



T  
671.5  
PEN

**ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL**

**Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la  
Producción**

“Diseño de un Proceso de Dimensionamiento de Uniones  
Para Soportar Elementos Estructurales en un Edificio”

**TESIS DE GRADO**

Previo a la obtención del Título de:

**INGENIERO MECÁNICO**

Presentada por:

Diego Patricio Peñafiel Muñoz



GUAYAQUIL-ECUADOR

AÑO: 2002

## DEDICATORIA

A Dios por darme la oportunidad de vivir y concretar mi carrera profesional.

AL Sr. Vicente Peñafiel y Sra. Martha Muñoz, mis padres, por su apoyo incondicional durante mi desarrollo profesional.

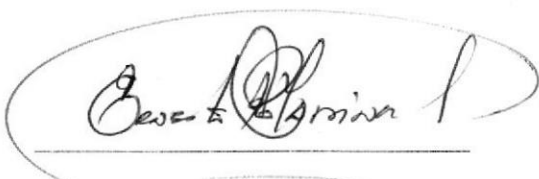
A mi esposa y mis hermanos por transmitirme su profesionalismo y su espíritu transformador.



## TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



Ing. Eduardo Rivadeneira P.  
DECANO DE LA FIMCP  
PRESIDENTE



Ing. Ernesto Martínez L.  
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Manuel Helguero G.  
VOCAL



Ing. Alfredo Torres G.  
VOCAL

## DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL)



  
DIEGO PATRICIO PEÑAFIEL MUNOZ

## RESUMEN

Actualmente en el país se está observando un crecimiento en la rama de la construcción principalmente en cuanto al diseño y construcción de proyectos de edificaciones, sean estas comerciales o públicas, las mismas que han estado utilizando materiales como el hierro para formar el armazón o alma de cada elemento de un edificio, conjugado con el concreto para de una forma de solidificar y estabilizar el diseño de una edificación.

Pero si comparamos los materiales que se utilizan en el extranjero para el diseño y fabricación de elementos constituyentes de un edificio, estos usan elementos estructurales, como vigas o tubos para soportes de vigas, vigas para el soporte de losas, vigas y tubos para los elementos como los tirantes verticales y ángulos o perfiles "T", para tirantes horizontales y un sin número de combinaciones para poder conectar cada elemento entre sí y poder estabilizar su construcción y diseño.

En los actuales momentos me encuentro trabajando para la compañía norteamericana ANGLE DETAILING INC-NJ, en calidad de **Project Manager of Structural Steel Detailer**, La misma que me ha dado la oportunidad de poder implementar el manejo de un proyecto netamente estructural para la

unión de elementos estructurales, partiendo de las especificaciones y documentos de un contrato del diseño de una edificación.

Esta compañía se dedica al diseño de conexiones de cada elemento estructural de un edificio, partiendo de datos establecidos en un plano arquitectónico y estructural donde las cargas aplicadas a los soportes, ya están determinadas por empresas especializadas que participan en el contrato; después de realizado el proceso de diseño y dimensionamiento de cada unión, para soportar los elementos estructurales, se procede a realizar la fabricación de los mismos, por medio empresas muy reconocidas en EEUU, las mismas que trabajan en forma coordinada con ADI-NJ, para de esta forma concretar de una manera eficiente y eficaz cualquier proyecto a ejecutarse.

En este trabajo de tesis, se explica la metodología y fases, para manejar un proyecto netamente estructural. A su vez, se realiza el diseño para dimensionar uniones típicas (empernadas y soldadas), utilizando el manual del acero y la contracción "ASD" de la "AISC" (Asociación Americana del Acero y la Construcción).

Es necesario establecer, que el dimensionamiento de las uniones, son basados en valores permisibles de diseño establecidos por la "AISC", obteniéndose de tal forma un desarrollo practico y sencillo para él calculo de uniones típicas.



A partir de los resultados obtenidos, se crea tablas estandarizadas para cada proyecto, cumpliendo con las especificaciones de diseño de la edificación, las mismas que están establecidas en los "Documentos del contrato". Dentro de las tablas estándares de trabajo, se muestran la capacidad o resistencia de cada unión típica. Luego utilizando dichas tablas se realizaran el diseño y calculo de cada unión, para soportar cada elemento.

Se presenta otra alternativa para efectuar el calculo y dimensionamiento de las uniones empleando un programa computacional denominado **SDS/2 STRUCTURAL STEEL DETAILER**, el mismo que al ser utilizado, mejora el tiempo que se emplea para dimensionar las mismas.

Como resultado de esta tesis, se presentaran hojas electrónicas de fácil manejo para efectuar el dimensionamiento de uniones y además se presenta la forma de cómo usar el programa computacional antes mencionado.

# ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	II
INDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	IV
SIMBOLOGIA.....	V
INDICE DE FIGURAS.....	VI
INDICE DE TABLAS.....	VII
INDICE DE PLANOS.....	VIII
ANTECEDENTES.....	1

## CAPITULO 1

<b>1. CONCEPTOS TEÓRICOS.....</b>	<b>4</b>
1.1 Introducción.....	4
1.2 Fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante.....	15
1.3 Diagrama de fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante.....	24
1.4 Esfuerzos en miembros cargados axialmente.....	32
1.5 Esfuerzo por flexión en viga.....	37
1.6 Esfuerzo cortante en vigas.....	40
1.7 Esfuerzos combinado.....	44

## CAPITULO 2

<b>2. UNIONES TÍPICAS PARA SOPORTAR VIGAS.....</b>	<b>53</b>
2.1 Tipos de sujetadores.....	54
2.2 Tipos de aceros de construcción.....	64
2.3 Uniones típicas.....	65
2.4 Uniones empernadas.....	72
2.4.1 Material, características y especificaciones del acero estructural.....	74
2.4.2 Tipos de agujeros.....	83
2.4.3 Unión típica por apoyo simple.....	85
2.5 Uniones soldadas.....	89
2.5.1 General.....	89
2.5.2 Procesos de soldadura.....	92
2.5.3 Tipos y resistencia de soldaduras.....	95
2.5.4 Designación de soldadura.....	101
2.5.5 Máximo y mínimo tamaño de soldaduras.....	102

## CAPITULO 3

<b>3. MANEJO DE UN PROYECTO PARA DIMENSIONAR LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN UN EDIFICIO.....</b>	<b>104</b>
--	------------

3.1 Fases de adquisición e implementación de un proyecto del acero	
estructural para la construcción de edificios.....	104
3.1.1 Introducción.....	104
3.1.2 Etapas y diagrama de flujo para el manejo de un	
proyecto.....	107
3.2 Lectura e interpretación de planos para construcción.....	118
3.3 Documentos del contrato para ejecución del proyecto.....	126
3.3.1 Descripción del proyecto.....	126
3.3.2 Especificaciones del proyecto.....	131
3.4 Diseño de uniones tipos para soportar vigas.....	136
3.4.1 Unión típica empernada.....	139
3.4.2 Unión típica soldada.....	184
3.5 Diseño de tablas estándares de trabajo para dimensionar	
Uniones típicas.....	219

## CAPITULO 4

<b>4. MEJORAS EN EL MANEJO DEL PROYECTO USANDO UN</b>	
<b>PROGRAMA COMPUTACIONAL SDS/2 (STRUCTURAL STEEL</b>	
<b>DETAILER) PARA DIMENSIONAR UNIONES</b>	
<b>TIPICAS.....</b>	<b>233</b>
4.1 Introducción.....	233
4.2 Descripción del programa.....	236

4.3 Puntos a definir en el programa "SDS/2" para manejar un proyecto.....	249
4.3.1 Información de un proyecto.....	251
4.3.2 Información para fabricación.....	258
4.3.3 Miscelánea.....	263
4.4 Manejo del proyecto en estudio usando el programa SDS/2.....	265
4.5 Ventajas del programa "SDS/2", en el manejo de un proyecto.....	274

**CAPITULO 5**

<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>276</b>
---	------------

**APENDICES**

**BIBLIOGRAFIA**



## ABREVIATURAS

AISC	American Institute of Steel Construction
ASD	Allowable Stress Design
ASTM	American Society for Testing Materials
AWS	American Welding Society
ADI	Compañía de construcción "Angle Detailing, Inc
BEAM	Viga secundaria
Bearing	Apoyo
COL	Columna
GIRDER	Viga principal
GRADE	Grado
Kips	1000 libras
OSL	Soporte
psi	Libras por pulgada cuadrada
Kips-ft	1000 libras por pies
Kips-in	1000 libras por pulgadas
$lbs/ft^2$	Libras por pie cuadrado
$lbs/in^2$	Libras por pulgada cuadrada
Ksi	1000 psi
NSL	Ranura normal a la dirección de la carga aplicada
NYC	Códigos de Construcción del estado de New York
$ft^2$	Pie cuadrado
STD	Estándar
SDS/2	Programa para diseño y detalle de estructuras de acero "Structural steel system"
SSL	Ranura corta
LSL	Ranura larga
$\phi$	Angulo de inclinación
$\pi$	Valor numérico Pi

## SIMBOLOGÍA

A	Área
$A_b$	Área de la sección transversal de un perno
$A_w$	Área neta
$A_{nw}$	Área neta de la sección transversal del alma de una viga
$A_t$	Área total
$A_{tw}$	Área total de la sección transversal del alma de una viga
B	Nomenclatura para vigas
b	Ancho de la sección transversal de una porción de una viga y ancho de ala de una viga
C	Nomenclatura para Columnas
D	Tamaño de soldadura tipo filete
e	Excentricidad
$S_{net}$	Modulo de sección neto del ángulo de soporte
C	Coefficiente excéntrico de carga para pernos y soldadura
c	Tolerancia estándar de instalación
$d_b$	Diámetro del perno
$d_h$	Diámetro de agujeros
E	Nomenclatura del electrodo de soldadura
F	Fuerza
$F_b$	Esfuerzo de flexión permisible
$F_{bs}$	Esfuerzo de apoyo permisible sobre la viga o columna soporte
$F_{bc}$	Esfuerzo de apoyo permisible sobre el ángulo o placa de sujeción
$F_{bc}$	Esfuerzo de flexión permisible
$F_v$	Esfuerzo cortante permisible
$F_t$	Esfuerzo de tensión permisible
$F_c$	Esfuerzo de compresión permisible
$F_u$	Resistencia última de un material
$F_y$	Esfuerzo de fluencia
f	Factor de compresión permisible
$f_a$	Esfuerzo axial de tensión calculado
$f_c$	Esfuerzo axial de compresión calculado
$f_b$	Esfuerzo de flexión calculado
$f_v$	Esfuerzo cortante calculado

GA	Distancia estándar entre agujeros
H	Altura nominal de una viga
$h$	Altura neta del alma de la viga soportando la carga
I	Momento Inercia de un perfil estructural "C" o "H"
K	Valor del concentrador de esfuerzos del ala de una viga
L	Longitud y Perfil estructural "L" (ángulo)
$L_c$	Distancia horizontal desde un agujero a la orilla del material
M	Momento flector
$n$	Número de pernos
P	Carga axial y carga aplicada
PL	Plancha o placa de acero
Q	Momento estático de la sección transversal de la viga
R	Reacciones en los apoyos de una viga
$t_a$	Espesor del anulo de sujeción
$t_w$	Espesor del alma de una viga
$t_f$	Espesor del ala de una viga
S	Modulo de elasticidad de la sección de una viga y esfuerzos principales
$S_b$	Esfuerzo de flexión
$S_t$	Esfuerzo de tensión
$S_x$	Esfuerzo normal en el plano x-x
$S_y$	Esfuerzo normal en el plano y-y
$S_{xy}$	Esfuerzo normal combinado
$s$	Espacio lineal entre agujeros y pernos
V	Fuerza cortante y carga permisible
W	Perfil estructural "H" de ala ancha
$w$	Carga uniformemente distribuida
y	Distancia de un punto desde el eje neutro en una sección transversal de una viga

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1	Diagrama de cuerpo libre..... 6
Figura 1.2	Método de las secciones..... 8
Figura 1.3	Requerimientos para una viga..... 9
Figura 1.4	Tipos de vigas..... 11
Figura 1.5	Reacciones y clasificación de cargas..... 17
Figura 1.6	Fuerza cortante..... 18
Figura 1.7	Fuerza axial de tensión - compresión..... 20
Figura 1.8	Momento flector..... 22
Figura 1.9	Diagrama de fuerza cortante de una carga concentrada..... 27
Figura 1.10	Diagrama de fuerza cortante de una carga distribuida..... 29
Figura 1.11	Diagrama de momento flector de una carga concentrada..... 32
Figura 1.12	Diagrama de momento flector de una carga distribuida..... 34
Figura 1.13	Esfuerzo axial..... 36
Figura 1.14	Esfuerzo normal (aplastamiento)..... 37
Figura 1.15	Esfuerzo de flexión en vigas..... 39
Figura 1.16	Esfuerzo cortante vertical y horizontal en vigas..... 42
Figura 1.17	Esfuerzo axial y flexionante combinado..... 46
Figura 1.18	Esfuerzo cortante y de flexión combinado..... 51
Figura 2.1	Tipos de sujetadores..... 54
Figura 2.2	Perno y arandela ASTM A307..... 55
Figura 2.3	Conexión por traslape y a tope..... 67
Figura 2.4	Conexión por ángulo..... 68
Figura 2.5	Conexión por placa..... 70
Figura 2.6	Conexión asentada..... 70
Figura 2.7	Conexión por ángulo reforzado..... 71
Figura 2.8	Conexión excéntrica..... 72
Figura 2.9	Conexión resistente al momento flector..... 73
Figura 2.10	Secciones y perfiles estructurales..... 76
Figura 2.11	Tipos de agujeros..... 84
Figura 2.12	Sujetadores tipo apoyo y fricción..... 88
Figura 2.13	Fallas en una junta empernada..... 90
Figura 2.14	Procesos de soldadura..... 94
Figura 2.15	Soldadura tipo ranura..... 97
Figura 2.16	Soldadura tipo filete..... 98
Figura 3.1	Etapas para administración y manejo de un proyecto de acero estructural para construcción de una edificación..... 114
Figura 3.2	Líneas de responsabilidades en el manejo de un proyecto tipo para construcción de edificación..... 117

Figura 3.3	Líneas, símbolos y abreviaturas sobre los documentos del contrato, para lectura e interpretación de planos.....	121
Figura 3.4	Leyenda, notas generales sobre los documentos del contrato (Planos civiles, arquitectónico y estructurales)....	123
Figura 3.5	Planos estructural del segundo piso y cubierta inferior del proyecto en estudio "TECH 4/NJ.....	129
Figura 3.6	Planos estructural de la cubierta superior del proyecto en estudio "TECH 4/NJ".....	134
Figura 3.7	Región del segundo piso entre las líneas "5 & 6" Y "8 & 9", y entre las líneas "C & D" del edificio "TECH 4 / NJ".....	136
Figura 3.8	Región del segundo piso líneas entre las "5 & 6"..... y "D & C".....	140
Figura 3.9	Fuerzas presentes en una unión, viga a columna (B396 & C19).....	151
Figura 3.10	Formula y diagrama de fuerza cortante y momento flector...	165
Figura 3.11	Fuerzas presentes en una unión, viga a viga (B105 & B392).....	182
Figura 3.12	Fuerzas presentes en una unión soldada, viga a viga (B392 & C19).....	192
Figura 3.13	Región del segundo piso líneas "8 & 9" entre las líneas "D & C".....	198
Figura 3.14	Fuerzas presentes en una unión, viga a viga por placa soldada (B110 & W21x44).....	203
Figura 4.1	Menú principal.....	238
Figura 4.2	Construcción de la estructura en 3 dimensiones.....	240
Figura 4.3	Menú de reportes.....	243
Figura 4.4	Regeneración de vistas para montaje.....	244
Figura 4.5	Opción para editar miembros estructurales.....	245
Figura 4.6	Preferencias del usuario.....	248
Figura 4.7	Parámetros definidos en un proyecto "Layout, dimensionamiento y fabricación".....	249
Figura 4.8	Criterio de diseño para ejecutar un proyecto.....	252
Figura 4.9	Grado y tipo del acero estructural.....	253
Figura 4.10	Criterio de diseño para pernos.....	254
Figura 4.11	Listado de pernos definidos por el usuario.....	255
Figura 4.12	Criterio de diseño para arandelas.....	257
Figura 4.13	Criterio de diseño para soldadura.....	258
Figura 4.14	Criterio de diseño para placas.....	259
Figura 4.15	Dimensiones permisibles sobre el ángulo de una unión.....	261
Figura 4.16	Layout estándar sobre el ángulo de una unión empernada.....	262
Figura 4.17	Layout sobre una placa sometida a corte simple.....	263
Figura 4.18	Listado de una placa sobre la base	

	y tapa de una columna.....	264
Figura 4.19	Grados de los perfiles estructurales.....	268
Figura 4.20	Vista de planta del segundo piso.....	271



## INDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1	Acero estructural para edificios.....	87
Tabla 2	Esfuerzos permisibles (KSI) de pernos en conexiones tipo apoyo (BEARNIG) Y fricción (FRICTION).....	87
Tabla 3	Esfuerzos permisibles (KSI) según el proceso de soldadura aplicado.....	100
Tabla 4	Tamaño de soldadura tipo filete.....	102
Tabla 5	Definición de acero estructural y otros materiales en Documentos del contrato bajo la norma "AISC".....	106
Tabla 6	Valores de reacciones sobre los apoyos según el tamaño de viga a soportar (Documentos del contrato).....	133
Tabla 7	Valores de distancias mínimos hacia la orilla del material según el proceso de corte aplicado para fabricación.....	138
Tabla 8	Carga permisible para pernos, roscas y remaches.....	150
Tabla 9	Esfuerzo de apoyo permisible para pernos y partes roscadas (Ksi).....	152
Tabla 10	Coefficiente excéntrico de carga en un grupo de soldadura "C" y coeficiente del electrodo "C <sub>1</sub> ".....	195
Tabla 11	Coefficiente excéntrico de carga "C" de un grupo de pernos.....	205
Tabla 12-A	Unión empernada por dos ángulos (Estándar).....	222
Tabla 12-B	Unión empernada por dos ángulos (Estándar).....	223
Tabla 13-A	Unión empernada por 1 ángulos y 1 línea de pernos (Estándar).....	224
Tabla 13-B	Unión empernada por 1 ángulos y 1 línea de pernos (Estándar).....	225
Tabla 13-C	Unión empernada por 1 ángulos y 1 línea de pernos (Estándar).....	226
Tabla 14-A	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar).....	227
Tabla 14-B	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar).....	228
Tabla 14-C	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar).....	299
Tabla 15-A	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar) en la viga soporte y soportada.....	230
Tabla 15-B	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar) en la viga soporte y soportada.....	231
Tabla 15-C	Unión empernada por 1 ángulos y 2 línea de pernos (Estándar) en la viga soporte y soportada.....	232

## INDICE DE PLANOS

Plano 1	Layout para instalación de vigas
Plano 2	Plano de montaje para la viga B396
Plano 3	Plano de montaje para la viga B105
Plano 4	Plano de montaje para la viga B392
Plano 5	Plano de montaje para la viga B110

## ANTECEDENTES

El ingeniero mecánico o ingeniero estructural es responsable del manejo de un proyecto para dimensionamiento de las uniones típicas que soportan los elementos estructurales de una edificación, así como la generación y aprobación de los planos del layout de los miembros, que serán fabricados e instalados dentro de un edificio.

El tamaño de los miembros, tipo de uniones, reacciones generadas en los soportes y otra información pertinente del diseño, debe ser mostrado sobre los documentos de contrato. A partir de las reacciones establecidas, el ingeniero es encargado de realizar el cálculo y dimensionamiento de las uniones de los elementos estructurales, cuyos resultados serán copiados dentro de tablas estándares de trabajo con su respectiva nomenclatura del material, las mismas que son usadas por el fabricante para de esta mejorar el proceso de fabricación de piezas.

El fabricante juega un papel importante en cuanto al dimensionamiento de uniones, ya que su trabajo coordinado con el calculista de uniones logran las conexiones mas económicas y manteniendo un margen de seguridad establecidas sobre las especificaciones de diseño.

El código AISC "*Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*", define estándares comunes y prácticos, en cuanto a la fabricación del acero estructural en la industria.

El propósito de esta tesis es asistir al usuario en el desarrollo e información en cuanto al manejo de un proyecto para el dimensionamiento de uniones, así como también enseñar una técnica en cuanto a la lectura e interpretación de planos de diseño de una edificación, para lograr una habilidad en el detalle y layout de los miembros estructurales que son mostrados sobre los planos de fabricación y montaje de una edificación. Esto se acompaña con el uso de la "Biblia" de la construcción del acero estructural, como son los manuales ASD 9th edición "*Allowable Stress Design*" y ASD 1st edición "*Connections*", que pertenecen a la Sociedad Americana del acero y la construcción AISC.

En las compañías extranjeras el diseño de edificaciones y dimensionamiento de uniones típicas que soportan los miembros estructurales, se ha venido mejorando en lo que respecta al desarrollo de un proyecto desde varios años atrás, con el uso de un programa computacional, cuyo nombre es SDS/2 "*Structural Steel Design*", el mismo que ha venido reduciendo errores, tiempo en cuanto al cálculo y detalle de uniones, creando uniones más económicas y fáciles de instalar.

Este programa SDS/2, a futuro puede ser implementado en el sistema educativo del país, así como en las compañías nacionales dedicadas a la construcción de edificaciones. Esta implementación lograría que la nueva generación de profesionales, este capacitado para manejar proyectos para la construcción de edificaciones con mayor rapidez y eficacia, y de esta forma evitar la contratación de mano de obra extranjera, como se ha venido dando en la actualidad.

# CAPÍTULO 1

## 1. CONCEPTOS TEÓRICOS.

### 1.1 Introducción.

En toda construcción de ingeniería se debe definir el tamaño físico de los diferentes elementos para soportar una estructura. A tales elementos se les debe asignar las dimensiones apropiadas para que resistan las fuerzas reales o probables que se le apliquen.

Por esta razón, todos los elementos que conforman una estructura deben ser lo suficientemente rígidos para que no se flexionen o comben en exceso cuando estén bajo la acción de las cargas que se les impongan. Un piso de un edificio puede tener la suficiente resistencia y, sin embargo, sufrir una deflexión excesiva, que en algunos casos podría ocasionar un desalineamiento del equipo de manufactura, o bien, en otros, el agrietamiento del plafón de yeso formado en su parte inferior. Por ultimo, un miembro estructural puede ser tan delgado o esbelto que al someterse a una carga de compresión se arruine o derrumbe por pandeo; Esto es la configuración inicial de un miembro tal que puede llegar a ser

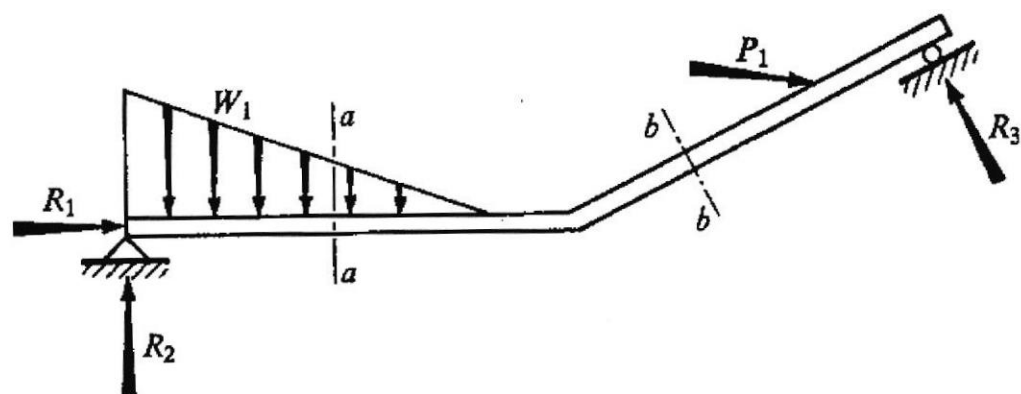
inestable. En la práctica es de gran importancia la capacidad para determinar la carga máxima que debe soportar una estructura, así como también el diseño y selección de tipos de uniones para soportar los elementos internos y externos que conforman la estructura.

En el ejercicio de la ingeniería se deben satisfacer todos estos requerimientos con un gasto mínimo de material. Sucede a veces que la facilidad y el éxito de toda una misión o empresa dependen, aparte del costo, del peso de un sistema, como en el caso del diseño de satélites artificiales.

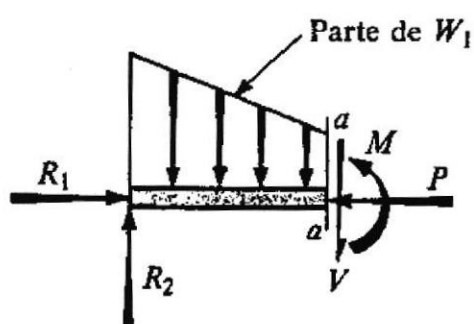
El comportamiento de un miembro o elemento en que actúan fuerzas no solo depende de las leyes fundamentales de la mecánica newtoniana, sino también de las características mecánicas de los materiales de la que están hechos.

Esto requiere en un estudio de la naturaleza de las fuerzas aplicadas exteriormente. Para tal fin se emplea un método uniforme de enfoque o consideración del problema.

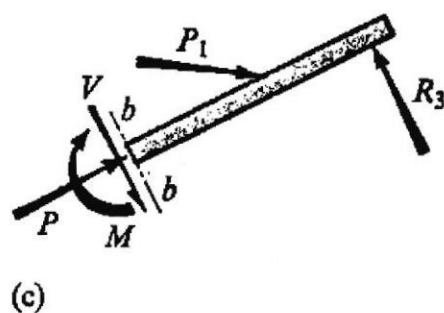
En la **Fig.1.1**, se realiza un dibujo esquemático denominado "Diagrama de un cuerpo libre", donde todas las fuerzas que actúan sobre él, las fuerzas reactivas ejercen los soportes y el peso del propio cuerpo, se consideran fuerzas externas.



(a)



(b)



(c)

$P$ — Fuerza axial     $V$ — Fuerza cortante     $M$ — Momento flexionante

**Figura 1.1 Diagrama de cuerpo libre**

Además, puesto que un cuerpo en reposo y estable esta en equilibrio, las fuerza que actúan sobre él satisfacen las ecuaciones de equilibrio estático. Así pues, si las fuerzas ejercidas sobre un

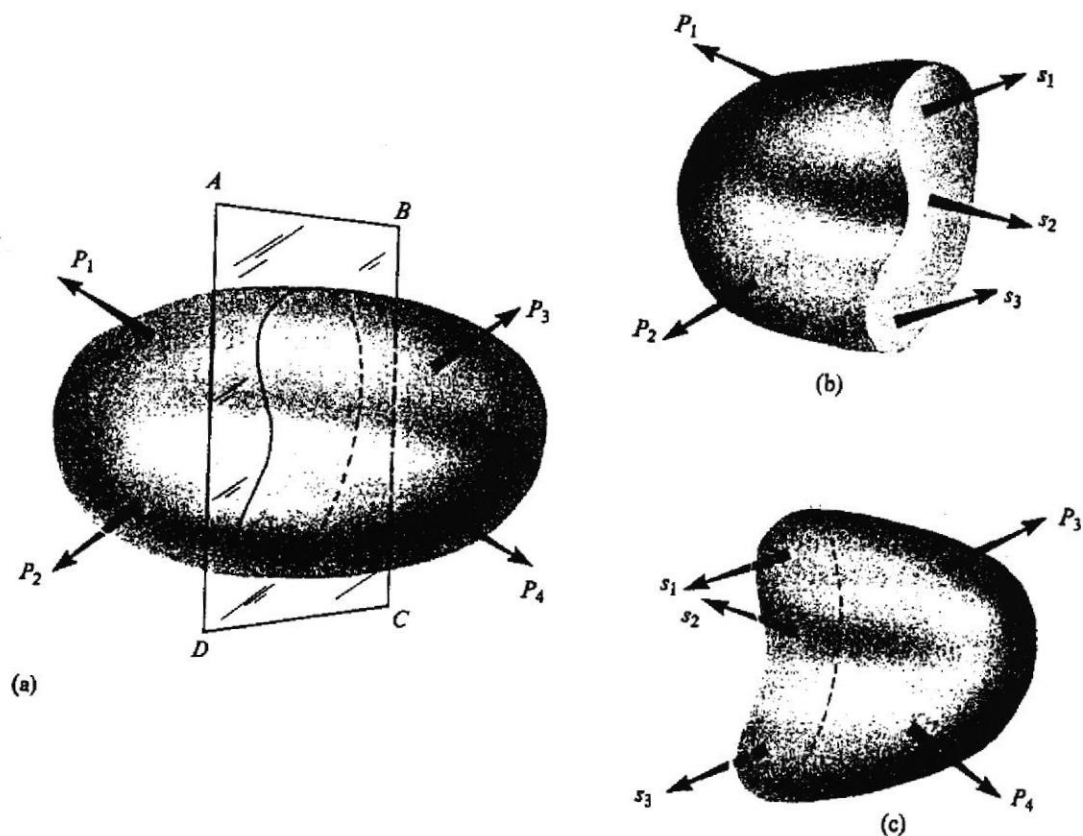
cuerpo satisfacen las ecuaciones de equilibrio estático y se indican todas actuando sobre él, el croquis será un diagrama de cuerpo libre.

Entonces, para determinar las fuerzas internas originadas por las fuerzas externas, se realiza un corte arbitrario a través del cuerpo, separándolo en dos partes.

El resultado del proceso se observa sobre la **Fig.1.2**, donde el plano de corte "ABCD", ha dividido el cuerpo en dos partes distintas. Este proceso se denomina "Método de secciones".

Una viga es un elemento estructural que está sujeto a cargas transversales y distribuidas, esas cargas son en una o dos direcciones; donde estas cargas, se han considerado formar parte de un sistema lineal. Las vigas generalmente están posicionadas horizontalmente, y las cargas son aplicadas hacia ellos verticalmente.

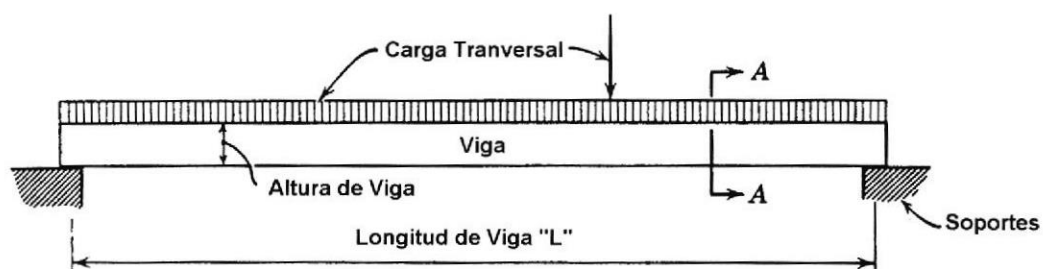
Se ha definido tradicionalmente que para producir una acción sobre una viga el claro o longitud del tramo debe ser mayor que el tamaño de la sección transversal de una viga, como se muestra en la **Fig.1.3**. La acción sobre una pequeña viga, podría resultar bajo las condiciones mostradas, porque las proporciones son tal que las cargas podrían ser transferidas hacia los soportes por un arqueamiento.



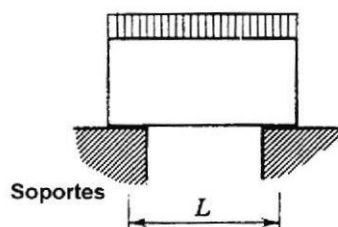
**Figura 1.2 Método de las secciones**

Sin embargo, por flexión pura, el ancho de la sección transversal de una viga es relativo a su tamaño, debe ser tal para suministrar la suficiente rigidez para prevenir falla hecha por pandeo o torsión; las cargas provocando la flexión deben estar en un plano que contenga la línea central longitudinal de la viga.

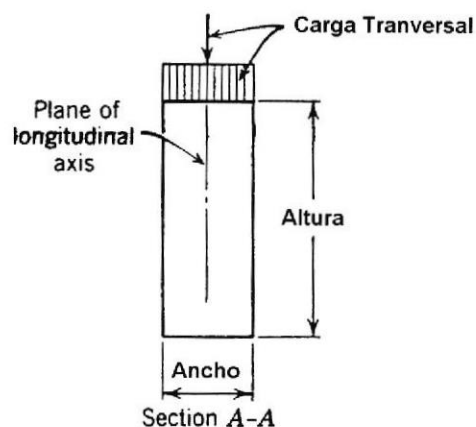
Estos prerrequisitos por flexión simple y pura no siempre están localizados en el sentido exacto. Esto no significa que un elemento que no se encuentre exactamente en este criterio, no pueda ser clasificado como una viga.



(a) Viga Típica



(b) No es Viga



(c) Seccion Transversal de una Viga

**Figura 1.3** Requerimientos para una viga

### a) Clasificación de las vigas.

Las vigas se clasifican en varios grupos, dependiendo principalmente de la clase de soporte o apoyo que se utilice, ver **Fig.1.4**. Si los dos extremos de una viga cargada están libres para rotar en los puntos de soporte, la viga se llama simplemente apoyada o simple.

Si una viga tiene sus dos extremos fijos o empotrados recibe el nombre de doblemente empotrada (o empotrada, a secas).

Si una viga esta fija en un extremo y apoyada simplemente en el otro, se denominan viga con restricción, debido a que la rotación o deflexión de uno de sus extremos se ha "restringido" con un apoyo simple. Una viga empotrada en un extremo y completamente libre en el otro tiene un nombre especial, viga en voladizo o cantilever.

Si una viga sobresale de un apoyo se dice que tiene un extremo volado o voladizo, por lo tanto, la viga es una con dos voladizos. Una viga que tiene mas de dos apoyos, se llama viga continua.

La mayoría de conexiones son restringidas contra la rotación al final; Las estructuras de acero usualmente se consideran como soportes simples, a menos que el diseño especifique conexiones rígidas. Los



dos tipos más comunes de cargas consideradas en un diseño son las cargas vivas y cargas muertas.

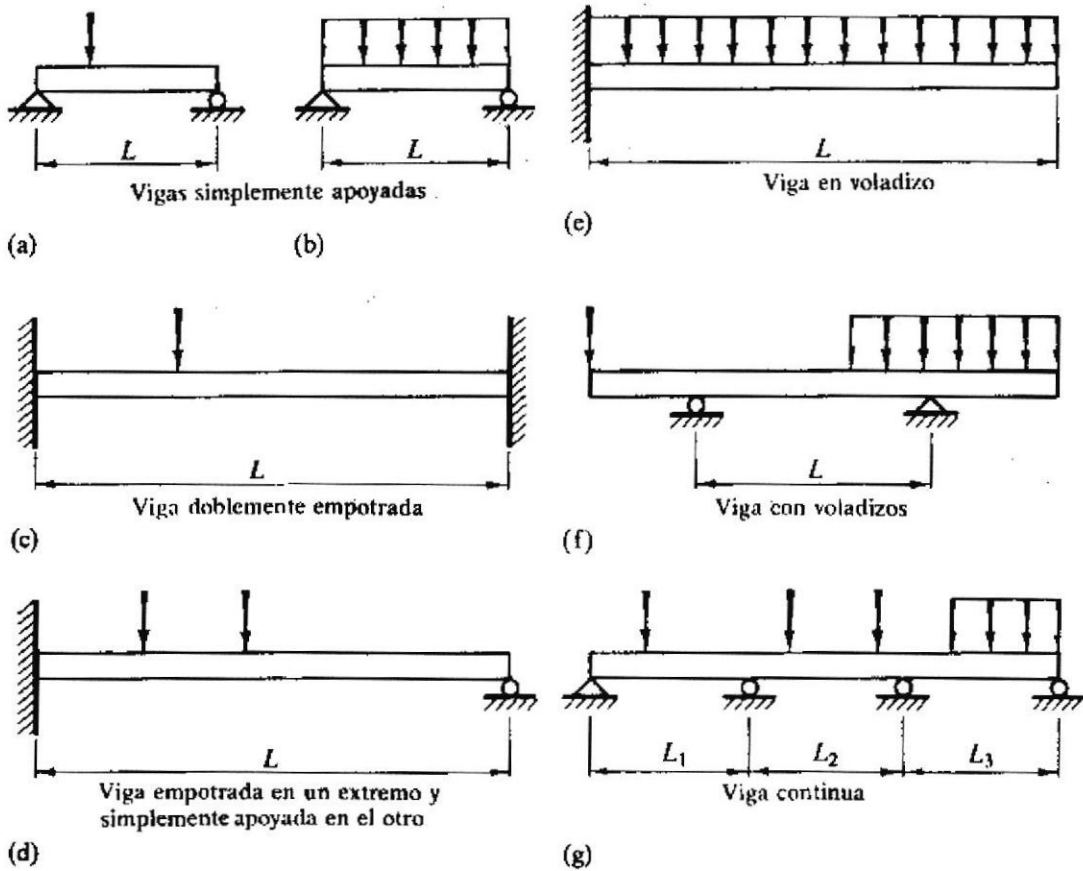


Figura 1.4 Tipos de vigas

### b) Distribución de cargas.

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constante después de ser aplicadas, entre ellas se incluye el peso de la viga, las paredes del edificio, pisos, y todos los materiales que conforman el acabado de la estructura. Las cargas vivas incluye los ocupantes del

edificio, elevadores, maquinarias, grúas, vehículos en movimiento, materiales o equipo almacenado dentro de la estructura.

La carga transversal o de flexión sobre una viga se clasifican como tanto concentradas o distribuidas. Una carga concentrada es una carga que se prolonga sobre una pequeñísima área, que puede ser asumida actuando sobre un punto. La **Fig.1.5** muestra una viga simplemente apoyada donde la carga esta aplicada en la mitad de la longitud o tramo de la viga. Un ejemplo bastante claro es una viga principal o maestra en un edificio, la misma que recibe cargas concentradas en varios puntos donde se soportan las vigas que forman la estructura de un piso.

Una carga distribuida, es una carga que se extiende sobre una porción significativa o en la longitud total de una viga. Esta carga puede ser uniformemente distribuida o uniformemente variada. Las cargas uniformemente variadas son a menudo triangular o trapezoidales. El propio peso de la viga es un buen ejemplo de una carga uniformemente distribuida, asumiendo que la sección transversal de la viga es constante. Otro ejemplo, son vigas paralelas en un edificio, que están soportando una loza; el peso de la loza producirá una carga distribuida sobre la longitud total de una viga. Si las vigas no son paralelas, la carga distribuida puede ser uniformemente variada. Las cargas concentradas usualmente se expresan en libras, kips, o tons. El termino Kip o

kilopound denota 1000 libras. Las cargas distribuidas, son expresadas en términos de peso por unidad de longitud de la viga, usualmente lbs/ft o kips/ft.

### c) Reacciones.

Para el desarrollo de este trabajo se han considerado solo las fuerzas externas que actúan sobre una viga. En este orden para que una viga pueda mantenerse en equilibrio estático, sus fuerzas externas deben balancearse. En los soportes donde se desarrolla el balance de las fuerzas externas se denominan reacciones. En la **Fig1.5** se muestra las reacciones sobre el soporte izquierdo  $R_L$  y derecho  $R_R$  respectivamente. Las reacciones son tratadas como cargas concentradas. Este puede ser el caso de una viga descansado sobre dos paredes de concreto, donde los extremos están extendidos, dando una distancia desde la cara lateral de las paredes; la reacción esta distribuida sobre el área de contacto entre la viga y la pared. Esta área es usualmente pequeña, lo que se asume que la reacción esta actuando sobre el centro del área de soporte. La longitud de una viga simple es la distancia entre las dos reacciones.

En un típico armazón de una estructura compuesta de vigas, vigas principales y columnas, la dimensión de la luz o tramo generalmente es

la distancia entre las líneas centrales de los miembros horizontales. En el esquema se muestra el plano de una estructura de un piso, donde  $L_1$  (longitud de la viga),  $L_2$  (longitud de la viga principal), y están tomados de las líneas centrales de las columnas. Si se considera que el material de la plataforma está orientado en una sola dirección, entonces se producirá una carga uniformemente distribuida sobre la viga. Donde, esta carga uniforme sobre la viga produce cargas sobre las vigas principales en forma de cargas concentradas y por consiguiente estas vigas principales cargan las fuerzas sobre las columnas.

Las reacciones para diferentes cargas sobre las vigas son calculadas usando las "*Leyes de Equilibrio*". Estas leyes son basadas sobre la observación que si una viga no se mueve cuando las cargas son aplicadas, todas las fuerzas aplicadas sobre la viga están en equilibrio, donde las leyes son expresadas por las siguientes formulas:

La suma de las componentes de las fuerzas en cualquier dirección es cero.

$$\sum F = 0$$

La suma de los momentos de todas las fuerzas alrededor del centro de rotación es cero.

$$\sum M = 0$$

Para propósito del análisis estructural, las componentes de la fuerzas son con referencia a eje horizontal y vertical de un plano cartesiano, estableciéndose así las siguientes condiciones de equilibrio:

La suma algebraica de todas las fuerzas horizontales es cero

$$\sum F_x = 0$$

La suma algebraica de todas las fuerzas verticales es cero

$$\sum F_y = 0$$

la suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas es cero

$$\sum M = 0$$

El momento producto de una fuerza, es expresado en unidades de peso (kips o libras) y unidades de longitud (pies o pulgadas), como son Kip-ft, kip-lbs, lbs-ft.

## 1.2 Fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante.

### a) Fuerza Cortante.

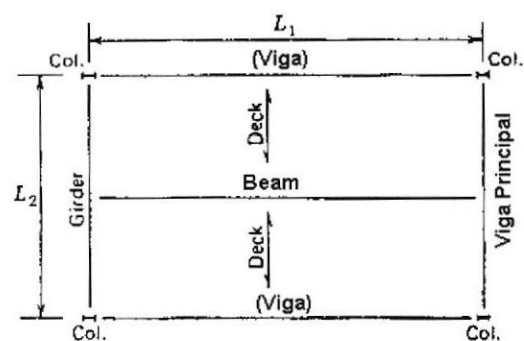
En la **Fig.1.6** se representa una viga soportando un sistema de cargas concentradas. Este esquema es una evidencia que la mitad de la viga falla por simple caída entre las paredes que están

soportándola. Este tipo de falla se llama una falla por cizallamiento.

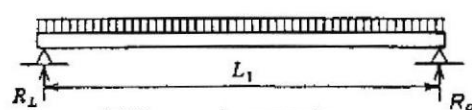
Es probable que la viga pueda fallar de alguna u otra manera antes de fallar por cizallamiento vertical, pero la tendencia a fallar en esta dirección nunca se debe dejar presente. La fuerza que mide esta tendencia es llamada fuerza de corte o cortante y se designa con el símbolo ( $V$ ).

Como se indica en el esquema, una viga puede ser considerada estar compuesta de un número infinito de segmentos verticales.

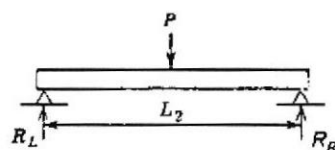
La magnitud de la fuerza de cortante  $V$  en el lado derecho de cualquier segmento, es necesario considerarla para producir el equilibrio estático, cuando la porción del lado derecho o izquierdo de este segmento es separada como un cuerpo libre.



(a) Plano de una Estructura



(a) Carga sobre una viga Secundaria (Beam)



(b) Carga sobre una viga Principal (Girder)

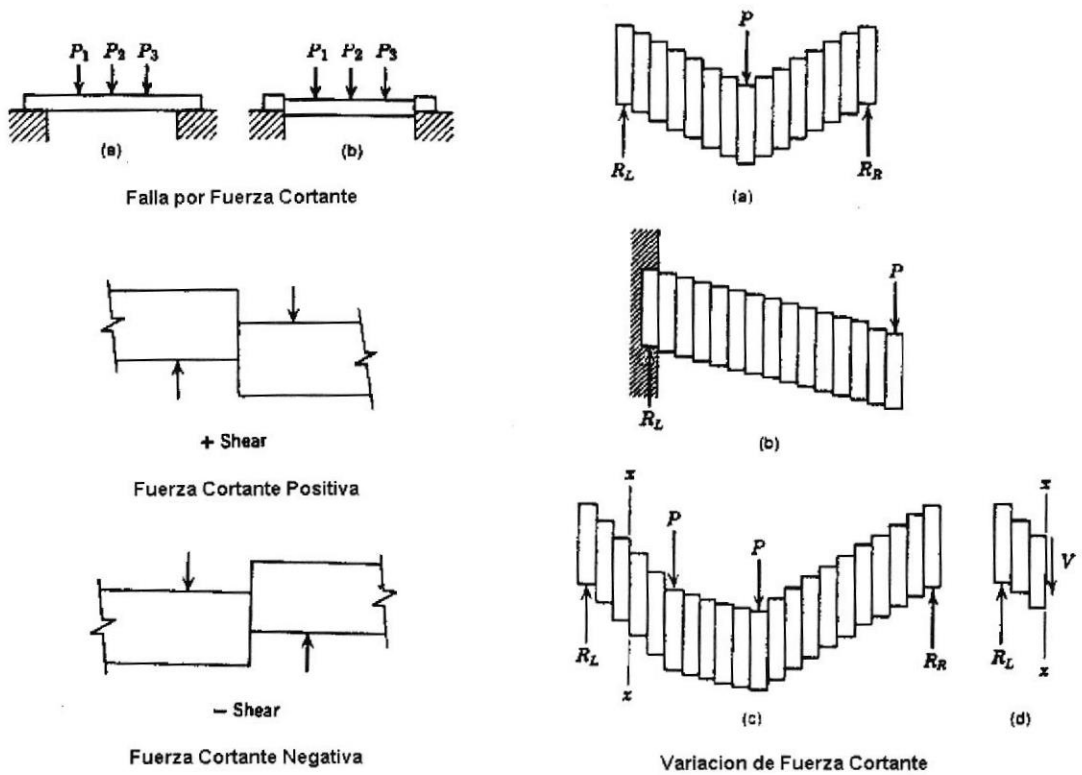


(c) Carga Uniformemente Distribuida



(d) Carga Uniformemente Variada

**Figura 1.5 Reacciones y clasificación de cargas**



**Figura 1.6 Fuerza cortante**

La porción izquierda de la viga se muestra en la sección x-x, donde, la fuerza este equilibrio sí la toda la longitud de la viga esta en equilibrio. Sin embargo, ahí están actuando fuerzas internas sobre la sección denotadas por el símbolo  $V$ , que son de igual magnitud que  $R_L$  pero en sentido contrario. "Por lo tanto, la fuerza cortante en cualquier sección derecha de una viga es la suma algebraica de todas las fuerzas transversales sobre un lado de la sección".

Las cargas sobre una viga tienden a que, la sección derecha baje y la izquierda suba o viceversa. Entonces se define fuerza cortante vertical hacia abajo (+) y fuerza cortante vertical hacia arriba (-); En adición, es verdad que las fuerzas cortantes pueden variar a lo largo de la longitud de la viga y por lo tanto se debe conocer cual será su variación, para poder localizar y cuantificar su valor máximo. Este diagrama de fuerza cortante se lo presenta en el siguiente ítem de este capítulo.

#### **b) Fuerza Axial.**

Además de la fuerza cortante  $V$ , existe una fuerza horizontal  $P$  puede ser necesaria en una sección transversal de una viga para satisfacer las condiciones de equilibrio, ver **Fig.1 7**. La magnitud y el sentido de esta fuerza se deducen de una solución particular de la ecuación  $[\sum F_x = 0]$ .

Sí la fuerza horizontal  $P$  actúa hacia la sección, recibe el nombre de "*fuerza de compresión*", si actúa alejándose de ella se llama "*fuerza de tensión*". Para referirse a una u otras fuerzas se utiliza el termino fuerza axial. "*La línea de acción de la fuerza axial debe pasar siempre por el centroide del área transversal de la viga*".

Como se vio antes, se puede examinar secciones a lo largo de la viga para determinar la magnitud de la fuerza axial. De conformidad con la

convención de los signos, las fuerzas sobre una sección transversal. es positiva la fuerza de tensión y es negativa la fuerza de compresión.

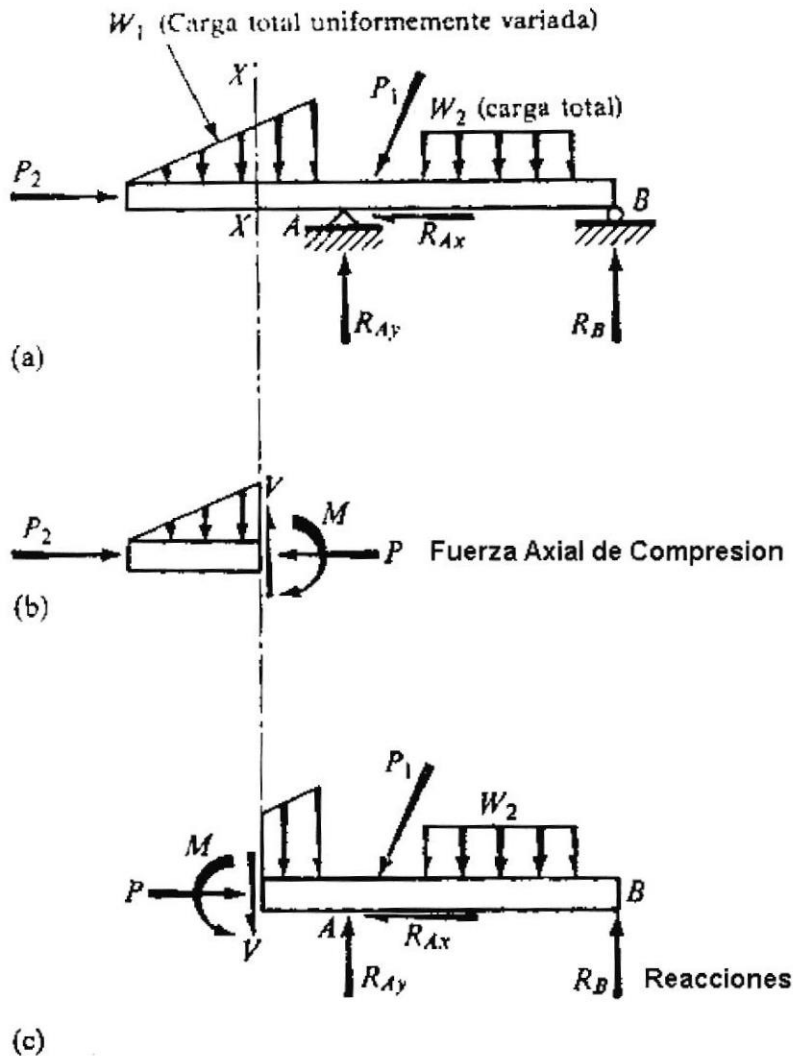


Figura 1.7 Fuerza axial de tensión - compresión

### c) Momento flexionante

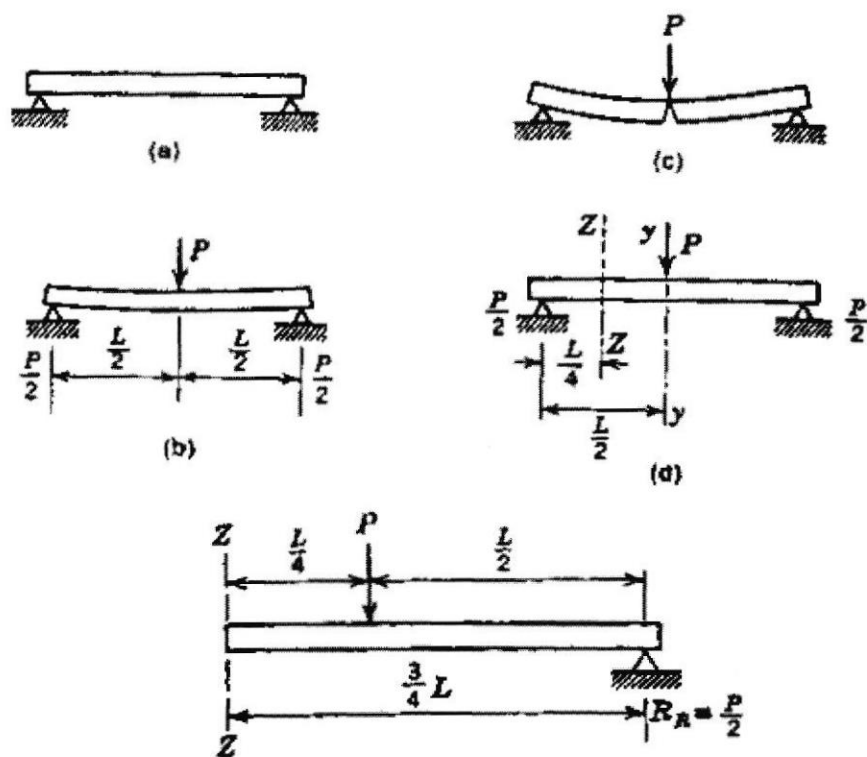
Las fuerzas externas actuando sobre una viga, que son, las cargas y reacciones en los soportes, deforman la viga por flexión.

De esta manera, cada fuerza externa produce un momento flector en cualquier punto de la longitud de la viga. Por ejemplo: Si a una viga se le aplica una carga  $P$ , se flexionara como se muestra en el esquema **Fig.1.8**. Si la carga fue demasiado pesada es concebible que la flexión pueda continuar hasta que la viga haya fallado.

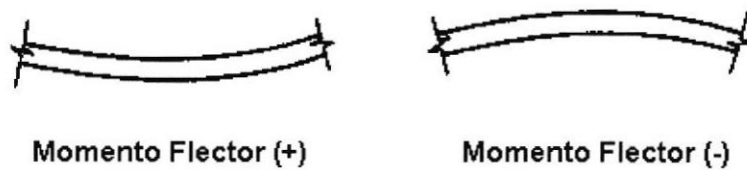
La tendencia de una viga a fallar de esta manera es medida por el momento de la reacción en la sección y-y, a través del punto de aplicación de la carga  $P$ . Para poder cuantificar el momento de flexión en la sección y-y, es:  $M = (P/2)(L/2) = PL/4$ .

La tendencia de una viga a fallar por un momento de flexión esta presente sobre cualquier punto a lo largo de su longitud. Por lo tanto, cada punto de su longitud tiene un valor definido del momento flector.

Si consideramos cualquier sección entre el apoyo izquierdo Momento de flexión producido por la reacción  $R_L$  y el punto donde se aplica la carga  $P$  (sección z-z). Usando el segmento izquierdo, el momento de flexión en z-z es:  $M = (P/2) * (L/4) = PL/8$ .



(a) Falla por Flexion



(b) Convencion de Signos del Momento Flector

Figura 1.8 Momento flector

De esta misma manera, se puede obtener el mismo resultado si se analiza el segmento entre la sección z-z y el apoyo derecho, donde su ecuación es:

$$M = \frac{P}{2}(3L/2) - P(L/4) = PL/8, \text{ donde}$$

$M$  = Momento de flexión producido por todas las cargas en la sección z-z.

$$\frac{P}{2}(3L/4) = \text{Momento de flexión (+) producido por la reacción } R_R.$$

$$P(L/4) = \text{Momento de flexión (-) producido por la carga } P.$$

En ese orden, para evaluar el momento flector en cualquier sección en la longitud de la viga, se debe tener presente la siguiente definición:

*“El momento de flexión en cualquier sección derecha de una viga es la suma algebraica de los momentos de todas las fuerzas en cualquier punto de la sección”.*

Para esta definición se asume que la viga es horizontal y que todas las fuerzas actúan en el plano vertical. El signo de convención que se utiliza para definir el momento de flexión en cualquier sección es que, cuando una viga se vuelve cóncava hacia abajo es positivo +, y cuando se vuelve cóncava hacia arriba es negativo -.

### 1.2.1 Diagrama de fuerza axial, fuerza cortante y momento

#### **flexionante.**

Por los métodos que se estudian, la magnitud y el sentido de la fuerza cortante. La fuerza axial, el momento flexionante se puede obtener en cualquier sección transversal de una viga. Además, con las convenciones de los signos adoptadas para estas cantidades se pueden trazar graficas de sus funciones en diagramas separados. En tales diagramas, desde una línea base igual a la longitud de una viga., se llevan las ordenadas iguales a los valores de las cantidades calculadas. Cuando los puntos así determinados se unen por líneas, se obtiene una representación grafica de su función.

Estos diagramas, según la clase de cantidades que representan, se llaman, respectivamente, diagrama de fuerza cortante, diagrama de fuerza axial y diagrama de momento flexionante. Con ayuda de tales diagramas, se ponen de manifiesto inmediatamente las magnitudes y localizaciones de las diversas cantidades. Es conveniente trazar tales graficas directamente abajo del diagrama de cuerpo libre de la viga, empleando la misma escala horizontal para la longitud de aquella. Por lo general, no es necesaria una gran precisión en el dibujo de tales

diagramas, pues las ordenadas significativas por lo común se marcan empleando sus respectivos valores numéricos.

Los diagramas de fuerza axial no se emplean con tanta frecuencia como los de la fuerza cortante y momento flexionante, porque la mayoría de las vigas que se investigan en la práctica están cargadas por las fuerzas que actúan perpendicularmente al eje de la viga. Para tales cargas de una viga no hay fuerzas axiales en ninguna sección.

Son de gran importancia los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante. Por medio de ellos, el diseñador de estructuras ve inmediatamente la clase de funcionamiento que se requiere de una viga en cada sección transversal de ella. A continuación, se presentan diagramas básicos de fuerza cortante y momento flexionante.

**a) Diagrama de fuerza cortante.**

El diagrama de fuerza cortante es un medio para representar gráficamente las variaciones de su magnitud y dirección a lo largo de una viga. Una línea horizontal en escala adecuada igual a la longitud de una viga es la primera parte del esquema. Esta línea es el eje axial de las coordenadas cartesianas, y es considerado el eje axial o longitudinal de una viga cargada. La

magnitud de la fuerza cortante es positiva cuando esta trazada sobre la longitud axial y negativa cuando esta debajo. Este diagrama es el resultado de la representación grafica de la ecuación de fuerza cortante.

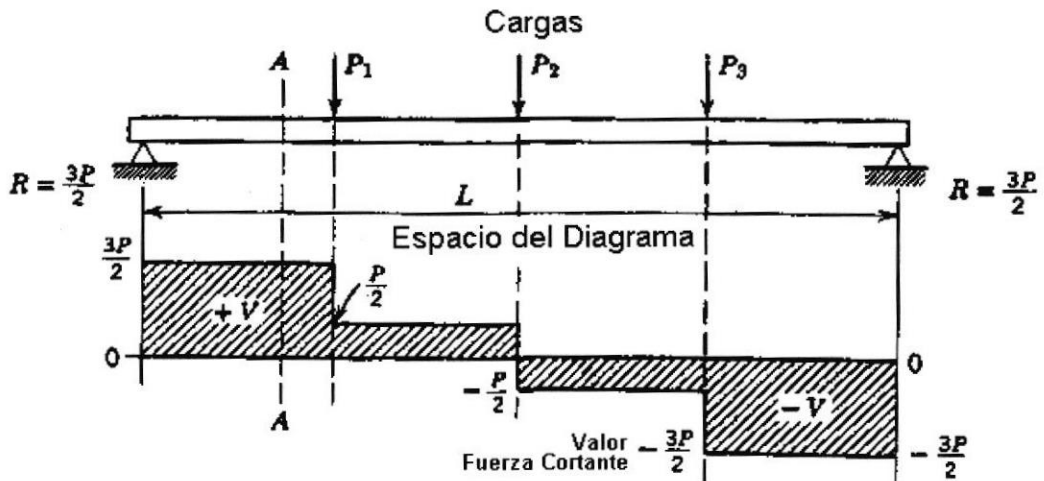
- **Diagrama de fuerza cortante de una carga concentrada.**

En la figura **Fig.1.9**, se presenta una viga con cargas iguales y concentradas en tres puntos.

El peso de la viga es despreciado. Por simetría de las cargas, es evidente que las reacciones son iguales y tienen un valor de  $3P/2$ .

Si se considera una sección de la viga justo a la derecha de la reacción izquierda, se observa, que la suma de todas las fuerzas actuando hacia arriba sobre la izquierda de la sección es  $+3P/2$ .

Por definición de fuerza cortante, su magnitud en los apoyos es  $+3P/2$ .



**Figura 1.9 Diagrama de fuerza cortante de una carga concentrada**

Si se toma otra sección de la viga a-a, de la definición de fuerza cortante, la suma de todas las fuerzas actuando hacia arriba actuando en el lado izquierdo de la sección es  $+3P/2$ . Sin embargo, la fuerza cortante en a-a es también  $+3P/2$ . La sección a-a, puede haber sido cualquier sección entre la reacción  $R_L$  y la carga  $P_1$ . Esto es para demostrar que la fuerza cortante es constante entre esas dos cargas y se representa con una línea horizontal. Si se toma otra sección justo a la derecha de la carga  $P_1$ , la fuerza cortante en la sección es  $+3P/2 - P = P/2$ .

Este valor se da a lo largo del punto donde se aplica la carga  $P_1$ . La fuerza cortante entre  $P_1$  y  $P_2$  es constante y horizontal. Por último, el

valor numérico de la fuerza cortante en el tramo final de su longitud es igual a la reacción en el apoyo derecho  $R_R$ .

- **Diagrama de fuerza cortante de una carga distribuida**

En la **Fig.1.10**, se presenta una viga simple soportando una carga uniformemente distribuida a lo largo de su longitud. La carga total sobre la viga es  $wL$ , y cada reacción en los soportes es  $wL/2$ . Se observa en el diagrama, que la fuerza cortante en los extremos es igual al valor de las reacciones en magnitud y sentido. Se observa que la fuerza cortante en el centro de la viga es cero  $wL/2 - wL/2 = 0$ . Si se toma una sección a un cuarto de la longitud de la viga y-y, su valor es  $wL/2 - wL/4 = + wL/4$ .

En las tres cuartas partes de la longitud de la viga, el valor de la fuerza cortante es:

$$wL/2 - 3wL/4 = wL/4 .$$

Se debe notar la fuerza cortante en una viga carga uniformemente varia en forma lineal, por lo tanto su magnitud puede ser expresado en términos de una variable de la longitud. Considerando  $x$  cualquier distancia desde su reacción  $R_L$ , se expresa:

$$V = wL/4 + wx$$

El punto donde la fuerza cortante es cero, se lo puede calcular igualando la ecuación a cero  $wL/4 + wx = 0$ , donde,  $x = L/2$

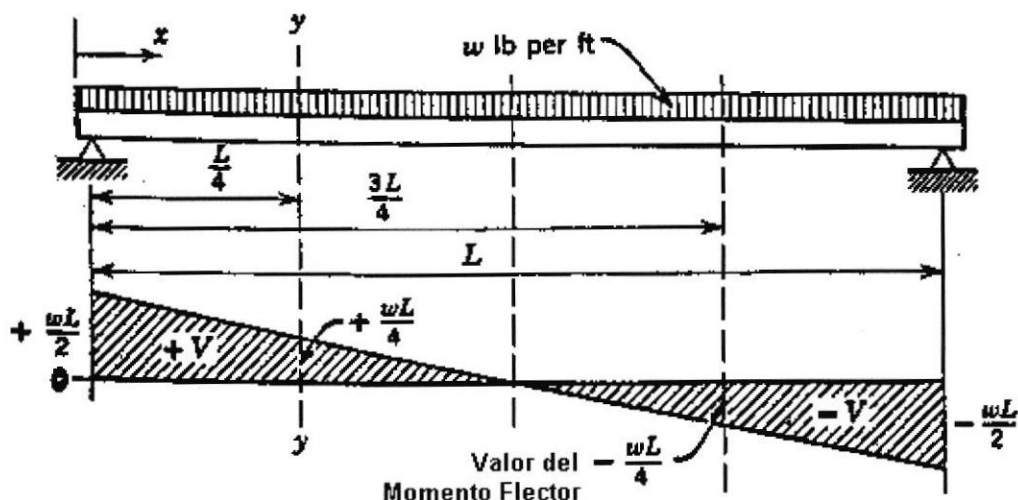


Figura 1.10 Diagrama de fuerza cortante de una carga distribuida

b) Diagrama de Momento flector.

- Diagrama de momento flexionante de una carga concentrada.

En la Fig.1.11, se presenta una viga con cargas concentradas en las cuartas partes de su longitud. El peso de la viga esta siendo despreciado. Por simetría de las cargas, es evidente que las

reacciones son iguales y tienen un valor  $3P/2$ . Si se considera una sección A, la suma algebraica de todas las fuerzas a la izquierda es cero, allí no existe ninguna fuerza en la izquierda, de esta manera el momento de flexión en A es cero.

Si se considera una sección en B en el punto donde se aplica la carga, la suma de todos los momentos de todas las fuerzas a la izquierda de esta sección es  $+3P/2 \cdot L/4 = 3PL/8$ . Si se considera una sección entre A y B, se muestra sobre la Línea que conecta A' y B' sobre el diagrama de momento flector, su magnitud es  $+3P/2 \cdot L/8 = 3PL/16$ .

Se debe notar que el momento flector tiene una variación lineal. Para este caso, donde existen tres cargas aplicadas, se requiere de cuatro ecuaciones para determinar la magnitud y dirección del momento flector. Entonces, para cualquier punto entre A y B, el momento es:

$$M_{A-B} = \frac{3P}{2}x ;$$

De manera similar entre los puntos B y C

$$M_{A-B} = \frac{3P}{2}x - P\left(x - \frac{L}{4}\right) = \frac{Px}{2} + \frac{PL}{4}$$

Cada ecuación representa una variación lineal.

- **Diagrama de momento flexionante de una carga distribuida.**

En la **Fig.1.12**, se presenta una viga soportando una carga distribuida en toda su longitud. La carga total es  $wL$ , y cada reacción es:  $wL/2$ .

Si se considera una sección en el centro de su longitud, la suma de los momentos  $M$  de todas las fuerzas para la sección de la izquierda es:

$$M = +\frac{wl}{2}\left(\frac{l}{2}\right) - w\left(\frac{l}{2}\right)\frac{L}{4} = \frac{wL^2}{8}$$

Si la longitud de la viga esta en ft (M) y la carga dada en lbs (Kg), el momento flector es expresada en lbs-ft. Se puede observar, que la variación del momento flector es parabólica. Una alternativa para establecer el diagrama de momento flector de una viga cargada uniformemente, es desarrollar una ecuación que represente su magnitud en cualquier punto.

Para este caso solo una ecuación es necesaria, donde  $x$  la variación de la longitud de cada punto lineal sobre ella; su origen es en la reacción izquierda, entonces su ecuación se puede expresar así:

$$M = \frac{wl}{2}x - wx\left(\frac{x}{2}\right) = \frac{wl}{2}x - \frac{wx^2}{2}$$

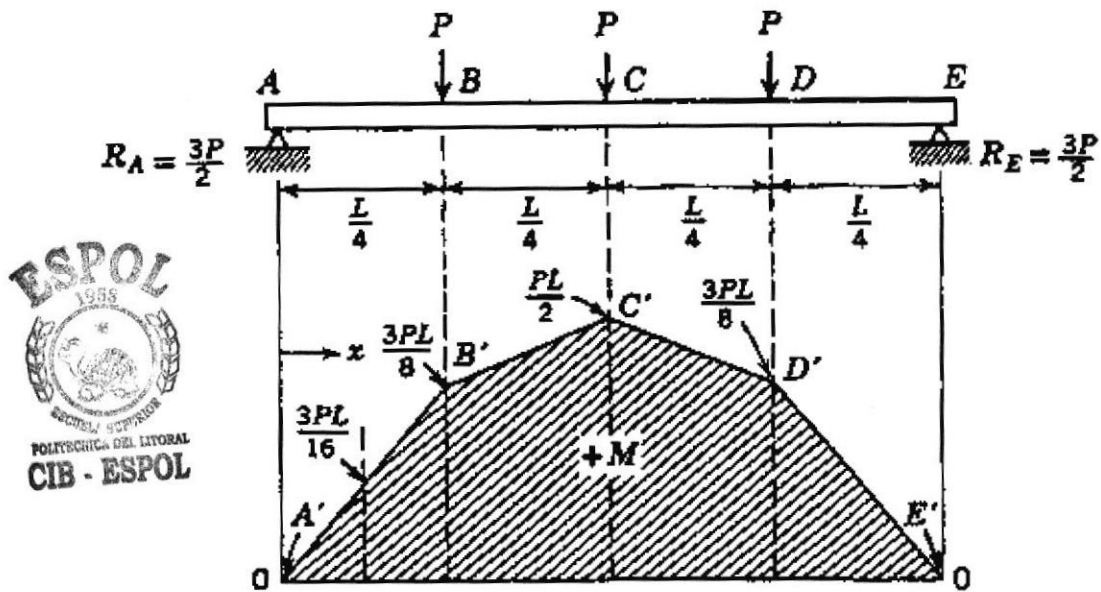


Figura 1.11 Diagrama de momento flector de una carga concentrada

#### 1.4 Esfuerzos en miembros cargados axialmente.

##### a) Esfuerzo axial de tensión.

El esfuerzo axial de tensión es inducido a un miembro cuando las fuerzas son aplicadas longitudinalmente a lo largo de su línea

central. De esta manera, las fuerzas son usualmente llamadas fuerzas axiales. Si una fuerza esta tratando de estirar un miembro, produce una esfuerzo de tensión el mismo que tiene a estirar el miembro. La magnitud del esfuerzo axial de tensión es expresada como  $f_a = \frac{P}{A}$ , y se asume que es uniforme sobre el área de la sección transversal del miembro que esta soportando la fuerza.

Si agujeros son perforados o taladrados en un miembro en tensión ver **Fig.1.13**, el área de la sección transversal en x-x disminuye y el esfuerzo de tensión incrementa. Si se coloca pernos o remaches en estos agujeros, ellos no reemplazaran el área que fue removida del miembro, pero allí no habrá lugar para que el esfuerzo de tensión se transfiera a través de las perforaciones de los sujetadores.

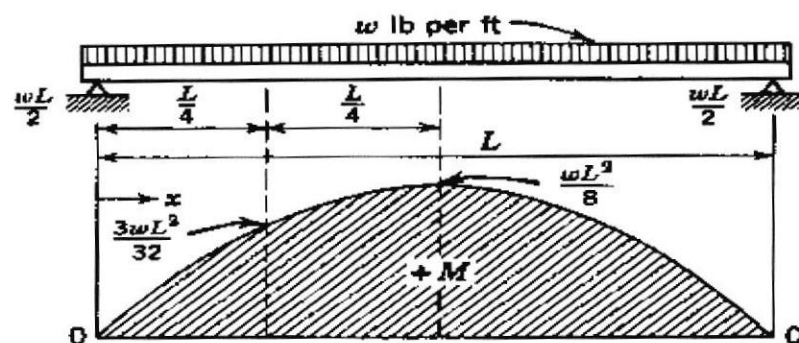
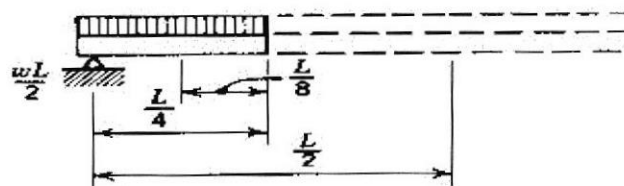
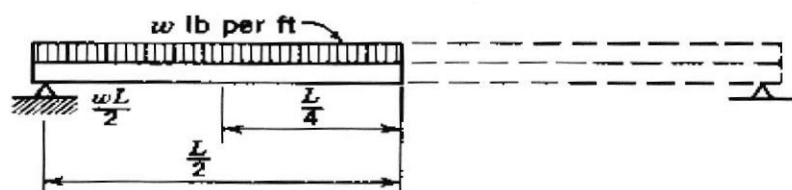


Diagrama del Momento Flector  
de una Carga Distribuida



Momento Flector a un cuarto de la longitud



Momento Flector a la mitad de la longitud

Figura 1.12 Diagrama de Momento Flector una carga distribuida

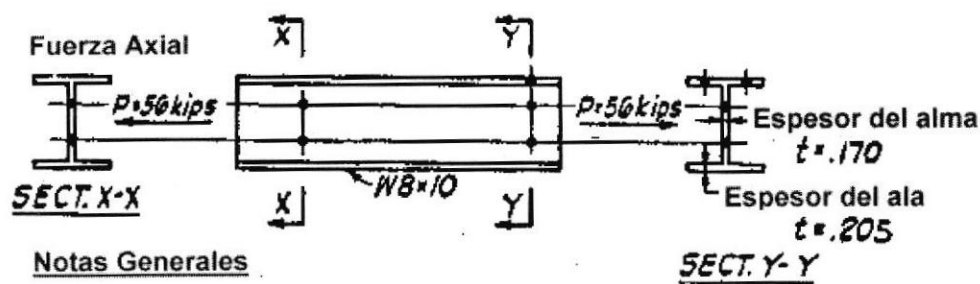
Por  $f_a = P/A$ , donde  $P$  es la fuerza axial total (o carga), y  $A$  es el área de la sección transversal. Observe, que el esfuerzo incrementa cuando la carga incrementa y el área disminuye.

El esfuerzo axial (tensión)  $f_a$ , sin embargo, es calculado sobre el área total. Para los cálculos, el diámetro nominal del agujero es 1/16 in mayor que el diámetro nominal de los fijadores para tamaño de agujero estándar (Ver apéndice A, "Nominal holes Dimensions", tabla J3.1. Códigos y especificación AISC 1989, Manual ASD, edición 9)

**b) Esfuerzo axial de compresión.**

Un razonamiento similar se aplica para miembros a compresión. El esfuerzo de compresión máximo se puede obtener de nuevo pasando una sección perpendicular al eje de un miembro y aplicando la ecuación  $f_c = P/A$

El esfuerzo que así se obtenga será de intensidad uniforme en tanto la resultante de las fuerzas aplicadas pase por el centroide del área transversal de corte. Sin embargo, se debe tener un cuidado adicional cuando se investigan miembros a compresión, pues pueden ser tan esbeltos (columnas) de tal forma que no se comporten en la forma esperada. La ecuación  $f_c = P/A$  es aplicada a miembros cargados axialmente a compresión que sean bastantes gruesos, esto es, que tengan forma de miembros cortos.



Notas Generales

Especificacion.- AISC 9 Edicion

Material.- Acero ASTM A36

Pernos de sujecion.- Diametro 7/8" A325 (Conexion tipo apoyo)

**Figura 1.13 Esfuerzo axial**

**c) Esfuerzo de aplastamiento**

A menudo surgen situaciones, en que un cuerpo lo soporta a otro, si la resultante de las fuerzas aplicadas pasa por el centro de gravedad del área de contacto entre los dos cuerpos, la intensidad de fuerza por unidad de área ( o sea el esfuerzo), entre ambos cuerpos se puede determinar mediante la ecuación  $f_p = P/A$ . Es usual referirse, a este esfuerzo normal, como esfuerzo de aplastamiento.

Este esfuerzo se ilustra en la **Fig.1.14**, donde se muestra un miembro corto apoyado sobre una pila de concreto que a su vez se apoya en el suelo. Los esfuerzos de aplastamiento se obtienen dividiendo la fuerza aplicada  $P$ , entre el área de contacto correspondiente.

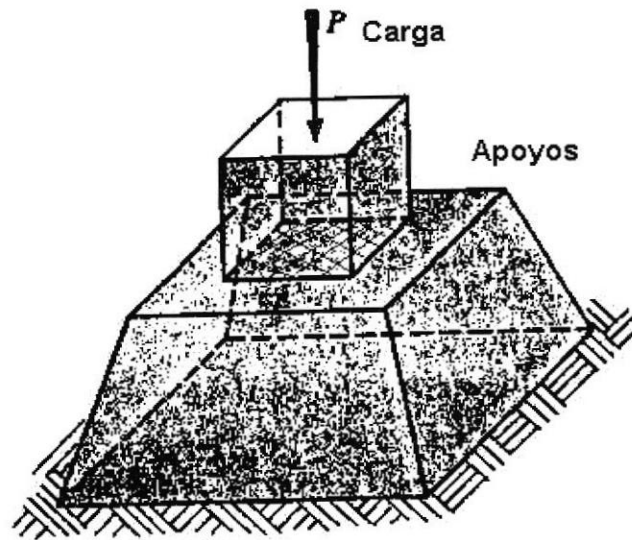


Figura 1.14 Esfuerzo normal (aplastamiento)

### 1.5 Esfuerzos por flexión en vigas

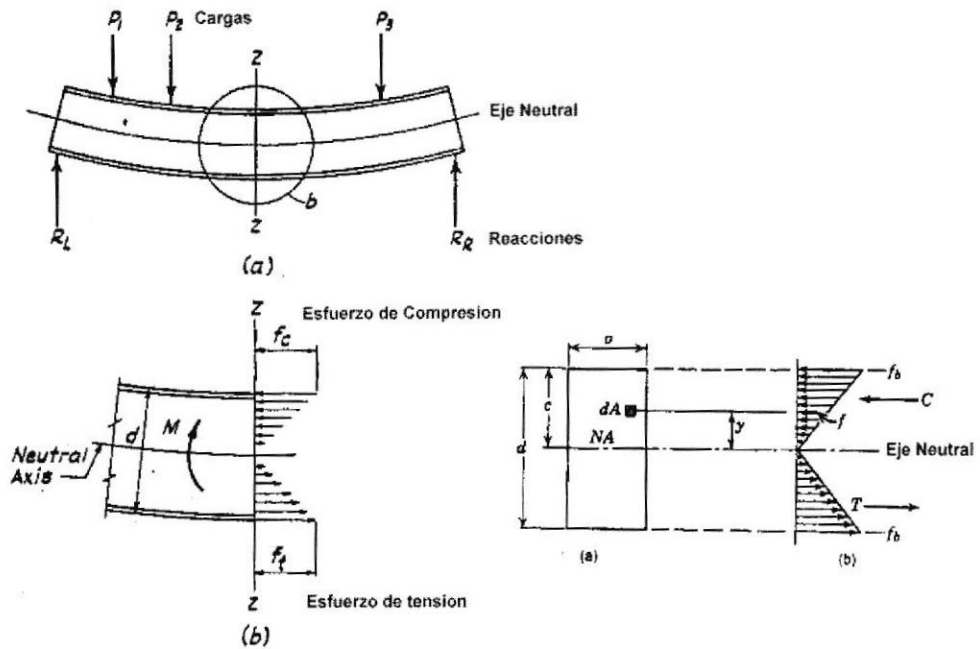
En la **Fig.1.15**, se presenta una viga flexionada con varias cargas concentradas, simplemente apoyada por reacción  $R_L$  y  $R_R$ . Considérese también que la recta que pasa por el centroide de todas las áreas transversales es el eje de la viga. Bajo estas condiciones de carga, el ala superior de la viga esta sujeta a esfuerzos de compresión donde su longitud sufre una reducción. El ala inferior de la viga esta sujeta a esfuerzos de tensión donde su longitud se estira la misma

porción que se reduce en la parte superior.

En el punto central entre el ala superior e inferior de la viga en el eje neutral, el esfuerzo cambia de compresión a tensión. La intensidad del esfuerzo de flexión es cero en el eje neutral, e incrementa hasta un máximo en sus alas.

El incremento es directamente proporcional a la distancia desde el eje neutral. El esfuerzo de flexión en cualquier punto sobre la sección transversal de una viga es una medida de la intensidad de esfuerzos sobre una imaginaria sección plana de acero de espesor diminuto, donde reciben el nombre de esfuerzo en la fibra. Si se observa la porción elongada en la sección z-z, se muestra los esfuerzos de flexión impuesto en la porción izquierda. Estos esfuerzos son representados como fuerzas longitudinales internas, en contraste a las fuerzas externamente aplicadas  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$ .

La distancia entre la fuerza de compresión y una equivalente fuerza de tensión con sus respectivas magnitudes, producen un momento par. Colectivamente, todas esos pares, empezando desde los valores pequeños cerca del eje neutral e incrementándose hasta sus alas superior e inferior de la viga, resisten el momento indicado por la flecha.



Distribucion de Esfuerzos

**Figura 1.15 Esfuerzo de flexión en vigas**

Notar que los esfuerzos son máximos en las alas de la viga, debido a que en estos puntos se aloja la mayor parte del área de la sección transversal de la viga.

El esfuerzo de flexión máximo en la sección se deduce de la siguiente relación:

$$f_{b(\max)} = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S}$$

donde:

$f_{b(max)}$  = El esfuerzo máximo por flexión permisible en el ala superior o inferior de una viga dado en cualquier punto sobre su longitud total, expresado en  $lbs/in^2$ .

$M$  = Es el momento flexionante interno o resistente, que es numéricamente igual al momento externo total en la sección donde se buscan los esfuerzos, expresado en Kip-in, kip-ft, lbs-ft, lbs-in.

$I$  = Es el momento de Inercia de toda la sección transversal de la viga respecto a su eje neutro, expresado en  $in^4$ .

$c$  = Es la distancia desde el eje neutral hasta la fibra mas alejada de la viga, expresada en  $in$ .

$S$  = Es el modulo de elasticidad de la sección de una viga, expresado en  $in^3$

## 1.6 Esfuerzo cortante en vigas.

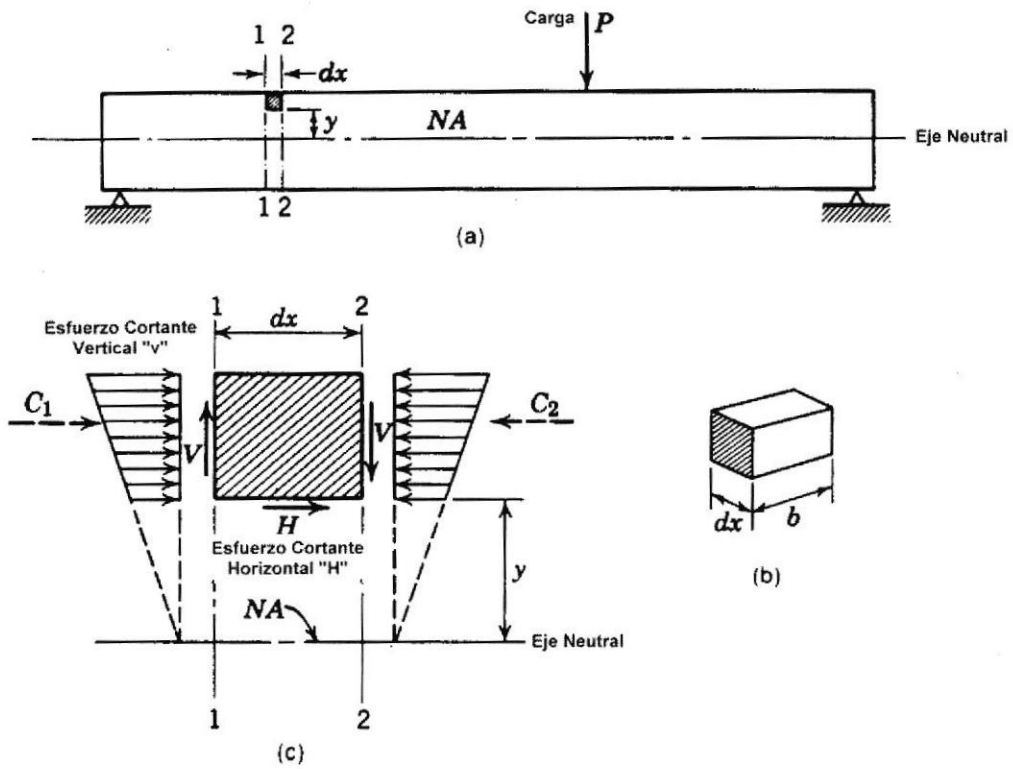
Después que una viga ha sido diseñado para resistir un momento flexionante, el esfuerzo cortante debe ser investigado, ver **Fig.1.16**. En muchos casos esta investigación no resultara en incrementar el tamaño de la viga.

Sin embargo, donde la longitud de la viga es corta y esta sometida a una carga demasiado pesada o esta sujeta a cargas pesadas

aplicadas cercas de sus apoyos, hay una posibilidad que la viga falle por un esfuerzo cortante.

La capacidad de una viga a resistir un momento flexionante, es medida por el momento de resistencia en términos de las fibras o esfuerzo de flexión  $f_b$ . En manera similar la magnitud para resistir una fuerza cortante, es medida en términos del esfuerzo cortante  $f_v$ . La distribución de un esfuerzo cortante desarrollado sobre una sección transversal de una viga es apreciablemente diferente a una distribución de un esfuerzo por flexión. El esfuerzo cortante es cero en ese punto sobre la sección donde el esfuerzo de flexión es máximo.

El esfuerzo cortante es la intensidad de una fuerza en un punto dado, y consecuentemente consiste en una fuerza por unidad de área ( $lb/in^2$ ). En orden para determinar como el esfuerzo cortante varia a través de la sección transversal de una viga, es necesario desarrollar una expresión general que represente la magnitud del esfuerzo en cualquier punto. Para esto considérese la carga, la fuerza cortante, y los diagrama de momento, para una viga simplemente apoyada.



**Figura 1.16 Esfuerzo cortante vertical y horizontal en vigas**

El diagrama de cuerpo libre está compuesto de planos D, E, F; donde D y F son planos infinitesimales,  $y_1$  es la distancia desde el eje neutro. Las resultantes  $C_D$  y  $C_E$  son los esfuerzos de flexión en sus planos respectivos. Considere el área "a", su esfuerzo de flexión en E y D son:

$$f_{bE} = M_E \frac{y}{I}, \quad f_{bC} = M_C \frac{y}{I}$$

Las cantidades (M) y (y) son fijas. Realizando la sumatoria de fuerzas llegamos a que el esfuerzo cortante en cualquier punto sobre la longitud de la viga es:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib};$$

Donde:

$f_v$  = El esfuerzo cortante dado en cualquier punto de la sección transversal de una viga (psi, Ksi)

$V$  = La fuerza cortante vertical en la sección transversal (lbs, Kips).

$Q$  = El momento estático cerca del eje neutro de la sección transversal de la viga, es el área entre el plano horizontal donde el esfuerzo cortante es calculado y la parte superior o inferior de una viga  $in^3$

$I$  = Momento de inercia de toda la sección transversal con respecto al eje neutral  $in^4$ .

$b$  = El ancho de la sección transversal en el plano horizontal donde la fuerza cortante es calculada (in).

En general la formula del esfuerzo cortante puede describirse en una forma usual para el cálculo de la fuerza cortante permisible para flexión de un miembro. Denotando la fuerza cortante permisible como  $V_a$ .

$$V_a = \frac{F_{va} I b}{Q}$$

$V_a$  = fuerza cortante permisible dada en cualquier sección transversal.

$F_{va}$  = Esfuerzo cortante permisible.

## 1.7 Esfuerzos combinados.

Se ha considerado los esfuerzos fundamentales de manera individual (Esfuerzo axial, Esfuerzo cortante, Esfuerzo flexionante) sin tomar en cuenta cualquier interacción entre ellos.

Cuando estos esfuerzos actúan en un mismo punto, son colineales y del mismo tipo, estos pueden sumarse algebraicamente.

Cuando los esfuerzos no son colineales y son de diferentes tipos, estos deberían sumarse vectorialmente. Una estructura puede estar diseñada adecuadamente si se considera los esfuerzos en forma individual, pero allí se encuentran que las combinaciones de esos esfuerzos producen condiciones críticas por lo tanto deben ser investigadas. A continuación, se presenta algunas combinaciones de estos esfuerzos.

### a) Esfuerzo axial y flexionante combinado.

Considérese una viga simplemente apoyada sujeta a una carga distribuida  $w$  en combinación con una carga axial  $P$ , ver Fig.1.17.

Las cargas transversales producirán un momento flexionante y

subsecuentemente un esfuerzo flexionante triangular sobre la sección transversal de la viga. Una sección x-x puede ser tomada arbitrariamente en cualquier punto, pero se ha considerado en la mitad de la longitud de la viga (donde el momento será máximo).

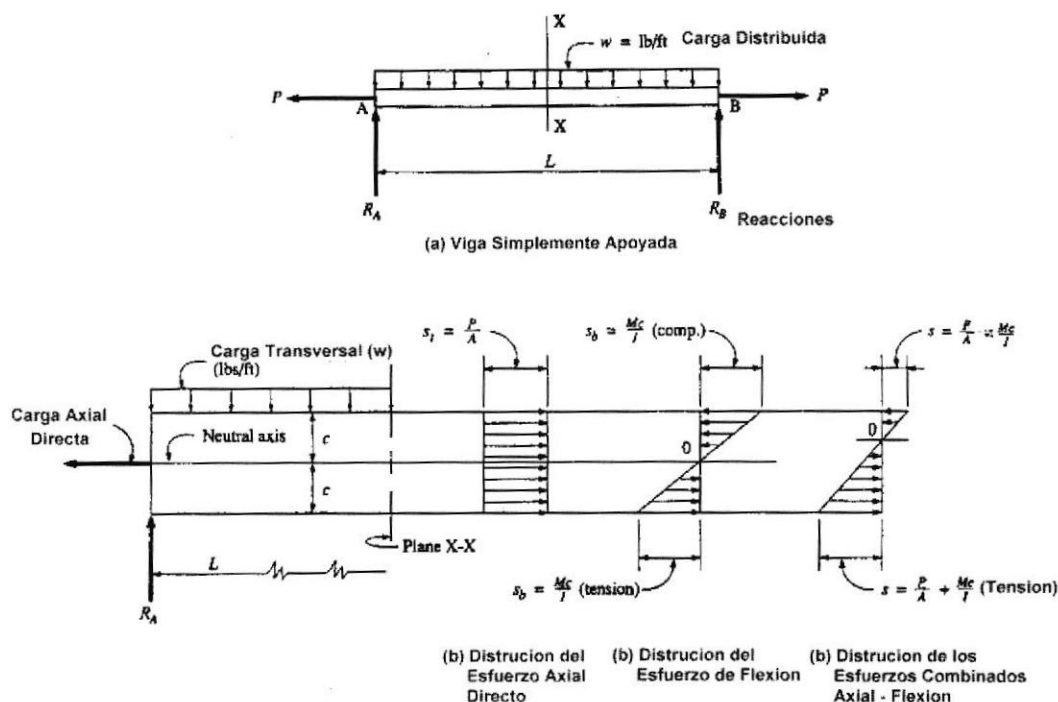
El esfuerzo flexionante varia hasta un máximo localizado en la fibra mas alejada del eje neutral. El esfuerzo flexionante puede ser calculado usando la formula de flexión:

$$S_b = \frac{Mc}{I}$$

La carga P esta produciendo un esfuerzo axial uniforme sobre la sección transversal de la viga y paralelo al su eje longitudinal, donde su magnitud puede ser calculado usando la siguiente formula.

$$S_t = \frac{P}{A}$$

El esfuerzo flexionante produce esfuerzos de tensión y compresión normales a la sección transversal (plano x-x).



**Figura 1.17 Esfuerzo axial y flexionante combinado**

Similarmente el esfuerzo axial produce un esfuerzo de tensión normal a este plano. Debido a que los esfuerzos desarrollados son del mismo tipo, puede determinarse el esfuerzo combinado en cualquier punto por una simple suma algebraica entre cada esfuerzo flexionante y axial en cada punto sobre la sección transversal (plano x-x).

A este proceso de suma algebraica entre los esfuerzos para obtener el esfuerzo combinado se llama superposición.

Este principio de superposición es basado en que el esfuerzo resultante producto por varias fuerzas en cualquier sistema es suma algebraica de los efectos causados por las fuerzas individuales.

El esfuerzo de superposición es permisible si el esfuerzo máximo esta dentro del limite elástico y si sus deformaciones son muy pequeñas y puede ser expresado por la ecuación:

$$S = \pm \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

La convención de los signos depende de la dirección que están orientadas las fuerzas, para la tensión (+) compresión (-). En este caso, el esfuerzo de tensión axial se suma con el esfuerzo de tensión producido por la flexión y el esfuerzo de compresión axial se suma con el esfuerzo de compresión producido por la flexión.

#### **b) Esfuerzo cortante y flexionante combinado.**

Donde los esfuerzos son proporcionales a la deformación, dos tipos de esfuerzos son desarrollados simultáneamente. Entre estos esta el esfuerzo flexionante (tensión y compresión) el cual es normal a la superficie en la que actúa y el esfuerzo cortante el cual es paralelo a la superficie en la que actúa.

Estos esfuerzos de flexión son llamados esfuerzos normales y el esfuerzo cortante es llamado esfuerzo tangencial, los mismos que pueden ser calculados por las siguientes expresiones.

$$\text{Esfuerzo flexión: } S_b = \frac{Mc}{I}$$

$$\text{Esfuerzo cortante: } S_v = \frac{VQ}{Ib}$$

Considérese un elemento infinitesimal de una viga simplemente apoyada, ver **Fig.1.18**; donde, este elemento está sujeto a ambos esfuerzos cortante y normal, los cuales están actuando sobre las caras de este elemento. El esfuerzo normal es representado por  $S_x$  y el esfuerzo cortante por  $S_{xy}$ .

La combinación de estos esfuerzos resultará de un esfuerzo normal máximo, mínimo y de un esfuerzo cortante desarrollado sobre el plano que está inclinado con respecto al eje axial de la viga.

Estos esfuerzos desarrollados son de diferentes tipos y no colineales, por lo tanto deben ser sumados vectorialmente.

El esfuerzo  $S_y$ , representa el esfuerzo normal actuando en el plano perpendicular y-y, y  $S_x$  representa el esfuerzo normal actuando sobre el plano x-x. Los esfuerzos cortantes en el mismo punto actuando

sobre las caras del elemento son representados por  $S_{xy}$ . Por combinación de esfuerzos, estos sobre los planos pueden ser determinados, pero, primero se define la inclinación del plano normal con respecto a plano x-x.

Considerando la parte superior del rectángulo y analizándolo en un diagrama de cuerpo libre, se obtiene los esfuerzos que están actuando sobre las caras del elemento. Todos estos esfuerzos se consideran uniformemente distribuidos sobre el área en cual actúan. Donde  $S_n$ , representa el esfuerzo normal (tensión o compresión).

El esfuerzo  $S'_s$ , sobre el plano inclinado representa el esfuerzo tangencial o cortante. Realizando la suma algebraica de todas las fuerzas que actúan en esta porción y reemplazando  $\theta = w/d$  y  $\cos\theta = h/d$  se obtiene el esfuerzo cortante sobre cualquier plano y se representa mediante la ecuación:

$$S'_s = (S_x - S_y) \text{sen}\theta \cos\theta + S_{xy} (\cos^2\theta - \text{sen}^2\theta)$$

Los planos donde se dan los esfuerzos mínimo y máximo se denominan principales y sus esfuerzos se denominan esfuerzos principales. Para determinar el ángulo de inclinación del plano principal, se considera el valor de  $S'_s$ , igual a cero y se obtiene:

$$\tan 2\theta = \frac{S_x - S_y}{2S_{xy}}$$

Para determinar los esfuerzos principales  $S_{1,2}$  se debe aplicar siguiente ecuación:

$$S_{1,2} = \left( \frac{S_x - S_y}{2} \right) \pm \sqrt{\frac{(S_x - S_y)^2}{4} + S_{xy}^2}$$

El esfuerzo máximo  $S'_{\max}$ , puede ser calculado mediante siguiente ecuación:

$$S'_{\max} = \pm \sqrt{\frac{(S_x - S_y)^2}{4} + S_{xy}^2} \quad \text{donde:}$$

$$S_{1,2} = \left( \frac{S_x - S_y}{2} \right) \pm S'_{\max}$$

La expresión para el esfuerzo normal actuando sobre el plano de esfuerzo cortante máximo es:

$$S_n = \frac{S_x + S_y}{2}$$

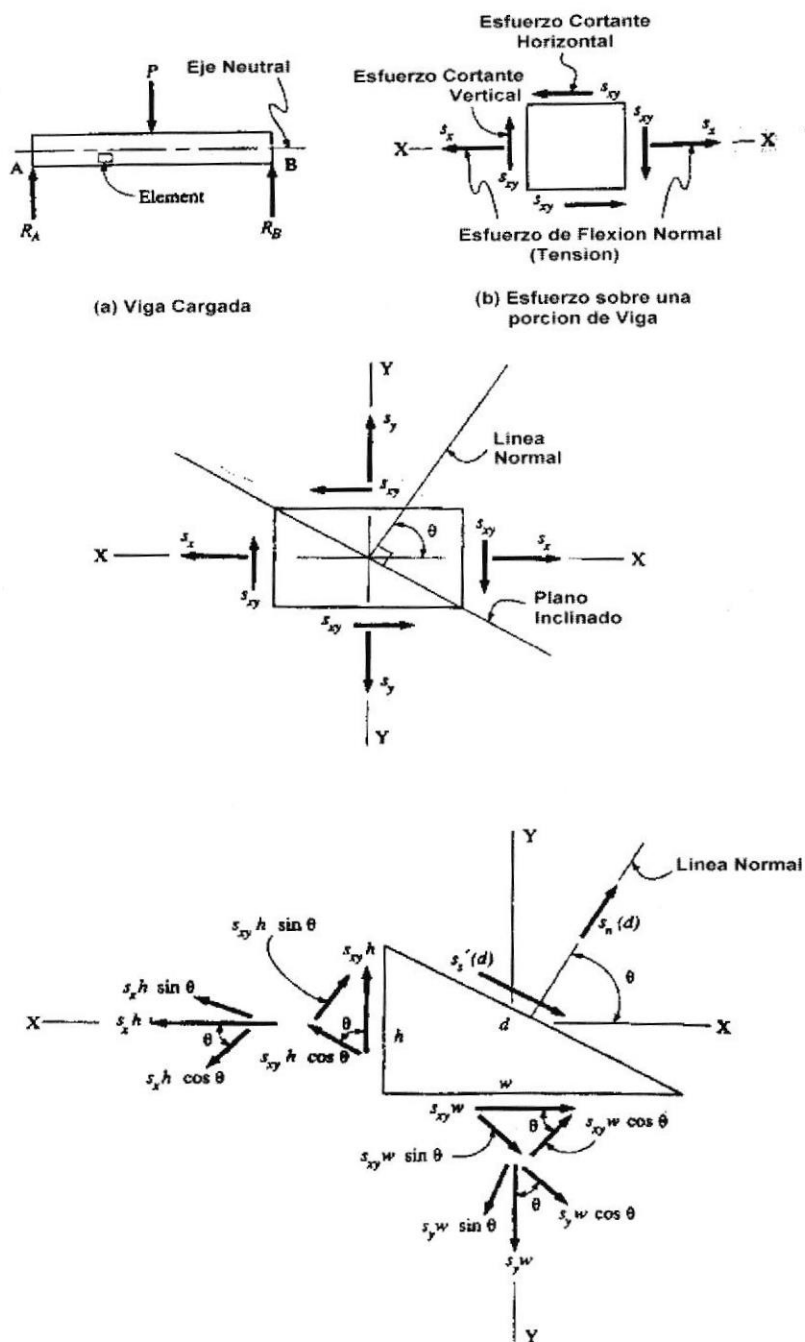


Figura 1.18 Esfuerzo cortante y de flexión combinado

Las ecuaciones desarrolladas para el esfuerzo cortante y de flexión, son validas para las direcciones de los esfuerzos mostrados en el esquema, pero si las direcciones de los esfuerzos son contrarias a los mostrados, se debe cambiar el signo en cada ecuación.

# CAPÍTULO 2

## 2. UNIONES TÍPICAS PARA SOPORTAR VIGAS.

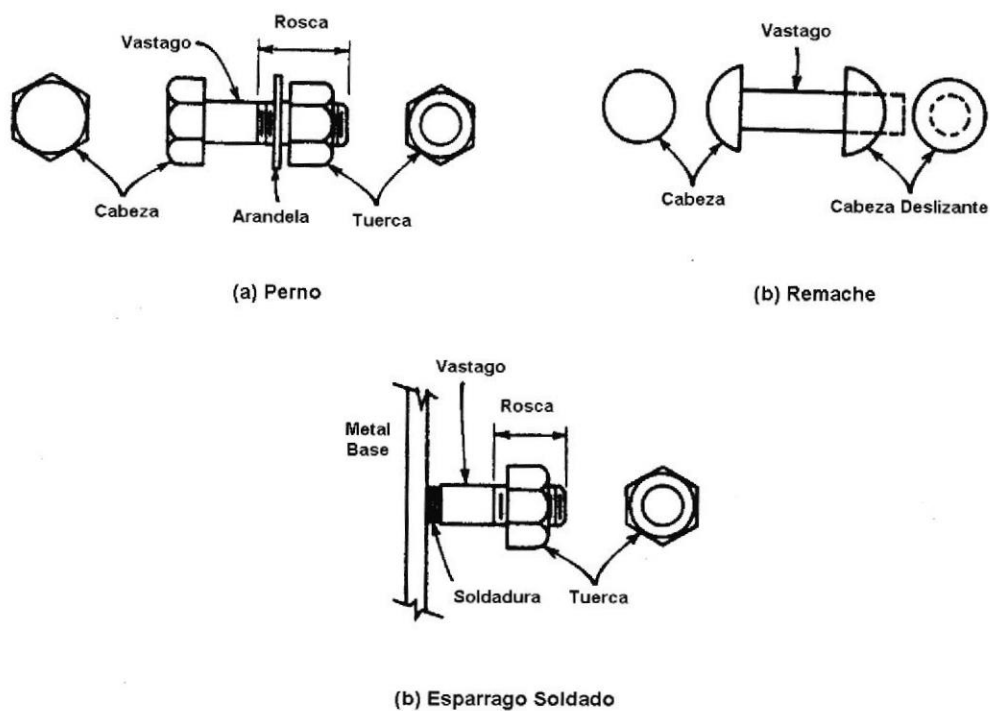
Las uniones son una parte íntima de la estructura de acero y su tratamiento adecuado es esencial para seguridad y economía de la estructura.

Un conocimiento intuitivo de cómo un sistema transmite las cargas (El arte de trayectoria de cargas) y un entendimiento del mecanismo estructural (La ciencia del equilibrio y condición límite) son necesarios para determinar el tipo de uniones, los mismos que proporcionan seguridad y economía. Este capítulo está basado en uniones empernadas y soldadas, bajo las especificaciones del manual del acero de construcción (ASD, 9<sup>th</sup> Edición), del Instituto Americano del Acero y la Construcción (AISC), y la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

El taller donde es fabricada la estructura de acero, no produce el acero. El acero es producido en el tren de laminación y suministrado a los talleres de fabricación en varios tamaños, formas y perfiles.

## 2.1 Tipos de Sujetadores

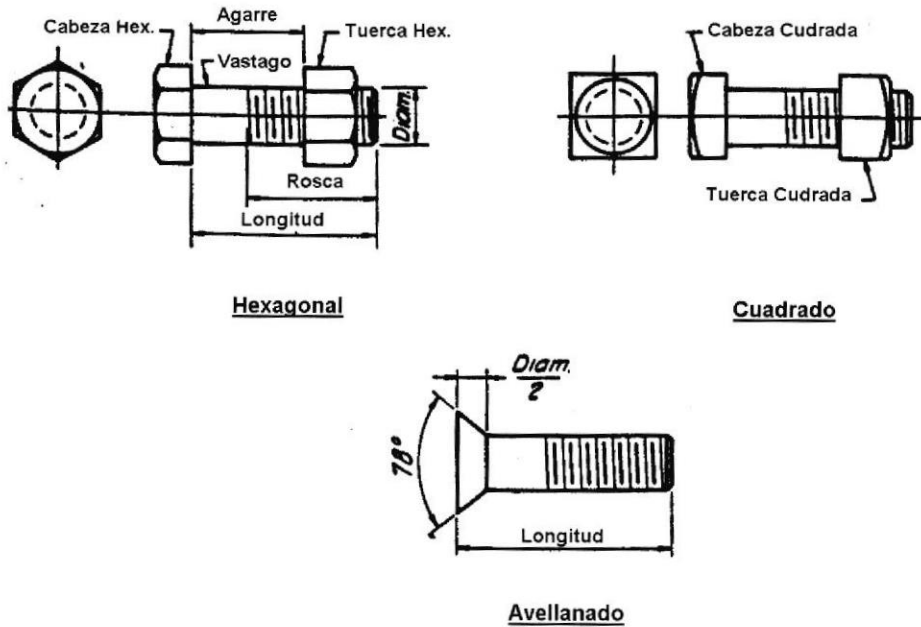
El sujetador predominante es el remache, muy poco usado en la actualidad. Los dos tipos más comunes de conectores para estructuras de acero usados en la actualidad son: pernos y soldaduras. Estos tipos de sujetadores mostrados en la **Fig.2.1**, forman una familia de fijadores mecánicos, que están referidos al manual del AISC como "Bolts, threaded Parts, and Rivets".



**Figura 2.1 Tipos de sujetadores**

### a. Pernos, arandelas y tuercas

Los pernos consisten de un cuerpo cilíndrico (vástago) con una cabeza fija en un extremo. Una porción del cuerpo es roscada para recibir una tuerca. La tuerca y la cabeza pueden ser de forma cuadrada o hexagonal y la arandela puede o no ser requerida.



**Figura 2.2 Perno y arandela ASTM A307**

Los pernos son relativamente económicos, y se pueden ser chequeados visualmente por imperfecciones o daños en el material.

La AISC 1989, lista cuatro tipos básicos de material usado para la fabricación de pernos para estructuras de acero, las mismas que están referidas por la respectiva designación ASTM.

**Pernos A307 (Fig. 2.2) I**, con una  $F_u = 60,000$  psi, el cual no tiene especificado  $F_y$ , era usado frecuentemente en la practica; Sin embargo, su uso estuvo siendo algo limitado. Este tipo de perno fue frecuentemente referido como él más común, simple, sin acabado, o perno torneado. Estos pernos tienen algo de peligro, debido a que puede haber la posibilidad de desenroscado; Sin embargo, la especificación AISC prohíbe el uso de estos pernos en conexiones especiales.

**Pernos A325, A490, A449 (Ver Apéndice "B") I**, Son pernos de alta resistencia usados para conexiones en el área de fabricación y en el campo. Sin embargo, estos pernos son mas frecuentes a ser usados por las especificaciones para la construcción de edificaciones. La especificación AISC 1989, lista dos tipos de grados de resistencia. **ASTM A325** (Pernos de alta resistencia para conectar estructuras de acero) y **ASTM A490** (Pernos de acero aleado templado y revenido para conectar estructuras de acero). Estas especificaciones cubren la manufactura y prueba de pernos, tuercas y arandelas aceradas requerida en el empernado de alta resistencia. Para propósitos

generales de pernos A325, con aproximadamente un  $F_y = 90\text{ksi}$ , es especificado usualmente. (Los pernos A325 están disponibles con características de resistencia a la corrosión comparada al acero ASTM A242 y A588).

<b>PERNOS A325</b>		
<b>TIPO</b>	<b>DIAMETRO (<math>\phi</math>): RANGO Y TAMAÑO (in.)</b>	<b>MATERIAL</b>
1	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1 \frac{1}{2}$	Acero de medio carbono.
2	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1 \frac{1}{2}$	Acero de bajo carbono martensita.
3	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1 \frac{1}{2}$	Acero intemperizado.

<b>PERNOS A490</b>		
<b>TIPO</b>	<b>DIAMETRO (<math>\phi</math>): RANGO Y TAMAÑO (in.)</b>	<b>MATERIAL</b>
1	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1 \frac{1}{2}$	Acero aleado
2	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1$	Acero de bajo carbono martensita.
3	$\frac{1}{2} \leq \phi \leq 1 \frac{1}{2}$	Acero intemperizado.

El costo de estos pernos es alrededor del 15% mas que los pernos A307. Un perno fuerte de alta resistencia (A490 aprox.  $F_y = 120\text{ksi}$ );

esta disponible y puede proveer mas seguridad y estabilidad cuando material de alta resistencia es conectado. Su costo es alrededor del 35% mas que los pernos A325.

Los pernos **ASTM A449**, son usados cuando el diámetro del perno es mayor que 1 ½ in. es requerido. Estos pernos son a menudo usado en edificios y no deben ser usados en conexiones de fricción critica.

Las tuercas lista dos grados de resistencia igual que los pernos anteriormente mencionados, las mismas que son producidas de forma hexagonal de alta dureza. (*Ver apéndice C, "Heavy Hex Bolt and Nut Dimensions", tabla 1.2. Códigos y especificación AISC 1989, volumen II connections, edición # 9).*

Las arandelas presentan un grado **ASTM F436**, que puede ser usada en pernos A325 o A490. El espesor permitido para arandelas es 5/32 in. para circulares y 5/16 in. Para arandelas biseladas (*Ver apéndice D, "Washer Dimensions, tabla 1.4. Códigos y especificación AISC 1989, volumen II connections, edición # 9)*

Los pernos pueden ser instalados por uso de fuerza neumática, o por una llave de impacto similar que puede ser ajustada con el grado de esfuerzo que se requiere poner sobre el perno y rosca.

## b. Espárragos soldados

Conexión por rosca, con un extremo soldado hacia el miembro de acero o sobre una placa de acero. Se han empezado a usar mas a menudo por su característica única. Esta soldadura es un acoplamiento automático: Un extremo se coloca dentro de la pistola eléctrica (gun), y el otro extremo es llevado hacia el contacto con el metal base a la posición y lugar deseado. Cuando sea realiza el contacto y el dispositivo es disparado, el espárrago inmediatamente se adhiere al metal base formando una fusión.

Las pistolas de soldadura, materiales y tipos de espárragos, varían entre fabricantes. Los fabricantes típicamente usan materiales que tienen a  $F_y = 50\text{ksi}$  y un correspondiente diseño contra esfuerzo cortante cuya capacidad es de 24 ksi.

La ventaja de usar espárragos soldados es obvia, estos son usados donde no hay espacio para colocar pernos, y donde no es necesario que exista espacio para apretar los mismos. De esta manera, los espárragos soldados son mas caros que otro tipo de conector.

### c. Remaches

Algunos talleres de fabricación siguen usando remaches para ciertos propósitos. Un remache consiste de un cuerpo cilíndrico (vástago), con una cabeza en uno de sus extremos.

El vástago es hecho lo suficientemente largo para extenderse a través de las partes a conectar y de esta manera tener el material suficiente para formar otra cabeza en el otro extremo.

Su diámetro es comparativamente pequeño con respecto al agujero donde será insertado; entonces, cuando el remache se expanda por efecto del calentamiento, este todavía queda instalado sin problemas dentro de la respectiva perforación.

Para realizar su instalación, se debe usar una prensa neumática o martillo en los dos extremos, produciéndose un contragolpe para de esta forma generar la cabeza en el extremo que inicialmente carecía, produciéndose así la conexión. La especificación AISC 1989, lista dos tipos básicos de remaches de acero, A502-1 y A502-2,3. Para propósitos generales, Grado 1 (Acero al carbón) es especificado cuando el acero es de alta resistencia y Grado 2 (Acero al carbón-manganeso).

Combinaciones entre los conectores básicos arriba mencionados (remaches, pernos o soldadura) pueden ser usadas para conexiones de elementos estructurales en un edificio. Por ejemplo, un extremo de la pieza para conexión puede ser soldada a un miembro estructural, y ensamblada por pernos hacia otro miembro estructural; este tipo básico de conexión se llama "Soldado en taller y empernado en el campo". También, estos miembros a menudo son empernados temporalmente y entonces soldados en el campo.

#### **d. Soldadura**

El cuarto tipo de sujetador es la soldadura. Allí están disponible numerosos procesos de soldadura, pero el único proceso aceptable en el trabajo estructural es la soldadura por fusión por medio del proceso de arco eléctrico.

En la soldadura por fusión, el metal base y el material de aporte es calentado hasta la temperatura de fusión. El calor para esta operación es suministrado por un arco eléctrico. En el instante que el arco es formado, la temperatura del metal (metal base y material de aporte) en la boquilla del electrodo es llevada hasta el punto de fusión.

El material derretido que se ha formado, es forzado a cruzar el arco y ser depositado en el cráter formado por el material base derretido. La fuerza impelente de las gotas de material base derretido que cruza el arco es actualmente demasiado fuerte para permitir la soldadura de posición sobre cabeza (overhead). Para crear el arco, el terminal negativo (tierra) del motor-generador es colocado en dos formas; Uno puede ser sobre un componente que se esta fabricando en el taller, y otro sobre la estructura de un edificio que se esta instalando en el campo, y el terminal positivo (work) es fijado por medio de un cable flexible al electrodo.

Con el generador en funcionamiento, el electrodo es puesto en contacto con la pieza a trabajar para formar el arco. Como el electrodo es derretido y depositado localmente sobre el metal base de trabajo, el operador debe continuar alimentando el electrodo para mantener una separación constante (gap) para construir el cordón deseado. Si el metal del cráter entra en contacto con el aire, allí se producirá una reacción química dando como resultado un metal frágil, muy susceptible a la corrosión.

Esta acción es prevenida usando un electrodo recubierto, que produce grandes cantidades de gas inerte que cuando es

calentado en ese momento se forma un escudo en el cráter del metal derretido.

Este recubrimiento también produce un flujo que intercambia los procesos formando una escoria sobre la soldadura, la misma que protege el cordón de la atmósfera mientras se esta enfriando. La escoria formada es muy frágil y fácil de remover, usando un martillo-cinzel y un cepillo de alambre, entonces la soldadura puede ser pulida y pintada sin problema.

Varillas revestidas son conocidas como electrodos de arco revestido y están disponibles en varios grados del acero estructural. La resistencia última de tracción es una propiedad de la soldadura que varía de 60 a 110 ksi, el diseño de resistencia al corte, desde 18 a 33 ksi. Por ejemplo, un electrodo, el 70XX, frecuentemente especificado por la soldadura acero A36 y tiene un diseño de esfuerzo al corte de 21 ksi.

El electrodo E80XX es usado para el acero A572 grado 65 y tiene un diseño de esfuerzo al corte de 24 ksi. Para soldadura de gran tamaño o para aceros de alta resistencia, una temperatura de precalentamiento es requerida. También se debe notar que la contracción, acompañando los procesos de enfriamiento, usualmente genera esfuerzos residuales en la soldadura y en las piezas a soldar; Sin embargo, se debe tomar

importancia para asegurar una adecuada resistencia para compensar esos esfuerzos residuales.

## 2.2 Tipos del acero para construcción.

La especificación AISC, reconoce tres tipos de básicos de aceros para construcción, donde cada uno es relativo a otro en la forma que están conectados o fijados entre sí. Consecuentemente, aquí están tres asunciones básicas para el diseño, las mismas que son predichas por el tamaño del miembro a conectar o fijar y un número de factores.

**Tipo 1:** Comúnmente diseñada como “Estructura rígida” (Estructura continua), se asume que la conexión viga a columna tiene suficiente rigidez para mantener los ángulos originales, entre las virtuales intersecciones de miembros sin cambio.

Este tipo de construcción es incondicionalmente permitido por la especificación AISC; Cuando este tipo de construcción es usado en la estructura de un edificio, este es estáticamente indeterminado. Por eso es necesario que un análisis de esfuerzos se realice cuidadosamente y que valores de esfuerzos permisibles por la AISC no sean excedidos en el diseño miembros y conexiones.

**Tipo 2:** Comúnmente llamado “Ensamblado simple” (sin restricción y extremos libres o conectado por pasador), asume que la carga de la

gravedad es concerniente, los extremos de vigas secundarias (beams), y de vigas principales (girders) están conectados por cizallamiento, y también están libres para rotación bajo carga de la gravedad. Este tipo de construcción, es permitido si el sistema estructural es usado para desarrollar fuerzas laterales (viento y sismo) sobre el armazón.

Este tipo 2, debe ser tomado con mucha importancia para asegurar conexiones flexibles, la misma que deben tener una adecuada rotación inelástica y capacidad para permitir sobreesfuerzos en los sujetadores, bajo las condiciones de carga debido a la gravedad y el viento.

**Tipo 3:** Comúnmente diseñado como “ Ensamblado semirigido” (parcialmente restringido), este asume que las conexiones de vigas secundarias y vigas principales, poseen una dependencia y conocen del un momento flector definido sin sobreesfuerzos, cuya capacidad en grado es intermedia, entre una estructura rígida del tipo 1 y una completa flexibilidad del tipo 2. El diseño de conexiones viga a columna esta disponible por AISC. Pero ese tipo 3 de construcción no será discutido en este proyecto.

### **2.3 Uniones típicas**

Una estructura puede considerarse el ensamble de varios elementos, que deben estar fijados conjuntamente para formar el producto

terminado. Independiente de cómo científicamente y eficientemente una estructura sea diseñada, si las conexiones son inadecuadas el resultado puede ser un colapso catastrófico.

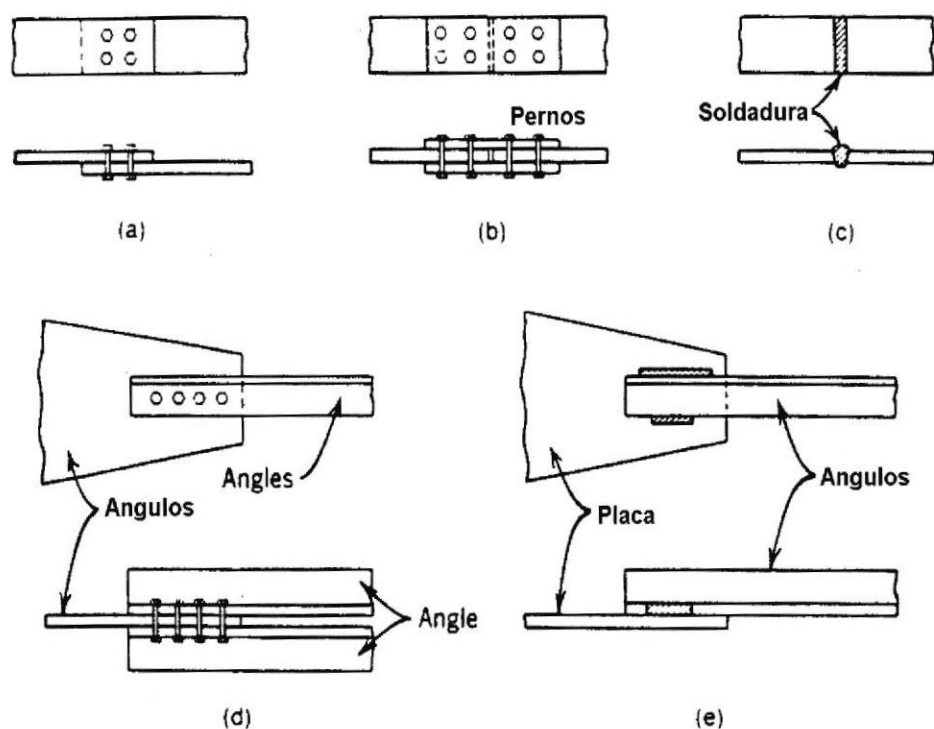
Las uniones sirven principalmente para transmitir cargas desde o hacia la intersección de miembros que conforman la estructura, donde el diseño de las uniones esta basado en el principio estructural. Esto involucra que la unión sea económica y estructuralmente eficaz y practica.

Los diferentes tipo de uniones usados en la practica son muy numerosas para ser listados aquí, y el detalle de cualquier conexión dada, variara con en tipo de conector mas adecuado.

Cada tipo de conexión empernada o soldada, tiene su propia ventaja y desventaja peculiar ente sí. A continuación se presentan varios ejemplos de conexiones usadas en edificaciones de acero, con el tipo de conector (perno y soldadura) combinados.

**Conexión por traslape y a tope (Fig.2.3)** / Estas uniones son generalmente el tipo de conexiones más simple para usar, cuando dos miembros a conectar están sobre un mismo plano.

Estos tipos pueden ser empatados por si mismos, pero en algunos casos requerirán de piezas de metal para completar la conexión. La conexión por traslape o brida, puede estar en tensión o compresión.

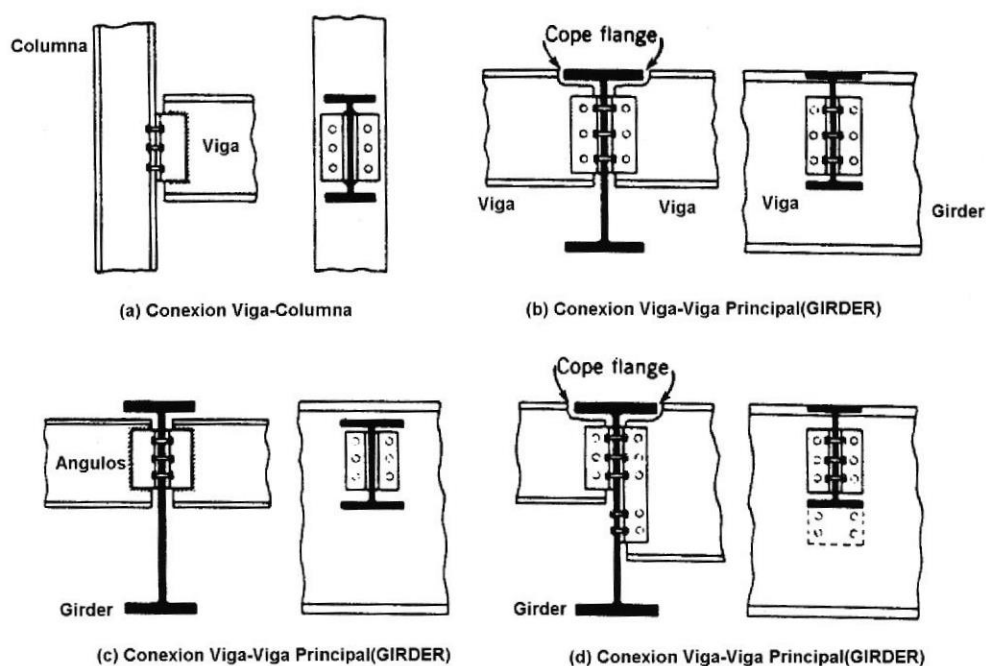


**Figura 2.3 Conexión por traslape y a tope**

Las siguientes conexiones que se explican a continuación, permiten rotación en sus extremos, por esto se puede asumir que es un soporte simple igual que el Tipo 2 del acero para construcción anteriormente mencionado.

**Conexión por ángulo (Fig.2.4)** / Los miembros estructurales en una edificación que son perpendiculares uno a otro, usualmente requieren el uso de un ángulo para efectuar su conexión. Pernos o soldaduras

pueden ser usados. Una vez que los miembros son posicionados, dependiendo del tipo de instalación, estos deben ser sujetados a los miembros de la estructura temporalmente en el lugar adecuado por medio de pasadores, pernos o punto de soldadura, antes de su ajuste permanente.



**Figura 2.4 Conexión por ángulo**

**Conexión por placa (Fig.2.5)** / Esta conexión por placa o al corte, es soldada en los extremos de una viga y puede ser usada en lugar de una par de ángulos, que generalmente se usa en una armazón.

Pernos son usados para conectar la placa al miembro a soportar. La fabricación de este tipo de conexión requiere de mucha precisión, debido a que la tolerancia es mínima.

**Conexión asentada (Fig.2.6)** / La conexión con asiento, es una viga asentada que por lo general son ángulos donde reposa la viga antes de su ajuste permanente de la conexión.

El ángulo sujetador sobre el ala superior una viga, solo suministra un soporte lateral en este punto, y se asume que no soporta carga. Este tipo de conexión es la más simple y deseada, pero hay que tomar en cuenta que cuando la carga aumenta el lado del ángulo que soporta la viga esta sometido a flexión, por lo tanto debe ser colocar atizador sobre el ángulo para reforzar el mismo.

**Conexión por ángulo reforzado (Fig.2.7)** / Esta conexión es posible para asegurar el alma de viga sobre el ala de columna. El mismo ángulo soportador solo es usado solo para fines de instalación mas no para soportar carga. Pernos o soldaduras puede ser usado para asegurar esta conexión.

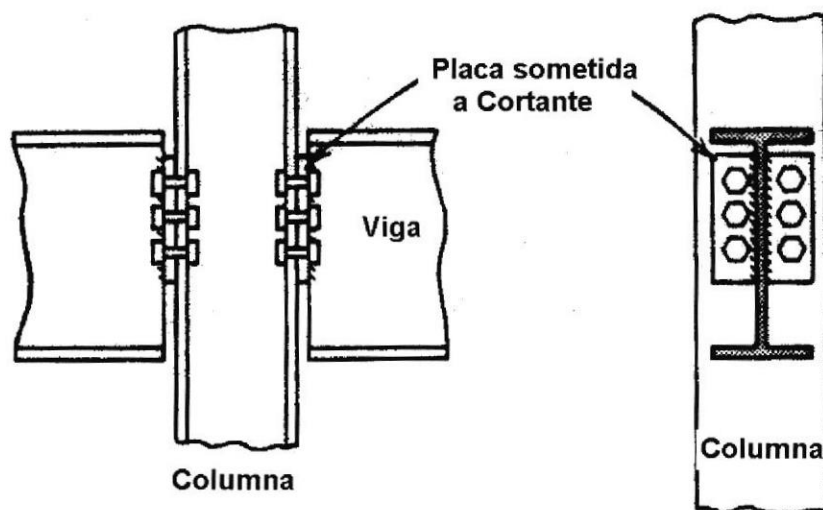


Figura 2.5 Conexión por placa

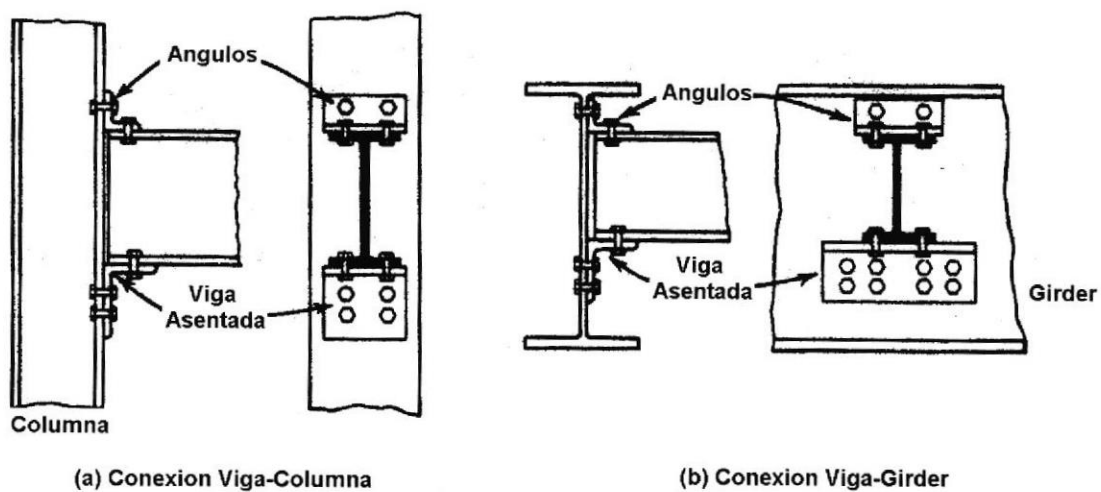
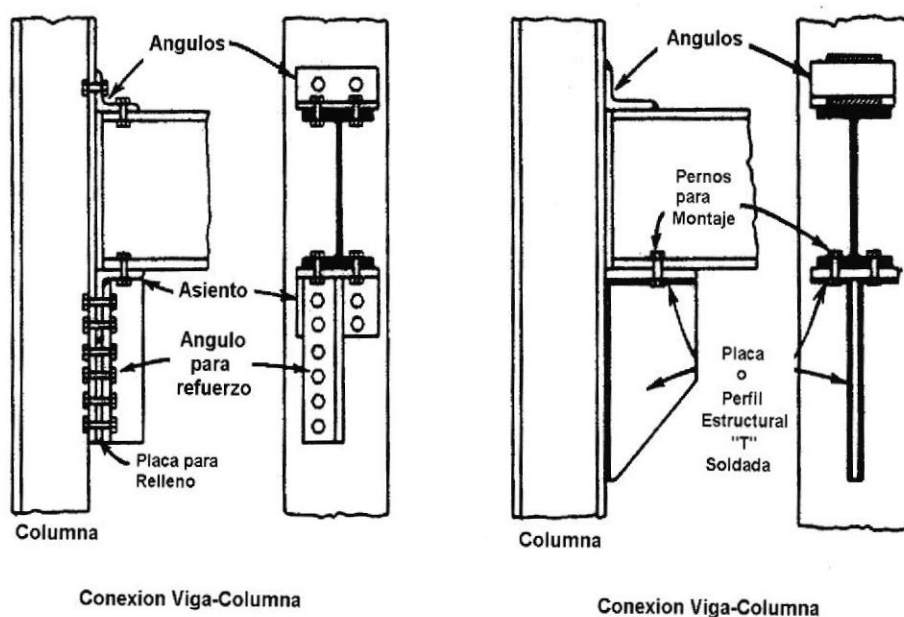


Figura 2.6 Conexión asentada

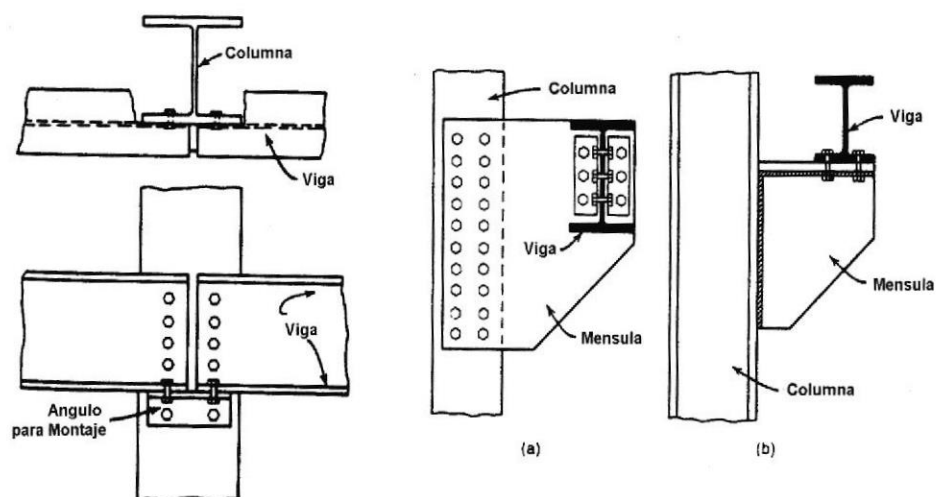


**Figura 2.7 Conexión por ángulo reforzado**

**Conexión excéntrica (Fig.2.8)** / Este tipo de conexión es necesaria cuando dos miembros están asegurados excéntricamente y no por intersección entre ellos. Estructuralmente es tipo de conexión no es deseada, porque la excentricidad es pronunciada en ambos, en la conexión y en uno de los miembros que están conectados.

**Conexión resistente al momento flector (Fig.2.9)** / Cualquier tipo de unión sea esta emperrada o soldada, puede ser usada para resistir un momento. Cualquier de las conexiones al corte antes mencionadas pueden ser usadas para desarrollar una fuerza vertical. Esto significa que el desarrollo de una fuerza horizontal sobre el ala de la viga es

requerido. Este tipo de conexión previene la rotación de un miembro con respecto a otro; Sin embargo, en la junta puede existir una rotación, dependiendo de las chapas para reforzar los miembros.



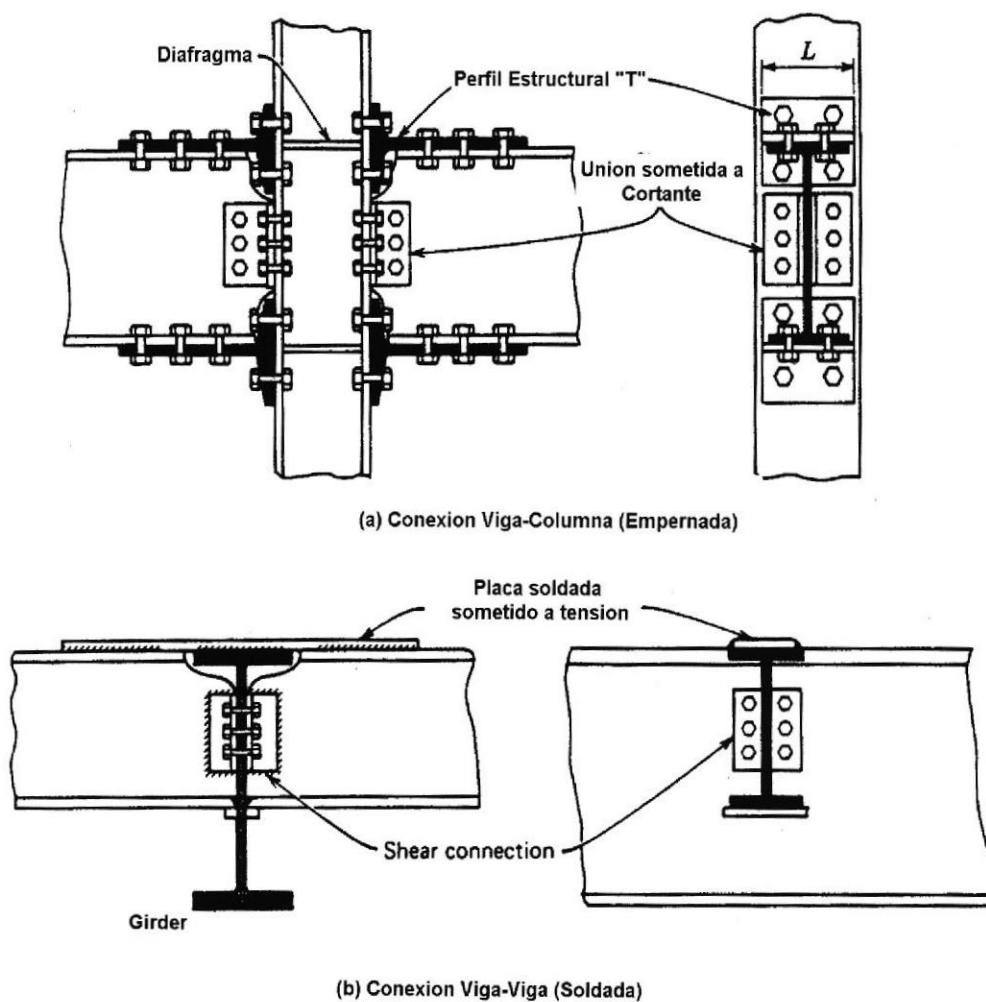
**Figura 2.8 Conexión excéntrica**

## 2.4 Uniones emperradas

Muchas conexiones son detalladas y construidas para que el mismo asegurador este sometido a una carga perpendicular. Cuando este es el caso, el asegurador es diseñado para resistir esfuerzos cortantes. Estos tipos bajo cargas normales se muestran en las **Fig.2.3** hasta **Fig. 2.7**; Este tipo de conexión es llamado también asegurador por fricción.

También, hay ocasiones donde el asegurador esta sometido a tensión y son denominadas conexiones tipo colgador. Los pernos de alta resistencia son recomendados para desarrollar este tipo de carga.

La conexión mostrada en la **Fig. 2.9**, muestra una conexión resistente a un momento, es una combinación tensión y cortante.



**Figura 2.9 Conexión resistente al momento flector**

## 2.4.1 Material, características y especificaciones del acero estructural

### a) Material

Es evidente, que en la formula para una viga, el momento de resistencia de su sección transversal varia con el momento de inercia. Sin embargo, la sección económica puede suministrar el mayor momento de inercia con menos área. También, desde que el valor máximo del esfuerzo en la fibra ocurre en la parte superior e inferior de la sección transversal de la viga, es deseable colocar mas material como sea posible cerca de la parte superior e inferior de las secciones transversales.

Los perfiles estructurales W, S, C, MC, L, son designados por el perfil o símbolo del grupo, seguido por su altura nominal y su peso por ft de longitud. La designación W10x49 indica un perfil de ala ancha, aproximadamente de 10 in de altura y un peso de 49 lbs/ft. Algunos perfiles y símbolos del grupo, sus nombres y principales características son mostrados en los anexos (**Ver apéndice E, representación esquemática de perfiles estructurales en planos de fabricación**)

En la (**Fig.2.10**) se presenta un gran volumen de material, que puede ser clasificado dentro de los siguientes grupos básicos.

(1) Viga estándar americana (S), el espesor del alma es mayor y el ancho es mas angosto que el perfil W. Sus alas tienen un espesor variable.

(2) Viga canal estándar americana (C), sus alas tienen un espesor variable.

(3) Viga canal miscelánea (MC), estos son canales especiales que tienen el mismo perfil que la viga canal C. Estos perfiles tienen un número limitado de producción y no son laminados frecuentemente.

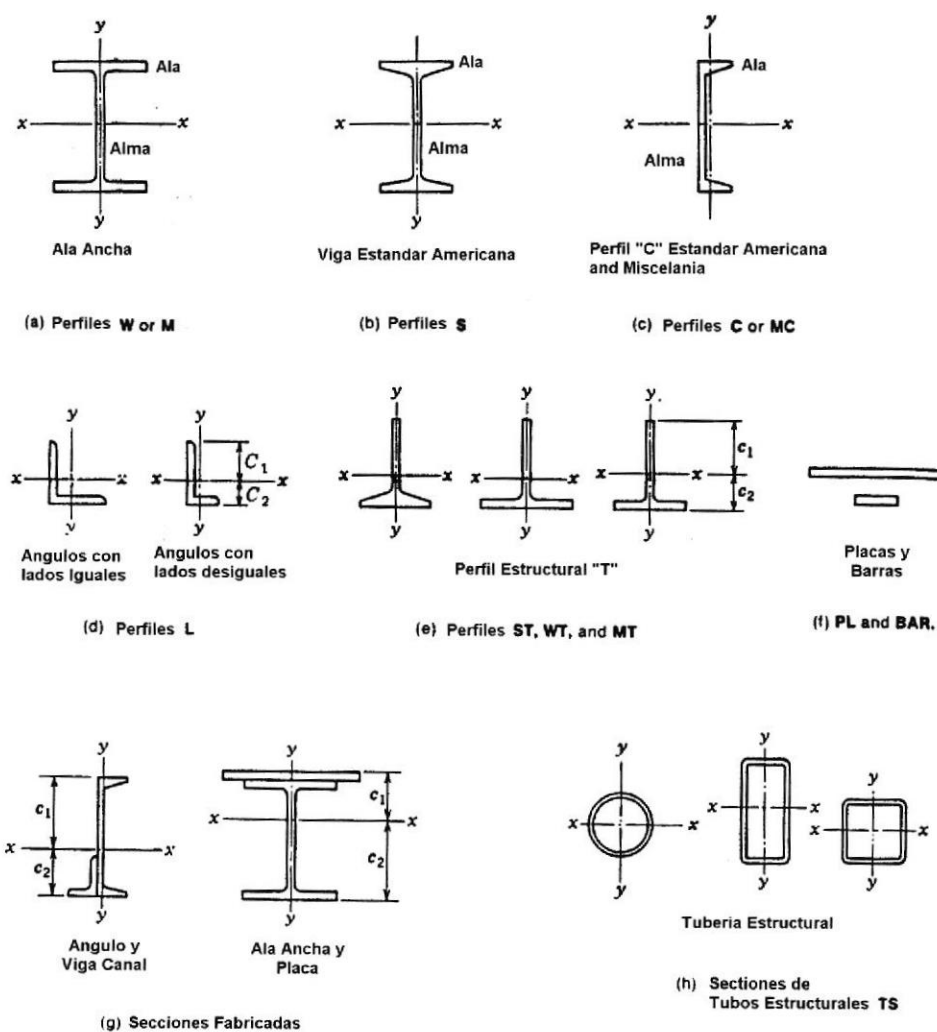
(4) Viga de ala ancha (W), es usada para vigas y columnas.

(5) Viga liviana de ala ancha miscelánea (M), es un perfil especial de liviano peso, el cual tiene un perfil similar al perfil W. Estos perfiles tienen un número limitado de producción y no son laminados frecuentemente.

(6) T estructural (ST, WT, MT), este perfil es obtenido por la división longitudinal de los perfiles S, W y M, usualmente a lo largo de la mitad de la altura del alma.

(7) Ángulos (L) consisten de dos lados, los que pueden ser iguales y de diferente longitudes. La dimensión de lados es medida desde la intersección perpendicular de los mismos.

8) Planchas (PL) y platinas (FLT) son de sección transversal rectangular y vienen en varios espesores y anchos. Las barras tienen un valor máximo de su ancho de 6 o 8 pulgadas; las planchas tienen un rango arriba de 8 hasta 200 pulgadas, sujeta a limitaciones de espesor y longitud.



**Figura 2.10 Secciones y perfiles estructurales**

La designación para los tubos de acero y la tubería estructural es diferente a los perfiles. El grupo del perfil es primero, seguido por la altura y sus dimensiones (o el diámetro en el caso de un tubo), y el espesor de las paredes externas. La designación *TS6x4x0.375*, y para secciones circulares, *TS6ODx0.280*

#### **b) Características**

Acero, especialmente el acero estructural, es fundamental para construcción de edificios y puentes. Este es fabricado en un gran rango de perfiles y grados los cuales permiten la máxima flexibilidad del diseño.

Este material es relativamente económico para producir, fuerte, versátil, y disponible para la industria de la construcción.

El acero es uniforme en calidad y estable dimensionalmente; es durable y no es afectado por congelación y descongelación alternada. Por la adición de pequeñas cantidades de cobre y otras aleaciones de elementos, es resistente a la atmósfera corrosiva que puede cambiar marcadamente. El acero puede ser aleado o aleación y

tratado térmicamente, para obtener tenacidad, ductilidad y alta resistencia, para poder satisfacer la demanda de servicio, y estar listo para la fabricación.

**c) Especificaciones**

El acero estructural esta compuesto casi en su totalidad de hierro.

Pequeñas partes de otros elementos, particularmente carbón y manganeso deben estar presentes para suministrar resistencia y ductilidad. Incrementando el contenido de carbón el acero se vuelve fuerte y duro. Disminuyendo el contenido del carbón el acero se vuelve más dúctil. El grado de acero estándar usado para puentes y edificios contienen la cuarta parte del un porcentaje del carbón, con pequeñas cantidades de varios elementos permitidos por la especificación del acero en particular.

Todos los aceros son manufacturados para especificaciones las cuales estipulan requerimientos mecánicos y químicos en detalle. Las especificaciones estandarizadas para aceros estructurales están estabilizadas por la ASTM. El comité de esta sociedad esta encargado de desarrollar y mantener actualizado las especificaciones del material hacia los

principales productores, consumidores y a todos los grupos de interés general.

De igual importancia es ASTM A6 (*Specification For General Requirements for Standard Rolled Steel Plates, Shapes Sheet Piling, and Bars for Structural Use*), el cual cubre en detalle todos los aspectos de taller de fabricación, seguridad y tolerancias aplicados al acero rolado. Las especificaciones ASTM, lista los aspectos y las principales propiedades de estos aceros. Entre las especificaciones listadas encontramos, el esfuerzo de tensión  $F_u$  y el esfuerzo de fluencia mínimo  $F_y$  para cada grado específico del acero, el mismo que puede variar con el tamaño del perfil, el espesor de las planchas y barras. A Continuación se presenta las especificaciones del acero estructural utilizado en la construcción de edificios, mostradas en la **Tabla 1**

**a. ASTM A36** es un acero al carbón con un esfuerzo de fluencia mínimo de 36 Ksi, para todo los grupos de perfiles, planchas y barras hasta 8 in de espesor. Las planchas y barras arriba de 8 in de espesor tienen un esfuerzo de fluencia mínimo de 32 Ksi.

**b. ASTM A529** es también un acero al carbón, tiene un esfuerzo de fluencia mínimo de 42 Ksi, pero esta limitado para

los perfiles, planchas y barras  $\leq \frac{1}{2}$  in de espesor, que pertenecen al grupo 1.

**c. ASTM A441** es un acero de baja aleación de alta resistencia, con tres niveles de esfuerzo de fluencia para perfiles y el cuarto nivel para los planchas y barras. Estos niveles en orden ascendente, con un rango desde 40 ksi a 50 ksi según el tamaño del perfil, plancha y el espesor de las barras decrecen.

**d. ASTM A572** es un acero de baja aleación y de alta resistencia, con cuatro niveles de esfuerzo de fluencia, cuyo nivel tiene un rango desde 65 ksi a 42 ksi. Los perfiles de todos los grupos están disponibles en el rango desde 42 ksi a 50 ksi. Sin embargo, solo el grupo #1 y #2 tienen un grado de 60, y el grupo #1 grado 65.

**e. ASTM A242** es un acero de baja aleación, de alta resistencia y resistente a la corrosión; con tres niveles de esfuerzo de fluencia que son 50 ksi, 46 ksi,



TABLA # 1

## ACERO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS

Tipo de Acero	Designación <sup>a</sup> ASTM	Esfuerzo		Formas Disponibles (ASTM grupos de perfiles rolados <sup>c</sup> , planchas <sup>d</sup> )	
		Resistencia de Fluencia (Ksi)	Resistencia Ultima <sup>b</sup> (ksi)		
Carbón	A36	36	58-80 <sup>e</sup>	todos los perfiles, planchas y barras	
	A529	42	58-80 <sup>c</sup>	Perfiles grupo #1, y Planchas hasta 1/2	
Baja aleación y alta resistencia	A441	40	60	No perfiles, 4 < plancha ≤ 8	
		42	63	Perfiles grupos #4,5 y 1 1/2 ≤ plancha < 4	
		46	67	Perfiles grupo #3, y 3/4 ≤ plancha < 1 1/2	
		50	70	Perfiles grupo #1,2 y plancha hasta 3/4	
	A572 GRADO	42	42	60	todos los perfiles, y 1/2 < plancha ≤ 6
		46	46	65	todos los Perfiles, y planchas hasta 2
		60	60	75	Perfiles grupos #1,2 y plancha hasta 1 1/4
		65	65	80	Perfiles grupo #1 y plancha hasta 1 1/4

TABLA # 1 (Cont.)

Tipo de Acero	Designación <sup>a</sup> ASTM	Esfuerzo		Formas Disponibles (ASTM grupos de perfiles rolados <sup>c</sup> , planchas <sup>d</sup> y barras)
		Resistencia de Fluencia (Ksi)	Resistencia Ultima <sup>b</sup> (ksi)	
Baja aleación, alta resistencia y resistente a la corrosión	A242	42	63	No perfiles, $4 < \text{plancha} \leq 8$
		46	67	Perfiles grupos #4,5 y $1 \frac{1}{2} \leq \text{plancha} < 4$
		50	70	Perfiles grupo #3, y $\frac{3}{4} \leq \text{plancha} < 1 \frac{1}{2}$
	A588	42	63	todos los perfiles, y $1/2 < \text{plancha} \leq 6$
		46	67	todos los Perfiles, y planchas hasta 2
		50	70	Perfiles grupos #1,2 y plancha hasta $1 \frac{1}{4}$
Temp. & Rev.	A514	90	100 -130	no perfiles, y $2 \frac{1}{2} < \text{plancha} \leq 6$
		110	110 -130	no perfiles, y plancha hasta $2 \frac{1}{2}$
Notas:				
a. El acero A440, el cual no fue recomendado para soldadura, no es de gran producción.				
b. Mínimo rango a menos que sea especificado.				
c. Grupo de perfiles está de acuerdo con ASTM A6 (Art.3.6)				
d. Todos las espesores son en in.				
e. Aplicable para perfiles mayor a 426 lbs/ft, con esfuerzo de fluencia mínimo de 58 ksi.				

42 ksi. La característica descendente es para mostrar que los perfiles aumentan en tamaño, y las planchas y barras aumentan en espesor.

**f. ASTM A588** es un acero de baja aleación, de alta resistencia y resistente a la corrosión; con un solo nivel para perfiles y tres niveles para planchas y barras. Estos niveles son 40 ksi, 46 ksi, 42 ksi. Este acero es único, debido a que el nivel mas alto del esfuerzo de fluencia es aplicado para todos los perfiles, planchas, y barras hasta 4 in. de espesor. Las planchas y barras arriba de 4 in. su esfuerzo de fluencia disminuye.

**g. ASTM A514** es un acero de aleación templado y revenido, con un esfuerzo de fluencia entre 90 ksi y 100 ksi. Este acero es utilizado solo para planchas y barras.

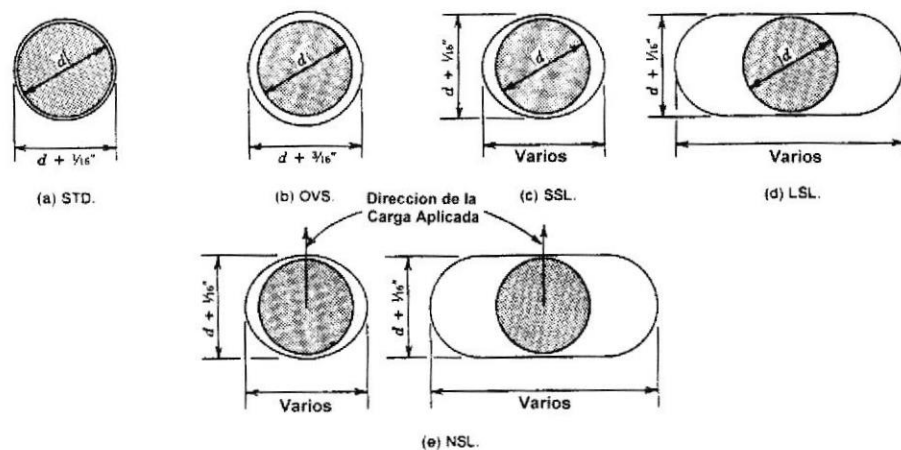
Los tipos de uniones más comunes para conectar elementos estructurales son las uniones soldadas y empernadas. Por muchos años los remaches predominaban para fijar las estructuras, pero debido a su baja resistencia, y alto costo de instalación y otras desventajas, se han considerado obsoletas.

#### **2.4.2 Tipos de agujeros.**

La determinación del tamaño, tipo y forma de los agujeros para sujeción es una parte importante del diseño. Los agujeros son

usualmente generados por una maquina de ponchar, usando matrices estándares. Sin embargo, si el material es de espesor grandes sus agujeros a ser perforados deben ser taladrados o subponchados y rimados. Los agujeros ovalados requieren de una labor adicional.

En la **Fig. 2.11**, se muestra agujeros estándares frecuentemente usados. A menos que otro tipo de agujero sea especificado, se asume el agujero estándar (STD); este es redondo y un (1/16 in) grande, permitiendo una tolerancia razonable para fabricación. (**Ver apéndice A, "Nominal holes Dimensions", tabla J3.1. Códigos y especificación AISC 1989, Manual ASD, edición # 9).**



Agujeros para Diámetros  $\leq 7/8$  in. (a) STD-Agujero Estandar, (b) OVS-Agujero Sobremedida (c) SSL-Agujero Ranurado longitud Corta, (d) LSL-Agujero Ranurado longitud Larga, y (e) Agujero Ranurado de longitud variable normal a la Carga Aplicada.

**Figura 2.11 Tipos de agujeros**

La principal razón por la cual se usa agujeros sobre medida o agujeros ovalados (NSL), es para proporcionar muy buena flexibilidad en el ensamble y empatadura de los miembros en la estructura. Además, cuando la geometría de estructura es complicada o posee elementos de gran longitud. Los agujeros ovalados (NSL), pueden ser pequeños o largos, pero deben estar orientados de tal forma que la carga aplicada sea normal sobre la longitud del agujero. Todo estos tipo de agujeros requieren de arandela posterior. Otro aspecto importante para la especificación de agujeros en el diseño de la conexión, sea este, tipo fricción (slip-critical type) o apoyo (bearing-type).

#### **2.4.3 Unión típica por apoyo simple**

Un buen ejemplo de unión por apoyo, es el perno estándar A307 en una junta traslape, ver **Fig.2.12**. El diámetro del agujero es mayor que el del perno; Entonces, Inicialmente hay una perdida en el ajuste. Inclusive pensando que la tuerca esta apretada para fijar la holgura, una pequeña fricción cuando la carga (P) es aplicada, donde, las piezas "resbalan dentro del apoyo". Observe que las superficies del apoyo, están sobre lados opuestos en el vástago del perno y el espesor de las piezas que están conectadas. Cuando se usa pernos A307, el tipo de conexión es diseño en base del apoyo.

Los pernos de alta resistencia (A325 o A490) pueden ser usados como unión por apoyo fricción. Si la conexión no se considera como un crítico deslizamiento "slip critical" o el perno no está sujeta a tensión, el diseño puede ser por apoyo también. Bajo estas circunstancias los pernos solo necesitan estar apretados para ajustar la holgura, cuyo esfuerzo de apriete puede ser proporcionado usando una llave regular. Los valores mostrados en la **Tabla 2**, de acuerdo con la especificación ASIC, suministra los esfuerzos permisibles de pernos según el tipo de conexión.

Los pernos de alta resistencia en una conexión por apoyo son más fuerte y económica que una conexión por fricción. Consecuentemente, este tipo es el más usado en las conexiones emperradas.

- **Unión típica por fricción**

Los pernos de alta resistencia (A325 o A490), tienen alta resistencia última. Estos pernos pueden ser utilizados para instalación de pernos y tuercas en donde el vástago está pretensionado a un alto grado.

Tal pretensionado suministra un efecto prensa entre las partes que están conectadas, donde solo la fricción puede transferir la fuerza cortante, como se observa en la **Fig. 2.12**.

La fuerza aplicada (P) no excederá la sumatoria de fuerzas (F); Sin embargo, en teoría, el vástago del sujetador nunca entra en contacto con los lados de la superficie interior del agujero.

**TABLA # 2**

**ESFUERZOS PERMISIBLES (KSI) DE PERNOS EN CONEXIONES TIPO APOYO (BEARING) Y FRICCION (FRICTION)**

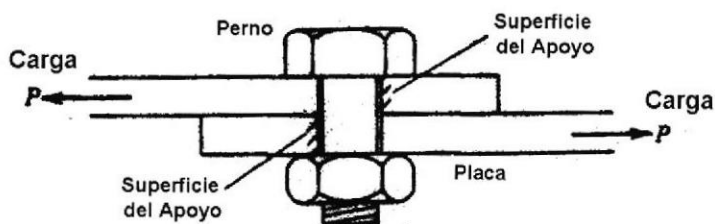
	Designación del Perno	Agujeros <sup>a</sup>	Esfuerzo Cortante Permisible $F_v$	Esfuerzo de Flexión <sup>b,c</sup> Permisible $F_p$	Esfuerzo de Tension Permisible $F_t$
Uniones Tipo Apoyo	Pernos A307	STD NSL	10.0	$1.2F_u$	20.0
	Remaches 502-1	STD	17.5		23.0
	Remaches 502-2,3	STD	22.0		29.0
	Pernos A325 N	STD NSL	21.0	or	44.0
	Pernos A325 X	STD NSL	30.0	$\frac{L_e F_u}{2d}$	44.0
	Pernos A490 N	STD NSL	28.0	Sin Importar si es pequeño	54.0
	Pernos A490 X	STD NSL	40.0		54.0
Uniones Tipo Friccion	Pernos A325 F	STD	17.0	$1.2F_u$	44.0
		OVS SSL	15.0		44.0
		LSL	12.0		44.0
	Pernos A490 F	STD	21.0	$\frac{L_e F_u}{2d}$	54.0
		OVS SSL	18.0	Sin Importar si es pequeño	54.0
		LSL	15.0		54.0

<sup>a</sup> Ver Figura 2.11

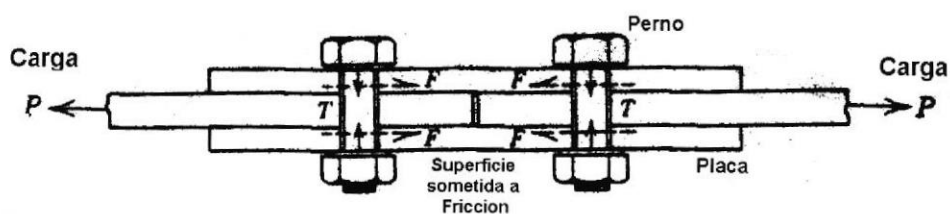
<sup>b</sup>  $F_u$  Mínimo Esfuerzo de ruptura especificado por el tipo de acero (Ver Especificaciones ASIC 9 th Edicion.)

<sup>c</sup> Bajo especiales condiciones hasta el limite  $F_p = 1.5F_u$  (Ver Especificaciones AISC)

Las conexiones con deslice critico siempre deben ser usadas cuando no haya deslizamiento a las cargas de servicio deseada. También, las cargas son dinámicas por naturaleza (carga sísmica) o si las cargas producen sobre los pernos una tensión directa. Finalmente, se debe notar que los agujeros sobre medida y los agujeros ranura requiere el uso de conectores tipo fricción con arandelas. Es importante hacer estas observaciones porque el diseño de una conexión tipo fricción es menos que el tipo apoyo, pero su diseño es más costoso.



(a) Sujetador Tipo Apoyo



(b) Conexión Tipo Fricción usando Pernos de Alta Resistencia

Figura 2.12. Sujetadores tipo apoyo y fricción

- **Fallas comunes en una junta empernada.**

Existe varios tipos de fallas en una conexión empernada, donde las más comunes son mostradas en la **Fig.2.13**. El esfuerzo cortante sobre pernos, donde el efecto prensa es despreciado y una condición tipo apoyo es asumida. La AISC requiere que la conexión tipo fricción sea diseñada como una conexión tipo apoyo.

La posibilidad es que ambas fallas (cortante y deformación) están presentes y deben ser consideradas en ambos casos, donde ambas fallas están dadas sobre la área neta y el área cortada, las mismas que ocurren cuando una fuerza tensora es aplicada.

Esto asume que el sujetador ocupa todo el agujero, permitiendo que el esfuerzo de compresión sea transferido a través del sujetador. Cuando el sujetador es de gran longitud el efecto de doblado o pandeo es ignorado.

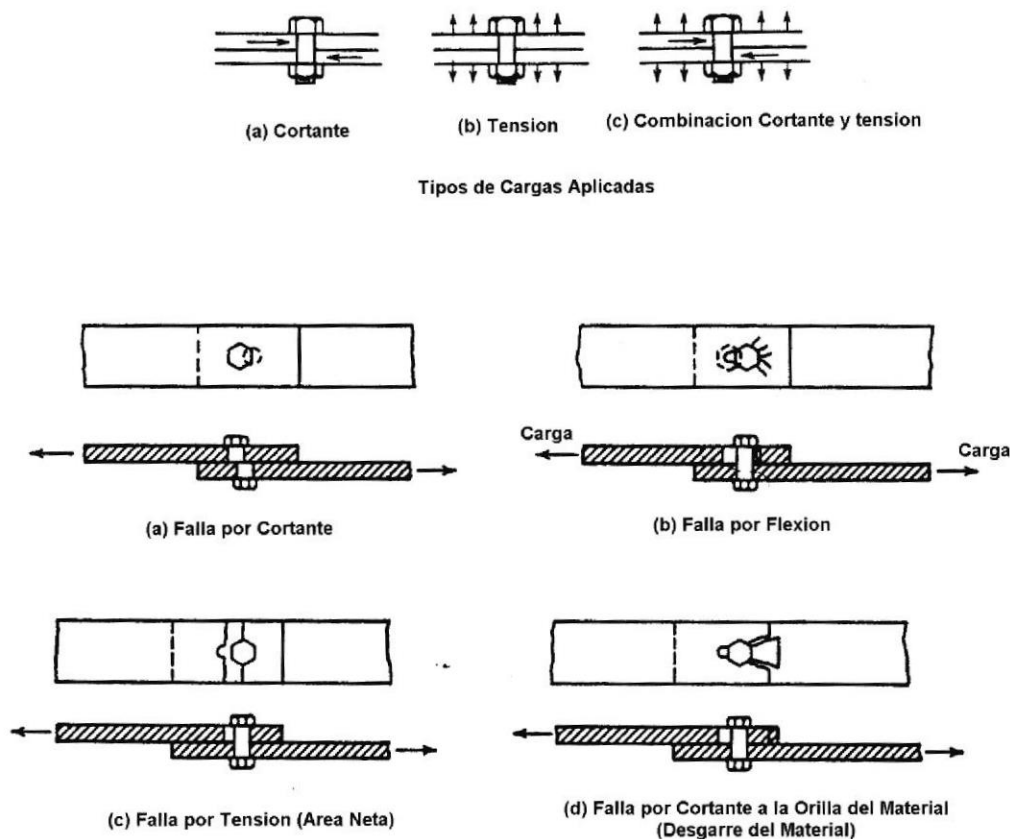
## **2.4 Uniones soldadas.**

### **2.51 General.**

Soldadura es un proceso en el cual dos piezas de metal son fundidas en conjunto por medio de calor, para formar una junta.

En la soldadura estructural usualmente existe un

acompañamiento, por la adición del metal de aporte desde el electrodo. La función de las soldaduras en conexiones estructurales son similares a los sujetadores (conexiones emperradas).



**Figura 2.13 Fallas en una junta emperrada**

La soldadura es usada para transferir la carga cortante, tensión, compresión hacia y desde la junta estructural, y para transferir

los esfuerzos calculados desde una parte de un miembro ensamblado a otro.

Un segundo uso de soldadura en el taller de fabricación, es para fijar piezas provisionalmente sobre miembros por medio de puntos de soldadura (no mostradas en planos de fabricación), las mismas que serán empernadas o soldadas en su totalidad por el instalador en la obra.

El diseño de soldadura desarrollado en este proyecto, es aplicable para miembros y uniones dentro de una estructura, las misma que están sometidas a cargas que son de naturaleza estática.

En miembros especiales, tal como grúas en edificaciones industriales y estructuras que soportan maquinas elevadoras o rampas vehiculares, están sometidos a cargas dinámicas.

Sin embargo, hay que entender que materiales bajos condiciones de fatiga, es esencial para un diseño inteligente de un estructura sujeta a cargas dinámicas, donde los esfuerzos máximos de diseño son repetitivos.

Es mas la fatiga, es otro peligro que debe ser evitado, esto ocurre cuando los espesores de soldadura usados son

grandes. La falla ocurre sobre las piezas mas no sobre la soldadura depositada.

## 2.5.2 Procesos de soldadura

En el pasado, allí estaba dos tipo diferentes procesos de soldadura: La soldadura de electrodo revestido y soldadura de arco sumergido. La soldadura de electrodo revestido es usada en el taller y en la obra. El proceso de arco sumergido es limitado para el taller.

### **El proceso de soldadura de arco con electrodo revestido (SMAW)**

Este es un proceso importante en el taller y en el campo, ver **Fig.2.14**. Este proceso algunas veces esta referido como manual o soldadura de varilla. Un arco eléctrico es producido entre el final del electrodo revestido y los componentes metálicos a ser soldados. El arco calienta el metal base y el electrodo hasta el punto de fusión y forma la colada sobre la superficie de trabajo. A medida que se produce del movimiento del arco, la colada antes formada se solidifica formando una soldadura homogénea, la misma que forma una parte electiva de la junta. Durante este proceso, el revestimiento del electrodo tiene dos propósitos: (a) Forma un escudo para prevenir la absorción de impurezas desde la atmósfera, y ((b) el flujo dentro del revestimiento purifica la colada.

**El proceso de soldadura de arco sumergido (SAW) (Fig.2.14)**, es importante en el taller de fabricación y es usualmente automático o semiautomático, usando una maquina. Un electrodo es empujado a través de una cantidad de flujo granulado donde el arco del metal es creado. Desde que el flujo es depositado sobre el metal, el proceso es efectivamente limitado para posición horizontal. Sin embargo, porque este proceso resulta de una soldadura de gran penetración, el AISC permite un valor efectivo para el actual tamaño de soldadura.

**El proceso de soldadura de arco metal con gas (GMAW) (Fig.2.14)**, también puede ser automático o semiautomático y que puede ser efectuado en el taller y el área de montaje. Este proceso difiere del arco sumergido en que el flujo es remplazado por una corriente de gas. Este permite soldadura en todas las posiciones (horizontal, vertical y sobre cabeza), pero en el campo de instalación es limitado por la posibilidad que el viento interrumpa la corriente de gas.

**El proceso de soldadura de arco núcleo-fundente (FCAW) (Fig.2.14)**, es similar al arco metal con gas, excepto que los electrodos son tubulares y contienen corriente que es depositada sobre la soldadura. Este proceso muchas veces es automático o semiautomático para soldadura en el taller o en la obra.

El proceso de soldadura de electro-gas (GMAW-EG) o (FCAW=EG) y electro-slag (ESW) / Fig. 2.14, es un método especial usando cualquier proceso de arco metal con gas o arco de núcleo fundente. Este es un método completamente automático empleando una boquilla de cobre para mantener la soldadura de los componentes.

Este proceso es limitado para el taller de fabricación y usualmente para soldadura de gran longitud.

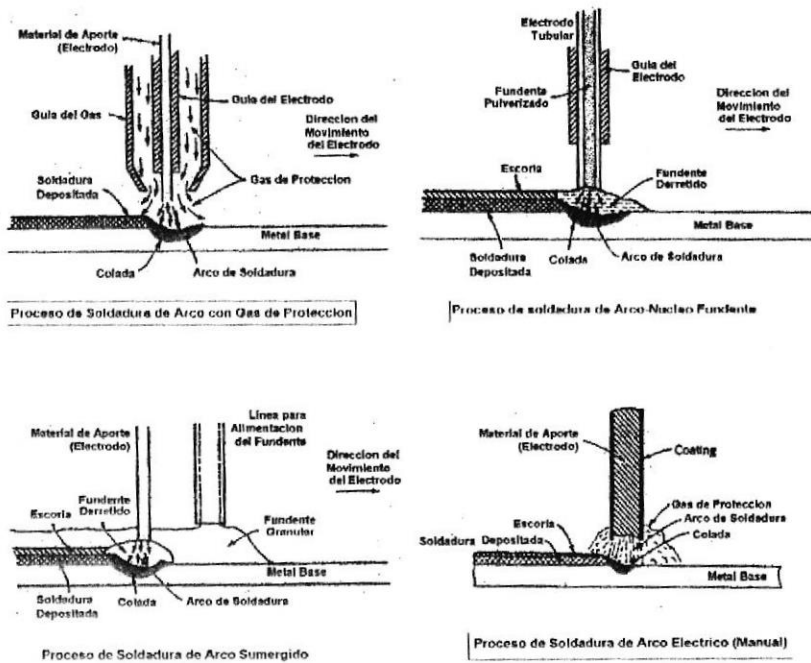


Figura 2.14 Procesos de Soldadura



Cada uno de estos cuatro procesos de soldadura requiere especiales tipos de electrodos, designaciones especiales de apoyo. Allí también está una resistencia especial para cada proceso.

La especificación AISC recomienda que el grado del material base y el grado de resistencia del electrodo sean iguales. Sin embargo, los electrodos de baja resistencia pueden ser usados con materiales de alta resistencia, suministrando el bajo esfuerzo de la soldadura en el diseño o viceversa.

Los valores mostrados en la **Tabla 3**, de acuerdo con la especificación AISC, suministra limitaciones de los esfuerzos permisibles a 0.30 veces la resistencia última nominal del metal soldado ( $\text{kips/in}^2$ ), este valor designado con la letra a E o F en un electrodo representa la resistencia última del metal soldado.

Por ejemplo:

Un electrodo E80XX con un  $F_u = 80$  Ksi; donde,  $0.30(80) = 24$  Ksi.

Para propósitos de diseño, usualmente el proceso de electrodo revestido es especificado, a menos que el contratista o fabricante decida seleccionar otro proceso de soldadura.

### 2.5.3 Tipos y resistencias de soldaduras

Los tipos de soldaduras más comunes para unir elementos estructurales dentro de una edificación son dos: Filete (Fillet) y ranura (groove).

**Soldadura tipo ranura (Groove)/** Este tipo de soldadura es usada en uniones entre dos partes a tope colocadas aproximadamente en el mismo plano, ver **Fig.2.15**.

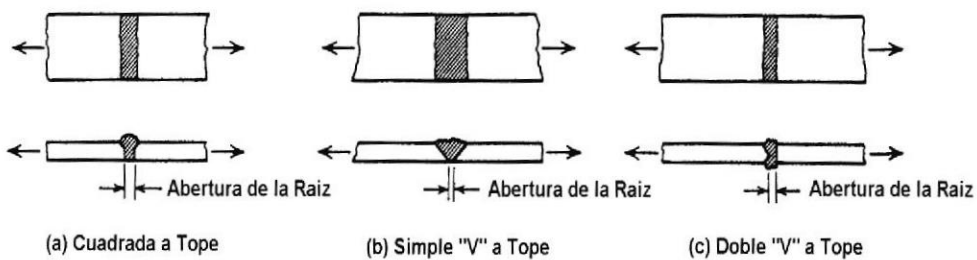
Estos se clasifican, de acuerdo al método de preparación del metal base antes de que la soldadura sea depositada. La soldadura cuadrada a tope no necesita preparación; Sin embargo, para completar la penetración, esta limitado para chapas no más de  $\frac{1}{4}$  in. de espesor. Para grandes espesores, es necesario soldar ambos lados ( o usar un platina sobre un lado).

Soldadura a tope de penetración completa tiene un espesor efectivo o dimensión de garganta igual al espesor del material más delgado presente en la junta. Consecuentemente, cuando todo el ancho del miembro es soldado, la resistencia total del miembro es desarrollada en la soldadura. Es importante que los materiales y electrodos encontrados en la especificación AISC coincidan.

**Soldadura tipo filete (Filete)/** Este tipo de soldadura tiene una sección transversal aproximadamente triangular, ver **Fig. 2.16**.

El tamaño de soldadura es designado por "D" como se muestra en los esquemas. Este tipo de soldadura es generalmente usado para unir piezas en ángulos derechos por cada otro y es el más usado en las conexiones estructurales. A menos que se especifique, se asume la soldadura tiene sus caras a  $45^\circ$ , donde el tamaño de la garganta es multiplicado por  $\text{SIN } 45^\circ$ .

La resistencia de la soldadura filete es determinada por la dimensión de la garganta. Esto es verdad, porque el tamaño de la garganta es proporcional al tamaño de soldadura, mientras que la cantidad de soldadura del metal varía con el cuadrado del tamaño de soldadura. Las soldaduras desde  $1/8$  a  $5/16$  in, se realizan con un solo paso.



**Figura 2.15 Soldadura tipo ranura**



**Figura 2.16 Soldadura tipo filete**

Para gran soldaduras se requiere cierto numero de pasos. La soldadura a filete puede ser localizada en dos formas, cada uno es paralelo a la dirección del esfuerzo desarrollado en un miembro. Cada soldadura transfiere el esfuerzo de un miembro a otro por medio de fuerza cortante paralelo a su eje.

El esfuerzo cortante se asume uniforme sobre la longitud de la soldadura. La soldadura de este tipo falla a través de la garganta como un resultado de la combinación de los efectos tensión y cortante.

Para propositos de diseño, se asume que la resistencia por pulgada lineal de una soldadura filete es la resistencia al esfuerzo cortante. Los

esfuerzos permisibles de la soldaduras filete, son mostrados en la **Tabla 3.**

Desde que la sección crítica esta localizada en la garganta, la resistencia por pulgada lineal (F) es igual al tamaño por SIN 45°, y por el esfuerzo permisible.

Por ejemplo, para una soldadura cuya resistencia es 18 ksi,

$$F = D * (\text{SIN } 45) 18.000$$

$$F = 12.700 * D$$

TABLA # 3

**ESFUERZOS PERMISIBLES (KSI) SEGÚN EL PROCESO DE  
SOLDADURA APLICADO**

Proceso de Soldadura y Grado del Electrodo				Esfuerzo Permisible por soldadura del metal Depositado $F_u$ (ksi)	Designacion ASTM por ASIC y AWS "Metales Base"
Arco Electrico Electrodo Revestido (Manual)	Arco Sumergido	Arco Gas-Metal	Arco Nucleo-Fundente		
E60XX or E70XX	F6X-EXXX or F7X-EXXX	E70S-X or E70U-1	E60T-X	18.0 or 21.0	A36, A53 Grade B, A500, A501, A529 A570 Grades D and E, A709 Grade 36
E70XX	F7X-EXXX	E70S-X or E70U-1	E70T-X	21.0	A242, A441, A572 Grades 42-55; A588; and A709 Grades 50 and 50W
E80XX	F8X-EXXX	Grade E80S	Grade E80T	24.0	A572 Grades 60 and 65
E100XX	F10X-EXXX	Grade E100S	Grade E100T	30.0	A514, over 2½ in. thick
E110XX	F11X-EXXX	Grade E110S	Grade E110T	33.0	A514, 2½ in. thick and under

Nota: E, Electrodo; F, Fundente; S, Electrodo de Barra Solida; U, Electrodo solido revestido;  
T, Electrodo Nucleo-Fundente; 60,70,100,110, min. (Esfuerzo de ruptura); X, Numero especificado del diseno

La soldadura filete es realizada por el proceso de arco sumergido, por su gran capacidad debido a su penetración. La especificación AISC, permite que la garganta de la soldadura es el tamaño de la soldadura cuando el tamaño es  $\leq 3/8$ . Para soldadura  $> 3/8$ , la especificación

permite un factor 0.11 que se adiciona al tamaño de garganta computado.

#### 2.5.4 Designación de soldadura

A mas del tipo de soldadura, hay otros factores, tales como el tamaño, localización exacta y acabado, que deben ser especificados para identificar una soldadura. Para conducir esta información hacia el fabricante y soldador se lo realiza por símbolos.

Estos símbolos presentan la información completa sobre una plano de fabricación; para mas detalle puede ser encontrado en el "Welded Joints – Standard symbols", (**Ver apéndice F, "Basic Weld Symbols", p. 4-155, Códigos y especificación AISC 1989, Manual ASD, edición # 9).**

Un símbolo completo de soldadura contiene los siguientes elementos:

- Línea de referencia
- Flecha
- Símbolo básico de soldadura (tipo de soldadura)
- Dimensiones y otros datos
- Símbolos suplementarios
- Símbolos de acabado
- Cola

- Especificación, proceso y otras referencias.

TABLA 4

## TAMANO DE SOLDADURA TIPO FILETE

Espesor Mayor del Material prseente en la Junta (in.)	Tamano Minimo de Soldadura <sup>a</sup> Tipo Filete (in).
To 1/4 incluido	1/8
Over 1/4 to 1/2	3/16
Over 1/2 to 3/4	1/4
Over 3/4	5/16

<sup>a</sup>Dimensnion del pie de Soldadura Filete. Usado en un solo paso

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

## 2.5.5 Máximo y minino tamaño de una soldadura.

La especificación AISC limita le tamaño de soldadura tipo filete, porque su resistencia total puede ser desarrollada sin una sobre resistencia adyacente al metal base. Si hay soldaduras opuestas una a otra sobre ambos lados de una chapa, cada tamaño de soldadura esta limitado por una mitad de la resistencia al esfuerzo cortante de la chapa.

La AISC, permite  $0.40 F_y$  en cortante sobre el área total del alma de una viga. Si  $t$  representa el espesor del miembro soldado, su-esfuerzo lineal por in. es  $0.04 F_y * t$ . Donde, él  $D_{\max}$  esta dado por:

$$D_{\max} = \frac{(0.20 * F_y) * t}{F_v}$$

El máximo tamaño de soldadura puede ser igual a espesor del metal base, cuando los espesores del metal base son  $< \frac{1}{4}$  in. de espesor, y un  $\frac{1}{16}$  menos cuando el metal base es  $\geq \frac{1}{4}$  in.

El valor de soldadura mínima para el tipo filete, según el mayor espesor del material presente en la junta, esta mostrado en la **Tabla 4**

# CAPÍTULO 3

## 3. MANEJO DE UN PROYECTO PARA DIMENSIONAR ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN UN EDIFICIO.

### 3.1 Fases de adquisición e implementación de un proyecto del acero estructural para construcción de edificios.

El acero ha venido siendo un componente importante de edificios, puentes y otros elementos estructurales por más de un siglo. Su uso ha permitido a diseñadores y contratistas construir estructuras simples y complejas con gran eficiencia, ahorrando tiempo y dinero. Mientras que la administración de un proyecto para construcción del acero estructural tiene semejanza al procedimiento que se utiliza para construir edificaciones de concreto, donde, el acero estructural tiene algunas características únicas. Por ejemplo, el acero estructural puede ser fabricado separado de la obra y en gran tamaño, las estructuras ya fabricadas son instaladas y ensambladas de forma rápida.

#### 3.1.1 Introducción

La coordinación de todas las partes es importante, para incrementar las ventajas del proceso de ejecución de un

proyecto del acero para construcción. El acero estructural requiere también que todas sus partes sean fabricadas con la mayor precisión conservando las tolerancias, de tal forma que se acoplen apropiadamente en la obra, para evitar pérdidas de tiempo en reparaciones y reemplazo del acero.

El contratista es el encargado de adquirir, fabricar e instalar el acero estructural. Este contratista puede estar formado por uno o un grupo de personas. Típicamente existen compañías tal como el fabricante, el instalador de la estructura y de las planchas para cubiertas de los pisos y el techo, los mismos que participan en el contrato como llamados subcontratistas.

Mientras que el contratista es responsable por la fabricación y montaje de la estructura de acero, es requerido a su vez para suministrar e instalar otros metales que también son instalados en la estructura, pero que no son clasificados como acero estructural por la AISC. La AISC, define los elementos que conforman una edificación en amplias categorías como el "Acero estructural" mas "Otros aceros y metales" que son presentados en la **Tabla 5**.



### TABLA # 5

#### DEFINICION DE ACERO ESTRUCTURAL Y OTROS MATERIALES EN DOCUMENTOS DEL CONTRATO BAJO LA NORMA "AISC"

<b>Materiales definidos como acero estructural sobre los Documentos del Contrato bajo la norma "AISC"</b>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Pernos de anclaje</li> <li>2. Placas de apoyo y base</li> <li>3. Vigas (principales y secundarias), largueros</li> <li>4. Apoyos de acero para vigas principales, cerchas y puentes</li> <li>5. Tirantes verticales y horizontales</li> <li>6. Columnas y postes</li> <li>7. Materiales para conectar la armazon de la estrucutra metalica</li> <li>8. Gruas, placas de union, pernos y grapas</li> <li>9. Armazon de puertas metalicas</li> <li>10. Juntas de exoansion conectadas al acero estructural.</li> <li>11. Pernos y remaches para esamblar el acero en el taller</li> <li>12. Pernos y remaches para esamblar el acero en la obra</li> <li>13. Pernos temporales para transportar el acero</li> <li>14. Pasadores o pins permanentes.</li> <li>15. Tensores o templadores para el acero estrcutural.</li> <li>16. Placas de acero para nivelacion y ajuste.</li> <li>17. Soporte sobre las vigas para soporte de paredes</li> <li>18. Perfiles estructurales para soporte de cubiertas</li> <li>19. Cerchas</li> <li>20. Conectores soldados sobre el ala de vigas o angulos</li> </ol>
<b>Otros Aceros y Materiales definidos sobre los Documentos del Contrato bajo la norma "AISC"</b>
<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Cables para tirantes permanentes o sistema de suspension.</li> <li>2. Productos de acero rolado en frio</li> <li>3. Conductos o embudos</li> <li>4. Acero para reforzamiento del concreto</li> <li>5. Guardas y rejas de proteccion</li> <li>6. Planchas galvanizadas para pisos y cubiertas</li> <li>7. Escaleras y cables de seguridad</li> <li>8. Miscelanea de metales</li> <li>9. Apoyos de otro material.</li> <li>10. Viguetas</li> <li>11. Armazon metalica para cerrajeria</li> <li>12. Conectores soldados sobre el ala de vigas o angulos en la obra</li> <li>13. Tanques de almacenamiento</li> <li>14. Pasamanos</li> <li>15. Cubiertas metalicas</li> <li>16. Soporte para paredes soldadas a las vigas en la obra.</li> </ol>

Aquí están muchos beneficios potenciales en el uso del acero estructural por parte del propietario la obra, entre las cuales se incluye:

1. El acero para construcción puede reducir substancialmente el tiempo de construcción para una estructura, porque la fabricación se la puede realizar separada de la obra y esta habilitado para construirse en todas las estaciones. Este ahorro reduce costos administrativos y gastos generales y así como también gastos improvisados.
2. El acero estructural puede ser diseñado de tramos largos, proveyendo mas flexibilidad y espacio.
3. El acero puede ser fácilmente modificado y reforzado, si el propietario decide expandir el proyecto, o si cambios arquitectónicos son hechos.
4. Relativo a otros sistemas estructurales, el acero es liviano y puede reducir costos de fundición.
5. El acero es durable, material de gran vida útil y es reciclable.

### **3.1.2 Etapas y Diagrama de flujo para el manejo de un proyecto.**

#### ***1. Decisión Inicial***

La procuración e implementación del acero estructural para edificios empieza con la decisión del propietario de la obra,

para usar acero como sistema primario de la estructura en la edificación. Esta decisión es realizada antes de proceso de diseño, conjuntamente con el arquitecto y el ingeniero estructural del proyecto. El director de construcción o la firma de diseño y construcción, juega un papel fuerte dentro del proyecto, los mismos que recomiendan al propietario sobre los materiales disponibles, costos, utilidad, y lista de aspectos de los tipos de aceros para construcción (estructuras). En algunos casos, el director del proyecto consulta con el fabricante por precios preliminares, tiempos de producción e información del layout, que son utilizados en la decisión del sistema a utilizar. Refiérase a la **Fig. 3.1**, para la ilustración de las etapas para administración y manejo de un proyecto de acero estructural para construcción.

## ***II. Diseño Esquemático***

Una vez que se toma la decisión para usar el acero estructural en la edificación, el arquitecto y el ingeniero estructural, procede a realizar un layout esquemático del diseño de la edificación. El arquitecto y el ingeniero estructural trabajan en conjunto para coordinar el espacio funcional del edificio con sus componentes estructurales.

El arquitecto, desarrolla todo sobre el concepto arquitectónico del edificio, localizaciones y tamaños de espacios.

El ingeniero estructural, desarrolla el concepto estructura en consideración con el layout arquitectónico, y examina muchos factores tales, las cargas, resistencia de materiales, economía del tramo de vigas, estabilidad lateral, y repetidamente determinación de columnas y espacio entre las vigas.

### ***III. Documentos del contrato***

Luego de completar los estudios del diseño esquemático, el arquitecto y el ingeniero estructural proceden a desarrollar el diseño y los documentos para el proyecto. El ingeniero estructural es responsable por el acero estructural que conforma el edificio, y a su vez desarrollar los detalles y secciones del documento estructural del contrato.

Los Documentos estructurales incluye: planos y detalles de la fundición (concreto), planos estructurales de la armazón por n pisos, planos de la cubierta o techo, listado de columnas, detalles estructurales, notas estructurales, cargas de diseño, y las especificaciones estructurales. Las especificaciones incluyen todos los materiales y procesos por todo el proyecto.

#### ***IV. Licitación***

Después de completar los documentos del contrato, el propietario y el arquitecto preparara los documentos de licitación. Los documentos de licitación son usados junto con los documentos del contrato para obtener propuestas por parte de los contratistas calificados del edificio. La propuesta para el acero estructural, puede ser una forma de precio del subcontrato, el cual es incluido dentro del costo total de la propuesta por parte del contratista general. El propietario puede dividir un proyecto en contratos primarios, donde el contratista del acero, realiza una propuesta directa con el mismo.

Durante el proceso de licitación, el contratista general define el subcontrato reducido u solicita precios de subcontratos por parte del fabricante del acero, instaladores, y contratistas especiales.

La propuesta del contratista del acero necesita obtener los documentos de licitación, dibujos de construcción, y especificaciones en orden para determinar los requerimientos del proyecto. El contratista del acero revisa los documentos de

contrato y condiciones contractuales para determinar la disminución del trabajo.

La propuesta por parte del estimador de la obra, es para cuantificar los varios perfiles y tamaños de elementos a ser usados en el proyecto. Especiales condiciones, conexiones, acabados y requerimientos de fabricación son acotados en esta propuesta. El fabricante del acero, consultara con frecuencia a la planta siderurgica o centros autorizados sobre precios de los perfiles estructurales a utilizarse.

La propuesta del contratista del acero es a menudo suministrado dentro de un preliminar cuadro por parte del contratista general. El contratista del acero evalúa tiempos de pedidos y transportación desde la fabrica del acero, tiempo de fabricación, secuencia y tiempo de instalación. Otros elementos considerados son planos de fabricación, tiempo de aprobación de planos, capacidad el taller, tiempos de transportación para compra de planchas metálicas para cubiertas, etc.

Por ultimo el contratista del acero, compila precios y cuadros de información por cada concursante, lo presenta al contratista general. El contratista general evalúa las propuestas de los subcontratistas, basado en precios, calidad, y tiempos,

incorporando el precio del subcontratista al costo total de la propuesta.

#### ***V. Asignación del Contrato y Subcontratos***

Si el contratista general se le asigna el contrato de la obra por parte del propietario, el dimensionamiento del acero de construcción se empieza a desarrollarse. El contratista del acero, especificara los términos detallados de la porción acero de la edificación. Los precios, listados y cuadros de requerimientos deben ser definidos basados en el contrato original, en caso de existir cualquier cambio dentro del edificio o condiciones del proyecto.

#### ***VI. Orden del material (Acero Estructural)***

Bajos condiciones normales, una vez ejecutado el subcontrato del acero, el fabricante inmediatamente realiza la orden de los perfiles estructurales desde la aceria o desde los centros de distribución autorizados.

#### ***VII. Planos de Instalación y Fabricación***

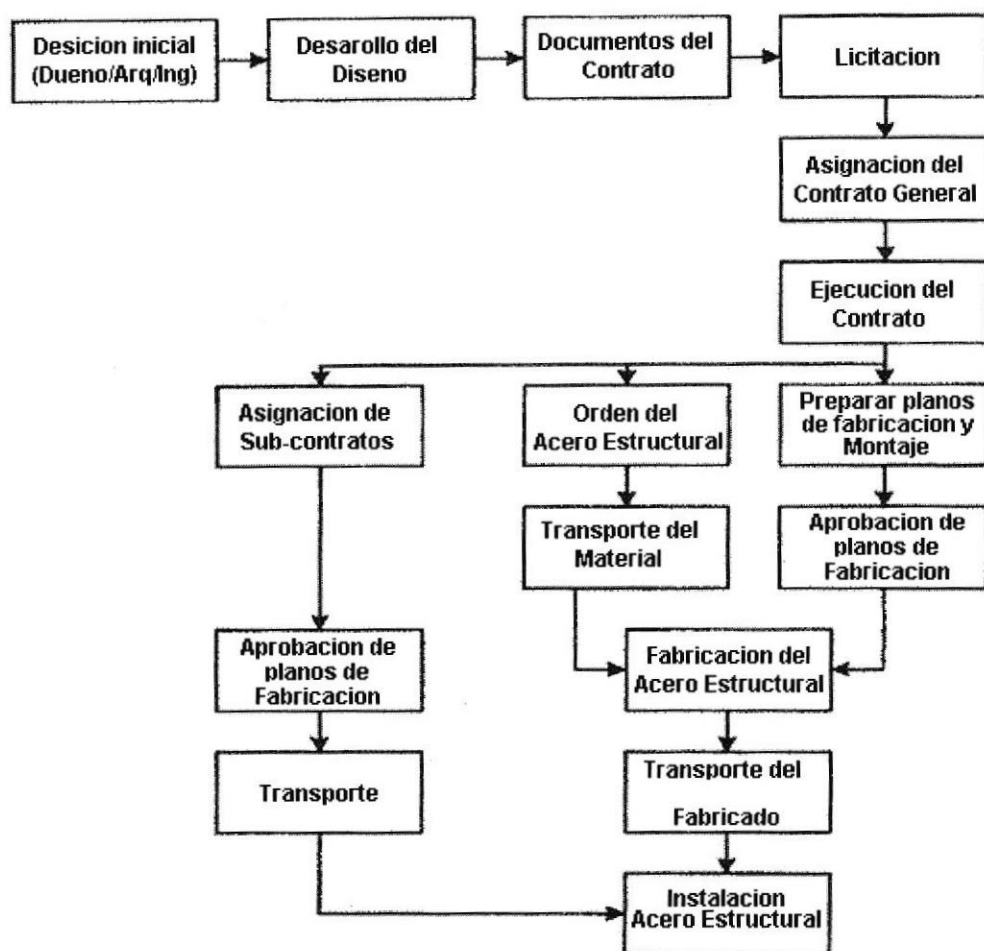
Una vez realizada la orden del acero, el fabricante simultáneamente empieza a preparar los planos de: Pernos de

anclaje, instalación y fabricación, para ser aprobados por parte del fiscalizador del proyecto.

Los planos de fabricación son usados para ilustrar como el fabricante dimensiona la estructura basándose en los documentos del contrato. Los planos de instalación indican en detalle la configuración de la estructura, secuencia y localización de cada miembro de la estructura.

El tiempo por aprobar planos de instalación y fabricación, es normalmente especificado en el contrato, y típicamente en 2 semanas. Si cualquier modificación es necesaria, estas son realizadas por parte del detallista, donde los planos son enviados para aprobación final.

El proceso para obtener planos de fabricación, es usualmente realizado por fase y secuencias, como son: Plano de pernos de anclaje, tabla estándar de trabajo para uniones bajo la norma AISC, usualmente es la principal. El contratista en general un listado de los planos recibidos. El arquitecto y el ingeniero están disponibles para aprobar los parciales elementos sobre la estructura.



**Figura 3.1 Etapas para administración y manejo de un proyecto de acero estructural para construcción de una edificación**

### ***VIII. Fabricación y Transportación***

Siguiendo el procedimiento para aprobación de planos de fabricación y orden de compra del acero, el fabricante empezara y terminara la fabricación de los elementos

estructurales. El tiempo y secuencia de fabricación esta en función de la capacidad y eficiencia del taller de fabricación.

La fabricación involucra, tener el acero en stock, cortarlo al tamaño requerido, perforación de piezas, ensamblaje, pintado y acabado superficial cuando sea requerido.

Cada proyecto es único, en algunos casos el fabricante debe tener ciertas piezas fabricadas antes que empiece la instalación. Durante fabricación o línea de perforado, cada pieza o miembro que conforma la estructura debe ser marcado con el mismo ítem que se muestra en los planos de instalación.

### ***IX. Montaje***

La instalación empieza cuando el acero ha sido fabricado y la fundición del concreto este en el punto para recibir el concreto. El montaje es conducido por el instalador. Para realizar la instalación del acero, se utiliza una grúa.

El instalador trabaja en conjunto con el contratista de la obra y con el fabricante de los miembros, el mismo que es encargado de transportar el acero hacia la obra, según la secuencia determinada por el contratista, la misma que esta mostrada en los planos de instalación.

El contratista suministra el equipamiento y grúa para instalación de la estructura, o se encarga de rentar por parte de la compañía de montaje. La instalación requiere una cuidadosa planificación. La precisión en la fabricación tiene que estar dentro de las tolerancias permitidas.

Una marcación y la perfecta fabricación son importantes para que el acero pueda ajustarse dentro de la estructura, de tal manera que se pueda evitar las desviaciones excesivas. El metal utilizado para pisos y cubiertas, es realizado por parte del subcontratista, especializado en este tipo de instalación.

Durante el proceso de instalación la estructura será aplomada, con tirantes temporarios y cables de acero para mantener la estabilidad durante la instalación. Una vez completada la instalación del acero, el subcontratista se encarga de instalar el metal restante (miscelánea), basado en el listado de todo el proyecto y estándares de seguridad (OSHA).

Muchos grupos tienen responsabilidades para un exitoso procedimiento e implementación del acero para construcción para edificios. Como previamente se ha discutido, todo el proceso empieza con la decisión de usar acero en la estructura.

El arquitecto y el ingeniero, juntos con el gerente de construcción o diseñador-constructor hace recomendaciones hacia el dueño.

El contratista, gerente de construcción, diseñador-constructor coordina la licitación y los procesos de construcción. Suministros del acero, fabricantes, detallistas, instaladores y subcontratistas, fabrican e instalan el trabajo. Finalmente, los inspectores de edificios y agencias tienen un importante role para asegurar de calidad.

En la **Fig.3.2**, muestra una línea contractual de responsabilidad por un proyecto típico, en el cual se usa acero estructural.\



**Figura 3.2** Líneas de responsabilidades en el manejo de un proyecto típico para construcción de edificaciones

### **3.2 Lectura e interpretación de planos para construcción**

Existen dos tipos de planos para construcción: El fotográfico y proyección ortográfica. El plano fotográfico, es un bosquejo de la estructura del edificio después de haber finalizado el proyecto.

La proyección ortográfica, es un método diferente en el cual diferentes vistas de la edificación son mostradas. Cada vista es tomada desde puntos referenciales perpendiculares entre sí, permitiendo mostrar detalles y secciones de la estructura.

Las vistas usadas en los planos de construcción son: vista de planta (Superior), vista de elevación (frontal, lateral y posterior).

#### ***I. Líneas y símbolos***

Algunos tipos de líneas son comúnmente usadas en la construcción de planos. Estas líneas son dibujadas del mismo color. Algunas varían en espesor. Algunas son sólidas o segmentadas (Combinadas entre si). En la **Fig.3.3**, se presenta un plano arquitectónico A.0.0, donde se representa el significado literal de líneas y símbolos, a manera de una leyenda.

La leyenda es un listado de símbolos y abreviaturas, con sus respectivos significados. Por lo general, la leyenda para todos los

símbolos usados dentro de un set de planos, esta sobre el plano principal del plano

- a) Línea de propiedad: Es una línea extra gruesa, con dos guiones alternativos. La longitud y apoyo (dirección) de cada línea usualmente esta representada en el perímetro de la edificación.
- b) Línea de Borde: Es una línea localizada cerca de la orilla de la hoja del plano. También se usa para separar las porciones de un plano, tales como el nombre del dibujo, notas y bloque de revisión.
- c) Línea de objetivo: Sirve para representar la parte exterior del objeto, edificios, o paredes. Es una línea continua y gruesa.
- d) Línea segmentada: Sirve para mostrar los objetos que no son visibles en una vista particular. A menudo, estas vistas serán reveladas en una elevación o sección. Pueden ser removidas, donde las líneas omitidas son claras sobre el plano.
- e) Línea de centro: Es una línea que indica los centros del plano, equipamiento, etc. También es usada para indicar la elevación de pisos.
- f) Dimensión y extensión de líneas: Son líneas finas que indican la extensión y dirección de las dimensiones. La línea de dimensión,

es extendida para la longitud desde la distancia es empieza a ser medida. La línea de extensión es perpendicular a línea de dimensión, para especificar la medida aplicada.

- g) Línea quebrada: La línea quebrada sirve para mostrar que solo la porción de un objeto ha sido mostrada.



- h) Línea cortante del plano: Una línea cortante del plano marca la parte del dibujo que empieza a ser "cortado" para crear una vista de sección. El sentido de la flecha indica la dirección del plano cortante. Si la vista de la sección esta localizada en otro dibujo, el numero del dibujo esta incluido en la sección identificada.
- i) Línea de sección: Es llamada también una línea cruzada, es dibujada a un ángulo de  $45^\circ$ , y sirve para mostrar cuando un material ha sido cortado o seccionado.

El listado de columnas, materiales, detalle, secciones, y notas generales, acerca del diseño civil, arquitectónico y estructural, son identificados sobre el plano estructural S2.01, mostrado en la **Fig.3.4**

## ***II. Tipos de planos***

Para trabajos pequeños, usualmente toda la información es necesaria sobre una simple vista de planta y elevación. Para grandes proyectos son mas complicados, donde una simple vista de planta aumenta dependiendo de la cantidad de pisos que conforman la estructura. El juego de planos es usado y dividido dentro de grupos de acuerdo al tipo de construcción:

- **A** – Arquitectónico, plano del solar, elevaciones, armazón y detalles del edificio.

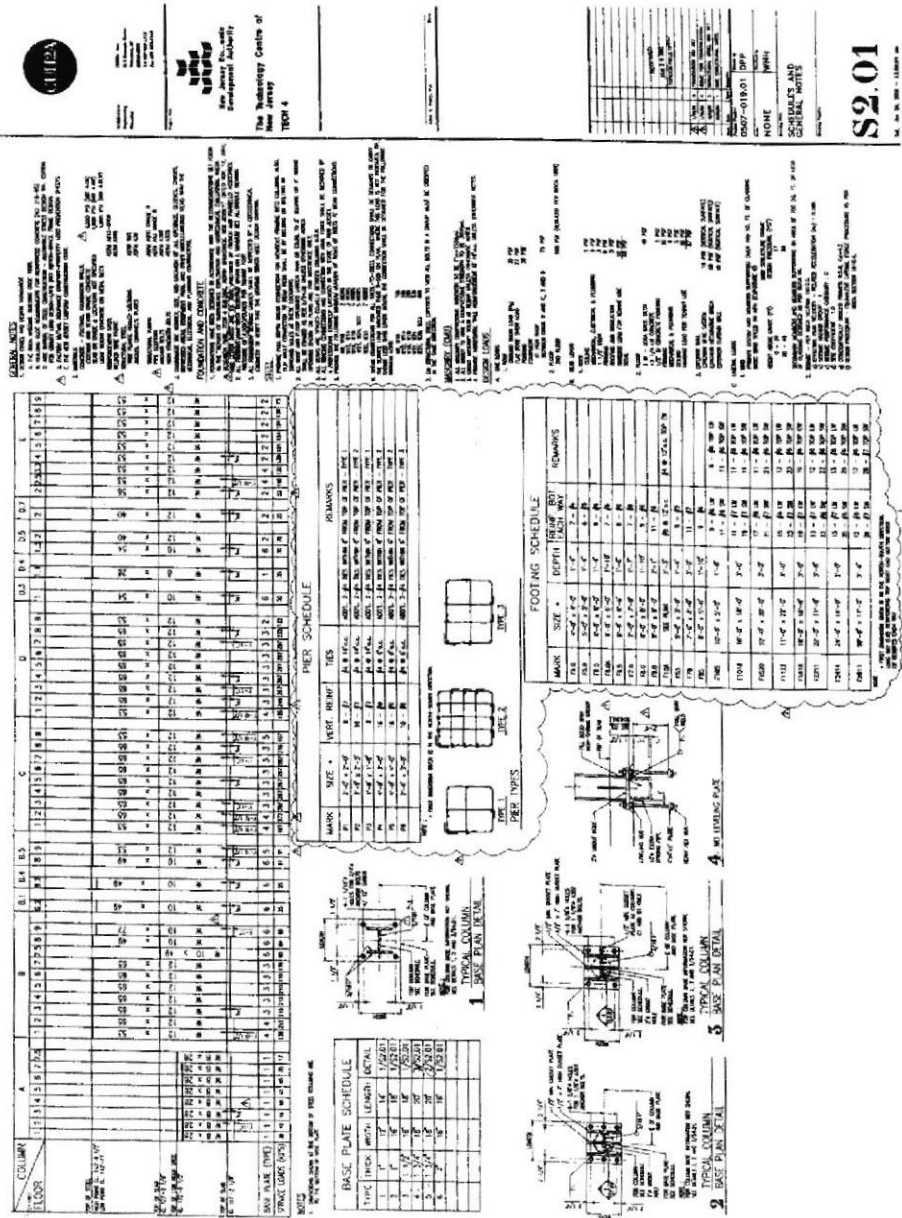


Figura 3.4 Leyenda, notas generales sobre los documentos del contrato (Planos civiles, arquitectónicos y estructurales)



UNIVERSITY OF PUERTO RICO  
 School of Architecture  
 Department of Architecture  
 P.O. Box 9000  
 San Juan, P.R. 00925-9000  
 Tel: (787) 753-2000  
 Fax: (787) 753-2000

The Technology Center of  
 New Jersey  
 TECH 4

NO.	DATE	DESCRIPTION
1	10/10/01	ISSUED FOR PERMITS
2	10/15/01	ISSUED FOR CONSTRUCTION
3	10/20/01	ISSUED FOR OCCUPANCY
4	10/25/01	ISSUED FOR FINAL REVIEW
5	10/30/01	ISSUED FOR RECORD

DESIGNED BY: J. L. ANDERSON  
 CHECKED BY: J. L. ANDERSON  
 DATE: 10/10/01

**\$2.01**

- **B** – Estructural, madera, concreto, y súper-estructura de acero.
- **M** – Mecánico, plomería, calefacción, ventilación y enfriamiento.
- **C** – Eléctrico, Planta eléctrica y sistema de iluminación.

Algunos Arquitectos e ingenieros dividen el conjunto de planos principales en planos secundarios:

- **U** – Utilidades, plano del sitio, distribución de líneas municipales: eléctrica y de bombeo.
- **P** – Plomería, sistema de aguas servidas y agua potable
- **H** - Sistema de calefacción, ventilación, y aire acondicionado.

Los planos usualmente están marcados en orden de la secuencia de construcción: plano civil (C-1,C-2, etc), plano estructural (S-1,S-2, etc), plano arquitectónico (A-1,A-2, etc). Todo conjunto de plano se identifica con su primera letra y respectivo orden.

El plano estructural incluye la cimentación del concreto, acero estructural, sistema de soporte del edificio, y sistema de armazón de pisos y cubierta.

El plano Arquitectónico, vistas de planta, elevaciones, secciones, detalles, lista de puertas y ventanas. Las vistas de planta son los más importantes, porque proveen mayor información.

La vista superior de un edificio es llamada una vista de planta. Esta vista es tomada a través de diferentes niveles de la edificación.

El plano del piso muestra el layout del edificio. Las paredes, puertas, ventanas, cuartos, y escaleras son mostradas sobre este plano. Si existe espacio, otros materiales tales como plomería y eléctricos pueden ser mostrados.

El plano de cimentación y basamento son usualmente incluidos en el set de planos estructurales. Este plano es similar al plano de piso, con la diferencia que este muestra los muros de cimentación, pies cimentados, pilares y cuartos de calderas.

El plano de la estructura muestra el layout de los miembros estructurales que están soportando los pisos y la cubierta. Un plano de la estructura es incluido en cada piso. En este plano se puede definir el tipo de material a ser usado.

Elevaciones, son vistas exteriores de un edificio en todas las direcciones cardinales. Usualmente son cuatro vistas, las mismas que muestran el diseño de la estructura. Es necesario notar que existen elevaciones interiores, en algunos casos para mostrar el diseño interiores.

Secciones y detalles, muestran cortes longitudinales y partes que no se muestran claramente en los otros planos principales.

El plano de especificación, notas y condiciones generales, muestra todos los materiales a utilizarse en el proceso de construcción. Los mismos que están identificados por marcas, tamaños y cantidad requerida.

Los planos de la estructura metálica, incluyen un conjunto de planos de los pisos y de la cubierta. Secciones y detalles de la súper estructura para interpretar y diseñar el tipo de conexión al que estará sujeto cada miembro del armazón.

### **3.3 Documentos del contrato para ejecución del proyecto**

La palabra "Documentos del Contrato", es el contexto de acuerdo del contrato para ejecutar un proyecto, son legales términos del arte con una especial connotación. Estos documentos pueden variar de contrato a contrato. Debido a esto, el término "Documentos del contrato", es a menudo definido en los párrafos principales del proyecto o entre las condiciones generales. Esta definición debe ser revisada por cada participante.

#### **3.3.1 Descripción del proyecto**

A continuación se realizara una descripción global del proyecto. Este proyecto consiste en el cálculo y dimensionamiento de uniones típicas, para soportar elementos estructurales (vigas), que forman parte de la edificación en estudio.

El proyecto que se analiza es una edificación para uso de un departamento técnico, llamado **“TECH / 4 BUILDING”**, ubicado en New Brunswick, New Jersey”, cuyo peso total del acero estructural utilizado es de 325000 Kgs (325 ton), construido sobre un perímetro de 70.12 m x 43.58 m (230 ft X 143 ft), con una área total de 3055.28 m<sup>2</sup> (32890 ft<sup>2</sup>) y un promedio aproximado de 106.33 Kgs/m<sup>2</sup> (21.73 lbs/ft<sup>2</sup>)

La estructura consiste de una planta (2<sup>do</sup> piso y cubierta inferior) ver **Fig.3.5** y una cubierta (Cubierta superior) ver **Fig.3.6**.

La estructura del segundo piso y las cubiertas esta conformada por vigas primarias y vigas secundarias, del tamaño de:

Vigas Primarias (Girders y Spandrels):

- W21x 44
- W24x76
- W33x90 y W30x118
- W18X30 y W18x40

Vigas Secundarias (Beams):

- W8x15 y W10x19
- W12x16, W12x19 y W12x26
- W14x22
- W18X30 y W18x40



Las columnas dentro del perímetro y sobre el perímetro del edificio, son del tamaño de:

- W8X28 (Cubierta inferior)
- W12X40, W12X53, W12X65 (Segundo piso y Cubierta superior)

Las lozas para los pisos son construidas por planchas metálicas, barras de reforzamiento y concreto (Subcontratista)

Eslabones de acero son soldados en la obra sobre el ala superior de las vigas, para que el concreto depositado y las vigas formen una acción conjugada, aumentando la sección transversal de las vigas, por ende la resistencia de las lozas y cubiertas,

El acero debe ser instalado en secciones (secuencias de montaje) definido por parte del contratista de la obra. Para este proyecto se ha dividido el montaje en cinco secuencias:

Secuencia 1: Vigas y Columnas de la cubierta inferior

Secuencia 2: El 60% del segundo piso (Vigas y Columnas)

Secuencia 3: El 40% restante del segundo piso (vigas y columnas).

Secuencia 4: El 60% de la cubierta alta (Vigas primarias y secundarias)

Secuencia 4: El 40% restante de la cubierta superior (Vigas primarias y secundarias)

Una vez que se ha completado el montaje del acero estructural, se realiza el trabajo por parte de los subcontratistas (fundición de losas de concreto, iluminación, electricidad, plomería, mecánica, electrónica, acabados interiores y exteriores etc.), de tal forma que la construcción de la edificación sea un éxito.

### **3.3.2 Especificaciones del proyecto**

Las especificaciones preparadas por el ingeniero estructural encargado del diseño, son incluidas dentro las especificaciones establecidas por el arquitecto para la construcción de la edificación.

Cada especificación esta identificado por 5 dígitos, para diferenciarlos entre las otras categorías de los materiales utilizados el proyecto.

En este proyecto, el acero estructural esta identificado por la sección **05100, (ver apéndice F, Section 05100, Structural Steel)** el cual esta dividido en tres partes:

Parte 1: General, incluye procedimientos administrativos, requerimientos, sumisión, control de calidad, transportación, almacenaje y operación.

Parte 2: Productos, Materiales, fabricación, pintura y control de calidad

Parte 3: Montaje, Indica los requerimientos de instalación y fiscalización.

Entre las especificaciones con respecto al acero estructural utilizado para construcción del proyecto están:

- El acero estructural fue diseñado acorde con NYC Building Code. El acero estructural utilizado es: ASTM A992 ( $F_y = 50 \text{ Ksi}$ ) o ASTM 572 GRADO 50.
- Planchas, ángulos y barras: ASTM A36.
- Tubos de acero cuadrados y redondos conformada en frío: ASTM A500 GRADO B
- Las uniones típicas para soportar las vigas simplemente apoyadas deben ser diseñados bajo las normas de la AISC, 9<sup>th</sup> Edición y calculados para soportar las reacciones establecidas sobre los planos del diseño estructural. El bosquejo de las uniones a seguir para el cálculo, es mostrado sobre los planos de secciones y detalles, los mismos que se dividen en las siguientes uniones típicas:

***a) Unión Viga a Columna (Soportes sometidos a Cortante doble):***

Las uniones son diseñadas para soportar las reacciones establecidas sobre los planos del diseño, ver **Fig. 3.5 y Fig. 3.6**

Este tipo de uniones es doble, conectada por dos ángulos de un espesor mínimo 5/16" (Especificaciones del contrato). El material para estos ángulos es ASTM A36.

**b) Unión Viga a Viga (Soportes sometidos a Cortante simple):**

En este caso, las reacciones que no se muestran sobre el plano del diseño estructural. El valor de las reacciones sobre los apoyos, es mostrado en las especificaciones de los Documentos del Contrato, y son mostradas sobre la **Tabla 6**.

**TABLA # 6**

**VALORES DE REACCIONES SOBRE LOS APOYOS SEGÚN EL TAMAÑO DE VIGA A SOPORTAR (Documentos Del Contrato)**

<b>Vigas</b>	<b>Carga (Kips)</b>
W8, W10	10
W12, W14	16
W16, W18	26
W21	33
W24	53
W27, W30, W33	60

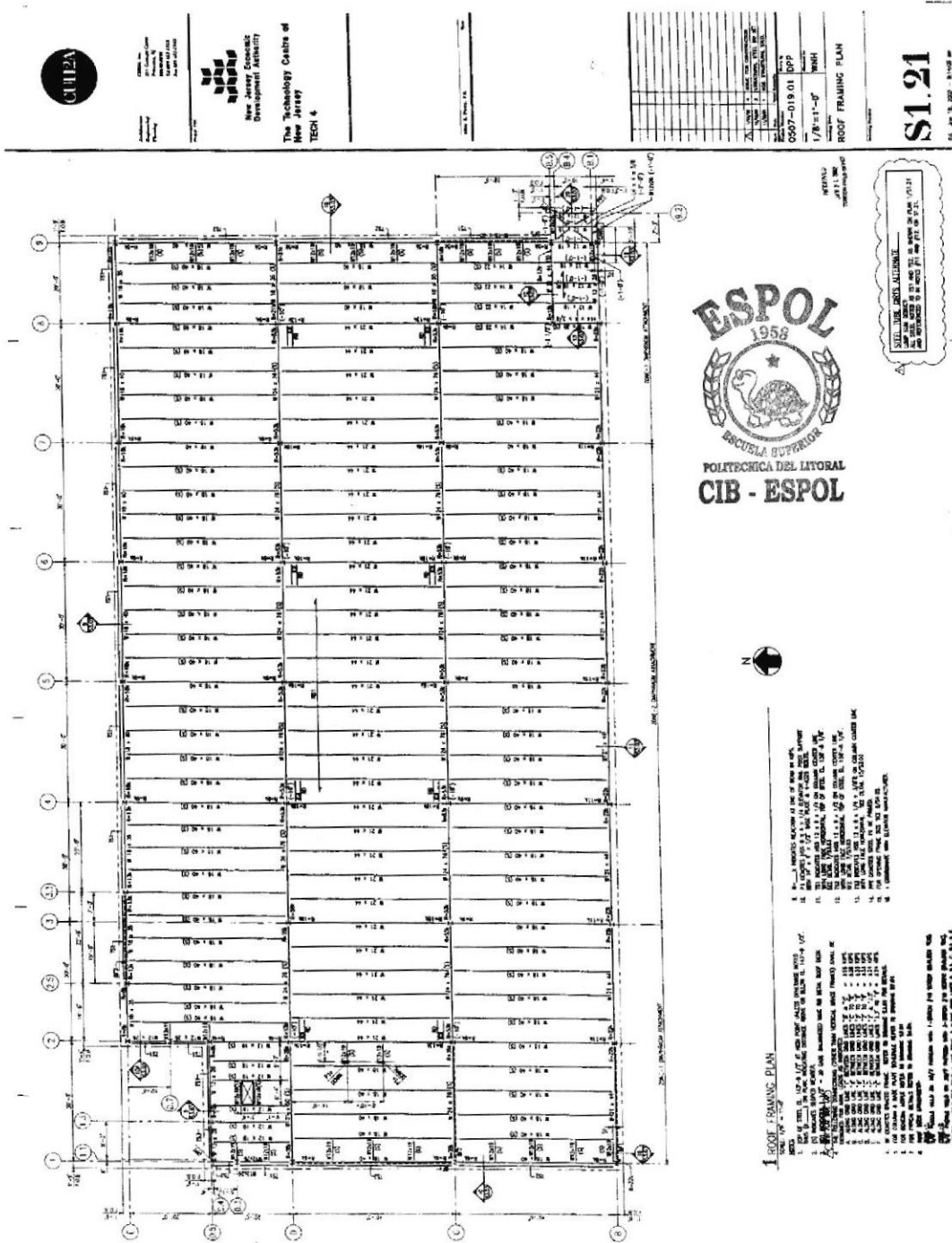


Figura 3.6 Plano estructural de la cubierta superior del proyecto en estudio "TECH 4 / NJ"

- Este tipo de uniones es simple, conectada por un ángulo de un espesor mínimo 3/8" para vigas secundarias conectadas a vigas primarias dentro del perímetro, y conectada por una placa de espesor mínimo 3/8", para vigas secundarias conectadas a vigas primarias alrededor del perímetro. El material para ángulos y placas es ASTM A36
- El tipo de sujetador utilizado para estas uniones, puede ser por pernos o soldadura, el mismo que depende de los requerimientos de cargas, especificaciones y características del diseño y los costos de fabricación e instalación.
- El diámetro de pernos es  $d_b = 3/4$ "min. y  $d_b = 7/8$  "máx., material ASTM A325-N (uniones simples) y ASTM A325SC (uniones por fricción). Toda perforación sobre vigas y en el material utilizado para soportar las mismas, es  $(d_b + 1/16)$ , según el estándar establecido por el manual de diseño "ASD" de la ASIC ( $d_b =$  diámetro del perno)
- Pernos ordinarios ASTM A307 (temporales), son utilizados para facilitar el montaje de los elementos estructurales.
- Las tuercas hexagonales ASTM A194 2H o ASTM DH.\

- El mínimo número de pernos por cada tamaño de viga, esta establecido en los documentos del contrato es requerido
- Proceso de soldadura SMAW con electrodo E7018, utilizado en fabricación y montaje.

### 3.4 Diseño de uniones tipos para soportar vigas

Para realizar el diseño de uniones tipo que soportaran elementos estructurales (vigas primarias y secundarias), se analizara una región del proyecto "TECH / 4 - NJ". Esta región (Fig. 3.7) es tomada del segundo piso entre las líneas verticales "5 & 6" y "8 & 9", entre las líneas horizontales "D & C", ver PLANO 1.

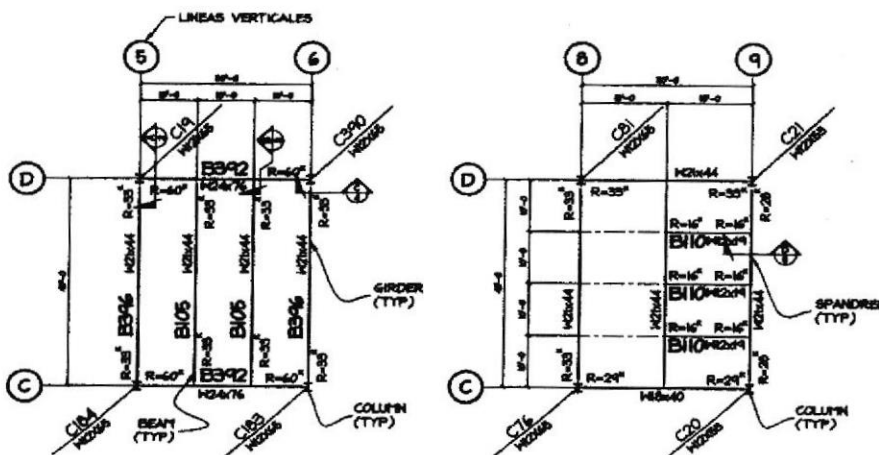


Figura 3.7 Región del segundo piso entre las LINEA "5 & 6" Y "8 & 9", Y entre las líneas "C & D" del edificio "TECH 4 / NJ"

La elevación del piso esta ubicada 38.60 m (126'- 7 7/8"), tomada desde la base de cimentación elevación 0'-0. Para las especificaciones del proyecto refiérase al apéndice "G".

A partir de las especificaciones del proyecto, se establece los siguientes parámetros para el diseño de uniones tipo:

- Uniones típicas diseñadas utilizando el "manual del acero y la construcción ASD 9<sup>th</sup> Edición", part. # 4 "Connections", AISC.
- Uniones típicas deben soportar las reacciones establecidas sobre los planos del diseño estructural (Fig. 3.5 y Tabla 5)
- Pernos para sujeción y montaje son  $d_b = 3/4"$  min. y  $d_b = 7/8"$  min.

· ASTM

A325-N (N = rosca incluida en el plano cortante), o

A325-SC (SC = uniones tipo fricción, según sea el caso.)

- Espacio vertical y longitudinal típico (s) entre agujeros (c/c)  $3" \geq 2/3 d_b$
- Valores de distancia para perforaciones redondas, desde el centro del agujero hacia la orilla del material rolado, cortado a sierra (ángulos) y a gas, son tomados de las especificaciones de la "AISC" manual ASD, se muestran en la **Tabla. 7**

TABLA # 7

VALORES DE DISTANCIAS MINIMOS HACIA LA ORILLA DEL MATERIAL  
SEGÚN EL PROCESO DE CORTE APLICADO PARA FABRICACIÓN.

Values of Spacing Increment  $C_1$ , in.

Nominal Dia. of Fastener	Oversize Holes	Slotted Holes		
		Perpendicular to Line of Force	Parallel to Line of Force	
			Short-slots	Long-slots <sup>a</sup>
$\leq 7/8$	$1/8$	0	$3/16$	$1\frac{1}{2}d - 1/16$
1	$3/16$	0	$1/4$	$1\frac{1}{8}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$1/4$	0	$5/16$	$1\frac{1}{2}d - 1/16$

<sup>a</sup>When length of slot is less than maximum allowed in Table J3.1,  $C_1$  may be reduced by the difference between the maximum and actual slot lengths.

Minimum Edge Distance, in.  
(Center of Standard Hole<sup>a</sup> to Edge of Connected Part)

Nominal Bolt or Rivet Dia. (in.)	At Sheared Edges	At Rolled Edges of Plates, Shapes or Bars, Gas Cut or Saw-cut Edges <sup>b</sup>
$1/2$	$7/8$	$3/4$
$5/8$	$1\frac{1}{8}$	$7/8$
$3/4$	$1\frac{1}{4}$	1
$7/8$	$1\frac{1}{2}$ <sup>c</sup>	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{3}{4}$ <sup>c</sup>	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
Over $1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4} \times \text{Dia.}$	$1\frac{1}{4} \times \text{Dia.}$

<sup>a</sup>For oversized or slotted holes, see Table J3.6.  
<sup>b</sup>All edge distances in this column may be reduced  $1/8$ -in. when the hole is at a point where stress does not exceed 25% of the maximum design strength in the element.  
<sup>c</sup>These may be  $1\frac{1}{4}$  in. at the ends of beam connection angles.

Values of Edge Distance Increment  $C_2$ , in.

Nominal Dia. of Fastener (in.)	Oversized Holes	Slotted Holes		
		Perpendicular to Edge		Parallel to Edge
		Short Slots	Long Slots <sup>a</sup>	
$\leq 7/8$	$1/16$	$1/8$	$3/4d$	0
1	$1/8$	$1/8$		
$\leq 1\frac{1}{8}$	$1/8$	$3/16$		

<sup>a</sup>When length of slot is less than maximum allowable (see Table J3.1),  $C_2$  may be reduced by one-half the difference between the maximum and actual slot lengths.

- Incrementos de los valores de distancia para perforaciones ovaladas, desde centro del agujero hacia la orilla del material rolado, cortado a sierra (ángulos) y a gas, son tomados de las especificaciones de la "AISC" manual ASD, se muestran en la **Tabla 7**.
- Incrementos del espacio vertical y longitudinal entre agujeros para perforaciones redondas y ovaladas, son tomados de las especificaciones de la "AISC" manual ASD, se muestran en la **Tabla.7**
- Para uniones sometidas a cortante doble: Angulo de espesor 5/16" (min.); con un espacio mín. transversal de  $GA = 5 \frac{1}{2}$  (centro a centro)
- Para uniones sometidas a cortante simple: Angulo o placa de espesor 3/8" min.

### 3.4.1 Unión típica empernada

#### a.- Unión Viga a Columna (BEAM TO COLUMN)

En el Plano1, se muestra una viga primaria W21x44 (**B396**) sobre la línea 5 y 6 entre " C & D", que esta siendo soportada por dos columnas W12X65 (**C19 & C184**). Esta viga es considerada una viga simplemente apoyada, cuyas reacciones en sus extremos  $R_1$  y  $R_2$  (**Fig. 3.8**) están establecidas sobre el plano del diseño estructural son iguales a 33 Kips.

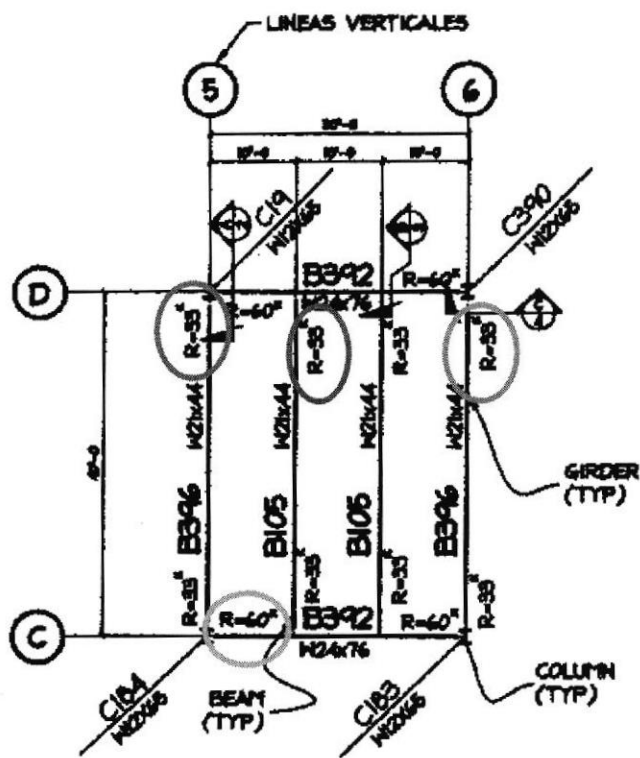


Figura 3.8 Región del segundo piso entre las líneas "5 & 6" y "D & C"

Conexión sometida a cortante doble usando ángulos para sujeción (ver sección "A" en el plano 2):

Ángulos: (2) L 4 x 3 ½

Material: ASTM A36

Columna C19 & C184 (Soporte):

Datos:

Columna: W12x65

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50 \text{ Ksi}$  &  $F_u = 65 \text{ Ksi}$ )

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.605" (5/8")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros redondos (STD), en la columna ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

Diámetro de agujeros ovalados (SSLN), en el ángulo soporte ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " ) x 1 1/8"

**Viga primaria B396 (Soportada):**

**Datos:**

Viga primaria: W21x44

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50 \text{ Ksi}$  &  $F_u = 65 \text{ Ksi}$ )

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.4375" (7/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

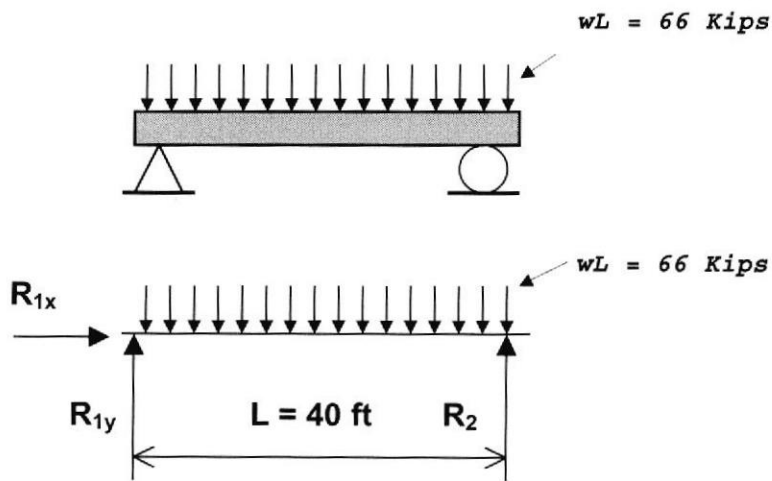
Según las especificaciones de diseño, las reacciones  $R_1$  y  $R_2$  generadas en los apoyos son determinadas por las tres ecuaciones de equilibrio estático, como se muestra a continuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M = 0$$

- Considerando la viga B396 como una viga simplemente apoyada en sus dos extremos, que esta soportando una carga uniformemente distribuida  $wl = 66$  kips, se tiene:



**Donde:**

Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (axial):

$$\sum F_x = 0$$

$$R_{1x} = 0$$

Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical:

$$\uparrow^+ \sum F_y = 0$$

$$R_{1y} + R_2 - wL = 0$$

$$R_{1y} = wL - R_2$$

$$R_{1y} = 66 - R_2 \quad (1)$$

Sumatoria de momentos con respecto al punto 1:

$$\curvearrowright^+ \sum M_1 = 0$$

$$wL\left(\frac{L}{2}\right) - R_2L = 0$$

$$\frac{wL^2}{2} - R_2L = 0$$

$$R_2L = \frac{wL^2}{2}$$

$$R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{66}{2}$$

$$R_2 = 33 \text{ Kips}$$

Reemplazando  $R_2$  en la ecuación (1), se tiene que:

$$R_{1y} = 33 \text{ Kips}$$

**Donde:**

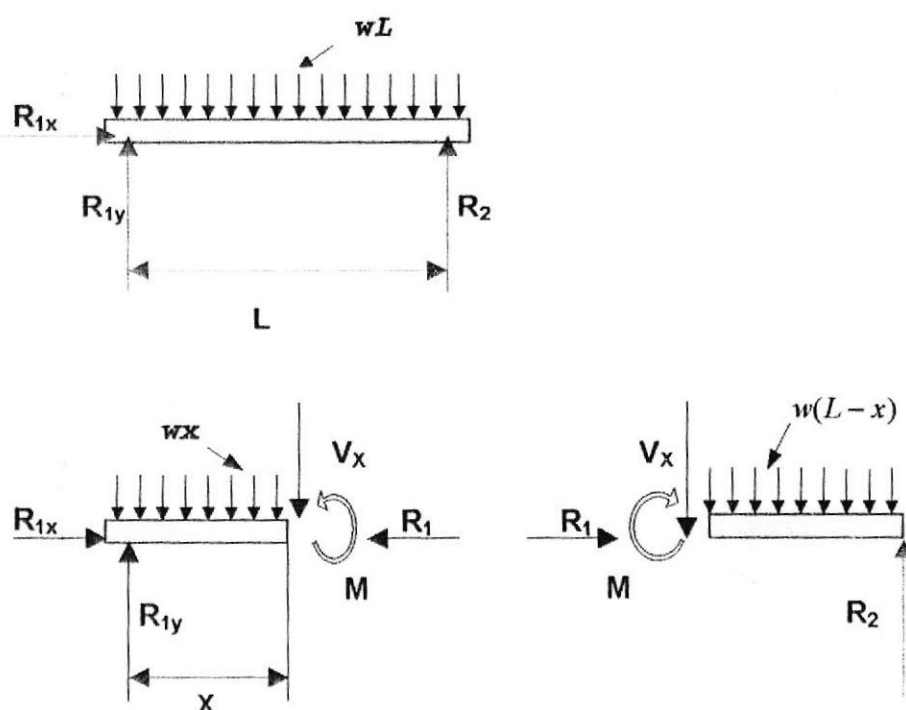
Fuerza cortante (V) sobre los apoyos  $R_{1y} = R_2 = 33$  kips.

Fuerza axial ( $P_x$ ) sobre el apoyo 1 es  $R_{1x} = 0$  kips.

Momento flector ( $M$ ) sobre los apoyos es igual a 0 kips-ft

**Obtención del Diagrama de fuerza cortante y momento flector viga**

**B396:**



Para la construcción del diagrama de fuerza cortante y momento flector se ha considerado un punto "x" sobre la longitud de la viga, al cual se le aplica las ecuaciones de equilibrio para obtener los valores de fuerza y momento en función de la longitud de la viga:

Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (axial):

$$\sum F_x = 0$$

$$R_{1x} = R_1 \text{ Donde } R_1 = 0 \text{ Entonces } R_{1x} = 0$$

Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical:

$$\uparrow^+ \sum F_x = 0$$

$$R_{1y} - V_x - wx = 0$$

$$V_x = R_{1y} - wx$$

$$V_x = \frac{wL}{2} - wx$$

$$V_x = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Entonces:

$$\text{Para } x = 0 \quad V_{\max} = w\left(\frac{L}{2}\right) = 33 \text{ Kips}$$

$$\text{Para } x = L/2 \quad V = 0$$

$$\text{Para } x = L \quad V_{\max} = -w\left(\frac{L}{2}\right) = -33 \text{ Kips}$$

Sumatoria de momentos con respecto al punto x:

$$\curvearrowright^+ \sum M_x = 0$$

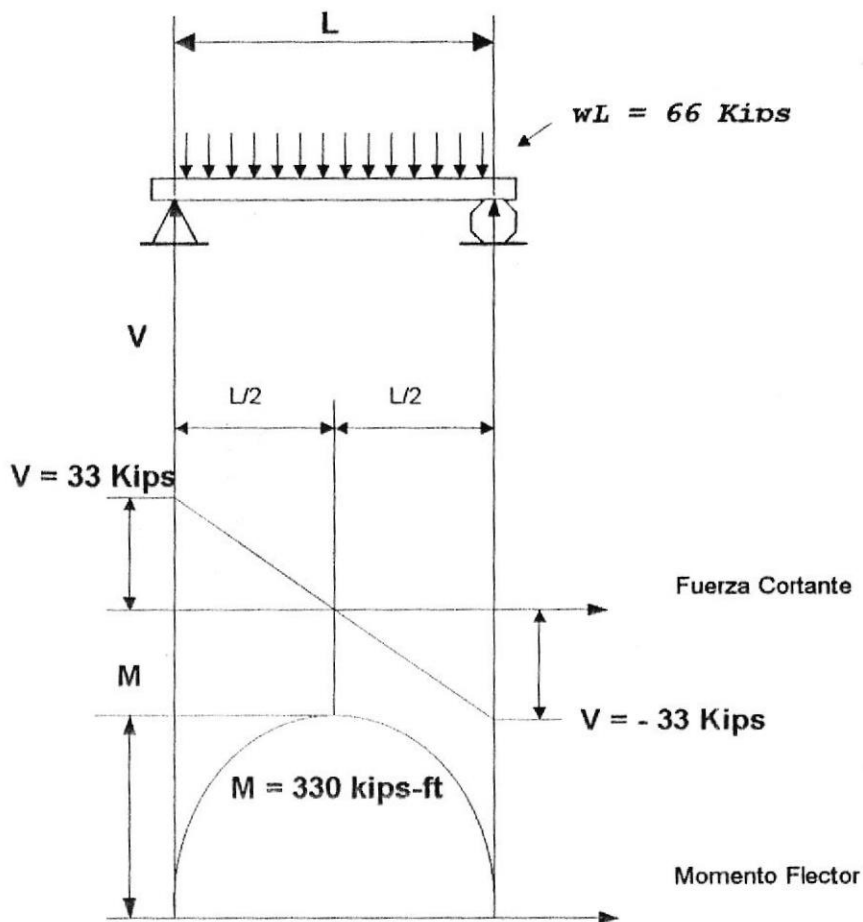
$$R_{1y}(x) - wx\left(\frac{x}{2}\right) - M = 0$$

$$M = R_{1y}(x) - wx\left(\frac{x}{2}\right)$$

$$M = \frac{wL}{2}(x) - wx\left(\frac{x}{2}\right)$$

$$M = \frac{wx}{2}(L - x)$$

**Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector viga B396:**



Entonces:

Para  $x = 0$  y  $x = L$   $M = 0$

Para  $x = L/2$   $M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = 330 \text{ Kips-ft} = 3960 \text{ kips-in}$

Con el momento flector máximo, se procede a verificar si el tamaño de la viga B396, establecido sobre los planos estructurales es la adecuada para soportar la carga uniformemente distribuida:

Esfuerzo de flexión en la viga **B396**, cuyo tamaño es **W21x44**:

$$f_b = \frac{M}{S}$$

Donde el momento flector ( $M$ ) = 330 Kips-ft

El modulo de la sección ( $S$ ) para una viga W21X44, de la tabla 1, "W-SHAPES, properties", del manual de la "ASD", de la AISC es  $S_{21X44} = 81.6 \text{ in}^3$ .

$$f_b = \frac{330 \times 12 \text{ kips-in}}{81.6 \text{ in}^3}$$

$$f_b = 48.52 \frac{\text{kips}}{\text{in}^2}$$

$$f_b = 48.52 \text{ ksi}$$

El factor de seguridad ( $\eta$ ), para este tipo de viga es:

$$\eta = \frac{F_y}{f_b}$$

$$\eta = \frac{50}{48.52}$$

$$\eta = 1.03$$



### ***Asunciones Generales:***

Pernos:  $d_b = 0.875$  (7/8")

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida dentro del plano cortante)

Unión doble por ángulos: Espesor min.  $t_a = 5/16$ " (A36)

Numero min. de pernos (n) acorde con los documentos del contrato.

Una distancia  $L_e = 1 \frac{1}{4}$  mínima, sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD"

Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

### **Cálculos:**

#### **COLUMNA W12X65 (C19 & C184)**

##### **1. Esfuerzo cortante:**

Según la AISC, Manual "ASD" tabla I-D "Shear", Pg. 4-5,:

Para un perno de 7/8 in. A325-N), en agujeros STD, tiene un esfuerzo permisible de,  $F_v = 21$  ksi y una carga permisible por cada perno de 25.3 kips/perno, cuando es sometida a cortante doble ver **Tabla 8**.

Según los documentos del contrato, una viga primaria W21X44, debe tener un número de pernos  $n = 5$  (mínimo)

En la **Fig.3.9**, se muestra las fuerzas actúan sobre la unión emperrada por doble ángulo:

### **2. Esfuerzo cortante en los pernos:**

Para una conexión doble, el valor "n" es doble en el soporte ( $n = 2 * n$ , dos líneas de pernos).

$$f_v = V / A_b = V / (n * A_b) = V / (2 * n * A_b) = V / (2 * n * \pi * d_b^2 / 4)$$

$$f_v = 33 / (4 * \pi * 0.875^2 / 4)$$

$$f_v = 16.63 \text{ ksi / perno.}$$

**Donde:**

$$F_v = 21 \text{ ksi} \geq f_v = 16.63 \text{ ksi} \quad \text{(OK)}$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo aplicado.*



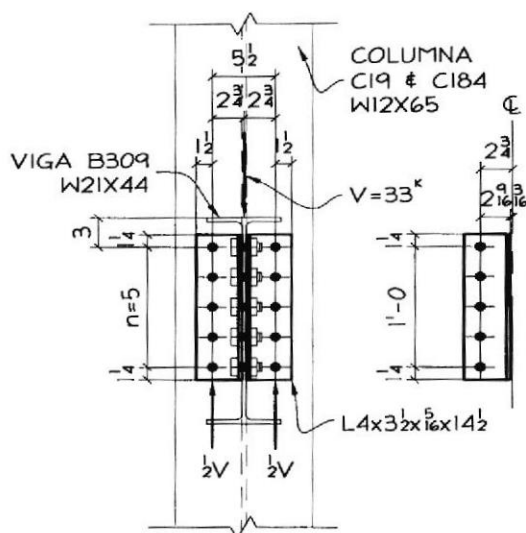


Figura 3.9 Fuerzas presentes en una unión viga a columna (B396 & C19)

### 3. Esfuerzo de apoyo sobre alma de la columna soporte:

En la **Tabla 9** para un espacio entre agujeros constante "s" igual a 3 in, el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por:

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \text{ (Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6)}$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

**Entonces:**

La carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = 2 * n * d_b * t_w * F_{bs}$$

$$V = 2 * 5 * 0.875 * 0.605 * 78$$

$$V = 412.9 \text{ Kips}$$

**Donde:**

$$V = 412.9 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

**TABLA # 9**

**ESFUERZO DE APOYO PERMISIBLE PARA PERNOS Y PARTES  
ROSCADAS (Ksi)**

**BOLTS AND THREADED PARTS  
Bearing  
Allowable loads in kips**

TABLE I-E. BEARING Slip-critical and Bearing-type Connections												
Material Thick- ness	$F_u = 58 \text{ ksi}$ Bolt dia.			$F_u = 65 \text{ ksi}$ Bolt dia.			$F_u = 70 \text{ ksi}$ Bolt dia.			$F_u = 100 \text{ ksi}$ Bolt dia.		
	3/4	7/8	1	3/4	7/8	1	3/4	7/8	1	3/4	7/8	1
1/8	6.5	7.6	8.7	7.3	8.5	9.8	7.9	9.2	10.5	11.3	13.1	15.0
3/16	9.8	11.4	13.1	11.0	12.8	14.6	11.8	13.8	15.8	16.9	19.7	22.5
1/4	13.1	15.2	17.4	14.6	17.1	19.5	15.8	18.4	21.0	22.5	26.3	30.0
5/16	16.3	19.0	21.8	18.3	21.3	24.4	19.7	23.0	26.3	28.1	32.8	37.5
3/8	19.6	22.8	26.1	21.9	25.6	29.3	23.6	27.6	31.5	33.8	39.4	45.0
7/16	22.8	26.6	30.5	25.6	29.9	34.1	27.6	32.2	36.8		45.9	52.5
1/2	26.1	30.5	34.8	29.3	34.1	39.0	31.5	36.8	42.0			60.0
9/16	29.4	34.3	39.2	32.9	38.4	43.9		41.3	47.3			
5/8	32.6	38.1	43.5		42.7	48.8		45.9	52.5			
11/16		41.9	47.9		46.9	53.6			57.8			
3/4		45.7	52.2			58.5						
13/16			56.6									
7/8			60.9									
15/16												
1	52.2	60.9	69.6	58.5	68.3	78.0	63.0	73.5	84.0	90.0	105.0	120.0

**4. Esfuerzo de apoyo sobre el lado del ángulo de la columna soporte**

**(OSL):**

Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero y orilla del material

( $F_{be}$ ):

$$F_{be} = (L_e * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.25 * 58) / (2 * 0.875)$$

$$F_{be} = 41.43 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \quad \text{(OK)}$$

*En la tabla 9, el esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros ( $F_{bs}$ ):*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi}$$

***Entonces:***

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = 2 * (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * t_a$$

$$V = 2 * (41.43 + 69.9 * (5-1)) * 0.875 * 5/16$$

$$V = 174.9 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad \text{(OK)}$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

**VIGA PRIMARIA W21X44 (B396)**

**Datos:**

Viga primaria: W21x44

Tamaño nominal de viga (H): 20.66 in (20 5/8")

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50$  Ksi &  $F_u = 65$  Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.4375" (7/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ ")

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ ")

**Asunciones:**

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida en plano cortante)

Numero min. de pernos (n) acorde con los documentos del contrato.

Reacción o carga esta aplicada al centro de gravedad del grupo de pernos.

Una distancia  $L_e = 1 \frac{1}{4}$  min. sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

Una distancia  $L_e = 1 \frac{3}{4}$ , sobre la viga soportada (AISC "ASD" Spec. J3.9),

**1. Esfuerzo cortante en pernos de viga soportada:**

Para una conexión doble, el valor "n" es doble en el soporte (n = 2 líneas de pernos), Ver Tabla 8.

$$f_v = P / A_b = P / (n * A_b) = P / (2 * n * A_b) = (2 * n * \pi * d_b^2 / 4)$$

$$f_v = 33 / (2 * 4 * \pi * 0.875^2 / 4)$$

$$f_v = 16.63 \text{ ksi / perno.}$$

Donde:

$$F_v = 21 \text{ ksi} \geq f_v = 16.63 \text{ ksi (OK)}$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo aplicado.*

## **2. Esfuerzo de apoyo sobre el lado del ángulo de la viga soportada:**

*Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero hacia orilla material*

*(F<sub>be</sub>):*

$$F_{be} = (L_e * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.25 * 58) / (2 * 0.875)$$

$$F_{be} = 41.43 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \text{ (OK)}$$

*Esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros (F<sub>bs</sub>):*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi.}$$

### **Entonces:**

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = 2 * (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * t_a$$

$$V = 2 * (41.43 + 69.9 * (5-1)) * 0.875 * 0.3125$$

$$V = 174.9 \text{ Kips} \geq V = 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

### 3. Esfuerzo de apoyo sobre alma de la viga soportada:

Para un espacio entre agujeros constante ( $s = 3$ ); el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por la siguiente ecuación (Ver Tabla 9):

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \quad (\text{Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6})$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

En la sección "A" sobre el plano 2, se muestra la viga primaria **B396** conectada a la columna **C19**, se encuentran a la misma altura y no se requiere realizar ningún corte sobre la viga soportada, por lo tanto el esfuerzo de apoyo sobre el alma de la viga soportada esta dado por:

$$V = F_{bs} * n * d_b * t_w$$

$$V = 78 * 5 * 0.875 * 0.35$$

$$V = 119.4 \text{ Kips} \geq 40 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada

### 4. Carga cortante permisible sobre el alma de viga soportada (alma):

- **Carga cortante neta sobre el alma de la viga soportada ( $V_{nw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Esp. J4 "Allowable Shear ruptura", la carga de ruptura permisible de una viga debido a su reducción de área (neta), esta en función del esfuerzo cortante permisible:

$$V_{nw} = F_v * A_w$$

$$V_{nw} = 0.3 F_u * A_w$$

$$V_{nw} = 0.3 * F_u * t_w * (H - n * d_n)$$

$$V_{nw} = 0.3 * 65 * 0.35 * (20.66 - 5 * 0.9375)$$

$$V_{nw} = 109 \text{ Kips}$$

- **Carga cortante sobre el área total alma de la viga ( $A_{gw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Esp. F4 "Allowable Shear Stress", la carga permisible de una viga considerando el área total (incluyendo perforaciones), esta en función del esfuerzo de fluencia de la viga:

$$V_{gw} = 0.4 * A_{gw} * F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 * H * t_w * F_y \text{ ("H" es la altura total de la viga)}$$

$$V_{gw} = 0.4 * 20.66 * 0.35 * 50$$

$$V_{gw} = 144.6 \text{ Kips}$$

La carga permisible de la viga: Mínimo ( $V_{nw}$ ,  $V_{gw}$ )

$$V = 109 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

Se observa que la carga permisible a la que esta sometida la viga soportada es mayor que la carga aplicada.

- **Carga cortante permisible de ruptura en ángulos para conexión:**

Para determinar el tamaño del ángulo se puede utilizar los parámetros obtenidos en el diseño, así como también las tolerancias para fabricación e instalación, notadas en las especificaciones para uniones emperradas estructurales.

- **Longitud transversal del ángulo sobre columna soporte (Ga1):**

$$Ga1 = ((GA - t_w)/2) + L_e$$

$$Ga1 = ((5.5 - 0.35)/2) + 1.25$$

$$Ga1 = 3 \frac{7}{8} \text{ in. Donde;}$$

$$Ga1 = 4 \text{ in}$$

- **Longitud transversal del ángulo sobre viga soportada (Ga2):**

$$Ga2 = L_{eh} + L_e + C$$

Donde:

(c = ½ in. Tolerancia estándar para instalación, en uniones emperradas por ángulos, especificaciones "AISC")

Entonces:

$$Ga2 = 1.75 + 1.25 + 1.5$$

$$G_{a2} = 3 \frac{1}{2} \text{ in.}$$

- **Longitud del ángulo en dirección de la carga aplicada:**

$$L_a = s \cdot (n-1) + 2 \cdot L_e$$

$$L_a = 3 \cdot (5-1) + 2 \cdot 1.25$$

$$L_a = 14 \frac{1}{2} \text{ in.}$$

El perfil estructural estándar utilizado en esta unión emperrada, se define:

Ángulos: 2 – L 4 x 3 ½ x 5/16 x 14 ½

Material: ASTM A36

- **Carga cortante permisible sobre el lado del ángulo de la viga soportada (Área total) ( $V_{gw}$ ):**

$$V_{gw} = 2 \cdot 0.4 \cdot A_{ga} \cdot F_y$$

$$V_{gw} = 2 \cdot 0.4 \cdot L_a \cdot t_a \cdot F_y$$

$$V_{gw} = 2 \cdot 0.4 \cdot 14.5 \cdot 0.31 \cdot 36$$

$$V_{gw} = 130.5 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips (OK)}$$

- **Carga cortante permisible sobre el lado del ángulo de la viga soportada (Área neta) ( $V_{nw}$ ):**

Área neta sobre OSL,  $A_{n1}$ :

$$A_{n1} = [L_a - (n \cdot d_h)] \cdot t_a$$

$$An1 = [14 \frac{1}{2} - (5 \cdot 0.9375)] \cdot 0.3125$$

$$An1 = 3.07 \text{ in}^2.$$

*Área neta sobre OSL, An2:*

$$An2 = (L_a - (n \cdot d_h)) \cdot t_a$$

$$An2 = ((14.5 - (5 \cdot 0.9375)) \cdot 0.3125$$

$$An2 = 3.07 \text{ in}^2$$

Donde:

$$An = \text{Min. } (An1, An2) = 3.07 \text{ in}^2.$$

Entonces la carga permisible ( $V_{nw}$ ) es:

$$V_{nw} = 2 \cdot 0.3 \cdot An \cdot Fu$$

$$V_{nw} = 2 \cdot 0.3 \cdot 3.07 \cdot 58$$

$$V_{nw} = 106.71$$

**Entonces:**

$$V_{nw} = 106.71 \geq 33 \text{ Kips (OK)}$$

La carga permisible aplicada sobre los ángulos es mayor que la carga aplicada sobre el material.

Como se puede observar los resultados, del diseño de esta unión empernada sometida a cortante doble es satisfactoria. La información

necesaria para montaje de la viga primaria B396, se muestra en la sección "A" sobre el plano 2.

### **b.- Unión Viga a Viga (BEAM TO BEAM)**

En el Plano1, se muestra una viga secundaria W21x44 (**B105**) entre las líneas verticales "5 & 6" y entre las líneas horizontales " C & D" (**Fig. 3.8**), que esta siendo soportada por dos vigas primarias W24x76 (**B392**), Esta viga es considerada una viga simplemente apoyada, cuyas reacciones en sus extremos  $R_1$  y  $R_2$ , están establecidas en la tabla 6, según el tamaño de viga W21 el valor de las reacciones son de 33 Kips.

### **Conexión sometida a cortante doble usando ángulos para sujeción (ver sección "B" en el plano 3):**

Angulo: (1) L 4 x 3 ½

Material: ASTM A36

### **Viga primaria B392 (Soporte):**

#### **Datos:**

Columna: W24x76

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50$  Ksi &  $F_u = 65$  Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.6875" (11/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.44" (7/16")

Diámetro de agujeros redondos (STD), en la columna ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16"$ )

Diámetro de agujeros redondos (STD), en el ángulo soporte ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16"$ )

**Viga Secundaria B105 (Soportada):**

**Datos:**

Viga primaria: W21x44

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50$  Ksi &  $F_u = 65$  Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.4375" (7/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16"$ )

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16"$ )

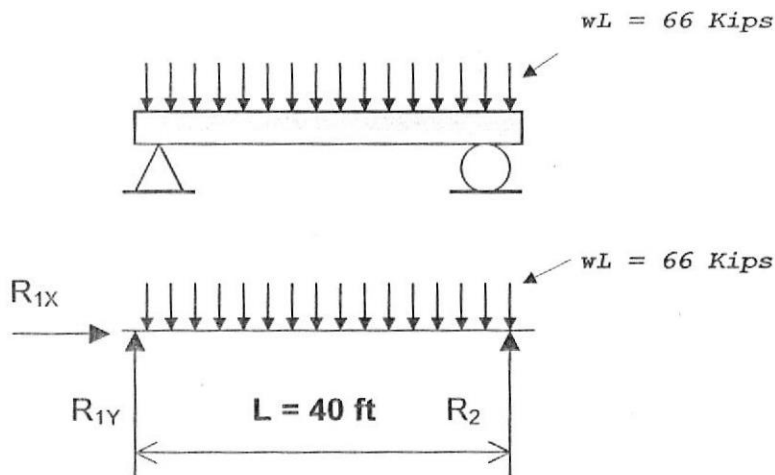
Según las especificaciones de diseño, las reacciones  $R_1$  y  $R_2$  generadas en los apoyos son determinadas por las tres ecuaciones de equilibrio estático, como se muestra a continuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M = 0$$

- Considerando la viga B105 como una viga simplemente apoyada en sus dos extremos, que esta soportando una carga uniformemente distribuida  $wl = 66$  kips, se tiene:



**Donde:**

Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (axial):

$$\sum F_x = 0$$

$$R_{1x} = 0$$

Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical:

$$\uparrow^+ \sum F_y = 0$$

$$R_{1y} + R_2 - wl = 0$$

$$R_{1y} = wl - R_2$$

$$R_{1y} = 66 - R_2 \quad (1)$$

Sumatoria de momentos con respecto al punto 1:

$$\curvearrowright + \sum M_1 = 0$$

$$wL\left(\frac{L}{2}\right) - R_2L = 0$$

$$\frac{wL^2}{2} - R_2L = 0$$

$$R_2L = \frac{wL^2}{2}$$

$$R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{66}{2}$$

$$R_2 = 33 \text{ Kips}$$



Reemplazando  $R_2$  en la ecuación (1), se tiene que:

$$R_{1y} = 33 \text{ Kips}$$

**Donde:**

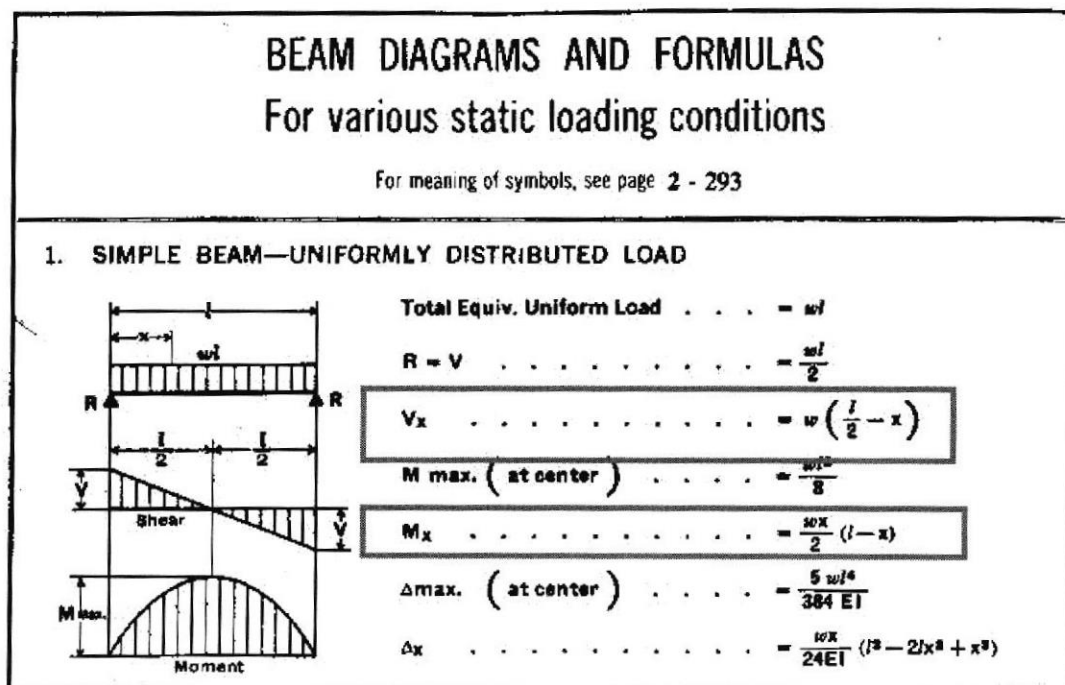
Fuerza cortante (V) sobre los apoyos  $R_{1y} = R_2 = 33$  kips.

Fuerza axial ( $P_x$ ) sobre el apoyo 1 es  $R_{1y} = 0$  kips.

Momento flector (M) sobre los apoyos es igual a 0 kips-ft

**Diagrama de Fuerza Cortante y Momento Flector viga B105:**

Existen varias maneras para determinar los diagramas de fuerza cortante y momento flector entre los cuales citamos:



**Figura 3.10 Formulas y diagrama de fuerza cortante y momento flector**

- El análisis de fuerzas y momento flector en un punto "x" a lo largo de la longitud de la viga, como se muestra en los cálculos anteriores de la unión emperrada por dos ángulos.
- La otra forma es usar las formulas y diagramas establecidos en el manual "ASD" de la AISC, para una viga con apoyos simples soportando una carga uniforme distribuida, como se muestra en la **Fig. 3.10**

***Asunciones Generales:***

Pernos:  $d_b = 0.75$  ( 3/4")

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida entro del plano cortante)

Unión doble un ángulo: Espesor min.  $t_a = 3/8$ " (ASTM A36)

Numero min. de pernos (n) acorde con los documentos del contrato.

Una distancia  $L_e = 1$  mínima, sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

**CÁLCULOS:****VIGA PRIMARIA W24X76 (B392)****1. Esfuerzo cortante:**

Según la AISC, Manual "ASD" tabla I-D "Shear", Pg. 4-5:

Para un perno de 7/8 in. A325-N, en agujeros STD, tiene un esfuerzo permisible de,  $F_v = 21$  ksi, como se muestra en la Tabla 8

Según los documentos del contrato, una viga primaria W21X44, debe tener un numero de pernos  $n = 5$  (mínimo)

**2. Esfuerzo cortante en los pernos:**

Para una conexión simple, el valor "n" en el soporte es  $n = 1$  (Una línea de pernos), ver Tabla 8.

$$f_v = V / A_b = V / (n * A_b) = V / (2 * n * A_b) = V / (2 * n * \pi * d_b^2 / 4)$$

$$f_v = 33 / (4 * \pi * 0.75^2 / 4)$$

$$f_v = 18.67 \text{ ksi / perno.}$$

**Donde:**

$$F_v = 21 \text{ ksi} \geq f_v = 18.67 \text{ ksi (OK)}$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo aplicado.*

### **3. Esfuerzo de apoyo sobre el alma de la viga soporte:**

Para un espacio entre agujeros constante "s" igual a 3 in, el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por la siguiente ecuación, ver Tabla 9:

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \text{ (Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6)}$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

**Entonces:**

La carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = n * d_b * t_w * F_{bs}$$

$$V = 5 * 0.75 * 0.44 * 78$$

$$V = 128.7 \text{ Kips}$$

**Donde:**

$$V = 128.7 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

#### **4. Esfuerzo de apoyo sobre el lado del ángulo de la viga soporte (OSL):**

Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero y orilla del material

( $F_{be}$ ):

$$F_{be} = (L_e * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.25 * 58) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 48.33 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \quad (\text{OK})$$

*Esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros ( $F_{bs}$ ):*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi}$$

**Entonces:**

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * t_a$$

$$V = 2 * [48.33 + 69.9 * (5-1)] * 0.75 * 0.375$$

$$V = 91.9 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

### VIGA SECUNDARIA W21X44 (B105)

#### Datos:

Viga primaria: W21x44

Tamaño nominal de viga (H): 20.66 in (20 5/8")

Material: A572 GR.50 (Fy = 50 Ksi & Fu = 65 Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.4375" (7/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ ")

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ ")

#### Asunciones:

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida en plano cortante)

Numero mínimo de pernos ( $n = 5$ ) acorde con los documentos del contrato.

Una distancia  $L_e = 1 \frac{1}{4}$  mínima de orilla sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7. Una distancia  $L_e = 2 \frac{1}{4}$ , sobre la viga soportada (AISC "ASD" Spec. J3.9),

**1. Esfuerzo cortante en pernos de la viga soportada:**

Para una conexión simple el valor "n" en el soporte es  $n = 1$  (Una línea de pernos sometido a cortante simple), ver tabla 8:

$$f_v = P / A_b = P / (n * A_b) = P / (n * \pi * d_b^2 / 4)$$

$$f_v = 33 / (4 * \pi * 0.75^2 / 4)$$

$$f_v = 18.67 \text{ ksi / perno.}$$

Donde:

$$F_v = 21 \text{ ksi} \geq f_v = 18.67 \text{ ksi} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo aplicado.*

**2. Esfuerzo de apoyo sobre el lado del ángulo de la viga soportada:**

*Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero hacia la orilla material*

$(F_{be})$ :

$$F_{be} = (L_e * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.25 * 58) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 48.33 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \quad (\text{OK})$$

*Esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros  $(F_{bs})$ :*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi}$$

**Entonces:**

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = [ F_{be} + F_{bs} * (n-1) ] * d_b * t_a$$

$$V = (48.33 + 69.9 * (5-1)) * 0.75 * 0.375$$

$$V = 91.9 \text{ Kips} \geq V = 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

**3. Esfuerzo de apoyo sobre el alma de la viga soportada:**

Para un espacio entre agujeros constante ( $s = 3$ ); el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por la siguiente ecuación, ver Tabla 9:

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \quad (\text{Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6})$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

*Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero y orilla del material*

$(F_{be})$ :

En la sección "B" del plano 3, se muestra la viga secundaria **B105** conectada a la viga primaria **B392** están a la misma elevación, por lo que es necesario cortar el ala de la viga soportada, para obtener la conexión. Se debe notar,

que el corte del ala de viga soportada, esta función del valor "K" y del ancho del ala de la viga soporte:

Viga primaria (W24x76): "K" = 1 ½ in.

Ancho total del ala de W24x76:  $b_f = 9$  in.

Ajuste para instalación de vigas:  $C = ½$  in. (AISC "ASD")

**Entonces:**

$$Q_1 = k = 1 \frac{1}{2} \text{ in.}$$

$$Q_2 = [(b_f - t_w) / 2] + \frac{1}{2}$$

$$Q_2 = (9 - 7/16) / 2 + \frac{1}{2}$$

$$Q_2 = 4 \frac{3}{4}$$

$$L_{ev} = 3 - Q_1$$

$$L_{ev} = 3 - 1 \frac{1}{2}$$

$$L_{ev} = 1.5$$

**Donde:**

$$F_{be} = (L_{ev} * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.5 * 65) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 65 \text{ Ksi} \leq 1.2 * F_u = 78 \quad (\text{OK})$$

**La Carga permisible del apoyo (V) es:**

$$V = (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * t_a$$

$$V = (65\ 78 * (51)) * 0.75 * 0.35$$

$$V = 99\text{ips} \geq 33\ \text{Kips (OK)}$$

Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada

#### **4. Carga cortante permisible sobre el alma de la viga soportada:**

- **Longitud del alma sometida a tensión (Lt):**

$$Lt = L_{eh} - d_h / 2$$

$$Lt = 2.25 - (0.8125 / 2)$$

$$Lt = 1.844\ \text{in.}$$

- **Longitud del alma sometida al cortante (Ls):**

$$Ls = [(n-1)*(S - d_h) + L_{eh} - d_h / 2]$$

$$Ls = [(5-1)*(3 - 0.8125) + 1.5 - 0.8125 / 2]$$

$$Ls = 9.844\ \text{in.}$$

- **Carga permisible de ruptura de la viga recortada ( $V_{nw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Esp. J4 "Allowable Shear ruptura", la carga de ruptura permisible de una viga debido a su reducción de área (neta), esta en función del esfuerzo cortante y tensión permisible:

$$V_{nw} = F_v * A_w + F_t * A_{wt}$$

$$V_{nw} = 0.3 F_u * A_w + 0.5 F_u * A_{wt}$$

$$V_{nw} = (0.3 * L_s + 0.5 * L_t) * F_u * t_w$$

$$V_{nw} = (0.3 * 9.844 + 0.5 * 1.8.44) * 65 * 0.35$$

$$V_{nw} = 88.2 \text{ Kips}$$

- **Carga cortante permisible, considerando el área total ( $A_{gw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Especificaciones F4

"Allowable Shear Stress", la carga permisible de una viga considerando el área total (incluyendo perforaciones), esta en función del esfuerzo de fluencia de la viga:

$$V_{gw} = 0.4 * A_{gw} * F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 * h * t_w * F_y$$

Donde "h" es la altura neta soportando la carga:

$$h = H - L_{ev}$$

$$h = 20.625 - 1.5$$

$$h = 19.16$$

**Entonces:**

$$V_{gw} = 0.4 * 19.16 * 0.35 * 50$$

$$V_{gw} = 134.1 \text{ Kips}$$

La carga permisible de puede soportar la viga: Mínimo entre ( $V_{nw}$ ,  $V_{gw}$ )  
es:

$$V = 88.2 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible a la que esta sometida la viga soportada es mayor que la carga aplicada.*

### **5. Carga cortante permisible de ruptura en ángulos de la unión:**

Para determinar el tamaño del ángulo se puede utilizar los parámetros obtenidos en el diseño, así como también las tolerancias para fabricación e instalación, notadas en las especificaciones para uniones empernadas estructurales.

a.) *Longitud transversal del ángulo sobre viga soporte (Ga1):*

$$\mathbf{Ga1 = ((GA - t_w)/2) + L_e}$$

$$Ga1 = [2 \frac{3}{16} - (0.35/2)] + 1$$

$$Ga1 = 3 \text{ in.}$$

b.) *Longitud transversal del ángulo sobre viga soportada (Ga2):*

$$\mathbf{Ga2 = L_{eh} + L_e + C}$$

Donde:

( $C = \frac{1}{2}$  in. Tolerancia estándar para instalación, en uniones empernadas por ángulos, especificaciones "AISC")

**Entonces:**

$$G_{a2} = 2.25 + 1.25 + C$$

$$G_{a2} = 4 \text{ in.}$$

c.) *Longitud del ángulo en dirección de la carga aplicada:*

$$L_a = s \cdot (n-1) + 2 \cdot L_e$$

$$L_a = 3 \cdot (5-1) + 2 \cdot 1.25$$

$$L_a = 14 \frac{1}{2} \text{ in.}$$

El perfil estructural estándar utilizado en esta unión empernada, se define:

Ángulos: **2 – L 4 x 3 ½ x 3/8 x 14 ½**

Material: **ASTM A36**

d.) *Carga cortante permisible sobre el ángulo del soporte (Área total) ( $V_{gw}$ ):*

$$V_{gw} = 0.4 \cdot A_{ga} \cdot F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 \cdot L_a \cdot t_a \cdot F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 \cdot 14.5 \cdot 0.375 \cdot 36$$

$$V_{gw} = 78.3 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips (OK)}$$

e.) Carga cortante permisible sobre el ángulo del soporte (Área neta) ( $V_{nw}$ ):

Área neta sobre OSL,  $An1$ :

$$An1 = [L_a - (n * d_h)] * t_a$$

$$An1 = [14.5 - (5 * 0.8125)] * 0.75$$

$$An1 = 3.91 \text{ in}^2.$$

Área neta sobre OSL,  $An2$ :

$$An2 = [L_a - (n * d_h)] * t_a$$

$$An2 = [14.5 - (5 * 0.8125)] * 0.375$$

$$An2 = 3.91 \text{ in}^2.$$

$$An = \text{Min. } (An1, An2) = 3.91 \text{ in}^2.$$

**Entonces:**

**La carga permisible neta ( $V_{nw}$ ) es:**

$$V_{nw} = 0.3 * An * Fu$$

$$V_{nw} = 0.3 * 2.58 * 50$$

$$V_{nw} = 68.1 \geq 33 \text{ Kips (OK)}$$

**6. Resistencia del alma de la viga soportada al pandeo local (alma y ala recortada), carga cortante permisible:**

**Datos:**

a. Longitud horizontal recortada en el ala superior ( $c_s$ ):

$$c_s = Q_2 - \frac{1}{2} \text{ (tolerancia para instalación)}$$

$$c_s = 4 \frac{3}{4} - 0.5$$

$$c_s = 4 \frac{1}{4} \text{ in.}$$

b. Longitud vertical recortada en el ala superior ( $L_{evs}$ ):

$$L_{evs} = L_{ev} = 1.5 \text{ in.}$$

c. Longitud horizontal y vertical recortada en la ala inferior ( $c_i$  &  $L_{evi}$ ):

$$c_i = L_{evi} = 0 \text{ (no corte inferior)}$$

d. Distancia desde la carga aplicada a la parte recortada (excentricidad),  $e$ :

$$e = Q_2 = 4.75 \text{ in.}$$

e. Altura total de la viga secundaria W21X44 ( $H$ ):

$$H = 20.66 \text{ in.}$$

f. Altura neta soportando la carga ( $h$ ):

$$h = 19.16 \text{ in.}$$

**Cálculos:**

Limitaciones de diseño para un corte superior, acorde con la "AISC" manual "ASD", part.#5 (Especificaciones, capítulo "F", Pág. 5-45):

a. Longitud horizontal recortada permisible, en el ala superior (c):

$$c_s \leq 2 * H$$

$$c_s = 4 \frac{1}{4} " \leq 2 * 20.66$$

$$c_s = 4 \frac{1}{4} " \leq 31.5 \quad (\text{OK})$$

b. Longitud vertical recortada permisible, en el ala superior ( $L_{ev}$ ):

$$L_{ev} \leq H / 2$$

$$L_{ev} = 1.5 " \leq 20.66 / 2$$

$$L_{ev} = 1.5 " \leq 10.33 \quad (\text{OK})$$

c. Factores de diseño (ASD):

k: Factor cortante sobre el alma recortada:

$$k = 2.2 * (h / c_s)^{1.65} \quad \text{para} \quad c_s/h \leq 1$$

$$k = 2.2 * (h / c_s) \quad \text{para} \quad c_s/h > 1$$

$$c_s/h = 4.25 / 19.16$$

$$c_s/h = 0.22 \leq 1 \quad \text{Donde:}$$

$$k = 2.2 * (19.16 / 4.25)^{1.65}$$

$$k = 26.396$$

f: Factor de compresión sobre el alma recortada:

$$f = 2 * (c_s / H) \quad \text{para} \quad c_s / H \leq 1$$

$$f = 1 + (c / H) \quad \text{para} \quad c_s / H > 1$$

$$c_s / H = 4.25 / 20.66$$

$$c_s / H = 0.21 \leq 1 \quad \text{Donde:}$$

$$f = 2 * (4.25 / 20.66)$$

$$f = 0.411$$

d. Esfuerzo de flexión permisible de compresión  $F_{bc}$

$$F_{bc} = 15700 * f * k (t_w / h)^2 > 0.6 * F_y$$

$$F_{bc} = 15700 * 0.411 * 26.396 * (0.35 / 19.16)^2$$

$$F_{bc} = 56.894 \text{ kips} > 0.6 * 50$$

$$50.31 \text{ ksi} > 30$$

**Entonces:**

$$F_{bc} = 30 \text{ ksi.}$$

e. Carga cortante neta de flexión permisible,  $V_c$ :

$$V_c = F_{bc} * S / e$$

(S: Modulo de Sección de viga recortada "ASD", part.#2. Pág. 2-1):

$$V_c = 30 * 30.589 / 4.75$$

$$V_c = 193.2 \text{ Kips}$$

f. Carga cortante total de flexión permisible sobre la línea de corte,  $V_g$ :

$$V_{gw} = 0.4 * A_{gw} * F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 * h * t_w * F_y$$

**Entonces:**

$$V_{gw} = 0.4 * 19.16 * 0.35 * 50$$

$$V_{gw} = 134.1 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$



**7. Esfuerzo de Flexión sobre el lado del ángulo conectado a la viga primaria con respecto al plano vertical:**

En la **Fig. 3.11** se presenta el diagrama de cuerpo libre de la fuerza cortante actuando excéntricamente con respecto a la línea de pernos que esta soportando la viga secundaria. Como se observa, un momento flector es generado debido a la excentricidad de la línea de pernos que están sobre el lado del ángulo que se conecta a la viga primaria, cuya magnitud es calculada a continuación:

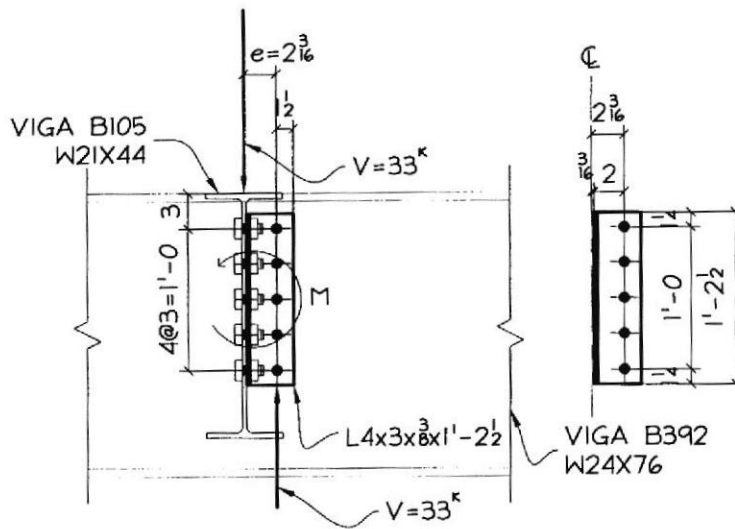


Figura 3.11 Fuerzas presentes en una unión viga a viga (B105 & B392)

a. *Momento Flector*

$$M = V * e$$

$$M = 33 * 2 \frac{3}{16}$$

$$M = 72.2 \text{ kips} - \text{in.}$$

b. *Modulo de Sección neto del ángulo de soporte ( $S_{neto}$ ):*

$$S_{net} = \left( t_a * \frac{L_a^2}{6} \right) - \left\{ \frac{s^2 * n(n^2 - 1) * [t_a(d_h + 1/16)]}{6 * L_a} \right\}$$

$$S_{net} = \left( 0.375 * \frac{14.5^2}{6} \right) - \left\{ \frac{3^2 * 5 * (5^2 - 1) * \left[ 0.375 * \left( \frac{13}{16} + \frac{1}{16} \right) \right]}{6 * 14.5} \right\}$$

$$S_{net} = 9.067 \text{ in}^3$$

c. Esfuerzo de flexión en el ángulo (OSL):

$$f_b = \frac{M}{S_{net}}$$

$$f_b = \frac{72.2}{9.067}$$

$$f_b = 7.96 \text{ Ksi}$$

Según la especificación F.2 del manual "ASD" de la AISC, el valor del esfuerzo de flexión permisible, para barras, vigas y ángulos, esta en función del esfuerzo de fluencia del material  $F_y$  y es igual a:

$$F_b = 0.6 * F_y$$

Por lo tanto, al comparar el esfuerzo flector de trabajo contra el esfuerzo flector permisible se tiene que:

$$f_b = \frac{M}{S_{net}} \leq F_b = 0.6 * F_y$$

$$7.96 \leq 0.6 * 36$$

$$7.96 \leq 21.6 \quad \text{OK}$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo de trabajo, por lo que la conexión es satisfactoria.*

La información necesaria para el montaje de la viga B105, se muestra en la sección "B" sobre el plano 3.

### 3.4.2 Unión típica soldada

#### A.- UNIÓN VIGA A COLUMNA (BEAM TO COLUMN)

Sobre el Plano1, se muestra una viga primaria W24x76 (**B392**) sobre la línea D y C entre " 5 & 6", que esta siendo soportada por dos columnas W12X65 (**C19 & C390**). Esta viga es considerada una viga simplemente apoyada (**Ver Fig. 3.8**), cuyas reacciones en sus extremos  $R_1$  y  $R_2$  establecidas sobre el plano del diseño estructural son iguales a 60 Kips.

Para el diseño de este tipo de conexión se ha considera las facilidades de montaje, para evitar el ajuste de pernos que están conectados en directamente contra el alma de la columna soporte, por lo tanto se realiza él calculo de la unión para un extremo soldado a la viga primaria (**B392**) y empernada a la columna soporte (**C19 & C390**)

Conexión sometida a cortante doble usando ángulos para sujeción (ver sección "C" en el plano 4):

Ángulos: (2) L 4 x 3

Material: ASTM A36

**Columna C19 & C390 (Soporte):****Datos:**

Columna: W12x65

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50$  Ksi &  $F_u = 65$  Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.605" (5/8")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

Diámetro de agujeros redondos (STD), en la columna ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

Diámetro de agujeros redondos (STD), en el ángulo soporte ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

**Viga primaria B392 (Soportada):****Datos:**

Viga primaria: W24x76

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50$  Ksi &  $F_u = 65$  Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.6875" (11/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.44" (7/16")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

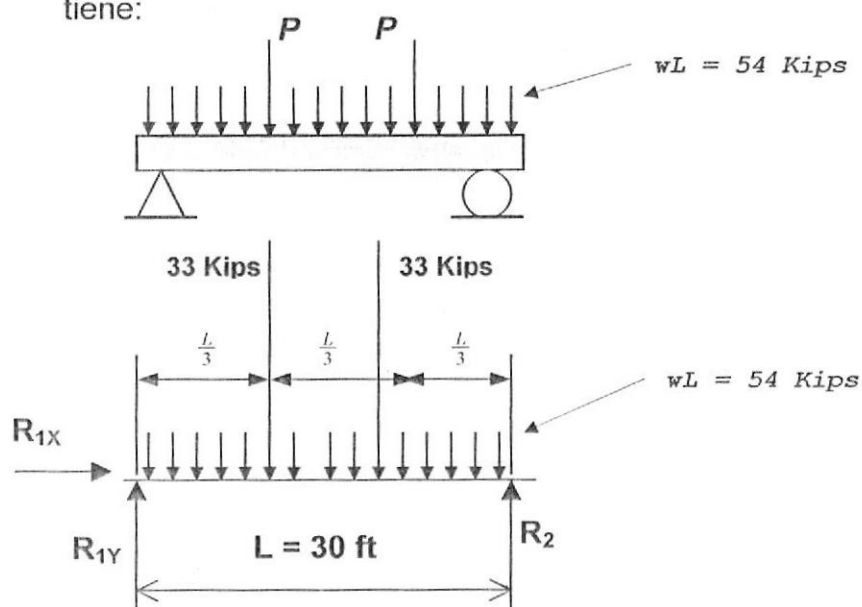
Según las especificaciones de diseño, las reacciones  $R_1$  y  $R_2$  generadas en los apoyos son determinadas por las tres ecuaciones de equilibrio estático, como se muestra a continuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M = 0$$

- Considerando la viga B392 como una viga simplemente apoyada en sus dos extremos, que esta soportando una carga uniformemente distribuida  $wL = 54$  kips y dos cargas concentradas  $P = 33$  Kips se tiene:



**Donde:**

Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (axial):

$$\sum F_x = 0$$

$$R_{1x} = 0$$

Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical:

$$\uparrow^+ \sum F_x = 0$$

$$R_{1y} + R_2 - wl - 2P = 0$$

$$R_{1y} + R_2 = 2P + wL$$

$$R_{1y} + R_2 = 120 \quad (1)$$

Sumatoria de momentos con respecto al punto 1:

$$\curvearrowright^+ \sum M_1 = 0$$

$$wL\left(\frac{L}{2}\right) - R_2L + P\left(\frac{L}{3}\right) + P\left(\frac{2L}{3}\right) = 0$$

$$\frac{wL^2}{2} - R_2L + \frac{PL}{3} + \frac{2PL}{3} = 0$$

$$R_2L = \frac{wL^2}{2} + PL$$

$$R_2 = \frac{wL}{2} + P$$

$$R_2 = 60 \text{ Kips}$$

Reemplazando  $R_2$  en la ecuación (1), se tiene que:

$$R_{1y} = 60 \text{ Kips}$$

**Donde:**

Fuerza cortante (V) sobre los apoyos  $R_{1y} = R_2 = 60$  kips.

Fuerza axial ( $P_x$ ) sobre el apoyo 1 es  $R_{1y} = 0$  kips.

Momento flector (M) sobre los apoyos es igual a 0 kips-ft

**Asunciones Generales:**

Pernos:  $d_b = 0.75$  ( 3/4")

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida dentro del plano cortante)

Unión doble con ángulos de Espesor mínimo  $t_a = 1/2$ " (ASTM A36)

Numero min. de pernos ( $n = 7$ ) acorde con los documentos del contrato.

Una distancia  $L_e = 1 \frac{1}{2}$  " mínima, sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

**CÁLCULOS:**

**COLUMNA W12X65 (C19 & C390)**

**1. Esfuerzo cortante:**

Según la AISC, Manual "ASD" tabla I-D "Shear", Pg. 4-5:

Para un perno de  $\frac{3}{4}$  in. A325-N, en agujeros STD, tiene un esfuerzo permisible de,  $F_v = 21$  ksi, como se muestra en la Tabla 8.

Según los documentos del contrato, una viga primaria W24x76, debe tener un numero de pernos  $n = 7$  (mínimo)

### **2. Esfuerzo cortante en los pernos:**

Para una conexión simple, el valor "n" en el soporte es  $n = 2 * n$  (Dos líneas de pernos).

$$f_v = V / A_b = V / (n * A_b) = V / (2 * n * A_b) = V / (2 * n * \pi * d_b^2 / 4)$$

$$f_v = 60 / (2 * 7 * \pi * 0.75^2 / 4)$$

$$f_v = 9.7 \text{ ksi / perno.}$$

**Donde:**

$$F_v = 21 \text{ ksi} \quad \geq \quad f_v = 9.7 \text{ ksi} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que el esfuerzo permisible es mayor que el esfuerzo aplicado*

### **3. Esfuerzo de apoyo sobre el alma de la columna soporte:**

Para un espacio entre agujeros constante "s" igual a 3 in, el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por la siguiente ecuación, como se muestra en la Tabla 9:

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \quad (\text{Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6})$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

**Entonces:**

La carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = 2 * n * d_b * t_w * F_{bs}$$

$$V = 2 * 7 * 0.75 * 0.39 * 78$$

$$V = 319.4 \text{ Kips}$$

**Donde:**

$$V = 319.4 \text{ Kips} \geq 60 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

#### **4. Esfuerzo de apoyo sobre el lado del ángulo de la columna soporte**

**(OSL):**

Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero y orilla del material

( $F_{be}$ ):

$$F_{be} = (L_e * F_u) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = (1.25 * 58) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 48.33 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \quad (\text{OK})$$

*Esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros ( $F_{bs}$ ):*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi}$$

***Entonces:***

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = 2 * (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * t_a$$

$$V = 2 * (48.33 + 69.9 * (7-1)) * 0.75 * 0.5$$

$$V = 349.4 \text{ Kips} \geq 60 \text{ Kips (OK)}$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

### VIGA PRIMARIA W24X76(B392)

**Datos:**

Viga primaria: W24x76

Tamaño nominal de viga (H): 23.875 in (23 7/8")

Material: A572 GR.50 ( $F_y = 50 \text{ Ksi}$  &  $F_u = 65 \text{ Ksi}$ )

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.6875" (11/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.44" (7/16")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

Diámetro de agujeros STD, en ángulo soportado ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

**Asunciones:**

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida en plano cortante)

Numero min. de pernos ( $n = 7$ ) acorde con los documentos del contrato.

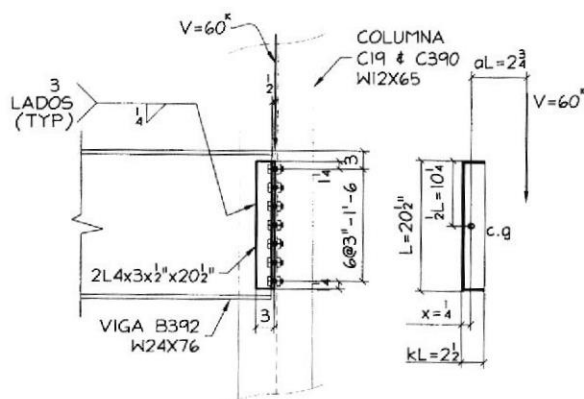
Reacción o carga esta aplicada al centro de gravedad del grupo de pernos.

Una distancia longitudinal  $L_e = 1 \frac{1}{4}$  min. sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

Tamaño de garganta de soldadura tipo filete  $D/16 = 1/4$

**Cálculos:**

En la **Fig. 3.12** se muestra el diagrama de cuerpo libre de las fuerzas que actúan sobre la unión soldada por medio de dos ángulos. La soldadura esta sobre el lado del angulo que se conecta a la viga soportada y el otro lado del angulo es empernado a la columna soporte.



**Figura 3.12 Fuerzas presentes en una unión soldada viga a viga (B392&C19)**

### 1. Carga permisible de soldadura:

Para una soldadura sobre la viga soportada, que esta sometida a una carga excéntrica que pasa por el centro de gravedad de su configuración mostrada en la Fig.3.9, es calculada por:

$$V = 2 * C * L * C_1 * D$$

Centro de gravedad del grupo de soldadura  $\bar{x}, \bar{y}$ :

$$\bar{x} = \frac{(KL)^2}{2(KL) + L}, \quad \bar{y} = \frac{1}{2}L$$

Donde:

$$\bar{y} = \frac{1}{2}(20.5)$$

$$\bar{y} = 10.25"$$

$$\bar{x} = \frac{(2.5)^2}{2(2.5) + 20.5}$$

$$\bar{x} = 0.25"$$

Distancia equivalente sobre la sección de soldadura "C":

Según las especificaciones de manual "ASD", ("Eccentric Loads on Weld Groups", Tabla XXIII), el coeficiente "C", es obtenido por los valores a y k:

Valor "a":

$$al = 2\frac{3}{4}$$

$$a = \frac{2.75}{20.5}$$

$$a = 0.1344$$

Valor "k":

$$kl = 2\frac{1}{2}$$

$$k = \frac{2.5}{20.5}$$

$$k = 0.122$$

Con los valores a y k, el valor del coeficiente de carga sobre un grupo de soldadura "C", mostrado en la Tabla 10, es igual:

$$C = 0.9336$$

El coeficiente  $C_1$  del electrodo usado según las especificaciones "ASD" mostrado en la Tabla 10 es:

Electrodo: E7018

$$F_v = 21 \text{ ksi}$$

$$C_1 = 1$$

Entonces:

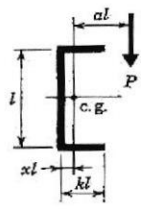
$$V = 2 * 0.934 * 20.5 * 1 * 4$$

$$V = 153.1 \text{ kips}$$

TABLA # 10

COEFICIENTE EXCÉNTRICA DE CARGA EN UN GRUPO DE SOLDADURA "C" Y COEFICIENTE DEL ELECTRODO "C<sub>1</sub>"

ECCENTRIC LOADS ON WELD GROUPS  
TABLE XXIII Coefficients C



$P$  = Allowable eccentric load in kips  
 $l$  = Length of weld parallel to load  $P$ , in.  
 $D$  = Number of sixteenths of an in. in fillet weld size  
 $C$  = Coefficients tabulated below  
 $C_1$  = Coefficient for electrode used (see Table on p. 4-72)  
 $= 1.0$  for E70XX electrodes  
 $xl$  = Distance from vertical weld to center of gravity of weld group  
 $P = CC_1 D l$

Required Minimum  $C = \frac{P}{C_1 D l}$   
 " "  $D = \frac{P}{CC_1 l}$   
 " "  $l = \frac{P}{CC_1 D}$

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
.06	.835	.883	1.05	1.22	1.40	1.58	1.76	1.94	2.12	2.30	2.48	2.84	3.21	3.58	3.95	4.32
.08	.820	.895	1.06	1.23	1.41	1.58	1.76	1.94	2.12	2.30	2.48	2.85	3.21	3.58	3.94	4.31
.10	.804	.902	1.07	1.24	1.41	1.59	1.78	1.94	2.12	2.30	2.48	2.83	3.20	3.56	3.92	4.28
.15	.753	.895	1.06	1.22	1.39	1.56	1.73	1.90	2.07	2.24	2.42	2.76	3.11	3.46	3.81	4.16
.20	.693	.865	1.02	1.18	1.34	1.50	1.67	1.83	1.99	2.16	2.32	2.65	2.99	3.32	3.66	4.00
.25	.630	.823	.972	1.12	1.28	1.43	1.59	1.74	1.90	2.06	2.21	2.53	2.85	3.18	3.51	3.84
.30	.570	.750	.917	1.06	1.21	1.35	1.50	1.65	1.80	1.95	2.10	2.41	2.72	3.04	3.36	3.68
.40	.469	.627	.803	.934	1.07	1.20	1.33	1.47	1.61	1.74	1.89	2.17	2.47	2.77	3.08	3.39
.50	.393	.529	.666	.819	.937	1.06	1.18	1.30	1.43	1.56	1.69	1.96	2.24	2.53	2.83	3.13
.60	.336	.453	.574	.721	.829	.939	1.05	1.17	1.28	1.40	1.53	1.78	2.05	2.32	2.61	2.90
.70	.293	.395	.502	.611	.739	.839	.942	1.05	1.16	1.27	1.39	1.63	1.88	2.14	2.41	2.69
.80	.259	.349	.444	.543	.664	.756	.852	.950	1.05	1.16	1.27	1.49	1.73	1.98	2.24	2.51
.90	.232	.312	.398	.488	.602	.687	.775	.867	.962	1.06	1.16	1.38	1.60	1.84	2.09	2.36
1.00	.209	.282	.360	.442	.550	.629	.711	.796	.885	.978	1.07	1.28	1.49	1.72	1.96	2.21
1.20	.176	.236	.302	.372	.445	.536	.608	.683	.762	.844	.929	1.11	1.31	1.52	1.74	1.97
1.40	.151	.203	.260	.320	.384	.466	.530	.597	.667	.741	.818	.985	1.17	1.36	1.56	1.78
1.60	.132	.178	.228	.281	.338	.412	.469	.529	.593	.660	.731	.883	1.05	1.22	1.41	1.61
1.80	.118	.158	.203	.250	.301	.369	.420	.475	.533	.595	.660	.799	.951	1.11	1.29	1.47
2.00	.106	.142	.182	.225	.272	.334	.381	.431	.484	.541	.601	.730	.870	1.02	1.18	1.35
2.20	.097	.129	.166	.205	.247	.305	.348	.394	.444	.496	.552	.671	.802	.942	1.09	1.25
2.40	.089	.119	.152	.188	.227	.280	.320	.363	.409	.458	.510	.621	.743	.874	1.01	1.16
2.60	.082	.110	.140	.174	.210	.259	.297	.337	.380	.425	.474	.578	.692	.815	.946	1.09
2.80	.076	.102	.130	.161	.195	.242	.277	.314	.354	.397	.442	.540	.647	.783	.886	1.02
3.00	.071	.095	.122	.151	.182	.226	.259	.294	.332	.372	.415	.507	.608	.717	.834	.958
x	0	.008	.028	.056	.088	.125	.163	.204	.246	.289	.333	.423	.515	.609	.704	.800

Electrode	E60	E70	E80	E90	E100	E110
$F_w$ (ksi)	18.0	21.0	24.0	27.0	30.0	33.0
$C_1$	0.857	1.0	1.14	1.29	1.43	1.57

## 2. Factor de reducción de carga sobre el ala de la viga soportada $R_{tw}$ :

Según las especificaciones "AISC", los valores de reducción sobre el alma de viga son calculados y aplicados cuando:

$$R_{tw} = \frac{0.944295 * f_y * t_w}{\frac{D}{16} * E} \leq 1$$

Entonces:

$$R_{tw} = \frac{0.944295 * 50 * 0.44}{\frac{1}{4} * 70}$$



$$R_{tw} = 1.1854 \text{ No hay reducción.}$$

Se observa que no existe reducción de carga, entonces la carga permisible para este grupo de soldadura es:

$$V = 153.1 \text{ kips} \geq 60 \text{ Kips} \quad \mathbf{OK}$$

## 3. Fuerza cortante permisible sobre el alma de viga soportada:

La magnitud de la fuerza cortante permisible es determinada por:

$$V = 0.4 * F_y * H * t_w$$

Entonces:

$$V = 0.4 * 50 * 23.92 * 0.44$$

$$V = 210.5 \quad \geq \quad 60 \text{ Kips} \quad \text{OK}$$

**4. Fuerza cortante permisible sobre el lado del ángulo de la viga soportada (V):**

*Carga cortante permisible sobre el ángulo del soporte (Área total) ( $V_{gw}$ ):*

$$V_{gw} = 2 * 0.4 * A_{ga} * F_y$$

$$V_{gw} = 2 * 0.4 * L_a * t_a * F_y$$

$$V_{gw} = 2 * 0.4 * 20.5 * 0.5 * 36$$

$$V_{gw} = 210.5 \text{ Kips} \quad \geq \quad 60 \text{ Kips} \quad \text{(OK)}$$

*Carga cortante permisible sobre el ángulo del soporte (Área neta) ( $V_{nw}$ ):*

*Área neta sobre OSL,  $An1$ :*

$$An1 = [L_a - (n * d_h)] * t_a$$

$$An1 = [20.5 - (7 * 0.8125)] * 0.5$$

$$An1 = 7.41 \text{ in}^2.$$

**Entonces:**

**La carga permisible neta ( $V_{nw}$ ) es:**

$$V_{nw} = 2 * 0.3 * An1 * F_u$$

$$V_{nw} = 2 * 0.3 * 7.41 * 58$$

$$V_{nw} = 257.74 \quad \geq \quad 60 \text{ Kips} \quad \text{(OK)}$$

Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada, por lo que la conexión es satisfactoria.

La información necesaria para el montaje de la viga B392, se muestra en la sección "C" sobre el plano 4.

### B.- UNIÓN VIGA A VIGA (BEAM TO BEAM)

En el Plano1, se muestra una viga secundaria W12x19 (B110), entre las líneas D y C entre " 8 & 9", mostrado en la Fig. 3.13, que esta siendo soportada por dos vigas primarias W21X44. Esta viga es considerada una viga simplemente apoyada, cuyas reacciones en sus extremos  $R_1$  y  $R_2$  establecía sobre el plano del diseño estructural son iguales a 16 Kips.

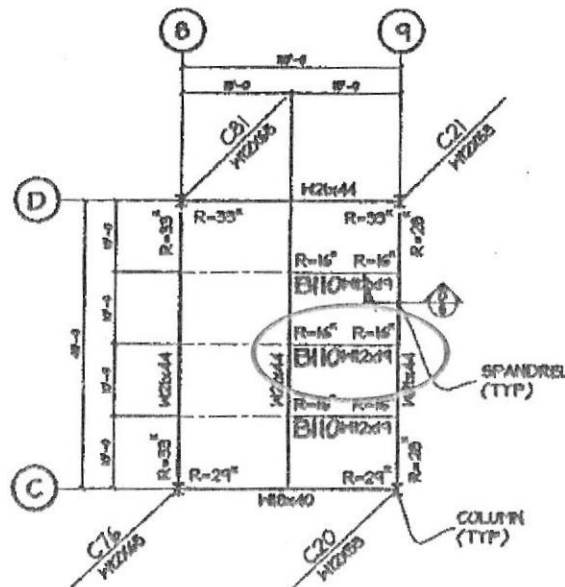


Figura 3.13 Región del segundo piso entre las líneas "8 & 9" y "D & C"

**Conexión sometida a cortante doble usando placa soldada (ver sección**

**"D" en el plano 5):**

Placa: (1) L 9"x 4"

Material: ASTM A36

**Viga primaria W21X44 (Soporte):**

**Datos:**

Columna: W21x44

Material: A572 GR.50 (Fy = 50 Ksi & Fu = 65 Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.4375" (7/16")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.35" (3/8")

**Viga secundaria B110 (Soportada):**

**Datos:**

Viga primaria: W12X19

Material: A572 GR.50 (Fy = 50 Ksi & Fu = 65 Ksi)

Espesor del ala ( $t_f$ ) = 0.375 " (3/8 ")

Espesor del alma ( $t_w$ ) = 0.235" (1/4")

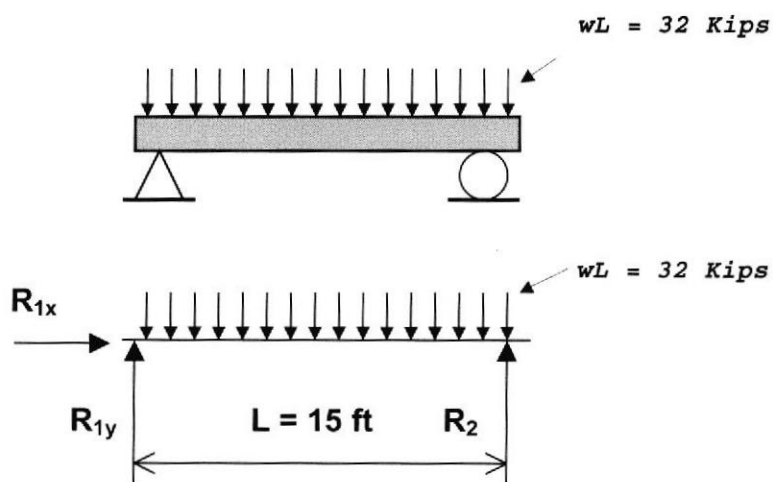
Según las especificaciones de diseño, las reacciones  $R_1$  y  $R_2$  generadas en los apoyos son determinadas por las tres ecuaciones de equilibrio estático, como se muestra a continuación:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum M = 0$$

- Considerando la viga B396 como una viga simplemente apoyada en sus dos extremos, que esta soportando una carga uniformemente distribuida  $wl = 32$  kips, se tiene:



**Donde:**

Sumatoria de fuerzas en la dirección horizontal (axial):

$$\sum F_x = 0$$

$$R_{1x} = 0$$

Sumatoria de fuerzas en la dirección vertical:

$$\uparrow^+ \sum F_x = 0$$

$$R_{1y} + R_2 - wl = 0$$

$$R_{1y} = wl - R_2$$

$$R_{1y} = 32 - R_2 \quad (1)$$

Sumatoria de momentos con respecto al punto 1:

$$\curvearrowright^+ \sum M_1 = 0$$

$$wL\left(\frac{L}{2}\right) - R_2L = 0$$

$$\frac{wL^2}{2} - R_2L = 0$$

$$R_2L = \frac{wL^2}{2}$$

$$R_2 = \frac{wL}{2} = \frac{32}{2}$$

$$R_2 = 16 \text{ Kips}$$

Reemplazando  $R_2$  en la ecuación (1), se tiene que:

$$R_{1y} = 16 \text{ Kips}$$

**Donde:**

Fuerza cortante (V) sobre los apoyos  $R_{1Y} = R_2 = 16$  kips.

Fuerza axial ( $P_X$ ) sobre el apoyo 1 es  $R_{1Y} = 0$  kips.

Momento flector (M) sobre los apoyos es igual a 0 kips-ft

***Asunciones Generales:***

Pernos:  $d_b = 0.75$  ( 3/4")

Material: A-325-N (N.-Rosca incluida dentro del plano cortante)

Una distancia  $L_e = 1 \frac{1}{2}$  " mínima, sobre el ángulo del soporte (AISC "ASD" Spec. J3.9) mostrada en la tabla 7.

Soldadura tipo filete sobre la placa conectada al soporte espesor 5/16 " min.

Unión doble por placa: espesor min.  $t_a = 3/8$  (A36)

Numero mínimo de pernos (n) acorde con los documentos del contrato.

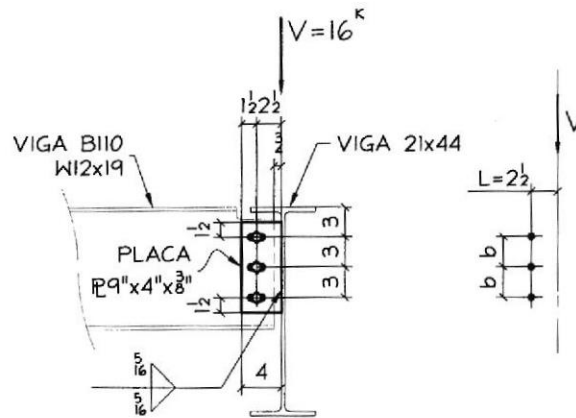
Diámetro de agujeros SSL en la placa del soporte ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " x 1")

Diámetro de agujeros STD, en viga soportada ( $d_h$ ) = ( $d_b + 1/16$ " )

**Cálculos:**

**VIGA SECUNDARIA W12X19 (B110)**

Para el diseño de este tipo de conexión se considera una unión por placa empernada a la viga soportada (B110) y soldada a la viga soporte W21X44, como se muestra en el esquema de la **Fig. 3.14**



**Figura 3.14 Fuerzas presentes en una unión viga a viga por placa soldada (B110 & W21x44)**

**1. Carga cortante en los pernos:**

Según los documentos del contrato, una viga secundaria W12X19, debe tener un numero de pernos  $n = 3$  (mínimo)

Distancia desde la soldadura a la línea de pernos "  $L = a$  ",

$$L = 2 \frac{1}{2} \geq 2 \frac{1}{2} \quad (\text{OK})$$

Distancia desde la soldadura a la línea de pernos " $L = a$ ",

$$L = 2 \frac{1}{2} \geq 3 \quad (\text{OK})$$

Carga excéntrica para pernos, " $e_b$ ":

Asumiendo que el soporte es flexible, " $e_b$ " es igual;

$$e_b = \text{Max} \left( \text{Abs} \left( 2 * \frac{n}{3} - a \right), a \right)$$

$$e_b = \text{Max}\left(\text{Abs}\left(2 * \frac{3}{3} - 2.5\right), 2.5\right)$$

$$e_b = 2.5 \text{ "}$$

*Coficiente de resistencia "C" debido a una carga excéntrica:*

Según el manual "ASD" de la AISC, el coeficiente de resistencia debido a una carga excéntrica mostrado en la *Tabla XI "Eccentric Loads on Fastener Groups"*, para un número de pernos  $n = 3$ , espacio vertical entre agujeros  $b = 3$ " y una excentricidad  $e_b = 2.5$ ", tiene un valor "C" igual a:

$$C = 1.977$$

TABLA # 11

COEFICIENTE EXCÉNTRICO DE CARGA "C" DE UN GRUPO DE PERNOS

ECCENTRIC LOADS ON FASTENER GROUPS  
TABLE XI Coefficients C

Required minimum  $C = \frac{P}{r_v}$

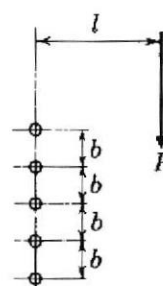
$P = C \times r_v$

$n$  = Total number of fasteners in one vertical row

$P$  = Allowable load acting with lever arm  $l$ , in.

$r_v$  = Allowable load on one fastener by Specification

$C$  = Coefficients tabulated below.



$l$ in.	$n$											
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
2	1.18	2.23	3.32	4.40	5.45	6.48	7.51	8.52	9.53	10.54	11.54	
3	.88	1.77	2.83	3.91	4.99	6.07	7.13	8.17	9.21	10.24	11.26	
4	.69	1.40	2.38	3.42	4.49	5.58	6.66	7.73	8.79	9.85	10.89	
5	.56	1.15	2.01	2.97	4.01	5.08	6.16	7.24	8.32	9.39	10.46	
6	.48	1.00	1.73	2.59	3.57	4.60	5.66	6.74	7.82	8.90	9.98	
7	.41	.83	1.51	2.28	3.18	4.16	5.19	6.24	7.32	8.40	9.48	
8	.36	.73	1.34	2.04	2.86	3.76	4.75	5.77	6.83	7.89	8.97	
9	.32	.65	1.21	1.83	2.59	3.43	4.35	5.32	6.36	7.41	8.48	
10	.29	.59	1.09	1.66	2.36	3.14	4.00	4.93	5.91	6.95	8.00	
12	.24	.49	.92	1.40	2.00	2.68	3.44	4.27	5.16	6.10	7.08	
14	.21	.42	.79	1.21	1.74	2.33	3.01	3.75	4.56	5.42	6.32	
16	.18	.37	.70	1.06	1.53	2.06	2.67	3.33	4.06	4.85	5.69	
18	.16	.33	.62	.95	1.37	1.84	2.39	3.00	3.66	4.38	5.15	
20	.15	.30	.56	.85	1.24	1.67	2.17	2.72	3.33	3.99	4.70	
24	.12	.25	.47	.71	1.03	1.40	1.82	2.29	2.81	3.37	3.99	
28	.11	.21	.40	.61	.89	1.20	1.57	1.97	2.42	2.92	3.45	
32	.09	.19	.35	.54	.78	1.05	1.38	1.73	2.13	2.57	3.04	
36	.08	.17	.31	.48	.69	.94	1.22	1.54	1.90	2.29	2.72	

Según el manual "ASD" la capacidad de un perno  $r_v$  para agujeros de ranura corta sobre la placa del soporte (SSL), es igual a:

$$r_v = 9.28 \text{ kips.}$$

**Donde:**

$$V = C * r_v$$

$$V = 1.977 * 9.28$$

$$V = 18.3 \text{ Kips} \quad \geq \quad 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga cortante permisible es mayor que el la carga aplicada a la unión*

## 2. Carga cortante permisible sobre el alma de viga soportada:

- **Longitud del alma sometida a tensión (Lt):**

$$Lt = L_{eh} - d_h / 2$$

$$Lt = 1.75 - (0.8125 / 2)$$

$$Lt = 1.344 \text{ in.}$$

- **Longitud del alma sometida al cortante (Ls):**

$$Ls = [(n-1)*(S- d_h) + L_{eh} - d_h / 2]$$

$$Ls = [(3-1)*(3- 0.8125) + 1.75- 0.8125 / 2]$$

$$Ls = 5.719 \text{ in.}$$

- **Carga permisible de ruptura de una viga recortada ( $V_{nw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Esp. J4 "Allowable Shear rupture", la carga de ruptura permisible de una viga debido a su reducción de área (neta), esta en función del esfuerzo cortante y tensión permisible:

$$V_{nw} = F_v * A_w + F_t * A_{wt}$$

$$V_{nw} = 0.3 F_u * A_w + 0.5 F_u * A_{wt}$$

$$V_{nw} = (0.3 * L_s + 0.5 * L_t) * F_u * t_w$$

$$V_{nw} = (0.3 * 5.719 + 0.5 * 1.344) * 65 * 0.235$$

$$V_{nw} = 36.5 \text{ Kips}$$

- **Carga cortante permisible, considerando el área total ( $A_{gw}$ ):**

De acuerdo a AISC, manual "ASD", part. #5, Especificaciones F4 "Allowable Shear Stress", la carga permisible de una viga considerando el área total (incluyendo perforaciones), esta en función del esfuerzo de fluencia de la viga:

$$V_{gw} = 0.4 * A_{gw} * F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 * h * t_w * F_y$$

Donde "h" es la altura neta soportando la carga:

$$h = H - L_{ev}$$

$$h = 12.16 - 1.25$$

$$h = 10.91$$

**Entonces:**

$$V_{gw} = 0.4 * 10.91 * 0.235 * 50$$

$$V_{gw} = 51.3 \text{ Kips}$$

La carga permisible de puede soportar la viga: Mínimo entre ( $V_{nw}$ ,  $V_{gw}$ )  
es:

$$V = 36.5 \text{ Kips} \quad \geq \quad 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

*Se observa que la carga permisible a la que esta sometida la viga soportada es mayor que la carga aplicada.*

**3. Resistencia del alma de la viga soportada al pandeo local (alma y ala recortada), carga cortante permisible:**

**Datos:**

a. Longitud horizontal recortada en el ala superior (c):

$$c_s = Q_2 - 0.75 \text{ (tolerancia para instalación)}$$

$$c_s = 4 \frac{1}{2} - 0.75$$

$$c_s = 3.75 \text{ "}$$

b. Longitud vertical recortada en el ala superior ( $L_{evs}$ ):

$$L_{evs} = L_{ev} = 1.25 \text{ in.}$$

c. Longitud horizontal y vertical recortada en la ala inferior ( $c_i$  &  $L_{evi}$ ):

$$c_i = L_{evi} = 0 \text{ (no corte inferior)}$$

d. Distancia desde la carga aplicada a la parte recortada (excentricidad),  $e$ :

$$e = Q_2 = 3.75 \text{ in.}$$

e. Altura total de la viga secundaria W21X44 ( $H$ ):

$$H = 12.16 \text{ in.}$$

f. Altura neta soportando la carga ( $h$ ):

$$h = 10.91 \text{ in.}$$

### **CALCULOS:**

Limitaciones de diseño para un corte superior, acorde con la "AISC" manual "ASD", part.#5 (Especificaciones, capítulo "F", Pág. 5-45):

a. Longitud horizontal recortada permisible, en el ala superior ( $c$ ):

$$c_s \leq 2 * H$$

$$c_s = 3.75 \text{ " } \leq 2 * 12.16$$

$$c_s = 3.75 \text{ " } \leq 24.32 \quad \text{(OK)}$$

b. Longitud vertical recortada permisible, en el ala superior ( $L_{ev}$ ):

$$L_{ev} \leq H / 2$$

$$L_{ev} = 1.5 \text{ " } \leq 12.16 / 2$$

$$L_{ev} = 1.5 \text{ " } \leq 6.08 \quad (\text{OK})$$

c. Factores de diseño (ASD):

k: Factor cortante sobre el alma recortada:

$$k = 2.2 * (h / c_s)^{1.65} \quad \text{para} \quad c_s/h \leq 1$$

$$k = 2.2 * (h / c_s) \quad \text{para} \quad c_s/h > 1$$

$$c_s/h = 3.75 / 10.91$$

$$c_s/h = 0.34 \leq 1 \quad \text{Donde:}$$

$$k = 2.2 * (10.91 / 3.75)^{1.65}$$

$$k = 12.814$$



f: Factor de compresión sobre el alma recortada:

$$f = 2 * (c_s / H) \quad \text{para} \quad c_s/H \leq 1$$

$$f = 1 + (c_s / H) \quad \text{para} \quad c_s/H > 1$$

$$c_s/H = 3.75 / 12.16$$

$$c_s/H = 0.21 \leq 1 \quad \text{Donde:}$$

$$f = 2 * (3.75 / 12.16)$$

$$f = 0.617$$

d. Esfuerzo de flexión permisible de compresión  $F_{bc}$

$$F_{bc} = 15700 * f * k (t_w / h)^2 > 0.6 * F_y$$

$$F_{bc} = 15700 * 0.617 * 12.814 * (0.235 / 10.91)^2$$

$$F_{bc} = 57.57 \text{ ksi} > 0.6 * 50$$

$$F_{bc} = 57.57 \text{ ksi} > 30 \quad (\text{OK})$$

**Entonces:**

$$F_{bc} = 30 \text{ ksi.}$$

e. Carga cortante neta de flexión permisible,  $V_c$ :

$$V_c = F_{bc} * S / e$$

(S: Modulo de Sección de viga recortada "ASD", part.#2. Pág. 2-1):

$$V_c = 30 * 6.86 / 4.5$$

$$V_c = 45.7 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

f. Carga cortante total de flexión permisible sobre la línea de corte,  $V_g$ :

$$V_{gw} = 0.4 * A_{gw} * F_y$$

$$V_{gw} = 0.4 * h * t_w * F_y$$

**Entonces:**

$$V_{gw} = 0.4 * 10.91 * 0.235 * 50$$

$$V_{gw} = 51.3 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

**4. Carga cortante permisible sobre la placa que soporta la viga B110:**

Para determinar el tamaño del ángulo se puede utilizar los parámetros obtenidos en el diseño, así como también las tolerancias para fabricación e instalación, notadas en las especificaciones para uniones empernadas estructurales.

a.) *Longitud transversal de la placa conectora (Ga1):*

$$\mathbf{Ga1 = L_{eh} + L_e + C}$$

Donde:

(C = 3/4 in. Tolerancia estándar para instalación, en unión empernada por placa, especificaciones "AISC")

**Entonces:**

$$Ga1 = 1.75 + 1.5 + C$$

$$Ga1 = 4 \text{ in.}$$

b.) *Longitud de la placa en dirección de la carga aplicada L<sub>p</sub>:*

$$L_p = s*(n-1) + 2*L_e$$

$$L_p = 3*(3-1) + 2*1.5$$

$$L_p = 9 \text{ in.}$$

La placa utilizada en esta unión emperrada para soportar la viga B110, se define

Ángulos: **PL 3/8 x 4 x 9**

Material: **ASTM A36**

c) *Carga neta permisible sobre la placa del soporte  $V_n$ :*

$$V_n = 0.3 * F_u * (L_p - n * d_h) * t$$

$$V_n = 0.3 * 58 * (9 - 3 * 0.8125) * 0.375$$

$$V_n = 42.8 \text{ kips} \geq 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

d.) *Carga cortante total permisible en la placa del soporte  $V_g$ :*

Según la especificación F.4 "allowable Shear Stress", del manual de la AISC, para:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}} \quad \text{el esfuerzo cortante permisible } F_v = 0.4F_y$$

$$\frac{9}{0.375} \leq \frac{380}{\sqrt{36}}$$

$$24 \leq 63.33$$

La carga cortante total permisible  $V_g$  es igual a:

$$V_g = F_v * L_p * t_p$$

$$V_g = 0.4 * 36 * 9 * 0.375$$

$$V_g = 48.6 \text{ kips} \geq 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

e.) *Carga cortante permisible de flexión en la placa del soporte sobre la línea de pernos:*

Según la especificación F.4 "allowable Shear Stress", del manual de la AISC, el esfuerzo cortante y carga cortante permisible es igual a:

$$F_b = 0.6F_y$$

$$V = \frac{F_b * S}{e_b}$$

Donde:

El modulo de la sección a través de los agujeros  $S = 3.83 \text{ in}^3$

Excentricidad entre la línea de agujero y la carga aplicada  $e_b = 2.5$

Esfuerzo cortante permisible  $F_b = 21.6 \text{ Ksi}$

Entonces:

$$V = \frac{21.6 * 3.83}{2.5}$$

$$V = 33.1 \text{ kips} \geq 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

f) *Carga cortante permisible de flexión en la placa del soporte sobre la línea de soldadura:*

Según la especificación F.4 "allowable Shear Stress", del manual de la AISC, el esfuerzo cortante y carga cortante permisible es igual a:

$$F_b = 0.6F_y$$

$$V = \frac{F_b * S}{e_b}$$

Donde:

El modulo de la sección a través de los agujeros  $S = 5.06 \text{ in}^3$

Excentricidad entre la línea de agujero y la carga aplicada  $e_w = 5$

Esfuerzo cortante permisible  $F_b = 21.6 \text{ Ksi}$

Entonces:

$$V = \frac{21.6 * 5.06}{5}$$

$$V = 21.9 \text{ kips} \geq 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

### **5. Esfuerzo de apoyo en la placa del soporte:**

Esfuerzo de apoyo usando distancia entre el agujero y orilla del material

( $F_{be}$ ):

$$F_{be} = F_u * (L_e - 0.125) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = 58 * (1.5) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 53.17 \leq 1.2 * F_u = 69.9 \text{ (OK)}$$

*Esfuerzo de apoyo usando espacio "s = 3" constante centro a centro de agujeros, Tabla 9 ( $F_{bs}$ ):*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u = 69.9 \text{ Ksi}$$

**Entonces:**

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * e_f * t_a$$

$$V = (53.17 + 69.9 * (3-1)) * 0.75 * 0.659 * 0.375$$

$$V = 35.7 \text{ Kips} \geq 16 \text{ Kips (OK)}$$

*Se observa que la carga permisible es mayor que la carga aplicada.*

### **6. Esfuerzo de apoyo sobre el alma de la viga soporte:**

Para un espacio entre agujeros constante "s" igual a 3 in, el esfuerzo permisible del apoyo por agujero, esta determinado por la siguiente ecuación, como se muestra en la Tabla 9:

- *Esfuerzo del apoyo usando el espacio entre pernos  $F_{bs}$ :*

$$F_{bs} = 1.2 * F_u \text{ (Ver. Manual "ASD" tabla I-E "Bearing" Pg. 4-6)}$$

$$F_{bs} = 1.2 * 65$$

$$F_{bs} = 78 \text{ Ksi.}$$

- *Esfuerzo del apoyo usando distancia hacia orilla del material rolado (placa)  $F_{be}$ :*

$$F_{be} = F_u * (L_e - 0.125) / (2 * d_b) \leq 1.2 * F_u$$

$$F_{be} = 58 * (1.75 - 0.125) / (2 * 0.75)$$

$$F_{be} = 70.42 \leq 1.2 * F_u = 78 \quad \text{(OK)}$$

***Entonces:***

La Carga permisible del apoyo (V) es:

$$V = (F_{be} + F_{bs} * (n-1)) * d_b * e_f * t_a$$

$$V = 2 * [48.33 + 69.9 * (5-1)] * 0.75 * 0.235 * 0.659$$

$$V = 26.3 \text{ Kips} \geq 33 \text{ Kips} \quad \text{(OK)}$$

**7. Resistencia de la soldadura:**

- Tamaño de soldadura máximo según el espesor de la placa a soldar:

$$D = \frac{0.4 * F_y * t_{eff}}{0.2121 * E}$$

$$D = \frac{0.4 * 50 * 0.35}{0.2121 * 70}$$

$$D = 0.4716 \text{ in} \geq 0.3125 \text{ in} \quad (\text{OK})$$

- Carga excéntrica sobre la soldadura

$$e_w = a + e_b$$

$$e_w = 2.5 + 2.5$$

- Coeficiente de carga permisible en la soldadura:

$$C = 0.723$$

**Entonces:**

La carga cortante permisible de la soldadura es:

$$V = C * L_w * 16 * D$$

$$V = 0.723 * 9 * 16 * 0.3125$$

$$V = 32.5 \text{ Kips} \geq 16 \text{ Kips} \quad (\text{OK})$$

Se observa que la carga permisible desarrollada por este tamaño de soldadura asumido (5/16 "), es mayor que la carga aplicada a la unión soldada, por lo tanto su diseño es satisfactorio.

### **3.5 Diseño de tablas estándares de trabajo para dimensionar uniones típicas.**

En esta parte del proyecto, se presenta varias tablas en Excel de fácil manejo para el cálculo de uniones típicas emperradas. Los valores utilizados para realizar los cálculos, son valores permisibles que fueron tomados del manual del acero y la construcción "ASD", con sus respectivos factores de diseño y carga, para lograr un diseño más práctico, económico y seguro.

En la tabla 12A y 12B, se presenta el cálculo para el diseño de uniones típicas emperradas por medio de dos ángulos para soportar las vigas secundarias. Como se puede observar en estas tablas, el tipo de nomenclatura establecido para una longitud de ángulo es utilizado por el fabricante como un estándar para fabricación, de tal forma que se puede agilizar el proceso de perforación de agujeros sobre los ángulos del soporte.

En la tabla 13A hasta 15C, se presenta el desarrollo para el cálculo del diseño de uniones típicas emperradas por medio de un ángulo para soportar vigas. En este tipo de unión, la excentricidad a la que está sometida la viga soportada es ignorada, según las normas y

especificaciones establecidas por el volumen II, manual "Connections", Pág. 3-13 de la AISC. Para esta unión se ha considerado tres tipos de configuraciones de un solo ángulo para soportar las vigas:

1. Angulo L 4 x 3 ½ x 3/8
2. Angulo L 6 x 4 x 3/8
3. Angulo L 6 x 6 x 3/8

En los Planos 2, 3, 4, 5 se muestra las uniones típicas utilizadas para conectar los miembros dentro de la estructura en estudio "**TECH-4\_NJ**", En las Tablas 13C, 14C, 15C, se muestran los resultados obtenidos en cuanto a las capacidades o carga que puede soportar cada unión típica que fue utilizada para este proyecto con su respectiva nomenclatura para fabricación y montaje. Una vez que se ha construido la tabla estándar de trabajo "Job standard" debe ser revisada y aprobada por el ingeniero estructural encargado de la obra. Una vez aprobada las tablas estándares de trabajo, se procede al dimensionamiento de cada unión para soportar las vigas según la capacidad y detalle de uniones establecidas en los documentos del contrato.

Algunas veces se da el caso de uniones que requieren ser calculadas de forma individual. Esto es debido a su complejidad y a la forma que debe ser conectada en la estructura, lo que puede obligar el corte excesivo en los extremos de los miembros (Vigas) disminuyendo de esta forma la

resistencia del material, lo que puede producir un colapso de la estructura.

En el siguiente capítulo de este trabajo se muestra el desarrollo y manejo del proyecto usando un programa computacional "SDS/2", el mismo que realiza el diseño individual de cada unión.

Los resultados obtenidos dentro de este programa, son mostrados en reportes en forma individual y global. Así mismo, el programa genera tablas estándares de trabajo con sus respectivas nomenclaturas sobre los conectores, los mismos que son utilizados por el fabricante para la construcción de piezas y elementos estructurales.

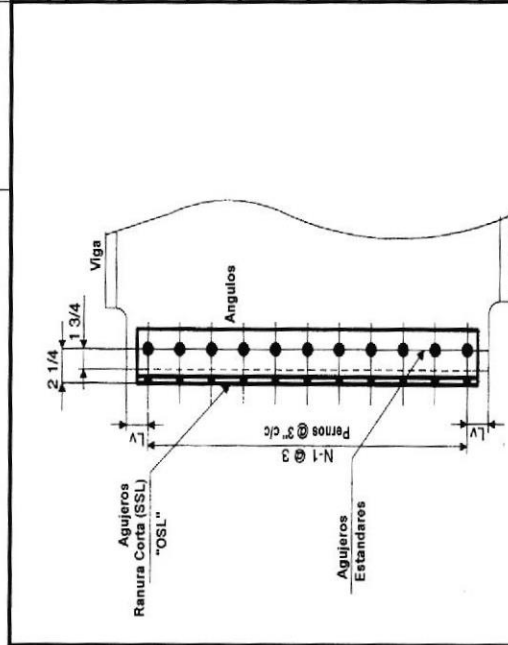
ECUASTEEL, INC.  
LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA  
GUAYAQUIL-ECUADOR  
TELF: (0994) 2 440055 FAX (3994) 2 440055

TABLA # 12A

UNION TIPICA EMPERNADA POR DOS ANGULOS (ESTANDAR )

Pernos 3/4 "Dia. A325 N (Apoyo - "Bearing")

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/5/2002	CONTRATO:	2002-176
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP	PAGINA	1 de 2
CONEXION:	ESTANDAR CON 2 ANGULOS	REVISADO	ING. EM	SECCION	2



Pernos 3/4 "Dia. A325 N (Apoyo - "Bearing")  
 Agujeros 1316 "Dia. Agujeros en los L's del lado de la viga soporte y soportada  
 Agujero ranura corta "SSL" sobre el OSL (Ver manual "AISC")  
 ØRv = 18.6 Mibolt (D.S. - Agujeros ranura corta "Short Slots" SSL) Cap Perno  
 t = 5/16 " Espesor de los angulos conectores  
 L Fv = 36 ksi ASTM A36 para Angulos  
 L Fu = 58 ksi  
 Bm Fy = 50 ksi ASTM A572 Gr. 50 para Vigas  
 Bm Fu = 65 ksi  
 Le = 1.75 in  
 a = 3 in  
 0.75 Factor del esfuerzo de apoyo y ruptura por cortante  
 0.90 Facto de fluencia por cortante  
 OSL= Lado del angulo conectado a la viga o columna soporte (Outstanding leg).

Pernos N	Pernos ØHn	Pernos kips	Viga tw in	Viga la in	Viga in	Angulo ØRn kips	Marca	Longitud in	Angulo in	Alma de la viga in	Sin corte kips	Corte solo del ala superior (ln)			Corte del ala superior e inferior (ln)		
												1 1/4	1 1/2	2	1 1/4	1 1/2	2
12	223.2	223.2	5/8	0.6250	5/8	407.8	B12	35.5	5/16 x 2 - 11 1/2	0.6250	223.2	223.2	223.2	223.2	223.2	223.2	223.2
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 2 - 11 1/2																	
Marca ~ B12																	
11	204.6	204.6	5/8	0.6250	5/8	373.1	B11	32.5	5/16 x 2 - 8 1/2	0.6250	204.6	204.6	204.6	204.6	204.6	204.6	204.6
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 2 - 8 1/2																	
Marca ~ B11																	
10	186.0	186.0	5/8	0.6250	5/8	338.5	B10	29.5	5/16 x 2 - 5 1/2	0.6250	186.0	186.0	186.0	186.0	186.0	186.0	186.0
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 2 - 5 1/2																	
Marca ~ B10																	
9	167.4	167.4	5/8	0.6250	5/8	303.8	B9	26.5	5/16 x 2 - 2 1/2	0.6250	167.4	167.4	167.4	167.4	167.4	167.4	167.4
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 2 - 2 1/2																	
Marca ~ B9																	
8	148.8	148.8	5/8	0.6250	5/8	269.2	B8	23.5	5/16 x 1 - 11 1/2	0.6250	148.8	148.8	148.8	148.8	148.8	148.8	148.8
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 1 - 11 1/2																	
Marca ~ B8																	
7	130.2	130.2	5/8	0.6250	5/8	234.5	B7	20.5	5/16 x 1 - 8 1/2	0.6250	130.2	130.2	130.2	130.2	130.2	130.2	130.2
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 1 - 8 1/2																	
Marca ~ B7																	

**TABLA # 12B**  
**UNION TIPICA EMPERNADA POR DOS ANGULOS (ESTANDAR )**

Pernos 3/4 "Dia. A325 N (Apoyo -"Bearing")

**ECUASTEEL, INC.**

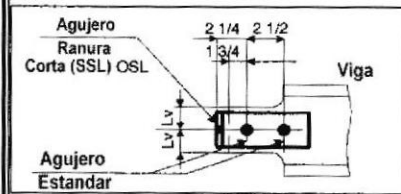
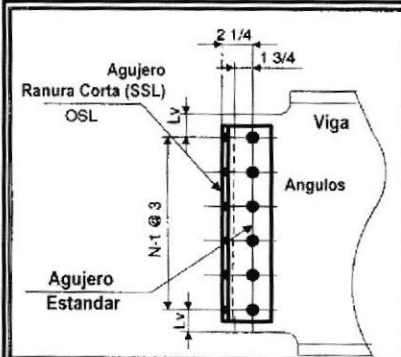
LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5934) 2 440055

CONTRATO: 2002-176

CUSTOMER	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/5/2002	PAGINA	
PROJECT	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP		
CONEXION:	ESTANDAR CON 2 ANGULOS	REVISADO	ING. EM	1 de	2
				SECCION	



Pernos 0.75 "Dia. A325 N (Apoyo -"Bearing")  
 Agujeros 13/16 " Dia. Agujeros en los L's del lado de la viga soporte y soportada  
 Agujero ranura corta "SSL" sobre el OSL (Ver manual "AISC")  
 Rv = 18.6 k/bolt (D.S. - Agujeros ranura corta "Short Slots" SSL) Cap Perno  
 ta= 5/16 " Espesor de los angulos conectores  
 L Fy= 36 ksi ASTM A36 para Angulos  
 L Fu= 58 ksi  
 Bm Fy= 50 ksi ASTM A572 Gr. 50 para Vigas  
 Bm Fu= 65 ksi  
 OSL= Lado del angulo conectado a la viga o columna soporte (Outstanding leg)

Pernos N	Pernos Capacidad Kips	Angle Length in	Marca	Angulo Capacidad kips	Viga tw in	Alma de la viga in	Ala sin corte kips	Capacidad de la viga cortada para valores Lv (in)								
								Corte solo del ala superior (in)				Corte del ala superior e inferior (in)				
								1 1/4	1 1/2	2	3	1 1/4	1 1/2	2	3	
6	111.6	17.5	B6	199.8	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	111.6 111.6 111.6 111.6 98.7	111.6 111.6 111.6 100.0 75.0	111.6 111.6 111.6 101.9 76.4	111.6 111.6 111.6 105.5 79.1	111.6 111.6 111.6 111.6 84.6	111.6 111.6 111.6 89.6 67.2	111.6 111.6 111.6 93.2 69.9	111.6 111.6 111.6 100.5 75.4	111.6 111.6 111.6 111.6 84.6	
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 1 - 5 1/2 Marca ~ B6																
5	93.0	14.5	B5	165.2	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	93.0 93.0 93.0 93.0 82.3	93.0 93.0 93.0 84.5 63.4	93.0 93.0 93.0 86.3 64.7	93.0 93.0 93.0 90.0 67.5	93.0 93.0 93.0 93.0 73.0	93.0 93.0 93.0 74.0 55.5	93.0 93.0 93.0 77.7 58.3	93.0 93.0 93.0 85.0 63.8	93.0 93.0 93.0 93.0 73.0	
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 1 - 2 1/2 Marca ~ B5																
4	74.4	11.5	B4	130.5	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	74.4 74.4 74.4 74.4 65.8	74.4 74.4 74.4 69.0 51.7	74.4 74.4 74.4 70.8 53.1	74.4 74.4 74.4 74.4 55.8	74.4 74.4 74.4 74.4 61.3	74.4 74.4 74.4 58.5 43.9	74.4 74.4 74.4 62.2 46.6	74.4 74.4 74.4 69.5 52.1	74.4 74.4 74.4 74.4 61.3	
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 11 1/2 Marca ~ B4																
3	55.8	8.5	B3	95.8	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	55.8 55.8 55.8 55.8 49.4	55.8 55.8 55.8 53.4 40.1	55.8 55.8 55.8 55.3 41.4	55.8 55.8 55.8 55.8 44.2	55.8 55.8 55.8 55.8 49.4	55.8 55.8 55.8 43.0 32.2	55.8 55.8 55.8 46.6 35.0	55.8 55.8 55.8 53.9 40.4	55.8 55.8 55.8 55.8 49.4	
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 8 1/2 Marca ~ B3																
2	37.2	5.5	B2	61.2	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	37.2 37.2 37.2 37.2 32.9	37.2 37.2 37.2 37.2 28.4	37.2 37.2 37.2 37.2 29.8	37.2 37.2 37.2 37.2 32.5	37.2 37.2 37.2 37.2 32.9	37.2 37.2 37.2 27.4 20.6	37.2 37.2 37.2 31.1 23.3	37.2 37.2 37.2 37.2 28.8	37.2 37.2 37.2 37.2 32.9	
2 L's 4 x 3 1/2 x 5/16 x 5 1/2 Marca ~ B2																
1	18.6	2.5	B1	26.5	5/8 1/2 3/8 1/4 3/16	0.6250 0.5000 0.3750 0.2500 0.1875	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 17.8 8.9	18.6 18.6 18.6 18.6 11.7	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	18.6 18.6 18.6 18.6 16.5	
2 L's 6 x 4 x 5/16 x 2 1/2 Marca ~ B1																

TABLA # 13A

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 1 LINEA DE PERNOS (ESTANDAR)

EQUASTEEL, INC.

LOS RIOS #5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

CONTRATO 2002-2176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA	1 DE ____	SA
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP			
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM			
						SECCION

3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno		1 linea de pernos				d=	0.75 in			
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50						e=	2.5 in			
Angulo Fu= 58 ksi		Viga Fu= 65 ksi				r=	9.3 k/perno			
Numero de Pernos n	Coeff. C AISC Pg 4-83	Pernos Viga P. kips	Pernos Viga S* kips	Longitud Angulo in	Espesor Angulo** in	Angulo S in <sup>3</sup>	Angulo M kips-in	Angulo fb** ksi	Angulo Cortante** kips	
2	1.02	9.5	18.6	5.5	3/8	1.35	23.7	17.5	25.3	
3	2.00	18.6	27.9	8.5	3/8	3.13	46.5	14.9	39.6	
4	3.08	28.6	37.2	11.5	3/8	5.70	71.6	12.6	53.8	
5	4.16	38.7	46.5	14.5	3/8	9.07	96.7	10.7	68.1	
6	5.22	48.5	55.8	17.5	3/8	13.23	121.4	9.2	82.4	
7	6.28	58.4	65.1	20.5	3/8	18.20	146.0	8.0	96.7	
8	7.32	68.1	74.4	23.5	3/8	23.96	170.2	7.1	110.9	
9	8.35	77.7	83.7	26.5	3/8	30.52	194.1	6.4	125.2	
10	9.37	87.1	93.0	29.5	3/8	37.87	217.9	5.8	139.5	
11	10.38 ***	96.5	102.3	32.5	3/8	46.03	241.3	5.2	153.7	
12	11.39 ***	105.9	111.6	35.5	3/8	54.97	264.8	4.8	168.0	

**Nota:** \* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)

\*\*Cambiar espesor para que  $f_b < F_b = 0.6 * F_y$  ksi y cortante  $>$  que la capacidad del angulo Material del angulo del soporte aumido es A36 con  $F_u = 58$  ksi.

\*\*\* Valor del manual de la AISC "ASD" pg. 4-63

TABLA # 13B

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 1 LINEA DE PERNOS (ESTANDAR)

ECUASTEEL, INC.

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5934) 2 440055

CONTRATO 2002-2176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA	
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP	2	SA
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM	DE	
					SECCION

3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno						1 linea de pernos					d=	0.75 in
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50						e=	2.5 in	rv=				9.3 k/perno
						Fu=	65 ksi					
Numero de Pernos n	Viga Tamano Min.	Viga Tamano Max.	Min tw in.	Max tw in.	Min tw del Apoyo in.	Min tw para Bloque cortado*						
						1.25 =v in.	1.50 =v in.	1.75 =v in.	2.00 =v in.	3.00 =v in.		
2	W8x10	W12x170	0.170	1.0	0.081	0.080	0.077	0.074	0.071	0.062		
3	W10x12	W18x211	0.190	1.0	0.106	0.115	0.112	0.108	0.105	0.095		
Excluyendo W12x190 & up, W14x233 & up												
4	W14x22	W24x229	0.230	1.0	0.122	0.140	0.137	0.134	0.131	0.120		
Excluyendo W12x190 & up, W14x233 & up, W18x254 & up, W21x248 & up												
5	W18x35	W30x292	0.300	1.0	0.132	0.157	0.154	0.151	0.148	0.138		
Excluyendo W18x254 & up, W21x248 & up, W24x279 & up, W27x281 & up												
6	W21x44	W36x328	0.350	1.0	0.138	0.168	0.165	0.162	0.160	0.150		
Excluyendo W21x248 & up, W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up												
7	W24x55	W44x285	N/A	1.0	0.143	0.176	0.173	0.171	0.168	0.159		
Excluyendo W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
8	W27x84	W44x285	N/A	1.0	0.145	0.182	0.179	0.177	0.175	0.166		
Excluyendo W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
9	W30x90	W44x285	N/A	1.0	0.147	0.186	0.184	0.182	0.180	0.172		
Excluyendo W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
10	W33x118	W44x285	N/A	1.0	0.149	0.189	0.187	0.185	0.183	0.176		
Excluyendo W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
11	W40x149	W44x285	N/A	1.0	0.150	0.192	0.190	0.188	0.187	0.180		
Excluyendo W40x362 & up												
12	W44x198	W44x285	N/A	1.0	0.151	0.194	0.192	0.191	0.189	0.183		
Excluyendo W40x362 & up												

\* Nota: Valores de tabla indicado para Vigas de ala ancha en este tipo de material y se requiere reduccion del tamano del perno para el bloque cortado

## TABLA # 13C

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 1 LINEA DE PERNOS (ESTANDAR)

ECUASTEEL, INC.

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

CONTRATO

2002-2176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA	
PROYECTO	EDIFICIO TECH_4 NEW JERSEY	POR	DP	3	SA
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM	DE	
					SECCION

3/4" Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno				1 linea de pernos	d=	0.75 in	
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50				e=	2.5 in	rv=	9.3 k/perno
0				Fu=	65 ksi		
Numero de Pernos n	Tamano del angulo	Longitud angulo in	Capacidad de la conexion kips				
2	L4x3x 3/8 x	0 - 5 1/2	9.5				
3	L4x3x 3/8 x	0 - 8 1/2	18.6				
4	L4x3x 3/8 x	0 - 11 1/2	28.6				
5	L4x3x 3/8 x	1 - 2 1/2	38.7				
6	L4x3x 3/8 x	1 - 5 1/2	48.5				
7	L4x3x 3/8 x	1 - 8 1/2	58.4				
8	L4x3x 3/8 x	1 - 11 1/2	68.1				
9	L4x3x 3/8 x	2 - 2 1/2	77.7				
10	L4x3x 3/8 x	2 - 5 1/2	87.1				
11	L4x3x 3/8 x	2 - 8 1/2	96.5				
12	L4x3x 3/8 x	2 - 11 1/2	105.9				

**Nota:** \* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)

a. Usar sobre vigas solo hasta 1" de espesor del alma

b. Reducir este valor para vigas principales si el espesor del alma es 3/8 o menor para DOS lados de la union empernada

Revisar vigas cuando las alas son cortadas, siempre y cuando este corte sea requerido

El corte en bloque no gobierna la conexion, por lo tanto no es necesario revisar

TABLA # 14A

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 2 LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)

ECUASTEEL, INC.  
 LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA  
 GUAYAQUIL-ECUADOR  
 TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

CONTRATO 2002-2176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA	4 OF SA
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP		
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM		

3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno		Para 2 Lineas de pernos en la viga soporte		d=	0.75 in				
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50		e=	4 in	rv=	9.3 k/perno				
Angulo	Fu=	Viga Fu=		65 ksi					
Numero d Pernos n	Coeff. C AISC Pg 4-83	Pernos Viga P. Kips	Pernos Viga S* kips	Longitud Angulo in	Espesor Angulo** in	Angulo S in^3	Angulo M k-in	Angulo fb** ksi	Angulo Cortante** k
2	1.55	14.4	18.6 9.7	5.5 5.5	3/4 1/2	2.71 1.80	57.7 38.8	21.3 21.5	50.6 33.7
3	2.83	26.3	27.9 22.5	8.5 8.5	5/8 1/2	5.21 4.17	105.3 90.0	20.2 21.6	65.9 52.7
4	4.54	42.2	37.2	11.5	1/2	7.60	148.8	19.6	71.8
5	6.45	60.0	46.5	14.5	3/8	9.07	186.0	20.5	68.1
6	8.51	79.1	55.8	17.5	3/8	13.23	223.2	16.9	82.4
7	10.60	98.6	65.1	20.5	3/8	18.20	260.4	14.3	96.7
8	12.70	118.1	74.4	23.5	3/8	23.96	297.6	12.4	110.9
9	14.80	137.6	83.7	26.5	3/8	30.52	334.8	11.0	125.2
10	17.10	159.0	93.0	29.5	3/8	37.87	372.0	9.8	139.5
11	19.41 ***	180.5	102.3	32.5	3/8	46.03	409.2	8.9	153.7
12	21.51 ***	200.0	111.6	35.5	3/8	54.97	446.4	8.1	168.0

**Nota:**

\* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)

\*\*Cambiar espesor para que  $f_b < F_b = 0.6 * F_y$  ksi y cortante > que la capacidad del angulo  
Material del angulo del soporte aumido es A36 con  $F_u = 58$  ksi.

\*\*\* Valor del manual de la AISC "ASD" pg. 4-63

TABLA # 14B

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 2 LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)

## ECUASTEEL, INC.

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

CONTRATO

2002-2176

CLIENTE	FECHA	12/1/2002	PAGINA	SA
PROYECTO	POR	DP	5	
CONEXION: ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM	OF	
				SECCION

3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno						Para 2 Lineas de pernos en la viga soporte					d=	0.75 in	
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50						e=					4 in	r=	9.3 k/perno
Angulo Fu=			58 ksi			Viga Fu=			65 ksi				
Numero de Pernos	Viga Tamano Min.	Viga Tamano Max.	Min tw in.	Max tw in.	Min tw Bearing in.	Min tw for Block Shear*							
						1.25 =lv in.	1.50 =lv in.	1.75 =lv in.	2.00 =lv in.	3.00 =lv in.			
2	W8x10	W12x170	0.170	1.0	0.123	0.121	0.116	0.112	0.108	0.094			
3	W10x12	W18x211	0.190	1.0	0.150	0.163	0.158	0.154	0.149	0.134	Excluyendo W12x190 & up, W14x233 & up		
4	W14x22	W24x229	0.230	1.0	0.159	0.182	0.178	0.174	0.170	0.156	Excluyendo W12x190 & up, W14x233 & up, W18x254 & up, W21x248 & up		
5	W18x35	W30x292	0.300	1.0	0.159	0.188	0.185	0.181	0.178	0.165	Excluyendo W18x254 & up, W21x248 & up, W24x279 & up, W27x281 & up		
6	W21x44	W36x328	0.350	1.0	0.159	0.193	0.189	0.186	0.183	0.172	Excluyendo W21x248 & up, W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up		
7	W24x55	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.196	0.193	0.190	0.188	0.178	Excluyendo W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up		
8	W27x84	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.198	0.196	0.193	0.191	0.182	Excluyendo W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up		
9	W30x90	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.200	0.198	0.196	0.194	0.185	Excluyendo W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up		
10	W33x118	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.202	0.200	0.198	0.196	0.188	Excluyendo W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up		
11	W40x149	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.203	0.201	0.200	0.198	0.190	Excluyendo W40x362 & up		
12	W44x198	W44x285	N/A	1.0	0.159	0.205	0.203	0.201	0.199	0.193	Excluyendo W40x362 & up		

\* Nota: Valores de tabla indicado para Vigas de ala ancha en este tipo de material y se requiere reduccion del tamano del perno para el bloque cortado

TABLA # 14C

## UNION TIPICA EMPERNADA POR 1 ANGULO Y 2 LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)

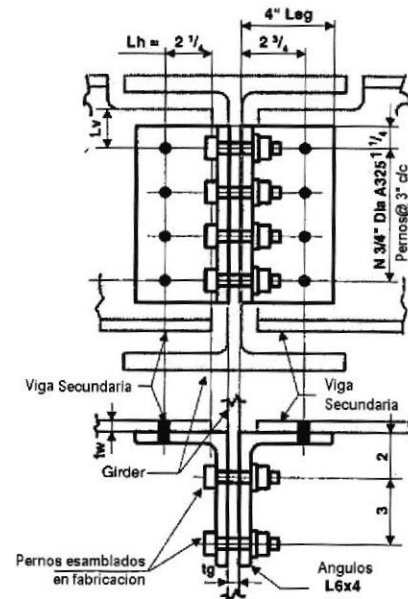
ECUASTEEL, INC.  
 LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA  
 GUAYAQUIL-ECUADOR  
 TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

CONTRATO 2002-2176

CLIENTE	FECHA	12/1/2002	PAGINA	SA
PROYECTO	POR	DP	6	
CONEXION: ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM	OF	
				SECCION

3/4" Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno Para 2 Lineas de pernos en la viga soporte d= 0.75 in  
 Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50 e= 4 in rv= 9.3 k/perno  
 Angulo Fu= 58 ksi Viga Fu= 65 ksi

Numero de Pernos	Tamano del Angulo	Longitud angulo in	Capacidad de la conexion kips
2	L6x4x 3/4 x	0 - 5 1/2	14.4 EVITAR
2	L6x4x 1/2 x	0 - 5 1/2	9.7 **
3	L6x4x 5/8 x	0 - 8 1/2	26.3
	L6x4x 1/2 x	0 - 8 1/2	22.5
4	L6x4x 1/2 x	0 - 11 1/2	37.2
5	L6x4x 3/8 x	1 - 2 1/2	46.5
6	L6x4x 3/8 x	1 - 5 1/2	55.8
7	L6x4x 3/8 x	1 - 8 1/2	65.1
8	L6x4x 3/8 x	1 - 11 1/2	74.4
9	L6x4x 3/8 x	2 - 2 1/2	83.7
10	L6x4x 3/8 x	2 - 5 1/2	93.0
11	L6x4x 3/8 x	2 - 8 1/2	102.3
12	L6x4x 3/8 x	2 - 11 1/2	111.6



**Nota:** \* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)

a. Usar solo en vigas cuyo espesor del alma va desde 1/4" hasta 1"

b. Reducir este valor para vigas principales si el espesor del alma es 3/8 o menor para DOS lados de la union emperrada

Revisar vigas cuando las alas son cortadas, siempre y cuando este corte sea requerido

\*\*Limitado por la capacidad del angulo. Fabricante no puede perforar angulos de 5/8 o 3/4 de espesor

TABLA # 15A

**UNION EMPERNADA POR 1 ANGULO Y DOS LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)  
EN LA VIGA SOPORTE Y SOPORTADA  
ECUASTEEL, INC.**

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA  
GUAYAQUIL-ECUADOR  
TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

**CONTRATO** 2002-176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA 7 OF	SA
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP		
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM	SECCION	

3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno		Para 2 líneas de pernos en ambas Vigas		d=	0.75 in				
Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50		e=	4.25 in	rv=	9.3 k/perno				
Angulos Fu= 58 ksi		Vigas Fu= 65 ksi							
Pernos n	Coeff. C AISC Pg 4-83	Pernos en Viga P k	Pernos en Viga P* k	Longitud Angulo in	Espesor Angulo** in	Angulo S in^3	Angulo M k-in	Angulo fb** ksi	Angulo al Cortante** k
2	1.55	14.4	18.6	7.0	1/2	3.52	61.3	17.4	46.8
3	2.83	26.3	27.9	10.0	1/2	6.76	111.9	16.6	65.8
4	4.54	42.2	42.2	13.0	3/8	8.29	179.4	21.6	63.6
5	6.45	60.0	60.0	16.0	3/8	12.31	254.9	20.7	77.9
6	8.51	79.1	79.1	19.0	3/8	17.12	336.4	19.6	92.2
7	10.60	98.6	98.6	22.0	3/8	22.73	419.0	18.4	106.4
8	12.70	118.1	118.1	25.0	3/8	29.14	502.0	17.2	120.7
9	14.80	137.6	137.6	28.0	1/2	48.46	585.0	12.1	180.0
10	17.10	159.0	159.0	31.0	1/2	59.13	675.9	11.4	199.0
11	19.41 ***	180.5	180.5	34.0	1/2	70.86	767.2	10.8	218.0
12	21.51 ***	200.0	200.0	37.0	1/2	83.65	850.2	10.2	237.1

**Nota:** \* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)  
\*\*Cambiar espesor para que  $fb < Fb = 0.6 \cdot Fy$  ksi y cortante  $>$  que la capacidad del angulo  
Material del angulo del soporte aumido es A36 con  $Fu = 58$  ksi.  
\*\*\* Valor del manual de la AISC "ASD" pg. 4-63



TABLA # 15B

**UNION EMPERNADA POR 1 ANGULO Y DOS LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)  
EN LA VIGA SOPORTE Y SOPORTADA**

**ECUASTEEL, INC.**

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

**CONTRATO**

2002-176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP		FECHA	12/1/2002		PAGINA						
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY		POR	DP		8		SA				
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO		REV	ING. EM		OF						
<b>3/4 " Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno Para 2 lineas de pernos en ambas Vigas</b>						d=	0.75 in					
<b>Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50</b>						e=	4.25 in					
Angulos Fu=						58 <sup>o</sup> ksi	Vigas Fu=					
							65 <sup>o</sup> ksi					
Pernos n	Tamano Viga Min.	Tamano Viga Max.	Min tw in.	Max tw in.	Min tw Apoyo in.	Espesor Min tw para bloque cortado*						
						1.25 =lv in.	1.50 =lv in.	1.75 =lv in.	2.00 =lv in.	3.00 =lv in.		
2	W10x12	W12x170	0.170	1.0	0.062	0.076	0.084	0.082	0.080	0.072		
3	W12x14	W18x211	0.190	1.0	0.075	0.113	0.123	0.121	0.118	0.109		
Excluyendo W12x40 & up, W14x233 & up												
4	W16x26	W24x229	0.230	1.0	0.090	0.153	0.165	0.162	0.159	0.148		
Excluyendo W18x254 & up, W21x248 & up												
5	W21x44	W30x292	0.300	1.0	0.103	0.189	0.201	0.198	0.195	0.183		
Excluyendo W21x248 & up, W24x279 & up, W27x281 & up												
6	W24x55	W36x328	0.350	1.0	0.113	0.219	0.232	0.229	0.225	0.214		
Excluyendo W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up												
7	W27x84	W44x285	0.460	1.0	0.120	0.244	0.257	0.254	0.250	0.239		
Excluyendo W24x279 & up, W27x281 & up, W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
8	W30x90	W44x285	0.470	1.0	0.126	0.265	0.277	0.274	0.271	0.259		
Excluyendo W30x292 & up, W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
9	W33x118	W44x285	0.550	1.0	0.131	0.282	0.293	0.290	0.287	0.276		
Excluyendo W33x318 & up, W36x359 & up, W40x362 & up												
10	W36x135	W44x285	0.600	1.0	0.136	0.299	0.311	0.308	0.305	0.294		
Excluyendo W36x359 & up, W40x362 & up												
11	W40x149	W44x285	0.630	1.0	0.140	0.314	0.326	0.323	0.320	0.309		
Excluyendo W40x362 & up												
12	W44x198	W44x285	0.709	1.0	0.142	0.324	0.335	0.332	0.330	0.319		
Excluyendo W40x362 & up												
<p>* <b>Nota:</b> Valores de tabla indicado para Vigas de ala ancha en este tipo de material y se requiere reduccion del tamano del perno para el bloque cortado</p>												

TABLA # 15C

**UNION EMPERNADA POR 1 ANGULO Y DOS LINEAS DE PERNOS (ESTANDAR)  
EN LA VIGA SOPORTE Y SOPORTADA**

**ECUASTEEL, INC.**

LOS RIOS # 5100 Y SEDALANA

GUAYAQUIL-ECUADOR

TELF: (5934) 2 440055 FAX (5394) 2 440055

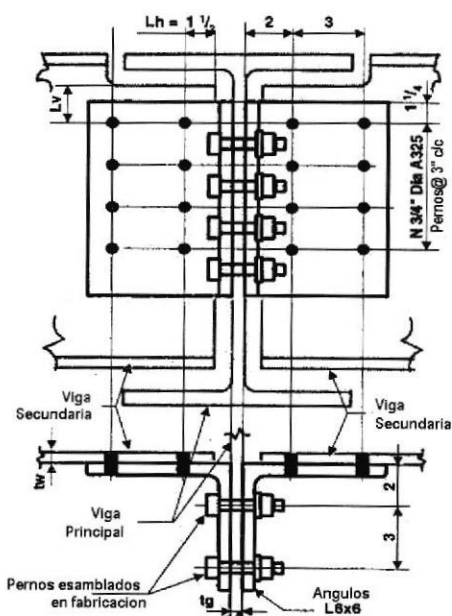
**CONTRATO**

2002-176

CLIENTE	ESPOL-FIMCP	FECHA	12/1/2002	PAGINA	9 OF _____	SA  SECCION
PROYECTO	EDIFICIO TECH 4 NEW JERSEY	POR	DP			
CONEXION:	ESTANDAR POR 1 ANGULO	REV	ING. EM			

3/4" Dia. A325-N. Pernos at 9.3 k/perno Para 2 líneas de pernos en ambas Vigas d= 0.75 in  
 Angulos ASTM A36 - Vigas ASTM A572 Gr. 50 e= 4.25 in rv= 9.3 k/perno  
 Angulos Fu= 58 ksi Vigas Fu= 65 ksi

Pernos n	Tamno del Angulo in	Longitud Angulo in	Capacidad de la conexion kips
2	L6x6x 1/2 x	0 - 7	14.4
3	L6x6x 1/2 x	0 - 10	26.3
4	L6x6x 3/8 x	1 - 1	42.2
5	L6x6x 3/8 x	1 - 4	60.0
6	L6x6x 3/8 x	1 - 7	79.1
7	L6x6x 3/8 x	1 - 10	98.6
8	L6x6x 3/8 x	2 - 1	118.1
9	L6x6x 1/2 x	2 - 4	137.6
10	L6x6x 1/2 x	2 - 7	159.0
11	L6x6x 1/2 x	2 - 10	180.5
12	L6x6x 1/2 x	3 - 1	200.0



**Nota:** \* La excentricidad de la viga soportada es ignorada. (AISC Vol II:Connections Pg 3-13)

- Usar solo en vigas cuyo espesor del alma va desde 1/4" hasta 1"
- Reducir este valor para vigas principales si el espesor del alma es 3/8 o menor para DOS lados de la union empernada

Revisar vigas cuando las alas son cortadas, siempre y cuando este corte sea requerido

Revisar vigas cuando las alas son cortadas, siempre y cuando este corte sea requerido

Pernos deben ser perforados en forma de zig-zag 1 1/2 inch, para facilidad de montaje

# CAPÍTULO 4

## 4. MEJORAS DEL MANEJO DEL PROYECTO USANDO UN PROGRAMA ESTRUCTURAL “SDS/2” (STEEL SOFTWARE SYSTEM), PARA DIMENSIONAR UNIONES TÍPICAS.

### 4.1 Introducción.

El programa “SDS/2” es un sistema de integración automatizado, basado en la construcción de un modelo estructural en dos y tres dimensiones. El modelo construido, permite visualizar de forma fácil y rápida, la forma de cómo están unidos los elementos estructurales de cualquier edificación en estudio. SDS/2, tiene muchos aspectos, como son:

- Diseño de edificaciones
- Diseño de uniones para soportar elementos estructurales.
- Layout y detalle de los elementos estructurales.
- Creación de archivos para máquinas de control numérico “CNC” utilizada en para fabricación de piezas.

- Creación de reportes sobre el criterio diseño y fabricación, que son utilizados por ingenieros, arquitectos, fabricantes e Instaladores.

Este programa computacional, es de gran eficiencia en cuanto a todos los aspectos antes mencionados, ahorrándose tiempo, reduciendo errores, eliminando redundancias, y proporciona una buena interpretación del acero, entre el modelo construido y el proyecto real.

Este sistema es un paquete completo para manejar un proyecto estructural, con una base central de datos, que se encuentra en todos los aspectos de la industria de la construcción, que son:

- *Módulo de layout y detalle*

El modelo en 3D, es una base central de datos, proporcionando todo la información de perfiles estructurales, como: propiedades, características y dimensiones, del acero utilizado en el proyecto. Las uniones con sus respectivos layout, y su reporte de las uniones típicas diseñadas están contenido dentro de este modelo 3D. La ventaja esta en que todos los reportes pueden ser importados y exportados ahorrando tiempo y dinero. El modulo de detalle aumenta la producción de planos de fabricación y montaje.

- *Ingeniería, Análisis y Diseño del Modulo*

Con los datos generados automáticamente por el programa y datos entrados por el usuario, se obtiene un análisis y diseño de uniones típicas para soportar elementos estructurales, acorde con las especificaciones del AISC.

Las cargas o reacciones en los soportes, las mismas que son utilizadas para el diseño de uniones para soportar cada miembro (Vigas), son generadas automáticamente por el programa o pueden ser ingresadas por el usuario a partir de las cargas establecidas en los documentos del contrato (Plano estructural).

El diseño de uniones puede ser editado por el usuario, es decir se puede realizar cambios en el diseño, de tal forma que se obtenga uniones más económicas, tanto para fabricación y montaje.

- *Modulo CNC*

Este modulo CNC es una implementación e integración del layout y detalle para el acero estructural, utilizados por el fabricante e instalador. Este programa SDS/2, dimensionada y realiza el layout del material con gran precisión, cuyos datos son almacenados en

un archivo e ingresados en las maquinas de control numérico, para su fabricación.

Por ejemplo, el archivo de un plano de fabricación de una viga, que muestra el layout del corte y perforación, es entrado en la maquina computarizada, donde la misma que se encarga de realizar el trabajo humano con mayor precisión y rapidez comparado con el trabajo humano, aumentando la fabricación.

- *Revisión del Modulo*

Es una revisión de la geometría del proyecto en construcción, que puede ser visualizada en 3D en forma global o individual de los elementos, semejante a un rompecabezas.

## **4.2 Descripción del programa SDS/2**

### ***a. Menú principal "Main Menu"***

El menú principal de SDS/2, permite un acceso a diferentes programas y rutinas, que pueden ser realizadas al mismo tiempo comparado contra las limitaciones de otros programas de diseño y layout. El menú principal del programa SDS/2 (**Fig. 4.1**), contiene de las siguientes opciones, que describen a continuación:

- **Cambio de proyecto “Change of project”**

Esta opción permite al usuario crear o cambiar de fabricante y del proyecto, que están almacenados en la base central de datos del programa. En esta opción es donde se define el nombre del proyecto y fabricante.

- **Entrada de la estructura “Framing Input”**

En esta opción es donde se construye, revisa y modifica el modelo estructural en 3D. Una vez ingresado en el área donde se construirá el modelo en 3D, el usuario puede realizar las siguientes operaciones generales (**Fig. 4.2**):

1. layout de los miembros estructurales
2. Especificación de uniones automáticas y manuales (usuario)
3. Adicionando y removiendo material (perfiles)
4. Cambio de vistas (Planta y elevaciones).
5. Modificación y creación de nuevas vistas a diferentes puntos de elevaciones llamado puntos de trabajo (working Point)..

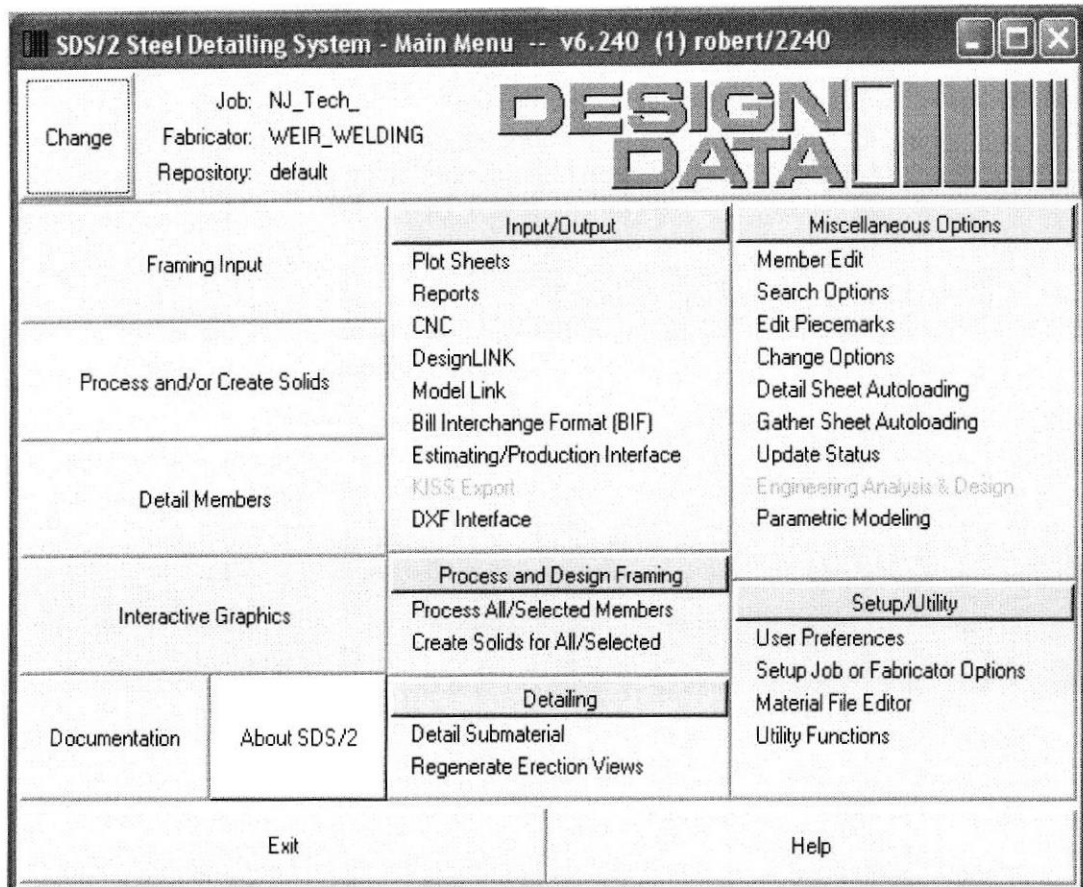


Figura 4.1 Menú principal

- **Crear y procesar sólidos “Process and/ or Create Solids”**

Esta opción es la que se encarga de diseño de conexiones, asignación de marcas al material principal y submaterial que forman la estructura. Esta opción se realiza a medida que el modelo estructural en 3D esta construido en su totalidad.

- **Layout y detalle de miembros “Detail Members”**

En este caso, SDS/2 realiza el dimensionamiento y layout de los miembros estructurales de la edificación en estudio en forma global e individual. El layout y detalle, se obtiene una vez que el proceso y creación de sólidos se ha realizado en su totalidad.

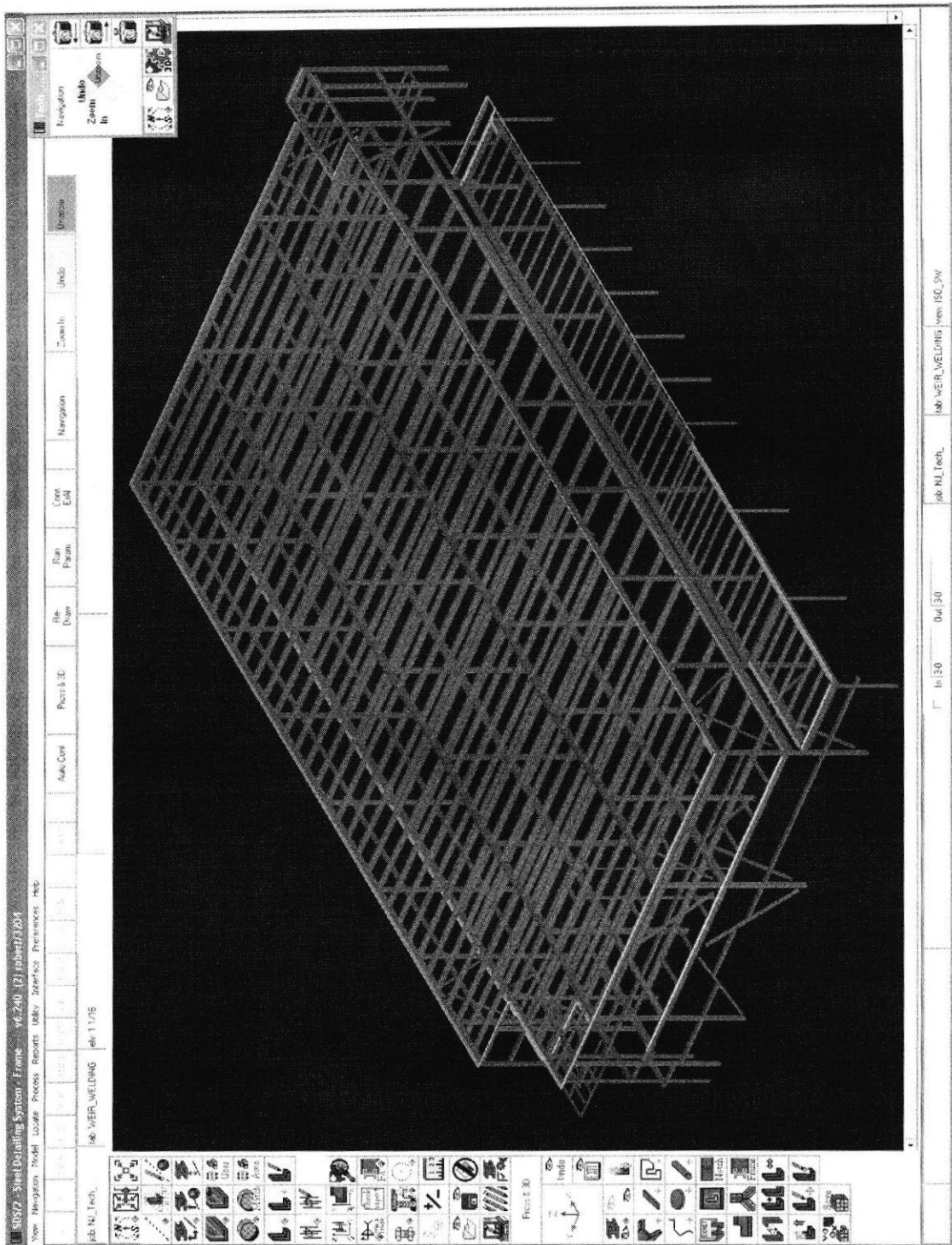
- **Gráficos interactivo “Interactive Graphics”**

En esta opción es donde se puede apreciar y editar el sistema generado en cuanto a dimensiones y detalles del material principal (Vigas, columnas, etc.) y submaterial (ángulos, platinas, etc.) que conforman los elementos estructurales a ser fabricados e instalados. Para realizar esta opción se necesita, que todo el modelo y detalle de miembros en forma automática se hayan realizado.

- **Documentación**

Es una opción, donde se puede obtener información general del programa, recomendaciones y guía para realizar un proyecto.





**FIGURA 4.2 Construcción de la estructura en 3 dimensiones**

**b. Entrada y Salida de datos "Input / Output Data"**

- **Impresión de planos (Plot Sheets)**

En una opción para realizar la impresión de los planos de fabricación y montaje. El tamaño y escala de planos es acorde con las normas AISC y el formato establecido por parte de la compañía encargada proyecto.

- **Reportes "Reports"**

Como su nombre mismo lo indica, es una opción donde se genera los reportes (**Fig.4.3**), como por ejemplo: Reportes del calculo y diseño de uniones, dimensiones, materiales, estimación, estado de los planos de fabricación y montaje, secuencias de montaje, reporte de pernos, soldadura etc., esta es una gran ventaja del programa.

- **CNC**

Esta opción permite combinar SDS/2 con las máquinas de control numérico, que son utilizadas para marcación, corte y perforación de piezas. Es sencillo de usar, simplemente se transfiere los archivos generados en 2D, hacia la maquina CNC, la misma que se encarga de realizar las rutinas necesarias para fabricar el material diseñado por el programa.

- ***Diseño y modelo LINK “DesignLINK y Model LINK”***

Son opciones que requieren programas especiales para su operación, y es utilizada para transferir archivos de diseño y datos de ingeniería, para el análisis diseño de uniones para conectar los elementos de una edificación. El diseño está bajo las especificaciones y normas de la AISC.

- ***Intercambio del formato “Bill Interchange Format (BIF)”***

Esta opción permite transferir todo el listado de materiales hacia otros programas de lectura. Este listado de materiales es de suma importancia para realizar la estimación, ordenes de compra de materiales, que serán utilizados en fabricación.

- ***Estimación / producción “Estimating / Production”***

Es una opción parecida a “BIF”, pero se incluye una forma detallada del trabajo realizado por el fabricante, como perforaciones, cortes y soldadura. A mas de listado de materiales, se realiza la estimación de los costos del layout y fabricación, acorde con el área y peso de la estructura

### c. Diseño y proceso de la estructura "Process and Design Framing"

En esta opción se realiza, dos operaciones fundamentales como son:

1. Proceso de materiales
2. Creación de sólidos de miembros en 3D

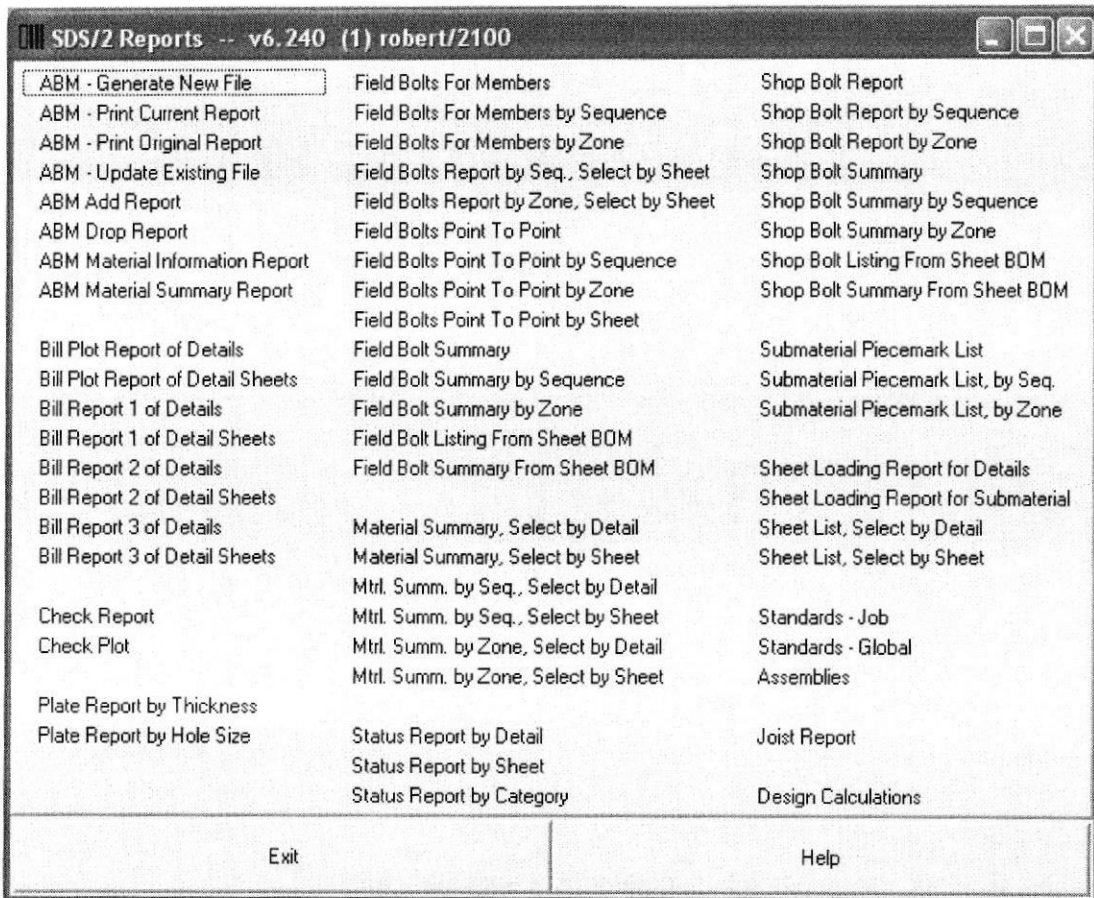


Figura 4.3 Menú de reportes

#### d. Layout

- **Layout y detalle del Submaterial**

Esta opción realiza el layout de todo el submaterial en 2D, mostrando dimensiones y tipo del material, para su respectiva fabricación.

- **Regeneración de vistas para montaje "Regenerate Erection Views"**

El resultado de esta operación, son planos a utilizarse en el montaje de la edificación, con sus respectivas secciones, detalles, vistas de planta y elevaciones (**Fig. 4.4**). Aquí se obtiene la localización y layout para montaje de los miembros, con sus respectivas marcas y secuencia de montaje, este ultimo dependiendo de que tan grande es el proyecto.

Member	Grid Line	View
A	E	2
A/E1	F/E1	2/E5
A/7.5	FOUNDATION	2/5
B	GRID LINE 1	2/E6
B.1	ISO_NE	2nd FLOOR
B.4	ISO_NW	3
B.5	ISO_SE	3.3
B/E1	ISO_SW	3/E6
BF1	LOW ROOF	4
C	ROOF	4/E6
C.1-2	SECOND FLOOR	5
C/E1	X/E6	5/E6
D	Y/E6	6
D.3	Z/E6	6/E6
D.4	1	7
D.5	1.1	7.5
D.7	1.3	7/E6
D/E1	1/E6	7/E6

**Figura 4.4 Regeneración de vistas para montaje**

### e. Opción de Miscelánea "Miscellaneous Options"

En esta opción se realiza todas las operaciones pertinentes en cuando al dimensionamiento y producción de todo los planos de fabricación y montaje:

Member		Conn Type	Conn Spec	Setbacks	Moment	Loads	End Prep	Summary	Overlay
Left End -- Auto standard -- Non moment		Right End -- Auto standard -- Non moment							
Connection					Connection				
<input type="radio"/> System <input type="radio"/> User <input checked="" type="radio"/> Force					<input type="radio"/> System <input type="radio"/> User <input checked="" type="radio"/> Force				
NS Clip   FS Clip   Bm W Dblr					NS Clip   FS Clip   Bm W Dblr				
End elevation					End elevation				
126-7 7/8					126-7 7/8				
Web rotation					Web rotation				
Web Vertical					Web Vertical				
Input connection type					Input connection type				
Auto standard					Auto standard				
User defined connection					User defined connection				
System designed connection					System designed connection				
Clip angle					Clip angle				
NM bolt type					NM bolt type				
<input checked="" type="checkbox"/> AUTO A325N					<input checked="" type="checkbox"/> AUTO A325N				
NM bolt diameter					NM bolt diameter				
<input checked="" type="checkbox"/> AUTO 3/4 inch					<input checked="" type="checkbox"/> AUTO 3/4 inch				
Shear load (kips)					Shear load (kips)				
<input type="checkbox"/> AUTO 33					<input type="checkbox"/> AUTO 33				
Story shear (kips)					Story shear (kips)				
0					0				
Moment load (kip-in)					Moment load (kip-in)				
<input type="checkbox"/> AUTO 0					<input type="checkbox"/> AUTO 0				
Tension load (kips)					Tension load (kips)				
0					0				
Compression load (kips)					Compression load (kips)				
0					0				
Status	Re-Design Connection	OK	Revert	Cancel	Help				

Figura 4.5 Opción para editar miembros estructurales

- **Editar miembros "Member Edit" (Fig. 4.5):** Es para editar un elemento (Columna, viga, etc.) cambiando el modo del sistema a usuario.
- **Opciones de búsqueda "Search Options":** Opciones de búsqueda de cualquier tipo, por ejemplo: búsqueda de miembros y materiales ingresado en el modelo 3D.
- **Editar marca del material "Edit Piecemarks":** Es para editar miembros y submaterial por sus respectivas marcas.
- **Opciones de cambio "Change Options":** Es una opción de cambio que puede ser, el diseño, material de las uniones, cambio del sistema-usuario o viceversa. Esta opción permite realizar cambios en forma individual sin afectar el diseño de uniones del resto de la estructura.
- **Auto carga de planos de miembros "Detail Sheet Autoloading":** Auto carga de layout y detalle de los miembros principales con sus respectivas marcas, sobre los formatos de planos de montaje y fabricación. El formato de planos acorde con las normas para AISC, es de 24" x 36".
- **Auto carga de planos del submaterial "Gather Sheet Autoloading":** Auto carga de layout y detalle del material secundario con sus respectivas marcas, sobre los formatos de planos de

fabricación. El formato de planos acorde con las normas para AISC, es de 8 ½ " x 11".

- **Estado de autoalizacion "Update Status":** Es una forma de establecer el numero y tipo de revisión de los planos, cuando son enviados y recibidos por fiscalizadores de la obra. Obviamente, los tipos de revisión son basándose en la fiscalización, que pueden ser:

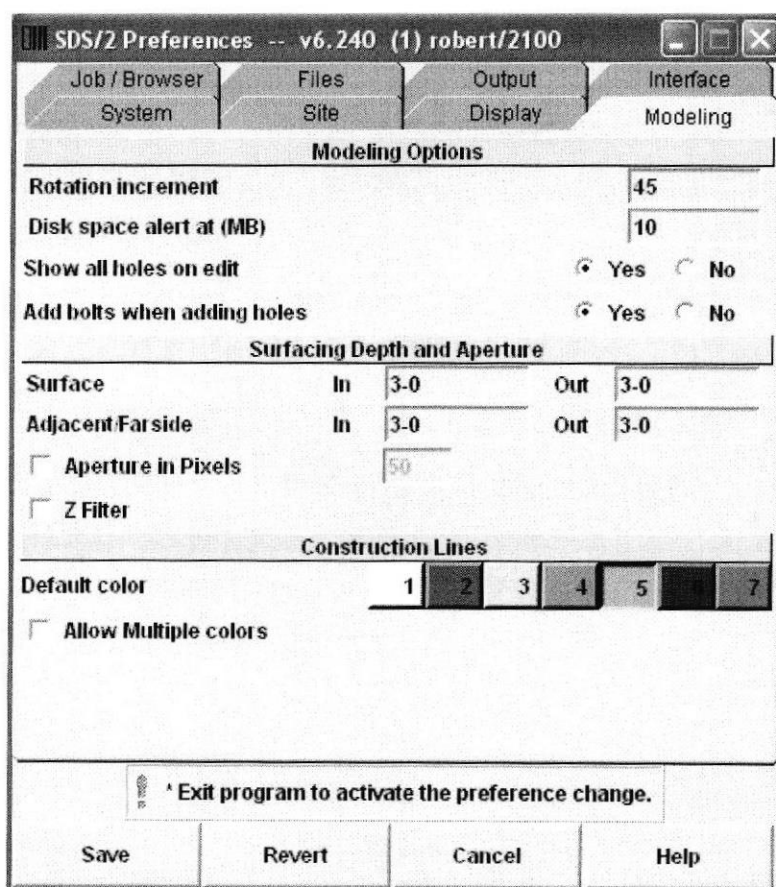
1. Aprobado
2. Reprobado
3. Aprobado según notas
4. Re-enviar
5. Fabricación

Como se puede apreciar, esta opción es similar al programa de diseño grafico "AutoCAD", con la única diferencia que SDS/2 es un programa automático, en otras palabras, no se requiere emplear tiempo en la producción de planos, ya que a medida se construye el modelo, se generan internamente dentro del sistema, el mismo que reduce costos y errores comunes.

#### **f. Configuración / Utilidades**

- **Preferencias del Usuario "User preferences"**

Esta opción como su nombre lo indica, es decisión del usuario de cómo operar el programa (**Fig. 4.6**), por ejemplo, como se puede visualizar los comandos internos del programa, tales como líneas, colores de líneas, presentación de las vistas del modelo, reportes y procesos de materiales, etc. En otras palabras permite al usuario configurarlo, a la forma más conveniente construir el modelo en 3D.



**Figura 4.6** Preferencias del usuario

- ***Parámetros de diseño definidos en el proyecto y fabricación***

Esta opción es una de la parte más importante del programa, ya que aquí es donde se define todo el proyecto (**Fig. 4.7**). Esta opción se compone de dos partes:

La primera, es todo lo referente al fabricante (Estándar de fabricación), y la segunda parte todo lo referente al criterio de ingeniería del diseño estructural (Información del Proyecto). En el próximo ítem, se explicara detalladamente, la forma de cómo se define el programa antes de comenzar un proyecto.

#### **4.3 Puntos a definir en el programa “SDS/2” para manejar un proyecto.**

Como se acotó anteriormente esta parte del programa es de gran importancia, ya que una inadecuada definición de los parámetros de diseño, afectara todo el modelo construido en 3D,

Antes de definir del proyecto usando el programa mencionado, se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

- Verificar que todo los documentos y especificaciones del contrato que estén completos.

- Realizar un estudio riguroso de las especificaciones y documento del proyecto (Planos del diseño estructural y arquitectónico y especificaciones del diseño)

SDS/2 Setup Job or Fabricator Options	
Fabricator Information	Connection Information
Bill of Material Layout	User Defined Connections
Sheet Loading Report Criteria	Auto Standard Connections
ABM Report Criteria	Schedule of Min. for Structural Members
ABM Report Layout	Schedule of Min. for Single-PI Shear Conn.
Standard Fabricator Connections	Moment Conn Fig. Plate Gap
	Non Auto Standard Field Clearances
Detailing Criteria	Design Information
Dimensioning Criteria	Steel Grades - Wide Flange
Drawing Cosmetics	Steel Grades - Plates & Bar Stock
Drawing Pen Setup	Steel Grades - Tees
General Detailing/Fabrication Options	Steel Grades - Channel Steel
Bolt Detailing/Fabrication Options	Steel Grades - Angle Steel
Member and Material Piecemarking Options	Steel Grades - Pipe
Connection Detailing/Fabrication Options	Steel Grades - Tube Steel
Member Detailing/Fabrication Options	Bolt Design Criteria
Erection View Detailing Options	User Defined Bolt Schedule
Material Descriptions	Washer Criteria
Detailing Symbol Options	Weld Design Criteria
Material Marking	Design Criteria
Mark Locations	LRFD Phi Factor
Stair Tread Definition Schedule	Reaction Factors
Category Definitions	Plate Design Criteria
User Routing Definitions	
DXF Interface	Miscellaneous Items
DXF Export Line Types	Plate Definition Schedule
DXF Export Pen Colors	Job North
DXF Import Pen Colors	Revision Level, Zone and Sequence
DXF Coordinate Measure	
Printing Options	
Print Fabricator Data	Print Job Data
Exit	Help

**Figura 4.7 Parámetros definidos en un proyecto "Layout, dimensionamiento y fabricación"**

- Obtener toda la información necesaria que no esta especificada dentro de los documentos (Dimensiones, diseño suplementarios, cambios en el diseño, etc.)
- Definir uniones típicas estándares para soportar los elementos estructurales (ejemplo: Uniones emperradas y Soldadas, etc.). Completar tabla estándar de uniones típicas, que serán utilizadas en el proyecto (caso manual). La definición de tolerancias del diseño, fabricación e instalación, serán definida dentro del programa, el mismo que generara su propia tabla estándar de trabajo, que será almacenada dentro de los reportes, como se menciona anteriormente.

Una vez realizado los pasos anteriores, se procede a definir el proyecto en dos partes, usando el programa SDS/2:

#### **4.3.1 Información de un proyecto**

A continuación se presenta los criterios de diseño que deben ser definidos antes de realizar el proyecto (**Fig.4.8**):

- **Grados del Acero "Steel Grades"**, aquí se define todo los grados del acero (Perfiles Estructurales), establecidas en los documentos del proyecto (**Fig.4.9**)

Job Preference: Design Criteria -- v6.240 (2) robe...

Design Criteria			
Connection design method	ASD		
Design method for moment connections	<input checked="" type="radio"/> Elastic <input type="radio"/> Plastic		
Design non-AISC single-plate shear connections?	<input checked="" type="radio"/> Yes <input type="radio"/> No		
Connection material specs for tee sections	A572-50		
Connection material specs for angle sections	A36		
Connection material specs for channel sections	A36		
Connection material specs for plates	A36		
Flange force load factor for moment conn to col flange	1.333333		
Plate extension for welded moment to column web	3		
Beam design reaction (% of)			
<input checked="" type="radio"/> Uniform allowable load <input type="radio"/> Maximum web shear	50		
Beam design moment ... % of maximum allowable moment	100		
Brace design tension ... % of allowable load	50		
Brace design compression ... % of allowable load	50		
% of allowable stress increase for bracing	0		
Redistribute the gusset-bm interface force $V_b$ to the gusset-col conn	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No		
Shear tab : always base design on flexible support condition	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No		
Wide flange vertical brace to gusset :			
always use flange claw angles	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No		
Always provide transverse bm stiff	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No		
Beam Composite Design			
% of uniform composite load	50		
Concrete strength (KSI)	3		
Concrete thickness	0		
Save	Revert	Cancel	Help

Figura 4.8 Criterio de diseño para ejecutar un proyecto

Job Preferences: Default Steel Grades -- v6.240 (2) robert/3252

Steel Grades for Wide Flange

	Steel Grade	Nonstandard Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
1	A992		50	65
2	A572-42		42	60
3	A572-50		50	65
4	A572-60		60	75
5	A588		50	70
6	A36		36	58
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				

Save      Revert      Cancel      Help

Figura 4.9 Grado y tipo del acero estructural

- *Criterio de diseño para pernos "Bolt design criteria"*, aquí se define el tipo, material y diámetros de pernos a utilizarse en el diseño de uniones típicas (Fig. 4.10)

**Bolt Design Criteria -- v6.240 (2) robert/3252**

Default non-moment bolt diameter for this job  inch

Apply to ALL auto-standard connections?

---

Default non-moment bolt type for this job

Apply to ALL auto-standard connections?

---

Default moment bolt diameter for this job  inch

Default moment bolt type for this job

Minimum bolt stick-thru for this job

Maximum bolt stick-thru for this job

Default bolt diameter for K joists  inch

Default bolt diameter for LH & DLH joists  inch

Default bolt diameter for joist girders  inch

---

Minimum bolt length

---

Available Bolts

Imperial     Metric     Both

Imperial bolts     1/4     3/8     1/2     5/8     3/4     7/8

1     1 1/8     1 1/4     1 3/8     1 1/2     2

Metric bolts     12     13     14     15     16     17

18     19     20     21     22     23

24     25     26     27     28     29

30     31     32     33     34     35

36     37     38     39     40

**Figura 4.10 Criterio de diseño para pernos**

- **Pernos disponibles "Available bolts"**, aquí se puede eliminar el diámetro de los pernos que no deben ser utilizados para el cálculo de uniones.

- **Listado de pernos según el usuario “User defined bolt schedule”,** se especifica los valores de cargas y esfuerzos permisibles (Fv & Fu), que soportaran los pernos.

Available Bolt List (Allowable Stress in KSI)														
Bolt	Material	Connection Method	Surface Class	Standard		Oversized		Short Slot		Long Slot		Tension		
				ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
A325N	A325	Bearing Threads INC	A	21	48	21	48	21	48	21	48	44	90	
A325S	A325	Slip Critical	A	17	0	15	0	15	0	12	0	44	90	
A325X	A325	Bearing Threads EXC	A	30	60	30	60	30	60	30	60	44	90	
A490N	A490	Bearing Threads INC	A	28	60	28	60	28	60	28	60	54	113	
A490S	A490	Slip Critical	A	21	0	18	0	18	0	15	0	54	113	
A490X	A490	Bearing Threads EXC	A	40	75	40	75	40	75	40	75	54	113	
A307	A307	Bearing Threads INC	A	10	24	10	24	10	24	10	24	20	45	
A325N-G	A325	Bearing Threads INC	A	21	48	21	48	21	48	21	48	44	90	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
		Slip Critical	A	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	

**Figura 4.11 Listado de pernos definidos por el usuario**

Los datos del esfuerzo permisibles para pernos, están establecidos en el manual “ASD” de la AISC, dependiendo del tipo de esfuerzo aplicado como se muestra en la Fig. 4.11

- **Criterio para arandelas “Washer criteria”,** aquí es donde se selecciona tipo, espesor, diámetro y material de arandelas. El tipo de ajuste de los

pernos, es decisión del fabricante e instalador. El perno tipo "TC" (tensión control) es comúnmente usado para fabricación y montaje, por su rapidez y facilidad de apriete en el montaje (Fig. 4.12)

- **Criterio de diseño para soldadura "Weld Design Criteria"**, se define el tipo de electrodo, proceso y mínimo tamaño de soldadura (soldadura filete), que se utilizara para él calculo de uniones soldadas (Fig. 4.13)
- **Criterio de diseño "Design Criteria"**, en esta opción se define bajo que normas se realiza él calculo, para el diseño de uniones (Fig. 4.8). Las normas que utiliza el programa para el cálculo de uniones son:

1. *ASD: Allowable Stress Desing*
2. *LRFD: Load and Resistence Factor Design*

La norma se encuentra en las especificaciones y documentos del contrato. Para este trabajo, el diseño de uniones se realiza bajo las normas "ASD". Además, se define la carga o reacciones aplicadas en los soportes, que puede ser: Seleccionando la opción, diseño de uniones por un porcentaje de la carga totalmente distribuida sobre la viga ( $R_1$  y  $R_2 = \%WL$ ), o por el ingreso de las reacciones y cargas aplicadas establecidas sobre los planos del diseño de la estructura.

Washer Data -- v6.240 (2) robert/3252

Washer Thicknesses

Flat washers: 1/8  
 Hardened washers: 3/16  
 Bevel washers: 5/16  
 Plate washers: 5/16  
 Load indicator washers: 3/16

A325N

Shop Bolts

TC bolts (shop)  Yes  No

Select Bolt Type	Hole Type	Primary		Secondary	
	Under Washer	Washer Under Head	Washer Under Head	Washer Under Nut	Washer Under Nut
<input checked="" type="radio"/> A325N	Standard hole	None	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A325SC	Oversized hole	Hardened	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A325X	Short slot	Hardened	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A490N	Long slot	Plate	Hardened	Plate	Hardened

Field Bolts

TC bolts (field)  Yes  No

Select Bolt Type	Hole Type	Primary		Secondary	
	Under Washer	Washer Under Head	Washer Under Head	Washer Under Nut	Washer Under Nut
<input type="radio"/> A490SC	Standard hole	None	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A490X	Oversized hole	Hardened	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A307	Short slot	Hardened	None	Hardened	None
<input type="radio"/> A325N-G	Long slot	Plate	Hardened	Plate	Hardened

Save      Revert      Cancel      Help

Figura 4.12 Criterio de diseño para arandelas

- **Factor LRFD “LRFD Phi Factor”**, estos valores serán utilizado cuando el diseño de uniones se realiza bajo las normas “LRFD”.
- **Criterio de Diseño para placas “Plate Design Criteria”**, se define las dimensiones y marca estándar de las placas utilizadas en las bases de
- Las columnas, así como también el layout de los agujeros para los pernos de anclaje (Fig. 4.14)

Weld Design Criteria	
Weld material tensile strength (KSI)	70
Weld electrode type	E7018
Weld gap for field welded moment connections	1/4
Re-entrant cut radius for moment connections	1
Root face dimension for moment connections	1/8
Web setback dimension for moment connections	1/2
Groove angle for moment connections	45
Minimum weld size for this job	1/4
Maximum weld size for non strength connections	5/16
Weld all around on base plate	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No
Weld all around on cap plate	<input checked="" type="radio"/> Yes <input type="radio"/> No

Save      Revert      Cancel      Help

**Figura 4.13 Criterio de diseño para soldadura**

#### 4.3.2 Información para fabricación

En esta sección, se define el tipo de uniones estándares para el fabricante. Este tipo de uniones, permite al fabricante aumentar la producción, ya que el layout realizado sobre las piezas que forman la unión que soportan los miembros estructurales son similares, como pueden ser:

Tipo del material, marca del material, longitud de material, perforaciones, etc. Pues, con esto se logra una mejor organización, sin

perdida de tiempo considerando cada submaterial por cada miembro, lo que sería algo absurdo en fabricación y montaje.

Column Web Doublers			
Do you want double plates on both sides of col web?	<input checked="" type="radio"/> Yes <input type="radio"/> No		
Minimum doubler plate thickness	1/4		
Doubler plate extension above top flange of beam	3		
Doubler plate extension below bottom flange of beam	3		
Welded Moment Flange Plates			
Flange stiffener thickness criteria	<input checked="" type="radio"/> Thickness + dim <input type="radio"/> % Increase		
Thickness criteria (%)	0.25		
Thickness criteria (+dimension)	1/4		
Moment Stiffener Plate Design			
Always use full depth stiffeners	<input type="radio"/> Yes <input checked="" type="radio"/> No		
Beam Stiffener Plates			
Minimum stiffener plate thickness	3/8		
Brace Gusset Plates			
Design for a shared gusset if plates are closer than	3-0		
Design by first incrementing gusset	<input type="radio"/> Plate thickness <input checked="" type="radio"/> Plate size		
Save	Revert	Cancel	Help

**Figura 4.14** Criterio de diseño para placas

Es necesario recalcar que el diseño de uniones y layout de las mismas está en coordinación con el fabricante, el costo de fabricación debe ser considerado al momento de establecer las tablas estándares de trabajo. A

continuación, se presenta algunos ítem, que deben ser considerados para definir las tablas de uniones estándares de trabajo:

- **Dimensiones permisibles sobre el ángulo de una unión típica “Clip angle setup”**, aquí en donde se define las uniones típicas estándares:
  - a) Viga a Viga
  - b) Viga a Columna
  - c) Columna a Columna

Además, layout del ángulo a distancias diferentes (GAGE). En forma general el layout del ángulo, depende del espesor del alma de la viga a soportar. Es decir, se debe sacar un promedio entre espesores, de tal forma que un solo layout sobre el ángulo pueda ser utilizado en diferentes espesores del alma. Existen dos tipos de layout, ancho y angosto, esto se da por el tamaño diferente de columnas (**Fig. 4.15**)

Hole Center-to-Center Distances	
Wide gage	6
Narrow gage	4 3/4
Heavy gage, inside holes	5 1/2
Heavy gage, outside holes	10 1/2
Stagger holes in leg to	<input checked="" type="radio"/> Supporting <input type="radio"/> Supported
Vertical edge distance at ends	1 1/4
Exposed web at ends of welded clip angles	3/8
Exposed web at ends of bolted clip angles	1/4
End of beam to face of clip angle setback	1/2
Safety Connection Angles	<input checked="" type="radio"/> Staggered <input type="radio"/> Vertically offset

Save      Revert      Cancel      Help

**Figura 4.15 Dimensiones permisibles sobre el ángulo de una unión**

- **Layout sobre el ángulo de una unión emperrada “Clip Angle Configurations”**, aquí se define el material de pernos, tipo de agujeros, dimensión del layout distancia (GAGE), dimensiones del ángulo a utilizar y marca del material, creándose la tabla estándar a seguir por el fabricante (**Fig. 4.16**)

**Shop Bolted Single Clip Angle -- v6.240 (2) robert/3252**

Bolt diameter  3/4 inch Bolts  7/8 inch Bolts  1 inch Bolts  1 1/8 inch Bolts  1 1/4 inch Bolts

Standard angle size

Long Leg to supportED or supportING (OSL) member?  SupportED  SupportING

Hole type in leg to supported member

Gage on leg to supported member

Center of beam to center of hole distance

Begin staggered pattern at bolt diameter  inch

Clip Angle Piecemarks (With GOLs of)

	2	2 1/16	2 1/8	2 3/16	2 1/4	2 5/16	2 3/8	2 7/16
1								
2						2S	C2	B2
3						3S	C3	B3
4						4S	C4	B4
5						5S	C5	B5
6						6S		
7						7S		
8						8S		
9						9S		
10						10S		

Save Revert Cancel Help

**Figura 4.16** Layout estándar sobre el ángulo de una unión emperrada

- **Layout sobre una placa sometida a cortante simple “Shear Plate Setup”**, aquí se define las distancias permisibles desde el centro del agujero, hacia la orilla del material. Aquí no se define el espesor del material, ya que el mismo fue definido en listado mínimo de espesor para la unión de apoyo simple por placa. Este valor esta acorde con el manual “ASD” de la AISC (**Fig. 4.17**)

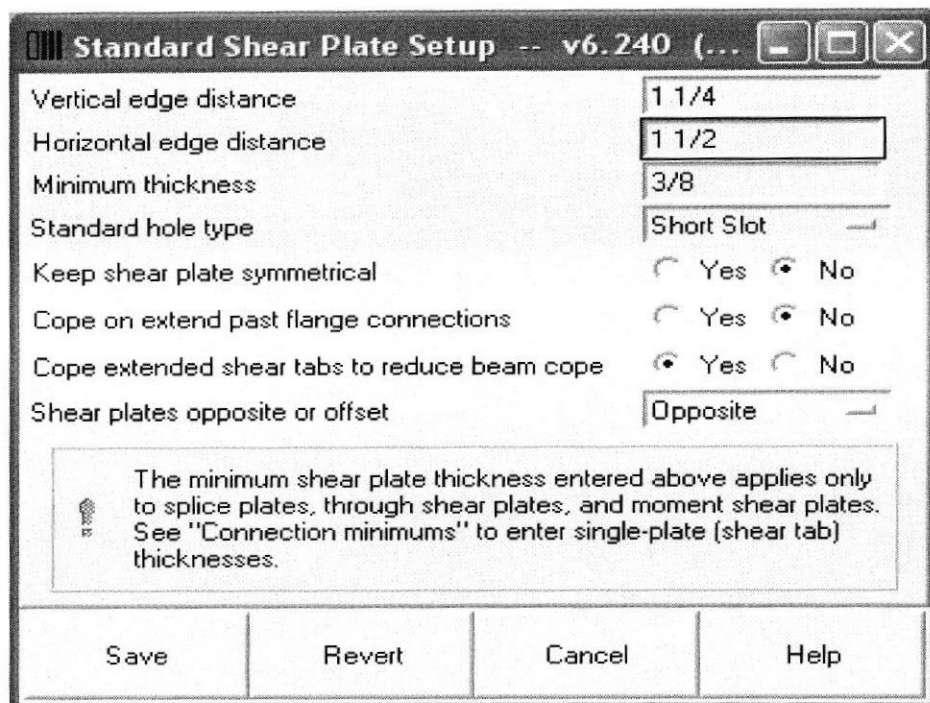


Figura 4.17 Layout sobre una placa sometida a cortante simple

#### 4.3.3 Miscelánea

- **Norte del proyecto "Job North"**, en esta opción es donde se determina la orientación de los puntos cardinales de un proyecto, según la orientación que esta mostrada sobre los documentos del contrato (Planos estructural y arquitectónico).
- **Niveles de revisión, zonas y secuencias "Revisión Level, Zone and Séquense"**, aquí se determina, el estado de cada diseño y detalle de un miembro estructural, como son: Revisado para aprobación, Revisado para fabricación. Se determina, a su vez él

numero de secuencias y zonas de montaje para el acero estructural fabricado y listo para el montaje.

- **Definición de una placa sobre base y tapa de una columna o poste “Plate Definition Schedule”,** se define las dimensiones y layout de la placa base y tapa por columnas (**Fig.4.18**).. Es necesario diferenciar la marca de placas para las bases y tapas de una columna, ya que de esta forma el fabricante realizara su fabricación con mas facilidad.

The screenshot shows a software window titled "Job Setup - Plate Definition Schedule - v6.240 (2) robert/3252". The window contains a table with the following columns: Piece Mark, Thickness, Length (|| Web), Width (|| Flange), C/C Length, C/C Width, Bolt Dia, Hole Type, and Hole Dia. The table lists 8 rows of data (bp1 to bp8) and 6 empty rows (9 to 14). At the bottom of the window, there are four buttons: Save, Revert, Cancel, and Help.

	Piece Mark	Thickness	Length (   Web)	Width (   Flange)	C/C Length	C/C Width	Bolt Dia	Hole Type	Hole Dia
1	bp1	1	1-2	1-0	11	9	3/4	Anchor Bolt	1 1/16
2	bp2	1	1-6	1-4	1-3	1-1	3/4	Anchor Bolt	1 1/16
3	bp3	1 1/2	1-6	1-6	1-3	1-3	3/4	Anchor Bolt	1 1/16
4	bp4	1 3/4	1-8	1-6	1-3 1/2	1-1 1/2	1 1/8	Anchor Bolt	1 5/8
5	bp5	1 3/4	1-8	1-6	1-3 1/2	1-1 1/2	1 1/8	Anchor Bolt	1 5/8
6	bp6	1	1-4	1-4	1-1	1-1	3/4	Anchor Bolt	1 1/16
7	bp7	1/2	1-2	4	11	0	3/4	Anchor Bolt	1 1/16
8	bp8	1/2	1-2	4	11	2 1/4	3/4	Std Round	13/16
9									
10									
11									
12									
13									
14									

**Figura 4.18** Listado de una placa sobre la base y tapa de una columna

#### 4.4 Manejo del proyecto “TECH BUILDING 4 / NEW JERSEY” usando el Programa SDS2

Como se explico en él capitulo anterior, el proyecto “TECH 4 / NJ”, tiene de un área total 3055.28 m<sup>2</sup> (32890 ft<sup>2</sup>) y 325000 Kg (325 Ton) de acero estructural. A continuación, se presenta la forma de cómo fue definido este proyecto usando el programa SDS/2, explicando los puntos y opciones que fueron definidos para ejecutar el proyecto en estudio:

- Numero del proyecto como 2002-204. Este es un numero de registro por parte de la compañía que realizo el diseño de uniones, layout y detalle del acero estructural, en este caso la compañía “*Angle Detailing*” ADI-NJ”.
- El nombre del fabricante “*Weir Welding*”, compañía encargada de la fabricación y montaje de los elementos estructurales, trabajo coordinado con “ADI”.
- Orientación del proyecto: Norte del proyecto ubicado a cero grados.
- Definición de las placas, usadas en las bases de las columnas según su espesor y layout establecido en los documentos del diseño (Fig. 4.18)
- Definir bajo que normas se realizara el diseño de uniones, la misma que esta especificada en los documentos del contrato, para este

edificio en estudio las uniones es diseñada bajo la norma "ASD" (Fig. 4.8), especificaciones de la AISC.

- Criterio de diseño: Uniones diseñadas para soportar para soportar las cargas establecidas sobre los documentos del contrato, cuya relación esta entre 50 y 70% de la carga uniformemente distribuida.
- Definición del tipo de unión estándar, para este proyecto se considera las siguientes uniones:

**Viga a viga:**

1. Unión sometida a cortante, sujeta por uno o dos ángulos empernados al soporte y al soportado, como se muestra en la Fig. 4.16.
2. Unión por placa sometida a cortante simple (Fig. 4.17)

**Viga a columna:**

Con la coordinación del fabricante y el encargado del diseño, se selecciono dos tipos de uniones que son:

Conexión por doble ángulo soldada a la viga soportada y empernada a la viga o columna soporte (almas perpendiculares). Este tipo de conexión facilita la instalación de la estructura (ajuste de pernos).

Es necesario establecer que algunos puntos de la edificación, no se puede incrementar la distancia horizontal ente agujeros (5½"), ya que no existen suficiente tolerancias para perforación de agujeros, lo que aumenta el tiempo y costo de instalación.

Conexión por doble ángulo empernada a la viga soporte y empernada a la viga o columna soporte (alas perpendiculares)

La distancia horizontal estándar entre agujeros horizontales realizados sobre la columna o vigas soportes es 5½". El detalle para instalación de este tipo de uniones (alas perpendiculares y almas perpendiculares), son mostrado sobre los planos 3 y 4 respectivamente.

- Conexiones estándares de fabricación: Aquí se definió el layout estándar sobre ángulos, espesor mínimo de la placa, en el caso de unión simple, distancia entre centro a centro, distancia centro del agujero a orilla del material para un ángulo y placa, ver Fig. 4.15 y Fig. 4.17
- Grado del acero estructural (**Fig. 4.19**)



Output-Request Summary -- 37 Pages -- v6.240 (2) robert/3252

Setup Information for Job: NJ\_Tech Page: 23 Page #

---

Steel Grades for Wide Flange

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A992		50	65
A572-42		42	60
A572-50		50	65
A572-60		60	75
A588		50	70
A36		36	58

Steel Grades for Plates & Bar Stock

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A36		36	58
A572-42		42	60
A572-50		50	65
A572-60		60	75
A588		50	70

Steel Grades for Tees

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A572-50		50	65
A572-42		42	60
A36		36	58
A572-60		60	75
A588		50	70

Steel Grades for Channel Steel

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A36		36	58
A572-42		42	60
A572-50		50	65
A572-60		60	75
A588		50	70

Steel Grades for Angle Steel

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A36		36	58
A572-42		42	60
A572-50		50	65
A572-60		60	75
A588		50	70

Steel Grades for Pipe

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A53		35	60
A500A		33	45
A500B		42	58
A500C		46	62
A501		36	58

Steel Grades for Tube Steel

Steel	Non-Std Notation	Fy (KSI)	Fu (KSI)
A500B		46	58
A500A		39	45
A500C		50	62

Pattern  Highlight

OK Save Print Help

Figura 4.19 Grados de los perfiles estructurales

- Material principal, ASTM 572-GR50 (vigas y columnas);
  - Submaterial, A36 (ángulos, barras, chapas, etc.);
  - Tubo estructural, A500 GR-B
- 
- Diámetro mínimo de pernos utilizado en el diseño de uniones:  $\frac{3}{4}$ " y  $\frac{7}{8}$ ", material A325N. Tipo de pernos utilizado en fabricación e instalación "TC" tensión controlada (**Fig.4.10**)
  - Numero mínimo de pernos requerido por tamaño de viga, acorde con los documentos del contrato y especificaciones "ASD".
  - Tipo de arandelas según el tipo de agujeros a utilizarse, entre ellos: redondo estándar (STD), ranura corta (SSL), ranura larga (LSL).
  - Definición de espesores para uniones por placas:  $\frac{3}{8}$  in. Mínimo.
  - Tipo de soldadura: Proceso de soldadura de arco eléctrico con electrodo revestido E7018, utilizado en la fabricación y obra. Soldadura tipo filete para uniones simples y dobles, con espesor mínimo de  $\frac{1}{4}$ ". Para uniones sometidas a momento flector, combinación de soldadura tipo filete y bisel, para soldadura de parcial y completa penetración, bajo las normas AWS y las especificaciones del contrato.

Una vez que el proyecto ha sido definido en su totalidad, siguiendo las especificaciones del contrato y las normas de diseño "ASD", "AWS". A continuación, se muestra el proceso para la construcción de la armadura en 3D.

- En la opción estructura "*Framing*", se define el layout de localización de las columnas y respectivas elevaciones que se encuentra cada piso. Las elevaciones son tomadas desde la parte de debajo de las placas bases de cada columna, definido como punto de trabajo "WP" (Working Point).

Estas elevaciones parten de la elevación real establecida en los planos de diseño (Documentos del contrato), como se muestra en la Fig. 3.5 y Fig. 3.6

1. Cimentación
2. Primer piso
3. Segundo piso
4. Cubierta

- Ingreso de columnas sobre el layout del edificio a sus respectivas elevaciones, según el tamaño y placa base definida en el programa, ver la **(Fig.4.20)**

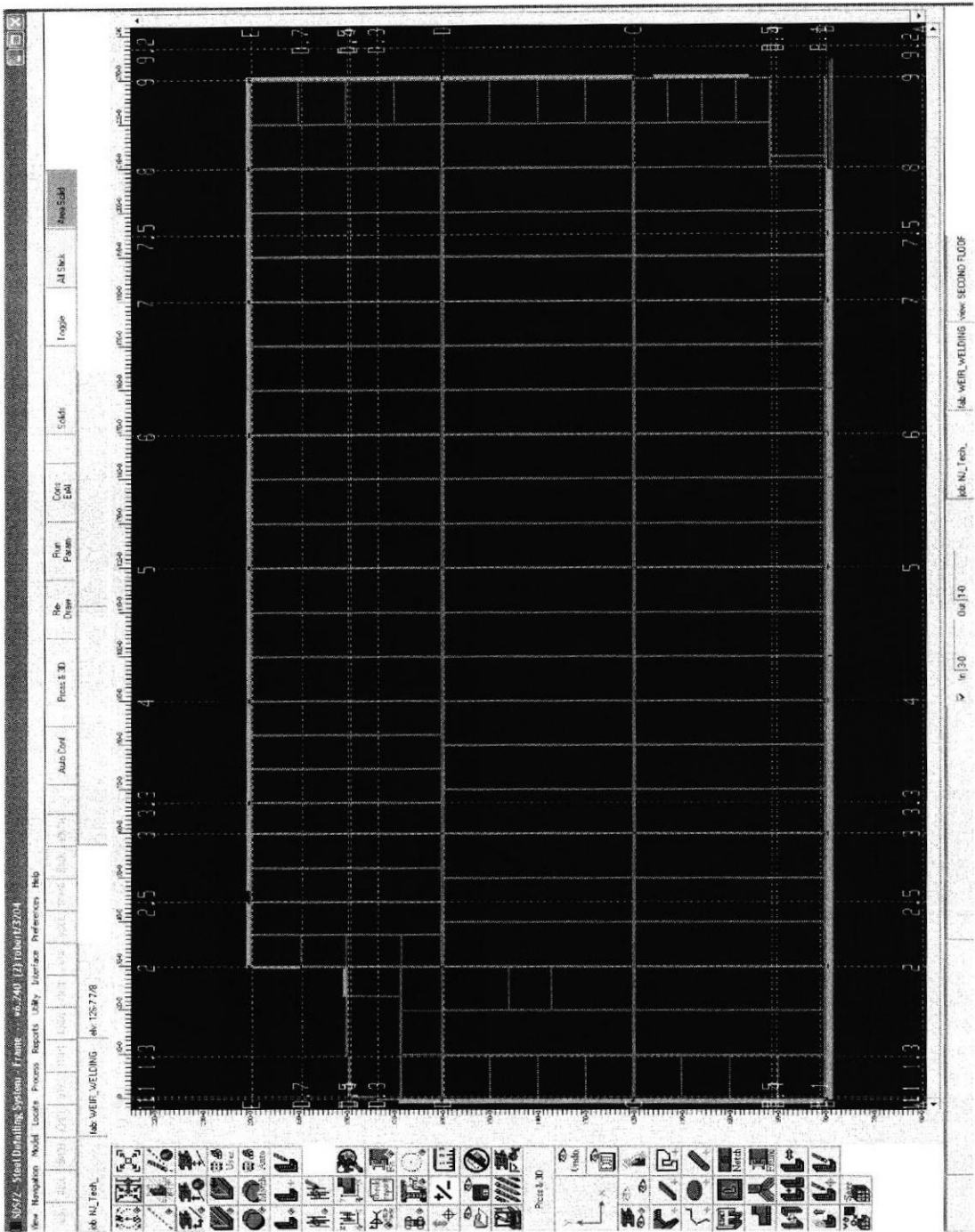


Figura 4.20 Vista de planta del segundo piso

- Ingreso de las vigas soportadas por las columnas, a sus respectivos pisos y elevaciones, ver la **(Fig.4.20)**
- Diseño y dimensionamiento de uniones típicas para soportar las vigas, realizado por el programa SDS/2.
- Reporte de uniones típicas soldadas y empernadas, para mejor explicación de este reporte, se muestra el reporte del diseño de una unión típica empernada entre la viga B105 y viga B392 (Viga a Viga) por un ángulo en el soporte. Es necesario acotar que el reporte es individual por cada miembro, lo que es una gran ayuda para un análisis completo, *(Ver apéndice G, "Connection Design, Beam 105")*
- Reporte de todo el material principal y secundario, que forma la orden de compra del material utilizado en fabricación de los miembros estructurales "Reporte ABM", *(Ver apéndice H, "Material Information Report", Advance Bill of Material ABM)*
- En la opción "Interactive Graphics" genera los planos de montaje. Sobre estos planos, se presenta los siguientes datos para instalación:
  1. Layout de ubicación de los pernos de anclaje para columnas mostrado en el apéndice I, *"Erection plans"*. También, se presenta el detalle de los tipos de pernos de anclaje con sus respectivas marcas y orientación.

2. Layout de ubicación del acero estructural por piso, como se muestra en el apéndice "I", "*Erection plans*". Sobre este plano se muestra, acero estructural que será instalado con sus respectivas marcas, y secuencia de instalación determinada en los documentos del contrato.
  3. Todo los planos de montaje poseen sus propios detalles y secciones, para facilitar la instalación del acero. Un caso muy típico es la soldadura de campo, por problemas de transportación, y dificultad de montaje o por reforzamiento de uniones donde se generan momentos de flexión sobre los apoyos soldadura o después del ajuste final de pernos para soportes de las paredes formada por ladrillo.
- Layout y detalle de columnas, vigas para aprobación y fabricación, ver apéndice "J", "*Shop Plans*".
  - Layout del submaterial utilizado en las uniones típicas, el mismo que esta mostrado en el apéndice "K", "*Submaterial Details (Plates)*".
  - Ubicación del layout y detalle de las vigas, columnas sobre los planos para su aprobación y fabricación
  - Ubicación del layout y detalle del submaterial sobre planos para su aprobación y fabricación.

- Revisión de planos para fabricación y montaje

Una vez obtenido el diseño y layout completo de uniones típicas para soportar vigas, se proceden a la impresión de todos los reportes del trabajo, como por ejemplo: Cantidad de pernos (taller y obra), soldadura, material por zonas, submaterial, reporte del diseño de conexiones, etc.

El programa SDS/2 "Structural Steel Detailer", es un programa muy valioso para el diseño y detalle de uniones, aumentando la producción y entrega de proyectos dentro del tiempo estimado.

#### **4.5 Ventajas del programa "SDS/2", en el manejo de un proyecto.**

El programa SDS/2 posee un gran número de ventajas para el manejo de un proyecto, entre las principales están:

- Visualización más real de la estructura de un edificio, por medio un modelo estructural en 3D.
- Diseño automático de tablas estándares de trabajo, para uniones soldadas y empernadas.
- Verificación de puntos de trabajo y elevaciones de cada miembro estructural.
- Separación del acero por secuencias o zonas para el montaje.
- Diseño y selección del material para el cálculo de uniones típicas para soportar vigas a columnas.

- Generación de reacciones en los soportes por el programa y por valores ingresados por el usuario.
- Verificación de tolerancias para el montaje de los miembros estructurales.
- Layout manual de piezas en 3D para diseño de uniones.
- Generación de planos de montaje automáticamente.
- Layout y detalle de elementos estructurales.
- Producción rápida de planos para fabricación.
- Reporte del material y submaterial para la orden de compra del acero, desde las plantas siderurgicas o proveedores autorizados.
- Reporte del diseño de uniones por cada elemento.
- Construcción del modelo estructural, por 2 o más personas conectados en una misma red o por medio del Internet.
- Generación de archivos para fabricación, en una máquina "CNC"
- Estimación y producción de un proyecto.
- Disminución de errores en el dimensionamiento de elementos estructurales.

# CAPITULO 5

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. En la actualidad se observa un crecimiento en la construcción de edificaciones usando el acero estructural en combinación con el concreto. Si se compara con el material utilizado en el extranjero para la construcción de edificaciones, estos utilizan el acero estructural laminado en caliente debido a la gran producción local. En cambio en nuestro país se utiliza perfiles prefabricados a partir de planchas de acero, unidas por un proceso de soldadura especial (arco sumergido) para formar las vigas. Esto no quiere decir que el diseño de una edificación donde se utiliza perfiles prefabricados no sea resistente en comparación con el material utilizado en el extranjero, mas bien, se obtiene la misma sección transversal para cada miembro estructural combinado con el concreto, para obtener la misma resistencia requerida por cada miembro. Los miembros estructurales a partir de perfiles prefabricados, logran reducir los costos de construcción, los

mismos que se verían afectados por la importación del acero estructural.

2. Los cálculos para el dimensionamiento de uniones típicas usando valores permisibles del manual ASD "Allowable Stress Design" de la AISC, son de gran ayuda para construir las tablas estándares de trabajo utilizadas por el fabricante. Las tablas estándares de trabajo, muestran capacidades permisibles según el tipo de conexión y tamaño de la viga, evitándose el cálculo de las uniones en forma individual. Las tablas estándares de trabajo son únicas por cada proyecto, ya que sus resultados son a partir de valores y especificaciones establecidas en los documentos del diseño para la construcción de una edificación.
3. Este trabajo es de gran ayuda para el manejo de un proyecto, donde se muestra los estándares y regulaciones de instituciones norteamericanas, los mismos que pueden ser empleados para el diseño y construcción de edificaciones en nuestro país. Obviamente, que el sistema de unidades debería ser ajustado a nuestro medio, ya que en nuestro país se emplea el sistema métrico.
4. Las tablas estándares de trabajo, además de proporcionar una gran ayuda para el cálculo de uniones en una edificación, facilitan la fabricación y montaje de los materiales que conforman una unión,

debido a su nomenclatura según el tamaño y reacción generada en los apoyos de las vigas u otro elemento estructural.

5. En compañías extranjeras, el manejo de un proyecto para la construcción de una edificación es mejorado con la ayuda de un software de diseño estructural, entre los cuales citamos el programa computacional SDS/2 "*Structural Design System*", que fue analizado en esta tesis para el dimensionamiento de uniones típicas que soportan los elementos estructurales de un edificio. Obviamente, el manejo del proyecto bajo este programa, se basa en un criterio de diseño que involucra costos de fabricación, tipo de uniones, resistencias de uniones, facilidad de montaje, y materiales utilizados para la construcción de un edificio. Este programa proporciona una mejor visualización entre el proyecto real y el modelo construido en tres dimensiones, ya que de esta forma se logra reducir errores en calculo y dimensionamiento de los elementos de acero estructural que conforman las uniones, ahorrándose tiempo y dinero.
  
6. El diseño de tablas estándares de trabajo bajo el programa, para el dimensionamiento y detalle de uniones típicas utilizadas por el fabricante, son obtenida en forma rápida y automática a medida que se ingresa todos los elementos estructurales establecidos en los

planos del diseño estructural de la edificación en estudio (Documentos del Contrato).

7. Una de las ventajas del uso de este programa son los reportes generados en cuanto al material utilizado en el diseño de una edificación. Este tipo de reporte puede ser obtenido manualmente por el diseñador, pero involucraría un tiempo considerable que puede afectar los costos de construcción de un edificio. El reporte del material utilizado para fabricación es de gran ayuda, porque muestra toda la información necesaria, para generar la orden de compra del material se utilizara en fabricación. El reporte del diseño y dimensionamiento de uniones es presentado en forma individual por cada miembro, así como también el diseño de las tablas estándares de trabajo usadas por el fabricante, las mismas que son obtenidas automáticamente. El reporte en cuanto a la cantidad y tipo de pernos utilizados en el montaje son de gran ayuda para la empresa encargada del montaje de la edificación.
  
8. En los que respecta a la fabricación de los elementos, el layout que se realiza sobre los materiales que conforman la unión (costes y perforaciones), pueden ser realizados con mas precisión y de forma rápida utilizando archivos generados por el programa, como son el "CNC" que son utilizadas en las maquinas de control numérico, para



realizar perforaciones y corte sobre los materiales (Vigas, columnas, etc.) y submateriales (ángulos, placas, etc.), disminuyendo costos y tiempo de fabricación, por ende aumentando la rapidez de fabricación.

9. Una parte importante dentro de este programa, es que no se requiere de otros programas gráficos (AutoCAD, etc.), para realizar el layout y detalle de los miembros estructurales, ya que son generados en forma automática una vez que todo el modelo de la estructura ha sido procesado dentro del mismo. Esta opción del programa es de mucha ayuda, por no se requiere mano de obra (Operadores de AutoCAD) para realizar los planos para fabricación y montaje.
10. Este tipo de programas utilizados por compañías de construcción en el extranjero, es de gran ayuda en el desarrollo de un proyecto para diseño de edificios, el mismo que podría ser aplicado en el país, ya que en los últimos años se está incrementando el desarrollo y construcción de proyectos utilizando perfiles estructurales.
11. A medida que avanza la tecnología, la antigua y nueva generación de profesionales del área técnica, deberían ser capacitados para el uso de programas que facilitarían el manejo de proyectos para la construcción de edificaciones, para de esta forma aumentar la productividad con mayor eficiencia y eficacia.

12. La Ingeniería Mecánica es la madre de las ingenierías, dice un refrán académico nuestro que se suele pronunciar con inocente arrogancia. El caso es que el manejo de un proyecto para dimensionar uniones que soportan elementos estructurales de un edificio, es una síntesis de las ingenierías técnicas, donde se requiere conceptos y conocimientos de arquitectura, ingeniería civil, industrial y sobre todo, desde luego, mecánica.
13. La tesis presentada ha demostrado que el manejo de un proyecto estructural puede ser dirigido por estudiantes que han adquirido conocimientos en el área de la ingeniería mecánica. La Ingeniería Mecánica, proporciona al estudiante la capacidad para evaluar, analizar y dirigir un proyecto estructural de cualquier magnitud, el mismo que puede ser combinado con el uso de programas de diseño estructural y el uso de normas y estándares internacionales, que son de gran ayuda para el desarrollo profesional.

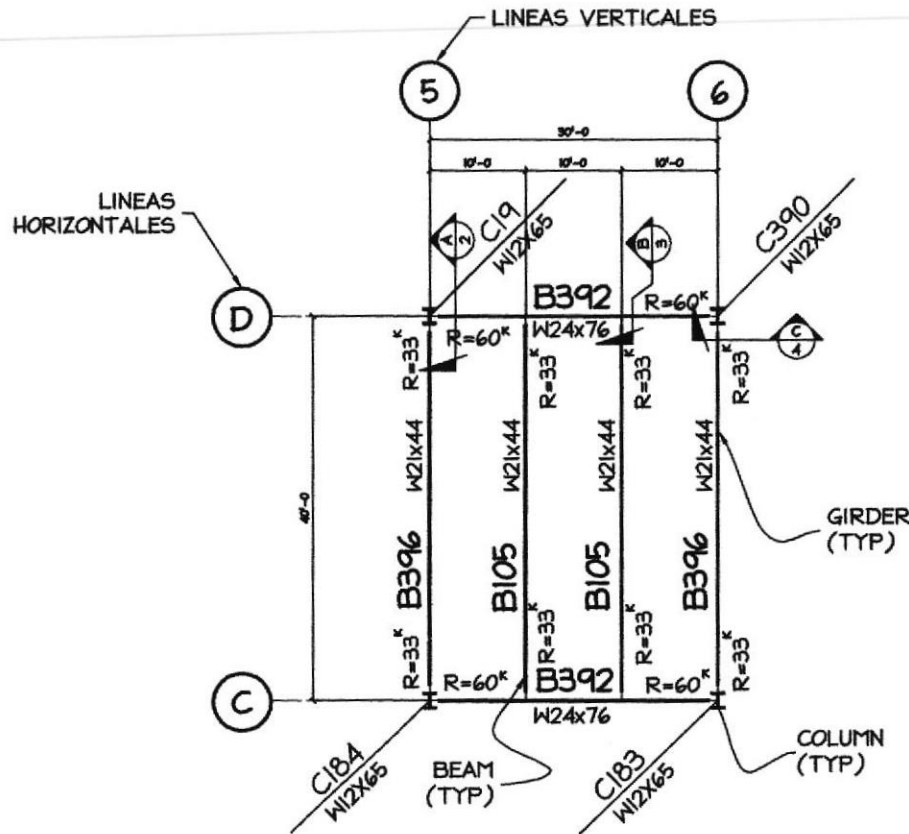
## BIBLIOGRAFÍA

1. BEER y JOHNSTON, Estática, Tercera Edición, McGraw-Hill Latinoamericana, Colombia, 1981.
2. HALL, HOLOWENCO Y LAUGHLIN, Diseño de Máquinas, McGraw - Hill, México, 1982.
3. MCLEAN AND NELSON, Engineering Mechanics, Static and Dynamics, Second Edition. Shaun Publishing Co., New York, 1962.
4. PISARENKO G. S., YÁKOVLEV A. P., MATVÉEV V. V. Manual de Resistencia de Materiales, Editorial MIR, Moscú, 1979.
5. POPE, J. EDWARD. Soluciones Practicas para el Ingeniero Mecánico, McGraw-Hill Interamericana Editores, México, 2000.
6. SHIGLEY, Diseño en Ingeniería Mecánica, 2da. Edición, mcgraw-hill, México, 1983.
7. SINGER, Resistencia de Materiales, Harla S. A. De C. V., México 1971.
8. POPOV, Mecánica de sólidos, cuarta Edición.
9. American Institute of Steel Construction, (1978), Connections, volume II, 9<sup>th</sup> Edition ASD & 1<sup>st</sup> Edition LRFD.
10. American Institute of Steel Construction, (1990), Simple Shear connections, 1<sup>ST</sup> Edition ASD.

11. American Institute of Steel Construction, (1986), code of Standard Practice for Buildings and Bridges, AISC, Chicago, Ill.
12. American Institute of Steel Construction, (1973), "Commentary on Highly Restrained Welded Connections, " AISC, Engineering Journal, Vol. 10, No. 3, (3<sup>rd</sup> Q<sup>tr.</sup>), pp. 61-73, Chicago, Ill.
13. American Institute of Steel Construction, (1983), Detailing for Steel Construction, AISC, Chicago, Ill.
14. American Institute of Steel Construction, (1980), Manual of Steel Construction, 9<sup>th</sup> Ed., AISC, Chicago, Ill.
15. American Institute of Steel Construction, (1978), Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Building, AISC, Chicago, Ill.
16. American Welding Society, (1992), Structural Welding Code-Steel (D1.1), AWS, Miami, Fla.
17. American Welding Society, (1978), Welding Handbook, Vol. 2, 7<sup>th</sup> Ed., AWS, Miami, Fla.
18. Association of Iron and Steel Engineers, (1979) "Guide for the Design and Construction of Mill Buildings," Technical Report No. 13, Pittsburgh, Pa.
19. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints, (1978), Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.

20. Research Council on Structural Connections, (1985), Allowable Stress Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 for A490 Bolts.
21. Thornton, W. A., (1992), "Designing for Cost Efficient Fabrication," "Modern Steel Construction", Vol. 32, No. 2. (February), pp. 12-20

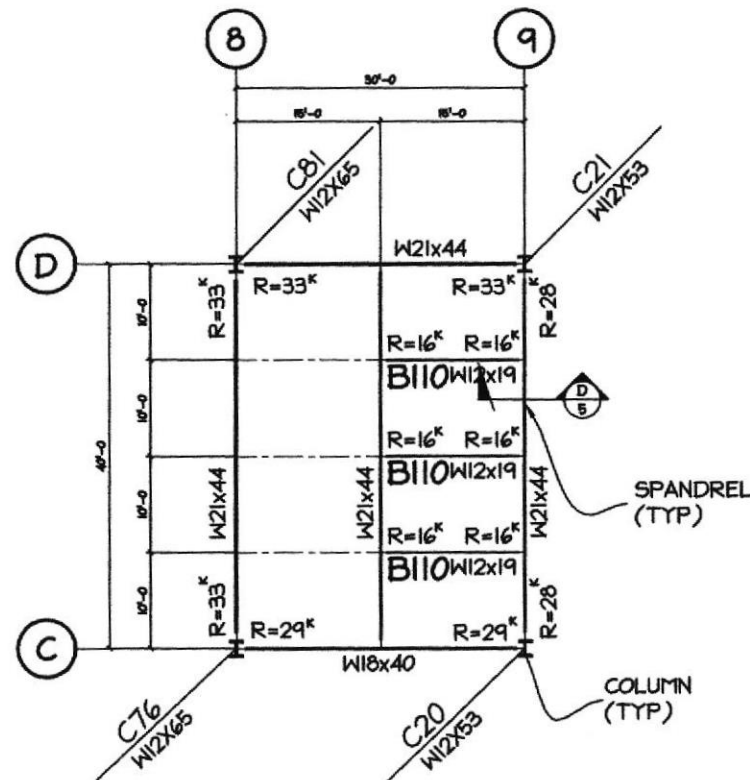
# PLANOS



**REGION A - SEGUNDO PISO**

REGION LN. '5 & 6' Y LN. 'D & C'

- 1.) ELEVACION DEL PISO 36.60 mts (121'-7 1/2")
- 2.) BEAM (B) = VIGAS SECUNDARIAS
- 3.) GIRDER (B) = VIGAS PRIMARIAS
- 4.) COLUMN (C) = COLUMNAS
- 5.) VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL A572-GR.50
- 6.) R = REACCIONES
- 7.) TYP = TYPICAS



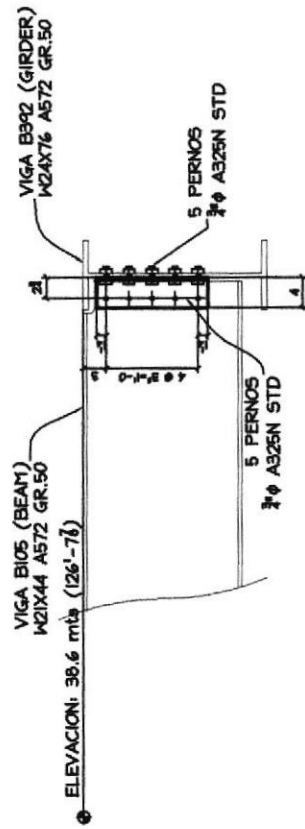
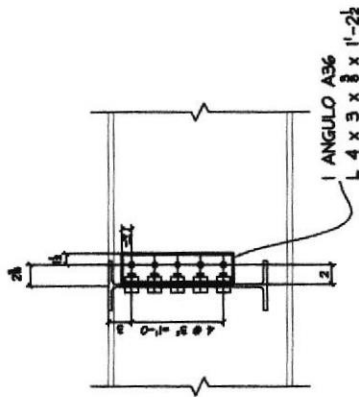
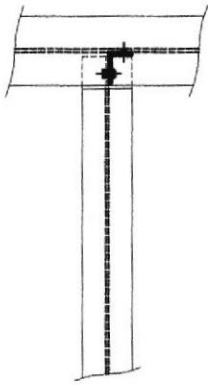
**REGION B - SEGUNDO PISO**

REGION LN. '8 & 9' Y LN. 'D & C'

- 1.) ELEVACION DEL PISO 36.6 mts (121'-7 1/2")
- 2.) BEAM (B) = VIGAS SECUNDARIAS
- 3.) SPANDREL (B) = VIGAS PRIMARIAS (PERIMETRO)
- 4.) VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL A572-GR.50

FIMCP-ESPOL		MATERIAL: VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL A572-GR.50		LN. / ANCHO DE VIGAS: 121'-7 1/2" / 121'-7 1/2"	
EDIFICIO "TECH-4"		PROYECTO: 101-1010101-01		FECHA: 11/16/02	
NEW BRUNSWICK - NEW JERSEY - USA		APPROBADO POR: [Signature]		REVISADO POR: [Signature]	
DISEÑADO POR: [Signature]		VERIFICADO POR: [Signature]		Escala: 1/8" = 1'-0"	

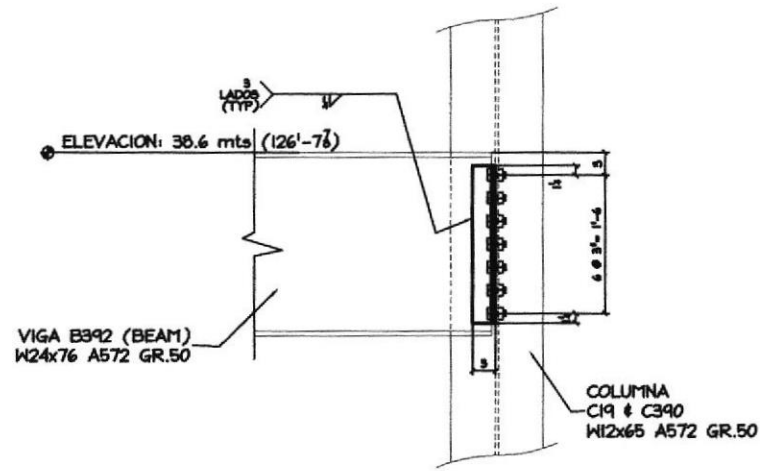
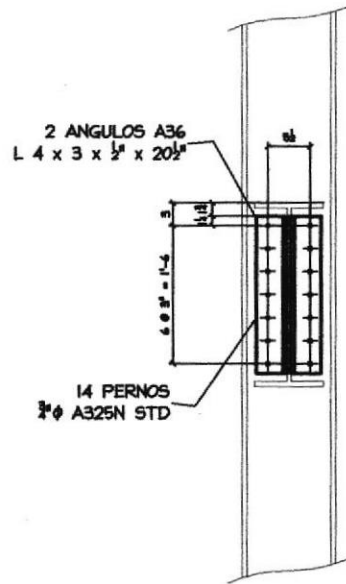




**SECCION 'B'**

LEER SECCION CON EL PLANO I

FIMCP-ESPOL		AUTOR: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		PROYECTO: EDIFICIO "TECH-4"	
DISEÑADOR: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		PROYECTISTA: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		UBICACION: NEA BRUNSWICK - NEA JERSEY - USA	
FECHA: 10/10/82		Escala: 1/4"		FOLIO: 3	
TITULO: PLANO DE MONTAJE PARA LA VIGA B105		AUTOR: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		PROYECTISTA: INGENIERIA CONSULTORA S.A.	
DISEÑADOR: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		PROYECTISTA: INGENIERIA CONSULTORA S.A.		UBICACION: NEA BRUNSWICK - NEA JERSEY - USA	
FECHA: 10/10/82		Escala: 1/4"		FOLIO: 3	



**SECCION "C"**  
LEER SECCION CON EL PLANO I

						<b>FIMCP-ESPOL</b>		
						MAXIMUM LOADS ACCORD STRUCTURAL STEEL ASSOCIATION		
						100% / ANGLE DETAILING, INC.		
						14 PROYECTOS 2000-05		
						PROYECTO: E. F. S.		
						FABRICACION		
						FABRICACION		
						FABRICACION		
						APPROBADO 04/02		
A	01/6/02	BY	PLANO DE MONTAJE PARA VIGA B392			DISEÑADO POR		
REV	FECHA	POR	DESCRIPCION			REVISADO POR		
						DISEÑADO POR		
						REVISADO POR		
						DISEÑO (CARGA)		
						4		



# APÉNDICES

## APÉNDICE A

DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS SEGÚN DIAMETRO DEL PERNO UTILIZADO EN UNA JUNTA EMPERNADA

TABLE J3.1  
Nominal Hole Dimensions

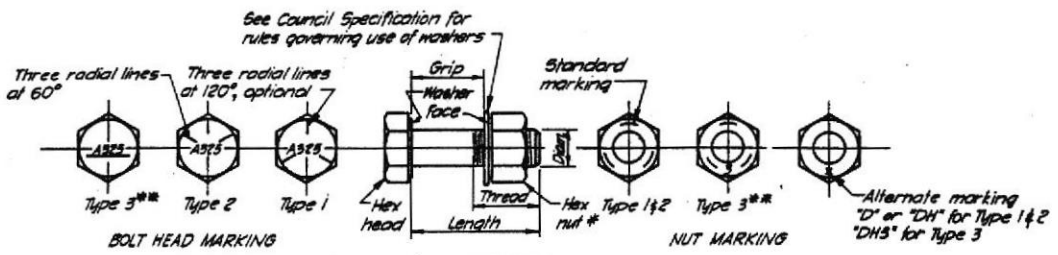
Bolt Dia.	Hole Dimensions			
	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-slot (Width × length)	Long-slot (Width × length)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 1 1/16	9/16 × 1 1/4
5/8	1 1/16	13/16	1 1/16 × 7/8	1 1/16 × 19/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/8	15/16 × 1 1/8	15/16 × 23/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) × (d + 3/8)$	$(d + 1/16) × (2.5 × d)$

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

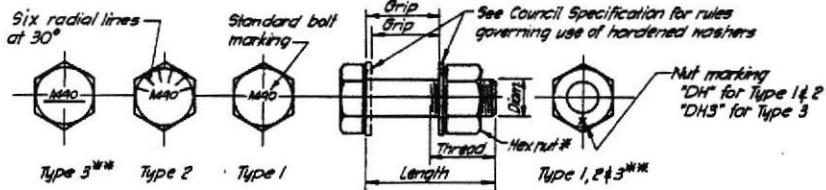


# APÉNDICE B

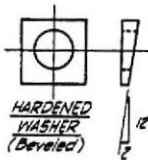
## PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325 Y ASTM A490



**ASTM A325 BOLT**

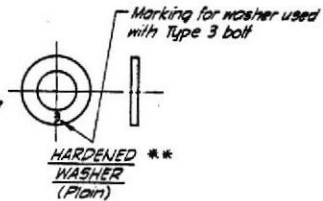


**ASTM A490 BOLT**



- \* Nuts may be washer faced as shown, or chamfered on both faces.
- \*\* All bolt heads, nuts & washers shall include manufacturer's identification symbol. The manufacturer may also add other marks indicating that the nut or bolt is corrosion resistant and of a weathering type.

Nuts are manufactured to ASTM A563  
Washers are manufactured to ASTM F436



## APÉNDICE C

### DIMENSIONES DE PERNOS Y TUERCAS HEXAGONALES DE ALTA RESISTENCIA ASTM A325 Y A490

**Table 1-1.  
Summary of Applicable Standards**

Item	ASTM Standards	ANSI Standards
Bolts	A325 A490	B18.2.1
Nuts	A563	B18.2.2
Washers	F436	—

**Table 1-3.  
Required Bolt Length—A325, A490**

Nominal Bolt Size, Inches	To Determine Required Bolt Length Add to Grip, In Inches
1/2	1 1/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

**Table 1-2.  
Heavy Hex Bolt and Nut Dimensions—A325, A490**

Nominal Bolt Size, Inches <i>D</i>	Bolt Dimensions, Inches			Nut Dimensions, Inches	
	Heavy Hex Structural Bolts			Heavy Hex Nuts	
	Width Across Flats <i>F</i>	Height, <i>H</i>	Thread Length	Width Across Flats <i>W</i>	Height, <i>H</i>
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	17/64
1 1/4	2	25/32	2	2	17/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	111/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	115/32

## APÉNDICE D

### DIMENSIONES DE ARANDELAS F-436 Y CAPACIDAD A LA TENSIÓN DE PERNOS ASTM A325 Y A490

Table 1-4. Washer Dimensions,* Inches—F436							
Nominal Bolt Size <i>D</i>	Circular Washers				Square or Rectangular Beveled Washers for American Standard Beams and Channels		
	Nominal Outside Diameter	Nominal Diameter of Hole	Thickness		Minimum Side Dimension	Mean Thickness	Slope or Taper in Thickness
			Min.	Max.			
1/2	1 1/16	17/32	0.097	0.177	1 3/4	5/16	1:6
5/8	1 5/16	1 1/16	0.122	0.177	1 3/4	5/16	1:6
3/4	1 15/32	1 3/16	0.122	0.177	1 3/4	5/16	1:6
7/8	1 3/4	1 5/16	0.136	0.177	1 3/4	5/16	1:6
1	2	1 1/8	0.136	0.177	1 3/4	5/16	1:6
1 1/8	2 1/4	1 1/4	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1:6
1 1/4	2 1/2	1 3/8	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1:6
1 3/8	2 3/4	1 1/2	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1:6
1 1/2	3	1 5/8	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1:6

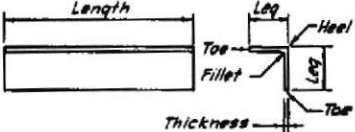

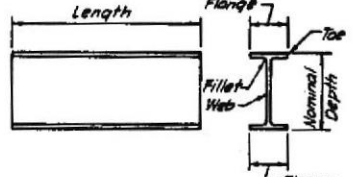
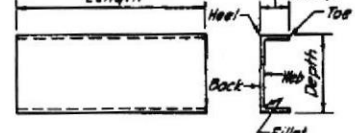
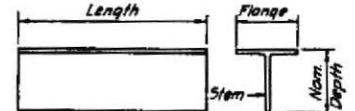
\* Tolerances:  
 Nominal diameter of hole . . . . . -0; +1/32  
 Nominal outside dimensions . . . . . -1/32; +1/32  
 Flatness; max. deviation from straight edge placed on "cut" side shall not exceed . . . . . 0.01  
 Burr shall not project above immediately adjacent washer surface more than . . . . . 0.01

Table 1-5. Fastener Tension		
Nominal Bolt Size, Inches	Minimum Fastener Tension* in Thousands of Pounds (kips)	
	A325 Bolts	A490 Bolts
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

\* Equal to 70 percent of specified minimum tensile strengths of bolts, rounded off to the nearest kip.

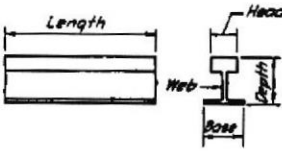
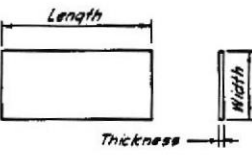
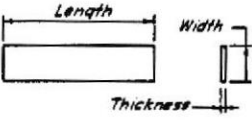
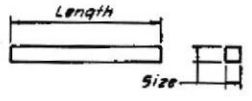
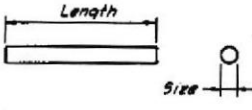
# APÉNDICE E

## REPRESENTACIÓN ESQUEMATICA DE PERFILES ESTRUCTURALES EN PLANOS DE FABRICACIÓN

Group	Example of billing on detail drawings	Conventional way of showing on detail drawings and identification of major component parts	Remarks
EQUÁL LEG ANGLES	L $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times 5'-6$ ↑    ↑    ↑    ↑    ↑ Leg Width in inches    Leg Width in inches    Thickness in inches    Length in ft. and in.		On details made to scale of 1" = 1'-0 or smaller, do not show rounded off toes of angles or interior fillet between legs. Bill long leg of unequal leg angles first. Exaggerate leg thickness to suit.
UNEQUAL LEG ANGLES	L $6 \times 4 \times \frac{3}{8} \times 10'-3$ ↑    ↑    ↑    ↑    ↑ Long Leg in inches    Short Leg in inches    Thickness in inches    Length in ft. and in.		
WIDE-FLANGE BEAMS & COLS. AM. STD. BEAMS MISC. SHAPES BEARING PILES	W27 X 94 x 26'-10 S15 X 50 x 16'-3½ M 8 X 18.5 x 9'-3 HP12 X 74 x 20'-3 ↑    ↑    ↑ Group Symbol and Nominal Depth in inches    Wgt. per ft. in pounds    Length in ft. and in.		On details made to scale of 1" = 1'-0 or smaller, do not show rounded off toes of flanges or interior fillets between web and flanges. Do not show flange slope for channels or beams with sloping flanges. Exaggerate web and flange thickness to suit.
AM. STD. CHANNELS MISC. CHANNELS	C10 X 15.3 x 18'-8 MC13 X 31.8 x 9'-0 ↑    ↑    ↑ Group Symbol and Nominal Depth in inches    Wgt. per ft. in pounds    Length in ft. and in.		
STRUCTURAL TEES: W SHAPES S SHAPES M SHAPES	WT18 X 150 x 34'-6 ST 6 X 17.5 x 8'-3 MT 4 X 3.25 x 9'-0 ↑    ↑    ↑ Group Symbol and Nominal Depth in inches    Wgt. per ft. in pounds    Length in ft. and in.		

## APÉNDICE E (Cont.)

### REPRESENTACIÓN ESQUEMATICA DE PERFILES ESTRUCTURALES EN PLANOS DE FABRICACIÓN

Group	Example of billing on detail drawings	Conventional way of showing on detail drawings and identification of major component parts	Remarks
RAILS	<p>40# ASCE Roll x 30'-0" 104# Beth. Roll x 16'-0" 105# USS Roll x 21'-0"</p> <p>Wgt. per yd. ↑ in pounds</p> <p>Profile Type ↑</p> <p>Group Symbol ↑</p> <p>Length in ft. and in. ↑</p>		<p>On details made to scale of 1" = 1'-0" or less, show profile above as shown herein, disregarding all rounded corners, fillets, curved and sloping surfaces.</p>
<p>PLATES:</p> <p style="text-align: center;">PLAIN-SHEARED PLAIN-UNIVERSAL MILL RAISED PATTERN</p>	<p>PL 3/4 x 62 1/2 x 9'-3" UM PL 1/2 x 14 x 18'-11" PL 3/8 x 31 x 10'-0"</p> <p>Producer's Designation (*) ↑</p> <p>Group Symbol ↑</p> <p>Thickness in inches ↑</p> <p>Width in inches ↑</p> <p>Length in ft. and in. ↑</p>		<p>On details made to scale of 1" = 1'-0" or less, exaggerate thickness of plates and bars to suit. See Manual Part 6, under "AISI Standard Nomenclature for Flat Rolled Carbon Steel" for size classification of bars &amp; plates; see the discussion in Manual Part 1 on "Bars and Plates Product Availability" for general information.</p>
FLAT BARS	<p>Flt 4 1/2 x 1/2 x 7'-2"</p> <p>Group Symbol ↑</p> <p>Width in inches ↑</p> <p>Thickness in inches ↑</p> <p>Length in ft. and in. ↑</p>		
SQUARE BARS	<p>Bar 1 1/2 x 13'-4"</p> <p>Group Symbol ↑</p> <p>Size in inches ↑</p> <p>Convention for "Square" ↑</p> <p>Length in ft. and in. ↑</p>		
ROUND BARS	<p>Bar 1 1/2 Ø x 12'-6"</p> <p>Group Symbol ↑</p> <p>Size in inches ↑</p> <p>Convention for "Round" ↑</p> <p>Length in ft. and in. ↑</p>		

\* Designations of raised pattern floor plates vary; consult manufacturers' catalogs.

# APÉNDICE F

## SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA

BASIC WELD SYMBOLS										
BACK	FILLET	PLUG OR SLOT	Groove or Butt							
			SQUARE	V	BEVEL	U	J	FLARE V	FLARE BEVEL	
SUPPLEMENTARY WELD SYMBOLS										
BACKING	SPACER	WELD ALL AROUND	FIELD WELD	CONTOUR		For other basic and supplementary weld symbols, see AWS A2.4-88				
				FLUSH	CONVEX					
STANDARD LOCATION OF ELEMENTS OF A WELDING SYMBOL										
Finish symbol	Contour symbol	Root opening, depth of filling for plug and slot welds	Effective throat	Depth of preparation; size or strength for certain welds	Reference line	Specification, process or other reference	Tail (omitted when reference is not used)	Basic weld symbol or detail reference	Note:	<p>Size, weld symbol, length of weld and spacing must read in that order from left to right along the reference line. Neither orientation of reference line nor location of the arrow alters this rule.</p> <p>The perpendicular leg of <math>\Delta</math>, <math>V</math>, <math>P</math>, <math>V</math> weld symbols must be at left.</p> <p>Arrow and Other Side welds are of the same size unless otherwise shown. Dimensions of fillet welds must be shown on both the Arrow Side and the Other Side Symbol.</p> <p>Flag of field-weld symbol shall be placed above and at right angle to reference line of junction with the arrow.</p> <p>Symbols apply between abrupt changes in direction of welding unless governed by the "all around" symbol or otherwise dimensioned.</p> <p>These symbols do not explicitly provide for the case that frequently occurs in structural work, where duplicate material (such as stiffeners) occurs on the far side of a web or gusset plate. The fabricating industry has adopted this convention: that when the billing of the detail material discloses the existence of a member on the far side as well as on the near side, the welding shown for the near side shall be duplicated on the far side.</p>
										<p>Groove angle or included angle of countersink for plug welds</p> <p>Length of weld</p> <p>Pitch (c. to c. spacing) of welds</p> <p>Field weld symbol</p> <p>Weld all around symbol</p> <p>Arrow connecting reference line to arrow side member of joint or arrow side of joint</p>

# **APÉNDICE G**

## **ESPECIFICACIONES DEL CONTRATO**

**PARTE 1. DESCRIPCION GENERAL**

**PARTE 2. PRODUCTOS**

**PARTE 1. MONTAJE**

## SECTION 05100 - STRUCTURAL STEEL

## PART 1 - GENERAL

## 1.1 GENERAL DESCRIPTION

- A. Work of this Section shall conform to the requirements of the General Conditions, Supplementary General Conditions and Special Requirements.

## 1.2 DESCRIPTION

- A. Work included: Structural steel required for this work is indicated on the drawings and includes, but is not limited to the following:
1. Beams, girders and channels.
  2. Columns, posts, struts and hangers.
  3. Base plates and bearing plates.
  4. Furnishing anchor bolts and wall plates.
  5. Lintel angles, relieving angles, and all other support fittings and materials connected to the framework, including final adjustment.
  6. Shop painting and field touch-up.
  7. Bracing, guying and surveying of erected steel.
  8. All connections.
  9. All shoring and temporary bracing.
  10. All reinforcing and bracing of structural steel as required for erection of the work.
  11. Metal deck support angles or channels.
  12. All structural steel fabrication and erection shall be in accordance with Section 05100, Attachment 1, Construction tolerances, in addition to AISC Manual Code of Standard Practice

## 1.3 QUALITY ASSURANCE

October 22, 2001  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

Structural Steel  
05100-1

## A. Standards and Codes:

1. Except as modified by the requirements specified herein, the following codes and standards (latest editions and revisions unless noted) shall apply to the work of this Section:
  - a. New York City Building Code.
  - b. AISC - "Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings."
  - c. AISC - "Code of Standard Practice," specifically excluding portions of Sections 1, 3, 4, 5 and 9. Reference is made to Paragraph 3 below for modifications to same.
  - d. AISC - "Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts," including commentary section.
  - e. American Society for Testing and Materials - ASTM Standards.
  - f. AWS - "Structural Welding Code," D1.1 - including all supplements, addenda, and special rulings applicable to building construction, except amendments to sections or inspection specified herein.
  - g. SSPC - "Steel Structures Painting Manual"
  - h. Welding Rules 13 thru 17, New York Board of Standards and Appeals, Cal. No. 1-38 Sr, Volume II.
  - i. Occupational Safety and Health Act of 1970 (OSHA), as amended to date.
2. Recommendations or suggestions in the listed codes and standards shall be deemed to be mandatory.

## B. Testing and Inspection:

1. Prior to the fabrication of any steel, mill test reports shall be furnished to the Engineer of Record in accordance with shop drawings procedures. The test reports shall be obtained from the mill producing steel, certifying that the furnished steel meets the requirements for structural steel specified as to physical properties, inspection, marking and tests. (If required, these manufacturer's reports shall be filed with the Department of Buildings by the Contractor's representative.)
  - a. Any additional reports, affidavits or other requirements of the Department of Buildings shall be furnished.
  - b. Manufacturer's certification or letter of compliance of bolt, nut, washer and filler material for welding shall be furnished, to the Engineer of Record.

October 22, 2001  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

Structural Steel  
05100-2

1. Substitutions of shapes or sections, or modifications of details, or both and all deviations from the Structural Design Drawings, and the reasons therefore, shall be submitted with shop drawings for approval and shall be specifically called to the attention of the Engineer of Record. Failure to specifically indicate modifications, or revisions to previously submitted drawings, shall automatically be considered for rejection of the modification or revision whether or not the drawing has been approved by the Engineer.
  2. The Contractor alone shall be responsible for all errors of detailing, fabrication, and for the correct fitting of the structural members.
- D. The Contractor shall be responsible for the correct coordination of his work where it comes in conjunction and/or contact with any other work. Dimensions are the responsibility of the Contractor.
- E. Fabrication of any material or performance of any work shall not proceed until shop drawings have been approved by the Engineer.
- F. The details shall be prepared in such a way as to avoid having steel connections, bracing, etc., interfere with architectural details or in any way reduce the area of shafts, openings, clearances, etc.
- G. Samples of paint to be used shall be furnished with names and certification of formulas, if required. Samples of any other products and materials requested by the Engineer shall be furnished.
- H. Mill certificates certifying chemical and physical properties of all steel furnished on the project shall be submitted.
- I. Final Drawings: Drawings at completion of the structural steel work shall be submitted.

## 1.5 DELIVERY AND STORAGE

- A. Structural steel shall not be handled until paint has thoroughly dried. Care must be exercised to avoid abrasions and other damage.
- B. Material shall be stocked out of mud and dirt and proper drainage shall be provided. Structural steel must be protected from damage or soiling by adjacent construction operations.
- C. Anchor bolts, bearing plates and other items to be set by other Contractors shall be delivered to the site in ample time for installation and with templates and/or setting instructions.

## PART 2- PRODUCTS

### 2.1 MATERIALS

- A. All materials shall conform to the requirements of the current editions of the ASTM and other specifications and standards listed below.

October 22, 2001  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

Structural Steel  
05100-7

BULLETIN No. 1

## 2.3 BOLTS

A. Bolts shall comply with requirements of the following specifications:

1. Ordinary Bolts (common)- ASTM A307.
2. High Strength Bolts (carbon steel)- ASTM A325.
3. High Strength Bolts (alloy steel)- ASTM A490.
4. All ASTM A325 and A490 bolts shall be preferably cold-forged and with rolled threads. Note: Type 2 A325 bolts and Type 3 A490's are not to be used.
5. All heavy hex nuts for high strength bolts must be ASTM A194 2H or ASTM A563 DH for use with plain (uncoated) bolts or nuts under ASTM A194 or A536 that have a minimum proof stress not below 175,000 psi. No other nuts are acceptable, and nuts must show both the manufacturer's mark and the relevant symbol.

## 2.4 WASHERS

- A. Round washers shall conform to the American Standard B27, Type B. Washers in contact with high strength bolt heads and nuts shall be hardened in accordance with ASTM Designation A325. Beveled washers shall be furnished in accordance with the specifications of the "Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints."
- B. Hardened round washers in contact with high strength bolt heads and nuts must be manufactured to ASTM F436 which requires a hardness of 38 to 45 HRC and must show manufacturer's mark. Washers for use with short slotted or oversized holes on over 1" A490 bolts must also be 5/16" thick or thicker.

## 2.5 ELECTRODES AND FLUX

- A. Electrodes and flux for carbon steel shall be low hydrogen (E70) and shall conform to the requirements of the current edition of the American Welding Society's Standard Code for Welding in Building Construction (D1.1) and current rules and regulations of the New York City Building Code, and local and state agencies having jurisdiction.

## 2.6 PAINT

- A. Paint for shop coating of steel not exposed to the exterior shall be No. 88.555 or 10.99 as manufactured by the Tnemec Company, Inc. or Con-Lux Ferrox 25 Red Primer; exposed exterior structural steel Tnemec Series 66 Hi-Build Modified Polyamioamine epoxy primer, applied at spreading rate recommended by manufacturer.

## 2.7 FABRICATION

- A. The Contractor shall note the following:

October 22, 2001; Rev April 19, 2002  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

STRUCTURAL STEEL  
05100 - 8

1. After erection, all damaged areas in the shop coat, loosened scale, rust, exposed surfaces of bolts, nuts and washers, and all field welds and unpainted areas shall be cleaned to the same standards as the shop coat and painted with the same paint used for the shop coat, at same film thickness.

### PART 3 - ERECTION

#### 3.1 BENCH MARK AND LAYOUT

- A. The Owner will provide, once, at the site, bench marks indicating grades, property and axis lines, generally at street or grade level, sufficient in his opinion for the construction of the project.
- B. Surveys: The Construction Manager will provide a survey indicating the location of such bench marks. Such survey will locate building lines, lot lines and datum which shall be worked to by this Contractor. This Contractor shall rectify and correct all apparent errors after a check by survey of the completed work.
- C. Protection and Relocation of Bench Marks: The Contractor shall erect and maintain protection for such bench marks during the construction of the project. If any bench mark require relocation, the Contractor shall offset such bench marks, when and as directed by the Engineer of Record and be responsible for its accuracy and maintenance.
- D. Installation of Work Under This Contract: The Contractor shall be responsible for the accurate placement of his work in accordance with the location and elevations shown on the drawings and as extended from bench marks previously referred to.
- E. Dimensions and Levels: Before starting the work, the Contractor shall verify all dimensions and levels. Levels shall be established accurately at certain points above each level of the building and shall be carried down to floor steel and maintained carefully during the progress of the work.

#### 3.2 DERRICKS, CRANES AND SIMILAR EQUIPMENT

- A. The Contractor shall furnish all fuel, maintenance, and equipment required for hoisting and placement of materials under this Contract.
- B. The Contractor shall process, pay for and maintain all permits and certificates of on-site inspection required for derricks, cranes and hoisting equipment. No derricks, cranes and hoisting equipment shall be operated without a certificate of operation and a certificate of on-site inspection.
  1. Whenever the erection equipment is supported by the structure, the Contractor shall be responsible for the retention of a licensed professional structural engineer to review the adequacy of the supporting members in relation to the loads imposed thereon. Where the imposed load exceeds the design load, the Contractor shall be responsible for any additional supports, bracing, connections, and similar measures required to support the imposed load of the equipment while in use.

October 22, 2001  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

Structural Steel  
05100-14

2. If standard manufactured elements are used for hoisting, such equipment shall have posted thereon, charts indicating the maximum loading under varying conditions of use. If specifically designed, the Contractor shall be responsible for the retention of a licensed professional structural engineer to review the adequacy of the equipment for the loads to be imposed on it.
3. In addition to the above, all hoisting equipment shall be installed, operated and maintained in accordance with all applicable regulations of local city and state authorities having jurisdiction.
4. Street storage and sidewalk crossing permits shall be furnished by the Construction Manager.

### 3.3 ERECTION

- A. Anchor bolts and other required anchorage items shall be verified for proper size and accurate location prior to erection of steel work.
- B. Errors in shop fabrication or deformation resulting from handling and transportation that prevent the proper assembly and structural fitting of parts shall be reported immediately to the Engineer of Record, and approval of the method of correction shall be obtained. Approved corrections shall be made at no additional cost to the Owner.
- C. Field connections shall be made as herein before specified.
- D. Column billets and other bearing plates shall be supported and aligned on steel wedges or shims. After the supported members have been plumbed and properly positioned and the anchor nuts tightened the entire bearing area under the plate shall be packed solidly with grout, under another Contract. Wedges and shims shall be cut off flush with the edges of plates and shall be left in place.
- E. Splices: Fastenings of splices of compression members shall be done after the abutting surfaces have been brought completely into contact. Bearing surfaces that will be in permanent contact, shall be cleaned before the members are assembled.
- F. As erection of the steel progresses, the work shall be fastened securely to take care of all dead load, wind and erection stresses. Particular care shall be exercised to insure straightness and tautness of bracing immediately upon raising a steel column. Splices will be permitted only where indicated on the Contract Drawings or the reviewed shop drawings. Poor matching of holes shall be corrected by drilling to the next larger size, and the use of larger size bolts. Welding or re-drilling will not be permitted without approval of the Engineer of Record. Hammering which will injure or distort the members will not be permitted. Driftpins may be used only to bring together the several parts, and shall not be used in such manner as to distort or damage the metal. All structural steel shall have suitable temporary braces and stays to hold it in position until permanently secured.
- G. A re-survey of column elevations at every second splice or fourth floor, shall be made at each

October 22, 2001  
025-05894-000 OCME Facility at Queens Hospital

Structural Steel  
05100-15

# APÉNDICE H

## REPORTE DEL DISEÑO DE UNA UNION TIPICA CON UN ANGULO EMPERNADO EN SUS DOS LADOS (UNION VIGA B105 A VIGA B392)

Output Request Summary -- 4 Pages -- v6.240 (3) robertU2596

JOB: NJ\_Tech\_      FABR: WEIR\_WELDING      26 Oct 2002  
13:12:51

CONNECTION DESIGN      SDS/2 v 6.240      AISC 9th EDITION ASD


BEAM B105 (W21x44) LEFT END  
Member number [233]  
Depth = 1-8 11/16    Tw = 3/8    Bf = 6 1/2    Tf = 7/16  
T dist = 1-6 5/16    k dist = 1 3/16  
Material grade: A992    Fu = 65.0 Ksi    Fy = 50.0 Ksi  
End elevation: 126-7 7/8  
Supporting mbr elevation: 126-7 7/8  
Span length: 40-0    Slope: 0.00 degrees  
Beam: Ix/L = 1.76    D/L = 0.043 < Fy/1000 = 0.050 (AISC C-L3)  
Left end rotation = 0.00    Right end rotation = 0.00  
Supporting bm rot. = 0.00 deg. looking toward left end  
Material length = 39-10 1/2  
Plan rotation: 90.00 degrees  
Frames to Beam (W24x76) B393  
Supporting member material grade: A992  
Thickness = 0.440  
A member frames to opposite side of supporting member.  
Non-composite design  
Reaction has been input  
Design loads: Shear = 33.0 Kips    Moment = 0.  
Design reaction is 73.5 % of the allow. uniform steel bm. load

STANDARD CLIP ANGLE, BOLTED TO SUPPORTING MEMBER  
ONE-SIDE (ECCENTRIC) CONNECTION  
Connection material--  
Angle: A36    Fu = 58.0    Fy = 36.0  
Weld metal specification: E70xx    Fexx = 70.0  
Near side angle: L4x3x3/8 x 1-2 1/2    OSL = 3  
Bolt type: A325N    Bolt dia: 3/4  
(Tension control field bolts)  
(Tension control shop bolts)  
Bolt rows: 5    Bolt spacing: 3  
Bolt columns web: 1    OSL ns: 1    OSL fs: 0  
Hole type in conn. to supported member: Std. round  
Hole type in conn. to supporting member: Std. round  
Clip angle web leg Le = 1 1/4    Clip angle OSL Le = 1 1/4  
Top flange cope:    Depth = 1 1/2    Length = 4 1/4  
Cope length dimension is from the end of the bm web.  
At coped section, Sn = 30.59    ho = 19.16    AISC Table B-1  
Lh = 2 1/4    Lv = 1 1/2

Page #

Pattern    Highlight

OK    Save    Print    Help





(BEAM B105 LEFT END CONTINUED)

Allow. web bolt shear load:  
Web leg: ss = 9.3 Kips, ds = 18.6 Kips  
OSL: ss = 9.3 Kips, ds = 18.6 Kips  
Bolt to supported Fv = 21.0 Ksi  
Bolt to supporting Fv = 21.0 Ksi  
(Allow bolt loads will be adjusted in accordance with J3.5, .6)

LIMIT STATE	CALCULATION NUMBER	ALLOW. LOAD	AISC REF
Beam net web shear	( 4)	103.0 Kips	J4
Block shear, Rbs	( 6)	87.8 Kips	Table 1-G
Coped web stress & buckling	( 41)	192.0 Kips	F4 & B5
Bolt brg. on web	(110)	102.4 Kips	J3.7-.9
Conn. block shear	(253)	69.7 Kips	Table 1-G
Conn. gross shear	( 15)	78.3 Kips	F4
Conn. net shear	( 16)	68.1 Kips	J4
Conn. bending	( 18)	92.7 Kips	Pg 4-88 B5
Supported mbr. bolt shear	( 1)	46.4 Kips	Table 1-D
Conn. brg.: supported mbr.	(110)	97.9 Kips	J3.7-.9
Supporting mbr. bolt shear	( 3)	40.3 Kips	Table 1-D
Conn. brg.: supporting mbr.	( 20)	85.1 Kips	J3.7-.9
Brg. on supporting mbr.	( 20)	55.9 Kips	J3.7-.9

One-side (eccentric) connections with gages exceeding the normal gages (AISC Vol II) require engineering evaluation.

Connection capacity:                      Load ratio (Design/Allow.)  
Shear =                      40.3 Kips                      0.82

CONNECTION DESIGN PASSES

(BEAM B105 RIGHT END CONTINUED)

## Allow. web bolt shear load:

Web leg: ss = 9.3 Kips, ds = 18.6 Kips

OSL: ss = 9.3 Kips, ds = 18.6 Kips

Bolt to supported Fv = 21.0 Ksi

Bolt to supporting Fv = 21.0 Ksi

(Allow bolt loads will be adjusted in accordance with J3.5, .6)

LIMIT STATE	CALCULATION NUMBER	ALLOW. LOAD	AISC REF
Beam net web shear	( 4)	103.0 Kips	J4
Block shear, Rbs	( 6)	87.8 Kips	Table 1-G
Coped web stress & buckling	( 41)	192.0 Kips	F4 & B5
Bolt brg. on web	(110)	102.4 Kips	J3.7-.9
Conn. block shear	(253)	69.7 Kips	Table 1-G
Conn. gross shear	( 15)	78.3 Kips	F4
Conn. net shear	( 16)	68.1 Kips	J4
Conn. bending	( 18)	92.7 Kips	Pg 4-88 B5
Supported mbr. bolt shear	( 1)	46.4 Kips	Table 1-D
Conn. brg.: supported mbr.	(110)	97.9 Kips	J3.7-.9
Supporting mbr. bolt shear	( 3)	40.3 Kips	Table 1-D
Conn. brg.: supporting mbr.	( 20)	85.1 Kips	J3.7-.9
Brg. on supporting mbr.	( 20)	55.9 Kips	J3.7-.9

One-side (eccentric) connections with gages exceeding the normal gages (AISC Vol II) require engineering evaluation.

Connection capacity:                      Load ratio (Design/Allow.)  
 Shear =        40.3 Kips    0.82

CONNECTION DESIGN PASSES

Pattern  Highlight 

OK

Save

Print

Help

# APÉNDICE I

## REPORTE DEL MATERIAL (ACERO ESTRUCTURAL) Y SUBMATERIAL

Output Request Summary -- 57 Pages -- v6.240 (2) robert/164							
26 Oct 2002 13:57:20		Fabricator: WEIR WELDING		Job: NJ_Tech_		Page #	
Updated Advance Bill of Material			ABM File: ABM030502		Page 1		
-----							
Sequence .....	1						
Steel Grade .....	A992						
Member Type .....	BEAMS						
Member Category .....	<unspecified>						
Ln	Qty	Material	Length	End Prep	Camber	Unit Weight	Total Weight
111		W30x90	29-10 3/4	None	0	2691	2691
211		W30x90	29-10	None	0	2685	2685
31							
413		W27x84	29-10 3/4	None	0	2511	7533
511		W27x84	29-10 3/4	None	0	2511	2511
611		W27x84	21- 4 3/4	None	0	1797	1797
710		W27x84	20-11	None	0	1776	0
81							
911		W21x44	29-10 1/2	None	0	1315	1315
1011		W21x44	29- 7 1/4	None	0	1303	1303
111							
1210		W18x50	29- 4	None	0	1467	0
131							
1410		W18x40	29- 4	None	0	1173	0
1510		W18x40	29- 4	None	0	1173	0
1610		W18x40	29- 4	None	0	1173	0
1710		W18x40	19- 5 3/4	None	0	779	0
1810		W18x40	14- 3 1/2	None	0	572	0
191							
201		W14x22	29-10 1/2	None	0	657	657
2111		W14x22	29-10 1/2	None	0	657	657
2210		W14x22	21- 0 5/8	None	0	463	0
2311		W14x22	20-11 3/4	None	0	462	462
2415		W14x22	19- 6 5/8	None	0	430	2150
251							
2610		W10x30	20-11	None	0	636	0
271							
2811		W10x22	14-10 3/4	None	0	328	328
291							
3011		W10x19	23- 8 1/2	None	0	438	438
3111		W10x19	23- 8 1/2	None	0	439	439
32113		W10x19	23- 8 1/4	None	0	438	5694
3311		W10x19	23- 8 1/4	None	0	438	438
3411		W10x19	23- 8 1/4	None	0	438	438
3511		W10x19	23- 8 1/4	None	0	438	438
3611		W10x19	23- 2 1/2	None	0	441	441
3710		W10x19	23- 2 1/2	None	0	431	0
3810		W10x19	23- 2 1/2	None	0	431	0
3915		W10x19	21- 0 5/8	None	0	400	2000
4010		W10x19	19- 2 1/2	None	0	365	0
4110		W10x19	3- 5	None	0	47	0
4210		W10x19	2- 6 5/8	None	0	48	0
431							
4410		W8x15	8-11 3/4	None	0	135	0
4511		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	73
4610		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	0
4710		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	0
48110		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	730
4911		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	73
5011		W8x15	4-10 3/4	None	0	73	73

Pattern  Highlight

OK Save Print Help

# APÉNDICE I (Cont.)

## REPORTE DEL MATERIAL (ACERO ESTRUCTURAL) Y SUBMATERIAL

Output-Request Summary -- 57 Pages -- v6.240 (2) robert/164

26 Oct 2002 13:57:20 Fabricator: WEIR\_WELDING Job: NJ\_Tech\_ Page #


Updated Advance Bill of Material ABM File: ABM030502 Page 57

-----

Sequence ..... 5  
 Steel Grade ..... A36  
 Member Type ..... MISCELLANEOUS  
 Member Category ..... <unspecified>

Ln	Qty	Material	Length	End Prep	Camber	Unit Weight	Total Weight
1	1	PL1/2x13	2- 6	None	0	47	47
2							
3	4	PL1/2x7	10 1/2	None	0	10	40
4							
5	1	PL1/2x4	1- 4 3/4	None	0	9	9
6							
7	1	PL1/2x2 1/2	1- 4 3/4	None	0	6	6
8							
9	4	BPL3/8x11 3/4	1- 6	None	0	22	88
10							
11	4	BPL3/8x10 5/8	1- 6	None	0	20	80
12							
13	12	PL3/8x6	1- 6	None	0	11	132
14							
15	1	PL3/8x4 1/2	1- 4 3/4	None	0	8	8
16							
17	2	PL3/8x4	1- 4 3/4	None	0	7	14
18	1	PL3/8x4	11 5/16	None	0	5	5
19							
20	4	PL1/4x7	1- 0 1/2	None	0	6	24

Sub Totals; Material Count: 35 Weight: 453 Surface Area: 63  
 Final Totals; Material Count: 1333 Weight: 688592 Surface Area: 76940



**ESPOL**  
1958  
ESCUELA SUPERIOR  
POLITECNICA DEL LITORAL  
**CIB - ESPOL**

Pattern  Highlight  57

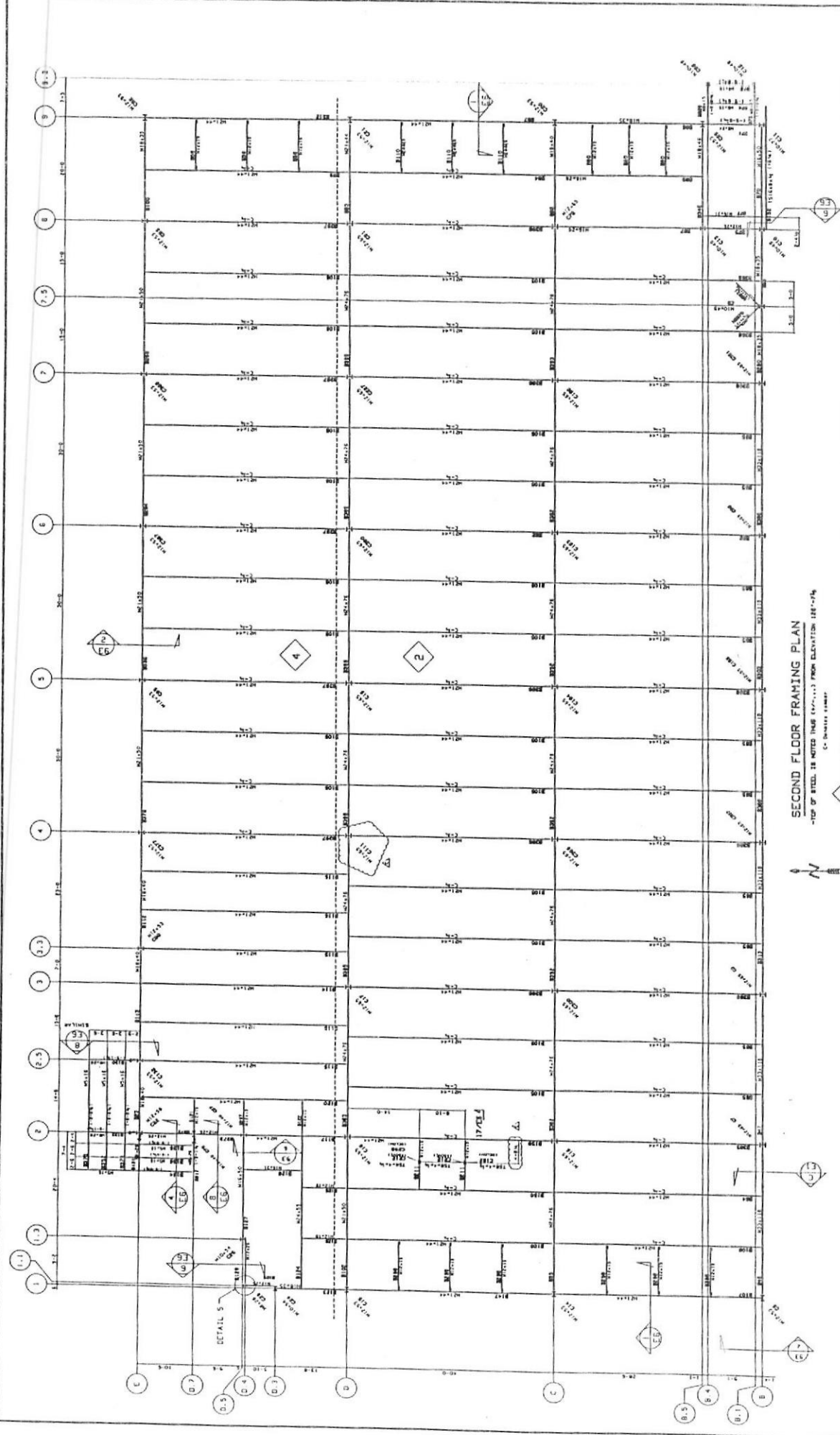
OK Save Print Help

## **APÉNDICE J**

- E1. PLANO DE LA CUBIERTA INFERIOR**
- E2. PLANO DEL SEGUNDO PISO**
- E3. PLANO DE LA CUBIERTA SUPERIOR**
- E4. PLANO DE ELEVACIONES**
- E5. PLANO DE ELEVACIONES**
- E6. PLANO DE SECCIONES**







**SECOND FLOOR FRAMING PLAN**  
 \*TOP OF STEEL IS NOTED THROUGHOUT FROM ELEVATION 100'-0 1/4"  
 C = CONCRETE COLUMN

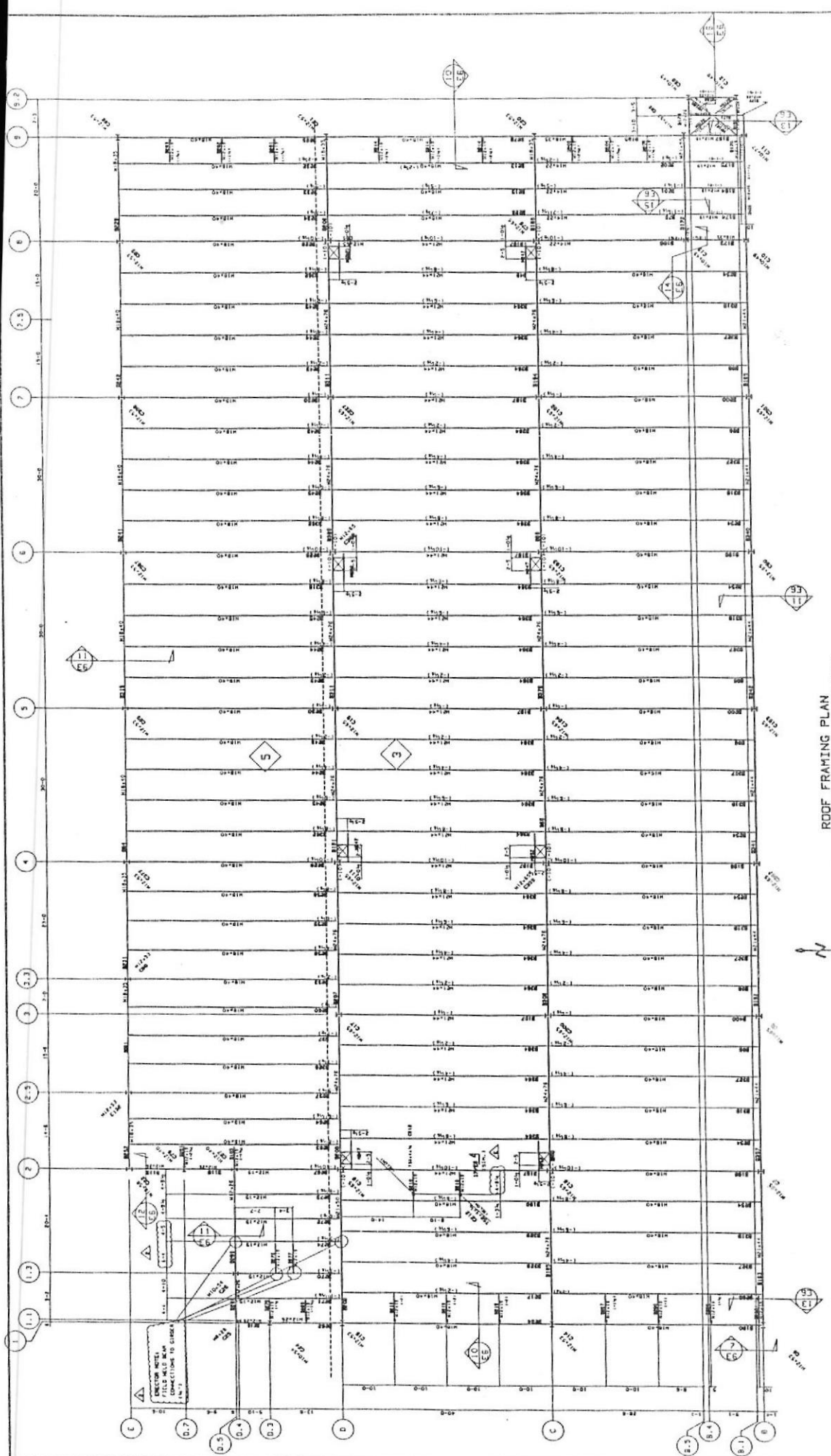
ERECTOR'S MARK  
 X • ERECTION SEQUENCE

THE TECHNOLOGY CENTRE OF NEW JERSEY  
 TECH 4  
 SECOND FLOOR FRAMING PLAN

NO.	DESCRIPTION	DATE	BY	CHECKED
1	DESIGNED	08/11/83	J.M.	
2	REVISED	08/11/83	J.M.	
3	REVISED	08/11/83	J.M.	
4	REVISED	08/11/83	J.M.	
5	REVISED	08/11/83	J.M.	
6	REVISED	08/11/83	J.M.	
7	REVISED	08/11/83	J.M.	
8	REVISED	08/11/83	J.M.	
9	REVISED	08/11/83	J.M.	

WEIR WELDING COMPANY  
 1000 W. 10TH ST.  
 PITTSBURGH, PA 15222

CONSTRUCTION OF STRUCTURE SHALL BE IN ACCORDANCE WITH THE AISC STEEL ERECTORS' MANUAL, 10TH EDITION, 1989. ALL DIMENSIONS SHALL BE AS SHOWN UNLESS OTHERWISE NOTED.



ROOF FRAMING PLAN

STEP OF STEEL IS NOTED THROUGHOUT FROM ELEVATION 143'-8 1/2"

C. G. GENTILE ARCHT.

THE TECHNOLOGY CENTRE OF NEW JERSEY  
TECH 4  
ROOF FRAMING PLAN

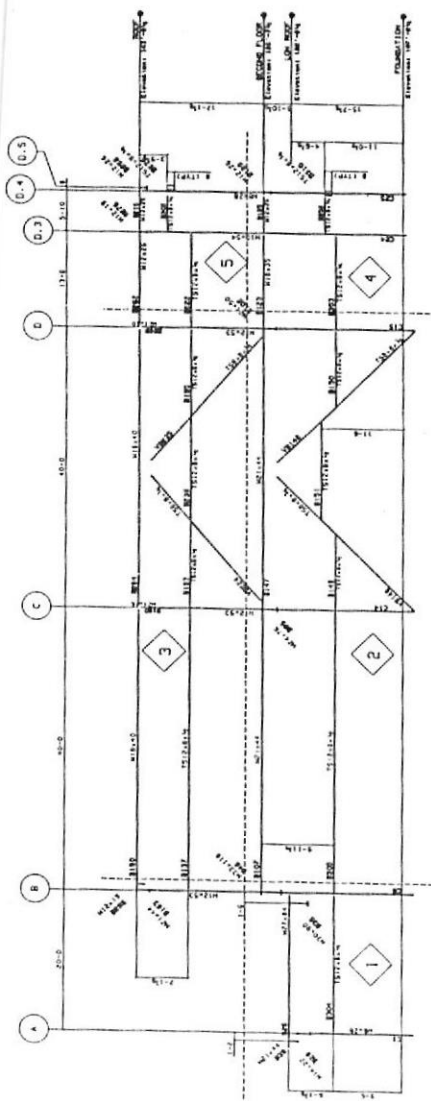
NO.	DATE	BY	DESCRIPTION
1	10-23-82	SM	ROOF WELD-FRAME REVISED - COM 2
2	10-23-82	SM	FIELD JOIST SILL
3	10-23-82	SM	FIELD JOIST SILL
4	10-23-82	SM	FIELD JOIST SILL
5	10-23-82	SM	REFERENCE
6	10-23-82	SM	REFERENCE
7	10-23-82	SM	REFERENCE
8	10-23-82	SM	APPROVAL
9	10-23-82	SM	APPROVAL
10	10-23-82	SM	APPROVAL
11	10-23-82	SM	APPROVAL

HCIR WELDING COMPANY  
1111 10TH AVENUE  
MILLSBORO, PA 19367

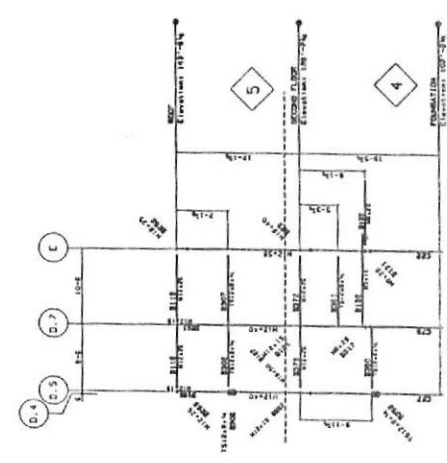
INVESTIGATION OF DIMENSIONS, DETAILS, AND  
C.L.L. AND RECORDED WHERE INDICATED. IF  
CONNECTIONS ARE NOT SHOWN TO BE CORRECT,  
IT SHALL BE ASSUMED TO BE CORRECT AS SHOWN.

\* REVISED SEQUENCE

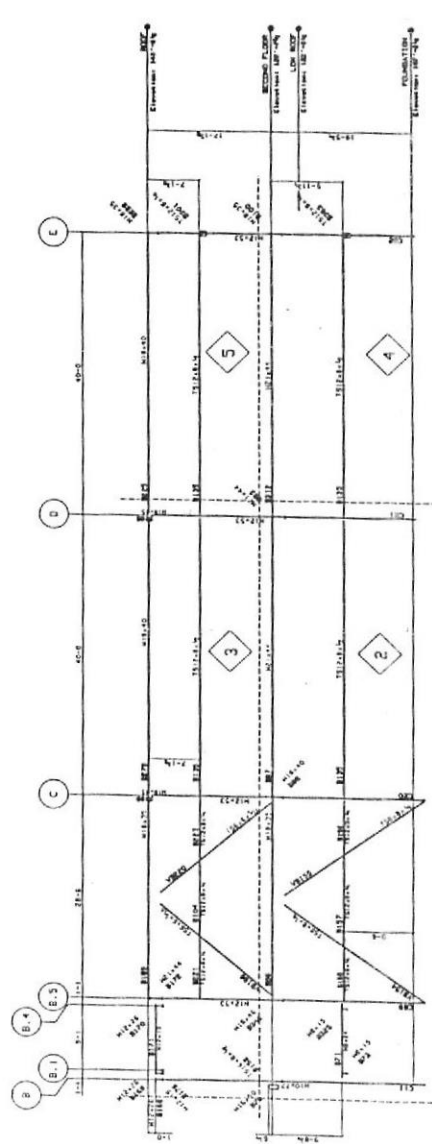
X



ELEVATION ALONG GRID LINE "1"



ELEVATION - GRID LINE "2"



ELEVATION - GRID LINE "9"

X \* DENOTES SEQUENCE

THE TECHNOLOGY CENTRE OF NEW JERSEY  
TECH 4  
ELEVATIONS

NO.	DATE	BY	CHKD.	APP.
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				

VERIFICATION OF DIMENSIONS, DETAILS AND MATERIALS TO BE USED SHALL BE THE RESPONSIBILITY OF THE ARCHITECT. EACH VERIFICATION IS NOT A GUARANTEE. IT SHALL BE ASSUMED TO BE CORRECT AS SHOWN.

MEIR HOLDING COMPANY  
100 EAST AVENUE  
TECHNOLOGY CENTER  
NEW JERSEY 07102-8745

DATE: 11/14/94  
BY: [Signature]  
CHKD: [Signature]  
APP: [Signature]

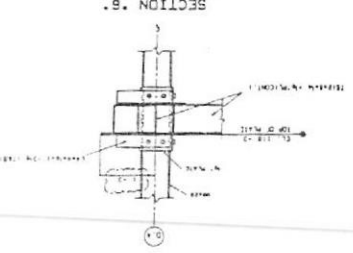
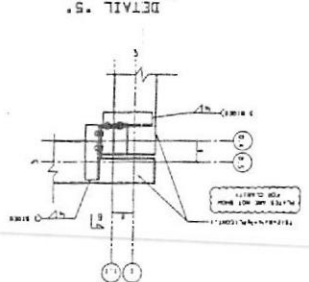
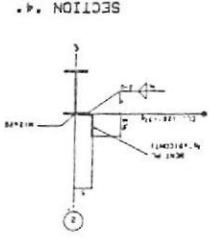
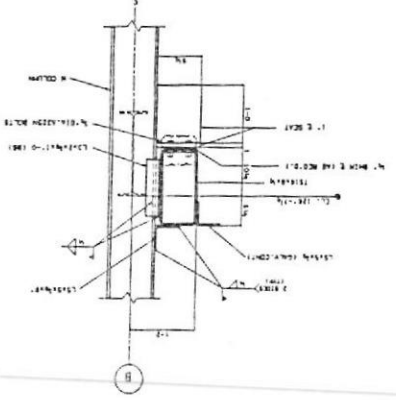
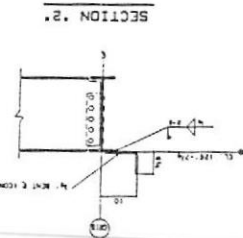
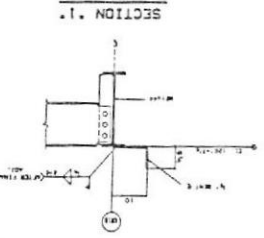
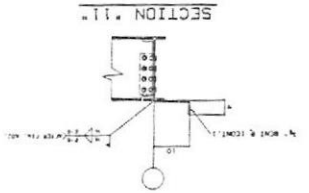
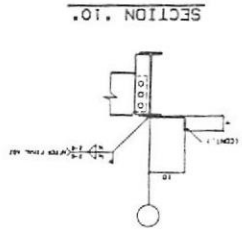
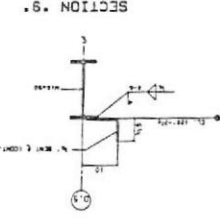
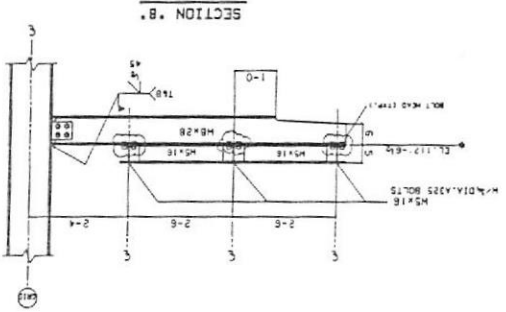
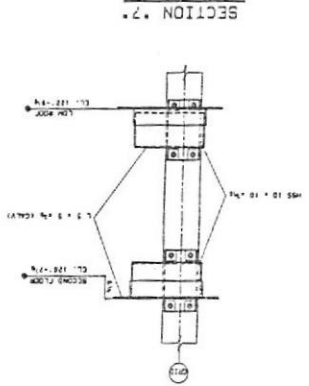
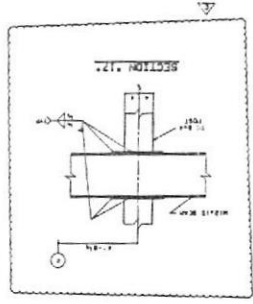
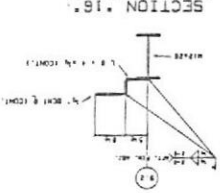
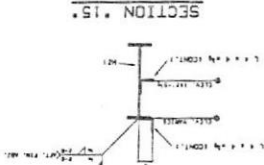
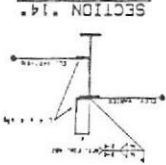
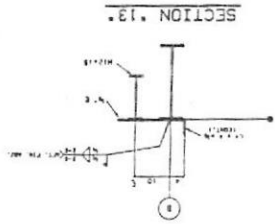
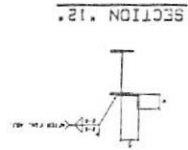


NO.	DATE	DESCRIPTION
1	11-23-50	FIELD
2	11-23-50	FIELD
3	11-23-50	FIELD
4	11-23-50	FIELD
5	11-23-50	FIELD
6	11-23-50	FIELD
7	11-23-50	FIELD
8	11-23-50	FIELD
9	11-23-50	FIELD
10	11-23-50	FIELD
11	11-23-50	FIELD
12	11-23-50	FIELD
13	11-23-50	FIELD
14	11-23-50	FIELD
15	11-23-50	FIELD
16	11-23-50	FIELD
17	11-23-50	FIELD
18	11-23-50	FIELD
19	11-23-50	FIELD
20	11-23-50	FIELD

THIS WILL BE PLACED TO BE CORRECT AS SHOWN  
EACH MODIFICATION IS TO BE MADE IN PENCIL  
E.T.C. AND MODIFIED MADE INDICATED. IF  
REVISIONS OF DIMENSIONS, SECTIONS, AND  
DETAILS ARE REQUIRED, THE ENGINEER SHALL  
INDICATE THEREON BY A CIRCLED NUMBER  
AND DATE.

MEIR WELDING COMPANY  
1245 EIGHTH AVENUE  
NEW YORK 17, N.Y.

SECTION  
TECH 4  
SECTIONS  
THE TECHNOLOGY CENTRE OF NEW JERSEY



## **APÉNDICE K**

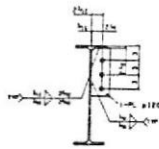
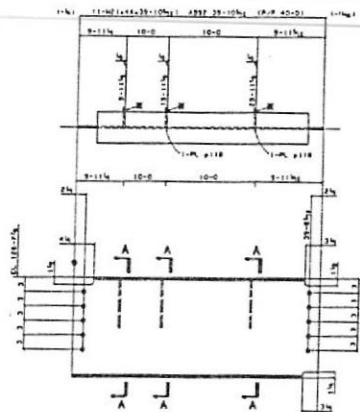
**C105. DETALLE Y LAYOUT DE COLUMNAS**

**C107. DETALLE Y LAYOUT DE COLUMNAS**

**B221. DETALLE Y LAYOUT DE VIGAS**





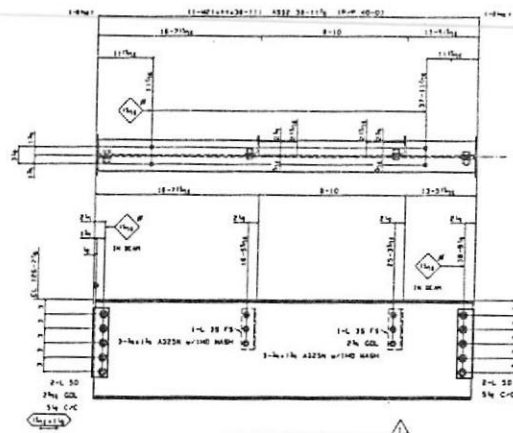


Section A-A  
B105

ONE BEAM B105

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP

NO PAINT

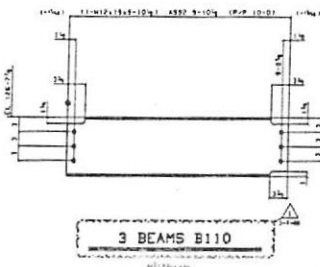


ONE BEAM B159

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP

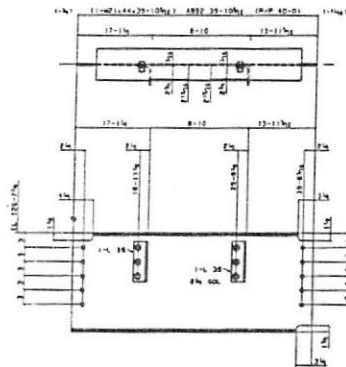
NO PAINT

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP  
SHOP BOLTS (unless noted):  
1/2-1/4 IN A325M W/HD WASH



3 BEAMS B110

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP



ONE BEAM B160

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP

NO PAINT

SHOP NOTE:  
CAMBER 1/4 UP  
SHOP BOLTS:  
1/2-1/4 IN A325M W/HD WASH



BILL OF MATERIAL

QTY	UNIT	ITEM	DESCRIPTION	LENGTH	REMARKS	WEIR	WEIR	WEIR
1	1	B105	BEAM	28' 0 1/2"	A325	1150	1150	1150
2	2	B105	BEAM	8' 10"	A325	1150	1150	1150
10	10	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 10"	HD WASH			
2	2	B110	BEAM	1' 10"	A325	1150	1150	1150
1	1	B110	BEAM	1' 10"	A325	1150	1150	1150
10	10	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 10"	HD WASH			
20	20	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 2"	HD WASH			

QTY	UNIT	ITEM	DESCRIPTION	LENGTH	REMARKS	WEIR	WEIR	WEIR
1	1	B159	BEAM	28' 11"	A325	1150	1150	1150
2	2	B159	BEAM	8' 2 1/2"	A325	1150	1150	1150
10	10	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 2 1/2"	HD WASH			
10	10	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 1 1/2"	HD WASH			
20	20	BOLTS	1/2" DIA A325M	8' 2"	HD WASH			

FABRICATION NOTES:	
1	HOLDS (L) 1/4" x 1/4"
2	HOLDS (L) 1/4" x 1/4"
3	WELD (L) 1/4"
4	WELD (L) 1/4"
5	MATERIAL (L) 1/4"
6	PAINT: RED PRIMER (L) 1/4"
7	PAINT: RED PRIMER (L) 1/4"
8	PAINT: RED PRIMER (L) 1/4"
9	PAINT: RED PRIMER (L) 1/4"
10	PAINT: RED PRIMER (L) 1/4"

REV	DATE	BY	DESCRIPTION
1	4-26-02	RM	FABRICATION
2	4-26-02	RM	APPROVAL

THE TECHNOLOGY CENTRE OF NEW JERSEY  
TECH 4  
BEAM DETAILS

WEIR WELDING COMPANY  
1745 EASTON AVENUE, METHUEN, PA 18848  
TEL: (717) 374-8144 FAX: (717) 374-8144

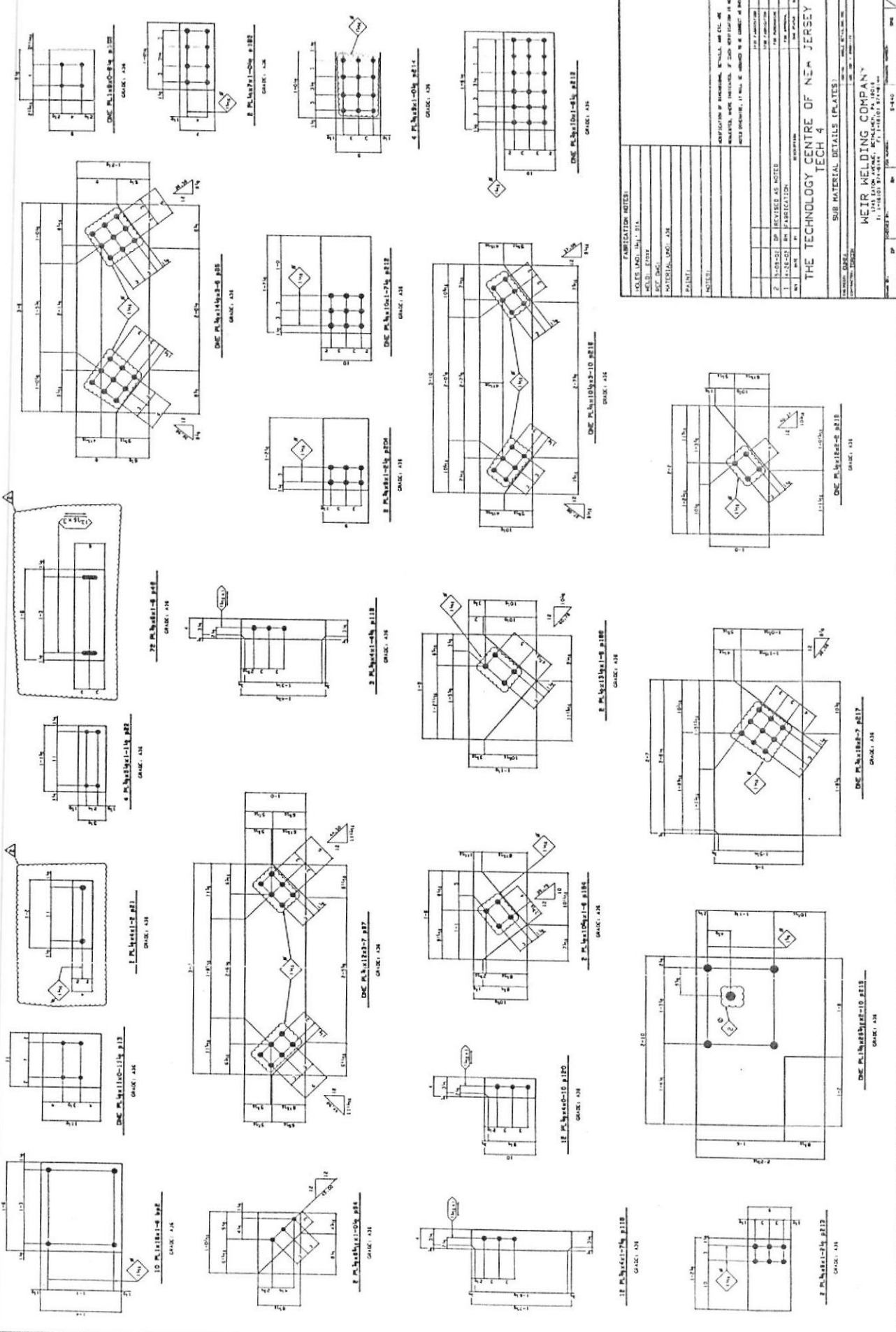
## **APÉNDICE L**

**SM2. LAYOUT DEL SUBMATERIAL**

**SM8. LAYOUT DEL SUBMATERIAL**

**SM9. LAYOUT DEL SUBMATERIAL**





FABRICATION NOTES	
1	SEE DDC PLATE NO. 1
2	SEE DDC PLATE NO. 2
3	SEE DDC PLATE NO. 3
4	SEE DDC PLATE NO. 4
5	SEE DDC PLATE NO. 5
6	SEE DDC PLATE NO. 6
7	SEE DDC PLATE NO. 7
8	SEE DDC PLATE NO. 8
9	SEE DDC PLATE NO. 9
10	SEE DDC PLATE NO. 10
11	SEE DDC PLATE NO. 11
12	SEE DDC PLATE NO. 12

SUB MATERIAL DETAILS (PLATES)	
DDC PLATE NO.	10
DDC PLATE NO.	11
DDC PLATE NO.	12
DDC PLATE NO.	13
DDC PLATE NO.	14
DDC PLATE NO.	15
DDC PLATE NO.	16
DDC PLATE NO.	17
DDC PLATE NO.	18
DDC PLATE NO.	19
DDC PLATE NO.	20

SUB MATERIAL DETAILS (PLATES)	
DDC PLATE NO.	21
DDC PLATE NO.	22
DDC PLATE NO.	23
DDC PLATE NO.	24
DDC PLATE NO.	25
DDC PLATE NO.	26
DDC PLATE NO.	27
DDC PLATE NO.	28
DDC PLATE NO.	29
DDC PLATE NO.	30

SUB MATERIAL DETAILS (PLATES)	
DDC PLATE NO.	31
DDC PLATE NO.	32
DDC PLATE NO.	33
DDC PLATE NO.	34
DDC PLATE NO.	35
DDC PLATE NO.	36
DDC PLATE NO.	37
DDC PLATE NO.	38
DDC PLATE NO.	39
DDC PLATE NO.	40

SUB MATERIAL DETAILS (PLATES)	
DDC PLATE NO.	41
DDC PLATE NO.	42
DDC PLATE NO.	43
DDC PLATE NO.	44
DDC PLATE NO.	45
DDC PLATE NO.	46
DDC PLATE NO.	47
DDC PLATE NO.	48
DDC PLATE NO.	49
DDC PLATE NO.	50

