UCV), cuenta con varias líneas de investigación. En una de ellas, relacionada directamente con el área de Estructuras, específicamente aquéllas que son construidas con acero como material predominante, se han desarrollado algunas investigaciones y sistemas constructivos, cuya breve descripción se muestra a continuación.

El SIEMA (sistema de estructura metálica) fue desarrollado en 1978, para la construcción de edificaciones de hasta 3 pisos, de uso público, oficinas y servicios, y se basó en el ensamblaje en obra de componentes principalmente estandarizados, persiguiendo obtener edificaciones de bajo costo y rapidez constructiva (Figura 1).



Figura 1: Sistema constructivo SIEMA.

Fuente: (IDEC, 2006).

En ese mismo año, se desarrolló el sistema constructivo SIMAC (I) (sistema constructivo de marcos metálicos concéntricos), el cual utilizaba módulos estructurales de 7.20x7.20m para edificaciones de uso residencial, administrativo o asistencial de hasta cuatro pisos de 3.70m cada uno. Las losas eran prefabricadas de concreto reforzado de 5cm de espesor, las cuales tenían dos tipologías: triangular o rectangular, dependiendo de las vigas tipo cerchas de apoyo. En ese mismo año, se desarrollaron una segunda y tercera versión, el SIMAC (II) y el SIMAC (III) (sistema mixto de acero concreto), los cuales se basaban en una estructura reticular en dos direcciones ortogonales, manteniendo las dimensiones del módulo estructural original (Figura 2).

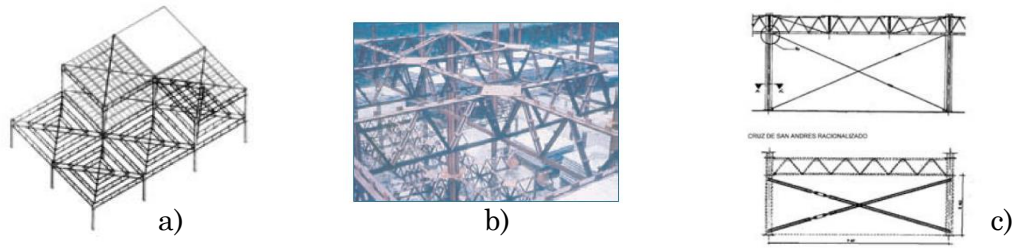


Figura 2: a) SIMAC (I), b) SIMAC (II), c) SIMAC (III).

Fuente: (IDEC, 2006).

En el año 1985, aparece el SIEMET (sistema de estructura metálica tubular), el cual estaba compuesto por tramas romboidales espaciales, cuyo principal uso era en techos, cúpulas y cubiertas, conformados por láminas o paneles livianos. Su uso estaba destinado a edificaciones deportivas, culturales, industriales, militares, educacionales y viviendas de hasta tres pisos. Su módulo estructural variaba en ambos sentidos, el módulo de diseño era de 1.20x1.20m, lo cual permitía alcanzar luces importantes, hasta unos 60m. Las losas de piso eran de concreto macizas vaciadas sobre encofrados deslizantes (Figura 3).



Figura 3: SIEMET.

Fuente: (IDEC, 2006).

Un sistema constructivo basado en láminas metálicas delgadas de acero galvanizado, SIPROMAT, fue desarrollado en el año 1991. Usaba láminas delgadas de calibres 24 y 26, los cuales eran corrugados de una cierta manera para aportarles resistencia y rigidez, convirtiéndolos así en paneles autoportantes, así eran ensamblados en obra a manera de “lego”, sin requerir mano de obra especializada (Figura 4).



Figura 4: SIPROMAT. a) Estructuras Construidas, b) Láminas corrugadas.

Fuente: (IDEC, 2006).

En 1995, se desarrolla ENTRETECH o sistema de lámina de acero galvanizado para techos y entresijos de construcción progresiva, con componentes altamente industrializados para ser utilizados en viviendas de bajo costo. Este sistema tiene la particularidad de proponer la reutilización de los componentes, tanto para losas de piso o techo, favoreciendo así el crecimiento progresivo de las viviendas (Figura 5). Entre sus ventajas se destacaban su rápido ensamblaje, poco peso y no requerir mano de obra especializada.

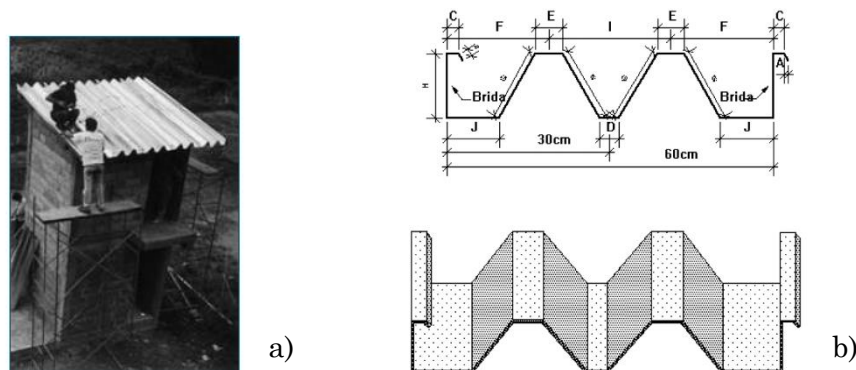


Figura 5: ENTRETECH. a) Estructuras Construidas, b) Geometría de láminas corrugadas.

Fuente: (IDEC, 2006).

Ese mismo año, se presenta SITECH (sistema de techo en lámina metálica) para viviendas de bajo costo. Su diseño tomó en consideración aspectos relacionados con la producción, el ensamblaje y el confort térmico (Figura 6).

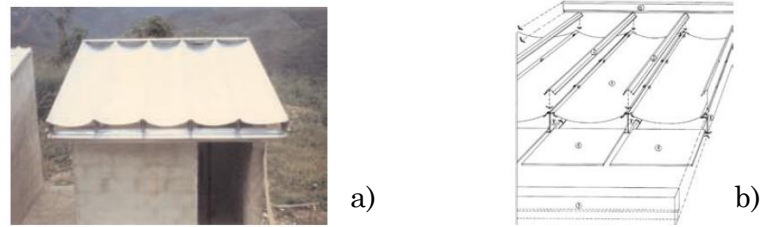


Figura 6: SITECH. a) Vista, b) Geometría de componentes.

Fuente: (IDEC, 2006).

En los años sucesivos y como resultado de trabajos desarrollados para la Especialización y Maestría del IDEC, surgen varios sistemas constructivos, entre los cuales se mencionan el Sistema Constructivo con Estructura de Entramado Metálico para Viviendas Multifamiliares de Desarrollo Progresivo (1999), y el Sistema Constructivo en base a Tubulares de Acero para Alojamientos de Emergencia (2006) (IDEC, 2006).

En el año 2009 y como resultado de un trabajo de investigación de la Especialización del IDEC, se desarrolla el sistema constructivo SIEMA-VIV (sistema IDEC estructura metálica apernada para viviendas) (Hernández, 2009) como una adaptación del sistema SIEMA del año 1979. En esta adaptación, se modificaron aspectos estructurales vinculados con el tipo de perfiles para los miembros principales y las conexiones entre ellos, la modulación y consideración de los cerramientos y techos como subsistemas. Este tipo de modificaciones permitió desarrollarlo para uso en viviendas multifamiliares (Figura 7).

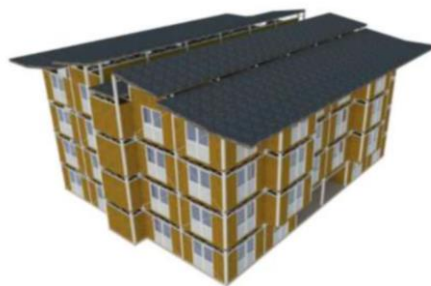


Figura 7: Sistema SIEMA-VIV.

Fuente: (Hernández, 2009)

En las investigaciones y sistemas constructivos mencionados hasta acá, se resuelve el aspecto arquitectónico de las edificaciones de manera muy conveniente, pero las conexiones entre los miembros estructurales y su comportamiento ante acciones

sísmicas, son temas cuyo estudio ameritaría posiblemente mayor nivel de desarrollo dentro del IDEC, y es donde los artículos presentados en este trabajo se insertan.

INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN LA UCAB

En los años 2017 y 2018, se presentaron en la Universidad Católica Andrés Bello, núcleo de Caracas, dos trabajos de investigación, como complemento a los cuatro artículos presentados. El primero, por el bachiller Martín Lorenzo Arnal (Arnal, 2018), como requisito para optar al título de Ingeniero Civil, y el segundo, por el Ing. Luis Sequera (Sequera, 2018), para optar al título de Especialista en Ingeniería Estructural. Estos trabajos tuvieron como premisa fundamental, analizar el comportamiento inelástico de dos tipos de conexiones de acero estructural, una de ellas empleando perfiles tubulares, y la otra perfiles de la serie europea para representar una conexión plancha extrema (*end plate*) de acuerdo con los lineamientos de la guía del AISC 358 (AISC, 2016) de conexiones precalificadas.

Trabajo No.1: *Tensiones y deformaciones en conexiones viga – columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17.* (Calificación obtenida: 20 pts. Mención: Publicación), (Arnal, 2018).

Presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil, tuvo como principal objetivo determinar la conveniencia de conectar vigas y columnas cuyas secciones transversales correspondían con perfiles tubulares cuadrados y rectangulares, mediante soldadura directa, sin incorporar elementos adicionales para la transferencia de tensiones entre ellos. Para esto, se realizó el análisis inelástico de una conexión a momento para obtener sus diagramas Carga – Desplazamiento (F-d) y Momento – Rotación (M- θ), lo cual permitió concluir acerca de su comportamiento ante acciones sísmicas. Se determinaron también las tensiones y deformaciones asociadas a

cada paso o etapa del protocolo de ensayo o carga, que principalmente fue el indicado en el documento AISC 341-16 (AISC, 2016).

La investigación tuvo su origen debido a la observación que en Venezuela y en los últimos años, el empleo de perfiles con secciones transversales tubulares se ha generalizado, debido entre otras razones, a su mayor disponibilidad en el mercado venezolano por sobre perfiles de las series europeas, con secciones I y H, por ejemplo, para la construcción de edificaciones aporticadas de acero. Sin embargo y en muchos casos, se observó que no se implementaron en su construcción, ciertos aspectos vinculados con el tipo de conexión entre vigas y columnas, como por ejemplo, incorporación de elementos como diafragmas, planchas y pernos, lo cual puede favorecer notablemente el comportamiento de la conexión ante acciones sísmicas, ejecutándose, en cambio, las conexiones mediante soldadura directa para unir los miembros estructurales.

Para realizar el análisis de la conexión, se elaboró un modelo matemático, el cual fue analizado utilizando el método de los elementos finitos y empleando el programa de simulación mecánica *Ansys* R.17. Se analizó el comportamiento de la conexión ante cargas alternantes simulando la acción sísmica, se obtuvieron las tensiones y deformaciones generadas en la conexión y los miembros y se desarrollaron los diagramas F-d y M- θ , los cuales permitieron alcanzar las conclusiones finales.

El mallado del modelo matemático por elementos finitos de la conexión analizada se muestra en la Figura 8, en donde quedan más discretizadas las zonas de mayor interés, es decir, aquéllas circundantes a la unión de los perfiles. Se emplearon, siempre que fue posible, elementos finitos rectangulares, con lo cual se evitaron problemas de oblicuidad inherentes con elementos triangulares y de otras formas geométricas más complejas.

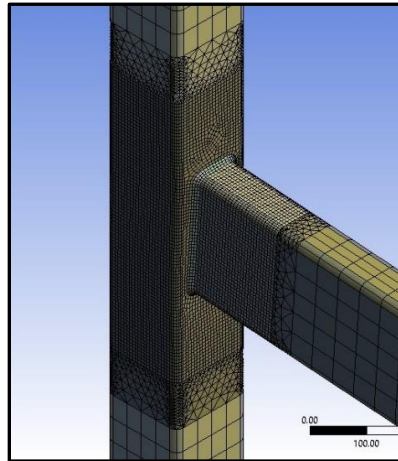


Figura 8: Discretización de la conexión analizada por elementos finitos en *Ansys*.

Fuente: (Arnal, 2018).

Inicialmente, se seleccionaron los perfiles a emplear en el estudio, de acuerdo a los que han sido más utilizados en la construcción de viviendas aporticadas en Venezuela en los años 2017 y 2018, lo cual se logró gracias a las cifras aportadas por el departamento técnico de la empresa UNICON, en Caracas. De acuerdo con esa información, los perfiles que más demanda o venta tuvieron fueron los siguientes (medidas en milímetros): 200x200x7, 175x175x5.5 y 260x90x5.5. Los dos primeros, en general, se emplearon para columnas y el último para vigas. Finalmente, y sin incorporar el efecto que pudiera tener en los resultados espesores diferentes de las paredes de los perfiles de la viga y la columna, la conexión para el análisis resultó como se muestra en la Figura 9.

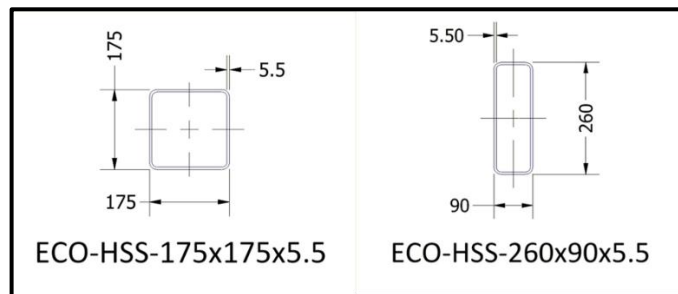


Figura 9: Perfiles empleados en la conexión de estudio para la columna (izq.) y la viga (der.).

Fuente: (Arnal, 2018)

El comportamiento inelástico del material considerado para el análisis (Figura 10), fue elástico perfectamente plástico, no incluyéndose un material diferente

para las esquinas de los perfiles de la viga para considerar las tensiones residuales provenientes del proceso de conformado en frío.

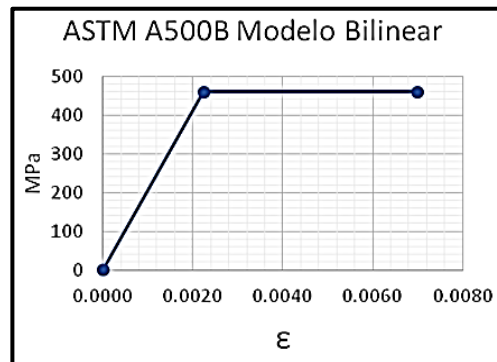


Figura 10: Comportamiento elástico perfectamente plástico del material de los perfiles.

Fuente: (Arnal, 2018).

El protocolo de cargas (Figura 11) para representar un ensayo con carga alternante, se obtuvo del AISC 341-16, en donde se optó por un valor de 0.06 radianes para la rotación máxima, de acuerdo con lo siguiente:

- a) 6 ciclos a $\theta = 0.00375\text{rad}$
- b) 6 ciclos a $\theta = 0.005\text{rad}$
- c) 6 ciclos a $\theta = 0.0075\text{rad}$
- d) 4 ciclos a $\theta = 0.01\text{rad}$
- e) 2 ciclos a $\theta = 0.015\text{rad}$
- f) 2 ciclos a $\theta = 0.02\text{rad}$
- g) 2 ciclos a $\theta = 0.03\text{rad}$
- h) 2 ciclos a $\theta = 0.04\text{rad}$

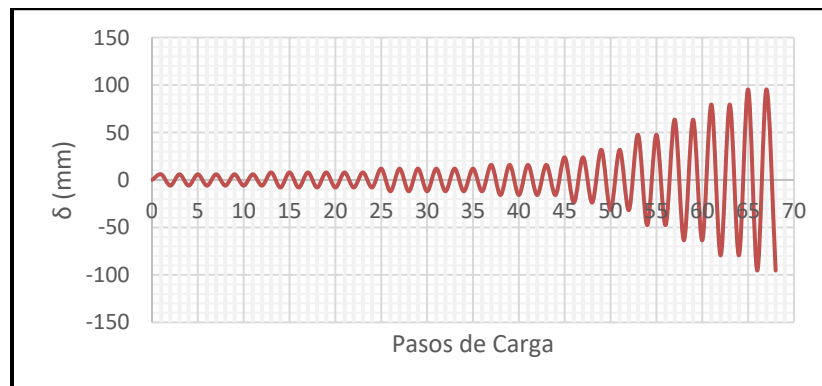


Figura 11: Protocolo de cargas según AISC 341-16.

Fuente: (Arnal, 2018).

Para concluir acerca del nivel de empotramiento obtenido del modelo matemático, se emplearon los gráficos de la guía No.9 del CIDECT (Kurobane, Packer, Wardenier, & Yeomans, 2004) (Figura 12), con lo cual y de acuerdo a la gráfica M- θ desarrollada, correspondió con una conexión tipo Semirrígida.

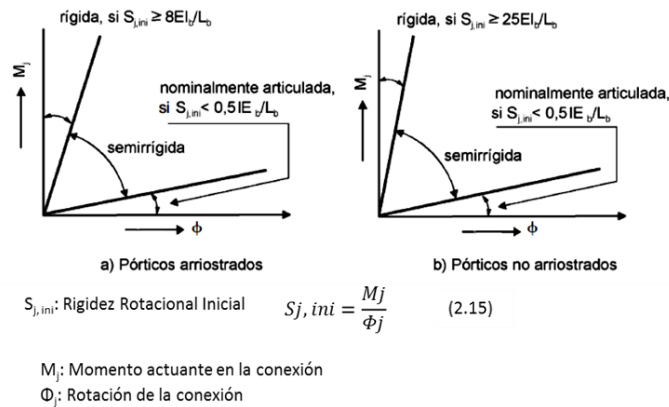


Figura 12: Clasificación de los tipos de conexión de acuerdo a su rigidez.

Fuente: (Kurobane, Packer, Wardenier, & Yeomans, 2004).

Se desarrollaron los gráficos F-d y M- θ , los cuales evidenciaron los elevados niveles de desplazamiento y rotación que alcanzan los miembros estructurales con el tipo de conexión analizada. Dichos gráficos se muestran en las Figuras 13 y 14.

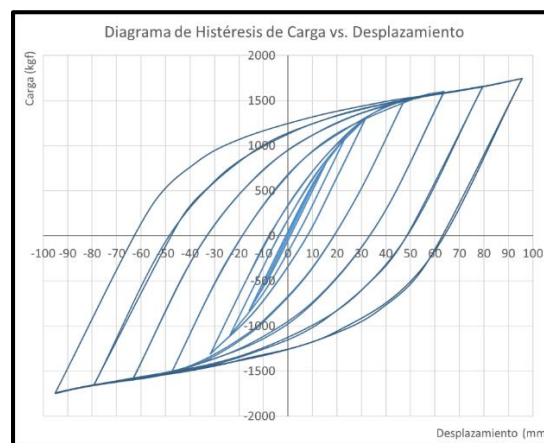


Figura 13: Diagrama de histéresis Carga – Desplazamiento (F-d).

Fuente: (Arnal, 2018).

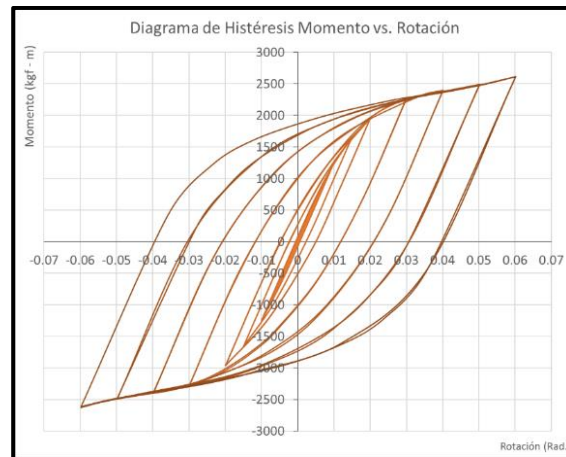


Figura 14: Diagrama Momento – Rotación (M- θ).

Fuente: (Arnal, 2018).

Como medida de control de los resultados obtenidos, se generó la gráfica correspondiente a un ensayo con carga monotónica creciente (Figura 15) y se comparó con aquella obtenida del diagrama F-d anterior. Se evidenció una buena correspondencia de los resultados, lo cual validó la metodología empleada en el análisis del modelo matemático.

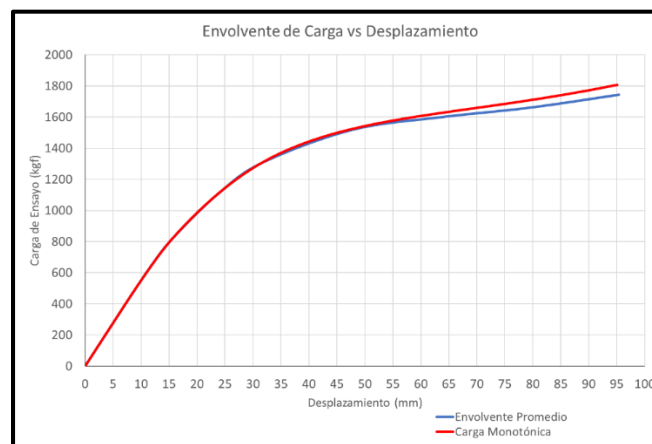


Figura 15: Envoltentes (F-d) con cargas monotónicas crecientes.

Fuente: (Arnal, 2018).

La Figura 16, muestra claramente que la conexión analizada no alcanzó, al menos, un valor igual a 80% del Momento Plástico (M_p) de la viga, mínimo requerido para ser considerada como adecuada en zonas sísmicas, en cambio, alcanzó su máxima resistencia para un valor sustancialmente menor (26%) de M_p .

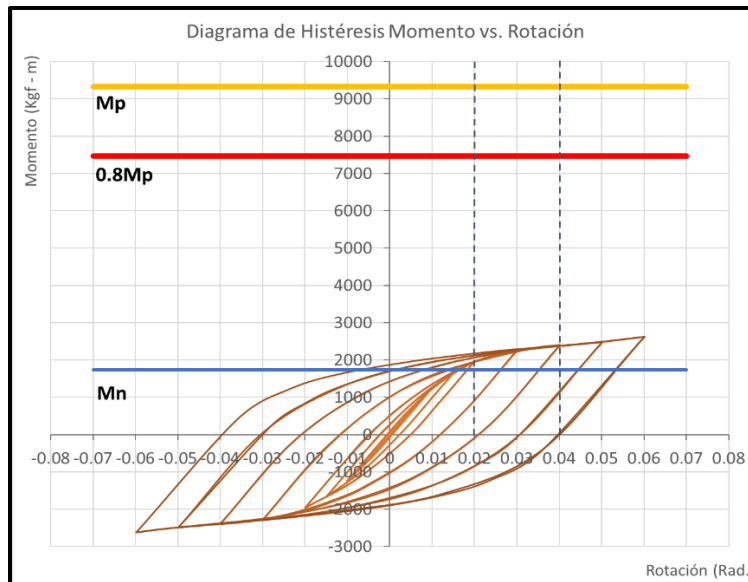


Figura 16: Diagrama Momento – Rotación (M- θ) resultante.

Fuente: (Arnal, 2018).

Uno de los principales aspectos que fueron considerados en el análisis, fue la deformación ocurrida en las paredes del perfil de la columna, especialmente cuando la anchura de la viga es menor a ésta. Obsérvese la importante abolladura que experimenta el perfil de la columna (Figura 17), lo cual esencialmente se ha podido observar en edificaciones construidas con perfiles tubulares, cuyos miembros principales fueron conectados mediante soldadura directa.

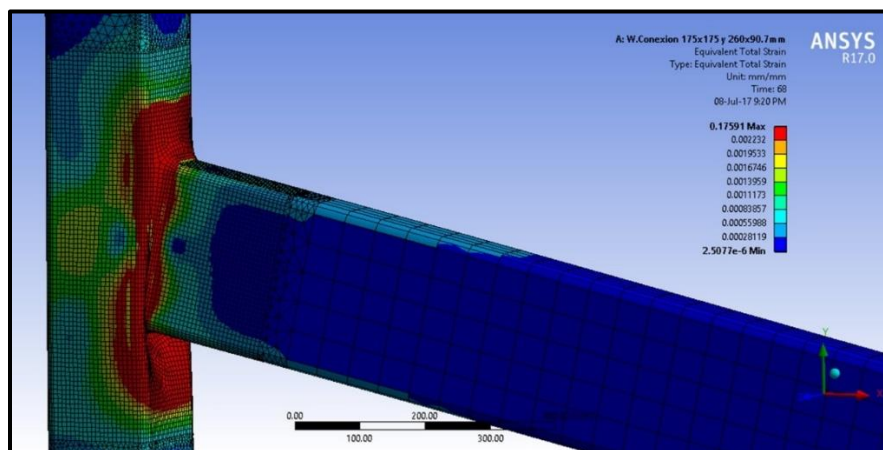


Figura 17: Deformaciones experimentadas en las paredes de la columna.

Fuente: (Arnal, 2018).

A partir de los resultados que fueron obtenidos del análisis del modelo matemático, se pudo concluir que la energía inelástica no es disipada en la viga como se espera en el modelo de columna fuerte – viga débil para estructuras aporticadas, sino que ocurre en la columna, siendo esta una condición muy desfavorable desde un punto de vista de comportamiento sísmico, debido entre otras razones, al posible mecanismo de piso que pudiera generarse. No se cumplieron las recomendaciones del AISC 341-16, en cuanto a que la conexión debe alcanzar, al menos, el 80% del valor del momento plástico de la viga, para un nivel de diseño similar al ND3. Por lo tanto, la soldadura directa entre vigas y columnas cuyos perfiles son tubulares, resultó inadecuada para ser utilizada en zonas de mediana y alta sismicidad, en edificaciones aporticadas de acero.

Trabajo No.2: *Tensiones y deformaciones de una conexión plancha extrema (end plate) modelada con el programa Ansys v.18.2 con base en la Norma AISC 358-16.* (Calificación obtenida: 20 ptos.). (Sequera, 2018).

Este trabajo, para optar al título de Especialista en Ingeniería Estructural, fue presentado por el Ing. Luis Sequera (Sequera, 2018), en la Universidad Católica Andrés Bello (Caracas). Su principal objetivo, fue desarrollar un modelo matemático que permitiera comparar los resultados obtenidos de una simulación por elementos finitos con aquellos de aplicar el procedimiento de análisis y diseño de conexiones tipo plancha extrema (*end plate*) indicado en el documento AISC 358-16.

Para alcanzar el cumplimiento del objetivo anterior y, en primer lugar, se desarrolló una hoja de cálculo siguiendo los lineamientos de análisis indicados en AISC 358-16, con lo cual fue posible posteriormente, calibrar el modelo matemático por elementos finitos elaborado en el programa *Ansys* v.18.2, y así alcanzar las conclusiones y recomendaciones finales. Se consideró desde un principio, que este trabajo se convertiría en una guía y un aporte muy valioso para las investigaciones que sobre el tema se pudieran desarrollar en el futuro, permitiendo a los investigadores seguir el conveniente proceso para alcanzar resultados suficientemente aproximados a la realidad empleando modelos matemáticos, especialmente cuando no se cuenta con el

apoyo de los resultados de ensayos de laboratorio de las conexiones a estudiar.

La hoja de cálculo desarrollada en *Microsoft Excel*, aportó todos los resultados relacionados con la geometría requerida para los elementos de la conexión a analizar (planchas extremas, rigidizadores, pernos, soldaduras, etc.), lo cual permitió posteriormente desarrollar una conexión similar en elementos finitos. Las condiciones de carga y su protocolo de aplicación, fue el indicado en AISC 341-16. Una parte de la hoja de cálculo desarrollada se muestra en la Figura 18.

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	2018
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		VIGA:	IPE360
		COLUMNA:	HEB400
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide Nº 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequera	Trabajo Especial de Grado	

5. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA VIGA			
Tipo de acero	A36		
Tipo de perfil	IPE		
Designación del perfil	IPE360		
Altura de la viga (d)	360 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Ancho de la viga (b _h)	170 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Espesor del ala (t _{fl})	13 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Espesor del alma (t _{web})	8 mm		
Modulo plástico (Z _x)	1,020 cm ³		
Longitud de la viga (l _v = L - d _h)	4,60 m		
Razón longitud/altura (L _v /d)	12,78	Ok	
Esfuerzo de Fluencia (F _y)	2,530 kg/cm ²		
Esfuerzo ultimo (F _u)	4,080 kg/cm ²		
Factor de sobrerresistencia cedente (R _y)	1,5		

6. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA PLANCHA EXTREMA			
Tipo de acero	A36		
Espesor de la plancha (t _p)	31 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Ancho de la plancha (b _p)	200 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Distancia horizontal entre pernos (g)	140 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Distancia de pernos internos al ala (P ₁)	50 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Distancia de pernos externos al ala (P ₂)	50 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Dist. de pernos al borde de la plancha (d _p)	40 mm	Dentro de los parámetros precalificados	
Alto de la plancha (h _p)	540 mm		
Esfuerzo de Fluencia (F _y)	2,530 kg/cm ²		
Esfuerzo ultimo (F _u)	4,080 kg/cm ²		

7. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS RIGIDIZADORES			
Tipo de acero	A36		
Espesor de rigidizadores (t _{ri})	10 mm	Ok	
Largo de rigidizadores (l _{ri})	160 mm	Ok	
Altura de rigidizadores (h _{ri})	90 mm		
Esfuerzo de Fluencia (F _y)	2,530 kg/cm ²		
Esfuerzo ultimo (F _u)	4,080 kg/cm ²		

8. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PERNOS			
Tipo de acero	A490		
Diámetro del perno (d _p) en pulg.	1 1/8		
Diámetro del perno (d _p) en mm	28,60 mm	Ok	
Diámetro del agujero (d _a)	30,60 mm		
Capacidad nominal a tracción (F _u)	7,940 kg/cm ²		
Capacidad nominal a corte (F _u)	4,220 kg/cm ²		

Figura 18: Hoja de cálculo desarrollada de acuerdo a AISC 358-16.

Fuente: (Sequera, 2018).

Las secciones transversales de la viga y columna de la conexión en estudio, fueron aquellas resultantes de considerar un pórtico intermedio de una edificación regular,

destinada a uso de vivienda, con una separación entre ejes de columnas de 5m. Se aplicaron todos los lineamientos relacionados contenidos en las Normas COVENIN 2002-88 (COVENIN, 1988) para las cargas verticales sobre la viga, y la 1756:1-2001 (COVENIN, 2001) para las acciones sísmicas. Las secciones transversales de la viga y la columna fueron perfiles de la serie europea, cuyos tamaños resultaron IPE-360 y HEB-400, respectivamente. La geometría de la conexión analizada, desarrollada primeramente en el programa *Autodesk Inventor* (2016), se muestra en la Figura 19, y el detalle de la geometría de los elementos en las Figuras 20 y 21.

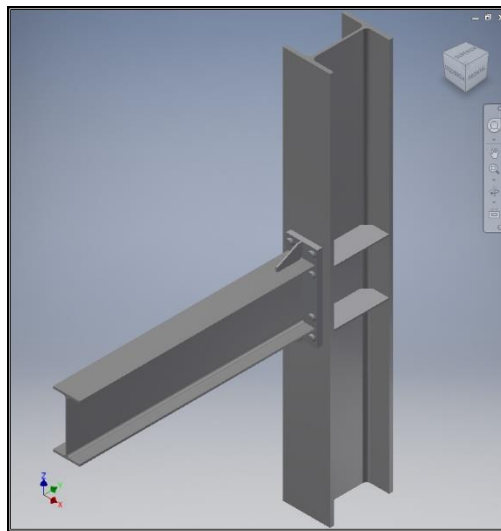


Figura 19: Geometría de la conexión en *Autodesk Inventor*.

Fuente: (Sequera, 2018).

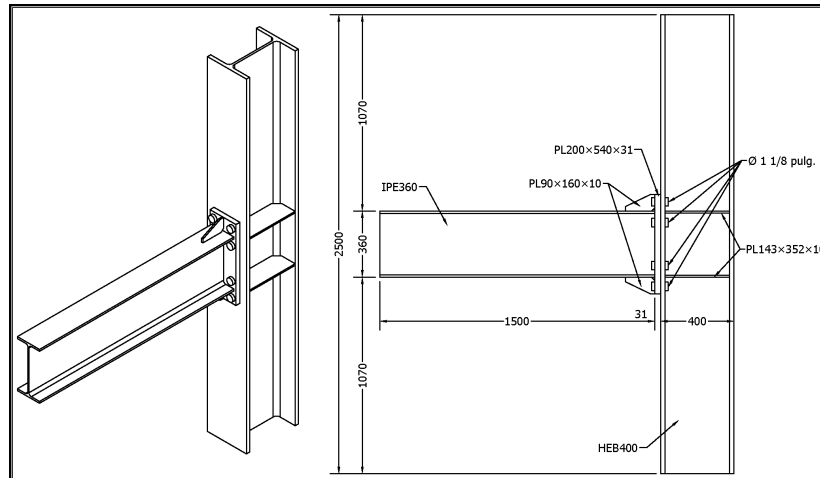


Figura 20: Geometría general de la conexión.

Fuente: (Sequera, 2018).

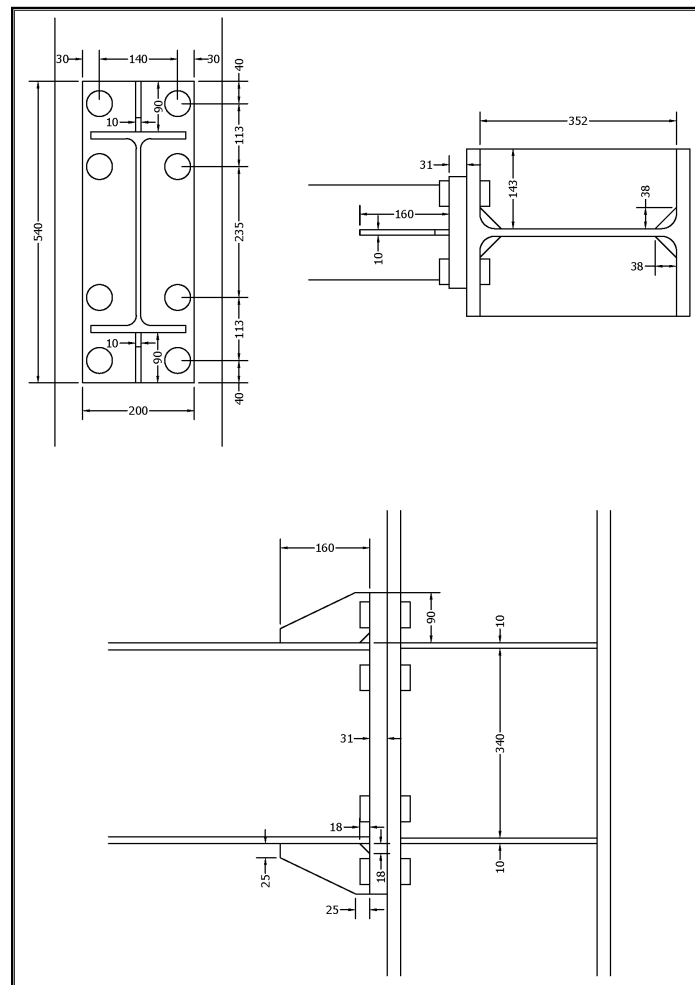


Figura 21: Geometría de los elementos de la conexión.

Fuente: (Sequera, 2018).

El comportamiento inelástico de la conexión en el programa *Ansys*, partió de la definición de dos tipos de materiales. Uno para los perfiles y planchas (ASTM A-36) y el otro para los pernos (ASTM A-490). Los valores que caracterizaron los materiales utilizados en el análisis se muestran en la Figura 22.

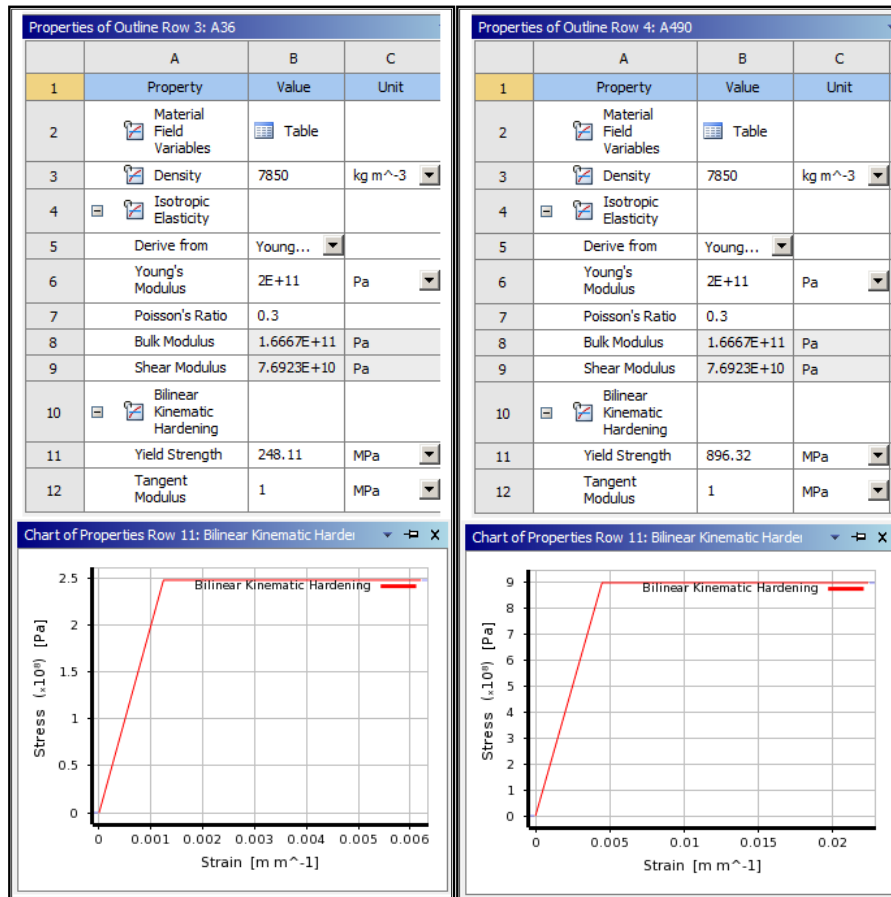


Figura 22: Propiedades de los materiales para el análisis no lineal.

Fuente: (Sequera, 2018).

El protocolo de cargas correspondió con el indicado en AISC 341-16, y sus valores de desplazamiento asociado y rotaciones son los indicados en la Figura 23.

Angulo de deriva de piso (rad)	Desplazamiento del extremo libre de la viga (mm)	Cantidad de ciclos según AISC 341-16	Cantidad de Steps en ANSYS	Cantidad de Substeps en ANSYS
0	0 (pretensión)	-	1	4
0.00375	6.49	6	24	96
0.005	8.66	6	24	96
0.0075	12.98	6	24	120
0.01	17.31	4	16	96
0.015	25.97	2	8	64
0.02	34.62	2	8	80
0.03	51.95	2	8	96
0.04	69.28	2	8	128
0.05	86.62	2	8	144
0.06	103.98	2	8	160
0.07	121.37	2	8	176
0.08	138.78	2	8	200
0.09	156.21	2	8	224
0.10	173.68	2	8	240
Totales		42	169	1924

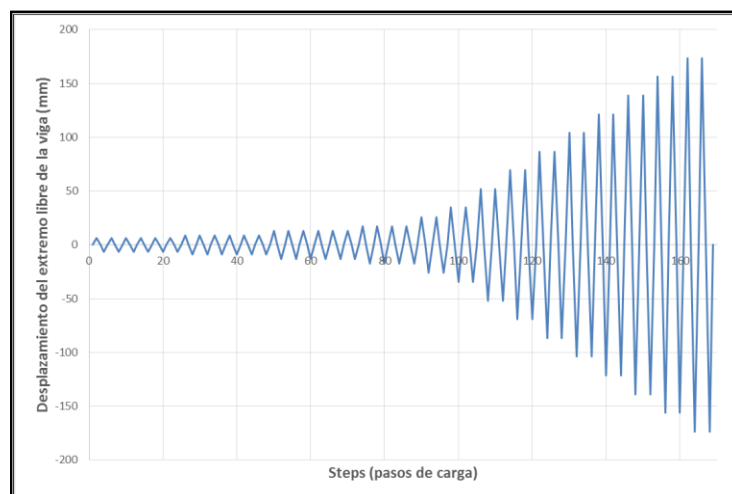


Figura 23: Protocolo de cargas, desplazamientos y rotaciones asociadas según AISC 341-16.

Fuente: (Sequera, 2018).

La discretización del modelo se hizo con la mayor cantidad de elementos finitos rectangulares, con lo cual se redujeron considerablemente los posibles problemas de precisión y convergencia de resultados en cada uno de los pasos para el análisis inelástico (Figura 24).

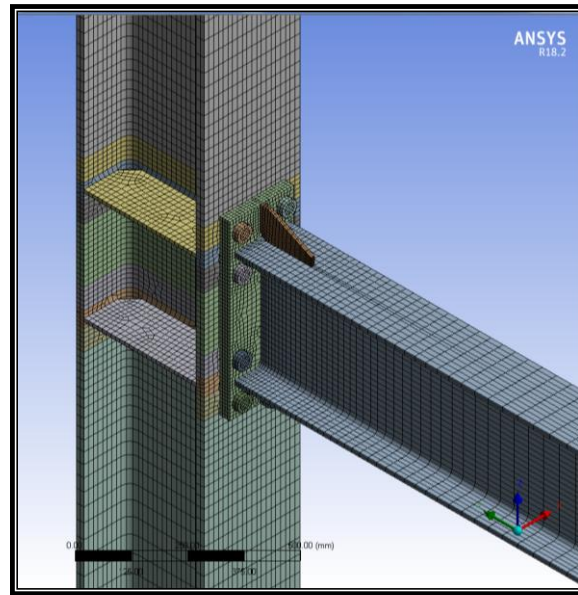


Figura 24: Discretización de la conexión analizada.

Fuente: (Sequera, 2018).

El gráfico Momento – Rotación ($M-\theta$) resultó el siguiente, en donde se aprecia un comportamiento bastante simétrico que corresponde con lo que se esperaría obtener para este tipo de conexión precalificada plancha extrema, bajo cargas alternantes que simulan la acción sísmica (Figura 25).

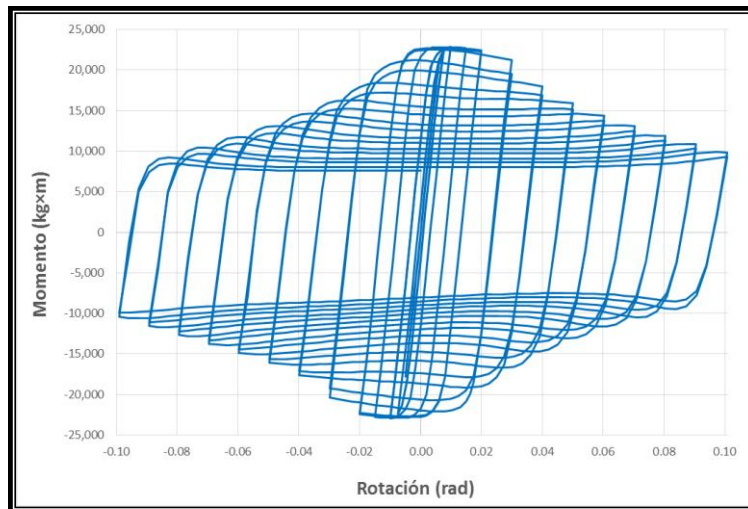


Figura 25: Diagrama Momento – Rotación (M-θ).

Fuente: (Sequera, 2018).

Asimismo, es necesario que la conexión alcance, al menos, el 80% del momento plástico de la viga (M_p) para considerarse como precalificada, lo cual se pudo corroborar del análisis inelástico (Figura 26), al resultar un valor superior a éste, exhibiendo por lo tanto, un buen comportamiento ante acciones sísmicas.

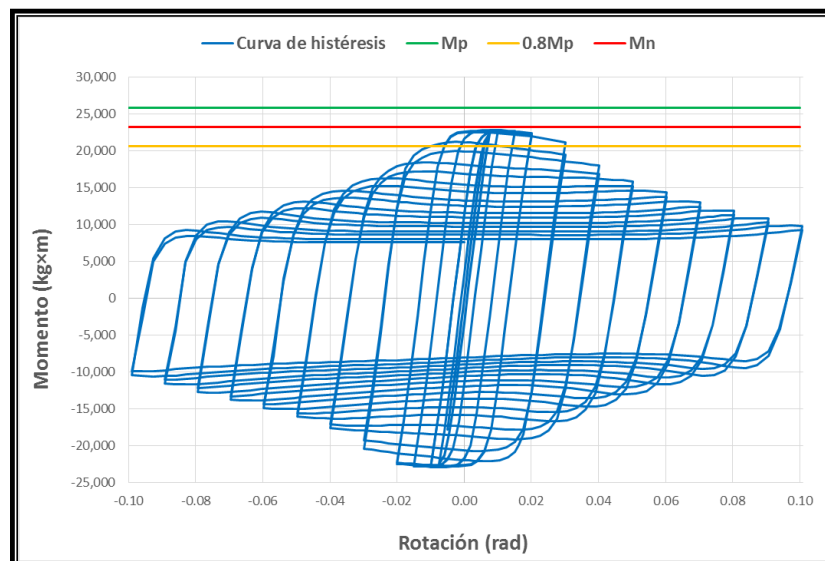


Figura 26: Diagrama Momento – Rotación (M-θ) Momento Nominal (M_n) y Plástico (M_p) de la viga.

Fuente: (Sequera, 2018).

Se evidenció también, la conveniente ubicación para la formación de rótulas plásticas, que corresponde con la zona anterior a los rigidizadores de la viga, debido al importante cambio de rigidez y resistencia asociado en ese sector de la viga (Figura 27).

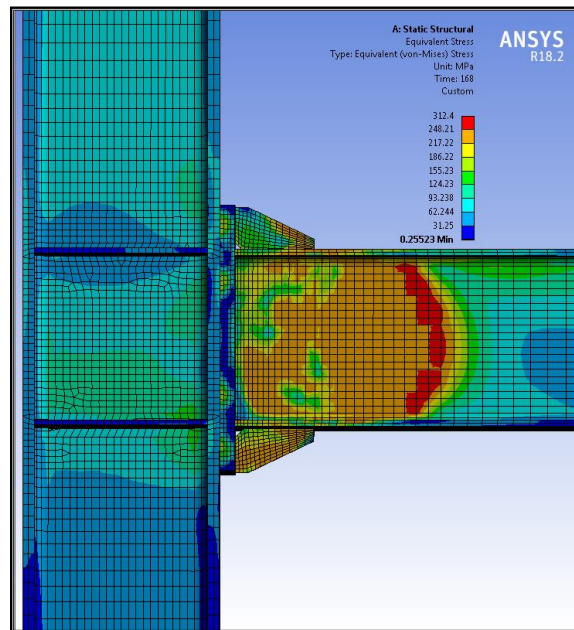


Figura 27: Tensiones en la conexión. Zona de formación de la rótula plástica.

Fuente: (Sequera, 2018).

Las deformaciones obtenidas, en el último paso del protocolo de cargas aplicado (AISC, 2016), muestra claramente cómo las alas de la viga sufren un pandeo local importante, coincidiendo con el comportamiento inelástico que se espera obtener de este tipo de conexión precalificada (Figura 28).

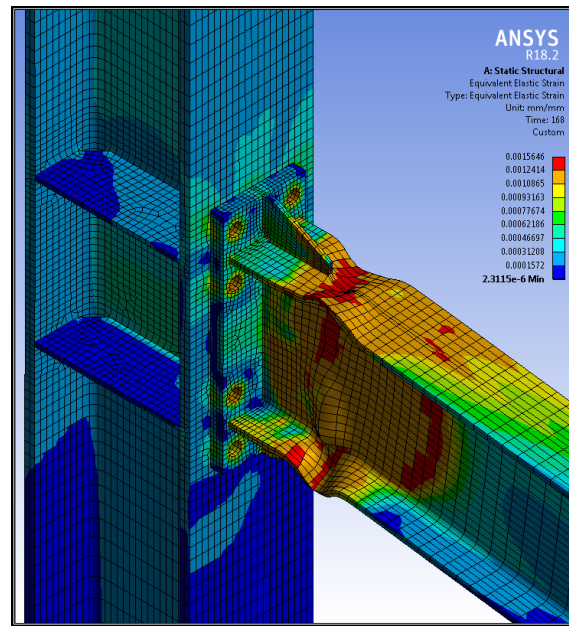


Figura 28: Deformación de la conexión y pandeo local de las alas.

Fuente: (Sequera, 2018).

Finalmente, se pudo concluir que la disipación de la energía inelástica ocurre en los extremos de la viga próximos a la conexión, con valores que alcanzaron la tensión cedente del material, que la conexión mostró el comienzo de su degradación de resistencia y rigidez con una rotación de 0.01 radianes, y que en general, la conexión plancha extrema analizada de acuerdo con los lineamientos del AISC 358-16, garantiza un adecuado comportamiento ante acciones sísmicas, habiéndose alcanzado un momento plástico superior al 80% del de la viga.

ALGUNAS REFLEXIONES FINALES

Una de las premisas del IDEC como instituto de investigación, es desarrollar soluciones constructivas que permitan optimizar el proceso de fabricación y construcción de edificaciones para diferentes usos con distintos tipos de materiales. Dentro de los aspectos relacionados con esta premisa y específicamente en el área de acero estructural, resulta indispensable que los distintos componentes, sean miembros estructurales o elementos no estructurales, se mantengan actualizados con las últimas tendencias y lineamientos para el análisis, diseño, fabricación y construcción que se van desarrollando en el mundo. Con base en esto, muchos de los sistemas constructivos desarrollados en el instituto y que pudieran seguirse considerando como alternativas válidas en Venezuela, posiblemente requieran una revisión de sus soluciones estructurales, lo cual incluye, evidentemente, las conexiones entre sus miembros y su adaptación a esas nuevas tendencias y lineamientos.

Partiendo de esto, surgió la intención de publicar una serie de artículos que de alguna manera mostraran la vital importancia que tienen las conexiones en el comportamiento no lineal de edificaciones ante acciones sísmicas. Pero para que esto tuviera éxito, era necesario apoyarse en la actualización normativa, para lo cual, las guías o reglamentos del AISC como instituto mundialmente reconocido en la normalización de la construcción de edificaciones en acero estructural, fueron un punto de partida, considerando que la Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 (COVENIN, 1998) de construcciones en acero basa muchos de sus planteamientos en dichos reglamentos. Es de hacer notar que la Norma Venezolana 1618:1998 se encuentra actualmente en proceso de actualización. Los cuatro artículos que fueron presentados en este trabajo, mostraron aspectos importantes a considerar en el tema de las conexiones, desde un punto de vista en gran parte documental, apoyados en los reglamentos y normas anteriores y aquéllos relacionados con los perfiles tubulares (CIDECT).

Los artículos fueron complementados, posteriormente, por tres investigaciones para optar a los títulos de Ingeniero Civil y Especialista en Ingeniería Estructural, de la UCAB del núcleo de Caracas. Actualmente, la tercera de las investigaciones la está

desarrollando el Ing. Luis H. Fleming, y su título es *Evaluación de la geometría del diafragma en el comportamiento no lineal de conexiones a momento viga-columna empleando perfiles tubulares de acuerdo a la guía de diseño CIDECT No.9*. Específicamente, trata el tema de la incidencia de la geometría de los diafragmas en dos tipos de conexiones planteadas en la guía No.9 del CIDECT, y el comportamiento inelástico de la conexión (Figuras 29 y 30), empleando columnas tubulares de sección transversal cuadrada (Conexiones Tipo I y II). Esa investigación forma parte de la Especialización en Ingeniería Estructural de la UCAB, núcleo de Caracas, y aportará referentes a la línea de investigación de acero del IDEC para el uso de perfiles tubulares como columnas.

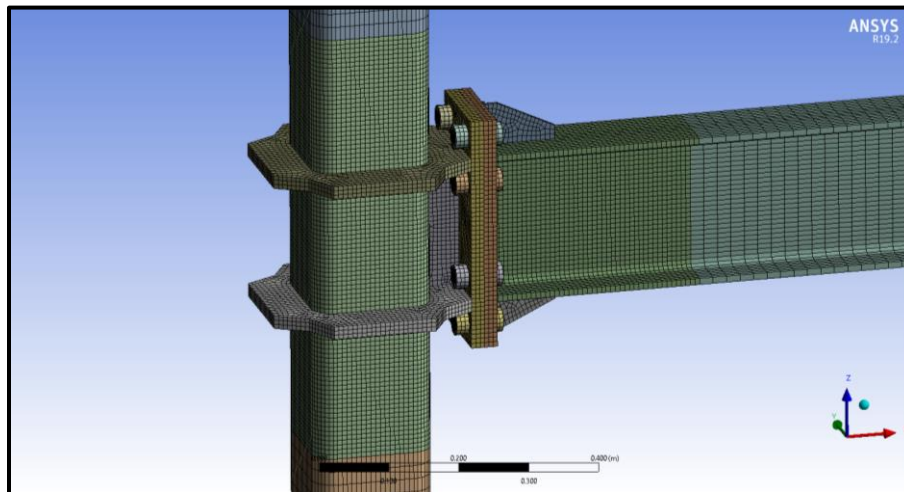


Figura 29: Conexión Tipo I con diafragmas externos y columnas cuadradas.

Fuente: Elaboración propia.

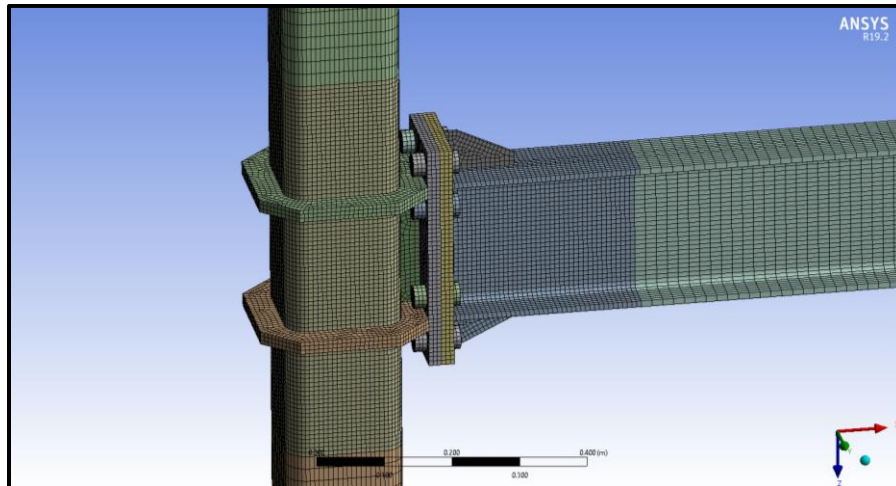


Figura 30: Conexión Tipo II con diafragmas externos y columnas cuadradas.

Fuente: Elaboración propia.

En vista que muchos sistemas constructivos concebidos en el pasado en el IDEC de acero estructural, si se emplean como soluciones constructivas en un futuro, y dado que fueron concebidos de acuerdo a normativas no vigentes, requerirán una revisión de los aspectos estructurales vinculados, entre otros, se espera que los artículos publicados y presentados en este trabajo, puedan servir para el desarrollo de trabajos de investigación que permitan actualizar y adecuar esos sistemas constructivos y tecnologías existentes. Dados los buenos resultados obtenidos de las investigaciones mencionadas en este trabajo, que incluyen el empleo de programas de computación por elementos finitos, los cuales permiten simular convenientemente el comportamiento inelástico de miembros de acero con diferentes alternativas de conexiones, se espera en algún momento poder disponer de estas herramientas dentro del instituto, con lo cual, las propuestas o tecnologías constructivas que se actualicen o desarrollen en un futuro en el IDEC, podrán apoyarse en estudios y análisis matemáticos propios del instituto, que garantizarían comportamientos adecuados de las edificaciones ante acciones sísmicas.

CONCLUSIONES

Es importante comprender la relevancia que tienen las conexiones en el comportamiento inelástico de edificaciones aporticadas de acero en zonas de mediana y alta sismicidad, y cómo pequeños cambios o modificaciones en dichas conexiones pueden incidir de manera importante en ese comportamiento. En muchas ocasiones, es posible encontrar proyectos cuyos detalles de conexiones no han sido incluidos, en cambio, se han dejado a la elección del constructor o aquél que finalmente es el encargado de ejecutar la obra. Esto es y de manera contundente, responsabilidad absoluta del ingeniero estructural encargado del proyecto. Comportamientos que se esperaba iban a exhibir conexiones en zonas sísmicas, fueron puestos a prueba en los terremotos de Kobe y Northridge, con resultados en algunos casos lamentables en cuanto a pérdidas materiales y vidas humanas, y fueron un llamado de atención y una alarma sobre la necesidad de actualizar las disposiciones reglamentarias acerca del análisis y diseño de las conexiones. Adicionalmente, se revelaron importantes fallas en la práctica profesional que se venía realizando hasta ese momento.

A lo largo de la lectura y comprensión de los artículos incluidos en el presente trabajo de ascenso, se pudieron comprender muchos aspectos relacionados con las conexiones, en cuanto a su análisis, detallado, construcción y fabricación, y adicionalmente, se evidenció que aun cuando no se realicen ensayos a escala real para validar su comportamiento inelástico, es posible con el empleo de poderosos programas de computación basados en la filosofía de los elementos finitos, conocer las zonas de las conexiones en donde se pueden presentar importantes demandas de ductilidad. Los diagramas M- θ de las conexiones de los trabajos de investigación presentados, mostraron con claridad la inconveniencia de soldar directamente perfiles tubulares de pared delgada entre sí, práctica muy común en Venezuela. También aportaron interesantes datos numéricos acerca del comportamiento inelástico de una de las conexiones precalificadas más empleadas en Venezuela, la plancha extrema (*end plate*).

De esta manera, el estudio de las conexiones, lo cual pertenece a la línea de investigación de acero del IDEC, se ha visto favorecido por los artículos presentados y por los trabajos de investigación y sus conclusiones, que junto a sus procedimientos de

modelado y análisis empleando el programa *Ansys*, permitirán plantear nuevas simulaciones matemáticas que para establecer, cuál es la solución más conveniente para el desarrollo y presentación de alguna propuesta constructiva o adecuación de una existente de acuerdo a necesidades y realidades particulares.

RECOMENDACIONES

Salta a la vista la inmediata necesidad de innovar. Pero para poder hacerlo, es necesario contar con las herramientas adecuadas para ello. En el IDEC, la innovación es un punto focal de su investigación, y el estudio de las conexiones de acero empleando herramientas computacionales avanzadas permite entender la importante necesidad de actualizar las herramientas disponibles en el instituto. No es una tarea fácil, pero sí necesaria.

Algunas recomendaciones finales del presente trabajo y que complementan las indicadas en los artículos, especialmente dirigidas al IDEC, son las siguientes:

1. Continuar con el desarrollo de nuevas propuestas en acero estructural, tecnologías, sistemas constructivos y componentes estructurales y no estructurales. Es posible enlazar estas propuestas con nuevas alternativas de conexiones en acero, las cuales pueden ser el resultado de análisis matemáticos ejecutados dentro del mismo instituto, empleando herramientas de computación avanzadas, como las utilizadas en las investigaciones descritas en este trabajo. Esto puede ser resultado de trabajos de investigación provenientes de los postgrados del IDEC, lo cual ha dado interesantes frutos en el pasado.
2. Elaborar publicaciones periódicas, que estén disponibles, por ejemplo, por vía digital, las cuales sean una ventana informativa y de intercambio de ideas con otros institutos, que permitan, entre otras cosas, mostrar la investigación que se viene desarrollando en el IDEC, lo cual puede abarcar muchas áreas, entre ellas, la construcción en acero estructural.

BIBLIOGRAFIA

- AISC. (2010). *ANSI/AISC 358-10. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction (AISC). Chicago, Estados Unidos.
- AISC. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (341-10)*. American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016). *ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction (AISC). Chicago, Estados Unidos.
- AISC. (2016). *ANSI/AISC 358-16. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. American Institute of Steel Construction (AISC). Chicago, Estados Unidos.
- Arnal, M. L. (2018). *Tensiones y deformaciones en conexiones viga - columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17*. Trabajo Final de Grado, Caracas.
- COVENIN. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002:88*. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1ra. Revisión) 1618:1998*. Caracas, Venezuela.
- COVENIN. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001*. Caracas, Venezuela.
- Hernández, B. (2009). *SIEMA-VIV. Un sistema estructural articulado de acero para la construcción de viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo*. Trabajo Especial de Grado presentado como requisito parcial para la obtención del título de Especialista en Desarrollo Tecnológico de la Construcción, Universidad Central de Venezuela, Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Caracas.
- IDEC. (2006). *Propuestas innovadoras para el sector industria de la construcción*. Caracas. Retrieved from <https://www.fau.ucv.ve/idec/paginas/tecnologias.html>
- Kurobane, Y., Packer, J., Wardenier, J., & Yeomans, N. (2004). *Design Guide for Structural Hollow Sections Column Connections*. CIDECT No.9. Köln, Alemania: CIDECT.
- Loges, S. (2015). Aspectos del detallado de conexiones rígidas de acero estructural para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones. *Memorias de las XXXIII Jornadas de Investigación del IDEC*. Caracas.

- Loges, S. (2016). Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural contruidos con perfiles tubulares en Venezuela. *Memorias de las XXXIV Jornadas de Investigación del IDEC*, (pp. 317 - 329). Caracas.
- Loges, S. (2017). Aspectos a considerar en el análisis por desempeño de edificaciones multifamiliares aporticadas de baja altura de acero estructural con crecimiento progresivo. *Memorias de la Trienal FAU 2017*. Caracas.
- Loges, S. (2017). Importancia de las conexiones en el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural. *Memorias del XI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica CONVESIS 2017*. Caracas.
- Sequera, L. (2018). *Tensiones y deformaciones de una conexión plancha extrema (end plate) modelada con el programa Ansys V.18.2 con base en la Norma AISC 358-16*. Trabajo de Especialización, Caracas.

APÉNDICES: Artículos Publicados

Apéndice 1:
ARTÍCULO No.1



ASPECTOS DEL DETALLADO DE CONEXIONES RÍGIDAS DE ACERO ESTRUCTURAL PARA LA REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES

Esp. Ing. Sigfrido A. Loges F.¹

¹ IDEC, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.
UCAB, Facultad de Ingeniería, Especialización en Ingeniería Estructural, e-mail:
sloges@gmail.com

RESUMEN

El comportamiento estructural de edificaciones en acero depende de muchos factores, pero en gran medida, de las conexiones entre sus miembros. No sólo es su diseño el principal punto de interés, sino su correcto detallado, con lo cual, las hipótesis supuestas en el análisis del diseño estructural de la edificación puedan ser validadas y la vulnerabilidad de ésta ante acciones sísmicas reducida. Se explican algunos aspectos que sustentan el comportamiento de conexiones rígidas o a momento, especialmente del tipo precalificada, y cómo pequeñas variaciones en sus características geométricas y constructivas pueden afectar su comportamiento. De la revisión bibliográfica basada en las últimas normativas norteamericanas (AISC), se obtuvieron ejemplos de aplicación y características de detallado que deben siempre estar presentes en los proyectos para garantizar que la edificación muestre un adecuado desempeño sísmico. Ciertos aspectos no considerados en la construcción de conexiones a momento y que fueron causantes de problemas estructurales de edificaciones son identificados, explicados y se indica la manera en la cual se debieron ejecutar. Se comprueba, al final del documento, que en Venezuela en muchos casos, no se están cuidando los detalles constructivos de conexiones de acero rígidas y, por lo tanto, se está aumentando la probabilidad de que muchas edificaciones sufran daños importantes ante acciones sísmicas futuras.

Palabras clave: Conexión, Precalificado, Vulnerabilidad, Desempeño, Sismorresistente.

INTRODUCCIÓN

En edificaciones cuyos miembros, formando parte del sistema resistente ante cargas laterales, son de acero estructural (vigas y columnas, principalmente), las conexiones entre ellos resultan de vital importancia. Uno de los aspectos más importantes del tema, es que se pueda garantizar una linealidad entre las hipótesis y diferentes suposiciones propias del análisis estructural, los detalles constructivos resultantes e indicados en los planos del proyecto y, en definitiva, la construcción de la edificación. De no cumplirse dicha linealidad, el resultado quizás sería, que en un mismo

proyecto, se tuvieran tres estructuras, cada una con ciertas diferencias (proyecto, detallado y construcción), las cuales pudieran estar condicionando el comportamiento estructural de la edificación ante las diferentes acciones externas de naturalezas estáticas (acciones verticales) y dinámicas (sismo y viento, entre otras).

Las conexiones entre vigas y columnas, por ejemplo, en edificaciones de acero con una tipología de Pórticos Rígidos, deben ser debidamente analizadas, detalladas y construidas, con lo cual, la ubicación de zonas con gran demanda de deformaciones resulte suficientemente conocida, y por ende, la respuesta estructural de dicha edificación. Esto permite verificar, entre otras cosas, que los extremos de las vigas se comportarán como rótulas plásticas y no los de las columnas, evitándose así, un posible modo de falla y/o colapso estructural. Lo que se menciona no es más que el mecanismo de viga débil / columna fuerte, recomendado desde un punto de vista sismoresistente.

En Venezuela, en muchos casos, no se está cumpliendo con los requisitos mínimos requeridos en las conexiones de miembros de acero estructural para garantizar su necesaria capacidad, y mucho menos cuidando los aspectos de detallado relacionados. Por lo tanto, el comportamiento de esas edificaciones ante acciones sísmicas pudiera ser incierto, y así, se generaría un aumento de su vulnerabilidad sísmica. Si se piensa en razones existirán muchas, pero quizás una de las más mencionadas hasta ahora, es la de la disponibilidad de los materiales, lo cual obliga en muchas ocasiones, a realizar modificaciones a ciertos detalles sin la debida consulta o consentimiento del Ingeniero Estructural encargado del análisis y detallado de la edificación. Aunque en Venezuela no ha habido un sismo importante, desde el de Caracas en 1967 y Cariaco en 1997, las probabilidades de que suceda uno crecen con cada día que pasa su no ocurrencia.

1. PONENCIA

En general, cuando se piensa en edificaciones de acero estructural, la tipología del Pórtico Rígido surge como una de las primeras opciones. Esto quizás, por la errónea y arraigada idea en el medio de que es relativamente más simple su análisis y diseño estructural que otras configuraciones, como por ejemplo, edificios con Diagonales Concéntricas o Excéntricas. Obviamente que la disponibilidad de los espacios para ventanas y en muchos casos puertas internas, puede resultar mayor en la tipología que no incluye miembros adicionales (diagonales). Sin embargo y aunque la ausencia de estos miembros diagonales pareciera simplificar el problema, no es tanto así, y el detalle de las conexiones entre las vigas y las columnas, resulta un punto de vital importancia para el adecuado desempeño de esta tipología de pórtico rígido ante acciones sísmicas. Un edificio basado en pórticos rígidos necesita la garantía de un adecuado nivel de empotramiento de las conexiones entre las vigas y las columnas, y esto no es una tarea sencilla de alcanzar. Para ello, y entre otros organismos, el AISC (American Institute of Steel Construction), ha editado desde hace varios años, las especificaciones 358-10 de conexiones precalificadas y 341-10 de consideraciones sísmicas (últimas versiones de ambas) que complementan a la 360-10 (la cual no incluye criterios sismorresistentes), por lo tanto, los últimos avances y estudios, basados en pruebas de laboratorio y experiencias recabadas en el mundo entero de lugares en donde se han registrado importantes sismos, se plasman y se indican mediante fórmulas y procedimientos secuenciales, organizados y debidamente sustentados. El resultado, garantía de conexiones viga – columna con la suficiente rigidez como para evitar que la edificación tenga excesivos desplazamientos laterales y que las zonas en donde se requieran

grandes disipaciones de energía (rótulas plásticas) ocurran en las ubicaciones menos desfavorables para la edificación.

Para que lo anterior pueda existir, tanto el análisis, detallado y la posterior construcción deben concluirse con la mayor responsabilidad y conocimiento posibles por parte de los involucrados, bajo el entendido de que la más mínima modificación de algún aspecto implícito en cualquiera de estas tres etapas, pudiera cambiar de manera desfavorable el comportamiento supuesto de la conexión, e impactar de manera decisiva en la seguridad e integridad de la edificación.

Mencionando algo de historia, se recordarán los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995), ocurridos curiosamente el mismo día pero con un año de diferencia. En estos, se registraron daños en cuanto al comportamiento que exhibieron las edificaciones de acero y, en especial, sus conexiones. Detalles como el mostrado en la fotografía siguiente, hicieron sonar una campana de alerta sobre lo que se pensaba era correcto y cómo un simple aspecto constructivo pudo modificar el comportamiento de la conexión.

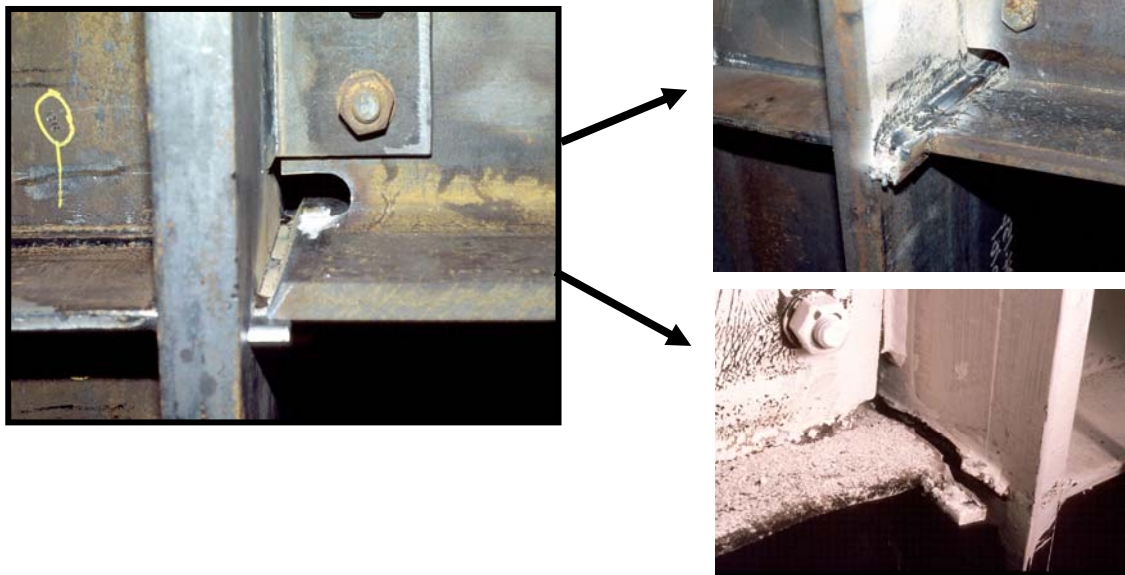


Foto No.1: Detalle de Conexión Tipo WUF-W Pre Northridge, la Placa de Respaldo (backing plate) y la falla en el ala inferior. Fuente: Engelhardt, M. D. (2007)

Siendo aún hoy en día una práctica constructiva, el empleo de placas de respaldo para poder realizar la soldadura de penetración completa en las alas de vigas implica el retiro de la misma una vez finalizada la soldadura. Sin embargo, en aquellos días ésta muchas veces no era retirada, con lo cual, era imposible determinar la calidad final de la soldadura, y no podía conocerse si ésta requería alguna labor de saneamiento o mejora posterior. Este detalle trajo como consecuencia, que muchas de las soldaduras en este tipo de conexiones a momento fallaran, con el consecuente daño estructural observado luego. De numerosos experimentos se pudo concluir, que la conexión no exhibió suficiente ductilidad, y un patrón de falla frágil en la zona de las soldaduras de las alas, tanto superior como inferior, ya que el detalle se repetía en ambas alas del perfil de las vigas. Este detalle ha sido modificado en las últimas versiones de las especificaciones del AISC, y se indican aspectos constructivos referentes incluso a la geometría del agujero de acceso para la ejecución de las soldaduras de las alas de manera correcta.

1.1. Conexiones Precalificadas Según AISC 358-10

La especificación de diseño AISC 358-10, titulada “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (Conexiones precalificadas para Pórticos Especiales e Intermedios a Momento para Aplicaciones Sísmicas), presenta un número importante de conexiones que han sido verificadas mediante ensayos en laboratorios certificados. Algunas de esas conexiones se indican a continuación, siendo las End Plate (Plancha Extrema) y las Flange Plate (Planchas en las Alas) las más utilizadas en Venezuela. El resto de las conexiones son patentes de empresas norteamericanas, y por ende, no se indican mayores detalles de su procedimiento de diseño en esta guía. En cambio, el procedimiento de diseño y análisis completo de las conexiones tipo *end plate* y *flange plate* si se muestra, con lo cual éstas resultan entonces avaladas directamente por el AISC y por ende bajo su responsabilidad. Lamentablemente, cada vez más pareciera que los ingenieros estructurales venezolanos tienen menos opciones para tipologías de conexiones, quedando prácticamente estas dos como las únicas aplicables de la 358-10 en Venezuela. A continuación se muestran algunas de estas conexiones a momento precalificadas:

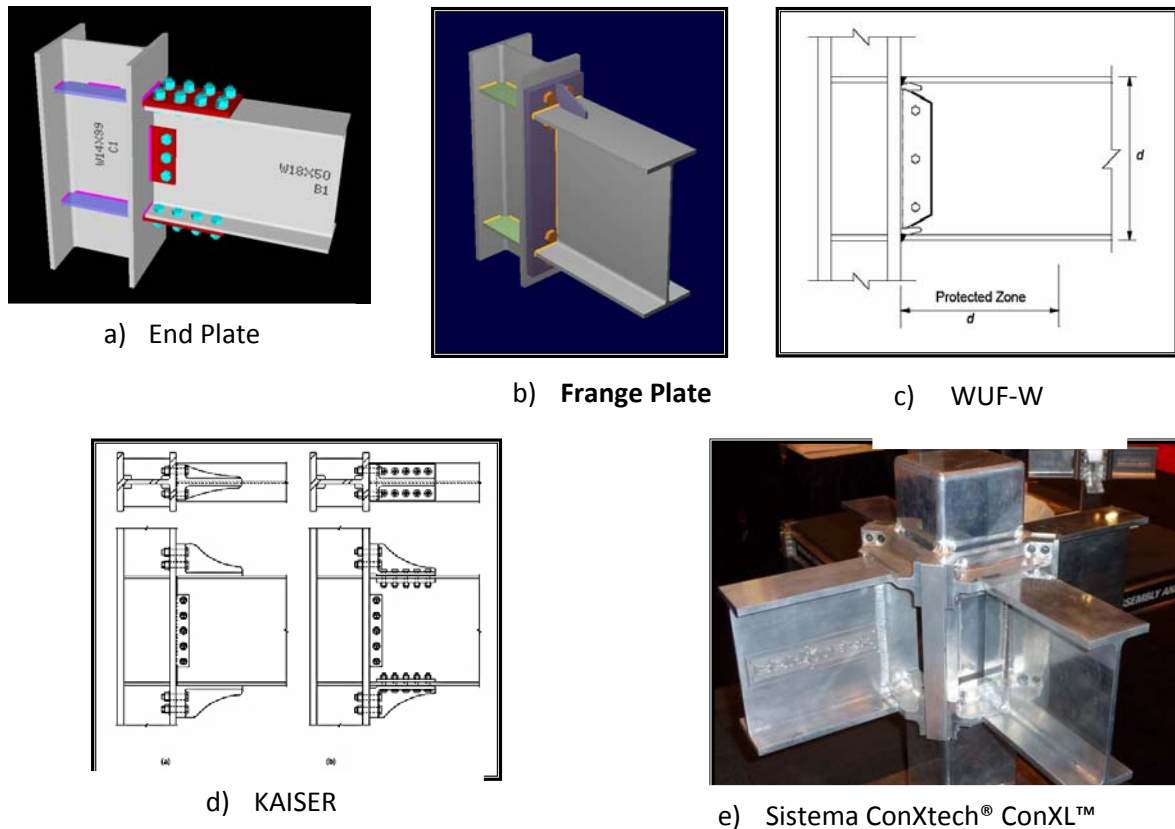


Figura No1: Algunos Tipos de Conexiones Precalificadas a Momento según AISC 358-10.

Fuentes: a) y b) Elaboración Propia. c) y d) AISC 358-10.

e) <http://www.atlastube.com/atlas-observer/hollow-structural-section/hss-connection-solutions-under-seismic-loading-for-moment-frames>

1.2. Principales Aspectos Vinculados a las Conexiones a Momento en Acero

Para garantizar la reducción en la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de acero con pórticos rígidos, las conexiones de los miembros y sus elementos deben cumplir con ciertos aspectos normativos. Entre esos aspectos se encuentran los siguientes:

Miembros Compactos (vigas y columnas).

Para que los miembros estructurales tengan un adecuado comportamiento sísmico, que les garantice incursionar en el rango inelástico, es necesario que sus secciones se comporten como Compactas. El término compacto involucra que la relación entre sus elementos (alas y alma), en cuanto a longitud y espesor sea suficientemente pequeña como para que la inestabilidad no se dé por pandeo local de alguno de estos elementos, con lo cual, éste no representa un estado límite predominante sobre los demás (de acuerdo a las Especificaciones AISC 360-10, existen valores límites en cuanto a estas relaciones, identificados como λ_p). Aunque en secciones compactas se presenta una capacidad de rotación inelástica limitada, se acepta la distribución de momentos propia del análisis plástico de estructuras. Con esto se indica, que para que la conexión tenga el comportamiento sísmico considerado, los miembros que forman parte de la misma deben poseer secciones sísmicamente compactas, ya que de nada sirve que la conexión tenga una elevada capacidad si los miembros o alguno de ellos pueda presentar una falla prematura debido a fenómenos de pandeos locales. En la especificación AISC 341-10 se incluye una clasificación adicional, relativa a miembros con Alta y Moderada Ductilidad, en los cuales las relaciones ancho espesor de sus elementos no pueden sobrepasar ciertos límites preestablecidos.

Para el caso de los perfiles Europeos de las series IPE, HEA y HEB (los primeros normalmente empleados para vigas mientras que los dos últimos para columnas, debido a la mayor anchura de sus alas), por ejemplo y de acuerdo a AISC 360-10, se comportan como compactos y por ende de manera satisfactoria en edificaciones diseñadas bajo consideraciones sismorresistentes. En otros casos, como cuando se emplean perfiles tubulares, muchas de las secciones no resultan compactas, y por ende, no adecuadas para su uso en edificaciones en donde se requieren ductilidades elevadas. Este tipo de perfiles no cumple con los requerimientos mínimos necesarios para ser empleados en conexiones del tipo precalificada. Desgraciadamente, en Venezuela se utilizan para este tipo de conexiones, ignorándose los resultados adversos en términos de resistencia y disipación de energía resultantes. La mayor cantidad de la población en nuestro país se ubica en las zonas costeras (por ende, mayor cantidad de construcciones), y precisamente éstas zonas representan las de mayor riesgo sísmico (zonas sísmicas 5 a 7, lo cual significa Alta Sismicidad de acuerdo a COVENIN 1756:2001).

Soldaduras

La soldadura es uno de los medios de unión de elementos en estructuras de acero junto a los pernos. Sin embargo y pese a que muchos constructores las prefieren sobre los pernos, hay que destacar que se pueden presentar numerosos problemas estructurales debidos a deficiencias en su ejecución y desconocimiento de ciertos aspectos que pudieran modificar de manera importante su comportamiento y resistencia. Se destacan las soldaduras sísmicas, las cuales se utilizan en sistemas estructurales con factores de reducción de respuesta (R) superiores a 3, ya que factores de reducción menores no requieren controles tan rigurosos de las soldaduras como aquellos

indicados en los códigos y especificaciones de diseño, tales como AISC 341-10 y AWS D1.8, sin que esto signifique deficientes ejecuciones, junto a análisis y diseños simplificados. Adicionalmente y para ciertas condiciones, existen otro tipo de soldaduras, las de Demanda Crítica, en sistemas estructurales sometidos a elevadas deformaciones por cedencia. La soldadura debe ser un proceso reservado exclusivamente para talleres especializados, con controles rigurosos de todos los aspectos involucrados en su correcta ejecución (Gutiérrez, A. (2014).



c) Placa Base



a) Soldadura de Penetración Completa

Foto No.2: Soldaduras. a) Placa Base deficientemente ejecutada. b) Ejecución correcta de una soldadura de penetración completa. Fuente: Fotos por Gutiérrez A. (2010).

Pernos

Los pernos son el otro medio de unión de elementos estructurales de acero. Aunque su proceso de análisis resulta mucho más complejo que el de las soldaduras, su ejecución en comparación con el de aquellas se pudiera decir que es inversamente compleja. Es por esto, que normalmente se prefiere soldar en taller y empernar en obra, ya que las soldaduras en campo requieren no solamente mano de obra certificada sino inspección sumamente rigurosa. Sin embargo, la instalación de pernos también requiere cuidado, sobre todo en lo referente al orden de apriete de los mismos en una conexión, las tensiones iniciales producidas por las tracciones y la verificación de que éstas no superen los límites establecidos de acuerdo al tipo de perno, su grado, etc. La calibración de las herramientas de apriete si se utilizan éstas en vez del procedimiento del giro de la tuerca, respetar las distancias entre centros de agujeros (tres veces el diámetro del perno, al menos) y entre agujeros y el borde externo de planchas (normalmente se supone 5cm como distancia mínima), y otros, son también puntos de importancia. En fin, se debe tener control absoluto de los aspectos vinculados para así garantizar que la conexión se ha ejecutado correctamente de acuerdo a los planos de proyecto y requerimientos estructurales particulares.

Distancias “K”

Debido a los procesos de laminación, y según Crisafully, F. (2013), las zonas cercanas a la unión del alma con las alas en perfiles estructurales, sufren un endurecimiento en relación al resto de la sección transversal. Por ello, estas zonas son más resistentes y duras. Sin embargo, esto dista de ser beneficioso, ya que el aumento de resistencia y dureza también condicionan una mayor fragilidad y resiliencia (relacionado con la resistencia del material a la rotura frágil, o tenacidad). En por esta razón, que no se debe soldar en estas zonas K, las cuales comprenden el punto de transición entre el alma y las dos alas más una distancia de 38mm, con lo cual si se respetan estas distancias se supone suficientemente alejada la soldadura de estas zonas. Adicionalmente, se

recomienda no realizar soldaduras en los extremos de las alas. Según lo mencionado en el año 2014 en el Taller de Diseño y Detallado de Conexiones, de la empresa Pagmarketing Soluciones (Loges, 2014), algunos ingenieros sostienen, que para proteger la integridad de las soldaduras de la influencia del medio ambiente por el ingreso de material contaminante por algún microporo que pudiera existir en la soldadura, se debe ejecutar un solo pase en estas zonas y unir los cordones de soldadura del alma y las alas. Esta práctica, aunque resulta lógica, debe ser verificada con ensayos de laboratorio que corroboren sus efectos beneficiosos sobre aquellos que pudieran resultar más bien contra productores. Como medida adicional, en la inserción de planchas de continuidad en los perfiles, rigidizadores en el alma y alas, etc., se deben realizar cortes en los extremos de estas planchas, de unos 13mm medidos horizontalmente desde donde termina la medida de las distancias “K”.

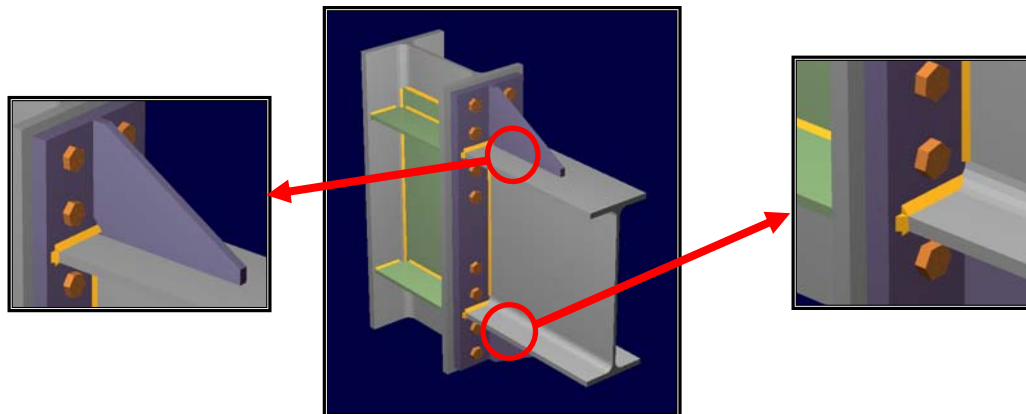


Figura No.2: Zonas “K” . Fuente: Elaboración Propia.

Zonas Protegidas

Los códigos y especificaciones modernas de diseño estructural, indican unas distancias que deben existir en los miembros estructurales que forman parte del sistema sismorresistente. Se refiere a las *zonas protegidas*. Se supone, que en estas zonas es donde debe ocurrir la disipación de la energía de deformación proveniente del sismo, donde van a generarse las rótulas plásticas que permitirán que la estructura tenga el comportamiento esperado (Loges, S. 2013). En estas zonas, no debe existir ningún tipo de inserto de elemento alguno o proceso (perfil, perforación, soldadura, etc.), ya que se afectaría el comportamiento supuesto en el análisis debido a que se pueden generar importantes interrupciones o discontinuidades en el material.

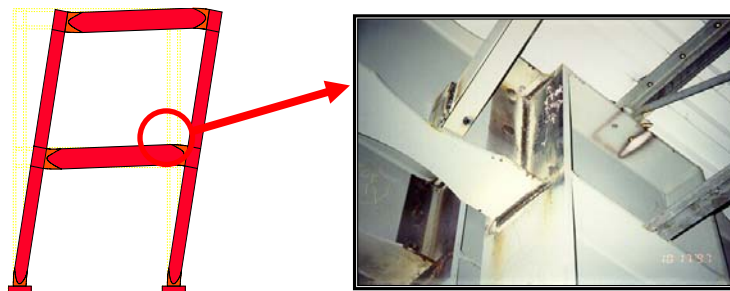


Figura No.3: Zonas Protegidas en Pórticos Resistentes a Momento (ubicación esperada de rótulas plásticas) e inserto inadecuado de perfil estructural. Fuente: Engelhardt, M.D. (2007)

1.3. Algunos Problemas Inherentes al Detallado y Ejecución de Conexiones

Una vez vistos los aspectos más importantes vinculados a las conexiones a momento en pórticos de acero estructural, surge una variable adicional en la ecuación, relativa a su correcto detallado y ejecución en obra. No basta con que las conexiones hayan sido debidamente analizadas y diseñadas, sino que su detalle debe ser lo más claro y explícito posible para que los talleres puedan fabricar cada uno de los elementos que la conforman e insertarlos correctamente, de acuerdo a distancias, plantillas y demás características de cada una de las conexiones en particular. De manera preocupante, y de forma cada vez más recurrente en Venezuela se observan desincorporados unos de otros estos procesos, con lo cual surgen interrogantes acerca de si las edificaciones que se están construyendo en el país tendrán la suficiente capacidad para resistir los sismos para los cuales fueron diseñadas y obtenidos de acuerdo a las recomendaciones establecidas de las Normas para el diseño, entre ellas, la COVENIN 1756:2001, relativa a edificaciones sismorresistentes. Problemas como los observados en las fotografías abajo indicadas, que aunque se refieren a conexiones del tipo flexible evidencian esta falta de coordinación e inspección de los procesos anteriormente mencionados. Obsérvese (izquierda) cómo los agujeros se han agrandado en la dirección incorrecta, y perforaciones ejecutadas erróneamente (derecha) generan debilidad del alma del perfil de la viga.



Foto No.3: Conexiones Flexibles de una estructura para estacionamiento ubicada en la ciudad de Caracas. Fuente: Gutiérrez, A. (2014)

En otros casos, suceden problemas de alineamiento y replanteo en las estructuras, generándose muchas veces tensiones adicionales en ciertas zonas de la edificación debido al ajuste “forzado” de los miembros en las posiciones definitivas que éstos tienen en los planos del proyecto original. Obsérvese la siguiente fotografía, en donde las planchas extremas de las conexiones tipo *end plate* no tienen un asiento adecuado o “contacto” entre ellas, con lo cual surge la evidente pregunta: ¿el nivel de empotramiento es el propio de una conexión a momento de este tipo?

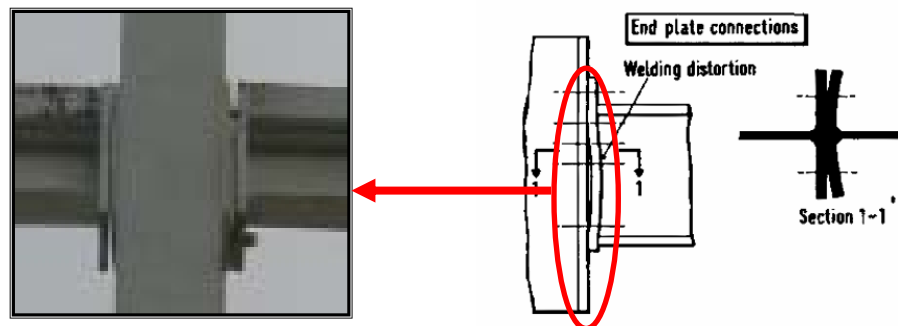


Foto No.4: Ejecución e Inspección deficientes en edificación a la salida del Metro, Estación Antimano. Fuente: Foto por Ing. Gutiérrez A., 26-03-2012.

Otro problema relativamente común, se presenta con la pérdida de horizontalidad de los miembros tipo Viga, con lo cual, se generan deflexiones en algunos casos importantes, que modifican el comportamiento estructural de la edificación, generando asimismo problemas en condiciones de servicio y afectan la distribución de tensiones en la conexión.

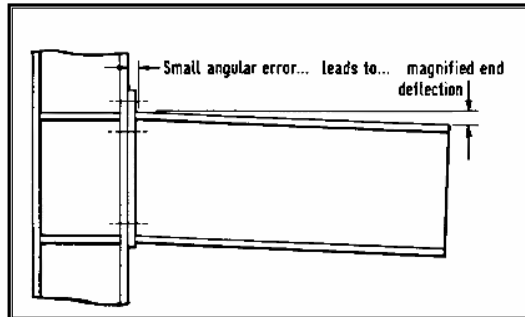


Figura No.4: Magnificación de error de alineamiento en viga principal de una edificación.
Fuente: MANN, A.P. MORRIS, L.J. (1981)

1.4. Algunas Tendencias Modernas en Conexiones a Momento

Resulta lógico suponer que los sismos ocurridos a nivel mundial en los últimos años, han impulsado el estudio y evaluación de nuevas alternativas de conexiones a momento en acero, las cuales permitan una mayor disipación de energía en la edificación y concentración de daño en ciertas porciones controladas de la misma, cuya reparación posterior al evento resulte mucho menos problemática. Esto es, en esencia, control del daño que pueda presentarse durante el sismo. En base a esto, han surgido algunas alternativas interesantes de este tipo de conexiones, las cuales están siendo implementadas en edificaciones ubicadas en zonas con alta sismicidad. Esto hace pensar y evidencia hacia dónde van los diferentes desarrollos en la materia, y abren el camino hacia otras propuestas que poco a poco permitan entender que el control de daños es esencial en una edificación, y que ésta pueda disipar energía de deformación de manera eficiente es la clave del éxito. En las siguientes fotografías se muestran dos tipos de conexiones a momento que están siendo implementadas, y las cuales, al menos en los diferentes laboratorios en donde han sido ensayadas, mostraron un comportamiento sísmico favorable.



Foto No.5: Propuesta de Conexión a momento, la cual permite la sustitución de miembros deteriorados por importantes sismos de manera mucho menos problemática.

Fuente: Alistair, F. (2013)

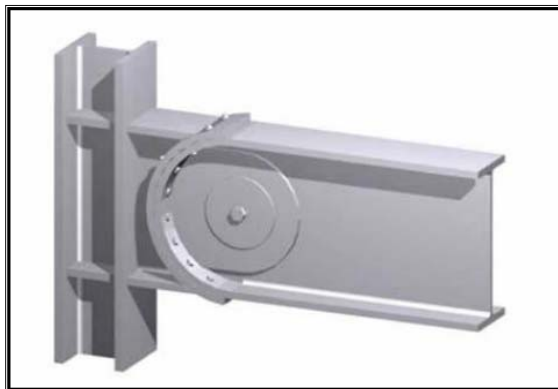


Figura No.5: Propuesta de Conexión a momento patentada “*Pin Fuse Joint*” (articulación fusible), la cual para sismos de mediana magnitud se comporta como empotrada, pero para sismos severos se convierte en una articulación que permite la disipación de energía por fricción.

Fuente: Crisafully, F. (2013)

CONCLUSIONES

Una vez que el Ingeniero realiza la labor del análisis y detallado de una conexión en acero estructural, se da cuenta de la inmensa importancia que todos los procesos tienen en el resultado final, y que las edificaciones en zonas sísmicas deben poseer suficiente ductilidad o capacidad de disipación de energía, lo cual les permita mantenerse íntegras sin colapso parcial de algunos de sus miembros principales, lo cual pudiera llevar a su colapso total. Para que esto ocurra de manera satisfactoria, las conexiones entre los miembros representan uno de los aspectos más importantes que condicionan dicho comportamiento estructural esperado. Es muy evidente la gran preocupación que muchos organismos a nivel mundial tienen sobre la materia, y cómo se ha impulsado el estudio de nuevas alternativas en las principales universidades del mundo, en donde se dispone de los equipos y otros recursos para llevar a cabo la gran cantidad de ensayos requeridos. Por ello, esta ponencia pretende ser un llamado hacia lo que se está haciendo en el mundo y lo que actualmente se está haciendo en Venezuela. Resultaría importante comprobar si, efectivamente, las diferentes edificaciones que se están ejecutando en los últimos años en el país cumplen con los lineamientos sismorresistentes básicos, que les permitan desempeñarse adecuadamente en el momento de un sismo. Dicho de otra manera, ¿se está haciendo lo necesario para estar preparados en el momento en que ocurra el evento? Es una pregunta muchas veces difícil de responder, pero quizás la observación de lo existente y actual está dando una respuesta que pudiera estar generando elevados niveles de incertidumbre y preocupación profesional, y haciendo ver que se pudiera estar en muchos casos lejos de dotar y haber dotado a las edificaciones, tanto de acero como de concreto, de suficientes y adecuados mecanismos de disipación de energía.

AGRADECIMIENTO

Se extiende un agradecimiento muy especial al Prof. Ing. Arnaldo Gutiérrez, quien ha servido a la profesión de la Ingeniería Civil durante décadas, sin pretender recibir nada a cambio más que la ilusión de que sus innumerables escritos e infinitas enseñanzas sirvan para que las estructuras se analicen y ejecuten con el mejor criterio, responsabilidad, honestidad profesional y conocimiento técnico. Sus incursiones públicas y privadas a través de los años han permitido que la Ingeniería

Estructural haya sido y siga siendo abordada por muchos de sus alumnos y exalumnos de una manera diferente al simple seguimiento automático de procedimientos y reglas escritas, sin mayor entendimiento de las mismas más que como números y fórmulas secuenciales cuyo resultado no tiene ningún sentido racional.

REFERENCIAS

Alistair, F. (2013). *Eccentrically Braced Frames*. Extraído el 21 de Febrero de 2015 de <http://www.buildmagazine.org.nz/articles/show/steely-performers/>.

ANSI / AISC 360-10, (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. 612 págs. Chicago, USA.

ANSI / AISC 358-10, (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*. 178 págs. Chicago, USA.

ANSI / AISC 341-10, (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. 402 págs. Chicago, USA.

COVENIN – MINDUR 1756-1:2001. *Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado*. 89 págs. Caracas, Venezuela.

Crisafully, F. (2013). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Alacero.

Engelhardt, M. D. (2007). *Design of Seismic Resistant Steel Building Structures. Moment Resisting Frames*. AISC Module 2.

Gutiérrez A. (2014). Metodología para el proyecto de Conexiones en Estructuras de Acero. *Taller de Diseño y Detallado de Conexiones, Pagmarketing Soluciones*, 167 págs. Doquesis Asesores, Caracas.

Loges, S. (2013). Consideraciones Sismorresistentes en el Análisis y Diseño de Estructuras de Acero. Del Concepto al Detalle. *III Jornadas de Ingeniería Civil*, 75 págs. Universidad Católica Andrés Bello (UCAB), Núcleo de Ciudad Guayana.

Loges S. (2014). Dibujo y Detallado de Conexiones Soldadas y Empernadas. Coherencia del Análisis, Detallado y Construcción. *Taller de Diseño y Detallado de Conexiones, Pagmarketing Soluciones*, 218 págs. Doquesis Asesores, Caracas.

Mann, A. P. y Morris, L.J. (1981). *Lack of Fit in Steel Structures*. Londres, Inglaterra.

Sistema ConXtech® ConXL™. Imagen extraída el 22 de Febrero de 2015 de <http://www.atlastube.com/atlas-observer/hollow-structural-section/hss-connection-solutions-under-seismic-loading-for-moment-frames>.

Apéndice 2:
ARTÍCULO No.2

**VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS DE ACERO
ESTRUCTURAL CONSTRUIDOS CON PERFILES TUBULARES EN
VENEZUELA.**

Esp. Ing. Sigfrido A. Loges F.¹

¹ IDEC, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.
e-mail: sloges@gmail.com

RESUMEN

Se plantea la relación que existe entre el uso de miembros con secciones transversales tubulares y la vulnerabilidad sísmica de los edificios aporticados de acero estructural. En los últimos años en Venezuela, se ha evidenciado que edificios de acero estructural, contruidos con perfiles tubulares para los miembros resistentes principales (vigas y columnas, especialmente), pudieran resultar significativamente vulnerables a las acciones sísmicas. El uso cada vez más frecuente de este tipo de perfiles en el país, debido entre otras cosas a los problemas de disponibilidad de materiales para la construcción en acero, genera incertidumbres acerca de si las estructuras contruidas con perfiles tubulares tendrán la capacidad suficiente para resistir sismos importantes, y si se tomaron en cuenta consideraciones sismorresistentes en los detalles de las conexiones entre vigas y columnas, entre otras. Se explica el comportamiento inelástico que presentan algunos tipos de acero empleados en la construcción, sobre todo para zonas con mediana y alta sismicidad. Se indican disposiciones específicas y recientes aplicables de las Normas Americanas AISC relacionadas, sobre todo en cuanto a la necesidad de disponer de columnas tubulares mixtas (acero – concreto) para construcciones en zonas sísmicas. Se concluye, que los perfiles tubulares huecos para columnas, no cumplen con los límites de esbelteces mínimas necesarias para comportarse satisfactoriamente en el rango inelástico y que las conexiones viga – columna deben disponer de elementos intermedios para la adecuada transferencia de tensiones entre los componentes de edificios aporticados de acero.

Palabras clave: Perfiles Tubulares, Vulnerabilidad, AISC, Conexiones.

INTRODUCCIÓN

El uso de perfiles con sección transversal tubular (en lo sucesivo, STT) en la construcción de edificios de acero, es una práctica muy difundida en muchos países. Una de las tantas razones, se debe a los innegables beneficios arquitectónicos de sus formas (cuadradas, rectangulares o circulares), y a la buena adaptabilidad de éstas a los acabados finales de las edificaciones, entre otros, llegadas de paredes y diversos tipos de cerramientos, y que junto a la uniformidad de propiedades estructurales, tales como Inercia, entre otros, en ambas direcciones principales de la sección (ejes principales), sobre todo en STT cuadradas y circulares (especialmente empleadas como columnas o miembros a flexocompresión biaxial), los convierten en una alternativa atractiva para arquitectos e ingenieros estructurales.

Estructuralmente hablando, sin embargo, y especialmente en zonas con medianas y altas sismicidades, los perfiles STT no se comportan de manera necesariamente satisfactoria. Uno de sus principales problemas radica en el espesor delgado de sus paredes, las cuales en general, no los califican como perfiles ideales para permitir un adecuado desempeño sismorresistente de la edificación, y estudios o análisis de segundo orden por elementos finitos mediante programas estructurales avanzados de computación (ANSYS y ABAQUS, por ejemplo) así lo confirman (GARZA, L. 2011).

Sin embargo y pese a lo anterior, es una opción permitida para emplearse en edificaciones y las actuales normativas de la construcción en acero estructural, entre ellas, AISC 360-10 así lo confirman, al dedicar incluso, un capítulo completo al tema de conexiones entre STT (Capítulo K). En Venezuela, sin embargo, la actual normativa que rige la construcción en acero, COVENIN 1618:1998 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1ra. Revisión)*, no los incluye al indicar, específicamente, en su Art. 1.2 Alcance, lo siguiente: *Se excluyen del dominio de aplicación de esta Norma los perfiles tubulares, los perfiles formados en frío y las vigas de alma abierta (joists), los cuales se regirán por normas específicas. Véase las Disposiciones Transitorias*”.

En Venezuela, los actuales problemas para la obtención de divisas que permitan la adquisición de perfiles europeos, entre otros, es por mucho la razón principal que motiva la escasez de secciones transversales en forma de I, H, L, ampliamente empleadas en edificaciones de acero estructural con importantes requerimientos de desempeño sismorresistente, y han motivado el empleo de secciones cuya disponibilidad resulta más inmediata. En este particular, las STT pasan a llenar el vacío de los otros tipos de secciones transversales. Sin embargo, es importante conocer su desempeño sísmico y en especial, los distintos y adecuados tipos de conexiones entre los miembros (vigas y columnas, principalmente) para zonas de mediana y alta sismicidad, para no adicionar un aspecto de disminución de capacidad estructural a la edificación por fallas en conexiones por su pobre ejecución y/o caracterización de las mismas.

2. DESARROLLO

Las STT, son aquellos tipos de perfiles estructurales de acero de alta resistencia (Norma ASTM A572 Grado 50), caracterizados por sus formas geométricas cuadradas, rectangulares y circulares, y espesores reducidos de sus paredes, cuya conformación se logra mediante procesos en frío, es decir, a temperatura ambiente, mediante deformaciones plásticas paulatinas del metal a su paso por rodillos de laminación, lo cual le infiere al material una gran resistencia (ANDARA, J. 2007), y cumpliendo con los lineamientos establecidos en la Norma ASTM A500 Grado C (UNICON, 2011), principalmente (es posible el empleo de otros tipos de grados, como el A y el B). Los aceros laminados en frío presentan mayor dureza en comparación con los procesos de laminado en caliente, el cual se realiza a altas temperaturas y permitiendo que el metal se recristalice sin endurecimiento posterior, como en el caso de los perfiles conformados en frío. Este tipo de acero tiene, entre sus propiedades resistentes, valores de la tensión cedente (F_y) de 3515 kgf/cm² y resistencia de agotamiento a tracción (F_u) de 4360 kgf/cm². Sin embargo, se destaca como

un aspecto sísmicamente relevante en el tipo de acero ASTM A572, su menor capacidad de disipación de energía o ductilidad (ver Fig. No.1) en comparación con otros tipos de aceros (por ejemplo, ASTM A36, A992, entre otros), lo cual condiciona su empleo en muchos tipos de edificaciones ubicadas en zonas con sismicidad importante (media a alta). A continuación, se muestran las principales STT empleadas para miembros estructurales como vigas, columnas y arriostramientos (Foto No. 1). Debido a las propiedades resistentes de los perfiles y necesidades estructurales, las STT cuadradas y circulares se emplean, en general, para columnas (mismas características geométricas en ambos ejes principales, lo cual les da una excelente capacidad para resistir flexocompresión biaxial), mientras que las rectangulares para vigas y miembros secundarios horizontales (en donde se requiere mayor inercia en la dirección de la carga externa). Para el caso de arriostramientos, cualquiera de las tres tipologías es válida, ya que son miembros solicitados principalmente por tensiones axiales debidas a tracciones y compresiones, en general.

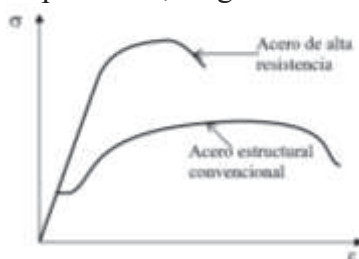


Fig. No.1: Capacidad de Deformación Inelástica entre Aceros.
Fuente: HERRERA, R. (2009).



Foto No.1: Secciones Transversales Tubulares.
Fuente: <http://www.cintac.cl/tubulares/>

Subterfugas	Usos	Normas Aplicables	Designación Comercial		Espesores		Longitudes Estándar	
			DN (")	NPS (")	mm	in (")	ft	m
Tubos Estructurales	- Centros de salud de diferentes tipos - Edificaciones habitacionales (viviendo, comerciales, gubernamentales, deportivos, recreativos y de servicios varios) - Toros de telecomunicaciones - Puentes peatonales y vehiculares - Semáforos - Carreteras elevadas - Vías comerciales - Sanitarios - Centros de tráfico aéreo - Terminales de pasajeros - Tanques - Calentadores de agua industrial - Refinerías metalúrgicas	ASTM A 500 Grados A, B y C	NA (")	Circular 2 - 12 1/2	2,25 - 11,00	0,010 - 0,400	6 12	20 40
			NA (")	Cuadrado 80x80 - 250x250	2,25 - 11,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Cuadrado 1 x 1 - 6 x 6	NA (")	0,010 - 0,250	6 12	20 40
			NA (")	Rectangular 96 96x40 - 300x175	2,25 - 11,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Rectangular 2 x 2 - 6 x 6	NA (")	0,010 - 0,250	6 12	20 40
		EN 10219 Grados S235, S275 y S355	NA (")	Cuadrado 25 x 25 - 120 x 120	2,00 - 3,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Rectangular 50 x 50 - 100 x 100	2,00 - 3,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Cuadrado 25 x 25 - 120 x 120	2,00 - 3,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Rectangular 50 x 50 - 100 x 100	2,00 - 3,00	NA (")	6 12	20 40
			NA (")	Rectangular 50 x 50 - 100 x 100	2,00 - 3,00	NA (")	6 12	20 40

Fig. No.2: Características de STT para uso Estructural en Venezuela.

Fuente: <http://unicon.com.ve/documentos/UNICON%20estructural%20espanol%20v2.0%20-%20i.pdf>

En el tema de la llegada de cerramientos, en cuanto a la arquitectura, presentan grandes ventajas, por ejemplo, en debido a que la zona de encuentro entre perfil y el cerramiento facilita mucho los diferentes detalles constructivos. Por esta y otras razones, en muchos proyectos arquitectónicos se consideran primeramente sobre otros tipos de perfiles, como por ejemplo, aquellos conformados por secciones transversales en I, H, U, etc.

En Venezuela, país catalogado como prácticamente sísmico en todo su territorio, de acuerdo con el vigente mapa de zonificación sísmica (COVENIN, 1756-1:2001), desde hace ya varios años, se están realizando numerosas edificaciones empleando STT para los miembros estructurales principales (vigas y columnas). En muchos casos, se aprecia que no se han cuidado los detalles estructurales en las conexiones entre los miembros, entre otros, lo cual, sumado a las características propias del material y procesos de conformación en frío de las STT, se pudieran estar generando vulnerabilidades importantes en las edificaciones y afectando por ende su desempeño sismorresistente, condición indispensable en construcciones en el país.

2.1 Secciones Compactas, No Compactas y Compactas Sísmicas.

Es muy importante cuando se emplean STT en proyectos de edificaciones aporticadas en zonas sísmicas, conocer las relaciones entre los espesores de las caras de los perfiles y sus longitudes, lo cual permitirá determinar su capacidad de plastificación durante un sismo, es decir, su capacidad de alcanzar deformaciones inelásticas más allá del punto en el cual se logra la cedencia de la sección. Cuando una sección transversal de acero es compacta, se supone que ésta puede desarrollar el momento plástico sin que previamente se produzca pandeo local de algún elemento comprimido de su sección transversal, pero si resulta no compacta, aunque puedan alcanzar la tensión de cedencia en sus elementos comprimidos sin que se alcance el pandeo local de alguno de ellos, no pueden alcanzar el momento plástico requerido en zonas de mediana y alta sismicidad. El AISC 341-10 indica un tipo adicional de secciones, las compactas sísmicas, o aquéllas en las cuales se pueden alcanzar valores de rotaciones inelásticas del orden de 6 ó 7 veces mayores que los valores de las deformaciones por cedencia. En las secciones compactas, este valor es de unas 3 veces mayores que la deformación por cedencia. Esto significa, que las relaciones de esbeltez de los elementos comprimidos de la sección (b/t) sísmicamente compacta (λ_p) indicados en el AISC 360-10 (Tablas I1.1a y I1.1b) deberán satisfacer adicionalmente, en zonas sísmicas, los requerimientos indicados en la Tabla D1.1 del AISC 341-10, la cual evidentemente resulta en valores de relaciones de esbeltez de elementos comprimidos mucho más restrictivos aún.

En el caso de los perfiles disponibles localmente en Venezuela, especialmente las secciones transversales cuadradas y circulares, generalmente empleadas para miembros en flexocompresión (columnas), resultan los siguientes valores para las secciones huecas sin relleno de concreto:

Tabla No.1: Relaciones de Esbeltez en STT Cuadradas Huecas.

Fuente: Elaboración Propia.

AISC 341-10 (Tabla D1.1)						
(Secciones Tubulares Cuadradas Huecas)						
SECCION	LADO (b) (mm)	Espesor Nominal (t) (mm)	Radio externo (mm)	b/t	λ_{hd} (Alta Sismicidad)	λ_{md} (Mediana Sismicidad)
60x60	60	2.25	6.75	20.67	13.44	15.64
70x70	70	2.25	6.75	25.11		
90x90	90	2.50	7.50	30.00		
100x100	100	3.00	9.00	27.33		
110x110	110	3.40	10.20	26.35		
120x120	120	4.00	12.00	24.00		
135x135	135	4.30	12.90	25.40		
155x155	155	4.50	13.50	28.44		
175x175	175	5.50	16.50	25.82		
200x200	200	5.50	16.50	30.36		
200x200	200	7.00	21.00	22.57		
220x220	220	7.00	21.00	25.43		
220x220	220	9.00	27.00	18.44		
260x260	260	9.00	27.00	22.89		
260x260	260	11.00	33.00	17.64		

Como se puede apreciar, en la columna b/t, todos los valores superan los indicados para zonas de alta sismicidad (λ_{hd}) y mediana sismicidad (λ_{md}). Por lo tanto, ninguna de las secciones mostradas en la tabla resulta apropiada para su empleo en zonas en donde se requiere adecuada capacidad de disipación de energía y deformaciones inelásticas importantes de los miembros estructurales. La misma situación se puede apreciar para STT circulares huecas.

Tabla No.2: Relaciones de Esbeltez en STT Circulares Huecas.

Fuente: Elaboración Propia.

AISC 341-10 (Tabla D1.1)					
(Secciones Tubulares Circulares Huecas)					
SECCION	Diámetro Externo (b) (mm)	Espesor Nominal (t) (mm)	b/t	λ_{hd} (Alta Sismicidad)	λ_{md} (Mediana Sismicidad)
3	76.20	2.25	33.87	22.70	26.29
3 1/2	88.90	2.25	39.51		
4 1/2	114.30	2.50	45.72		
5	127.00	3.00	42.33		
5 1/2	139.70	3.40	41.09		
6	152.40	4.00	38.10		
6 5/8	168.30	4.30	39.14		
7 5/8	193.70	4.50	43.04		
8 5/8	219.10	5.50	39.84		
9 5/8	244.50	5.50	44.45		
9 5/8	244.50	7.00	34.93		
10 3/4	273.10	7.00	39.01		
10 3/4	273.10	9.00	30.34		
12 3/4	323.85	9.00	35.98		
12 3/4	323.85	11.00	29.44		

1.2 Conexiones entre STT.

El tema de las conexiones entre STT es sumamente discutido desde hace ya varios años. Se han hecho muchas propuestas y se han realizado numerosos ensayos, nacional (ANDARA, 2007; UGARTE et. al 2006) e internacionalmente (GARZA, L. 2011), para verificar si la capacidad que tienen ciertos tipos de conexiones, sobretodo en edificios aporticados de acero que emplean STT para sus miembros principales, vigas y columnas, resultan ciertamente adecuadas para poder clasificarse como Conexiones Rígidas, o dicho de otra manera, resistentes a momento. Existen muchas clasificaciones de conexiones en acero, y una de ellas las cataloga en tres tipologías: Flexibles, Semirrígidas y Rígidas. Las primeras son aquellas con una capacidad de resistir flexión relativamente baja (menos de un 10%), y por lo tanto, se considera en su análisis un valor nulo de capacidad a flexión. Las segundas, tienen una capacidad intermedia (cercana a un 50%), y las terceras, una capacidad a flexión muy elevada (superior al 90%).

Independientemente del tipo de conexión que se emplee, un aspecto fundamental es evitar completamente la unión directa de miembros estructurales mediante soldaduras sin el empleo o adición de elementos que permitan una adecuada transferencia de tensiones en los puntos de unión y miembros estructurales (ver Fig. No.3). El problema que se presenta es similar cuando las columnas se encuentran rellenas o no de concreto, exigencia de la normativa actual (Artículo I1.4, AISC 360-10 y Capítulo D, AISC 341-10) cuando se emplean STT en la construcción de edificaciones, ya que los reducidos espesores de las paredes de estos perfiles hacen posible la aparición de fenómenos de debilitamiento en las mismas con la posibilidad de aparición de rasgaduras, y por lo tanto, fallas en las conexiones (HERRERA, R. 2009). Una falla en una conexión entre perfiles en un edificio de acero estructural, no solamente es muy grave, sino potencialmente catastrófica para el comportamiento e integridad de toda la estructura. En análisis plásticos, la falla de un miembro estructural obliga a una redistribución de tensiones a otras zonas o miembros de la estructura. Por lo tanto, si todas las conexiones entre STT de una estructura se realizaron de manera similar, la falla de una pudiera ser el preámbulo de la falla de otras, con lo cual se imposibilitaría una eficiente redistribución de tensiones.

Por ello, las Normas referenciales de estructuras de acero mundiales, han establecido procedimientos y detalles estructurales, para garantizar un mejor comportamiento de conexiones en acero para STT. Una de las asociaciones internacionales dedicadas al estudio de la construcción con STT, es el CIDECT (*Comité Internacional para el Desarrollo del Estudio de Construcciones Tubulares*), la cual se ha propuesto la tarea de impulsar el estudio de diversas alternativas y prácticas constructivas para mejorar el comportamiento y detallado de edificaciones hechas con STT. En lo referente a las conexiones a momento entre vigas y columnas para edificios aporticados, y en especial en zonas sísmicas, se muestran varias tipologías empleando elementos intermedios para la transferencia de tensiones, tales como diafragmas y planchas, los cuales buscan que esa transferencia sea más uniforme y predecible y así evitar la formación de mecanismos frágiles de falla. La Fig. No.3 muestra algunas de las conexiones a momento sugeridas, las cuales se encuentran

en la Guía de Diseño para Conexiones de Columnas Estructurales de Sección Tubular (CIDECT No.9, 2005).

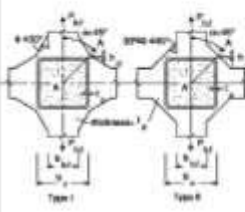
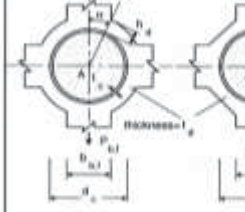
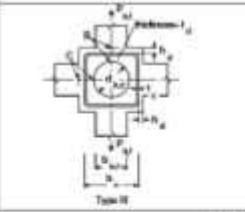
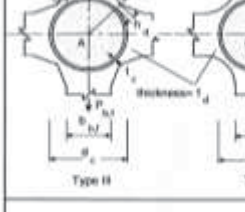
Shape of external diaphragm	Ultimate resistance equation		
	Type I connection: The design resistance is the larger of the values calculated by Eqs. 1 and 2. $P_{b,f}^* = 3.74 \left(\frac{t_c}{d_c} \right)^{1/2} \left(\frac{t_d}{d_c} \right)^{1/2} \left(\frac{t_c + h_d}{d_c} \right)^{1/2} b_d^2 \sigma_{d,y} \quad (1)$ $P_{b,f}^* = 2.95/d_c + t_d^2/d_c + 3.30h_d t_d \sigma_{d,y} \quad (2)$ If $t_{d,y} > t_{c,y}$, then calculate with $t_{c,y} = t_{d,y}$. Type II connection: The design resistance is given by Eq. 2. Symbols: $t_{c,y}$ = Yield strength of column material $t_{d,y}$ = Yield strength of diaphragm material $t_{c,u}$ = Ultimate tensile strength of column material $t_{d,u}$ = Ultimate tensile strength of diaphragm material $P_{b,f}$ = Axial load in tension flange		$P_{b,f}^* = 3.09t_c(\alpha)A_1 t_{c,y} + 1.77t_d(\alpha)A_2 t_{d,y} \quad (1)$ where $t_c(\alpha) = \sin \alpha$ $t_d(\alpha) = \sqrt{2 \sin^2 \alpha + 1}$ $A_1 = \left((0.63 + 0.88 \frac{b_d}{d_c}) \sqrt{d_c t_c} + t_d \right) t_c$ $A_2 = h_d t_d$ Symbols: $t_{c,y}$ = Yield strength of column material $t_{d,y}$ = Yield strength of diaphragm material $P_{b,f}$ = Axial load in tension flange α = Slope of critical section
	Type III connection: The design resistance is the smaller of the values given by Eqs. 3 and 4. $P_{b,f}^* = 1.43(b_d + 2h_d - d_c) \frac{b_d t_d}{d_c} t_{d,y} \quad (3)$ $P_{b,f}^* = 1.43(b_d + 2h_d - d_c) t_d t_{d,y} \quad (4)$ Symbols: See above.		$P_{b,f}^* = 2.19A_1 t_{c,y} + 2.53A_2 t_{d,y} \quad (2)$ where $A_1 = \left((0.63 + 0.88 \frac{b_d}{d_c}) \sqrt{d_c t_c} + t_d \right) t_c$ $A_2 = h_d t_d$ Symbols: See above.
Range of validity		Range of validity	
$20 \leq h_d/t_c \leq 50$, $0.75 \leq t_d/t_c \leq 2.0$, $t_d \geq t_{c,y}$, $t_{d,y} \geq 0.1 t_{c,y}$ (Type I), $t_{d,y} \geq 0.15 t_{c,y}$ (Type II)		$20 \leq d_c/t_c \leq 50$, $h_d/d_c \leq 0.3$, $0.25 \leq t_{d,y}/t_{c,y} \leq 0.75$	

Fig. No.3: Conexiones entre STT con elementos intermedios (diafragmas).

Fuente: CIDECT No.9 (2005).

En la evaluación de la conexión elegida se aprecia, entre otras cosas, el rango de validación geométrica y el cálculo de la fuerza de tracción ($P_{b,f}^*$) con la cual se obtiene el espesor definitivo de los diafragmas. Es un procedimiento relativamente simple y que permite obtener conexiones con excelente capacidad y comportamiento sismorresistente, en general. Siguiendo este procedimiento de análisis y detallado de la conexión entre STT, se evita la introducción de condiciones de vulnerabilidad estructural por conexiones con niveles de empotramiento semirrígido en vez de rígido que presentan, por ejemplo, aquellas entre vigas y columnas soldadas directamente entre sí sin algún elemento intermedio (diafragma). Con esto, el comportamiento de las estructuras aporticadas resultaría más predecible y ajustado a la realidad arrojada del modelo matemático analizado en el computador, en donde y en general, se consideran niveles elevados de empotramiento en el extremo de los miembros.

Obsérvese en las dos imágenes siguientes, cómo la introducción de los diafragmas permite descargar de tensiones del perfil estructural de la columna, quedando por lo tanto demostrado el comportamiento rígido de la conexión versus el semirrígido que resulta de la práctica común de soldar directamente los miembros entre sí (vigas y columnas), sin elementos intermedios para la transferencia de tensiones entre ellos. La abolladura sectorizada de la columna con la consecuente rotación del extremo de la viga ponen de manifiesto la reducción de la capacidad a flexión de la conexión.

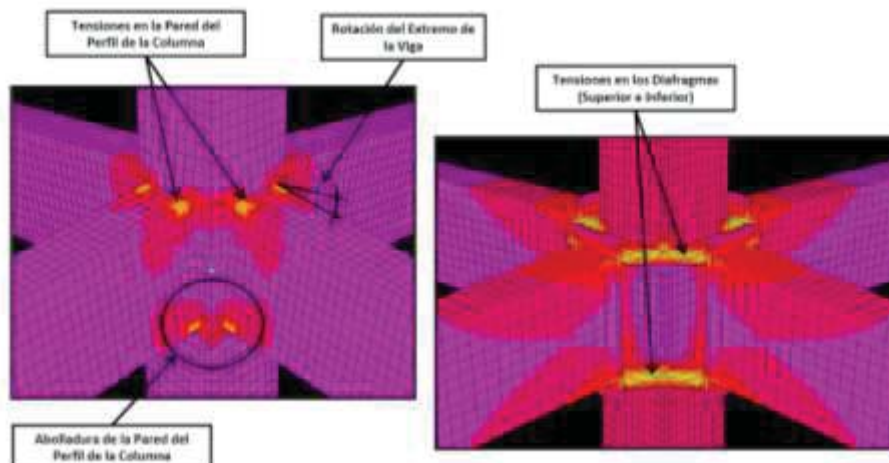


Fig. No.4: Conexiones entre STT (sin diafragmas y con diafragmas).

Fuente: LOGES, S. (2016)

El comportamiento semirrígido de la conexión entre STT sin elementos intermedios ha sido documentado con amplitud, obteniéndose de ensayos realizados a pórticos de acero estructural, deformaciones importantes de las paredes del perfil de la columna y fallas en las conexiones (FERNÁNDEZ, I., CASTAÑEDA, J. 1999). Esta práctica es hoy por hoy aún difundida en Venezuela, lo cual genera numerosas incertidumbres acerca del comportamiento sismorresistente de algunas edificaciones fabricadas con STT y su ductilidad real. Se ha podido constatar la similitud entre modelos por elementos finitos y ensayos reales. La abolladura del perfil de la columna y las fallas en soldaduras son los principales problemas que este tipo de conexiones presentan, sobre todo en zonas sísmicas, en donde se requiere que éstas tengan la suficiente capacidad estructural para soportar las cargas alternantes producidas por el fenómeno en sí.

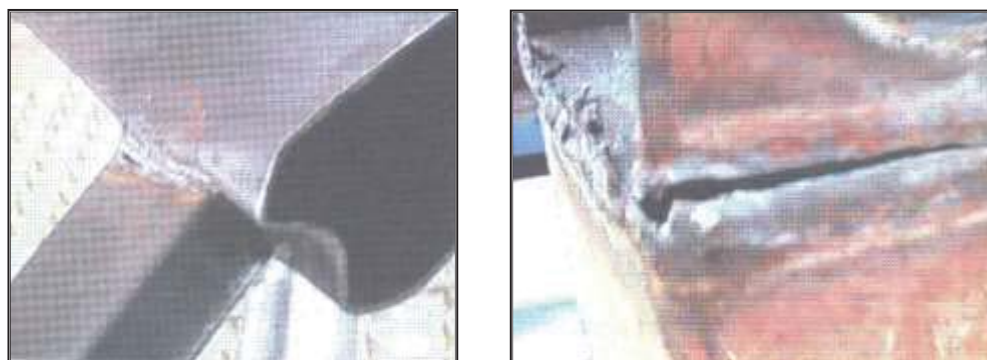


Foto No.2: Fallas en ensayos de conexiones directas entre STT.

Fuente: FERNÁNDEZ, I., CASTAÑEDA, J. (1999).

Un importante antecedente acerca de ensayos a perfiles tubulares fue el realizado por UGARTE, A., SARCOS, A. y FLORES, J. (2006) y publicado bajo el título

Comportamiento de Tubos Cuadrados a Flexión Monotónica. En ese trabajo se concluyó lo siguiente: “El tubo cuadrado de pared delgada cuando es sometido a flexión monotónica fuerte presenta un comportamiento inadecuado que limita su uso en zonas sísmicas de Venezuela o en diseño de estructuras sometidas a vientos fuertes o incluso cargas estáticas fuertes que no estén perfectamente establecidas, ya que éste no posee ductilidad y se podrían generar fallas frágiles de las estructuras diseñadas con estos elementos, sin embargo si se desea emplear este tipo de elementos en el diseño de estructuras de acero, se recomienda considerar una ductilidad de uno ($D = 1$).”

La especificación AISC 358-10, “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*” (Conexiones precalificadas para Pórticos Especiales e Intermedios a Momento para Aplicaciones Sísmicas), material de consulta indispensable para el análisis y diseño de conexiones precalificadas (aquellas que han sido ensayadas y cuyo procedimiento de análisis es validado por resultados experimentales, resultando así apropiadas para ser empleadas en zonas con sismicidades medias a altas debido a su predecible y satisfactoria respuesta estructural), presenta muchos tipos de conexiones en acero estructural. Entre ellas, especialmente se indica una en la cual empleo de perfiles tubulares en columnas llama la atención. Es el Sistema ConXtech® ConXL™, ideal para edificaciones de 2 a 10 pisos de altura, y la cual presenta, uniones de vigas con las columnas soldando específicamente en las esquinas de los perfiles de dichas columnas, o zonas de mayor resistencia de este tipo de STT, y empleando elementos intermedios para la transferencia de tensiones. Éstas conexiones han sido ensayadas con amplitud, y actualmente se emplean en numerosas edificaciones para usos diversos, entre ellos, estacionamientos. El aspecto negativo, sobretodo para los Ingenieros Estructurales venezolanos, es que se incluye en una gama de conexiones precalificadas patentadas, las cuales no se encuentran disponibles en el país, por lo que su uso es sumamente restringido y costoso.



Foto No.3: Sistema ConXtech® ConXL™
Fuente: MURRAY, T. (2011).



Foto No.4: Preparación de una Conexión para Columna Tubular Circular y vigas IPE de acuerdo a CIDECT No.9
Fuente: Fotografía de LOGES, S. (2008).

2.3 Columnas STT Rellenas de Concreto

Un aspecto característico e indispensable en zonas sísmicas, es rellenar las columnas STT con concreto, lo cual retrasa la aparición de fallas locales por pandeo de la columna. Esta condición se encuentra contenida en las Normas actuales, entre ellas, AISC 341-10, guía complementaria de la AISC 360-10 y a la cual supera en exigencia de sus requerimientos. Es muy importante destacar, que el concreto que se vacía internamente en la STT, debe cumplir con ciertas especificaciones normativas, entre las cuales se encuentran las siguientes (CARRASCO, S. 2010):

- a) Para concretos con peso unitario normal (iguales a 2400 kgf/m^3), el valor de f'_c se encuentra entre 210 kgf/cm^2 y 700 kgf/cm^2 .
- b) Para concretos con pesos unitarios livianos (iguales o menores a 1840 kgf/m^3), el valor de f'_c se encuentra entre 210 kgf/cm^2 y 420 kgf/cm^2 .

El concreto interno de la STT le proporciona a la ahora sección mixta (concreto – acero) una importante ganancia de capacidad, por lo que su empleo resulta más adecuado en zonas sísmicas. Esto se puede evidenciar en las siguientes tablas, en donde las secciones se pueden incluir en las categorías de alta y media sismicidad, de acuerdo a las exigencias de AISC 341-10:

Tabla No.3: Relaciones de Esbeltez en STT Cuadradas Rellenas de Concreto.
Fuente: Elaboración Propia.

AISC 341-10 (Tabla D1.1)						
(Secciones Tubulares Cuadradas Rellenas de Concreto)						
SECCION	LADO (b) (mm)	Espesor Nominal (t) (mm)	Radio externo (mm)	b/t	λ_{hd} (Alta Sismicidad)	λ_{md} (Mediana Sismicidad)
60x60	60	2.25	6.75	20.67	34.22	55.24
70x70	70	2.25	6.75	25.11		
90x90	90	2.50	7.50	30.00		
100x100	100	3.00	9.00	27.33		
110x110	110	3.40	10.20	26.35		
120x120	120	4.00	12.00	24.00		
135x135	135	4.30	12.90	25.40		
155x155	155	4.50	13.50	28.44		
175x175	175	5.50	16.50	25.82		
200x200	200	5.50	16.50	30.36		
200x200	200	7.00	21.00	22.57		
220x220	220	7.00	21.00	25.43		
220x220	220	9.00	27.00	18.44		
260x260	260	9.00	27.00	22.89		
260x260	260	11.00	33.00	17.64		

Se aprecia que rellenas de concreto, todas las STT cuadradas son aptas para su uso en zonas con altas sismicidades. Para el caso de STT circulares rellenas de concreto, resulta lo siguiente:

Tabla No.4: Relaciones de Esbeltez en STT Circulares Rellenas de Concreto.
Fuente: Elaboración Propia.

AISC 341-10 (Tabla D1.1)					
(Secciones Tubulares Circulares Rellenas de Concreto)					
SECCION	Diámetro Externo (b) (mm)	Espesor Nominal (t) (mm)	b/t	λ_{hd} (Alta Sismicidad)	λ_{md} (Mediana Sismicidad)
3	76.20	2.25	33.87	45.41	89.62
3 1/2	88.90	2.25	39.51		
4 1/2	114.30	2.50	45.72		
5	127.00	3.00	42.33		
5 1/2	139.70	3.40	41.09		
6	152.40	4.00	38.10		
6 5/8	168.30	4.30	39.14		
7 5/8	193.70	4.50	43.04		
8 5/8	219.10	5.50	39.84		
9 5/8	244.50	5.50	44.45		
9 5/8	244.50	7.00	34.93		
10 3/4	273.10	7.00	39.01		
10 3/4	273.10	9.00	30.34		
12 3/4	323.85	9.00	35.98		
12 3/4	323.85	11.00	29.44		

Todas las STT circulares rellenas de concreto, salvo el perfil 4 ½”, cumplen con los lineamientos establecidos en AISC 341-10 para su uso en zonas con alta sismicidad. Sin embargo, especial cuidado debe tenerse con la sección 7 5/8”, cuyo límite de esbeltez se encuentra cerca del rango máximo para altas sismicidades.

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente documento, se han explicado aspectos importantes que condicionan el uso de perfiles estructurales de acero con STT en zonas en donde los requerimientos sismorresistentes resultan importantes. Estos requerimientos se refieren no solamente al tipo de perfiles, sino también a la manera en la cual éstos se unen o conectan entre sí. Pese a que se plantearon exclusivamente cuatro consideraciones de análisis y detallado importantes, relacionados con el material, tipos de conexiones, esbelteces de los elementos constitutivos de las STT y relleno de columnas con concreto, son éstos, principalmente, los que no se están cuidando en las construcciones que emplean este tipo de perfiles. En general y con gran preocupación, se observan edificaciones construidas o en plena construcción con STT en Venezuela, las cuales pudieran presentar problemas de desempeño sobre todo por las conexiones entre sus vigas y columnas, la tipología de dichas conexiones (soldadura directa entre perfiles sin elementos intermedios) y ausencia de relleno de concreto en los STT de las columnas, (condición indispensable para asegurar el retraso de fallas prematuras por pandeo local de los elementos de la sección), con lo cual y basado en resultados experimentales varios, pudieran no estar cumpliendo con los requerimientos mínimos de capacidad y seguridad estructural necesarios en zonas de mediana y alta sismicidad. Es muy importante que el profesional responsable del análisis y detallado estructural tome en cuenta, adicionalmente, que las ductilidades de referencia propias de estructuras aporticadas e indicadas en las distintas Normas sísmicas, son un aspecto muy importante a considerar, y en algunas investigaciones se ha recomendado, incluso, utilizar ductilidades con valores unitarios, que esencialmente resaltan el bajo nivel de disipación de energía que las STT presentan ante acciones sísmicas.

4. REFERENCIAS

Andara, J. (2007). *Análisis de Tubos Cuadrados de Acero Sometidos a Flexo-Compresión Uniaxial con Carga Axial Variable*. Trabajo de Grado para optar al título de Magister Scientiarum en Ingeniería Estructural. Universidad del Zulia. Maracaibo. 139 págs.

ANSI / AISC 360-10, (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, USA. 612 págs.

ANSI / AISC 358-10, (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*. Chicago, USA. 178 págs.

ANSI / AISC 341-10, (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, USA. 402 págs.

ASTM A500/A500M-09. *Especificación Normalizada para Tubos Estructurales de Acero al Carbono Conformados en Frío, Electrosoldados y sin Costura, de forma Circular y no Circular.* (Versión en Español).

ASTM A572/A572M-07. *Especificación Normalizada para Acero Estructural de Alta Resistencia de Baja Aleación de Cromo-Vanadio.* (Versión en Español).

HERRERA, R. (2009). *Conexiones para Elementos Compuestos.* (s/i). 11 págs.

Carrasco, S. (2010). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Compuestas de Acero – Hormigón Sometidas a Esfuerzos Básicos.* Trabajo Final de Grado para optar al Título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Santiago de Chile. 119 págs.

CIDECT No.9 (2005). *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections.* Colonia, Alemania. 213 págs.

COVENIN – MINDUR 1756-1:2001. *Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado.* Caracas. 89 págs.

Fernández, I. y CASTAÑEDA, J. (1999). *Evaluación de Uniones Viga – Columna Soldadas en Estructuras Tubulares Metálicas Aporticadas.* Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Metropolitana. Caracas.

Garza, L. (2011). *Conexiones PRM Calificadas en Colombia.* Encuentro Internacional del Acero en Colombia (EAC).

Loges, S. (2016). *Dibujo y Detallado de Conexiones Soldadas y Empernadas. Coherencia del Análisis, Detallado y Construcción.* Taller de Diseño y Detallado de Conexiones, Pagmarketing Soluciones-SIVENSA. Caracas. 221 págs.

Murray, T. (2011). *Prequalification of Moment Connections.* Encuentro Internacional del Acero en Colombia (EAC).

Ugarte A., SARCOS A. y FLORES J. (2006). *Comportamiento de Tubos Cuadrados a Flexión Monotónica.* Boletín Técnico IMME v.44 n.2, pp. 01-20. Caracas.

Safina, S. y GONZALEZ, F. (2011). *Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares UNICON.* Caracas. 304 págs.

Apéndice 3:
ARTÍCULO No.3

ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE EDIFICACIONES MULTIFAMILIARES APORTICADAS DE BAJA ALTURA DE ACERO ESTRUCTURAL CON CRECIMIENTO PROGRESIVO

Sigfrido Loges

Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), FAU.UCV.
sigfrido.loges@ucv.ve

RESUMEN

Cuando las edificaciones multifamiliares aporticadas de baja altura de acero estructural son concebidas para permitir la construcción progresiva, la progresividad debe seguir unos lineamientos previamente establecidos al nivel de proyecto, especialmente en lo referente a la ingeniería estructural de su construcción, la cual deberá considerar en todo momento la adición o sustitución de miembros estructurales, con el impacto que esto generará en el comportamiento de la nueva edificación. Sin embargo, es muy importante destacar que la edificación en su primera etapa de construcción distará mucho, en términos de comportamiento estructural, al de la(s) definitiva(s) correspondiente(s) a cada etapa de crecimiento, por lo cual resultará imperativo evaluar dichas estructuras, haciendo un análisis por desempeño para verificar si la adición de los nuevos miembros y componentes no generará condiciones desfavorables ante acciones sísmicas. Resultará entonces muy importante el conocimiento y correcto proceder de la metodología y aspectos asociados a los análisis estructurales por desempeño, basados en análisis estáticos no lineales (*pushover*, por sus siglas en inglés), lo cual permitirá comprender, entre otras cosas, la localización de las zonas en donde debe ocurrir la disipación de energía inelástica (rótulas plásticas) y si las mismas siguen un patrón de ocurrencia adecuado, tomando en cuenta que lo aleatorio no debe formar parte del análisis, sino que depende de una secuencia lógica de eventos. En este trabajo se pretende indicar únicamente algunos de los aspectos vinculantes que se deben tomar en cuenta en viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo, basados en los lineamientos indicados en los procedimientos de análisis estático no lineales actuales.

Palabras clave: análisis por desempeño, progresividad, edificaciones multifamiliares, acero estructural, *pushover*

1. INTRODUCCIÓN

Según Cilento A. (1999):

La vivienda progresiva es una solución al problema habitacional que parte de la base de proporcionar a cada familia los requerimientos básicos esenciales y adecuados de alojamiento, concebido de tal manera que el usuario pueda, por sus propios medios y recursos (autoconstrucción, autogestión, ayuda mutua, contratación), ampliar la unidad inicial progresivamente...hasta alcanzar una vivienda estructural, salubre, confortable y estética según sus requerimientos y posibilidades. Se trata por tanto de proporcionar al beneficiario lo indispensable y asequible, según sus necesidades y recursos, para estimular la realización progresiva y la conclusión definitiva de su vivienda.

De acuerdo con Gelabert y González (2013):

La vivienda debería favorecer la adaptabilidad de sus espacios y funciones en el tiempo en correspondencia con la evolución dinámica natural de la familia, por disímiles factores: variabilidad en el número de sus miembros, composición variable del núcleo familiar, desarrollo tecnológico en ascenso, posición económica y social de la familia, entre las más comunes. Esto permitiría evitar la obsolescencia de las soluciones, garantizando su validez en el tiempo y la calidad de vida de sus moradores.

Lo anterior denota que el crecimiento progresivo de una edificación es algo flexible en gran medida, ya que de acuerdo con los requerimientos específicos de cada familia, existirán varias posibilidades: crecimiento en planta, en elevación, etc. Sin embargo, este desarrollo no debe ser una actividad improvisada, ya que depende su éxito en gran parte del acierto de las posibilidades que se hayan establecido antes de la construcción de la edificación. En la figura 1 se observa que la edificación tendrá un crecimiento progresivo principalmente en planta, lo cual se logra, en general, adicionando miembros estructurales (vigas, columnas, etc.) y componentes no estructurales (paredes, ventanas, puertas, etc.). Así, se han sumado metros cuadrados de uso a la edificación original. El crecimiento de la vivienda está condicionado, por tanto y como se comentó anteriormente, al crecimiento y a las necesidades particulares de cada familia.

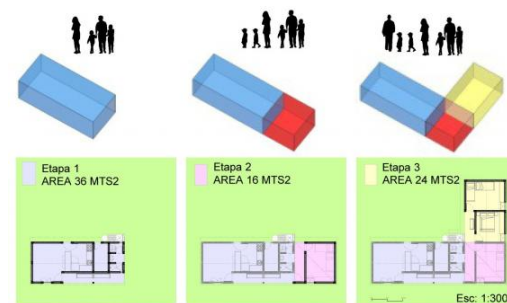


Figura 1: Crecimiento de las familias y de las viviendas.

(<http://www.a57.org/articulos/entrevista/nuestra-propuesta-se-plantea-como-un-sistema-modificable-y-ajustable-entrevista>)

Esto implica en forma evidente que paulatinamente y durante el crecimiento de la vivienda será necesaria la realización de modificaciones a su estructura, lógicas y pertinentes, que impliquen que la nueva vivienda (pudiendo ser aun parcial con posibilidades de continuar creciendo o definitiva) deberá seguirse caracterizando por tener, entre otros aspectos, adecuado comportamiento ante acciones gravitacionales y eventuales, como es el caso de un sismo. Es decir, que deberá seguir teniendo un adecuado comportamiento en régimen inelástico, que garantice, por ejemplo, mediante las deformaciones de sus miembros

estructurales, la adecuada disipación de energía inelástica. Esto incluye necesariamente la consideración del *daño estructural* en el análisis. Las deformaciones serán permanentes en lugares específicos de la edificación y será necesario el reemplazo de ciertos elementos o miembros estructurales para que la edificación siga cumpliendo a futuro con su función de manera segura para los ocupantes, y con suficiente resistencia para soportar sismos próximos con adecuada capacidad, aun de disipar energía por deformaciones inelásticas. Las viviendas, en todas sus etapas de construcción, deberán ser analizadas desde este punto de vista, lo cual implica, por supuesto, el análisis de cada posibilidad de crecimiento progresivo, como proyectos de edificaciones singulares, ya que al adicionar miembros estructurales y componentes no estructurales la edificación resultante es y se comportará de manera distinta a su(s) predecesora(s), tanto desde un punto de vista arquitectónico como estructural.

2. EL DISEÑO POR DESEMPEÑO DE EDIFICACIONES

Según Aguiar (2003) en relación con la meta fundamental del diseño por desempeño, indica que el objetivo primordial es conocer cuál será el desempeño o comportamiento que se espera tendrá una edificación ante un determinado evento sísmico, lo cual es lógicamente función del uso que tendrá la edificación. Con base en esto, son varias las propuestas indicadas en las normas de diseño sismorresistente, pero todas ellas convergen en que se deben alcanzar ciertos niveles de desempeño de las edificaciones construidas en zonas sísmicas, sin que lo empírico sea una variable a considerar, siendo el costo y la seguridad de sus ocupantes aspectos fundamentales (Espinoza, 2011). En la figura 2 se muestran los principales objetivos para los niveles y rangos de desempeño de una edificación cualquiera, construida en zonas sísmicas. Es evidente que mientras mejor es el desempeño sísmico de una edificación, menos costosas serán las pérdidas, y viceversa. Se busca en todo momento que la edificación alcance su mayor nivel de desempeño, y se espera que en relación con el daño estructural, en lapsos de tiempo relativamente cortos luego de un sismo, los ocupantes puedan volver a la edificación, y esta siga manteniendo un elevado nivel de seguridad luego de efectuadas las reparaciones a que hubiera lugar.

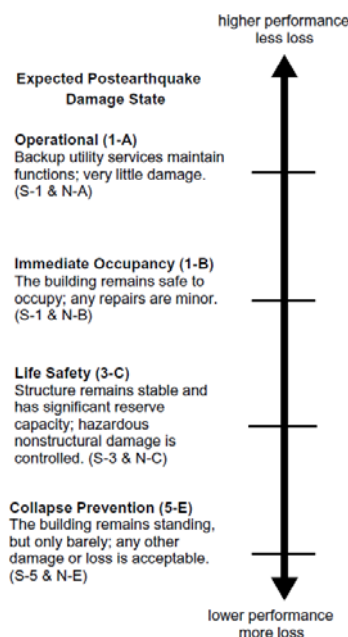


Figura 2: Objetivos para los niveles y rangos de desempeño en un edificio. [(ASCE 41-13 (2014))].

3. LA TÉCNICA DEL PUSHOVER

El análisis por desempeño sísmico de edificaciones emplea la técnica del *pushover* (empujón, según su traducción del inglés) o análisis estático no lineal, para analizar la sucesión en la ocurrencia de daño en la edificación, mediante la formación de mecanismos dúctiles (disipación de energía inelástica por deformación) por sobre los mecanismos frágiles (fallas por corte, etc.). La técnica del *pushover* (figura 3) consiste, de manera general, en aplicar una carga lateral monotónica creciente, la cual simula la acción sísmica y que genera un corte en la base (V), a una edificación, de acuerdo con valores previamente establecidos del desplazamiento lateral de la misma (Δ_{roof}) en el último nivel de la edificación (techo), valores que se espera pueda esta alcanzar durante un evento sísmico en su vida útil, e ir verificando y constatando que la disipación de energía inelástica, la cual se logra en general por la formación de rótulas plásticas, ocurre en locaciones convenientes de los miembros estructurales (extremos de las vigas, a una cierta distancia de la cara de las columnas, por ejemplo, en edificaciones aporticadas). Todo esto bajo el estudio o análisis de la jerarquización en el orden o secuencia de ocurrencia de dichas rótulas plástica, a medida que se aumentan los valores del desplazamiento lateral. Estas rótulas plásticas deberán irse generando de acuerdo con un orden previamente establecido y no de manera aleatoria, lo cual pudiera llevar a comportamientos erráticos y difíciles de predecir de la edificación, ante cargas laterales. De acuerdo con la figura 4, se observa la localización de las rótulas plásticas para un comportamiento sísmico considerado como “ideal”, en lo referente a la disipación de energía inelástica en edificaciones aporticadas. Como se aprecia, las rótulas plásticas están ubicadas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas inferiores.

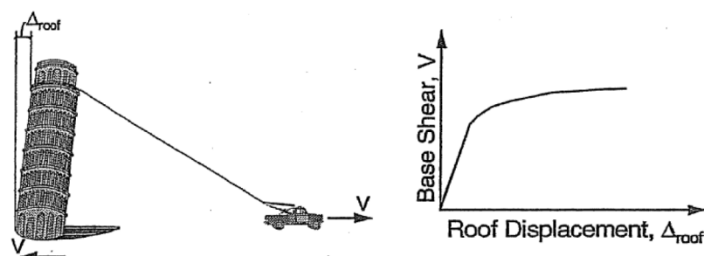


Figura 3: Basamento de la técnica del *pushover*. [ATC-40 (1996)]

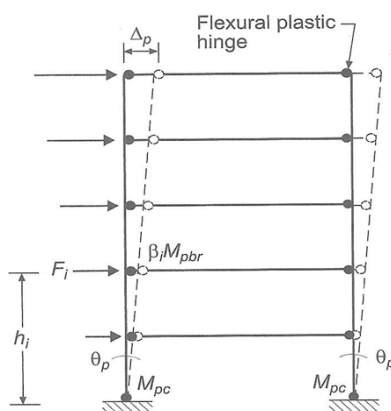


Figura 4: Localización de rótulas plásticas en comportamientos sismorresistentes ideales de edificios aporticados. (Goel y Chao, 2008).

Pese a que se considera este tipo de mecanismo de disipación de energía inelástica como ideal o *deseable*, es importante destacar que se puede presentar otro tipo de comportamientos, en los cuales la formación de rótulas plásticas pueda darse también en extremos de algunas columnas superiores, sin que ello implique necesariamente que la edificación esté en peligro de colapso. Estos comportamientos, siempre y cuando hayan sido adecuadamente analizados, implican miembros estructurales que tendrán capacidad suficiente para resistir solicitaciones adicionales provenientes de los miembros en donde se han formado articulaciones plásticas (redistribución de momentos en el comportamiento plástico).

Lo anterior resume lo que persigue el *pushover* como técnica para realizar análisis por desempeño de edificaciones: determinar la localización de las rótulas plásticas y analizar el progresivo incremento del nivel de daño; es decir, según D'Amico y Levy (2000), con cada formación de una rótula plástica se realiza un nuevo análisis incrementando la carga lateral, apareciendo por lo tanto nuevas articulaciones plásticas, y así sucesivamente, hasta que el sistema pase a ser un mecanismo (inestable). Como se miden desplazamientos *versus* fuerzas laterales aplicadas, se obtiene una curva que relaciona ambas variables. La relación que existe entre el desplazamiento lateral último (Δ_u) y el desplazamiento lateral en donde comienza la cedencia (Δ_y), indicará la ductilidad global de la estructura (μ). Por lo tanto, $\mu = \Delta_u/\Delta_y$. Resulta obvio que a mayores desplazamientos laterales últimos (Δ_u), mayor será la ductilidad alcanzada por el sistema, pero también a costa de un nivel de daño mayor al haber mayores deformaciones de los miembros estructurales. En análisis más rigurosos pudiera estudiarse la posibilidad de llevar a cabo un balance energético, ya que al daño de los miembros estructurales se asocia una energía disipada inelásticamente (E_y), y a mayor daño, por lo tanto, corresponderá un mayor valor de E_y . La incorporación de amortiguamiento al sistema pudiera permitir reducir el daño en los miembros estructurales al reducirse la energía que será disipada inelásticamente, ya que se estaría aumentando la energía por amortiguamiento (E_a), por ejemplo.

En general, es posible relacionar distintos niveles de desempeño para un componente estructural, el cual presenta rótulas plásticas, como se indicó anteriormente, mediante gráficos fuerza-desplazamiento lateral (figura 5). Cada uno de estos niveles de desempeño está relacionado con un índice de daño cada vez mayor a medida que crecen los desplazamientos laterales. Esto puede continuar hasta que el sistema se convierte en un mecanismo; la caída de los valores de fuerza en el gráfico así lo indican.

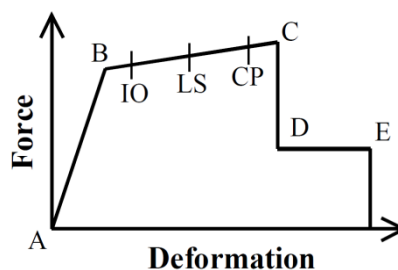


Figura 5: Gráfico fuerza vs. deformación de algún componente estructural. (Habibullah y Pyle, 1998).

Se observa cómo desde el punto A hasta el B, rango esencialmente de comportamiento elástico del miembro estructural, las deformaciones son proporcionales a la fuerza aplicada. En B comienza la cedencia y, por lo tanto, el rango inelástico y el daño estructural. El punto IO (ocupación inmediata), LS (seguridad de vida) y CP (prevención de colapso) indican distintos niveles de deformación que pueden considerarse como aceptables en términos de desempeño. A partir de C se aprecia la importante caída de resistencia, alcanzándose el

colapso total en el punto E. El punto IO representará el nivel en el cual la edificación continúa siendo segura para ser ocupada, manteniendo una gran resistencia y rigidez en comparación con la que tenía antes del evento. El punto LS toma en cuenta un daño estructural importante, pero se tiene una reserva de resistencia y rigidez para que el colapso estructural no ocurra, sin embargo, la edificación debe ser reforzada, y su ocupación inmediata no es generalmente posible y muchas veces es económicamente imposible de afrontar. Al final, el punto CP representará un nivel en el cual la rigidez y resistencia de la estructura han sido muy afectadas, teniendo en general la edificación aún resistencia para soportar cargas verticales, pero está frente a un posible colapso, con lo cual no se considera la reparación de la edificación ni hay garantía de seguridad para su reocupación (Espinoza, 2011). La figura 6 muestra un gráfico de envolvente cíclica, que envuelve el comportamiento de un componente sometido a una carga cíclica, y se aprecia el comienzo de la degradación del componente junto con la rigidez residual.

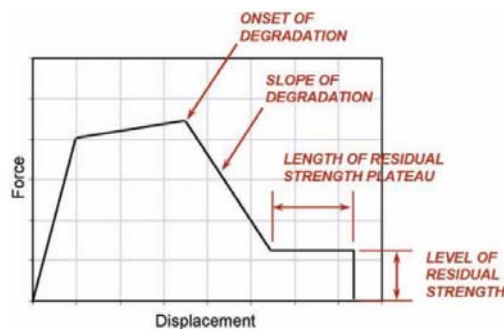


Figura 6: Contorno máximo de la capacidad cíclica. (Espinoza, 2011)

Finalmente, de la aplicación del método de *pushover* se obtendrá un gráfico de demanda-capacidad, en donde se aprecia un punto que interseca, tanto el gráfico de curva de capacidad del *pushover* con el espectro sísmico empleado (figura 7). De esto resultará un punto, denominado *punto de desempeño* (*performance point*), el cual a su vez estará asociado con un valor de desplazamiento. Esto servirá para evaluar en definitiva la capacidad del sistema estructural y poder concluir, de una manera bastante aproximada, si la estructura tendrá un comportamiento inelástico adecuado para el sismo de diseño considerado. Variando condiciones particulares en el sistema estructural, se obtendrán valores distintos de los puntos de desempeño.

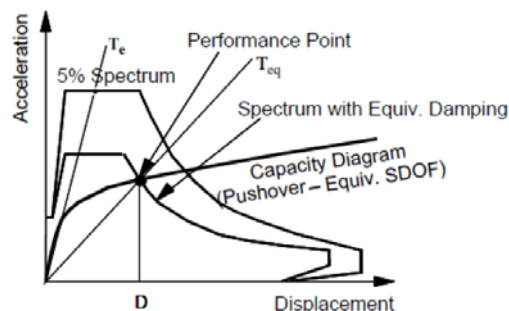


Figura 7: Representación del Método del Espectro de Capacidad (ATC-40). (Espinoza, 2011)

Es determinante y evidente que, para cada etapa del desarrollo progresivo de una edificación, es muy importante considerar realizar análisis por desempeño de las edificaciones, con las adiciones correspondientes (miembros y componentes no estructurales). Así, con cada ampliación se tendrá garantía de que las edificaciones resultantes tendrán un adecuado desempeño sísmico, asegurándose de esta manera la seguridad para los ocupantes de las mismas y que los daños se concentren en las zonas destinadas de los miembros estructurales específicos, bajo costos razonables de reparación y niveles elevados de seguridad para los ocupantes, de manera inmediata y en el largo plazo.

4. ASPECTOS A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS CON CRECIMIENTO PROGRESIVO

Resulta particularmente obvio, luego de haberse visto que la adecuada disipación de energía inelástica (E_y) se lleva a cabo por medio de deformaciones controladas de los miembros estructurales y en ubicaciones particularmente convenientes, más allá de sus límites elásticos, que existirán varios aspectos a considerar en el crecimiento progresivo de edificaciones en relación con su desempeño ante acciones sísmicas. Muy importante es mencionar en este momento, que se debe mantener siempre un absoluto control de los procesos de análisis y construcción de las edificaciones, ya que cierta imprecisión o modificación de algún detalle estructural indicado en los planos del proyecto, pudiera conducir a comportamientos sísmicos erráticos y no evidenciados en los análisis estructurales previos de cada etapa de crecimiento progresivo. Por ello, la supervisión por personal capacitado es indispensable para garantizar el fiel cumplimiento de los logros que se desean alcanzar con la evaluación del desempeño de las edificaciones.

De acuerdo con Andrade (2004):

La capacidad de una estructura de soportar daños significativos permaneciendo estable se puede atribuir por lo general a su resistencia, ductilidad y redundancia. El daño severo o colapso de muchas estructuras durante terremotos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

La resistencia se relaciona directamente con la capacidad para soportar cargas; contrario de la rigidez, la cual se asocia con las deformaciones de los diferentes miembros estructurales. Resulta obvio que estructuras demasiado flexibles tendrán niveles de deformaciones elevados, mientras que en las rígidas ocurre todo lo contrario. Sin embargo, un exceso de rigidez pudiera significar el dejar de favorecer al propósito de disipar energía inelástica de manera adecuada mediante el daño controlado de los miembros estructurales por deformación, por lo que no se debe caer en los límites extremos de flexibilidad ni rigidez. La flexibilidad excesiva inducirá daños importantes en componentes no estructurales.

Las edificaciones aporticadas de acero son de las configuraciones estructurales que mejor se adaptan al crecimiento progresivo. Entre algunos de los aspectos que se deben considerar cuando se lleva a cabo proyectos de edificaciones aporticadas en acero estructural, en lo referente al desempeño ante acciones sísmicas de las distintas posibilidades de crecimiento progresivo, se pueden mencionar los siguientes: ductilidad del acero estructural, adición de miembros estructurales (vigas y columnas) y la redistribución de momentos, incorporación de losas y su comportamiento como diafragma infinitamente rígido, conexiones entre los miembros estructurales, adición de irregularidades, principalmente.

4.1. Ductilidad del acero estructural

En general, el acero es un material ampliamente conocido por su comportamiento dúctil. Sin embargo, y de acuerdo con Núñez (2015), representa un error importante el considerar que esta característica del material puede trasladarse al sistema estructural de forma directa, por lo cual es necesario disponer de ductilidad al nivel de secciones y de miembros y elementos estructurales (vigas, columnas, conexiones entre los miembros, etc.). Obsérvese que, por ejemplo, en edificaciones hechas en concreto estructural, el acero de refuerzo le provee al conjunto concreto-acero un comportamiento dúctil muy satisfactorio, dependiendo de la disposición y cantidad del refuerzo colocado en obra, en particular.

De acuerdo con la Norma Covenin 1756-1:2001 *Edificaciones sismorresistentes*, es posible definir la ductilidad como la *capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente*. Esto implica, de acuerdo con lo indicado previamente, la aparición de daño en la estructura, ya que se disipa energía mediante deformaciones de los miembros estructurales. La ductilidad (μ_i) se obtiene, como ya se mencionó, dividiendo los valores máximos entre los cedentes, dependiendo de si lo que se mide, por ejemplo, es desplazamiento (Δ) de la estructura o curvatura (ϕ) de las secciones de los miembros estructurales, aunque también se pueden determinar ductilidades partiendo de otros parámetros. Cada una arrojará, en general, un valor diferente y, por lo tanto, elevados valores de una no necesariamente implica elevados valores de las otras. El valor menor condicionará la máxima ductilidad de la edificación. Obsérvese la figura 8, en donde se muestran distintos tipos de aceros y los valores de tensiones (σ) *versus* deformaciones (ϵ) en un ensayo con carga monotónica creciente, hasta que el espécimen ensayado alcanza su rotura o falla.

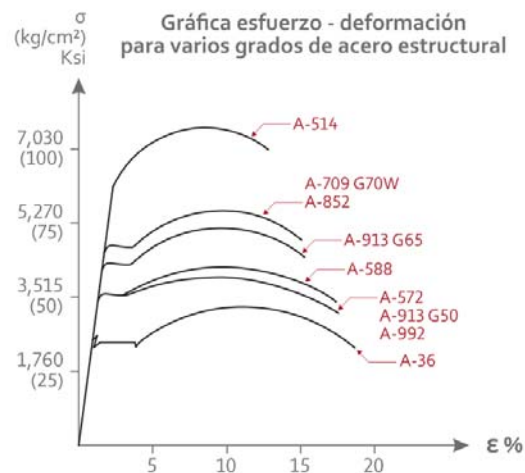


Figura 8: Gráfico tensión *versus* deformación de aceros estructurales. (<https://goo.gl/JWztBx>)

Aceros con mayores valores de su tensión cedente (F_y) presentan menor ductilidad, en comparación con los aceros con menores resistencias (Núñez, 2015). Así, por ejemplo, el acero A-36 tiene mayor ductilidad que el A-588, ya que alcanza mayor nivel de deformación última. Si lo que se desea es obtener edificaciones con adecuados comportamientos sismorresistentes, el empleo de materiales con menores valores de las tensiones cedentes, en general, resulta más adecuado.

En el crecimiento progresivo de edificaciones se debe tener especial cuidado con el tipo de acero empleado en los miembros estructurales que se adicionarán a la estructura para alcanzar el desarrollo de las siguientes etapas constructivas, ya que pudiera darse el caso, nada especial en el medio venezolano, que no exista disponibilidad de perfiles particulares para las vigas y columnas de la misma calidad de los existentes en la edificación en sus predecesoras etapas de desarrollo. Esto obviamente pudiera afectar el desempeño sísmico de la edificación en las siguientes etapas de crecimiento y ameritaría la necesidad de realizar un nuevo análisis por desempeño, considerando estas variaciones en el material.

4.2. Adición de miembros estructurales (vigas y columnas) y la redistribución de momentos

El crecimiento progresivo implica, como se indicó previamente, la adición de miembros estructurales (vigas, columnas, losas, etc.) y componentes no estructurales (mampostería, cerramientos en general, acabados, etc.), los cuales modificarán el comportamiento de la edificación para ajustarse a los nuevos parámetros de ampliación. Resulta evidente que la adición de miembros estructurales generará, entre otras cosas, la redistribución de momentos flectores y de acciones verticales (cargas provenientes de los componentes no estructurales). Para el caso de vigas, aquellas que en la primera etapa de la edificación tenían uno de sus extremos coincidiendo con la fachada, es posible que ahora tengan uno o varios tramos más unidos a este, los cuales han sido adicionados para las siguientes etapas constructivas. En cambio, algunas columnas pudieran ahora tener valores de cargas verticales mayores, con la generación de solicitaciones posiblemente también mayores. Esto hace necesario que en el análisis por desempeño de la nueva edificación, exista una redistribución de solicitaciones. Por lo tanto, pudiera darse el caso de un miembro que antes tenía una sección transversal suficientemente resistente como para soportar las solicitaciones debidas a todas las acciones consideradas en su análisis (verticales, laterales, etc.), y que en la siguiente etapa de crecimiento resulte inadecuada o con una capacidad estructural insuficiente. Esta consideración pudiera traer consigo que en la primera etapa constructiva aparezcan miembros con dimensiones visiblemente elevadas y que para esa etapa en particular pudieran resultar excesivas de acuerdo con las solicitaciones existentes, pero suficientes para las siguientes etapas. Bien sabido es, que en el caso de columnas, el aumento de las cargas axiales impacta de manera negativa la ductilidad de la misma.

Supóngase el caso indicado en la figura 9, correspondiente al sistema SIEMA-VIV del Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), en el cual se indican dos etapas de crecimiento progresivo, en las que se han adicionado vigas, columnas, losas y componentes no estructurales. Es lógico que la vivienda en la etapa II dista mucho, en cuanto a su arquitectura y comportamiento estructural, de aquella de la etapa I, ya que la adición de miembros hacia los lados de los ejes 1 y 4 han permitido ahora obtener ampliaciones de 20 m² para cada apartamento original (50 y 60 m²), con lo cual han pasado a tener un área de 70 y 80 m², lo cual se materializa en la obtención de un cuarto y un baño adicionales a los existentes en la etapa I para cada tipo de apartamento, pasando por lo tanto a tener estos, tres habitaciones y dos baños. En este sistema la adición de miembros estructurales se logra mediante conexiones empernadas flexibles sin la inclusión de soldaduras en campo, más que aquellas necesarias para la fijación de elementos, tales como láminas de los sofitos metálicos y componentes no estructurales. Aunque en este sistema en particular las conexiones son del tipo flexible, es de hacer notar que las columnas de los ejes 1 y 4 en la etapa I recibían una porción de carga inferior a la que tendrán en la etapa II.

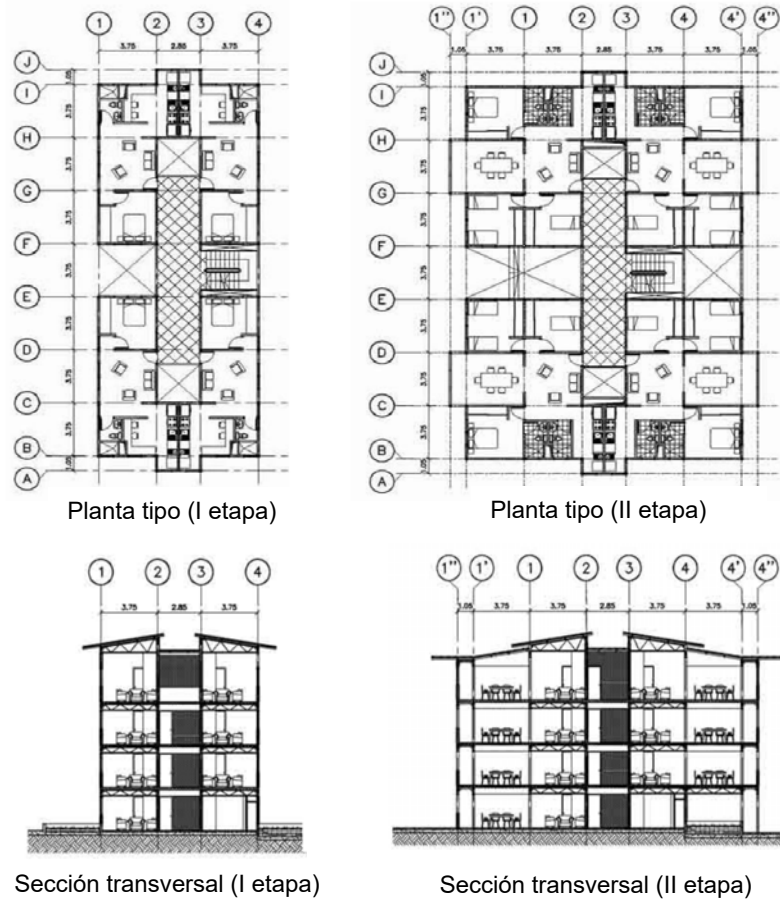


Figura 9: Plantas y secciones de la vivienda propuesta (Sistema SIEMA-VIV). (Hernández R., 2008)

La adición de miembros estructurales (vigas, columnas y losas) traerá consigo la modificación de la distribución de solicitaciones, sobre todo en aquellos en los que las conexiones entre las vigas y las columnas sean del tipo rígido o semirrígido, las cuales tienen una alta capacidad de resistir solicitaciones de flexión y corte, principalmente. Al cambiar las condiciones de columnas laterales a interiores, las vigas de la nueva etapa constructiva o de ampliación transmitirán solicitaciones a estas columnas, generando un aumento, por ejemplo, de la carga axial y una condición distinta en el nodo viga-columna original.

4.3. Incorporación de losas y su comportamiento como diafragma infinitamente rígido

Las fuerzas sísmicas se consideran en el análisis estructural como un conjunto de cargas aplicadas lateralmente en la edificación (método estático equivalente, por ejemplo), las cuales generarán cortes en las columnas y deformaciones laterales en la edificación. Con estas deformaciones laterales ocurrirán modificaciones de las tensiones en los miembros estructurales, ya que las solicitaciones debidas a la acción sísmica se adicionan a aquellas provenientes de las cargas verticales en la estructura (permanentes y variables). Por esto, son las losas las encargadas de transmitir estas fuerzas sísmicas a la estructura y distribuirla en los miembros, los cuales participarán en la resistencia global de la edificación según su resistencia particular. Con esto se evidencia que las losas deberán actuar como diafragmas infinitamente rígidos en su plano, lo cual significa, esencialmente, que deberán tener

espesores suficientes y carecer de excesivas discontinuidades (espacios vacíos) que afecten este tipo de comportamiento.

Al crecer una edificación para seguirse desarrollando, se adicionarán losas estructurales. Pero esta adición trae consigo la generación de juntas de construcción, las cuales, de no hacerse adecuadamente, pudieran interrumpir la acción de diafragma con rigidez infinita, comportándose como una sola unidad por cada nivel de la edificación, y convertirse, en cambio, en diafragmas independientes con rigidez infinita individual. Este aspecto debe ser tomado en cuenta durante la construcción de las siguientes etapas y disponer, convenientemente, de detalles que permitan el crecimiento progresivo de los diafragmas sin la afectación de su comportamiento como una sola unidad por cada nivel de la edificación. En la figura 10 se muestran algunos detalles de unión entre las láminas de acero en sofitos metálicos. Deben también proveerse detalles particulares para el vaciado de concreto y la unión del concreto nuevo con el existente.

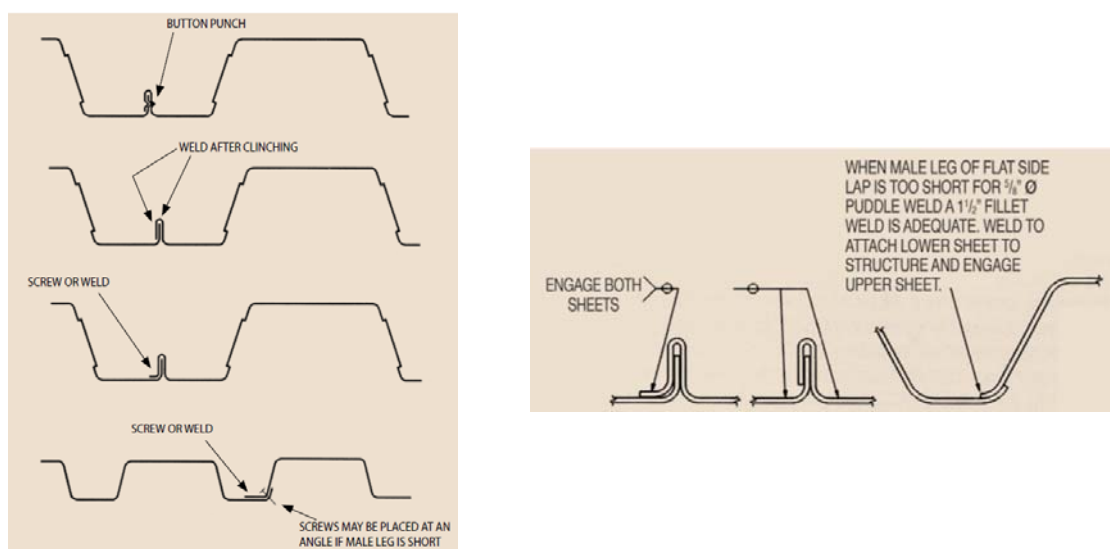


Figura 10: Formas correctas de unión para láminas de sofitos metálicos por medios mecánicos. (SDI Manual of Construction with Steel Deck, 2006)

4.4. Conexiones entre los miembros estructurales

En edificaciones de acero estructural las conexiones entre los miembros principales se convierten en uno de los aspectos a los cuales debe prestarse mayor atención. Las conexiones, en general, pueden ser de tres tipos: rígidas, semirrígidas y flexibles. Cada una de ellas proporcionará un diferente nivel de empotramiento en los extremos de los miembros que se encuentren unidos a ellas, siendo las rígidas las que tendrán un mayor nivel y las flexibles el menor, quedando las semirrígidas como intermedias entre ellas.

En la figura 11 se observa el gráfico momento *versus* rotación de unas conexiones de acero estructural, las cuales fueron sometidas a unos ensayos con carga lateral (P), lo cual permite medir las rotaciones existentes a medida que la carga va creciendo. Es evidente cómo mediante el ensayo es posible constatar lo indicado anteriormente.

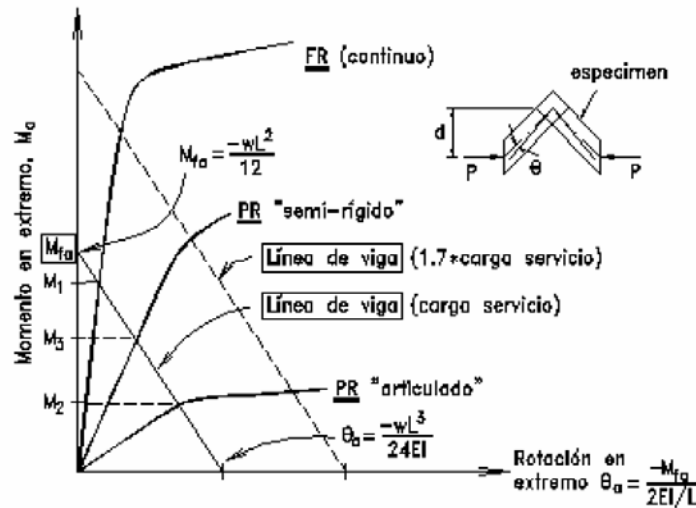


Figura 11: Gráfico momento *versus* rotación de distintos tipos de conexiones en acero.
(Baglietto, 2007)

El tipo de conexión entre miembros estructurales es un aspecto entonces que presenta una importancia capital, ya que de allí será posible una adecuada distribución de tensiones, por ejemplo, que permitirán que la formación de rótulas plásticas se lleve a cabo en la ubicación de los miembros estructurales (vigas, en general) y de la manera deseada en el análisis inelástico de la estructura, lo cual lógicamente condicionará su adecuado desempeño sísmico. La nueva etapa de crecimiento tendrá adiciones de miembros que se conectarán con algunos de la estructura original, lo cual generará la condición explicada. Una conexión mal concebida pudiera generar un “desvío” de estas tensiones hacia otras localidades de la estructura, no destinadas a incursionar en el rango inelástico o, por ejemplo, no en un determinado momento del análisis. Por ello, esta “nueva” ubicación de deformaciones inelásticas, a medida que se avanza en el análisis por desempeño y la estructura se deforma más, pudiera incursionar en límites de desempeño elevados que pudieran inducir en casos extremos el colapso del sistema, situación peligrosa que debe evitarse.

4.5. Ubicación de rótulas plásticas y redistribución de momentos flectores en el análisis plástico

El análisis plástico de estructuras supone en todo momento que debe existir una redistribución de momentos flectores en los miembros estructurales, una vez que van ocurriendo las formaciones de rótulas plásticas en las ubicaciones establecidas para tal fin. De acuerdo con Fratelli (1967):

En las estructuras estáticamente indeterminadas o hiperestáticas, el proceso no es exactamente el mismo. Con la formación de la primera articulación plástica no se alcanza el límite de resistencia del sistema total debido a que el resto de la estructura, aun en régimen elástico, es capaz de cooperar para soportar un incremento de las cargas aplicadas. Este incremento de las cargas produce la formación de una segunda articulación plástica en otra sección de la estructura, que resulta la más solicitada elásticamente y para la cual el momento flector aplicado adopta también su valor límite... Este proceso es posible únicamente cuando la ductilidad del material es grande y permite que las deflexiones en la primera de las articulaciones formadas no sobrepasen ciertos valores

admisibles, mientras en el resto del sistema se van localizando sucesivamente las restantes rótulas de fluencia. Si esto no sucede, se producen colapsos parciales por inestabilidad local o rotura localizada del material.

Es importante destacar que no se debe confundir *fluencia* con *cedencia*. (Nota del autor.)

De acuerdo con lo explicado previamente, es necesario establecer las zonas en donde ocurrirá la disipación de energía inelástica mediante daño y sus posteriores consecuencias (al nivel de reparaciones posteriores). En el caso de las vigas, la figura 12 muestra claramente la ubicación deseada para que se formen rótulas plásticas, a una distancia suficiente de la cara de los miembros de apoyo que, en general, son columnas o miembros solicitados a flexocompresión. Se destaca, como se explicó con anterioridad, que adicionalmente a este mecanismo plástico en las vigas es posible encontrar columnas en las cuales se han formado rótulas plásticas en alguno de sus extremos, lo cual no necesariamente inducirá un mecanismo en la edificación.

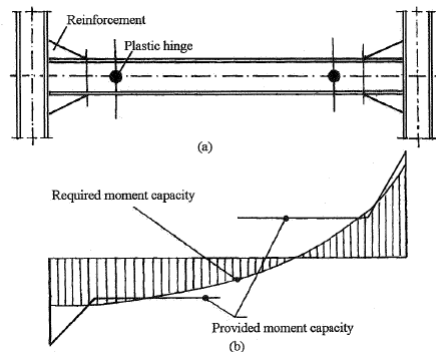


Figura 12: Ubicación de rótulas plásticas en vigas. (Gioncu y Mazzolani, 2002)

Se aprecia cómo los extremos de la viga presentan conexiones rigidizadas por planchas verticales (rigidizadores), tanto arriba como debajo de la conexión, lo cual genera zonas potencialmente más débiles a una cierta distancia de la cara de la columna, por lo que se espera que las rótulas plásticas se generen a una cierta distancia después de los rigidizadores. Esto puede lograrse, también, con una conexión como la indicada en la figura 13, en donde se ha debilitado la viga en sus dos extremos (alas) para lograr un efecto similar al indicado.

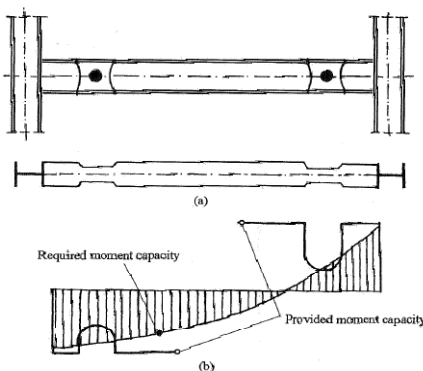


Figura 13; Ubicación de rótulas plásticas en vigas con alas destajadas. (Gioncu y Mazzolani, 2002)

4.6. Adición de irregularidades

Con el crecimiento progresivo de una edificación cualquiera, es muy posible incorporar algún tipo de irregularidad, bien sea que el desarrollo progresivo sea en planta o elevación. Por ello, el desempeño de la nueva etapa de crecimiento pudiera estar siendo afectado por algún tipo de situación que genere concentración de tensiones en ubicaciones no deseadas para garantizar que la nueva estructura disipará inelásticamente energía, de acuerdo con los mecanismos provistos en su diseño por desempeño. Se debe recordar en todo momento que adicionar miembros estructurales a una edificación existente alterará su comportamiento ante acciones sísmicas y que las irregularidades generan condiciones particulares en las edificaciones, las cuales siempre deben tomarse en cuenta.

5. CONCLUSIONES

Se han mencionado algunos aspectos que deben tomarse en consideración cuando se planifican y proyectan edificaciones aporticadas de baja altura de acero estructural con crecimiento progresivo. El establecimiento del desempeño de una edificación estará condicionado a la secuencia en la cual se vayan formando las zonas de disipación de energía inelástica en la estructura, o secuencia de formación de rótulas plásticas o mecanismos dúctiles. Esta secuencia obedece a parámetros de comportamiento estructural deseado y cualquier variación en los aspectos constructivos o calidad de ejecución de la obra pudiera alterar de cierta forma el desempeño de la edificación. Por ello, el crecimiento progresivo involucra la adición de miembros a una estructura existente y cada etapa de crecimiento, por lo tanto, presentará de por sí un comportamiento sísmico particular. Esta adición de miembros incluye a las losas estructurales, que en acero serán ejecutadas, por ejemplo, mediante láminas de acero y concreto en su parte superior (sofitos metálicos), y su continuidad será un aspecto muy importante en la transmisión de las cargas sísmicas laterales entre los miembros estructurales. Las conexiones entre las vigas y columnas son un punto crucial en el desempeño de edificaciones en acero estructural ante acciones sísmicas, por lo que su correcto análisis y construcción son uno de los aspectos en los que debe prestarse mayor atención. En conclusión, los aspectos indicados en este documento son solo algunos de los que pudieran presentarse y que, en mayor o menor medida, pudieran causar que edificaciones aporticadas de baja altura con crecimiento progresivo tengan desempeños sísmicos variables.

6. REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño. Valle de los Chillos*. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings ASCE 41-13*. Virginia.
- Andrade, I. (2004). Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente. Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ATC-40*. Volume I. California.
- Baglietto, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero. Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica, Lima.

Cilento, A. (1999). *Cambio de paradigma del hábitat*. Caracas: Universidad Central de Venezuela. Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC)- Consejo de Desarrollo Científico y Humanístico (CDCH).

Comisión Venezolana de Normas Industriales (Covenin). (2001). Edificaciones sismorresistentes 1756:2001-1. Caracas.

D'Amico, F. y Levy, D. (2000). Método del *pushover*. Optimización configuracional de estructuras aporticadas. Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Metropolitana, Caracas.

Espinoza, V.T. (2011). *Ingeniería sísmica basada en desempeño*. Perú: Comunidad para la Ingeniería Civil.

Fratelli, G. (1967). *Cálculo plástico. Análisis y diseño límite de sistemas estructurales planos*. Buenos Aires, (s/e).

Gelabert, D. y González, D. (2013). Progresividad y flexibilidad en la vivienda. Enfoques teóricos. *Arquitectura y Urbanismo*, vol. 34, n° 1, abril. Extraído el 12 de febrero de 2017 de: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=376834402003>

Gioncu, V. y Mazzolani, F. (2002). *Ductility of seismic resistant steel structures*. New York: Spon Press.

Goel, S.C. y Chao, S. (2008). *Performance based plastic design. Earthquake-resistant steel structures*. Illinois: International Code Council (ICC).

Habibullah, A. y Pyle, S. (1998). Practical three dimensional nonlinear static pushover analysis. Extraído el 07 de marzo de 2008 en: http://computersandengineering.de/downloads/technical_papers/CSI/PushoverPaper.pdf

Hernández R., B. (2008). Viviendas multifamiliares de desarrollo progresivo. *Memorias de la Semana Internacional de Investigación*. Caracas: Ediciones de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela.

Núñez, L. (2015). Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistemas estructurales de pórticos a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas. Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela.

Steel Deck Institute. (SDI). (2006). *Manual of Construction with Steel Deck*. Illinois.

Apéndice 4:
ARTÍCULO No.4

SISMORRESISTENCIA

IMPORTANCIA DE LAS CONEXIONES EN EL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES APORTICADAS DE ACERO ESTRUCTURAL

Loges, Sigfrido¹

¹Universidad Central de Venezuela (IDEC/FAU). sigfrido.loges@ucv.ve/sloges@gmail.com

RESUMEN

Las conexiones entre los miembros, representan uno de los aspectos más importantes y de mayor incidencia cuando se trata del comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural. En los sismos ocurridos en la década de los noventa, especialmente los de Northridge (1994) y Kobe (1995), por ejemplo, se pudo constatar cómo conexiones de acero estructural, que se esperaba tendrían un adecuado desempeño ante acciones sísmicas y que cumplían con los lineamientos normativos vigentes para la época, sufrieron daños importantes debido al sorpresivo resultado de su comportamiento, mostrando fallas relacionadas con la soldadura entre elementos de la conexión y detalles de geometría y detallado, entre otros. Se pensaba que las normativas que se empleaban en la época eran suficientemente estrictas en lo referente a análisis, detallado y construcción y que el resultado serían conexiones con comportamientos sismorresistentes adecuados. Esto obligó a reevaluar los aspectos normativos, lo cual ha continuado hasta nuestros días, teniéndose actualmente normas que tratan de manera muy específica y extensa, los aspectos relacionados con el análisis y detallado de conexiones en zonas de mediana y alta sismicidad. De la revisión documental, se tratarán aspectos relacionados con las nuevas estrategias y tendencias de tipologías de conexiones, lo cual, en general, ha sido el resultado de numerosos ensayos experimentales y aprendizajes de sismos ocurridos en años recientes, pudiéndose entonces predecir con gran certeza, cuál será el comportamiento que se espera alcanzará durante un sismo, y en qué situaciones un tipo de conexión prevalece sobre otro. Se indicarán comportamientos histeréticos del conjunto conexión - viga - columna para varios casos, incluyendo algunos ensayos realizados por otros investigadores en perfiles con secciones transversales tubulares, especificando algunas condiciones que pudieran conducir a comportamientos no deseados de edificaciones aporticadas de acero ante acciones sísmicas importantes. Finalmente, se indicarán algunas recomendaciones que incluyen, entre otras, hacia dónde debiera avanzar la actualización de la Norma COVENIN 1618:1998 de estructuras de acero, de acuerdo a la filosofía de los estados límites.

PALABRAS CLAVE: Conexiones, Comportamiento Sismorresistente, Acero Estructural, Edificaciones Aporticadas.

1. INTRODUCCIÓN

De acuerdo a Soto R., H. y Engelhardt, M. (2005), se define a una conexión entre miembros de acero estructural como *el conjunto de elementos que unen cada miembro de la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldadura, tornillos*. Por su parte, COVENIN 1618:1998 las define como una *combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros*. Resulta particularmente claro, que en ambos conceptos se hace referencia a todos los componentes existentes o utilizados para lograr que dos o más miembros estructurales estén unidos entre sí, de alguna forma particular, de acuerdo a como se ha considerado en el análisis estructural de la edificación. En la Figura 1, se aprecian otros conceptos importantes, como son el de “junta” y “nodo”, los cuales, de acuerdo a COVENIN 1618:1998 son, respectivamente, *el área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluyen las planchas, angulares, pernos, remaches, y soldaduras empleados, y, la zona completa de intersección de columnas y vigas, incluyendo las planchas de continuidad y las planchas adosadas*. Agrega, además, que la junta puede ser soldada o empernada, mientras que los nodos incluyen las conexiones.

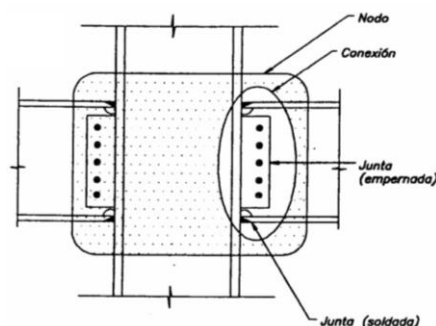


Figura 1. Elementos de una conexión de momento en pórticos.

Fuente: COVENIN 1618:1998 (Fig. C-11.1).

Los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995), ocurridos exactamente con un año de diferencia entre ellos, ambos el 14 de enero, representaron especiales recordatorios de lo importante que resulta proveer a las edificaciones aporticadas a momento, de suficientes mecanismos de disipación de energía, mediante deformaciones de sus miembros teniendo lugar en zonas especialmente diseñadas y detalladas para ese fin. Por esto, las conexiones se convierten en aspectos de importancia capital en el diseño de edificaciones aporticadas a momento de acero estructural. Debido a los importantes e inesperados daños (fallas frágiles) ocurridos en las conexiones de acero en estos dos eventos en particular, se creó, bajo financiamiento de FEMA (Federal Emergency Management Agency), el proyecto **SAC Joint Venture**, el cual consistió de una *coalición de universidades y asociaciones profesionales* (AISC 358-16, 2016), la cual, en un período de seis años, logró identificar las causas que provocaron tales fallas frágiles, siendo posible evitarlas en sismos futuros. Ellas fueron englobadas en los siguientes aspectos: a) Geometría de las conexiones, lo cual generó concentraciones de tensiones en zonas particulares de la conexión; b) Uso de metales en soldaduras con limitada ductilidad; c) Alta variabilidad en las resistencias cedentes de vigas y columnas y d) Mala práctica profesional en la ejecución de las soldaduras (AISC 358-16, 2016). Todo esto condicionó, de manera importante, el desempeño ante acciones sísmicas de muchas de las edificaciones existentes aporticadas de acero estructural en ambas localidades, con lo cual, fue imperativo generar nuevos métodos y procedimientos analíticos que, de alguna manera, evitaran que estos comportamientos indeseados no volvieran a suceder, o al menos, de ocurrir, fuera en un margen sustancialmente menor. Salta a la vista la importancia no sólo de los procedimientos analíticos, sino de los relacionados con el detallado, fabricación, construcción e inspección.

2. COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES APORTICADAS A MOMENTO

Al hablar de edificaciones aporticadas a momento, es muy importante destacar que para que éstas exhiban un adecuado comportamiento o desempeño ante acciones sísmicas, y que el daño debido a las deformaciones sectorizadas en ciertos miembros estructurales sea el principal mecanismo de disipación de energía plástica o inelástica (fallas dúctiles), las conexiones uniendo los miembros estructurales deben poseer una elevada resistencia en comparación con los miembros que une, con lo cual, no se presenten fallas prematuras en ellas que imposibiliten, de alguna forma, que las rótulas plásticas se vayan a formar en los extremos de las vigas y, evitando en lo posible la posibilidad de que puedan formarse en algunos extremos de columnas (no en ambos extremos), aunque esta condición particular no necesariamente generaría el colapso de una edificación. En la Figura 2, se aprecia el comportamiento ideal, en lo referente a formación de rótulas plásticas, que se esperaría tuviera un edificio aporticado resistente a momento de 4 niveles.

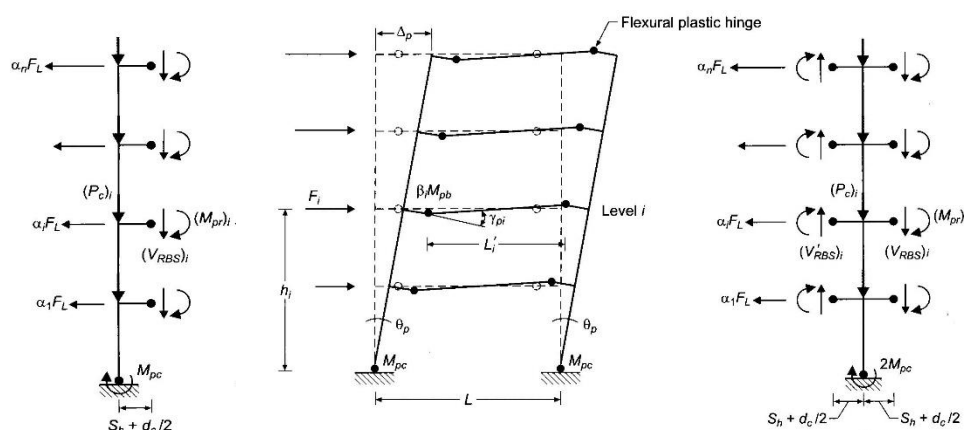


Figura 2. Zonas de ubicación “deseada o ideal” de rótulas plásticas y Diagramas de Cuerpo Libre (columnas exteriores, izq. e interiores, der.).

Fuente: Subhash C. G. y Shih-Ho, C. (2008).

Pero para que la energía plástica sea disipada por deformaciones en los extremos de los miembros horizontales (cedencia), las conexiones juegan un papel preponderante. Su inadecuado análisis (concepto), fabricación o construcción, junto con su detallado e inspección antes y durante la construcción, podría generar una respuesta alejada de la esperada como “ideal”, y propiciar la formación de mecanismos frágiles en la edificación (contrario a lo que persigue la filosofía de *diseño por capacidad*).

Pero, para poder comprender el significado de disipar energía mediante deformaciones localizadas de los miembros estructurales más allá de su rango elástico (rango plástico), es necesario ilustrar brevemente el concepto del balance energético de estructuras, como una tendencia actual que cada vez adquiere mayor importancia en el diseño sismorresistente de estructuras. Según Akiyama, H. (2003), si se considera el mismo comportamiento de la estructura de la Figura 2, es posible inferir que a la energía transferida por el sismo y el consecuente movimiento del terreno a la estructura (E), tiene que ser absorbida de alguna manera por ésta y disipada por ella, bien sea en forma de amortiguamiento (W_h), vibración elástica (W_e) o deformación plástica (W_p), o la suma de ellas. Con ello resultaría lo siguiente:

$$E = W_h + W_e + W_p \quad (1)$$

Graficando varias posibilidades de balance energético de una estructura ante acciones sísmicas, se puede llegar a un recomendado balance de energías que incluya una elevada capacidad de deformaciones plásticas de los miembros, el cual es identificado en el gráfico como *elastoplástico*, resultaría lo siguiente:

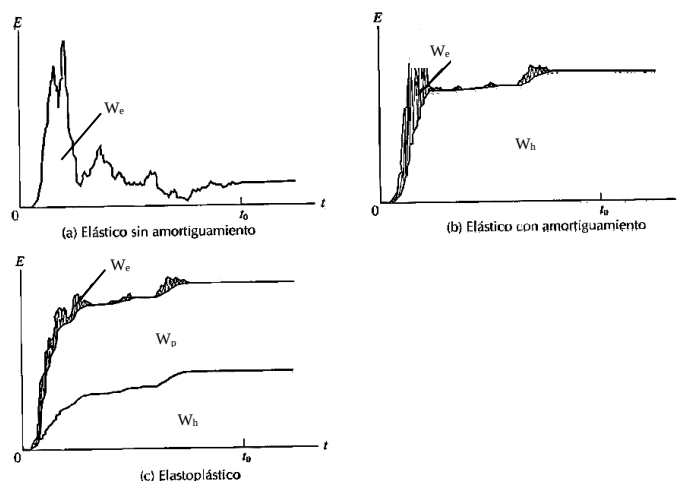


Figura 3. Balance de energías (vibración elástica sin/con amortiguamiento y elastoplástico).
Fuente: Akiyama, H. (2003).

Obsérvese cómo, en el gráfico (c) se reduce la energía requerida por amortiguamiento al aumentar la energía disipada de manera plástica (cedencia debido a deformaciones plásticas) en comparación con (b), con lo cual, se evidencia lo que significaría que una estructura no disipara convenientemente la energía de entrada (E) debida a la aceleración del terreno en forma de energía W_p , ya que se requerirían mayores valores de las otras componentes energéticas, W_e y W_h . De acuerdo a Gioncu, V. y Mazzolani, F. (2002), para sismos moderados toda la energía (E) es balanceada por amortiguamiento (W_h), y a su vez, para sismos severos, en donde la energía (E) supera el valor de la energía (W_h), la diferencia debe ser disipada por deformaciones plásticas o inelásticas de la estructura, jugando un papel preponderante la ductilidad de dicha estructura. Como se indicó, las conexiones juegan un papel fundamental para la obtención de un adecuado valor de W_p , y adicionalmente que las rótulas plásticas estén en las ubicaciones esperadas en el proyecto estructural.

3. CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES

De manera general, las conexiones se pueden clasificar de varias maneras. Una de ellas, la cual ha resultado muy utilizada, es aquella que las diferencia de acuerdo a su rigidez, o lo que es igual, de acuerdo a su capacidad de rotación. Esto se logra mediante curvas o Diagramas Momento – Rotación ($M-\theta$). En la Figura 4, se puede apreciar el comportamiento que exhibe cada tipo de conexión, en cuanto a su capacidad de rotación y resistencia flexional. Resulta evidente, cómo mientras más rígida es la conexión, mayor será su capacidad para resistir momentos flectores con menores rotaciones. Es posible inferir, sin embargo, y aun cuando existe esta clasificación, que no se puede lograr una rigidez o flexibilidad absoluta en conexiones de acero estructural. Por lo tanto y, siendo estrictamente rigurosos con el comportamiento que se tendrá ante eventos sísmicos, todas las conexiones se pueden englobar en semirrígidas, pero unas con mayor capacidad flexional con menores rotaciones que otras. Para efectos de análisis estructural solamente, la clasificación indicada hace suponer una flexibilidad total para conexiones del tipo “flexible”, las cuales tendrán analíticamente una capacidad a flexión nula, mientras que se tendría una rigidez total para las del tipo “rígida”, con una gran capacidad flexional.

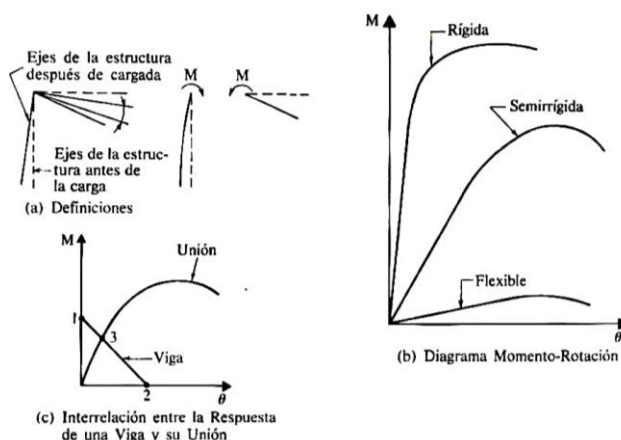


Figura 4. Diagramas Momento – Rotación ($M-\theta$) para conexiones de acero estructural.
 Fuente: C.V.G. SIDERÚRGICA DEL ORINOCO C.A. (SIDOR). (1982).

4. COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DEL CONJUNTO MIEMBROS - CONEXIONES DE ACERO RÍGIDAS

Es posible evaluar en laboratorios, con bastante precisión, el comportamiento histerético que tendrán conexiones de acero estructural y los miembros unidos a ellas, ensayadas con absoluto control de las variables involucradas. Esto ha permitido determinar, para cada tipo de conexión, el desempeño que tendría durante un sismo y evaluar, entre otras cosas, su resistencia, para así poder constatar si resulta superior a la de los miembros que une, y verificar, asimismo, que la disipación de energía tendrá lugar en las zonas destinadas a ello (extremos de vigas, principalmente) en el proyecto estructural. De estos ensayos de laboratorio, se obtienen curvas de histéresis, de donde se puede también calcular, entre otros, la cantidad de energía que será disipada plásticamente y el comportamiento de la estructura en ciclos alternantes de carga y descarga. Obsérvese la Figura 5, en donde se ha ensayado una conexión rígida viga – columna soldada, hasta alcanzar su capacidad máxima (última).

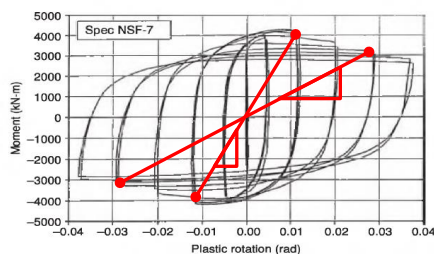


Figura 5. Ensayo bajo cargas alternantes de una conexión rígida soldada.
 Fuente: Bruneau, M., Uang, C. y Sabelli, R. (2011).

En este caso, el conjunto mostró un desempeño muy aceptable, con ciclos histeréticos robustos y bastante simétricos, y un comportamiento de la conexión a momento que se esperaría tuviera en zonas sísmicas. Se resalta con puntos y líneas de color rojo, para mejor entendimiento, cómo paulatinamente sucede la caída de resistencia y rigidez producto del deterioro de la viga en la zona de disipación de energía debido a las cargas alternantes. Dibujando dos rectas uniendo los extremos de ciclos de histéresis, se puede visualizar la degradación de rigidez mediante la variación en la pendiente de las curvas (rigidez secante). Adicionalmente, se observa la mayor resistencia que las conexiones deben poseer en relación a la de los miembros que une. En este caso, se aprecia un daño muy reducido de la conexión, cuando ya la viga ha alcanzado su capacidad última. Este es el comportamiento que debe esperarse, sobre todo en conexiones que estarán sometidas a importantes acciones sísmicas. Por esto, no todos los tipos de conexiones pueden ser utilizados en zonas de mediana a alta sismicidad.

En la Figura 6, se compara la respuesta histerética de una estructura del tipo dúctil con otra cuyo comportamiento es poco dúctil en comparación con la anterior, con estrechamiento (en inglés, *pinching*) marcado de los ciclos. Es evidente, la importante degradación de rigidez al avanzar los ciclos, aunque no se aprecia una pérdida de resistencia tan dramática, como perfectamente también pudiera ocurrir. Se destaca una característica del material (acero estructural): endurecimiento por deformación, lo cual le permite alcanzar tensiones últimas superiores a la tensión cedente (punto del comienzo del rango plástico).

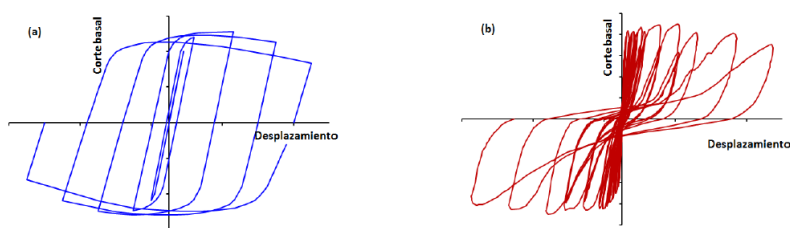


Figura 6. Ciclos de histéresis en estructuras de acero. a) Dúctil, b) Estructura con Ciclos Estrechos.
 Fuente: Crisafulli, F. (2014).

Sin embargo, es importante destacar, que esta degradación de resistencia y rigidez debe ajustarse a ciertos parámetros de aceptación. En este sentido (Figura 7), existen ciertas condiciones, especialmente cuando las conexiones comienzan a sufrir degradaciones importantes de resistencia y, por lo tanto, pudieran aumentarse las rotaciones asociadas a los efectos $P-\Delta$, lo cual pudiera conducir a inestabilidades en el pórtico o la estructura. Por ello, se recomienda, que esta degradación no reduzca apreciablemente la resistencia flexional, la cual es medida por una rotación de 0.04 radianes causada por la deriva (*drift*), pero nunca menor de 0.8 veces (80%) el valor del momento plástico (M_p), siempre calculado empleando el valor de la tensión cedente (F_y) (AISC 341-16, 2016).

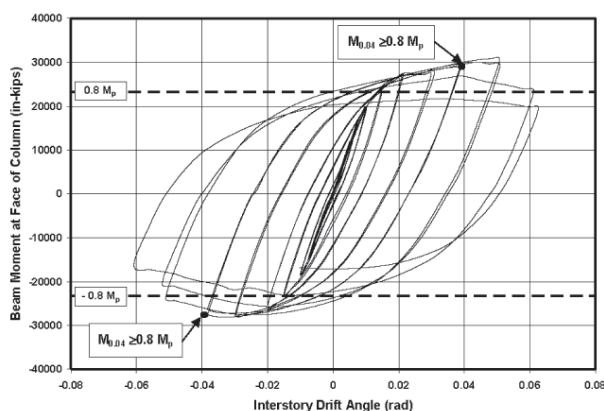


Figura 7. Criterio de aceptación para la degradación de rigidez en conexiones a momento.
Fuente: AISC 341-16 (2016).

5. MECANISMOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EDIFICIOS APORTICADOS RESISTENTES A MOMENTO. COMPORTAMIENTO DE LA ZONA DEL PANEL

El diseño por capacidad, como filosofía, plantea disponer a las estructuras de suficientes mecanismos de disipación de energía que permitan, de alguna manera, la obtención de fallas dúctiles en ubicaciones específicas de los miembros estructurales, evitando la formación de fallas frágiles, originadas, por ejemplo, y para el caso de estructuras de concreto armado, por efectos del corte, deslizamiento de los aceros de refuerzo, agrietamiento del concreto, etc. El mismo concepto aplica para edificaciones de acero estructural, donde el corte es un mecanismo de fallas frágiles, poco dúctiles. Debido a la importancia que tienen las conexiones en la respuesta ante acciones sísmicas de edificios aporticados de acero a momento, es necesario saber diferenciar los posibles mecanismos que esta tipología dispone para así poder disipar energía (en forma de W_p) de manera adecuada. Uno de ellos radica, como ya hemos mencionado anteriormente, en que las vigas puedan sufrir deformaciones importantes por flexión en sus extremos, y a una distancia suficiente de la cara de las columnas, para así alejar la probabilidad de ocurrencia de fallas por flexión en los extremos de las columnas, que pudieran conducir a la formación de mecanismos, condición de probable inestabilidad global de la estructura. Esta forma de disipación de energía (W_p), esencialmente, es la más empleada. En la Figura 8, se aprecia la localización deseada que debieran tener las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas.

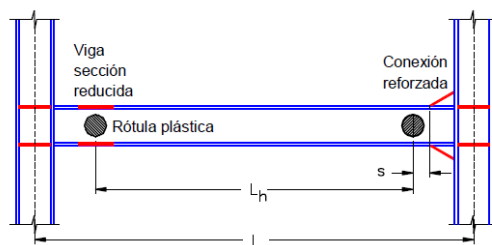


Figura 8. Localización “deseada” de rótulas plásticas en vigas de edificios aporticados a momento.
Fuente: Crisafulli, F. (2014).

Pero, además, tiene un papel preponderante la participación de la zona del panel de la columna. En la Figura 9, se aprecia la deformación que tiene la zona del panel de una columna bajo ensayos de carga cíclica,

con y sin planchas de continuidad. Se evidencia la necesidad de agregar estas planchas (en zonas de mediana a alta sismicidad) para dar continuidad a las fuerzas provenientes de las alas de las vigas, permitiendo así menores distorsiones de la zona del panel y alas de la columna (sup. e inf.). Mediante un diseño particular, es posible disipar energía mediante deformaciones “controladas” de esta zona, pudiendo incluso adicionarse planchas en el alma de la columna para aumentar su resistencia.

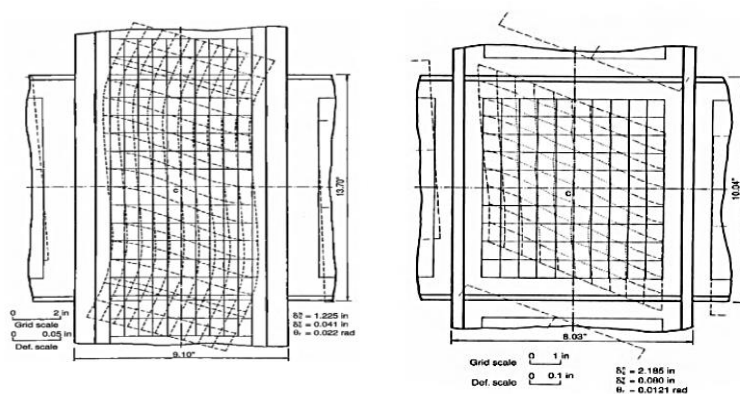


Figura 9. Deformaciones de la zona del panel en edificaciones aporticadas a momento.
 Fuente: Bruneau, M., Uang, C. y Sabelli, R. (2011).

6. CONEXIONES CON PERFILES TUBULARES

Debido a la escasez de perfiles formados en caliente actualmente en Venezuela, la construcción con perfiles tubulares se ha generalizado hasta alcanzar, prácticamente, el mayor porcentaje de las construcciones de acero en el país. Sin embargo, sumado a las características propias del material del cual están hechos estos perfiles se encuentra el proceso de su fabricación y laminación (en frío), que les confiere a estos perfiles ciertos aspectos que deben ser considerados en zonas de mediana a alta sismicidad. Para el caso específico de las conexiones, muchos han sido los trabajos que han evaluado la “inconveniencia” de realizar conexiones mediante soldadura directa entre vigas y columnas tubulares, práctica muy difundida en el país. Fadden, M. y McCormick, J. (2014), evaluaron analíticamente para cargas cíclicas (por elementos finitos, usando el programa ABAQUS) esta condición para 39 especímenes de vigas – columnas unidos mediante soldadura directa, y pudieron constatar el bajo desempeño que exhibieron debido a la plastificación de la cara de la columna y la imposibilidad de desarrollar el momento plástico en las vigas (Figura 10). Para mejorar esta condición, estudiaron 24 especímenes adicionando diafragmas (superior e inferior), concluyendo que se puede alcanzar el momento plástico de la viga reduciendo la posibilidad de aparición de fallas frágiles en los cordones de soldadura. Actualmente se están desarrollando trabajos de investigación en la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB), en donde se hace una evaluación similar, pero empleando el programa ANSYS y perfiles tubulares de fabricación nacional, para conexiones bastante comunes en edificaciones con luces de columnas comprendidas entre los 3 y 4.5m. Se aprecia en la Figura 10, la mayor capacidad de disipación de energía (W_p) de las conexiones reforzadas con diafragmas, aparte de que presentan también una mayor resistencia, evidenciándose que la relación entre el momento alcanzado por la conexión y el momento plástico de la viga de la viga ($M_{conn}/M_{p,beam}$) sin reforzamiento de la conexión es inferior a 1, mientras que cuando se refuerza, se alcanzan valores superiores a 1.25, teniendo entonces la conexión una resistencia superior al 25% de aquella que presenta la viga.

Es entonces muy evidente, que el comportamiento ante acciones sísmicas de un edificio aporticado a momento construido con perfiles tubulares, es tremendamente dependiente del tipo de conexión elegida y dispuesta en la estructura. Aunque esta afirmación se extiende a otros tipos de perfiles, lo delgado de las paredes de las secciones tubulares, puede generar una disminución importante de la resistencia a flexión que existirá en los extremos de las vigas justamente en la conexión con las columnas, cuando éstas se ejecutan

de forma directa sin elementos intermedios que permitan una mejor distribución de las tensiones existentes en la conexión, o dicho de otra manera, una mejor distribución del daño. Entre otros trabajos que se han hecho para proponer nuevas tipologías de conexiones entre perfiles tubulares, se destaca el de González, F. (2016) (Figura 11), en donde se planteó una alternativa de conexión, incluyendo diafragmas y conexiones tipo plancha extrema empernadas. Se aprecia el buen comportamiento que resultó de los ensayos en los ciclos de histéresis, y los valores siempre superando los lineamientos de aceptación para la degradación de rigidez en conexiones a momento del AISC 341-16.

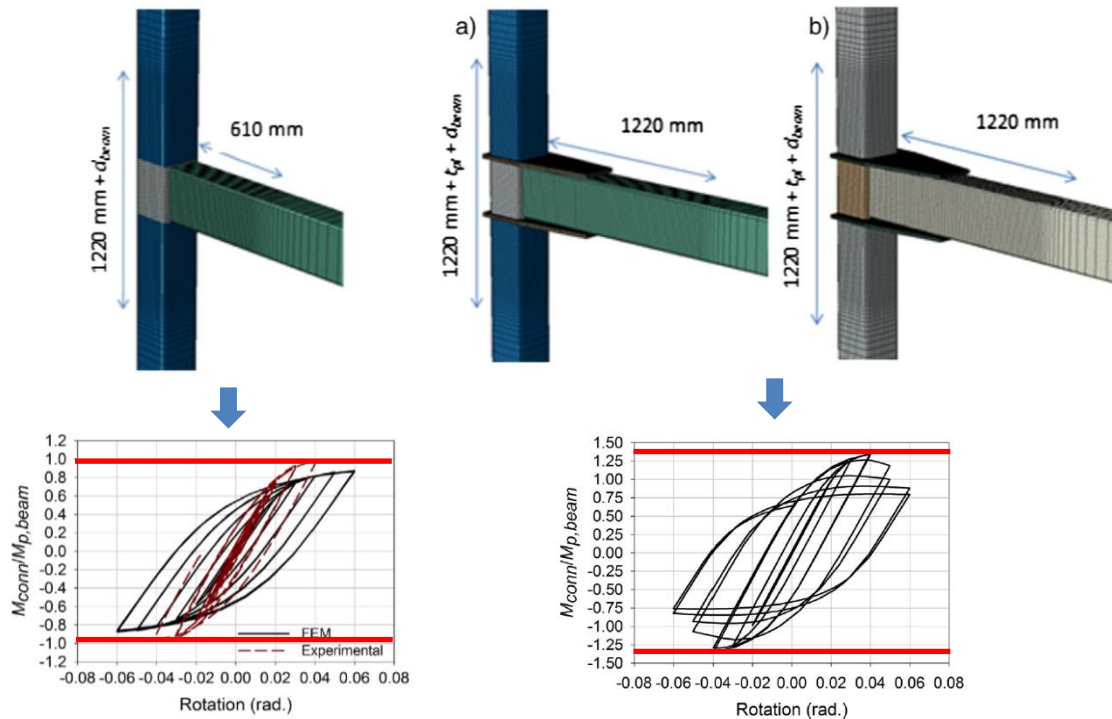


Figura 10. Comportamiento histérico de conexiones entre perfiles tubulares.
 Fuente: Fadden, M. y McCormick, J. (2014)

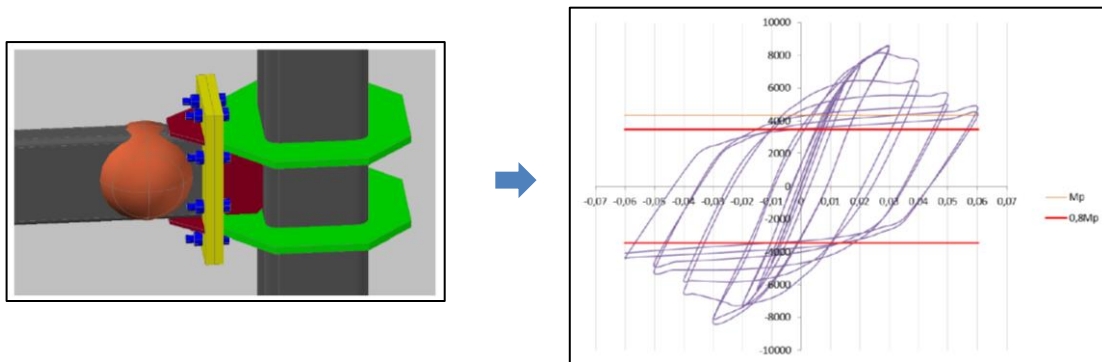


Figura 11. Conexión propuesta entre perfiles tubulares y respuesta histérica obtenida.
 Fuente: González, F. (2016).

7. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE CONEXIONES VIGA COLUMNA

Para que una edificación aporticada de acero estructural, ubicada en zonas de mediana a alta sismicidad, tenga un desempeño adecuado ante estas acciones, es necesario que las conexiones entre los miembros principales (vigas y columnas) cumplan con ciertos requisitos. Entre ellos y, de acuerdo a Soto R., H. y Engelhardt, M. (2005), son los siguientes: a) Deben ser capaces de desarrollar la capacidad a flexión de la viga, b) Ser capaces de desarrollar, al menos, rotaciones plásticas de 0.03 radianes al ser sometidas a varios ciclos de carga reversibles, y c) Las articulaciones plásticas deben formarse en las vigas y no en las columnas. Este último se refiere, particularmente, al cumplimiento de la condición “*columna fuerte – viga débil*” que debe existir, no sólo en edificaciones de acero estructural, sino también de concreto armado. Dicho de otra manera, para obtener un comportamiento como el indicado en la Figura 2, es necesario que las columnas posean una resistencia flexional superior a la de las vigas conectadas a ellas, con lo cual y resultado de esa menor resistencia de las vigas, se propician mecanismos de disipación de energía en sus extremos, y a una suficiente distancia de la cara de las columnas. En caso tal, de que por alguna razón no se cumpla con esta diferencia de resistencias entre columnas y vigas, pudiera darse el caso en el cual, la resistencia flexional de las vigas supere a la de las columnas que les sirven de apoyo, generándose por tanto, la “*condición viga fuerte – columna débil*”, completamente inadecuada y que pudiera ser motivo de que se formen articulaciones en ambos extremos de una o varias columnas de un mismo nivel e incluso, esto repetido en varios niveles con cierta coincidencia, con lo cual se tendrían mecanismos importantes de inestabilidad estructural, con el posible colapso de la edificación. Es indudable, que en estos tipos de condiciones, la resistencia de la conexión que une las vigas y columnas es esencial, y se busca en todo momento, que la capacidad de la misma sea mayor que la de los miembros que conecta. Se espera que la demanda de ductilidad se concentre en los extremos de las vigas y no en la conexión, la cual se diseña con suficiente resistencia, evitando con esto “disipar” energía por deformaciones plásticas en ellas. Como se sabe, reparar las conexiones no es una tarea fácil, a la vez que su impacto económico pudiera resultar importante en comparación con el generado por la reparación de extremos de vigas, por ejemplo, cuyo acceso es menos limitado que el de los intrincados espacios que pueden existir entre elementos y miembros de conexiones, a los cuales lleguen varios miembros estructurales.

Tamboli, A. (2010), indica adicionalmente, para los casos de conexiones cuyo medio de unión es mediante pernos (empernadas), lo siguiente: a) Se deben emplear pernos fabricados con acero de alta resistencia, b) No se pueden emplear conexiones empennadas en conjunto con soldaduras para complementar las tensiones totales en la conexión. Para el caso de conexiones soldadas, indica: a) Las prácticas empleadas en la soldadura deben estar acordes con las especificadas en el Código D1.1 de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS), b) Todas las soldaduras de Penetración Completa deben tener un certificado de cumplimiento de los requerimientos de tenacidad, basados en la prueba o ensayo Charpy y, c) Los defectos en las soldaduras, tales como discontinuidades y puntos en los cordones, cortes con soplete, insertos para las ayudas durante la erección de los miembros, por ejemplo, deben ser reparados y registrados adecuadamente. Una prueba de la cantidad de energía que se espera sea disipada inelásticamente, es aquella que involucra los requerimientos de tenacidad (en inglés, *toughness*) basados en el ensayo Charpy, y resulta sumamente importante en estructuras construidas en zonas de mediana a alta sismicidad, en especial.

8. CONEXIONES PRECALIFICADAS (AISC 358-16)

Para satisfacer los requerimientos sismorresistentes de edificaciones aporticadas de acero estructural, el AISC publica una guía de diseño bajo el número 358, la cual especifica los tipos de conexiones que se consideran como *precalificadas*, es decir, aquellas que han sido debidamente estudiadas, mediante ensayos de laboratorio, y que bajo ciertos límites geométricos relacionados con los tamaños de los miembros conectados y demás características de los medios de unión, han mostrado en laboratorios un comportamiento

adecuado y que permiten, con suficiente margen de seguridad, asegurar que su empleo en edificaciones, con el debido respeto de los parámetros y formulaciones analíticas establecidas en dicha guía, permitirá un comportamiento inelástico adecuado de los miembros estructurales conectados. En resumen, estar seguros que, siguiendo los procedimientos analíticos, se obtendrán conexiones cuya resistencia supere a la de los miembros que conecta, y en general, tengan un comportamiento adecuado en la edificación ante acciones sísmicas.

Son muchas las conexiones indicadas en el AISC 358-16 (última versión), pero es de notar que la mayoría son patentadas por compañías, y que al final, son estas las responsables de todo lo relacionado con esas conexiones, liberando de cierta forma a la AISC, de la responsabilidad por cualquier daño o inconveniente generado por el uso de una de esas conexiones. Sin embargo, quedan algunas que pueden ser empleadas en Venezuela, como por ejemplo, la de plancha extrema (*end plate*) y la de planchas en las alas (*flange plate*) (Figura 12). Esencialmente se recomiendan esas dos tipologías para la construcción de edificaciones aporticadas a momento de acero en el país.

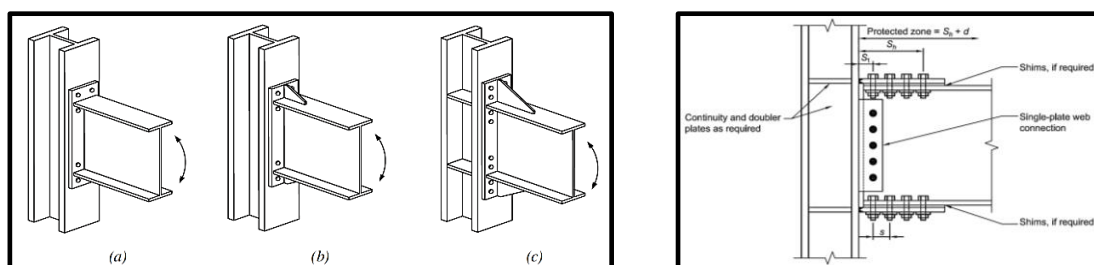


Figura 12. Conexiones precalificadas AISC 358-16 (End plate, izq., y Bolted Flange Plate, der.)
Fuente: AISC 358-16 (2016).

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En definitiva, se indicó a lo largo del documento, el importante impacto que las conexiones tienen en edificaciones aporticadas de acero, ubicadas en zonas de mediana a alta sismicidad, en su respuesta inelástica ante acciones sísmicas. Se recuerda la premisa “*las construcciones se comportan como se construyen, no como se diseñan*”. El mejor de los análisis estructurales estará condicionado a la calidad de la fabricación de todos los componentes, construcción o ensamble de todos los miembros estructurales, y de manera muy relevante, a la inspección en todos los procesos involucrados. Las conexiones deben esencialmente ser resistentes, mucho más que los miembros que une, para así garantizar niveles importantes de deformación de los mismos sin afectación aparente de los elementos de la conexión. Conocer todas las variables involucradas es esencial en todos los aspectos del análisis, diseño y construcción, y siempre se debe estar actualizado con los últimos o más recientes estudios que avalan que ciertas tipologías se comportarán ante acciones sísmicas de cierta manera, con lo cual, la respuesta estructural obtenida se acercará bastante a la supuesta en los análisis estructurales previos a la construcción.

Ciertas recomendaciones aplican en este momento, entre las cuales se menciona: a) Respeto de todos los lineamientos de compacidad de las secciones empleadas en los miembros estructurales (vigas y columnas, por ejemplo), lo cual garantiza que la plastificación de las secciones en las zonas destinadas a ello (rótulas plásticas, zonas protegidas) ocurre en toda la sección y no en algunas partes de las mismas, b) El aseguramiento de la condición “columna fuerte – viga débil” resulta fundamental, c) Adición de planchas de continuidad en las zonas de la columna coincidente con las alas de las vigas unidas a ella, con lo cual se evitan concentraciones de tensiones indeseadas, d) Protección de las zonas de formación de rótulas plásticas, evitando adiciones, soldaduras, etc., e) Elección adecuada del tipo de pernos (alta resistencia) y

soldaduras (de demanda crítica) como medios de unión de los distintos elementos, f) Tener en todo momento, criterio ingenieril y conocer, adecuadamente, el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural, a sabiendas de que cualquier modificación, por muy pequeña que resulte, puede ser causante de un comportamiento inelástico alejado del que se supone como “ideal” o “deseado” de la edificación, y, por último pero no menos importante, g) Actualizar la Norma COVENIN 1618:1998 de acuerdo a las indicaciones de las guías AISC 341 y 358, Eurocódigos (EN 1993, especialmente), entre otras, sin uso exclusivo y textual de su contenido, de acuerdo a las adecuaciones propias del país que hubiera que hacer.

10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akiyama, H. (2003). *Metodología de Proyecto Sismorresistente de Edificios Basada en el Balance Energético*. Barcelona, España: Editorial Reverté S.A.
- American Institute of Steel Construction (AISC). ANSI / AISC 358-16, (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frame for Seismic Applications*. Chicago, Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction (AISC). ANSI / AISC 341-16, (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Estados Unidos.
- Bruneau, M., Uang, C. y Sabelli, R. (2da. Ed.). (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. New York, Estados Unidos: McGraw-Hill.
- Comité Europeo de Normalización (CEN). *Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero (EN 1993)*.
- COVENIN 1618:1998. *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites (1ra. Revisión)*.
- Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero (Alacero).
- C.V.G. SIDERURGICA DEL ORINOCO C.A. (SIDOR). (2da. Ed.). (1982). *Manual de Proyectos de Estructuras de Acero*. Caracas, Venezuela.
- Fadden, M. y McCormick, J. (2014). *HSS-to-HSS Seismic Moment Connection Performance and Design*. Journal of Constructional Steel Research 101, págs. 373–384.
- Gioncu, V. y Mazzolani, F. (2002). *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*. New York, Estados Unidos: Editorial Spon Press.
- González F. (2016). *Comportamiento de Conexión a Momento Empernada (Viga – Columna) entre Perfiles Tubulares de Acero Conformados en Frío (HSS)*. Trabajo de Grado (Maestría). Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela.
- Soto R., H. y Engelhardt, M. (2005). *Diseño de Conexiones de Acero Estructural*. Michuacán, México.
- Subhash C. G. y Shih-Ho, C. (2008). *Performance-Based Plastic Design. Earthquake – Resistant Steel Structures*. International Code Council (ICC). Illinois, Estados Unidos.
- Tamboli, A. (2da. Ed.). (2010). *Handbook of Structural Steel Connections Design and Details*. New York, Estados Unidos: McGraw-Hill.