

**ANALISIS DE CONSTRUCTIVIDAD DE CONEXIONES DE ACERO A PARTIR
DEL ESTUDIO DE CONEXIONES A MOMENTO VIGA – COLUMNA TIPO BUEP
Y WUF-W SEGÚN AISC 358-10**

EDINSON JAMES PEÑA PIZA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**ANALISIS DE CONSTRUCTIVIDAD DE CONEXIONES DE ACERO A PARTIR
DEL ESTUDIO DE CONEXIONES A MOMENTO VIGA – COLUMNA TIPO BUEP
Y WUF-W SEGÚN AISC 358-10**

EDINSON JAMES PEÑA PIZA

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar por el título de
Especialista en Estructuras**

Director:

I.C. PH.D. RICARDO CRUZ HERNANDEZ

Co Director:

I.C. M.SC. LUIS GARZA VASQUEZ

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCION	15
1. MARCO TEORICO - CONSTRUCTABILIDAD Y CONSTRUCTIVIDAD	20
2. RECOMENDACIONES PARA LA ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS DE ACERO	28
3. CLASIFICACION DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS DE ACERO	33
3.1 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN.	33
3.1.1 Conexiones flexibles	34
3.1.2 Conexiones semi-rígidas	35
3.1.3 Conexiones rígidas	35
3.2 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS ESFUERZOS QUE TRANSMITEN.	36
3.2.1 Conexiones que transmiten solo cortante o conexiones simples	36
3.2.2 Conexiones que transmiten cortante y momento flexionante: Semi-rígidas y rígidas	37
3.3 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA CONEXIÓN:	38
3.4 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL LUGAR DE FABRICACIÓN:	38
3.5 CLASIFICACIÓN POR TIPO DE CONECTORES USADOS:	38
3.5.1 Conexiones soldadas	39
3.5.2 Conexiones atornilladas o apernadas	39
4. RECOMENDACIONES PARA LA SELECCION DEL TIPO DE CONEXION	40
4.1 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑADOR.	40
4.2 VENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO CON PLATINA DE EXTREMO EXTENDIDA BUEP.	41

4.3 DESVENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO CON PLATINA DE EXTREMO EXTENDIDA BUEP.	42
4.4 VENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO WUF-W.	42
4.5 DESVENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO DE ALMA Y ALETAS SOLDADASA WUF-W.	43
5. DESCRIPCION DE ALGUNAS CONEXIONES UTILIZADAS EN PROYECTOS DE ACERO CONSTRUIDOS EN COLOMBIA	44
5.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 01.	46
5.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 02	48
5.3 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 03	50
5.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 04	51
5.5 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 05	53
5.6 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 06	54
5.7 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 07	56
5.8 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 08	57
5.9 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 09	58
5.10 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 10	60
5.11 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 11	61
6. EJEMPLO DE DISEÑO - CONFIGURACION ESTRUCTURAL	63
7. ANALISIS ESTRUCTURALES Y RESULTADOS DEL EJEMPLO DE DISEÑO	66
7.1 RESUMEN DE FUERZAS SÍSMICAS	68
7.2 RESUMEN DE FUERZAS SÍSMICAS REDUCIDAS PARA DISEÑO	68
7.3 RESUMEN DE FUERZAS GRAVITACIONALES EN VIGAS	69
7.4 RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES DE COMPRESIÓN EN COLUMNAS	69
7.5 RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES EN LAS VIGAS	70
7.6 SELECCIÓN DE LAS VIGAS (ASTM A572 – GR50, FY=350 MPA)	70
7.7 SELECCIÓN DE LAS VIGAS (ASTM A 36, FY=253 MPA)	72
7.8 PROPIEDADES DE ALGUNAS VIGAS IPE EQUIVALENTES	74

8. DESCRIPCION DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE CONEXIONES BUEP Y WUF-W	76
8.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES BUEP	76
8.1.1 Datos de entrada para el diseño – Viga seleccionada	76
8.1.2 Datos de entrada para el diseño – Columna a analizar	77
8.1.3 Diseño de placa de extremo y pernos	77
8.1.4 Diseño en la cara de la columna	78
8.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y DETALLES DE FABRICACIÓN DE CONEXIONES WUF-W	78
8.2.1 Datos de entrada para el diseño – Viga seleccionada	82
8.2.2 Datos de entrada para el diseño – Columna a analizar	82
8.2.3 Limitaciones en las vigas	83
8.2.4 Limitaciones en las columnas	84
8.2.5 Limitaciones en las relaciones columna - viga	84
8.2.6 Soldadura de la aleta de la viga a la aleta de la columna.	85
8.2.7 Limitaciones en la conexión del alma de la viga a la columna.	85
8.2.8 Cálculo del máximo momento probable en la articulación plástica.	86
8.2.9 La localización de la articulación plástica debe ser tomada a la cara de la columna; por lo tanto $Sh=0$	86
8.2.10 Cálculo de la fuerza cortante (V_h) en la articulación plástica localizada al final de la viga	86
8.2.11 Verificar la zona de panel	87
8.2.12 Verificar la resistencia a cortante de la viga	87
8.2.13 Verificar las platinas de continuidad requeridas.	87
9. RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES	88
9.1 RESULTADOS DEL DISEÑO DE CONEXIONES BUEP	88
9.1.1 Elementos del diseño de conexiones BUEP	88
9.1.2 Peso de los pórticos conexiones BUEP	89
9.2 RESULTADOS DEL DISEÑO DE CONEXIONES WUF-W	90
9.2.1 Elementos del diseño de conexiones WUF-W	90

9.2.2 Peso de los pórticos conexiones WUF-W	92
9.3 COMPARACIÓN DE PESOS DE LOS PÓRTICOS CON CONEXIÓN A MOMENTO BUEP VS WUF-W.	93
10. COMPARACION DE COSTOS Y RENDIMIENTOS DE CONSTRUCCION	97
CONCLUSIONES	100
BIBLIOGRAFIA	104
ANEXOS	107

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Capacidad de influir en la vida del proyecto	22
Figura 2 Costo de cambiar con el tiempo	22
Figura 3 Procedimiento de Evaluación para diseño de configuraciones estructurales	30
Figura 4 Rigidez rotacional de conexiones de acero	34
Figura 5 Conexiones flexibles	34
Figura 6 Conexiones semi-rígidas	35
Figura 7 Conexiones rígidas	35
Figura 8 Conexiones simples soldadas	36
Figura 9 Conexiones simples atornilladas	36
Figura 10 Conexiones con placa de cortante / Ángulo de asiento	37
Figura 11 Conexiones con placa de extremo recortada	37
Figura 12 Conexiones con placa de extremo extendida	37
Figura 13 Conexiones tipo platabandas	38
Figura 14 Estructura Metálica 01	46
Figura 15 Estructura Metálica 02	48
Figura 16 Estructura Metálica 03	50
Figura 17 Estructura Metálica 04	51
Figura 18 Estructura Metálica 05	53
Figura 19 Estructura Metálica 06	54
Figura 20 Estructura Metálica 07	56
Figura 21 Estructura Metálica 08	57
Figura 22 Estructura Metálica 09	58
Figura 23 Estructura Metálica 10	60
Figura 24 Estructura Metálica 11	61

Figura 25 Configuración Estructural 3D	65
Figura 26 Configuración – Estructura Entrepiso	65
Figura 27 Análisis Lamina Colaborante Entrepiso	67
Figura 28 Conexión BUEP	76
Figura 29 Conexión WUF-W	79
Figura 30 Conexión WUF-W Detalles constructivos	79
Figura 31 a. Conexión WUF-W Detalles constructivos	81
Figura 32 Comparación Peso Pórticos a momento BUEP vs WUF-W	93
Figura 33 Porcentaje por componentes del peso total de la estructura.	95
Figura 34 Costo mano de obra / Montaje	98

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Resumen de fuerzas sísmicas	68
Tabla 2 Resumen de fuerzas sísmicas reducidas para diseño	68
Tabla 3 Resumen de fuerzas gravitacionales en vigas	69
Tabla 4 Resumen de fuerzas actuantes de compresión en columnas	69
Tabla 5 Resumen de fuerzas actuantes en las vigas BUEP	70
Tabla 6 Resumen de fuerzas actuantes en las vigas WUF-W	70
Tabla 7 Selección de las vigas Pórtico central (ASTM A572 – Gr50, $F_y=350$ MPa)	71
Tabla 8 Selección de las vigas Pórticos Laterales (ASTM A572 – Gr50, $F_y=350$ MPa)	71
Tabla 9 Propiedades de las vigas laminadas $f_y=350$ MPa	72
Tabla 10 Propiedades de las vigas armadas $f_y=350$ MPa	72
Tabla 11 Selección de las vigas Pórtico Central (ASTM A 36, $F_y=253$ MPa)	73
Tabla 12 Selección de las vigas Pórticos Laterales (ASTM A 36, $F_y=253$ MPa)	73
Tabla 13 Propiedades de las vigas laminadas $f_y=253$ MPa	74
Tabla 14 Propiedades de las vigas armadas $f_y=253$ MPa	74
Tabla 15 Propiedades de algunas vigas IPE equivalentes	75
Tabla 16 Elementos del diseño de conexiones BUEP	88
Tabla 17 Peso de los pórticos conexiones BUEP	89
Tabla 18 Elementos del diseño de conexiones WUF-W	90
Tabla 19 Peso de los pórticos conexiones WUF-W	92
Tabla 20 Comparación de Costos y Rendimientos de Construcción	98

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A. Evaluacion de cargas – ENTREPISOS / LUZ – 4m	107

RESUMEN

TITULO: ANALISIS DE CONSTRUCTIVIDAD DE CONEXIONES DE ACERO A PARTIR DEL ESTUDIO DE CONEXIONES A MOMENTO VIGA – COLUMNA TIPO BUEP Y WUF-W SEGÚN EL DOCUMENTO AISC 358-10

AUTOR: EDINSON JAMES PEÑA PIZA**

PALABRAS CLAVES: Conexiones, Acero, Constructividad, Estructura, Sismo Resistencia, Costos

DESCRIPCION

En este trabajo se presenta la definición de Constructividad y Constructabilidad y se establecen sus diferencias. Se realizan recomendaciones para la estructuración de edificios de acero desde el punto de vista de la facilidad constructiva y del cumplimiento de las normativas aplicables tanto en la etapa de diseño como en la etapa de construcción.

De la misma forma, se analiza la constructividad aplicada a las conexiones de acero, se clasifican los tipos de conexiones y se hace un análisis en el medio Colombiano. En procura de mejorar la calidad de las conexiones que se realizan en el país, se describen y comparan dos alternativas de conexiones a momento de acero precalificadas según la AISC 358-10. Conexión no rigidizada con placa de extremo “BUEP” y la conexión no reforzada soldada en alma y aletas “WUF-W”.

Para obtener datos comparativos entre estructuras que usan conexiones a momento tipo BUEP y WUF-W se realiza un ejemplo de diseño para estructuras con diferentes luces; de esta manera se determinan las dimensiones de los perfiles y elementos requeridos para la conexión. Se hace igualmente análisis a estas estructuras usando aceros de diferentes calidades, A-36 y A-572 grado 50.

De otra parte se realiza una comparación de costos y rendimientos entre conexiones fabricadas en taller y conexiones soldadas directamente en campo, a partir de información obtenida de Ingenieros con gran experiencia en el sector de la construcción de estructuras de acero.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingeniería Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: I.C. Ph.D. Ricardo Cruz Hernández. Co-director: I.C. M.Sc. Luis Garza Vázquez.

ABSTRACT

TITLE: ANALYSIS OF CONSTRUCTIVITY OF STEEL CONNECTIONS FROM STUDY OF MOMENT CONNECTIONS BEAM – COLUMN TYPE BUEP Y WUF-W ACCORDING TO DOCUMENT AISC 358-10

AUTOR: EDINSON JAMES PEÑA PIZA**

KEY WORDS: Connections, Steel, Constructivity, Structure, Earthquake Resistant, Cost

DESCRIPTION

This document presents the definitions of constructivity and constructability and their differences are established. According to seismic codes in Colombia and the ease of construction of steel structures, recommendations are done, both in design and construction stages.

In the same way, the concept of constructivity is analyzed and applied to steel connections, the types of connections are classified and an analysis in Colombia are done. In order to improve, the quality of the connections made in Colombia, two alternatives of steel moment connections are described and compared, which are prequalified according to document of American of Steel Construction AISC 358-10. Bolted Unstiffened End Plate “BUEP” and Welded Unreinforced Flange – Welded Web “WUF-W”.

To get comparative data between structures that use moment connections type BUEP and WUF-W, an example of design is made for structures with different spans, this way the dimensions of profiles and the required elements for the connections are defined. Likewise, these structures are analyzed by the use of different qualities, A-36 and A-572 grade 50.

On the other hand, a comparison of costs and performance between shop-made connections and on-field welded connections is accomplished, with the help, of the information got, from experienced Engineers in the area of steel Constructions.

* Draft grade

** Faculty of Engineering Physics and Mechanics. School of Civil Engineering. Director: I.C. Ph.D. Ricardo Cruz Hernandez. Co-director: I.C. M.Sc. Garza Luis Vazquez.

INTRODUCCION

A pesar del incremento de las construcciones en acero en la última década en Colombia, estas no se han visto en general acompañadas por sistemas constructivos eficientes y seguros, si bien algunas de las más importantes empresas de construcción de estructuras de acero en Colombia se han modernizado e implementado sistemas de diseño, fabricación y montaje adecuados, para fabricar y construir estructuras con excelente aspecto estético y de calidad que salta a la vista en importantes obras de las principales ciudades en Colombia, este no es el común denominador. Muchas de las construcciones metálicas en Colombia se realizan de manera descoordinada e ineficiente inclusive desde la concepción inicial del proyecto, quizás por desconocimiento de los interesados en la gestión del proyecto, en cuanto a los avances en diseño y construcción de las estructuras en acero y la importancia de la interrelación entre los actores del proyecto, razón por la cual se recurre a sistemas tradicionales que traen implícito el uso malas prácticas constructivas. Vale la pena anotar que este es un aspecto cultural generalizado en el sector de la construcción en Colombia, no solo cuando se trata de construcción en acero.

Por otro lado, las facultades de Ingeniería, especialmente en la última década, han dado un gran impulso al estudio de los efectos sísmicos sobre las estructuras, con el objetivo de cumplir los requisitos de seguridad y resistencia exigidos en las normativas nacionales e internacionales vigentes. En lo que concierne a las estructuras metálicas, gran parte de ese estudio ha sido enfocado al estudio del comportamiento de las conexiones viga – columna como factor fundamental de la respuesta de la estructura en el rango inelástico ante las solicitaciones por sismo. Los avances obtenidos ya se pueden observar en algunas estructuras que utilizan conexiones precalificadas desarrolladas en Universidades Colombianas.

Qué bueno sería que todos los proyectos que involucran el uso de estructuras metálicas en Colombia tuvieran este grado de investigación y estudio, pero la realidad de nuestras construcciones muestra otra cosa y en la mayoría de los casos no se cumplen los requerimientos de las normas de construcción vigentes incluyendo los requisitos establecidos en el capítulo F3 de las normas Colombianas de Construcción Sismo Resistente NSR 10. Para el desarrollo de esta monografía se realizó un trabajo de campo en el cual se pudo observar y analizar los sistemas de construcción con los cuales se están ejecutando las obras en acero.

Dentro de los aspectos más comunes observados en la construcción metálica Colombiana, tratados en el capítulo 6 de este trabajo, está el uso de conexiones a momento por el lado débil de la columna sin que se haya hecho al menos una revisión del criterio de columna fuerte – viga débil, la unión de la viga por el lado débil de la columna se realiza de múltiples y variadas formas, algunas de ellas muy complejas desde el punto de vista constructivo, afectando la calidad y tiempo de fabricación. Otro aspecto muy frecuente es la aplicación de cordones completos de soldadura sin analizar si es necesario aplicarlos en el alma solamente. De acá se puede establecer dos conceptos, por una parte, que existe un distanciamiento entre la fase de diseño y la fase de construcción y por otra que no es clara la diferencia entre conexión a momento y conexión a cortante para un sector de diseñadores y constructores, por lo cual resulta importante clasificar los tipos de conexiones existentes y desarrollar una visión más clara del uso adecuado de las conexiones de acuerdo a las necesidades de la estructura. En el capítulo 4, se presentan diferentes sistemas de clasificación de conexiones como base para realizar el análisis de algunas conexiones comúnmente utilizadas en el país y a partir de allí identificar los posibles errores en la conceptualización, en los sistemas de fabricación y en el uso de dichas conexiones.

Adicionalmente y como parte del trabajo de campo, se consultó en algunas curadurías para observar la estructuración y detalles presentados por los diseñadores de estructuras metálicas; se encontraron planos con falta información para desarrollar la construcción, así mismo en el planteamiento estructural no se hace diferencia del sistema de resistencia sísmica del sistema de cargas verticales de la estructura y no se plantean tampoco, sistemas constructivos eficientes.

El asunto va más allá, se evidencia nuevamente que el diseñador no tiene en cuenta el aspecto constructivo de la estructura y que en la cadena de desarrollo del proyecto tiene poca comunicación con el constructor. Por lo general el diseñador presenta su proyecto y luego el propietario busca quien construya la obra, ocasionando diferencias entre las partes interesadas y a su vez dificultades en la construcción del proyecto.

Muy al contrario del sistema de trabajo con el cual usualmente se realizan proyectos de estructuras en acero en Colombia, en países como Estados Unidos es común encontrar equipos especializados que se encargan de desarrollar cada una de las fases del proyecto pero integrados con mecanismos de comunicación eficaces desde el inicio conceptual del proyecto, aprovechando la experiencia y conocimiento de cada una de las partes. Este es un concepto de planeación eficiente que aprovecha al máximo las grandes ventajas de construir en acero y con el cual se obtiene como resultado proyectos seguros, de gran calidad y además muy eficientes en costos y plazos con indicadores de productividad y rentabilidad muy favorables tanto para el cliente como para los contratistas.

En lo que compete a esta monografía se pretende abarcar específicamente el criterio de constructividad aplicado a las conexiones viga columna, el término “constructividad” se refiere a un atributo de la etapa de diseño para facilitar la construcción. Para hacer más claro este concepto y evitar que sea confundido con términos parecidos, en el capítulo 2 de este trabajo, también se definen el

concepto de “constructabilidad”, muy utilizado y aplicable pero que hace parte de una técnica administrativa de gestión más global durante el desarrollo de un proyecto y el término “constructibilidad”, usado en Colombia como estudio para evitar interferencias entre diferentes disciplinas.

Ante el panorama actual de la construcción metálica, en el cual no se pueden desconocer que los sistemas tradicionales de construcción en el país son arraigados y que la transición hacia métodos eficientes y seguros no es tan rápida; en este documento se hace énfasis principalmente en las conexiones a momento como tópico inicial de mejora y de esta manera hacer un aporte en procura de la calidad y eficiencia de nuestras construcciones.

Como se mencionó, un aspecto muy tradicional en la construcción de edificaciones con estructura de acero es la fabricación en campo de la conexión soldada viga - columna utilizando cordones completos de soldadura, sin cumplir ninguna normativa ni los controles de calidad requeridos, esto incluye la contratación de soldadores que no son certificados y por lo tanto su costo de mano de obra es más bajo; de acá la aceptación que tiene la soldadura en campo para conexiones en nuestro medio.

En esta monografía se presenta la alternativa de conexión de ala soldada no reforzada y alma soldada WUF-W (welded unreinforced flange – welded web) y se compara con la conexión de placa de extremo extendida BUEP (Bolted unstiffened extended end plate) que ya ha empezado a ser usada en la construcción metálica Colombiana. Ambas conexiones son presentadas indicando los requerimientos del documento de conexiones precalificadas para pórticos a momentos en aplicaciones sísmicas altas e intermedias, AISC 358-10.

En los capítulos 7, 8, 9, y 10 se describe y desarrolla un ejercicio práctico a partir de la estructuración de una edificación variando las luces entre ejes para obtener

diferentes valores de solicitaciones a cortante y momento y realizar el diseño de las conexiones BUEP y WUF-W requeridos por la estructura en cada caso y luego comparar los resultados obtenidos del diseño de la estructura con los dos sistemas de conexión planteados.

Para el diseño de las conexiones se desarrollaron hojas de cálculo para cada una de las conexiones estudiadas siguiendo los procedimientos establecidos en el AISC 358-10.

1. MARCO TEORICO - CONSTRUCTABILIDAD Y CONSTRUCTIVIDAD

La industria de la construcción en Colombia esta generalmente asociada a sobre costos y retrasos. Muchas veces ocasionados por errores y omisiones de diseño, excesiva pérdida de materiales, tiempos muertos, defectos que ocasionan reprocesos, entre otros. Desafortunadamente el sector de la construcción metálica no es la excepción.

Una de las causas es el modelo de trabajo con el cual se realizan los proyectos en Colombia y la forma en que interactúan las diferentes partes que intervienen en su realización. La falta de comunicación y de interacción entre el diseñador y el constructor es muy usual. Muchas veces para el diseñador las dificultades en la construcción son un asunto de exclusivo tratamiento por parte del constructor, el diseñador estructural generalmente se concentra en hacer su trabajo en los plazos establecidos, hace sus análisis cumpliendo normativas y sin embargo al final el constructor se queja de cómo el diseño entregado dificulta su labor.

Sobre este aspecto un profesor de la Universidad Makerere en Uganda hace una afirmación muy pertinente. “Una buena fabricación no puede compensar un mal diseño”, Tindiwensi, Dan 2006, (Ref.16).

Para el diseñador promedio en Colombia los asuntos constructivos no son de su competencia por lo cual no realiza un análisis a fondo de cómo su diseño pueda facilitar la construcción. Es poco común que las decisiones iniciales de estructuración, pre dimensionamiento de elementos estructurales, calidades y disponibilidad en el mercado de los materiales sean estudiadas y presentadas a los demás actores del proyecto. Con esta información se podría tomar decisiones conjuntas que facilitarían enormemente el desarrollo del proyecto y el mismo

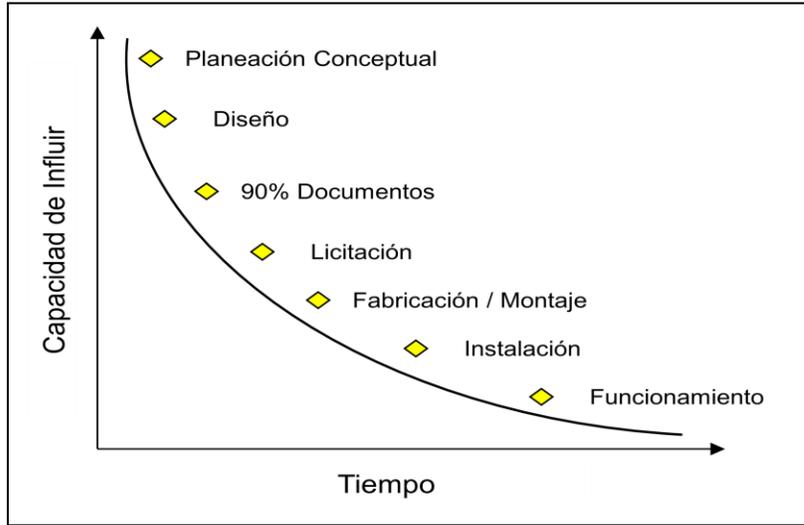
trabajo de diseño pues se evitaría reprocesos e inclusive generaría respeto y prestigio al diseñador dentro de los demás miembros del equipo de trabajo.

La mayoría de las veces los modelos de análisis desarrollados en la fase de diseño son exclusivamente para el cálculo de fuerzas actuantes y resistentes más no se usan herramientas para determinar por ejemplo una secuencia constructiva.

De tal manera que el diseñador se enfoca exclusivamente en cumplir con los requerimientos estructurales que garanticen estabilidad, rigidez y resistencia a la estructura cumpliendo con las normativas, lo cual está muy bien, pero así mismo el aporte de un diseño constructivamente eficiente en un proyecto contribuye a la reducción de los costos y genera un valor agregado.

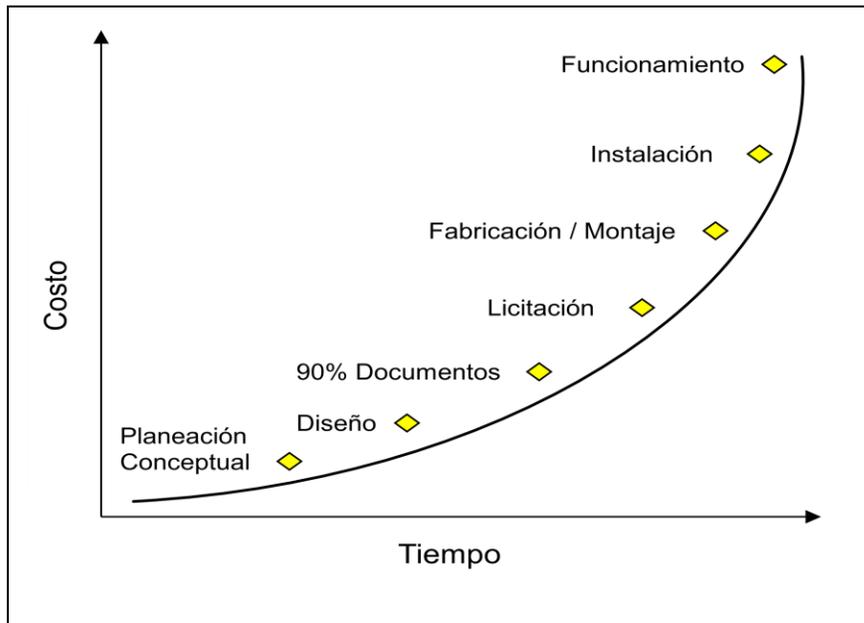
Las gráficas presentadas en la guía de diseño 23 del AISC “Constructability of steel buildings. Steel Design Guide 23 AISC, 2008” (Ref.1) muestran como la máxima capacidad de influir en la vida de un proyecto ocurre cuando los conceptos de constructabilidad son considerados durante las etapas más tempranas del proyecto y estas consideraciones son más efectivas en los costos si son tenidas en cuenta desde el principio. Un cambio conceptual en una fase avanzada del proyecto implicaría un incremento significativo de costos.

Figura 1 Capacidad de influir en la vida del proyecto



Fuente: Guía de diseño 23 AISC – 2008. Ruby, D. (Ref.2)

Figura 2 Costo de cambiar con el tiempo



Fuente: Guía de diseño 23 AISC – 2008. Ruby, D. (Ref.2)

La información presentada en las figuras 1 y 2 es muy importante para entender el concepto global de constructabilidad que sirve de plataforma y marco conceptual

para el desarrollo del principio de constructividad en el que se hace énfasis en esta monografía.

En Colombia los términos de constructividad y constructabilidad no son comunes en el vocabulario de los diseñadores estructurales, más aún cuando incluso algunas instituciones que trabajan el tema a nivel mundial como el Instituto de Investigación e Información en la Industria de la Construcción del Reino Unido, CIRIA o el Instituto de la Industria de la Construcción, CII presentan definiciones que se cruzan en su alcance.

El término “Constructibilidad” es también usado pero es entendido en parte del sector de la construcción en países vecinos como la capacidad edificable de un terreno y en Colombia representa, en la industria de hidrocarburos, el estudio de interferencias entre operaciones interdisciplinarias antes de iniciar la construcción, por lo cual se ha extraído del vocabulario de trabajo en esta monografía.

Loyola, en su libro de constructividad y arquitectura (Ref.18), hace un seguimiento al origen y diferenciación de los términos constructabilidad y constructividad.

Hacia los años 60 en Estados Unidos había una tendencia decreciente en eficiencia y calidad en la industria de la construcción. Uhlik y Lores, 1998. (Ref.17). De otra parte, reportes de los años 80 señalaron a la fragmentación de la industria y a las ineficiencia en los diseños producida por una falta de conocimiento constructivo de los diseñadores como causas del problema y en 1983 CIRIA, define oficialmente la palabra “constructividad” como la manera en la cual el diseño facilita la construcción.

El término Constructabilidad fue desarrollado por Investigadores Norteamericanos y el término Constructividad por Británicos; en Colombia e inclusive en Latinoamérica, no existe un consenso sobre estas definiciones, por lo tanto se adoptan las siguientes, como base literaria para el desarrollo de esta monografía:

Constructividad: Se refiere al grado en el cual un diseño facilita y hace más eficiente la construcción, sujeto a todos los requerimientos del cliente y del proyecto. Loyola, 2010. (Ref.18). Se enfoca en la etapa de diseño y está relacionada directamente con el nivel de conocimiento constructivo de los diseñadores, debido a que sus decisiones impactan sobre las operaciones, los costos y los tiempos de construcción de la obra.

Constructabilidad: Se refiere a la gestión eficiente del conocimiento y experiencia en la construcción para optimizar todas las etapas del desarrollo del proyecto y lograr cumplir los objetivos del proyecto con los menores recursos posibles, se enfoca en todas las etapas del proyecto y depende de la competencia de los directores del proyecto, administradores y constructores. Loyola, 2010. (Ref.18)

En el mundo existen instituciones que han establecido parámetros para determinar el nivel de constructividad de un edificio, como CIRIA “Construction Industry Research and Information” – Reino Unido. (Ref.19), BCA “Building Control Authority” – Singapur. (Ref.20), CIRC “Construction Industry Review Committee” – Hong Kong. (Ref.22). Por lo general se trata de recomendaciones o lineamientos desde diferentes enfoques según la institución o el autor. Loyola, 2010. (Ref.18), resume y clasifica estos en factores y principios de constructividad, de estos se toman algunos que son pertinentes y se adaptan para el estudio de constructividad a partir del análisis de conexiones que se está planteando en esta monografía:

Factores internos a la obra:

- Materiales y sistemas constructivos: Se refiere a la consideración de materiales adecuados, disponibles localmente, que sean fáciles de manipular, con dimensiones que permitan optimización, que puedan ser reemplazados por similares y que permitan procedimientos constructivos, eficientes e innovadores.

- Recursos productivos: Se refiere a la consideración de las características específicas como herramientas, equipos y maquinarias disponibles, así como la calificación y capacidades de la mano de obra. Loyola, 2010. (Ref.18), establece un grado de constructividad mayor a las conexiones apernadas que a las soldadas, por ser un proceso más fácil de ejecutar, controlar y no requiere mano de obra especializada.
- Procedimientos y secuencias constructivas: Se refiere a la consideración de las particularidades de organización y programación de obras, referido en específico a la cantidad, características y orden de los trabajos necesarios para permitir optimizar los procedimientos, otorgar flexibilidad de programación al constructor o dar protección a los trabajos terminados.

Factores transversales a la obra:

- Comunicación y coordinación del diseño: Se refiere a la consideración del nivel de la claridad y calidad de la comunicación interna y externa entre los profesionales, a través de la estandarización de dibujos y especificaciones, existencia de planos completos y coherentes de prefabricación y montaje.

Principios o Mecanismos para reducir la dificultad de construcción:

- Prefabricación: Se refiere a la consideración de la cantidad y complejidad de las tareas realizadas in situ la posibilidad de tener trabajos de prefabricación dentro y fuera del terreno, así como también a la incorporación de elementos, partes y piezas discretas únicas. En general, a la sustitución de los procedimientos constructivos por procedimientos de montaje.
- Estandarización: Se refiere a la consideración de geometrías sencillas, repetición de diseños y tamaños (modulación), estandarización de materiales,

partes y piezas y en general, la posibilidad de repetir tareas a fin de potenciar la curva de aprendizaje de la mano de la obra.

- Simplicidad: Se refiere al grado de facilidad práctica para realizar un trabajo. Indica la preferencia por diseños que impliquen tareas de menor dificultad constructiva.

De otra parte, Loyola, 2010. (Ref.18), establece los beneficios del mejoramiento de la constructividad en el nivel de eficiencia del proyecto:

- Calidad: Al tener trabajos más simples y repetitivos se puede acelerar la curva de aprendizaje de la mano de obra y obtener mejores resultados finales respecto a la calidad. En forma similar, sistemas constructivos simples o prefabricados disminuyen el peligro de errores técnicos y la necesidad de supervisión directa.
- Tiempo: Permite tener trabajos más rápidos, reducir el tiempo utilizado en reparaciones y/o repetición de tareas por errores técnicos, disminuir la necesidad de capacitación, acortar los desplazamientos de mano de obra y maquinarias y en general el tiempo total de la construcción. En cuanto al diseñador se beneficia al reducirse la cantidad de consultas y reclamaciones que le hacen desde la obra.
- Costo: La menor necesidad de repetición de tareas mal ejecutadas es el primer factor de influencia en sobrecostos. Las soluciones constructivas más simples planteadas desde el diseño implican un mejor uso de los recursos productivos, optimización de materiales y menor cantidad de desperdicios. Así mismo una construcción más sencilla requiere menos control de supervisión.

- Seguridad: Permite desarrollar tareas más sencillas y con menor riesgo para los trabajadores, maquinarias y la propia construcción, lo que aumenta directamente el nivel de seguridad de obra.

Desde el punto de vista de la industria, la constructividad afecta positivamente el producto final y el uso eficiente de los recursos, es decir se reducen los tiempos y los costos, por lo tanto, con este criterio, se puede afirmar que mayor grado de constructividad representa mayor nivel de productividad.

Igualmente, un diseño constructivo implica la realización de labores más simples y seguras, por lo cual se reducen los riesgos de accidentes e incidentes laborales y los costos adicionales que esto implica, como lo son los costos médicos y jurídicos e incluso repercute en beneficios a nivel de clima laboral y de imagen de las compañías.

A la larga, el avance en la implementación de diseños pensados para la facilidad constructiva exigirá mayores niveles de conocimiento y planeación y a su vez generara mayor competitividad a la industria del acero en Colombia.

2. RECOMENDACIONES PARA LA ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS DE ACERO

Antes de analizar las implicaciones de una buena configuración estructural, como parte del estudio de constructividad, es importante primero definir el concepto de “Estructura”, por lo tanto a continuación se presenta una definición apropiada de este término, presentada en el libro “Diccionario visual de arquitectura” por Francis, D.K. Ching, (Ref.23):

Estructura: Disposición o configuración portante de elementos y sistemas mecano resistentes, conforme a un proyecto y cálculo, capaces de soportar un conjunto determinado de acciones en condiciones de seguridad, sin sobrepasar los límites admisibles de todas y cada una de las partes en equilibrio. (Fuente: diccionario visual de arquitectura. Pag.121). (Ref.23).

Para el diseñador estructural, es fundamental conocer el entorno del proyecto, directrices generales y consideraciones arquitectónicas del proyecto, para luego proceder a definir de manera eficiente la mejor alternativa de configuración estructural para la edificación proyectada, tanto en planta como en altura, determinando a su vez, aspectos como: distancias entre apoyos, miembros estructurales, dimensiones de elementos, calidad del acero a utilizar, sistema de resistencia de cargas verticales y sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

El objeto de realizar una configuración estructural apropiada, es lograr el equilibrio y resistencia estructural a través de la posibilidad constructiva más eficiente usando los materiales idóneos.

La NSR 10, presenta los tipos generales de sistemas estructurales y las subdivisiones de estos teniendo en cuenta los elementos verticales utilizados para

resistir la fuerza sísmica y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado.

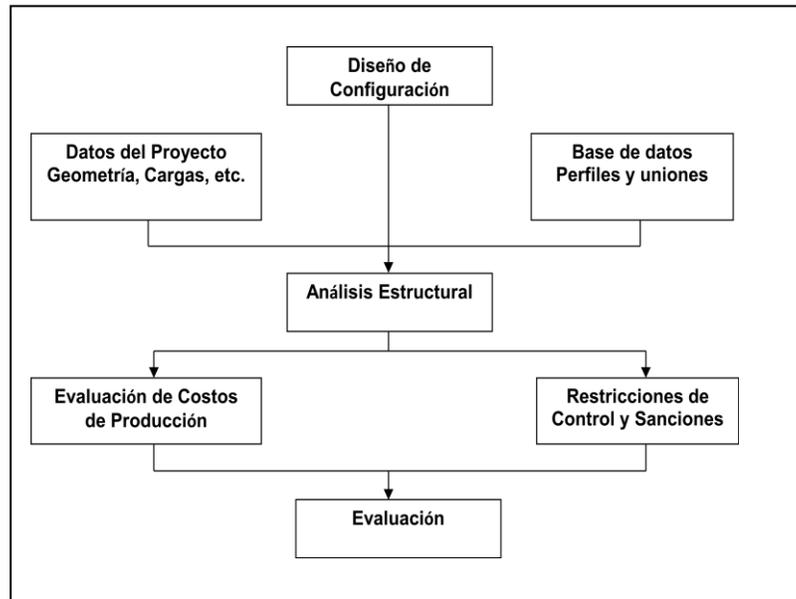
En lo pertinente a estructuras metálicas los sistemas que se permiten emplear y combinar siempre que se cumpla con lo especificado en el capítulo A.3 de la NSR10, son los siguientes:

- Pórticos de acero resistentes a momentos.
- Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas.
- Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas con pandeo lateral restringido.
- Pórticos de acero estructural con diagonales excéntricas.

Bajo el esquema tradicional de construcción en Colombia, los diseñadores estructurales realizan la configuración estructural, cumpliendo los requisitos de rigidez y resistencia de las estructuras exigidos por la norma, pero no, analizan los aspectos pertinentes a la construcción que también son muy importantes y valiosos para el desarrollo del proyecto.

Nizar Bel Hadj Ali. 2008. (Ref.24) desarrolló un procedimiento de evaluación para el diseño de las configuraciones estructurales más completo tal como se aprecia en la figura 3:

Figura 3 Procedimiento de Evaluación para diseño de configuraciones estructurales



Fuente: Nizar Bel Hadj Ali – 2008. (Ref.24)

A continuación se presentan unas recomendaciones generales durante el proceso de estructuración de las edificaciones en acero pues estas influyen de manera importante en la constructividad del conjunto.

Definición del sistema de entrepiso:

- Conformar un diafragma para transmitir las cargas a las vigas.
- Verificar criterios de servicio como vibración y deflexiones
- Procurar utilizar elementos repetitivos, de igual tipología
- Optimizar el espacio entre viguetas
- Reducir el número de piezas de conexión.
- Verificar existencia y disponibilidad de materiales.
- Analizar sistema de montaje
- Utilizar conexiones simples de elementos secundarios a principales
- Minimizar el número de conexiones a momento.

Definición del sistema de resistencia ante fuerzas verticales y sísmicas:

- Definir el sistema de resistencia sísmica cumpliendo el capítulo A.3 – NSR10
- Definir qué pórticos hacen parte del sistema de resistencia sísmica
- Procurar orientar de los elementos verticales en la misma dirección
- Revisar solicitaciones en columnas antes de realizar el predimensionamiento.
- Verificar existencia y disponibilidad de materiales.
- Verificar distancia entre aletas para conexiones requeridas al alma.
- Verificar ancho de aletas para conexiones de otros miembros.
- Analizar limitaciones arquitectónicas.
- Usar aceros de calidad 50 ksi en columnas.

Modelamiento de la estructura vs realidad constructiva:

- Para realizar el modelamiento de la estructura es importante predefinir los requerimientos de rigidez en los nodos y asignarlos debidamente al programa de análisis. La razón es que de acuerdo con esto puede variar el control de derivas de la edificación.
- Tener en cuenta la secuencia de construcción de la estructura para verificar las solicitaciones de diseño durante las diferentes fases del montaje.
- Las conexiones definidas deben tener un comportamiento adecuado con el grado de rigidez que se le otorga en el diseño. Evitar el uso de conexiones a momento cuando no se requiere y así mismo garantizar que la conexión sea lo suficientemente rígida cuando esta haga parte de los pórticos del sistema de resistencia sísmica. En estos casos es conveniente usar conexiones precalificadas.

Recomendaciones para la realización de las conexiones:

- Evitar diseño de conexiones para ser soldadas en campo
- Usar conexiones a momento únicamente cuando sea necesario
- Reducir al mínimo el número de piezas de conexión
- Optimizar al mínimo las longitudes de soldadura requeridas en prefabricación
- Reducir al mínimo la cantidad de conexiones tipo
- Revisar que se pueda realizar el proceso de atornillar de manera fácil
- Verificar que las dimensiones de los tornillos sean comerciales y sirven para los espesores de las aletas de unión.
- Reducir al mínimo posible la cantidad de tornillos a usar
- Reducir al mínimo la cantidad de tipos de tornillos
- Definir un método de pretensión que sea posible ejecutar en campo
- Procurar que las conexiones soldadas requeridas y su diseño sean de filete
- Procurar diseñar conexiones soldadas que se puedan ejecutar en posición plana no de sobrecabeza
- Revisar que se el espacio destinado para la ejecución del proceso de soldadura es suficiente.
- Determinar el proceso de soldadura apropiado, dependiendo las condiciones de trabajo y requerimientos del proyecto.

3. CLASIFICACION DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En este capítulo se presentan definiciones de los conceptos de conexión y junta y se elaboran diferentes formas de clasificar las de conexiones mostrando las gráficas correspondientes a su clasificación. Las gráficas de conexiones presentadas en este capítulo sirven de base para compararlas con ejemplos de conexiones comúnmente realizadas en Colombia.

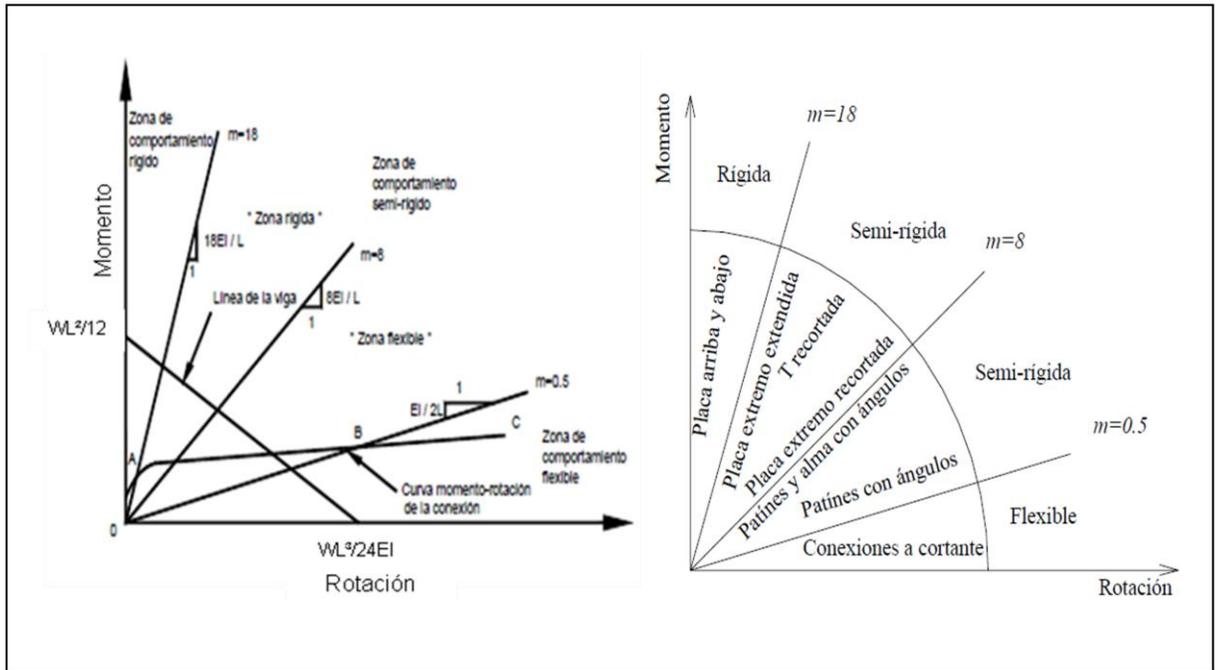
Conexión: Conjunto de elementos que unen cada miembro estructural a la junta, placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos.

Junta: Zona completa de intersección de los elementos estructurales. En la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya.

3.1 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN.

La característica que determina esta clasificación es su relación momento rotación.

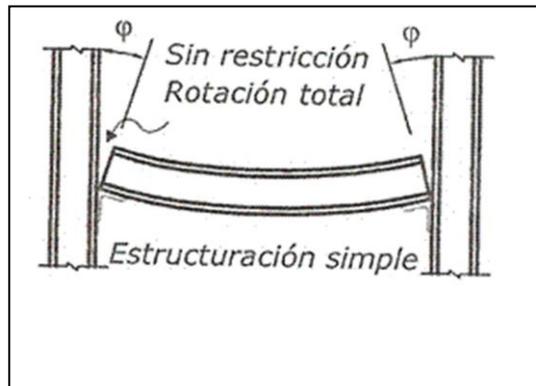
Figura 4 Rigidez rotacional de conexiones de acero



Fuente: Nader y Astaneh, 1992. (Ref.25)

3.1.1 Conexiones flexibles. Su resistencia a momento no sobrepasa el 20% de la capacidad de los miembros que conectan. Normalmente se consideran como conexiones simples que sólo transmiten cortante, tienen una capacidad de momento que no es considerable y permiten la rotación casi libre de los extremos de la viga.

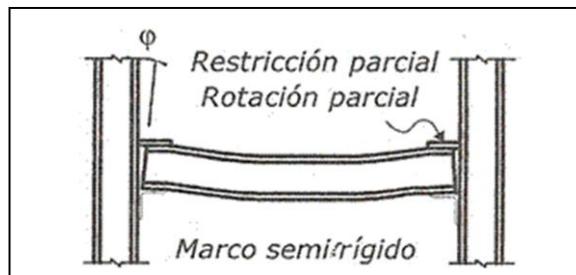
Figura 5 Conexiones flexibles



Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

3.1.2 Conexiones semi-rígidas. Resisten una fracción de la capacidad de momento de los elementos que conectan, pero poseen gran capacidad de deformación, permiten mayor rotación en la conexión que las conexiones rígidas, ya sea por inelasticidad o cambio de rigidez elástica. Nader y Astaneh. (Ref.25), proponen dividir la zona semirigida en Rígida-semirigida (transmiten niveles significativos de momento flexionante y cortante axial) y Flexible-semirigida (baja rigidez rotacional)

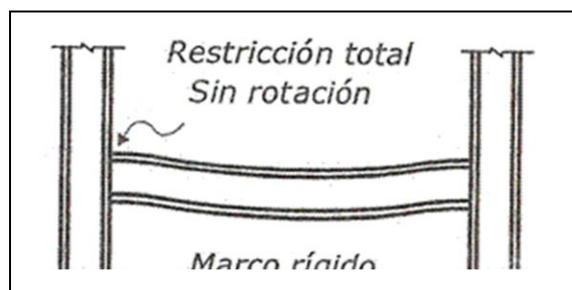
Figura 6 Conexiones semi-rígidas



Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

3.1.3 Conexiones rígidas. Su resistencia es mayor que la de los miembros que conectan y su rigidez es suficientemente alta para despreciar su deformación con respecto a la de los mismos miembros. Las conexiones rígidas no permiten rotaciones apreciables en la conexión y soportan el máximo momento que pueda transferir la viga.

Figura 7 Conexiones rígidas



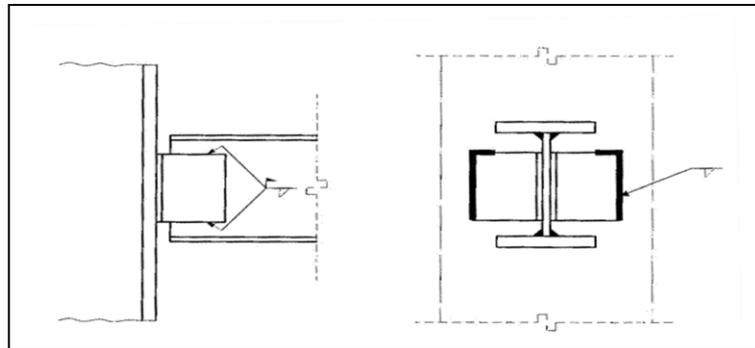
Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

3.2 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS ESFUERZOS QUE TRANSMITEN.

3.2.1 Conexiones que transmiten solo cortante o conexiones simples.

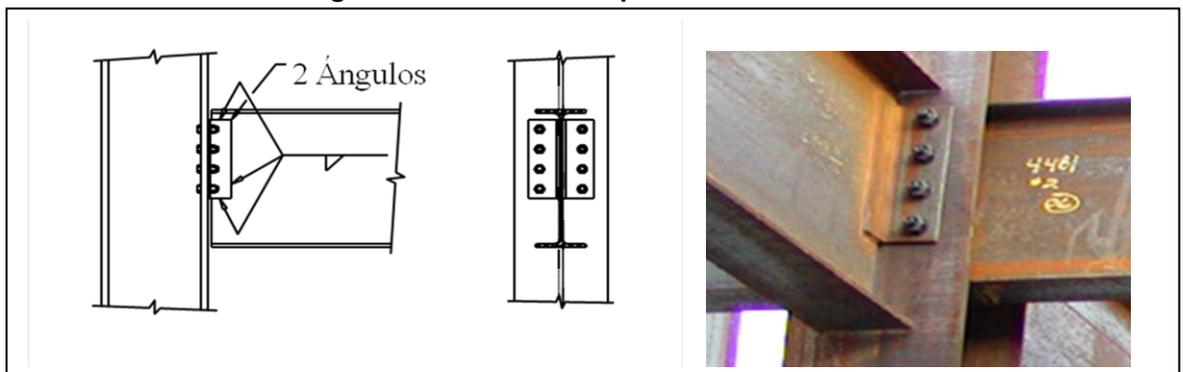
Corresponden a las conexiones flexibles se usan también este tipo de conexiones de viga secundaria a viga principal. A continuación se presenta unas figuras correspondientes a este tipo de conexión. Se utiliza para conexiones por el eje débil o fuerte de la columna.

Figura 8 Conexiones simples soldadas



Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

Figura 9 Conexiones simples atornilladas



Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

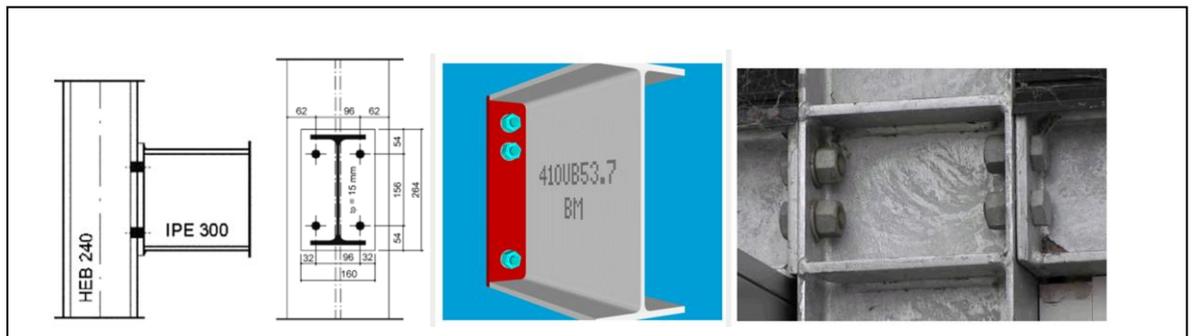
Figura 10 Conexiones con placa de cortante / Ángulo de asiento



Fuente: Soto, H. 2005. (Ref.26)

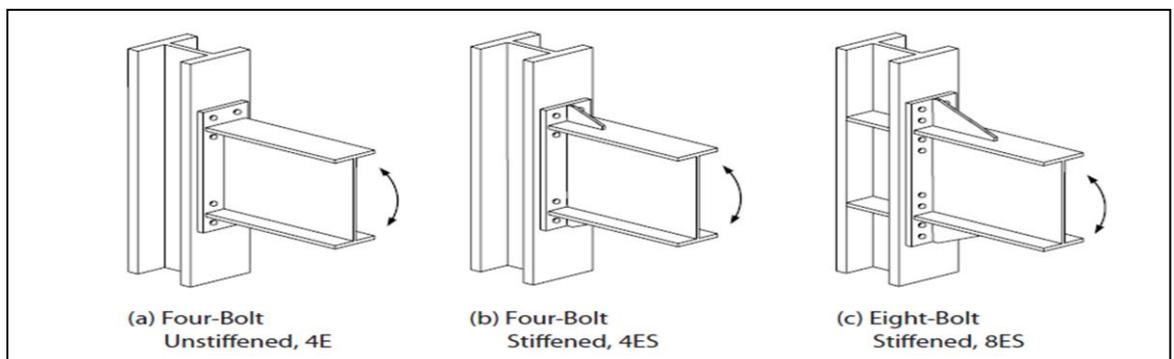
3.2.2 Conexiones que transmiten cortante y momento flexionante: Semi-rígidas y rígidas

Figura 11 Conexiones con placa de extremo recortada



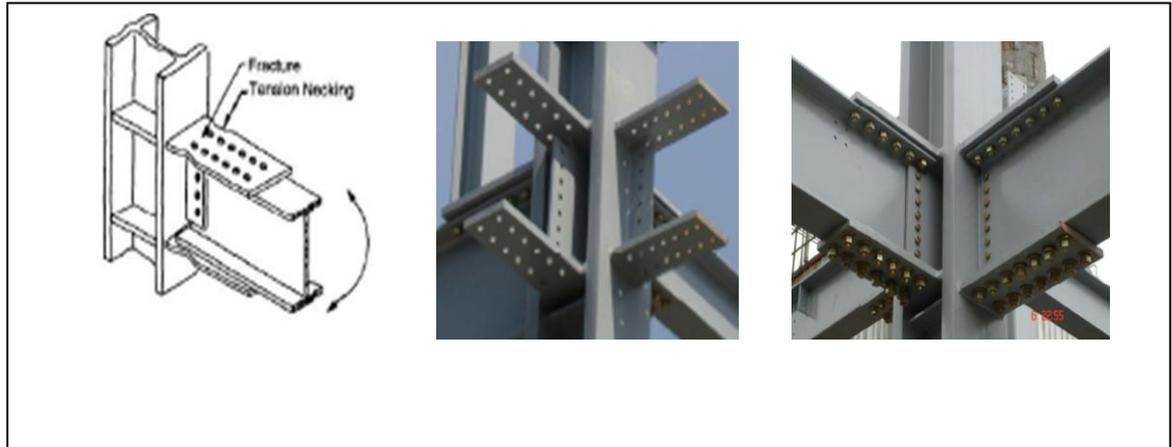
Fuente: http://www.microstran.com.au/lmc_mepc_flush.htm. (Ref.27)

Figura 12 Conexiones con placa de extremo extendida



Fuente: AISC 358-10. (Ref.1)

Figura 13 Conexiones tipo platabandas



Fuente: Buendía, Federico J. 2009. EAC (Ref.13)

3.3 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA CONEXIÓN:

Como se presenta más adelante, para conectar dos miembros estructurales, a menudo es necesario utilizar elementos de conexión adicionales, los que incluyen ángulos, placas, y perfiles T. En este aspecto podemos señalar que en Colombia existe diversidad de elementos conectores sin tener clara una utilización sino simplemente se hacen por sostener los miembros usados.

3.4 CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL LUGAR DE FABRICACIÓN:

- Conexiones de taller: Se fabrican en taller.
- Conexiones de campo: Se fabrican directamente en obra.
- Conexiones mixtas: Una parte se fabrica en taller y otra en campo

3.5 CLASIFICACIÓN POR TIPO DE CONECTORES USADOS:

El uso de la soldadura estructural como principal medio de unión entre miembros estructurales data de más de 50 años. Es inconveniente realizar este tipo de

conexiones en edificios altos especialmente por la inestabilidad del soldador en esas condiciones. Otro de los problemas al aplicar mucha soldadura es que causan deformaciones en las piezas de conexión.

3.5.1 Conexiones soldadas

3.5.2 Conexiones atornilladas o apernadas. Aunque Inicialmente los remaches fueron usados en la primera mitad del siglo XX, este sistema fue reemplazado por métodos de conexión más confiables como los tornillos de alta resistencia los cuales se han utilizado a partir de hace más de 20 años en conexiones estructurales viga-columna, principalmente en edificios altos.

Podemos dividir a su vez las conexiones atornilladas de acuerdo al mecanismo resistente:

Conexiones por fricción: Se considera que su resistencia se desarrolla por fricción entre las partes unidas en el plano potencial de deslizamiento. No se presenta ningún movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no se exceda la carga de diseño.

Conexiones por aplastamiento: Se considera que su resistencia es una combinación de la resistencia a cortante de los sujetadores (tornillos o remaches) y del aplastamiento del material unido, contra el sujetador.

4. RECOMENDACIONES PARA LA SELECCION DEL TIPO DE CONEXION

En este capítulo se presentan algunas recomendaciones generales para seleccionar el tipo de conexión e igualmente se presentan las ventajas y desventajas de los sistemas de conexión en campo y taller.

Para definir el tipo de conexiones a utilizar es apropiado tener claras las definiciones presentadas en los capítulos anteriores en donde se analizan los conceptos de constructividad y constructabilidad y se muestra un panorama general de las clasificaciones de los tipos de conexiones.

Así mismo se requiere definir claramente el sistema de estructuración apropiado para la edificación a diseñar teniendo en cuenta los requerimientos arquitectónicos y del cliente.

Otro aspecto importante es el buen uso de los programas estructurales con los cuales se va a realizar el procesamiento de la información de manera que se pueda analizar adecuadamente la estructura.

Una parte importante del éxito de los trabajos está en que el cliente o su grupo de asesores puedan evaluar las capacidades del diseñador.

4.1 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑADOR.

A continuación se presentan algunos puntos en los cuales el diseñador debe tener el suficiente conocimiento antes de decidir sobre el sistema de conexiones a utilizar en Colombia:

- Conocimiento de los sistemas estructurales permitidos en las normas NSR10.

- Conocimiento de los tipos de conexiones.
- Conocimiento de los criterios de selección para las solicitudes de diseño.
- Evaluación de la rigidez de la estructura.
- Evaluación del comportamiento de la conexión ante las solicitudes en el nodo.
- Experiencia constructiva por parte del diseñador.
- Capacidad de análisis en operaciones de montaje y construcción de estructuras de acero.
- Verificación de las disponibilidades de materiales.
- Conocimiento de los costos de realización de la conexión. Solicitar cotizaciones.
- Definición del sitio de ejecución de la conexión de acuerdo a las condiciones del proyecto.
- Conocimiento de las competencias del personal que va a realizar los trabajos.
- Conocimiento de máquinas, equipos y demás recursos necesarios para realizar el trabajo.
- Terminar los diseños a tiempo para dar plazo a las siguientes fases del proyecto.

4.2 VENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO CON PLATINA DE EXTREMO EXTENDIDA BUEP.

La guía de diseño número 4 del AISC. (Ref.8), presenta algunas ventajas y desventajas de construir conexiones BUEP las cuales serán mencionadas en este capítulo y complementadas con recomendaciones de otros Ingenieros expertos.

- La conexión BUEP agiliza los montajes en épocas de lluvias.
- Se disminuyen los problemas asociados a la soldadura en campo como interferencias con otros participantes de la obra e inconvenientes con la electricidad.
- El proceso de izaje es relativamente más sencillo que el de la conexión soldada.

- Con una prefabricación bien hecha en taller y un buen control en campo es fácil mantener la verticalidad de la estructura.
- Disminución de los procesos de inspección en campo.
- Para conexiones con espesores gruesos es muy eficiente por la mayor rapidez de atornillar en vez de soldar.
- Se puede usar sin restricciones en plantas industriales en funcionamiento.

4.3 DESVENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO CON PLATINA DE EXTREMO EXTENDIDA BUEP.

- Se requieren técnicas de fabricación precisas
- Se requiere precisión en el montaje, control de niveles y ortogonalidad en las columnas.
- Deformación de las placas de extremo debido al calor.
- Fuerzas ocasionales por los tornillos en tensión.
- La platina de extremo extendida puede terminar por encima del acabado de piso
- La platina de extremo está sujeta a desgarre laminar en la región soldadura en tracción de la aleta superior.

4.4 VENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO WUF-W.

- Se adapta a estructuras irregulares con mayor facilidad.
- Requiere menor grado de precisión, pues es adaptable en la obra.
- El nivel superior de la viga no interfiere con el nivel de piso.

4.5 DESVENTAJAS DE LAS CONEXIONES A MOMENTO DE ALMA Y ALETAS SOLDADASA WUF-W.

- A campo abierto dificulta los trabajos en épocas de lluvias.
- Interfiere en la realización de trabajos simultáneos con otras disciplinas
- El proceso de izaje es relativamente más complejo.
- Aumento de los procesos de inspección en campo.
- Para conexiones con espesores gruesos requiere mayor cantidad de trabajo y tiempo.
- En muchas ocasiones no se permite su uso en plantas industriales en funcionamiento.
- Requiere soldadores calificados.

5. DESCRIPCION DE ALGUNAS CONEXIONES UTILIZADAS EN PROYECTOS DE ACERO CONSTRUIDOS EN COLOMBIA

Para determinar cuáles son los tipos de conexión a momento más utilizados en Colombia se realizó un trabajo de campo, investigando de qué manera se están realizando en la actualidad las conexiones de estructuras metálicas y que características comunes hay en los sistemas constructivos de las estructuras en acero en el medio Colombiano. Se obtuvo una muestra fotográfica en algunas construcciones metálicas de las ciudades de Bogotá y Bucaramanga.

Un primer análisis a la información recopilada, permite determinar de manera general que hay gran diversidad de construcciones en las cuales se usan con diferentes combinaciones de conexiones pero sin tener una planeación previa ni coherencia entre la fase de diseño y de construcción.

La conexión más utilizada consiste de alma soldada y aletas soldadas a la columna pero no se siguen los parámetros recomendados por el AISC para realizar este tipo de conexión. Por otra parte se observa que se está comenzando a utilizar el sistema de placa de extremo "end plate". Más adelante se presenta en detalle la metodología adecuada de diseño y parámetros de construcción recomendados según el documento AISC 358-10. (Ref.1)

Otro de los aspectos analizados es que durante la etapa de diseño no se tiene en cuenta cómo se va a realizar la construcción de la conexión por lo cual se observa improvisaciones en obra, de tal manera que es común apreciar personal de obra en situaciones riesgosas, con incomodidad para realizar los trabajos y en estas condiciones deben realizar soldaduras complejas.

De otra parte, no se obtienen los rendimientos esperados y con el avance de las obras se hacen adaptaciones a la estructura inicialmente no previstas como la colocación de cartelas y rigidizadores adicionales

En las construcciones estudiadas se observa gran variedad de elementos estructurales y dimensiones. Es importante difundir el concepto de repetición y uniformidad en los elementos para reducir los costos de fabricación a través de piezas iguales; así mismo se reduciría el detallado tanto para diseño como para construcción y se facilitaría la identificación de piezas.

Es común también la falta de limpieza en los trabajos y en muchas ocasiones las obras se abandonan y con el tiempo se retoman los trabajos, es decir no hay continuidad y por lo tanto los rendimientos en la construcción son muy bajos. Por otro lado, generalmente no se realizan controles de calidad en las estructuras de acero.

No se tiene claro ó no se conoce el concepto de zonas protegidas ni claridad de cuando se requieren pórticos resistentes a momento y cuando no. Por lo cual se hacen todo tipo de mezclas de sistemas constructivos.

No se hace un análisis del sistema de estructuración del sistema de entrepiso con el cual se podría incluso reducir la cantidad de viguetas pues la suma de costos de fabricación, erección y montaje para una vigueta más pesada por metro puede ser similar a una más delgada debido a que parte del costo corresponde al tiempo de la grúa en la obra.

El uso de placa con lámina colaborante es muy popular más no así la utilización de conectores.

A continuación se presenta el registro fotográfico de algunas conexiones y sistemas constructivos utilizados y se describen sus características constructivas procurando clasificarlas según la información presentada en el capítulo 4. Así mismo, se hacen algunas observaciones de posibles errores de diseño o construcción con la información obtenida.

5.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 01.

Figura 14 Estructura Metálica 01



Sistema constructivo: Estructura de 4 pisos. Pórticos de acero a momento en ambas direcciones.

Sistema de entrepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida lado fuerte y conexión semirígida lado débil.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante. Conexión tipo placa extendida de 4 pernos sin rigidizar en ambas direcciones.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tipo H

Viga: Perfil IPE

Laminas: Platina de extremo extendida viga dirección fuerte

Laminas: Platinas de continuidad entre aletas en columna débil.

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de taller

Clasificación por tipo de conectores usados: Atornillada

Observaciones:

Conexiones a momento por el lado débil de la columna. No cumple AISC 358-10 ni F3-NSR10

Poco espesor de la platina de extremo extendida. No cumple requisitos AISC 358-10

Poco espesor de aleta de la columna. No cumple requisitos conexión AISC 358-10

Requiere revisión de espesor platinas de continuidad. Según AISC 358-10

Verificar condición viga débil – columna fuerte. Se aprecia viga más fuerte que la columna.

No linealidad de ejes de vigas de carga. Deficiente estructuración.

No cumple requisitos conexión BUEP - AISC 358-10

5.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 02

Figura 15 Estructura Metálica 02



Sistema constructivo: Estructura de 3 pisos. Pórticos de acero a momento arriostrados dirección longitudinal y pórticos a momento en dirección transversal.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida lado fuerte y conexión semirígida lado débil.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante. Conexión tipo placa extendida de 4 pernos sin rigidizar en la dirección fuerte y placa extendida recortada en dirección débil.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tipo H

Viga: Perfil IPE

Laminas: Platina extendida viga dirección fuerte

Laminas: Platinas horizontales entre aletas en columna entre aletas dirección perpendicular lado débil. Viga recortada y soldada a las platinas horizontales por un lado, por el otro lado con platina extendida recortada, la viga también con platina recortada

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de taller

Clasificación por tipo de conectores usados: Atornillada

Observaciones:

Gran cantidad de piezas para conexión por el lado débil. Dificultad constructiva
Conexiones a momento por el lado débil de la columna. No cumple AISC 358-10 ni F3-NSR10

Poco espesor de la platina de extremo extendida. No cumple requisitos AISC 358-10

Poco espesor de aleta de la columna. No cumple requisitos AISC 358-10

La viga más fuerte que la columna. No cumple AISC 358-10 ni F3-NSR10

No cumple requisitos conexión BUEP - AISC 358-10

5.3 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 03

Figura 16 Estructura Metálica 03



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones principales.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida lado fuerte y conexión rígida lado débil.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tubular ensamblado

Viga: Perfil IPE

Laminas: Angulo inferior durante el montaje

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo.

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada.

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento y soldadas en campo con cordones todo alrededor. No cumple requisitos constructivos de conexión tipo WUF-W indicados en AISC 358-10.

Instalación de rigidizadores en la zona protegida. No cumple requisitos AISC 358-10, ni F3-NSR10

Columnas armadas o ensambladas usando con cordones de soldadura discontinuos. No cumple F3-NSR10.

5.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 04

Figura 17 Estructura Metálica 04



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones principales.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida lado fuerte y conexión rígida lado débil.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tubular ensamblado

Viga: Perfil IPE

Laminas: Angulo inferior durante el montaje

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo.

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada.

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento y soldadas en campo. No cumple requisitos constructivos de conexión tipo WUF-W indicados en AISC 358-10.

Uso de ángulos de asiento para conexión de la viga. Conexión no precalificada.

5.5 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 05

Figura 18 Estructura Metálica 05



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones principales.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida lado fuerte y conexión rígida lado débil.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tipo H

Viga: Perfil IPE

Laminas: Angulo inferior durante el montaje

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo.

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada.

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento y soldadas en campo con cordones todo alrededor.

No se usan platinas de continuidad.

Espesor de aleta de columna muy bajo. No cumple AISC 358-10

5.6 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 06

Figura 19 Estructura Metálica 06



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones principales.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida en ambas direcciones.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tubular

Viga: Perfil IPE

Laminas: Angulo inferior durante el montaje

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo.

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada.

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento y soldadas en campo. No cumple requisitos constructivos de conexión tipo WUF-W indicados en AISC 358-10. En la NSR 10 capítulo F-3.5.3.6.1 se establecen los requisitos para soldadura de demanda crítica como lo son las soldaduras acanaladas de penetración completa de las aletas de vigas y almas de vigas a las columnas.

Se observa el uso de ángulos de asiento para conexión de la viga. Conexión no precalificada.

5.7 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 07

Figura 20 Estructura Metálica 07



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones principales.

Sistema de entrepiso: Lámina colaborante y losa en concreto.

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida en ambas direcciones.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tubular

Viga: Perfil IPE

Laminas: Platina inferior y superior soldados a la viga en campo, platina de cortante soldada a la viga.

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de taller y de campo.

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada y atornillada.

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento, en campo se sueldan las aletas a la columna y a platinas horizontales previamente soldadas a la columna y se atornilla el alma a una platina de cortante. Conexión no precalificada

5.8 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 08

Figura 21 Estructura Metálica 08



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en la dirección fuerte de las columnas y pórticos con arriostramientos en dirección débil de las columnas hasta el tercer nivel y para los pisos superiores pórticos a momento.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida dirección fuerte y conexión rígida dirección débil de las columnas.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil ensamblado en forma de I.

Viga: Perfil IPE

Laminas: Rigidizadores entre aletas, sirven de asiento a la columna

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada

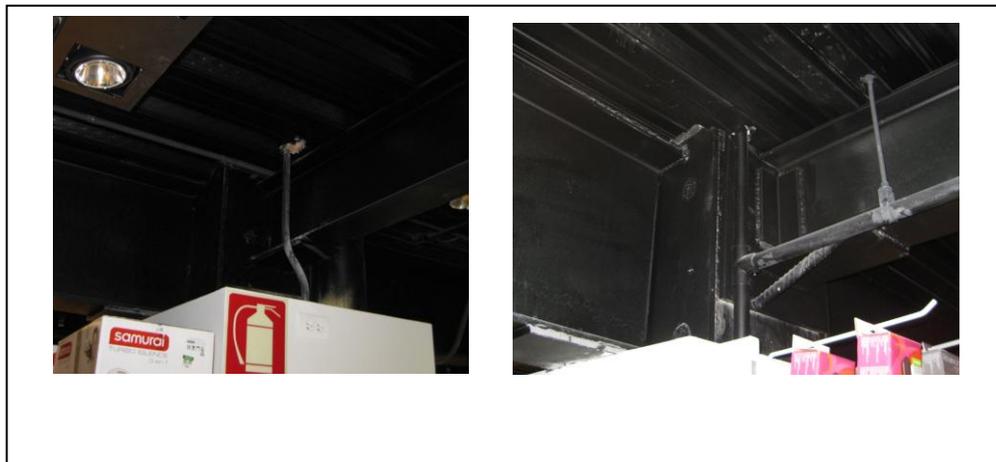
Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento en campo con soldadura todo alrededor.

Conexiones no precalificadas

5.9 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 09

Figura 22 Estructura Metálica 09



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones.

Sistema de entrepiso: Lámina colaborante y losa en concreto

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida en ambas direcciones.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil ensamblado en forma de I.

Viga: Perfil tubular cuadrado

Laminas: Platina inferior y superior soldados a la viga en campo, platina de cortante soldada a la viga y a la columna.

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de campo

Clasificación por tipo de conectores usados: Soldada

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan a momento en campo con soldadura todo alrededor.

Conexiones no precalificadas

5.10 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 10

Figura 23 Estructura Metálica 10



Sistema constructivo: Pórticos de acero a momento en las dos direcciones.

Sistema de entrepiso: Lámina colaborante y losa en concreto

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexión rígida dirección fuerte y conexión rígida dirección débil de las columnas.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante y momento flexionante.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil H

Viga: Perfil IPE

Laminas: Platina inferior y superior atornillados a la viga en campo, Rigidizador en viga y columna.

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de taller

Clasificación por tipo de conectores usados: Atornillada

Observaciones:

Todas las conexiones tanto en dirección longitudinal como transversal se realizan atornilladas en campo.

Poco espesor de la platina de extremo extendida. No cumple requisitos AISC 358-10

Poco espesor de aleta de la columna. No cumple requisitos conexión AISC 358-10

Requiere revisión de espesor platinas de continuidad. Según AISC 358-10

No cumple requisitos conexión BUEP - AISC 358-10

5.11 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURA 11

Figura 24 Estructura Metálica 11



Sistema constructivo: Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas en las dos direcciones.

Sistema de entepiso: Lámina colaborante y losa en concreto

Clasificación de acuerdo a comportamiento: Conexiones a cortante en ambas direcciones y conexiones a momento en pórticos arriostrados.

Clasificación de acuerdo a las fuerzas que transmiten: Cortante Sistema de Resistencia de cargas verticales y Momento Sistema de Resistencia Sismica.

Clasificación de acuerdo a los elementos que conforman la conexión:

Columna: Perfil tubular cuadrado rellenas en concreto

Viga: Perfil IPE

Laminas: Platinas de cortante.

Clasificación de acuerdo al lugar de fabricación: Conexiones de taller

Clasificación por tipo de conectores usados: Atornillada

Observaciones:

Estructura con gran cantidad de sus conexiones a cortante, en ambas direcciones,

6. EJEMPLO DE DISEÑO - CONFIGURACION ESTRUCTURAL

Para el desarrollo de esta monografía se define una edificación con una estructuración básica pues el objeto de los modelamientos estructurales a realizar será simplemente obtener una base de datos con las solicitaciones de diseño a cortante y flexión en los miembros estructurales. El rango de las fuerzas de diseño se obtiene a través de la variación de las luces en ambas direcciones de la estructura y por ende de las aferencias de carga. Con los datos obtenidos se seleccionan los perfiles requeridos por la estructura. Para realizar estos modelos se toma una estructura similar a la estudiada durante el proyecto de la materia Metálicas I de la especialización.

El sistema estructural está planteado consta de una edificación medianera de oficinas con divisiones o particiones móviles. El sistema de pórticos es requerido generalmente para este tipo de edificaciones a solicitud del propietario ó arquitecto de manera que los pórticos frontales no tengan arriostramientos.

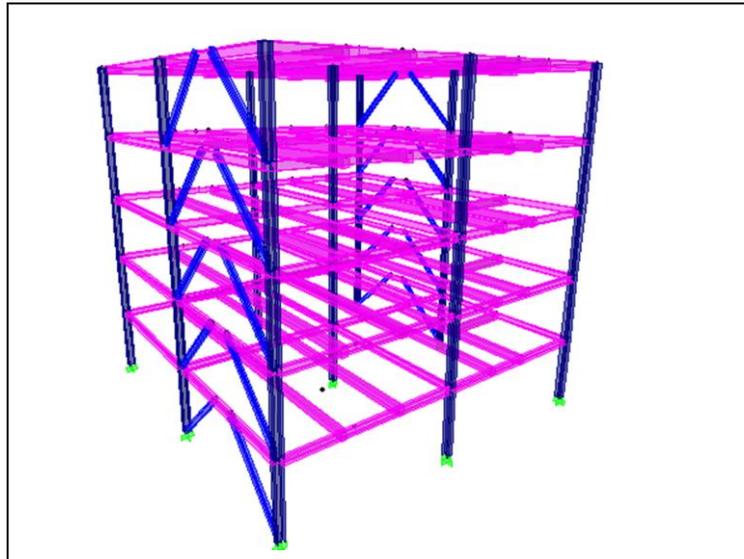
Para definir el sistema estructural adecuado se tienen en cuenta los requisitos del cliente y las consideraciones de constructividad, por lo tanto los pórticos frontales se construirán con sistema de Pórticos a momento y los Pórticos laterales con sistema de arriostramientos excéntricos. Las columnas ubicadas todas en la misma dirección para aprovechar el principio de estandarización por repetición en la posición y modulación, se evitan errores por descuidos y facilita la numeración de elementos y el montaje.

Este sistema consta de una estructura de cinco pisos y dos luces en ambas direcciones, con pórticos de acero resistentes a momento en la dirección en estudio, con capacidad de resistir las cargas verticales y las fuerzas horizontales y un sistema de pórticos con arriostramientos excéntricos en la otra dirección. La

estructura se somete al análisis en ambas direcciones para obtener las fuerzas de diseño. En la dirección arriostrada no es válido realizar el análisis de conexiones a momento BUEP ó WUF-W, pues las vigas se unen por el lado débil de la columna y este tipo de unión no está precalificada para ninguno de los dos casos de conexión en estudio. Por lo tanto las fuerzas sísmicas en esta dirección serán resistidas por el mecanismo formado en el vínculo de los pórticos con arriostros excéntricos. En la figura 25 se muestra la configuración de la estructura a analizar.

Para la configuración y estructuración del entrepiso se debe tener en cuenta aspectos como la geometría de la edificación, las cargas actuantes, disponibilidad de perfiles y la selección del tipo de unión de las vigas secundarias o viguetas a las vigas principales; en Colombia es muy común la realización de conexiones de viguetas a vigas principales a través de soldaduras en campo generalmente por evitar en primera instancia trabajos de corte y perforación de elementos adicionales como platinas aunque luego terminen colocándose. Por otra parte aspectos arquitectónicos como la altura de la edificación y el sistema de redes a través de los entrepisos pueden ser determinantes para definir el peralte de las viguetas y en general la altura del entrepiso. En el libro de Fedestructuras Valle y Camacol Valle “Guía de diseño para perfiles estructurales de acero y sus conexiones en edificios” (Ref.7), se presentan uniones apernadas estándar viga – vigueta a cortante (articuladas) muy útiles para facilitar el proceso de diseño y construcción.

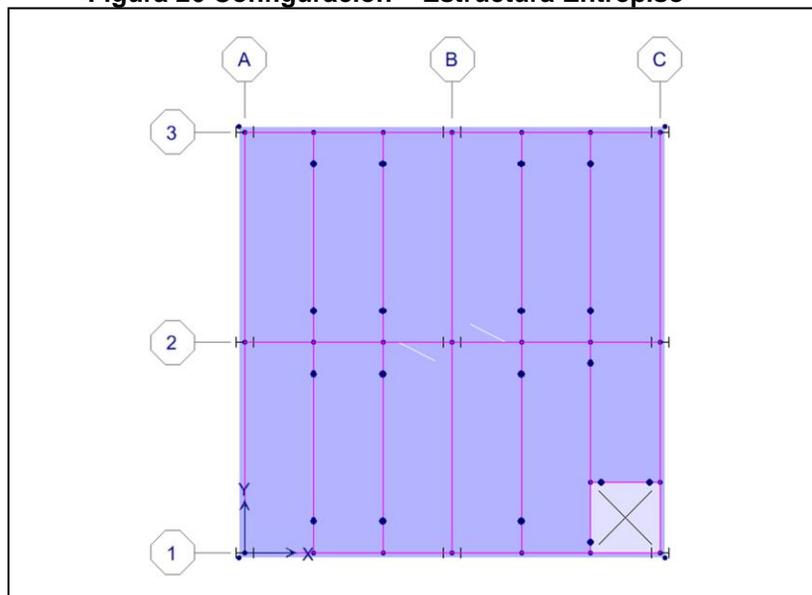
Figura 25 Configuración Estructural 3D



Para el análisis del presente proyecto se hacen modelamientos con luces simétricas entre ejes a partir de 4 metros hasta 10 metros en ambas direcciones para obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales

En la figura 26 se muestra la configuración estructural del sistema de entrepiso.

Figura 26 Configuración – Estructura Entrepiso



7. ANALISIS ESTRUCTURALES Y RESULTADOS DEL EJEMPLO DE DISEÑO

Para el análisis estructural se realiza el siguiente procedimiento:

- Definición del sistema estructural
- Definición del sistema de entrepiso
- Evaluación de cargas verticales
- Evaluación de fuerzas sísmicas por el método FHE
- Elaboración modelo en el software estructural ETABS
- Obtención de fuerzas actuantes en la estructura gravitacionales y de combinación con sismo
- Selección de vigas que cumplen con las solicitaciones de momento y cortante
- Verificación limitaciones para vigas del AISC y de la zona de amenaza sísmica
- Diseño de conexión para la viga seleccionada
- Diseño de columna para la conexión
- Verificación limitaciones para columnas del AISC y relaciones límites.
- Verificación de derivas de la estructura según NSR 10.

Se realizan modelamientos estructurales por el método de la fuerza horizontal equivalente para obtener las fuerzas de diseño tanto en conexiones BUPE como en conexiones WUF-W teniendo en cuenta la diferencia por los factores de modificación del R para conexiones realizadas en campo según la tabla (A.3.3 NSR10)

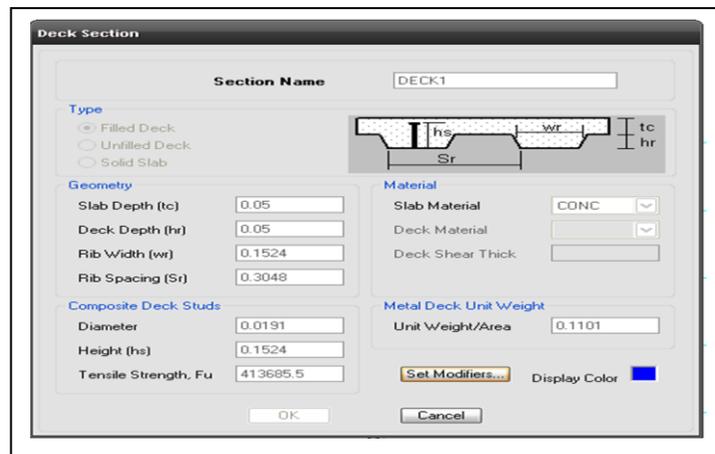
Es decir que en el sistema estructural de pórticos resistentes a momentos para el caso de las conexiones WUF-W se requiere que el factor R_o se multiplique por 0.90 por tratarse de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra.

En el Anexo No.1, se presenta un cálculo tipo, con la evaluación de cargas para la luz de 4 metros. El entrepiso está conformado por el sistema de lámina colaborante de acero y losa en concreto. Este sistema es apropiado para el sistema estructural que se está analizando y actualmente es muy usado en las construcciones de acero en el país.

De los manuales de los fabricantes tomamos la lámina colaborante de acero calibre 20 y 2" de altura.

Para el procesamiento de la información se utilizara el software ETABS el cual es muy apropiado para edificaciones. Este software permite incluir las características de la lámina colaborante y sus propiedades geométricas así como la altura total de la torta de concreto.

Figura 27 Análisis Lamina Colaborante Entrepiso



El resumen de los datos de entrada tales como la evaluación de cargas verticales y sísmicas, y datos de salida como fuerzas en los miembros, obtenidos del modelamiento estructural se presentan en las tablas 1, 2, 3, 4 y 5.

Para el diseño de los pórticos sismoresistentes se usa el coeficiente de amplificación por sobrerresistencia de acuerdo al capítulo F3 Provisiones sísmicas

NSR 10. Esta es una modificación de la norma NSR 98 en la cual se utilizaban dos combinaciones adicionales.

De la tabla A.3-3 se toma el valor de $R_o = 7$, teniendo en cuenta que la estructura no tiene irregularidades ni en planta ni altura el valor de R será:

Porticos a momento con conexiones BUEP: $R=7$

Porticos a momento con conexiones WUF-W: $R=7*0,9 = 6.3$ (Soldadura en obra – Nota 3, Tabla A.3-3)

7.1 RESUMEN DE FUERZAS SÍSMICAS

Tabla 1 Resumen de fuerzas sísmicas

FUERZAS SISMICAS														
NIVEL	LUCES 4m		LUCES 5m		LUCES 6m		LUCES 7m		LUCES 8m		LUCES 9m		LUCES 10m	
	BUEP	WUFW	BUEP	WUFW										
	Ei(KN)	Ei(KN)	Ei(KN)	Ei(KN)										
5	441	441	680	680	970	970	1317	1317	1720	1720	2174	2174	2678	2678
4	353	353	542	542	775	775	1052	1052	1373	1373	1739	1739	2142	2142
3	265	265	410	410	580	580	788	788	1033	1033	1304	1304	1607	1607
2	176	176	271	271	391	391	529	529	687	687	869	869	1071	1071
1	88	88	139	139	195	195	265	265	347	347	435	435	536	536

7.2 RESUMEN DE FUERZAS SÍSMICAS REDUCIDAS PARA DISEÑO

Tabla 2 Resumen de fuerzas sísmicas reducidas para diseño

FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO REDUCIDAS														
NIVEL	LUCES 4m		LUCES 5m		LUCES 6m		LUCES 7m		LUCES 8m		LUCES 9m		LUCES 10m	
	BUEP	WUFW	BUEP	WUFW										
	Ei(KN)	Ei(KN)	Ei(KN)	Ei(KN)										
5	63	70	97	108	139	154	188	209	246	273	310	345	383	425
4	50	56	77	86	111	123	150	167	197	218	248	276	306	340
3	38	42	58	65	83	92	113	125	147	164	186	207	230	255
2	25	28	39	43	55	62	75	84	98	109	124	138	153	170
1	13	14	19	22	28	31	38	42	49	55	62	69	77	85

7.3 RESUMEN DE FUERZAS GRAVITACIONALES EN VIGAS

Tabla 3 Resumen de fuerzas gravitacionales en vigas

Cortante gravitacional		
Pórtico	Central (2)	Laterales (1 / 3)
Luz (m)	V gravitacional (KN)	V gravitacional (KN)
4.00	69.00	36.00
5.00	102.00	54.00
6.00	142.00	77.00
7.00	191.00	104.00
8.00	284.00	151.00
9.00	318.00	169.00
10.00	443.00	232.00

7.4 RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES DE COMPRESIÓN EN COLUMNAS

Una de las razones por las cuales se seleccionó ir variando la luz de manera similar en ambas direcciones para el ejercicio propuesto fue ir obteniendo a su vez variación significativa en las fuerzas de compresión que actúan en las columnas y por las cuales se pueda analizar el efecto de estas fuerzas de compresión en la zona de panel.

Tabla 4 Resumen de fuerzas actuantes de compresión en columnas

Fuerzas compresión columnas - Comb 2 - Pórtico central							
Conexión	BUPE 4	BUPE 5	BUPE 6	BUPE 7	BUPE 8	BUPE 9	BUPE 10
Puc sup	531	884	1312	1810	2360	3018	3694
Puc inf	717	1186	1753	2415	3145	4211	4919
Fuerzas compresión columnas - Comb 2 - Pórtico lateral							
Conexión	BUPE 4	BUPE 5	BUPE 6	BUPE 7	BUPE 8	BUPE 9	BUPE 10
Puc sup	293	454	645	868	1148	1410	1766
Puc inf	391	605	859	1156	1529	1879	2352
Fuerzas compresión columnas - Comb 2 - Pórtico central							
Conexión	WUFW 4	WUFW 5	WUFW 6	WUFW 7	WUFW 8	WUFW 9	WUFW 10
Puc sup	531	884	1312	1810	2360	3018	3694
Puc inf	717	1186	1753	2415	3145	4211	4919
Fuerzas compresión columnas - Comb 2 - Pórtico lateral							
Conexión	WUFW 4	WUFW 5	WUFW 6	WUFW 7	WUFW 8	WUFW 9	WUFW 10
Puc sup	293	454	645	868	1148	1410	1766
Puc inf	391	605	859	1156	1529	1879	2352

7.5 RESUMEN DE FUERZAS ACTUANTES EN LAS VIGAS

Tabla 5 Resumen de fuerzas actuantes en las vigas BUEP

Fuerzas actuantes BUEP				
Pórtico	Central (2)		Laterales (1 / 3)	
Luz	V	M	V	M
(m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
4	104	-131	77	-111
5	140	-214	-102	-177
6	183	-324	-131	-262
7	-233	-464	-163	-368
8	-318	-656	-211	-505
9	-355	-867	-235	-652
10	-466	-1176	-295	-855

Tabla 6 Resumen de fuerzas actuantes en las vigas WUF-W

Fuerzas actuantes WUF-W				
Pórtico	Central (2)		Laterales (1 / 3)	
Luz	V	M	V	M
(m)	(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
4	109	-141	83	-121
5	-141	-230	-109	-193
6	190	-346	-138	-284
7	-242	-494	-171	-398
8	-328	-694	-221	-544
9	-366	-913	-246	-699
10	-478	-1231	-307	-911

7.6 SELECCIÓN DE LAS VIGAS (ASTM A572 – GR50, F_y=350 MPA)

Las secciones de los perfiles con F_y= 350 MPa que cumplen con las solicitaciones de diseño para las cargas establecidas del análisis de las estructuras analizadas son las siguientes:

Tabla 7 Selección de las vigas Pórtico central (ASTM A572 – Gr50, Fy=350 MPa)

VIGAS DEL PORTICOS CENTRAL Fy=350 Mpa				
	CONEXIÓN BUEP		CONEXIÓN WUF-W	
Luz	VIGA	Øb Mp (KN.m)	VIGA	Øb Mp (KN.m)
4.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
5.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
6.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
7.00	W18x46	470.07	W18x50	523.99
8.00	W21x57	663.08	W21x62	744.03
9.00	W24x68	913.66	W24x68	913.66
10.00	VIGA 1	1171.25	VIGA 4	1234.63

Tabla 8 Selección de las vigas Pórticos Laterales (ASTM A572 – Gr50, Fy=350 MPa)

VIGAS DE LOS PORTICOS LATERALES Fy=350 Mpa				
	CONEXIÓN BUEP		CONEXIÓN WUF-W	
Luz	VIGA	Øb Mp (KN.m)	VIGA	Øb Mp (KN.m)
4.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
5.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
6.00	W18x35	344.25	W18x35	344.25
7.00	W18x40	404.46	W18x40	404.46
8.00	W18x50	521.35	W21x50	570.15
9.00	W21x57	663.08	W21x62	744.03
10.00	W24x68	913.66	W24x68	913.66

Tanto para la estructura con conexiones BUEP como para WUF-W, en el pórtico central con luces entre ejes de 10 metros se requirió el diseño de vigas armadas o ensambladas debido a que las solicitaciones a momento son superiores a las resistencias de los perfiles Americanos del estándar del AISC 05 e igualmente para perfiles Europeos tipo IPE equivalentes. Existen perfiles que cumplen con las solicitaciones a momento pero no cumplen con las limitaciones en las dimensiones mínimas y máximas para vigas establecidas en el ASIC 358-10, documento guía de este estudio.

Las vigas armadas o ensambladas deben cumplir las provisiones generales establecidas en el capítulo F.2.6 NSR 10 y los valores límites de relación ancho-espesor para elementos a compresión en miembros a flexión de la tabla F.2.2.4-1b NSR 10.

Propiedades de las vigas laminadas $f_y=350$ MPa

Tabla 9 Propiedades de las vigas laminadas $f_y=350$ MPa

VIGA	W18x35	W18x40	W18x46	W18x50	W21x50	W21x57	W21x62	W24x68
bbf (mm)	152.40	153.00	153.92	190.50	166.00	166.00	209.00	227.84
d (mm)	449.58	455.00	459.74	457.20	529.00	535.00	533.00	601.98
tbf (mm)	10.80	13.30	15.37	14.48	13.60	16.50	17.40	14.86
tbw (mm)	7.62	8.00	9.14	9.02	9.70	10.30	10.90	10.54
Zxb (mm ³)	1089740	1284000	1486307	1655093	1810000	2105000	2362000	2900510
ry (mm)	30.99	32.40	32.77	41.91	33.10	34.20	45.00	47.50
$\phi_b M_p$ (KN.m)	343.27	404.46	468.19	521.35	570.15	663.08	744.03	913.66

Propiedades de las vigas armadas $f_y=350$ MPa

Tabla 10 Propiedades de las vigas armadas $f_y=350$ MPa

VIGA	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6	VIGA 7
bbf (mm)	210.00	210.00	235.00	220.00	220.00	235.00	215.00
d (mm)	660.00	670.00	750.00	670.00	680.00	775.00	630.00
tbf (mm)	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	15.00
tbw (mm)	12.00	12.00	15.00	12.00	12.00	15.00	12.00
Zxb (mm ³)	3718242	3795762	5164955	3919452	3999472	5412424	3063375
ry (mm)	43.64	43.48	45.89	46.05	45.88	48.12	42.74
$\phi_b M_p$ (KN.m)	1171.25	1195.67	1626.96	1234.63	1259.83	1704.91	964.96

7.7 SELECCIÓN DE LAS VIGAS (ASTM A 36, $F_y=253$ MPA)

Las secciones de los perfiles con $F_y= 253$ MPa que cumplen con las solicitaciones de diseño para las cargas establecidas del análisis de las estructuras analizadas son las siguientes:

Tabla 11 Selección de las vigas Pórtico Central (ASTM A 36, Fy=253 MPa)

VIGAS DEL PORTICOS CENTRAL Fy=253 Mpa				
	CONEXIÓN BUEP		CONEXIÓN WUF-W	
Luz	VIGA	Øb Mp (KN.m)	VIGA	Øb Mp (KN.m)
4.00	W18x35	248.13	W18x35	248.13
5.00	W18x35	248.13	W18x35	248.13
6.00	W18x46	248.13	W18x50	376.86
7.00	W21x57	479.31	W21x62	537.83
8.00	W24x68	660.45	VIGA 7	697.53
9.00	VIGA 2	864.30	VIGA 5	910.68
10.00	VIGA 3	1176.06	VIGA 6	1232.41

Tabla 12 Selección de las vigas Pórticos Laterales (ASTM A 36, Fy=253 MPa)

VIGAS DE LOS PORTICOS LATERALES Fy=253 Mpa				
	CONEXIÓN BUEP		CONEXIÓN WUF-W	
Luz	VIGA	Øb Mp (KN.m)	VIGA	Øb Mp (KN.m)
4.00	W18x35	248.13	W18x35	248.13
5.00	W18x35	248.13	W18x35	248.13
6.00	W18x35	248.13	W18x40	292.37
7.00	W18x46	248.13	W18x50	376.86
8.00	W21x57	479.31	W21x62	537.83
9.00	W24x68	660.45	VIGA 7	697.53
10.00	VIGA 2	864.30	VIGA 5	910.68

Para la estructura con conexiones BUEP, en el pórtico central con luces entre ejes de 9 y 10 metros y para las conexiones WUF-W desde los 8 metros se requirió el diseño de vigas armadas o ensambladas debido a que las solicitaciones a momento son superiores a las resistencias de los perfiles Americanos del estándar del AISC 05 e igualmente para perfiles Europeos tipo IPE equivalentes.

Las vigas armadas o ensambladas deben cumplir las provisiones generales establecidas en el capítulo F.2.6 NSR 10 y los valores límites de relación ancho-espesor para elementos a compresión en miembros a flexión de la tabla F.2.2.4-1b NSR 10.

Propiedades de las vigas laminadas $f_y=253$ MPa

Tabla 13 Propiedades de las vigas laminadas $f_y=253$ MPa

VIGA	VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5	VIGA 6	VIGA 7
bbf (mm)	210.00	210.00	235.00	220.00	220.00	235.00	215.00
d (mm)	660.00	670.00	750.00	670.00	680.00	775.00	630.00
tbf (mm)	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00	15.00
tbw (mm)	12.00	12.00	15.00	12.00	12.00	15.00	12.00
Zxb (mm ³)	3718242	3795762	5164955	3919452	3999472	5412424	3063375
ry (mm)	45.88	43.48	45.89	46.05	45.88	48.12	42.74
$\emptyset bM_p$ (KN.m)	847	864	1176	892	911	1232	698

Propiedades de las vigas armadas $f_y=253$ MPa

Tabla 14 Propiedades de las vigas armadas $f_y=253$ MPa

VIGA	W18x35	W18x40	W18x46	W18x50	W21x50	W21x57	W21x62	W24x68
bbf (mm)	152.4	153	153.92	190.50	166	166	209	227.84
d (mm)	449.58	455	459.74	457.20	529	535	533	601.98
tbf (mm)	10.795	13.3	15.37	14.48	13.6	16.5	17.4	14.86
tbw (mm)	7.62	8	9.14	9.02	9.7	10.3	10.9	10.54
Zxb (mm ³)	1089740	1284000	1486307	1655093	1810000	2105000	2362000	2900510
ry (mm)	30.99	32.40	32.77	41.91	33.10	34.20	45.00	47.50
$\emptyset bM_p$ (KN.m)	248.13	292.37	338.43	376.86	412.14	479.31	537.83	660.45

7.8 PROPIEDADES DE ALGUNAS VIGAS IPE EQUIVALENTES

Por efectos de facilitar el ejercicio iterativo se trabajó con perfiles W Americanos, sin embargo a manera informativa se presenta una tabla con algunos perfiles tipo IPE Europeos que podrían reemplazar las vigas W, siempre y cuando cumplan con las solicitaciones requeridas. De otra parte es importante solicitar al proveedor de los perfiles certificación de la calidad del acero antes de seleccionar los perfiles.

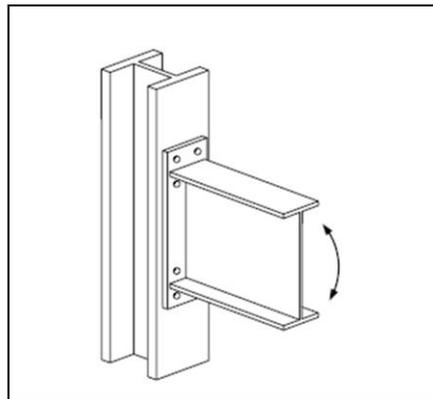
Tabla 15 Propiedades de algunas vigas IPE equivalentes

VIGA	IPE 360	IPE 400	IPE 450	IPE 500	IPE 550	IPE 600	
bbf (mm)	170.00	180.00	190.00	200.00	210.00	220.00	
d (mm)	360.00	400.00	450.00	500.00	550.00	600.00	
tbf (mm)	12.70	13.50	14.60	16.00	17.20	19.00	
tbw (mm)	8.00	8.60	9.40	10.20	11.10	12.00	
Zxb (mm ³)	1019000	1307000	1702000	2194000	2187000	3512000	
ry (mm)	37.90	39.50	41.20	43.10	44.50	46.60	
ØbMp (KN.m)	320.99	411.71	536.13	691.11	688.91	1106.28	(Fy =350 Mpa)
ØbMp (KN.m)	232.03	297.60	387.55	499.57	497.98	799.68	(Fy =253 Mpa)

8. DESCRIPCIÓN DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE CONEXIONES BUEP Y WUF-W

8.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIONES BUEP

Figura 28 Conexión BUEP



Fuente: AISC 358-10. (Ref.1)

El objetivo siguiendo este procedimiento de diseño para las conexiones con placa de extremo “end plate” es proporcionar la resistencia suficiente a los elementos de la conexión para asegurar que las deformaciones inelásticas se logren por la fluencia de la viga.

En una primera fase del procedimiento se hace revisión de la placa de extremo y los pernos requeridos y posteriormente se revisa la aleta de la columna que conecta la placa de extremo y el alma de la columna.

8.1.1 Datos de entrada para el diseño – Viga seleccionada

- Cortante gravitacional en la viga
- Módulo de elasticidad del acero

- Luz libre de la viga
- Ancho de la aleta de la viga
- Altura o peralte de la viga
- Espesores de las aletas de la viga
- Espesor del alma de la viga
- Modulo plástico de la sección de la viga
- Radio de giro eje menor
- Mínimo esfuerzo de fluencia de la viga
- Mínimo esfuerzo de rotura de la viga

8.1.2 Datos de entrada para el diseño – Columna a analizar

- Módulo de elasticidad del acero
- Ancho de la aleta de la columna
- Altura o peralte de la columna
- Espesor de aletas de la columna
- Espesor del alma de la columna
- Distancia desde borde de la aleta a fin de curvatura en alma.
- Módulo plástico de la sección de la columna
- Área bruta de la columna
- Carga a compresión en la columna, arriba del nodo
- Carga a compresión en la columna, abajo del nodo
- Mínimo esfuerzo de fluencia de la columna
- Mínimo esfuerzo de rotura de la columna

8.1.3 Diseño de placa de extremo y pernos

- Determinación de las dimensiones de los miembros conectados y cálculo del momento en la cara de la columna
- Selección del tipo de conexión end-plate y geometría

- Diámetro de los pernos calculado
- Selección del diámetro de los pernos
- Cálculo del espesor de la placa extremo
- Selección del espesor de la platina
- Cálculo de la fuerza en la aleta de la viga
- Verificación del estado límite de fluencia a cortante de la placa extremo
- Verificación del estado límite de rotura a cortante de la placa extremo
- Definir utilización del rigidizador de la viga
- Resistencia a cortante de los pernos a compresión
- Verificar estado límite aplastamiento de pernos y desgarre placa extremo y aleta columna
- Diseño de soldadura del alma y aleta de la viga a la platina extremo

8.1.4 Diseño en la cara de la columna

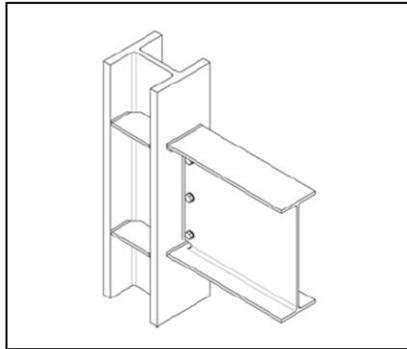
- Verificación de fluencia por flexión de la aleta de la columna
- Análisis usando atiesador entre aletas de la columna
- Verificar resistencia a fluencia del alma de la columna sin atiesarla
- Verificar pandeo del alma de la columna, a la altura de la aleta de la viga a compresión
- Verificar la resistencia al arrugamiento local alma de columna altura aleta a compresión de viga
- Si se requieren atiesadores se selecciona el menor valor de ϕR_n

8.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y DETALLES DE FABRICACIÓN DE CONEXIONES WUF-W

Para esta conexión específicamente, la importancia de un buen proceso constructivo es muy alta, pues aunque se realice un diseño que cumpla a cabalidad con los requisitos del AISC, este no será útil en la medida que la

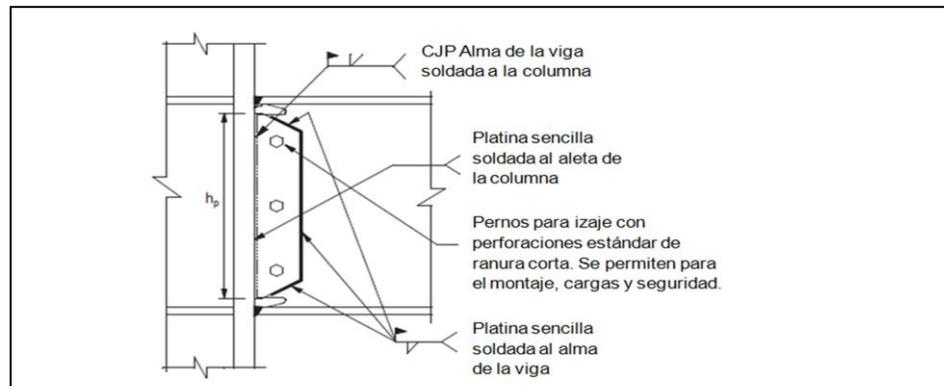
construcción sea defectuosa. Por lo tanto debe haber un estricto control de calidad tanto en la fabricación como el montaje y proceso de soldadura durante la ejecución de la conexión.

Figura 29 Conexión WUF-W



En la conexión de ala soldada no reforzada y alma soldada WUF-W la articulación plástica no se aleja de la cara de la columna, la rotación inelástica es desarrollada inicialmente por la fluencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La rotura de la conexión es controlada por medio de requerimientos especiales de detallados asociados con las uniones soldadas de las aletas de la viga a las aletas de la columna, las uniones soldadas del alma a la aleta de la columna y la forma y terminaciones de las perforaciones de acceso.

Figura 30 Conexión WUF-W Detalles constructivos



Fuente: AISC 358-10 (Ref.1)

Las aletas de la viga son soldadas a la aleta de la columna utilizando soldaduras de penetración completa CJP que cumplan con los requisitos de las soldaduras de la demanda crítica de las provisiones sísmicas del AISC, junto con los requisitos específicos para el tratamiento de platinas de respaldo de soldadura y el control de calidad de la soldadura.

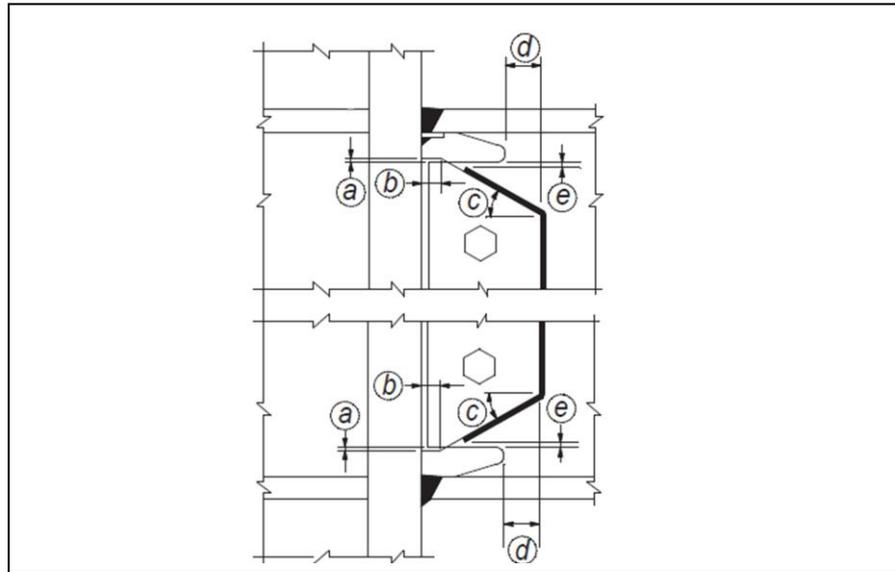
El alma de la viga se suelda directamente a la aleta de la columna también con una soldadura de penetración completa CJP, en toda la altura del alma (es decir, desde el agujero de soldadura el acceso a la soldadura del agujero de acceso). Esto se complementa con la conexión de filete a una platina previamente soldada a la aleta de la columna.

Es decir, el alma de la viga se une a la aleta de la columna con dos soldaduras, una soldadura CJP a la aleta de la columna y una conexión soldada de filete a la platina. La conexión a la platina aporta mayor rigidez a la conexión del alma de la viga tomando esfuerzos en la conexión del alma y alejándolos de la unión de las aletas viga - columna.

La platina actúa solo como respaldo para la soldadura de penetración completa CJP que conecta el alma de la viga a la aleta de la columna.

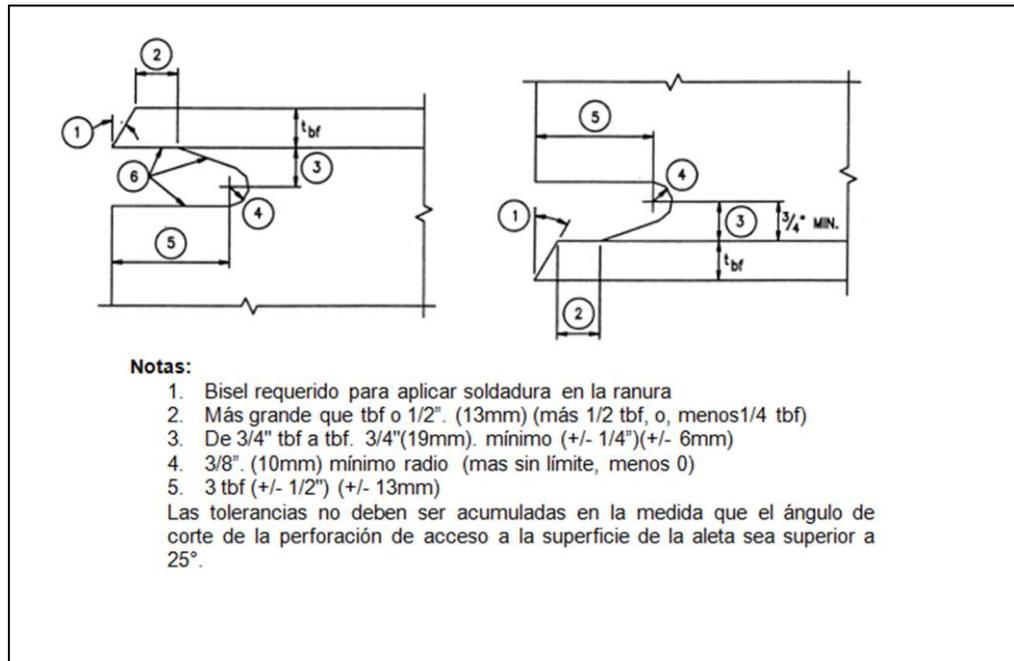
En lugar de utilizar un acceso convencional de soldadura detalle agujero como se especifica en la sección J1.6 de ANSI / AISC 360 (la especificación AISC), la conexión de momento WUF-W cuenta con un orificio especial sísmico de acceso a la soldadura con los requisitos de tamaño, forma y acabado para reducir las concentraciones de tensión en la región alrededor del agujero de acceso. La figura 11 -1 de las provisiones sísmicas del AISC 2005 muestra en detalle la fabricación adecuada del agujero de acceso.

Figura 31 a. Conexión WUF-W Detalles constructivos



Fuente: AISC 358-10 (Ref.1)

b. Conexión WUF-W Detalles constructivos



Fuente: Seismic Provisions for Structural Steel Building.(Ref.3)

8.2.1 Datos de entrada para el diseño – Viga seleccionada

- Cortante gravitacional en la viga
- Módulo de elasticidad del acero
- Luz libre de la viga
- Peso de la viga
- Ancho de la aleta de la viga
- Altura o peralte de la viga
- Espesores de las aletas de la viga
- Espesor del alma de la viga
- Modulo plástico de la sección de la viga
- Radio de giro eje menor
- Mínimo esfuerzo de fluencia de la viga
- Mínimo esfuerzo de rotura de la viga

8.2.2 Datos de entrada para el diseño – Columna a analizar

- Módulo de elasticidad del acero
- Ancho de la aleta de la columna
- Altura o peralte de la columna
- Espesor de aletas de la columna
- Espesor del alma de la columna
- Distancia desde borde de la aleta a fin de curvatura en alma.
- Módulo plástico de la sección de la columna
- Área bruta de la columna
- Carga a compresión en la columna, arriba del nodo
- Carga a compresión en la columna, abajo del nodo
- Mínimo esfuerzo de fluencia de la columna
- Mínimo esfuerzo de rotura de la columna

8.2.3 Limitaciones en las vigas

- Las vigas deben ser laminadas o ensambladas en forma de I con doble simetría. El alma y las aletas deben ser unidas con juntas de penetración completa CPJ con un par de filetes de refuerzo dentro de una zona que se extiende desde el final de la viga hasta una distancia no menor a la altura de la viga más allá de la zona de articulación plástica Sh . La mínima medida de estos filetes debe ser 8 mm o el espesor del alma de la viga.
- La altura de las vigas está limitada a un máximo de altura a las dimensiones del perfil W36 (W920).
- El peso de la viga está limitado a 224 kg/m.
- El espesor de la aleta de la viga está limitado a 1" (25 mm).
- La relación luz / altura viga debe ser mayor de 7 en zona de amenaza sísmica alta.
- La relación luz / altura viga debe ser mayor de 5 en zona de amenaza sísmica intermedia.
- Las relaciones ancho espesor de las aletas y el alma deben cumplir con las limitaciones establecidas en las provisiones sísmicas del AISC.
- Debe ser proporcionado arriostramiento lateral a las vigas provisto en ambas aletas superior e inferior y debe estar localizado entre una distancia d a $1.5d$ de la cara de la columna, donde d es la altura de la viga. En pórticos de disipación especial o intermedios en donde la viga soporte una losa de concreto estructural que esté conectada a lo largo de la luz de la viga entre zonas protegidas con conectores de cortante espaciados a menos de 300 mm entre centros no requiere los arriostramientos en la zona de articulación plástica.
- La zona protegida consiste en una porción de viga desde la cara de la columna y una distancia d igual a la altura de la viga.

8.2.4 Limitaciones en las columnas

- Las columnas deben ser laminadas o ensambladas en forma de I. En una longitud de 300 mm arriba y debajo de las aletas de la viga las columnas ser unidas con juntas de penetración completa CPJ con un par de filetes de refuerzo. La mínima medida de estos filetes debe ser 8 mm o el espesor del alma de la columna.
- Las vigas deben ser conectadas a las aletas de las columnas.
- La altura de las columnas está limitada a un máximo de altura a las dimensiones del perfil W36 (W920).
- Las columnas no tienen límites de peso en kg/m.
- No existen requerimientos especiales para los espesores de las aletas.
- Las relaciones ancho espesor deben satisfacer los requerimientos de las provisiones sísmicas del AISC.
- Los arriostramientos laterales deben cumplir lo establecido en las provisiones sísmicas del AISC.

8.2.5 Limitaciones en las relaciones columna - viga

- La zona de panel debe cumplir los requerimientos establecidos en las provisiones sísmicas del AISC.
- La relación de momentos columna - viga debe cumplir los requerimientos de las provisiones sísmicas del AISC. La $\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + M_{uv})$. Donde $M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x$. M_{uv} , es el momento adicional debido a la amplificación del cortante desde la articulación plástica al centro de la columna. $M_{uv} = V_h (d_c/2)$, donde d_c es la altura de la columna.
- está limitada por lo siguiente: columnas no tienen límites de peso en kg/m.

8.2.6 Soldadura de la aleta de la viga a la aleta de la columna.

- Las aletas de las vigas deben ser conectadas a las aletas de las columnas usando soldaduras de penetración completa CPJ. La soldadura de las aletas de las vigas deben cumplir con los requisitos de demanda crítica de soldadura establecidos en las provisiones sísmicas del AISC y el AWS D1.8.
- La geometría y calidad del orificio de acceso de la soldadura debe cumplir los requisitos de AWS D1.8

8.2.7 Limitaciones en la conexión del alma de la viga a la columna.

- La conexión a cortante de la platina sencilla debe estar provista de un espesor al menos igual al espesor del alma de la viga. La altura de la platina sencilla debe permitir como mínimo 6 mm y como máximo 13 mm de solape con el agujero de acceso de la soldadura. El ancho debe extenderse como mínimo 50 mm más allá del fin del agujero de acceso de la soldadura.
- La platina sencilla de cortante debe estar soldada a la aleta de la columna. El diseño de la soldadura a cortante debe ser al menos $h_{tp}(0.6R_yF_y)$, donde h_p es definido como la altura de la platina y t_p el espesor de la platina.
- La platina sencilla de cortante debe ser conectada a la viga con soldadura de filete. La soldadura de filete debe ser igual al espesor de la platina menos 2 mm. La soldadura debe extenderse a lo largo de la parte superior e inferior inclinada de la platina y debe terminar en al menos 13 mm pero no más de 25 mm desde el borde del orificio de acceso de la soldadura.
- Los pernos de montaje en perforaciones estándar o ranuras horizontales son permitidos de acuerdo a los requerimientos del montaje.
- Debe ser provista soldadura de penetración completa entre el alma de la viga y la aleta de la columna. Esta soldadura debe ser proporcionada sobre la longitud total del alma entre los orificios de acceso de la soldadura y debe cumplir con los requerimientos de demanda sísmica establecidos en las provisiones

sísmicas del AISC y la norma AWS D1.8. Si son usadas las platinas de respaldo la soldadura debe ser removida con (CAC-A), molido, astillado o tratamiento térmico de corte. Los bordes donde las platinas de respaldo han sido removidas debe ser finalizada en una superficie de aspereza de 13 micrones o más. El contorno de la soldadura debe ser provisto de una transición lisa a las superficies adyacentes libre de muescas y esquinas. Los defectos de soldadura más grandes de 1.6 mm deben ser excavados y reparados con procedimientos de acuerdo a la WPS. Otros defectos de soldadura deben ser removidos y perfilados a una pendiente no mayor que 1:5. Cuando las platinas de respaldo no son usadas dentro de la ranura de soldadura se debe permitir el uso de soldaduras en final en cascada a un ángulo máximo de 45 grados. No es necesario de pruebas no destructivas para la soldadura de final en cascada.

8.2.8 Cálculo del máximo momento probable en la articulación plástica.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_x$$

$C_{pr} = 1.4$ (Basado en datos experimentales que muestra un alto grado de resistencia por endurecimiento)

8.2.9 La localización de la articulación plástica debe ser tomada a la cara de la columna; por lo tanto $S_h = 0$

8.2.10 Cálculo de la fuerza cortante (V_h) en la articulación plástica localizada al final de la viga

8.2.11 Verificar la zona de panel. La resistencia a cortante requerido debe ser determinada a partir del cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna. El máximo momento probable será el obtenido en 9.2.6. Se deben proveer platinas como sea necesario.

8.2.12 Verificar la resistencia a cortante de la viga. La resistencia a cortante requerida debe ser igual al más grande de los dos valores de V_h calculados en cada extremo final de la viga.

8.2.13 Verificar las platinas de continuidad requeridas.

9. RESULTADOS OBTENIDOS DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES

9.1 RESULTADOS DEL DISEÑO DE CONEXIONES BUEP

9.1.1 Elementos del diseño de conexiones BUEP

Tabla 16 Elementos del diseño de conexiones BUEP

BUEP - ELEMENTOS DEL DISEÑO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=350 MPa															
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI ext			PI cont			PI Panel		
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)		
4.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	100	450	3/8	15	300	450	3/8		
5.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	15	300	450	3/8		
6.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	15	300	450	3/8		
7.00	W18x46	W12x106	1 1/8	180	680	1 3/8	100	450	3/8	30	300	450	5/8		
8.00	W21x57	W14x132	1 1/4	200	760	1 1/2	100	525	3/8	30	350	525	3/4		
9.00	W24x68	W18x158	1 3/8	255	825	1 1/2	0	0	0	15	450	600	1/2		
10.00	VIGA 1	W21x182	1 1/2	235	880	1 3/4	0	0	0	15	525	650	1/2		

BUEP - ELEMENTOS DEL DISEÑO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) Fy=350 MPa															
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI ext			PI cont			PI Panel		
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)		
4.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	100	450	3/8	30	300	450	3/8		
5.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	30	300	450	3/8		
6.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	30	300	450	3/8		
7.00	W18x40	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	30	300	450	3/8		
8.00	W18x50	W12x106	1 1/8	180	680	1 3/8	100	525	3/8	60	300	525	5/8		
9.00	W21x57	W14x132	1 1/4	200	760	1 1/2	100	525	3/8	60	350	525	3/4		
10.00	W24x68	W18x158	1 3/8	255	825	1 1/2	0	0	0	30	450	600	1/2		

BUEP - ELEMENTOS DEL DISEÑO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=253 MPa															
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI ext			PI cont			PI Panel		
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)		
4.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	100	450	3/8	30	300	450	3/8		
5.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	15	300	450	3/8		
6.00	W18x46	W12x106	1 1/8	180	680	1 3/8	100	450	3/8	30	300	450	5/8		
7.00	W21x57	W14x132	1 1/4	200	760	1 1/2	100	525	3/8	30	350	525	3/4		
8.00	W24x68	W18x158	1 3/8	255	825	1 1/2	0	0	0	30	450	600	5/8		
9.00	VIGA 2	W21x182	1 1/2	235	890	1 3/4	0	0	0	15	525	670	1/2		
10.00	VIGA 3	W24x192	1 5/8	260	970	1 7/8	140	700	7/8	30	600	750	3/4		

BUEP - ELEMENTOS DEL DISEÑO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) $F_y=253$ MPa																
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI ext			PI cont			PI Panel			
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)			
4.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	100	300	3/8	30	300	450	3/8			
5.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	120	450	3/8	30	300	450	3/8			
6.00	W18x35	W12x96	1	180	670	1 1/4	0	0	0	30	300	450	3/8			
7.00	W18x46	W12x106	1 1/8	180	680	1 3/8	100	450	3/8	30	350	450	5/8			
8.00	W21x57	W14x132	1 1/4	200	760	1 1/2	100	525	3/8	60	450	525	3/4			
9.00	W24x68	W18x158	1 3/8	255	825	1 1/2	0	0	0	60	525	600	5/8			
10.00	VIGA 2	W21x182	1 1/2	235	890	1 3/4	0	0	0	30	525	670	1/2			

9.1.2 Peso de los pórticos conexiones BUEP

Tabla 17 Peso de los pórticos conexiones BUEP

PESO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) $F_y=350$ MPa													
CONEXIÓN BUEP													
Luz	VIGA	Peso	COLUMNA	Peso	Pernos (in)	Peso	PI ext		PI cont		PI Panel		Peso
		(T)		(T)		(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	(T)
4.00	W18x35	2.08	W12x96	5.57	1	0.06	20	0.60	30	0.10	15	0.15	8.57
5.00	W18x35	2.60	W12x96	5.57	1	0.06	20	0.60	0	0.00	15	0.15	8.99
6.00	W18x35	3.12	W12x96	5.57	1	0.06	20	0.60	0	0.00	15	0.15	9.51
7.00	W18x46	4.79	W12x106	6.15	1 1/8	0.08	20	0.67	30	0.10	30	0.50	12.30
8.00	W21x57	6.80	W14x132	7.66	1 1/4	0.10	20	0.91	30	0.12	30	0.82	16.41
9.00	W24x68	9.11	W18x158	9.17	1 3/8	0.12	20	1.26	0	0.00	15	0.40	20.06
10.00	VIGA 1	12.10	W21x182	10.61	1 1/2	0.14	20	1.44	0	0.00	15	0.51	24.80

PESO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) $F_y=350$ MPa													
CONEXIÓN BUEP													
Luz	VIGA	Peso	COLUMNA	Peso	Pernos (in)	Peso	PI ext		PI cont		PI Panel		Peso
		(T)		(T)		(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	(T)
4.00	W18x35	4.17	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	60	0.20	30	0.30	17.14
5.00	W18x35	5.21	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	0	0.00	30	0.30	17.98
6.00	W18x35	6.25	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	0	0.00	30	0.30	19.03
7.00	W18x40	8.33	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	0	0.00	30	0.30	21.11
8.00	W18x50	11.84	W12x106	12.30	1 1/8	0.13	40	1.34	60	0.24	60	1.18	27.03
9.00	W21x57	15.30	W14x132	15.32	1 1/4	0.13	40	1.82	60	0.24	60	1.65	34.45
10.00	W24x68	20.24	W18x158	18.34	1 3/8	0.13	40	2.52	0	0.00	30	0.81	42.03

PESO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=253 MPa													
CONEXIÓN BUEP													
Luz	VIGA	Peso	COLUMNA	Peso	Pernos	Peso	PI ext		PI cont		PI Panel		Peso
		(T)		(T)	(in)	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	(T)
4.00	W18x35	2.08	W12x96	5.57	1	0.06	20	0.60	30	0.10	30	0.30	8.72
5.00	W18x35	2.60	W12x96	5.57	1	0.06	20	0.60	0	0.00	15	0.15	8.99
6.00	W18x46	4.11	W12x106	6.15	1 1/8	0.08	20	0.67	30	0.10	30	0.50	11.62
7.00	W21x57	5.95	W14x132	7.66	1 1/4	0.10	20	0.91	30	0.12	30	0.82	15.56
8.00	W24x68	8.10	W18x158	9.17	1 3/8	0.12	20	1.26	0	0.00	30	1.01	19.65
9.00	VIGA 2	10.98	W21x182	10.61	1 1/2	0.14	20	1.46	0	0.00	15	0.53	23.72
10.00	VIGA 3	15.40	W24x192	11.12	1 5/8	0.17	20	1.89	30	0.51	30	2.02	31.10

PESO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) Fy=253 MPa													
CONEXIÓN BUEP													
Luz	VIGA	Peso	COLUMNA	Peso	Pernos	Peso	PI ext		PI cont		PI Panel		Peso
		(T)		(T)	(in)	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	Cant.	(T)	(T)
4.00	W18x35	4.17	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	60	0.13	30	0.30	17.08
5.00	W18x35	5.21	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	0	0.00	30	0.30	17.98
6.00	W18x35	6.25	W12x96	11.14	1	0.13	40	1.20	0	0.00	30	0.30	19.03
7.00	W18x46	9.58	W12x106	12.30	1 1/8	0.16	40	1.34	0	0.00	30	0.59	23.98
8.00	W21x57	13.60	W14x132	15.32	1 1/4	0.20	40	1.82	60	0.24	60	2.12	33.29
9.00	W24x68	18.21	W18x158	18.34	1 3/8	0.24	40	2.52	0	0.00	60	2.36	41.67
10.00	VIGA 2	24.40	W21x182	21.22	1 1/2	0.29	40	2.92	0	0.00	30	1.05	49.87

9.2 RESULTADOS DEL DISEÑO DE CONEXIONES WUF-W

9.2.1 Elementos del diseño de conexiones WUF-W

Tabla 18 Elementos del diseño de conexiones WUF-W

WUFW - ELEMENTOS DEL DISEÑO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=350 MPa																
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI cort			PI cont			PI Panel			
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)			
4.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	100	450	3/8	15	300	450	3/8			
5.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	15	300	450	3/8			
6.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	30	300	450	3/8			
7.00	W18x50	W12x106	5/8	150	380	3/8	120	450	1/2	30	300	450	5/8			
8.00	W21x62	W14x132	3/4	180	475	1/2	130	525	3/4	30	350	525	3/4			
9.00	W24x68	W18x158	7/8	180	550	1/2	0	0	0	15	450	600	1/2			
10.00	VIGA 4	W21x182	1	180	600	1/2	130	675	1/2	15	525	675	1/2			

WUFW - ELEMENTOS DEL DISEÑO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) $F_y=350$ MPa																
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI cort			PI cont			PI Panel			
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)			
4.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	100	450	3/8	30	300	450	3/8			
5.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	30	300	450	3/8			
6.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	30	300	450	3/8			
7.00	W18x40	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	60	300	450	3/8			
8.00	W21x50	W12x106	5/8	150	380	3/8	120	450	1/2	60	300	450	3/8			
9.00	W21x62	W14x132	3/4	180	450	1/2	130	525	3/4	60	350	525	3/4			
10.00	W24x68	W18x158	7/8	180	550	1/2	0	0	0	30	450	600	1/2			

WUFW - ELEMENTOS DEL DISEÑO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) $F_y=253$ MPa																
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI cort			PI cont			PI Panel			
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)			
4.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	120	300	3/8	15	300	450	3/8			
5.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	15	300	450	3/8			
6.00	W18x50	W12x106	3/4	150	380	3/8	100	450	3/8	30	300	450	3/8			
7.00	W21x62	W14x132	3/4	150	450	1/2	100	525	3/8	30	350	525	3/4			
8.00	VIGA 7	W18x158	7/8	180	580	1/2	0	0	0	15	450	530	1/2			
9.00	VIGA 5	W21x182	1	180	600	1/2	0	0	0	15	525	675	1/2			
10.00	VIGA 6	W24x192	1 3/8	200	725	5/8	120	675	3/4	15	525	675	1/2			

WUFW - ELEMENTOS DEL DISEÑO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) $F_y=253$ MPa																
CONEXIÓN WUF-W																
Luz	VIGA	COLUMNA	Pernos				PI cort			PI cont			PI Panel			
			(in)	bp (mm)	hp (mm)	tp (in)	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)	Cant.	bs (mm)	hs (mm)	ts (in)			
4.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	100	300	3/8	30	300	450	3/8			
5.00	W18x35	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	30	300	450	3/8			
6.00	W18x40	W12x96	5/8	150	380	3/8	0	0	0	30	300	450	3/8			
7.00	W18x50	W12x106	5/8	150	380	3/8	100	450	3/8	60	300	450	3/8			
8.00	W21x62	W14x132	3/4	180	450	1/2	130	525	3/4	60	350	525	3/4			
9.00	VIGA 7	W18x158	7/8	180	580	1/2	0	0	0	30	450	630	1/2			
10.00	VIGA 5	W21x182	1	180	600	1/2	0	0	0	30	525	675	1/2			

9.2.2 Peso de los pórticos conexiones WUF-W

Tabla 19 Peso de los pórticos conexiones WUF-W

PESO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=350 MPa													
CONEXIÓN WUF-W													
Luz	VIGA	Peso (T)	COLUMNA	Peso (T)	Pernos (in)	Peso (T)	PI cort Cant.	Peso (T)	PI cont Cant.	Peso (T)	PI Panel Cant.	Peso (T)	Peso (T)
4.00	W18x35	2.08	W12x96	5.57	5/8	0.01	20	0.09	30	0.10	15	0.15	8.00
5.00	W18x35	2.60	W12x96	5.57	5/8	0.01	20	0.09	30	0.00	15	0.15	8.42
6.00	W18x35	3.12	W12x96	5.57	5/8	0.01	20	0.09	30	0.00	30	0.30	9.09
7.00	W18x50	5.22	W12x106	6.15	5/8	0.01	20	0.09	30	0.16	30	0.50	12.12
8.00	W21x62	7.39	W14x132	7.66	3/4	0.01	20	0.17	30	0.31	30	0.82	16.36
9.00	W24x68	9.11	W18x158	9.17	7/8	0.01	20	0.20	30	0.00	15	0.40	18.89
10.00	VIGA 4	12.50	W21x182	10.61	1	0.02	20	0.22	30	0.26	15	0.53	24.13

PESO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) Fy=350 MPa													
CONEXIÓN WUF-W													
Luz	VIGA	Peso (T)	COLUMNA	Peso (T)	Pernos (in)	Peso (T)	PI cort Cant.	Peso (T)	PI cont Cant.	Peso (T)	PI Panel Cant.	Peso (T)	Peso (T)
4.00	W18x35	4.17	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	60	0.20	30	0.30	16.02
5.00	W18x35	5.21	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	0	0.00	30	0.30	16.86
6.00	W18x35	6.25	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	0	0.00	30	0.30	17.90
7.00	W18x40	8.33	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	0	0.00	60	0.61	20.28
8.00	W21x50	11.95	W12x106	12.30	5/8	0.01	40	0.17	60	0.32	60	0.61	25.37
9.00	W21x62	16.63	W14x132	15.32	3/4	0.02	40	0.32	60	0.61	60	1.65	34.55
10.00	W24x68	20.24	W18x158	18.34	7/8	0.02	40	0.39	0	0.00	30	0.81	39.80

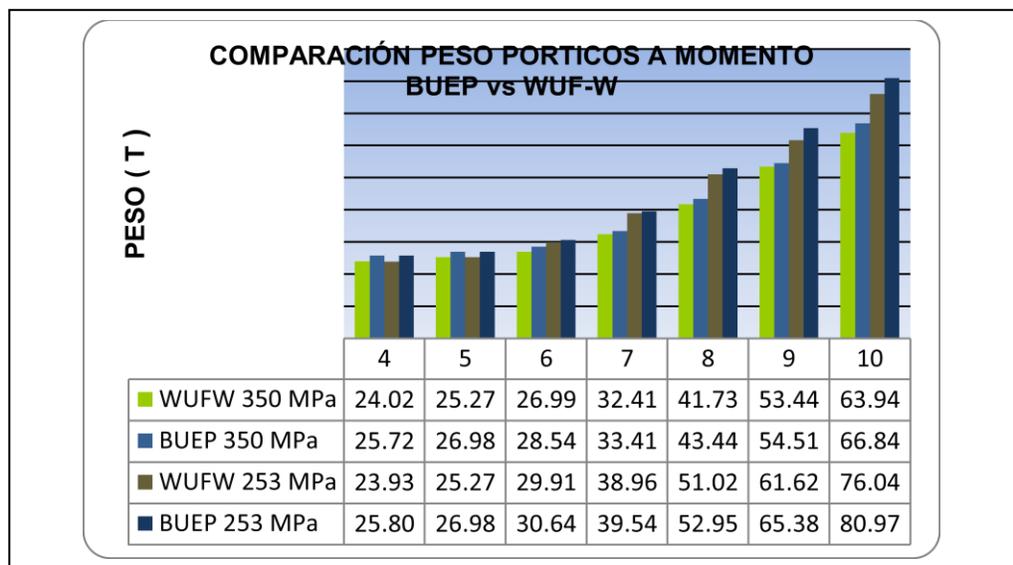
PESO DEL PORTICO CENTRAL (5 PISOS) Fy=253 MPa													
CONEXIÓN WUF-W													
Luz	VIGA	Peso (T)	COLUMNA	Peso (T)	Pernos (in)	Peso (T)	PI cort Cant.	Peso (T)	PI cont Cant.	Peso (T)	PI Panel Cant.	Peso (T)	Peso (T)
4.00	W18x35	2.08	W12x96	5.57	5/8	0.01	20	0.09	30	0.08	15	0.15	7.98
5.00	W18x35	2.60	W12x96	5.57	5/8	0.01	20	0.09	0	0.00	15	0.15	8.42
6.00	W18x50	4.47	W12x106	6.15	3/4	0.01	20	0.09	30	0.10	30	0.30	11.12
7.00	W21x62	6.47	W14x132	7.66	3/4	0.01	20	0.13	30	0.12	30	0.82	15.21
8.00	VIGA 7	8.57	W18x158	9.17	7/8	0.01	20	0.21	0	0.00	15	0.36	18.32
9.00	VIGA 5	11.34	W21x182	10.61	1	0.02	20	0.22	0	0.00	15	0.53	22.71
10.00	VIGA 6	15.70	W24x192	11.12	1 3/8	0.03	20	0.36	30	0.36	15	0.53	28.10

PESO DE LOS PORTICOS LATERALES (5 PISOS) $F_y=253$ MPa													
CONEXIÓN WUF-W													
Luz	VIGA	Peso (T)	COLUMNA	Peso (T)	Pernos (in)	Peso (T)	PI cort Cant.	Peso (T)	PI cont Cant.	Peso (T)	PI Panel Cant.	Peso (T)	Peso (T)
4.00	W18x35	4.17	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	60	0.13	30	0.30	15.95
5.00	W18x35	5.21	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	0	0.00	30	0.30	16.86
6.00	W18x40	7.14	W12x96	11.14	5/8	0.03	40	0.17	0	0.00	30	0.30	18.79
7.00	W18x50	10.43	W12x106	12.30	5/8	0.03	40	0.17	60	0.20	60	0.61	23.74
8.00	W21x62	14.78	W14x132	15.32	3/4	0.02	40	0.32	60	0.61	60	1.65	32.71
9.00	VIGA 7	19.29	W18x158	18.34	7/8	0.02	40	0.42	0	0.00	30	0.85	38.92
10.00	VIGA 5	25.20	W21x182	21.22	1	0.03	40	0.43	0	0.00	30	1.06	47.94

9.3 COMPARACIÓN DE PESOS DE LOS PÓRTICOS CON CONEXIÓN A MOMENTO BUEP VS WUF-W.

De los resultados obtenidos se analiza la variación en peso ocasionado por el tipo de conexión BUEP vs WUF-W, por los cambios en la calidad del acero y por las solicitaciones a momento al variar la luz de diseño y aferencia de carga de la estructura.

Figura 32 Comparación Peso Pórticos a momento BUEP vs WUF-W

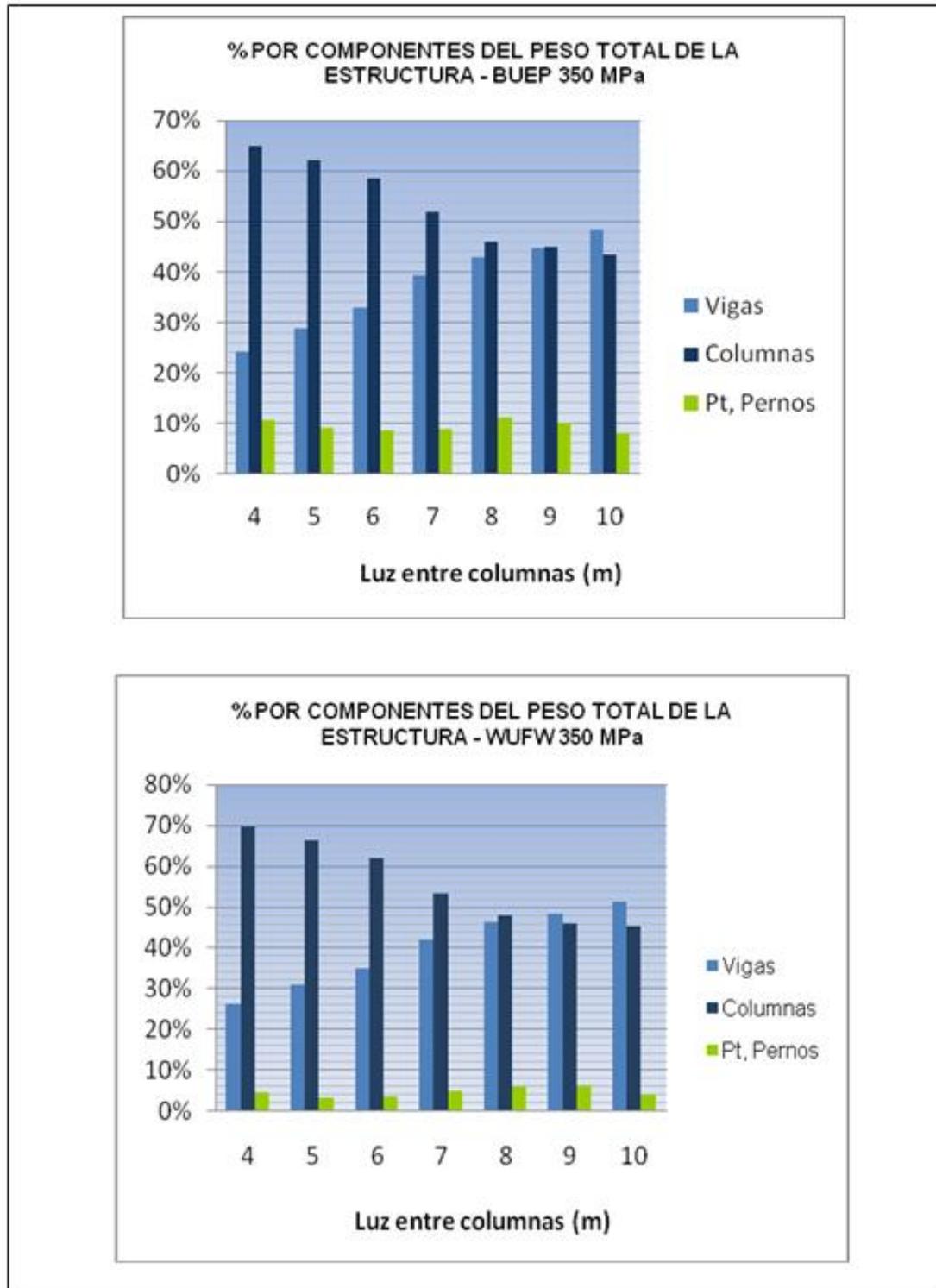


Según se aprecia en la gráfica los pórticos con conexión a momento WUF-W son menos pesados que la conexión BUEP, en un rango entre el 2% y el 8% según la sollicitación a momento.

Así mismo, tanto para conexiones BUEP como para conexiones WUF-W la diferencia en peso al variar la calidad del acero de las vigas ($f_y=350$ MPa vs $f_y=253$ MPa) es muy significativa. Se observa que para el caso de los pórticos con sollicitaciones a momento superiores a los 400 KN.m, es decir en las estructuras con luces entre ejes mayores a 7 metros para este ejercicio la diferencia en peso es del orden del 20%. Para luces de 6 metros se presenta un incremento en peso para conexiones con perfiles A36 cercano al 10% en ambos tipos de conexión.

Por otra parte la variación en el peso para luces cortas tanto para conexiones BUEP como conexiones WUF-W de 4 y 5 metros es prácticamente nula por lo tanto es indiferente la calidad del acero que se use en este caso. De acá también se puede inferir que el sistema de estructuras resistentes a momento para luces cortas no es eficiente.

Figura 33 Porcentaje por componentes del peso total de la estructura.



Como se mencionó anteriormente la conexión a momento con placa de extremo extendida BUEP tiende a ser más pesada. En la gráfica se observa que esto ocurre por las diferencias en peso en platinas y pernos que se requiere para realizar la conexión. En el análisis realizado, la conexión WUF-W tiene un requerimiento promedio del 5% en peso por platinas y pernos, mientras que la conexión BUEP requiere del peso total un promedio del 10% por estos componentes. Estos valores se mantienen constantes a pesar de las variaciones de luz entre columnas.

En la gráfica también se puede apreciar que en ambos tipos de conexión en la medida que la luz entre columnas aumenta, el peso de las vigas se va haciendo importante en relación con el peso total de la estructura.

10. COMPARACION DE COSTOS Y RENDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

Establecer costos y tiempos de construcción resulta muy complejo en la medida que no hay mediciones practicas al respecto. De igual forma las mediciones que se hacen en otros países como las realizadas por el sistema Sideplate no pueden ser tomadas por las diferencias en los costos de mano de obra de Colombia con Estados Unidos.

Para el desarrollo de esta monografía se consultó sobre este tema con expertos reconocidos y en todos los casos hay coincidencia en afirmar que las condiciones del proyecto pueden variar los valores en tiempo y costo que se puedan estimar. Esto refuerza los conceptos gerenciales presentados en el capítulo 2 en el cual se establece que para cada proyecto dependiendo sus características se debe hacer un análisis de constructabilidad como herramienta para la toma de decisiones acerca del sistema constructivo conveniente para el proyecto específico a realizar. En el capítulo 5 se presentaron algunas ventajas y desventajas de las conexiones BUEP respecto a las conexiones soldadas, estos aspectos influyen igualmente en la decisión de seleccionar la conexión y el sistema constructivo más eficiente.

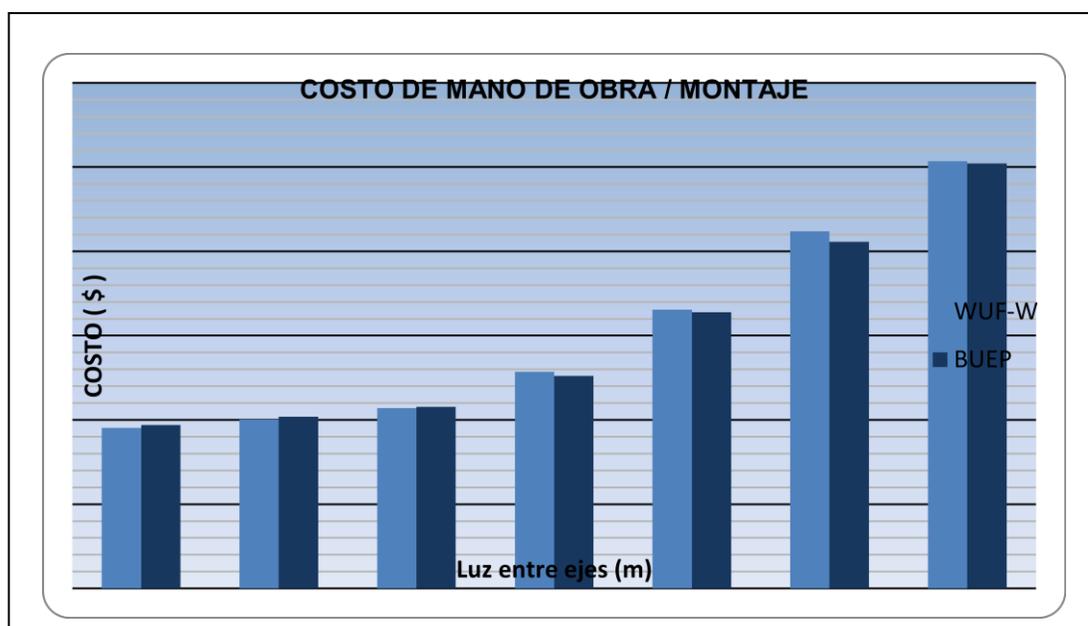
Para presentar un panorama comparativo de los costos, con la ayuda del Ingeniero MSc Luis Garza de Industrias del Hierro se estimaron unos valores promedio en lo que se hace referencia específicamente a los rendimientos de mano de obra de la construcción en acero tanto en taller como en campo. Con estos datos se puede establecer una idea de los costos de construir un sistema de resistencia sísmica de pórticos de acero ya sea con conexiones BUEP o conexiones WUF-W, pero no se define cual es la mejor alternativa constructiva.

Tabla 20 Comparación de Costos y Rendimientos de Construcción

Industrias del Hierro – Rendimientos Promedio						
Costo Mano de Obra / Equipos / Montaje						
	Obra (WUF-W)		Taller (BU EP)		\$/ hh	
					Soldada	Pernada
Fabricación	0	hh/ton	30	hh/ton		6120
*Montaje	90	hh/ton	20	hh/ton	8500	4500
Grúa	1	hg/ton	0.5	hg/ton	200000	200000
Peso perforac	1	kg	1.1	kg	3000	3000
Tornillos			0.01			10000
Total	3,965,000.00	\$/ton	3,773,600.00	\$/ton		

* Al valor del precio de montaje se suma un adicional por los trabajos de inspección en obra y la dificultad constructiva del sistema WUF-W.

Figura 34 Costo mano de obra / Montaje



En la gráfica se muestra un análisis de costos de mano de obra y montaje para la estructura diseñada con perfiles $f_y=350$ MPa para las diferentes luces entre ejes.

A pesar que la estructura diseñada con conexiones a momento tipo BU EP resulto ser más pesada no fue así con el costo de la mano de obra y montaje en donde es ligeramente más económica. Estas diferencias están por el orden del 2% y no son

tan significantes teniendo en cuenta la relación con los costos generales de la construcción completa de la edificación.

Quizás la principal ventaja del sistema BUEP puede estar en la rapidez del montaje que puede estar por el orden de un 70% con respecto al sistema de conexión soldada WUF-W. De todas formas es importante recalcar que la estructura sismo resistente de acero solo es una parte del total global del proyecto y solo es un parámetro que puede ser ajustado o modificado de acuerdo a las necesidades y variables del proyecto.

CONCLUSIONES

- De la información obtenida en campo, de las estructuras metálicas durante la construcción, se puede establecer que en Colombia, es muy común hoy en día la práctica de conexiones soldadas en campo sin embargo no se sigue con los requisitos mínimos para el diseño de estas conexiones. Por otro lado se están desarrollando construcción de edificaciones en acero aplicando conexiones tipo BUEP pero no se siguen los parámetros establecidos en el documento guía de conexiones precalificadas AISC 358-10. Para conexiones soldadas en campo no se usan los requisitos constructivos de la conexión WUF-W. Para la conexión tipo BUEP en general se observan platinas y aletas muy delgadas incumpliendo lo especificado en AISC 358-10
- En las construcciones visitadas no se evidencia un trabajo conjunto desde el inicio del proyecto dejando los integrantes Arquitecto, Ingeniero de diseño y constructor por separado, esto se puede apreciar en construcciones de arquitectura compleja y variable sin poder realizar prácticas constructivas ordenadas y eficientes.
- Para estructuras con luces cortas de 4 y 5 metros las limitaciones exigen miembros con capacidades bastante superiores a las solicitaciones obtenidas en el diseño y los perfiles requeridos para ambas alternativas de conexión son los mismos, por lo tanto en este caso la construcción no es eficiente.
- Por efecto de la disminución del valor de R_o para conexiones soldadas en campo se tiene un incremento en el peso de las estructuras con conexiones WUF-W comparado con el peso de las conexiones BUEP en rangos aproximados del 5% al 7%

- Como la plastificación para conexiones WUF-W ocurre en la cara de la columna ($S_h=0$) el momento probable M_{Pr} es igual al momento en la cara de la columna M_f .
- Con respecto a las capacidades a cortante en la conexión se observa que es mayor para conexiones tipo BUEP sin embargo con el incremento en longitud de la viga tienden a igualarse.
- De la tabla 6.1 Parámetros límites de precalificación se puede observar que la conexión de 4 pernos no rigidizada BUEP, permite unos rangos o márgenes más amplios en las dimensiones que han sido ensayadas satisfactoriamente que la conexión tipo BSEP
- Para las pórticos con conexiones BUEP y WUF-W los porcentajes de peso son variables en columnas y vigas, para estructuras de luces cortas casi el 70 % corresponde al peso de las columnas y con el incremento en la luz entre ejes las vigas tienden a nivelar el porcentaje del total del peso de la estructura e incluso para luces grandes llega a ser mas alto el porcentaje en peso de las vigas que el de las columnas.
- El peso de platinas y pernos requerido para las conexiones BUEP oscila entre un promedio del 10 % del peso total para conexiones BUEP y en un 5% del peso total de la estructura sismoresistente. Razón por la cual el peso en general de los pórticos BUEP es mayor entre un 2% y un 8% que los pórticos con conexiones WUF-W
- Realizar una estructura cumpliendo los estándares del AISC incrementa los costos actuales de construcción de acero en Colombia, debido a que en las obras actualmente no se cumple con los parámetros mínimos en dimensionamiento de perfiles, calidad y ensayos de inspección requeridos, sin

embargo si se realiza una buena planificación e integración entre el equipo de diseño y construcción se puede reducir notablemente estos costos.

- La conexión WUF-W requiere un detallado muy especial con los nuevos elementos definidos por el AISC 358-10, por lo tanto los costos de fabricación de este sistema de conexión soldada bien hecha son superiores, a los costos actuales de las estructuras con conexiones soldadas que se construyen en Colombia, en razón principalmente a que los detalles que le dan la calidad y capacidad a la conexión no se elaboran actualmente.
- El sistema de construcción con pórticos de acero resistentes a momento para luces cortas no es eficiente esto se puede interpretar de la poca variación en peso que tienen pórticos con luces de 4m a 6m.
- Para vigas con solicitaciones a momento superiores a 920 KN.m con perfiles ASTM A-572 gr 50 y 670 KN.m para perfiles A-36, el sistema requiere la construcción de vigas armadas ó ensambladas pues las vigas de catálogos de acerías no cumplen con las limitaciones del AISC 358-10. De igual forma se debe verificar durante el diseño la disponibilidad en el mercado de perfiles para definir con anticipación la necesidad de diseñar vigas armadas.
- Una de las principales razones por las cuales en Colombia se prefiere realizar conexiones soldadas en campo es el bajo costo de la mano de obra; un soldador certificado en Colombia gana mucho menos que en un país industrializado y aparte de eso los soldadores calificados generalmente trabajan en sectores como hidrocarburos o naviero, por lo tanto los constructores aprovechan para contratar soldadores sin certificación abaratando más el costo. Si a esto se suma que no se hacen pruebas de inspección ni controles de calidad en las obras la elección por este sistema constructivo seguirá siendo más rentable.

- Con el ejercicio realizado queda claro que es mucho más económico construir estructuras con perfiles de acero de calidad 350 MPa, siempre y cuando las luces sean al menos de longitudes intermedias, es decir, de 7 metros en adelante. Tal como se analizó en las vigas con momentos superiores 400 KN.m, en estas se logra reducir hasta un 20 % el peso de la estructura del sistema de resistencia sísmica, con relación a las estructuras diseñadas con acero de calidad 252 MPa. Para edificaciones con luces cortas menores de 5 metros no es significativo el ahorro por diferencias en calidad en los perfiles de acero.
- Para conexiones BUEP se pueden reducir el espesor y por ende realizar ahorros en material de la platina de extremo extendida utilizando láminas de acero con calidad 350 MPa.
- Debido al bajo costo en mano de obra en Colombia en comparación con otros países, aún se considera válido usar el criterio económico de diseñar estructuras de acero menos pesadas.
- Es notoria la diferencia en peso entre las conexiones con perfiles calidad A-36 a las conexiones con perfiles A-572 gr 50, pues los coeficientes C_{pr} , R_y son determinantes en esta variación.

BIBLIOGRAFIA

1. AISC 358-10. Prequalified Connections for special and intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. AISC 2010.
2. RUBY David I. Constructability of steel buildings. Steel Design Guide 23 AISC. 2008.
3. AISC. 2009. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction. 2009.
4. AISC 2005. *Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute of Steel Construction.
5. FEMA-350, 2000, *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
6. TITULO A, B, F. NSR-10. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, 2010.
7. GUIA DE DISEÑO. Perfiles Estructurales de Acero y sus Conexiones en Edificios. Camacol Valle. Fedestructuras. 2006.
8. MURRAY Thomas M. Extended end plate Moment Connections. Steel Design Guide 4 AISC. 2003.
9. SHNEUR Victor. How to reduce the cost of common structural Steel Connections. NASCC. 2003

10. SCOTT M. Adan, Steel Special Moment Frames. Structure Magazine. 2010.
11. SOTO R. Hector. Conexiones. Programa ILAFA. Chile.2005
12. ZAMBRANO L. Pablo, Diseño Sismo Resistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna. Valdivia Chile. 2008.
13. BUENDIA Federico, Estandarización de Conexiones Precalificadas a Momento. Encuentro Internacional del Acero. Cali. 2009.
14. SOTO R. Héctor. Criterios de Estructuración de Edificios de. Centro Regional de desarrollo en Ingeniería Civil, Programa ILAFA Chile. México. 2006.
15. GARZA Luis. Manual de Diseño de Conexiones.
16. JACK Katende, ALINAITWE Henry, TINDIWENSI Dan. A study into the Factors Hindering Development of the Construction Industry in Uganda. 2006.
17. UHLIK, F. T. and LORES, G. V. Assessment of constructability practices among general contractors. Journal of Architectural Engineering, 4(3), 113-123. 1998.
18. LOYOLA, Mauricio y GOLDSACK, Luis. Constructividad y Arquitectura [Versión digital PDF]. 1ra edición. Santiago: Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, 2010.
19. ADAMS, S. Practical Buildability, Construction Industry Research and Information CIRIA, Londres, UK. 1989.

20. BCA, Code of Practice of buildable design, Building and Construcion Authority
BCA, Singapur, 2005.
21. CII, Constructability: a primer, Construction University Industry. Univerity of
Texas, Austin, Texas. 1986.
22. CIRC, Construct for excellence, Report of Construction Industry Review
Committee, Hong Kong, 2001.
23. Francis, D.K. Ching. Diccionario visual de Arquitectura. Pag 121. 2004.
24. Bel Hadj Ali, N., Sellami, M., Cutting-Decelle, A-F., and Mangin, J-C., "Multi-
stage production cost optimization of semi-rigid steel frames using genetic
algorithms", Engineering Structures, Volume 31, Issue 11, 2009, Pages 2766-
2778.
25. Nader, M.N. and Astaneh-Asl, A., "Seismic Behavior and Design of Semi-Rigid
Steel Frames", Earthquake Engineering Research Center, University of
California, Berkeley, 1992.
26. Soto R. Héctor. Conexiones. Centro Regional de desarrollo en Ingeniería Civil,
Programa ILAFA Chile. México. 2005.
27. LIMCOM V3, Limit States of Steel Connections.
http://www.microstran.com.au/lmc_mepc_flush.htm

ANEXOS

ANEXO A. EVALUACION DE CARGAS – ENTREPISOS / LUZ – 4m

EVALUACION DE CARGAS – ENTREPISOS / LUZ – 4m

Cálculo del espesor de la placa

Luz mayor 2,00 m

LAMINA COLABORANTE DE ACERO DE 2" Calibre 20 - COMO FORMALETA

Placa con apoyos continuos que sostienen muros divisorios: H=L/19

Placa con apoyos continuos que no sostienen muros divisorios: H=L/28

Tomamos promedio debido a que según el diseño arquitectónico, en la luz central hay muros divisorios y en las luces exteriores no hay muros divisorios.

Por tanto se toma: $H = L/23.5$
 H= 0,09 m

De tablas de corpacero:

Para una luz de 2.00m, soporta una carga sobreimpuesta de 863 kg/m²
 Se entiende por carga sobreimpuesta la suma aritmética de cargas muertas y vivas.

Espesor real H 0,100 m
 Consumo de concreto: 0,075 m³/m²

Carga muerta

Losa de concreto	1,800	KN/m ²	evaluada
Estr en acero - p.propio	0,120	KN/m ²	asumido
Acabados	1,800	KN/m ²	B.3.3 - NSR10
Divisiones	1,000	KN/m ²	B.3.4.3-1 NSR10
Wd=	4,72	KN/m ²	

Carga viva

Wi= 2,00 KN/m² B4 - NSR10 - Oficinas

Carga sobreimpuesta: 6,72 KN/m² Bien

FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO

Cargas muertas por entrepiso

L=4.0m

Entrepiso	Nivel (m)	Area (m ²)	Peso (KN/m ²)	Peso (KN)
1	2,60	68,89	4,72	325,16
2	5,20	68,89	4,72	325,16
3	7,80	68,89	4,72	325,16
4	10,40	68,89	4,72	325,16
5	13,00	68,89	4,72	325,16

Total carga muerta:

1626 KN

Método de la fuerza horizontal equivalente

hn(m) =	13,00	
Ct =	0,072	
α =	0,80	
Ta(s) =	0,56	
Tc(s) =	0,70	
Aa =	0,25	
Av =	0,25	
Fa =	1,30	Suelo Tipo D
Fv =	1,90	Suelo Tipo D
l =	1,00	
Sa =	0,81	
Wdt(KN)=	1625,80	
Vs(KN) =	1320,97	
k =	1,00	
R =	7	Uniones pernadas
R =	6,3	Para uniones soldadas en campo Tabla A.3-3 NSR10

FUERZAS SISMICAS

Placa	<i>acumula</i>			<i>derivas</i>	
	Wdi(KN)	hi(m)	Wdi*hi^k	Cvi	Fi(KN)
1	325,16	2,60	845,42	0,07	88
2	325,16	5,20	1690,84	0,13	176
3	325,16	7,80	2536,25	0,20	264
4	325,16	10,40	3381,67	0,27	352
5	325,16	13,00	4227,09	0,33	440

	Total carga muerta			Vs (KN)
	1625,80	12681,3	1,00	1320,9
Verificaciones	bien	bien	bien	bien

FUERZAS REDUCIDAS PARA DISEÑO

Placa	<i>fuerzas</i>	
	<i>BUEP</i> Ei(KN)	<i>WUF-W</i> Ei(KN)
1	13	14
2	25	28
3	38	42
4	50	56
5	63	70