



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**PROCEDIMIENTO PARA LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO
ESTRUCTURAL CON MATERIAL ACERO**

**TESIS
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA
ALEJANDRO RUIZ AVILÉS**

ASESOR: ING. IVÁN SANTACRUZ CHAVANDO

AGOSTO 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre, por su amor y fortaleza.

A mis hermanos, por su apoyo incondicional.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la FES Acatlán, por permitirme tener esta formación.

A mis hermanos y a la gente que no pudo estudiar una carrera.

Al ingeniero Iván Santacruz, por su confianza.

A mis sinodales, porque su apoyo fue definitivo para que yo pudiera terminar la carrera.

“Procedimiento para la elaboración del proyecto estructural con material acero”

Contenido

Introducción	1
Capítulo 1 Proyecto integral y estructural	3
1.1 Participantes y etapas del proyecto integral	4
1.1.1 Participantes	4
1.1.2 Etapas de proyecto de una edificación	5
1.2 Proyecto estructural y ejecutivo	18
1.2.1 Sistemas estructurales	18
1.2.2 Proyecto ejecutivo	22
Capítulo 2 Desarrollo de proyecto de una estructura metálica	26
2.1 Acero y estructuras	27
2.1.1 Aceros estructurales	27
2.1.2 Edificios con estructura metálica	30
2.2 Procedimiento de diseño	34
2.2.1 Estructuración	34
2.2.2 Análisis de cargas	53
2.2.3 Análisis estructural	56
2.2.4 Dimensionamiento	58
Capítulo 3 Información generada en el proyecto estructural	79
3.1 Memoria de cálculo	80
3.2 Planos	84
3.2.1 Planos de Diseño	84
3.2.2 Planos de fabricación, montaje y anclas	86
3.3 Especificaciones de construcción	91
3.3.1 Especificaciones de materiales	91
3.3.2 Especificaciones de ejecución	92
Capítulo 4 Supervisión de la estructura metálica	97
4.1 Supervisión de ejecución	98
4.1.1 Materiales	98
4.1.2 Fabricación	99
4.1.3 Montaje	100
4.2 Supervisión de conexiones	102
4.2.1 Conexiones atornilladas	103

4.2.2 Conexiones soldadas	104
Conclusiones	109
Referencias	112
Apéndice	113

INTRODUCCIÓN

El ingeniero civil participa en proyectos de estructuras metálicas como consultor, constructor, o supervisor de dichos proyectos; cuando elabora el proyecto, es decir la consultoría, es común que conozca poco de los antecedentes y objetivos del proyecto integral de la edificación, lo cual puede influir en los criterios de diseño y en los procedimientos del cálculo de la estructura. El desconocimiento de: uso de la edificación, características físico ambientales del sitio, o futuras ampliaciones del proyecto, por ejemplo, se reflejará en una determinación incompleta o poco aproximada de las cargas que actuarán sobre la estructura, con repercusiones en el análisis y diseño estructural, y por lo tanto en su costo.

Por lo anterior es importante que el estructurista tenga conocimiento, aún de manera básica, de los estudios preliminares, anteproyectos y proyectos de otras disciplinas como la arquitectura y las instalaciones, y valore su interacción con ellas en tiempo y forma al participar en el desarrollo del proyecto integral. Por ejemplo, en ocasiones el ingeniero en estructuras debe desarrollar su proyecto en un periodo de tiempo corto por la premura en la ejecución de obra, o por la necesidad de obtener permisos para construcción, y lo realiza con base en proyectos no definitivos de arquitectura e instalaciones, lo que implicará inevitablemente cambios o modificaciones; esto último se puede evitar, en medida considerable, si el estructurista participa en el proyecto integral de la edificación desde las etapas iniciales de su desarrollo.

Objetivo

Consiste en establecer lineamientos o elementos guía que debe considerar el ingeniero en estructuras cuando participa en el proyecto integral de una edificación donde interviene una estructura metálica, con la finalidad de que eso sirva para una mejor aplicación de criterios y procedimientos de diseño estructural, considerando la participación de la arquitectura y las instalaciones y resaltando aspectos prácticos del diseño de las estructuras metálicas. No se aborda el proyecto y cálculo de una estructura metálica en particular, pero se destacan los tipos más comunes de éstas, y con el fin ilustrar procedimientos de cálculo se elaboró un apéndice utilizando la estructura de una edificación ejemplificada en el trabajo.

El trabajo está organizado de la siguiente manera, en el capítulo 1 se expone quienes son y cuál es la función de los participantes en un proyecto integral de una edificación, así como las etapas que lo conforman. Se abunda en la información de las etapas destacando aquellos puntos que son importantes para la labor del estructurista. También se describen varios sistemas estructurales para diferenciar sus cualidades, y valorar la implementación de una estructura metálica considerando aspectos constructivos, económicos, y de integración con el proyecto integral. También se describe la manera en que se coordina la labor de los participantes para formar un proyecto ejecutivo.

En el capítulo 2 se expone el desarrollo del proyecto de las estructuras metálicas. Se describen primeramente las características del acero estructural y las edificaciones comunes resueltas con éste material, después las fases del proyecto estructural, destacando como en ocasiones los estudios preliminares, la arquitectura, y las instalaciones definen o condicionan la propuesta estructural.

La información generada en las distintas fases del proyecto de la estructura metálica es descrita en el capítulo 3. Se detalla el contenido de la memoria de cálculo, los distintos tipos de planos y las especificaciones de construcción de la estructura metálica, y la importancia que tiene una correcta elaboración y presentación de esta información para la adecuada interpretación y ejecución del proyecto.

La supervisión de la construcción de las estructuras metálicas es tratada en el capítulo 4; se abordan las cualidades que debe tener el acero estructural y los procedimientos de fabricación y montaje que deben seguirse para lograr la materialización de la estructura. Se destaca la importancia que debe tener la supervisión de las conexiones de la estructura metálica, debido a que su correcta ejecución, sumada a un buen diseño, garantiza seguridad.

Al final de cada capítulo se enumeran lineamientos o elementos guía que se considera deben ser tomados en cuenta al desarrollar el proyecto de la estructura metálica. Por último, se presentan las conclusiones y un apéndice donde se exponen criterios y procedimientos de cálculo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

CAPÍTULO 1
PROYECTO INTEGRAL
Y ESTRUCTURAL

El objetivo de este capítulo es conjuntar aquellos elementos que forman el entorno en el cuál se desarrolla el proyecto de una estructura metálica; se expone quienes son los participantes del proyecto integral de una edificación y su función; así como las etapas que deben desarrollar aquellos para conformar un proyecto ejecutivo, destacando que la interrelación de los participantes es fundamental para lograr adecuadamente lo anterior. Se describen los sistemas estructurales más comunes que implementa el estructurista en las edificaciones y su viabilidad de selección. Por último se describe el proceso de coordinación del proyecto integral, cuya finalidad es lograr una adecuada interacción y colaboración de todos los participantes.

1.1 Participantes y etapas del proyecto integral

1.1.1 Participantes

Todo proyecto es resultado de una necesidad. En el ámbito de la ingeniería civil estas necesidades pueden ser de tipo habitacional, de servicios, o de infraestructura, las cuales son requeridas por un sector reducido o amplio de la sociedad y por lo tanto es importante establecer quienes son los participantes en un proyecto con la finalidad de determinar alcances y responsabilidades. En el proyecto de una edificación participan:

- a) **Propietario.** Es una entidad pública o privada, persona física o moral, que requiere un conjunto de acciones o procedimientos para satisfacer una o múltiples necesidades y que por sí sola no puede hacerlo, o no tiene la capacidad técnica o administrativa para realizarlo, pero cuenta con los recursos financieros para contratar a quien pueda hacerlo.
- b) **Proyectistas o consultores.** Son los profesionistas de arquitectura e ingeniería, civil, eléctrica, mecánica, o cualquier otra, que desarrollan los proyectos de cada especialidad. Dependiendo de la magnitud del proyecto puede ser uno o varios proyectistas por especialidad.
- c) **Asesor del propietario.** En ocasiones el propietario contrata los servicios de un asesor que lo representará en todos los aspectos del proyecto ante los distintos proyectistas, generalmente el asesor es un despacho, o un consultor de ingeniería o arquitectura, con la capacidad técnica y administrativa para llevar a cabo dicha representación.

En la figura 1 se resume la relación de los participantes descritos.

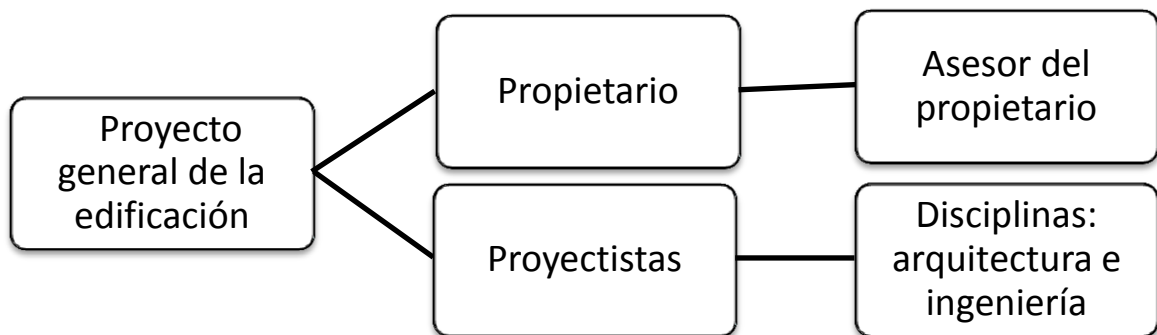


Figura 1. Participantes del proyecto de una edificación

1.1.2 Etapas de proyecto de una edificación

El proyecto se compone de distintas disciplinas desarrolladas por los proyectistas, y éstos deben seguir determinadas etapas. Es importante que el ingeniero en estructuras conozca estas etapas y quienes intervienen en ellas, con la finalidad de considerar los lineamientos de proyecto de las otras disciplinas que influirán en los criterios y procedimientos de diseño de la estructura. Se indicará a continuación cuales son y que consisten las etapas del proyecto, resaltando los aspectos que interesan al estructurista.

a) Etapa de anteproyecto arquitectónico. Es aquella en la cual se elabora el conjunto de dibujos y documentos que proporcionan: idea general del proyecto de la edificación, información de las características del terreno seleccionado, y establece los reglamentos a los cuales debe apegarse su desarrollo. Se compone de: estudios preliminares, planos, y memoria descriptiva; a continuación se describen sustancialmente estos puntos.

Estudios preliminares. Comprenden el análisis e interpretación de información básica para el desarrollo del proyecto arquitectónico, inspección del sitio y definición de lineamientos de proyecto. Entre los más importantes están:

- Programa de necesidades o uso de la edificación
- Características físico ambientales del lugar
- Servicios de Infraestructura
- Levantamiento topográfico y geología del lugar

- Estudio de Mecánica de suelos
- Levantamiento del estado actual del terreno

Planos. Con el programa de necesidades el arquitecto elabora un conjunto de planos, tabla 1, que será la solución preliminar de tales necesidades, mismas que deberán ser satisfechas totalmente en la solución arquitectónica final.

Memoria descriptiva. Es un documento donde se indican datos generales del proyecto, descripción de las partes que lo integran, aspectos funcionales, áreas generales construidas, materiales y sistemas constructivos propuestos, criterio de instalaciones electromecánicas y cuantificación preliminar de superficies.

No.	Plano
1	Planta de Conjunto
2	Plantas Generales
3	Cortes Generales
4	Fachadas Generales
5	Obras Exteriores
6	Perspectivas
7	Instalaciones:
7.1	Hidráulicas-Sanitarias
7.2	Eléctricas
7.3	Aire Acondicionado

Tabla 1. Planos de anteproyecto arquitectónico

A continuación se resaltan aquellos aspectos del anteproyecto que interesan al ingeniero en estructuras, particularmente cuando la solución de la edificación será mediante estructura metálica.

- **Uso de la edificación.** Conociendo el uso que tendrá la edificación se valoran de manera preliminar intensidades de carga; una manera de realizar lo anterior es guiándose por reglamentos o códigos de construcción que indican valores mínimos o máximos a considerar de algunas acciones, como la carga viva por ejemplo.

- **Características físico ambientales del lugar.** Son datos de la humedad, salinidad en zonas costeras, y precipitaciones pluviales del lugar, favorables para el fenómeno de corrosión, el cual afecta severamente a las estructuras metálicas. Por lo anterior se determinará usar un tipo de acero acorde con esas condiciones y especificar recubrimientos protectores como primer epóxicos, que son productos fabricados a base de resinas epóxicas y pigmentos anticorrosivos a los que se les mezcla un producto catalizador que contiene endurecedores poliamínicos; otros productos son los barnices y las pinturas especiales anticorrosivas, además del llamado primer obligado en toda estructura metálica.
- **Geología del lugar.** De ésta se podrá inferir posibles efectos en la estructura por la existencia de fallas geológicas en el lugar o cerca de él; además las características geológicas en combinación con los efectos sísmicos son aspectos importantes en el comportamiento de la estructura.
- **Estudio de mecánica de suelos.** Indicará características físicas y mecánicas del suelo donde se cimentará la edificación. Para bajas capacidades de carga del terreno las estructuras metálicas son más ligeras en comparación con las de concreto; como ejemplo de lo anterior se compara el peso lineal por metro que descargaría en el terreno de cimentación una columna con sección cuadrada de 40 cm de concreto reforzado contra una de acero de las mismas dimensiones y con espesor constante de 1.58 cm ($\frac{5}{8}$):

Peso lineal, w_{lc} , de columna de concreto reforzado:

$$w_{lc} = \gamma_c A_c$$

donde

γ_c es el peso volumétrico fresco del concreto reforzado

$$\gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

A_c es el área de la sección del concreto de la columna

$$w_{lc} = 2400 \frac{kg}{m^3} (0.40 m)(0.40 m)$$

$$w_{lc} = 384 \frac{kg}{m}$$

Peso lineal, w_{ls} , de columna de acero:

$$w_{ls} = \gamma_s A_s$$

donde

γ_s es el peso volumétrico del acero estructural

$$\gamma_s = 7850 \frac{kg}{m^3}$$

A_s es el área de la sección del acero de la columna:

$$A_s = 4a - 4e e$$

$a =$ lado de columna

$e =$ espesor de columna

$$w_{ls} = 7850 \cdot 4 \cdot 0.4 - 4(0.0158) \cdot 0.0158$$

$$w_{ls} = 190.61 \frac{kg}{m^3}$$

Lo que indica un mayor peso de la columna de concreto en una proporción 2:1

$$\left(\frac{384}{190.61} \cong 2.0\right).$$

- **Planos.** Proporcionan la idea general de espacios del proyecto. Destaca la información de plantas generales donde se aprecian claros de la edificación. En cortes y fachadas se observan alturas totales y libres, niveles de piso terminado y de cubiertas. Con base en lo anterior se realiza una estructuración preliminar que implica un predimensionamiento de perfiles de acero, generando un anteproyecto estructural, con el cuál se tiene una idea básica de: comportamiento estructural, valor aproximado del peso de la estructura, y costo monetario. Como ejemplo de un anteproyecto se muestra en la figura 2 la planta baja y primer nivel de un espacio que servirá para procesar un producto en el área industrial; se aprecian espacios definidos para cada actividad, configuración del área, y dimensiones generales preliminares.

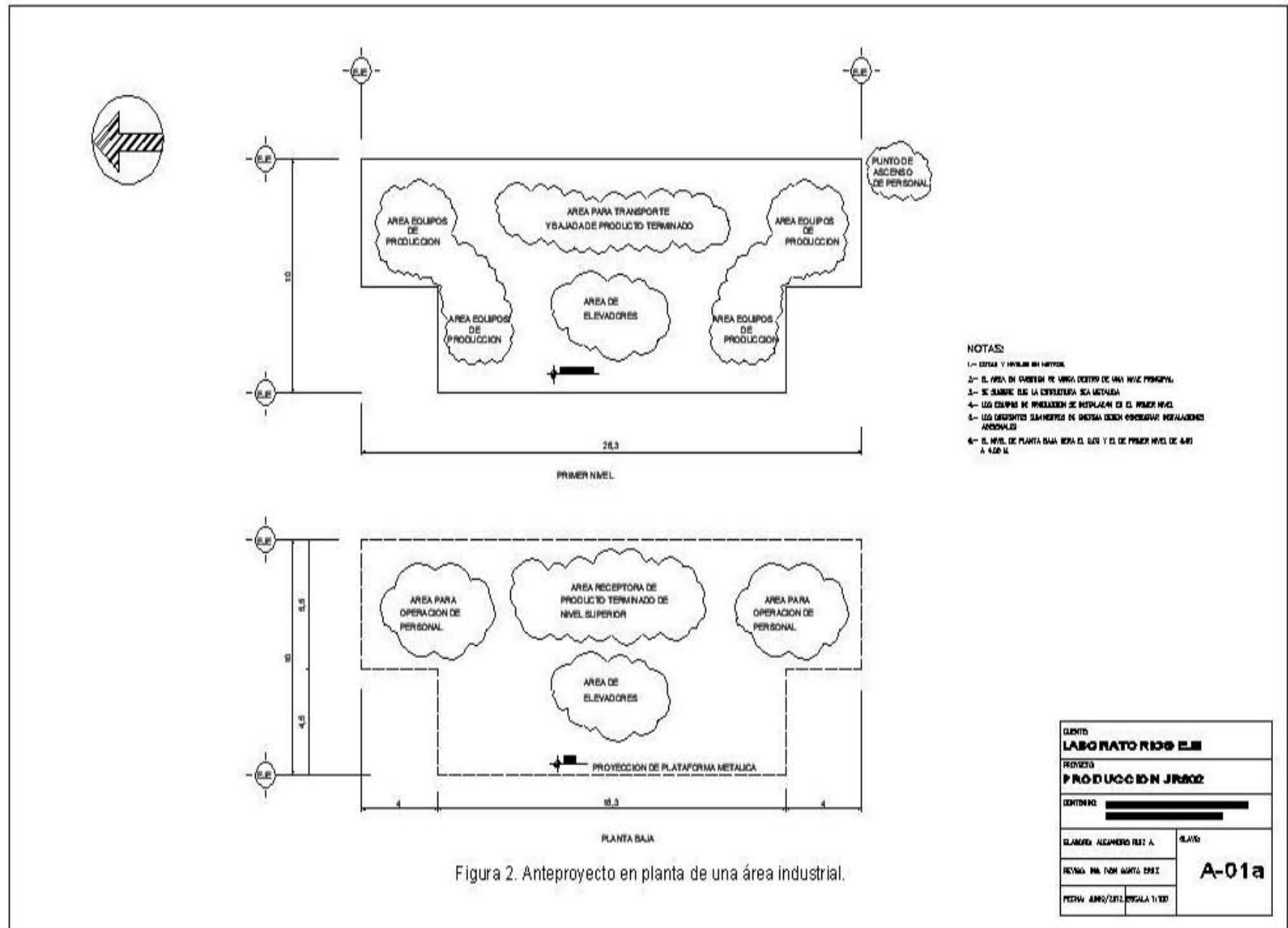


Figura 2. Anteproyecto en planta de una área industrial.

- **Memoria descriptiva.** Con base en la información de ésta, el estructurista puede recomendar: un acero estructural de alta resistencia o normal, procedimientos constructivos, y medidas de protección contra siniestros, como sistemas contra incendio debido a la vulnerabilidad del acero ante el fuego.

Viabilidad del anteproyecto arquitectónico

Los estudios preliminares y el anteproyecto implican la consideración de un estudio costo beneficio para determinar su viabilidad, el cual debe incluir:

1) Costos o inversiones por:

- mejoramiento o implementación de infraestructura, como energía eléctrica, agua, accesos al lugar y demás servicios que se necesiten.
- procedimientos constructivos, materiales y mano de obra, equipo y maquinaria.
- operación y mantenimiento de la futura edificación.
- seguros por riesgo de siniestros.

2) Beneficios debidos a:

- utilidad económica que genera el servicio o proceso que se lleva a cabo en la edificación, esto es por lo general es propio de proyectos del sector privado.
- máxima cobertura social cuando la edificación sirve para prestar o generar servicios relacionados con el sector público.

Cuando se tienen cuantificados costos y beneficios se comparan y se decide avalar, modificar, o desechar el anteproyecto. Concluida la etapa del anteproyecto arquitectónico con la cual se tiene una idea viable del proyecto, se pasa a las etapas de proyecto arquitectónico e ingeniería.

b) Proyecto arquitectónico. Es la etapa en que se desarrolla el anteproyecto arquitectónico especificando a detalle elementos, sistemas constructivos, materiales, equipos y mobiliario. Para la ingeniería, estructuras e instalaciones, el proyecto arquitectónico es la base o punto de partida para su desarrollo, por lo que el estructurista debe asimilar los objetivos del proyecto arquitectónico para que su diseño sea acorde con ellos, a la vez que cumple su función que es proporcionar seguridad y adecuado

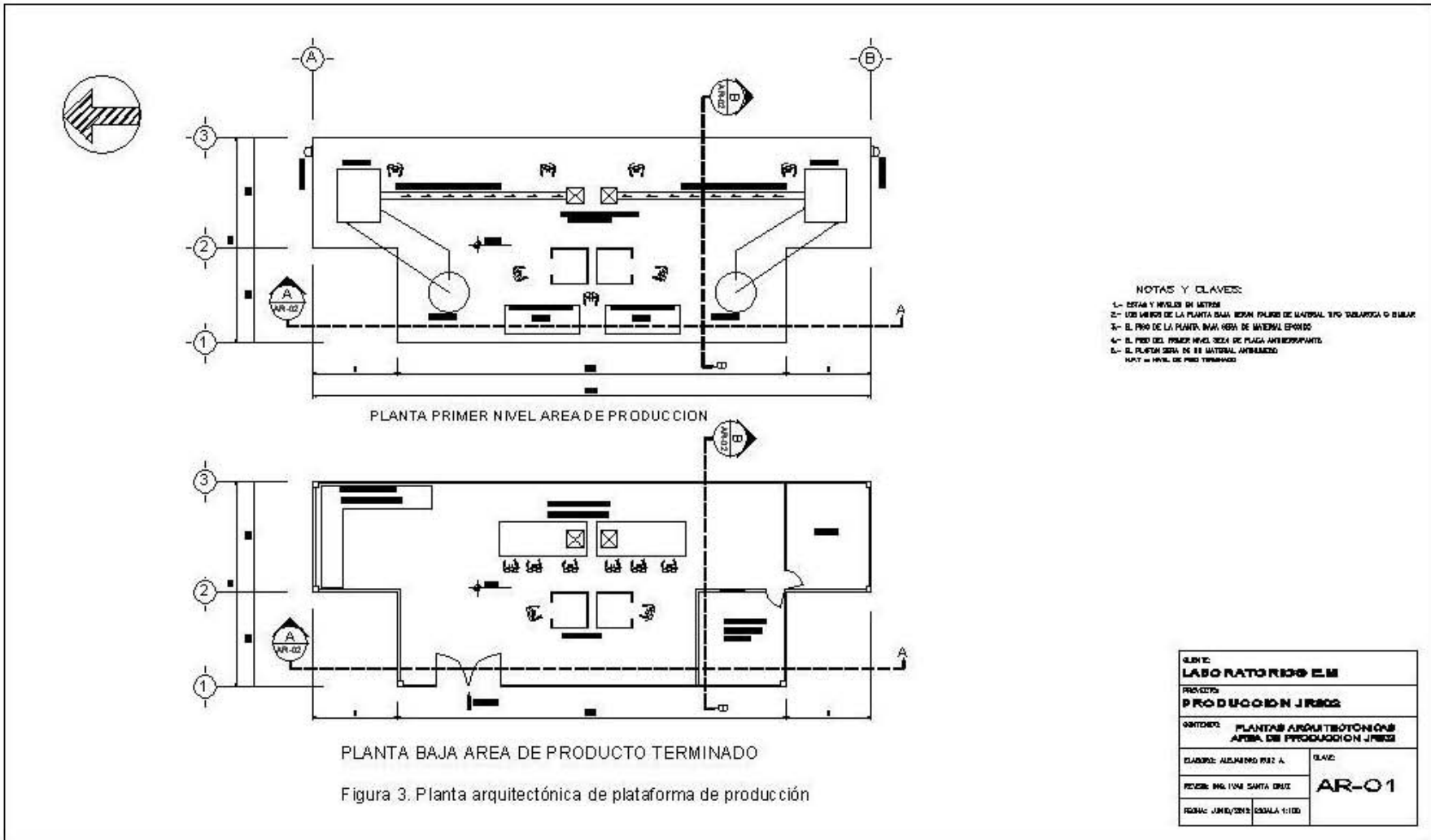
funcionamiento a la edificación debido a las cargas que actuarán sobre ella. En esta etapa se genera una mayor cantidad de planos, los cuales se muestran en la tabla 2.

No.	Plano
1	Planta de Conjunto
2	Plantas Generales
3	Planta de Azoteas
4	Planta de Plafones
5	Fachadas Generales
6	Cortes Generales
7	Cortes por Fachada
8	Detalles
9	Albañilería
10	Acabados
11	Instalaciones:
11.1	Hidráulicas-Sanitarias
11.2	Eléctricas
11.3	Aire Acondicionado
11.4	Sistema Contra Incendio
11.5	Equipos Especiales (área industrial)
11.6	Tuberías (área industrial)

Tabla 2. Planos de proyecto arquitectónico

Al ingeniero en estructuras le interesa la siguiente información de los planos arquitectónicos:

- **Plantas generales y azoteas.** Se aprecian claros, niveles de piso y cubierta, y ejes de la edificación que corresponderán con los principales de la estructura. Se identifican elementos estructurales propuestos por el arquitecto como columnas, trabes, vigas y elementos no estructurales, así como áreas y espacios reservados para instalaciones y equipos. Como ejemplo de proyecto arquitectónico, en la figura 3 se muestran las plantas correspondientes al anteproyecto de la figura 2, donde se muestran dimensiones, y arreglos de espacios y colocación de equipos finales.
- **Planta de plafones.** Se muestran en estos planos espacios para alojar instalaciones y elementos estructurales por arriba del nivel del plafón. Los perfiles de acero pueden adaptarse a esas restricciones disminuyendo el peralte, pero con el inconveniente de aumentar su peso por unidad de longitud.



- NOTAS Y CLAVES:**
- 1- ESTAS Y NIVELES EN METROS
 - 2- LOS MUEBOS DE LA PLANTA BAJA SON PAISOS DE MATERIAL 150 DIBARRADA O SIMILAR
 - 3- EL PISO DE LA PLANTA BAJA SON DE MATERIAL EPONICO
 - 4- EL PISO DEL PRIMER NIVEL SON DE PLACA ANTIESTRASPANTE
 - 5- EL PLANTAS SON DE EL MATERIAL ANTIABRANCO
 - NAVE = NIVEL DE PISO TERMINADO

CLIENTE: LABORATORIO ELM	
PROYECTO: PRODUCCION JIRISOL	
OBJETIVO: PLANTAS ARQUITECTONICAS AREA DE PRODUCCION JIRISOL	
CLASIFICACION: ALUMBRADO PISO A.	CLAVE: AR-01
PROYECTO: ING. LUIS SANTA OLIVERA	
FECHA: JUNIO/2015	ESCALA: 1:100

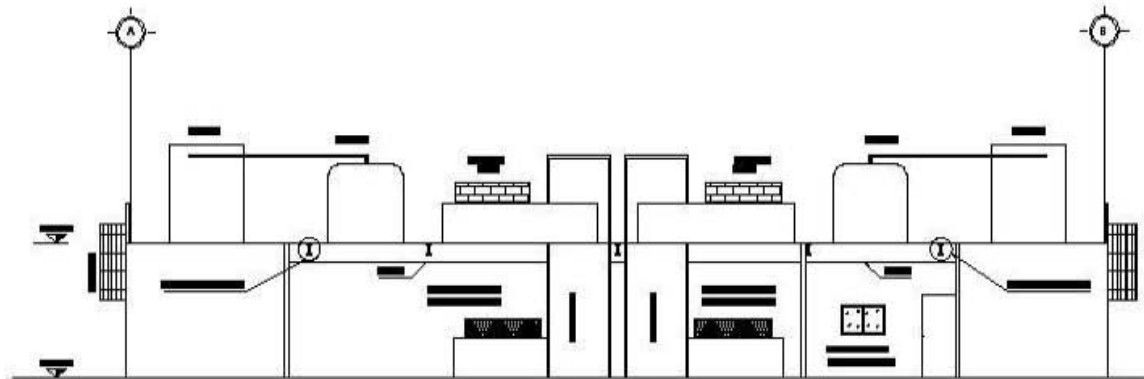
- **Cortes y fachadas.** En estos planos se observará información no expresada plenamente en plantas arquitectónicas como cambios de nivel de piso y cubiertas, alturas totales y libres de los espacios, así como detalles de elementos no estructurales, mobiliario y equipos, éstos últimos muy importantes en el sector industrial. En la figura 4 se muestran los cortes arquitectónicos correspondientes a la a la planta de la figura 3.

La información del proyecto arquitectónico le servirá al estructurista para proponer posiciones, longitudes, peraltes y anchos de perfiles componentes de la estructura metálica, es decir la estructuración. Ésta propuesta puede variar debido a modificaciones o adecuaciones en los proyectos de arquitectura e instalaciones, por lo que el estructurista debe considerar esta situación adaptando su propuesta al concepto arquitectónico y funcionamiento que dan las instalaciones.

c) Etapa de proyecto de ingeniería. La componen las especialidades de ingeniería estructural y de instalaciones de la edificación, y son principalmente:

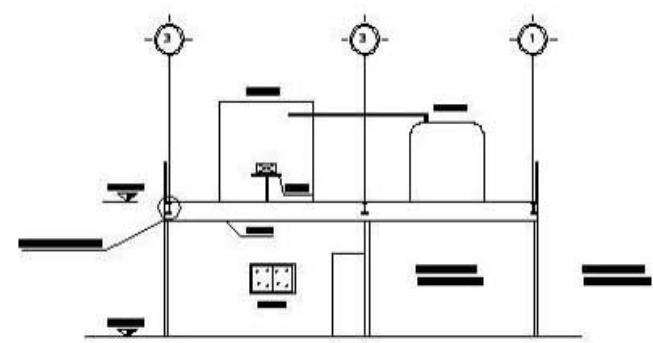
Proyecto estructural. Es el que elabora el ingeniero en estructuras para determinar forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, es decir de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presenten durante las distintas etapas de su existencia y así cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus objetivos es que no tenga fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen, y también que mantenga un comportamiento aceptable bajo condiciones de servicio u operación, por ejemplo, evitar desplazamientos o vibraciones que aun cuando no ponen en riesgo a la edificación generan un mal funcionamiento de ésta, lo que es conocido como estado límite de servicio de la estructura. El desarrollo del proyecto de una estructura metálica en general será tratado en el capítulo 2.

Proyecto de instalaciones. Comprende aquellos proyectos cuya función es dotar y aprovechar energías como la eléctrica, mecánica, hidráulica, y otras para el funcionamiento y operación de la edificación; los ingenieros eléctricos, mecánicos, químicos, entre otros, son los encargados de elaborarlos. Las instalaciones varían de



CORTE A-A
AR-01

- NOTAS Y CLAVES:
- 1.- OBRAS Y NIVELES EN METROS
 - 2.- LOS Muros DE LA PLANTA SALA SON DE MATERIAL TIPO TALLANOSA O BULMI
 - 3.- EL PISO DE LA PLANTA SALA SON DE MATERIAL EPDM
 - 4.- EL PISO DEL PRIMER NIVEL SERA DE PLACA ANTICORRUPCION
 - 5.- EL PLAFON SERA DE UN MATERIAL ANTIBURNADO
 - 6.- AT = NIVEL DE PISO TORMENTO



CORTE B-B
AR-01

Figura 4. Cortes arquitectónicos de plataforma de producción

CLIENTE	
LABORATORIOS S.B	
PROYECTO	
PRODUCCION JIRROZ	
CONTENIDO	
CORTESS ARQUITECTONICAS AREA DE PRODUCCION JIRROZ	
CLASIFICACION	CLAVE
REVISOR ING. FANN SANTA CRUZ	AR-02
FECHA JUNIO/2015	ESCALA 1:100

una edificación a otra y dependen de su uso o finalidad. En la tabla 3 se resumen instalaciones y equipos usados en las edificaciones, en la tabla 4 y 5 se muestran datos de tuberías y sustancias utilizadas en la rama industrial, y en la tabla 6 se destacan las condiciones que debe tener presentes el ingeniero en estructuras sobre las instalaciones y equipos cuando elabora su proyecto.

Tipo de edificación	Instalaciones	Equipos
Habitacional	Hidráulico-sanitarias, gas y eléctricas	Bombas hidráulicas y elevadores en algunos casos
Servicios generales: comercios, hospitales, recreativos, etc.	Las de la clasificación anterior, además de las de aire acondicionado, calderas, sistema contra incendio, entre otras.	Aire acondicionado, elevadores, calderas, tanques de agua, compresores, etc.
Industrial	Dependen del proceso o actividad que se realice. Además de las mencionadas anteriormente se requieren tuberías y ductos para distintas sustancias usadas en los procesos respectivos.	Los mencionados en las clasificaciones anteriores, y especiales de acuerdo a la rama industrial de que se trate.

Tabla 3. Instalaciones y equipos en las edificaciones.

Material de tubería	Diametro (cm)	Peso (kg/m)
Acero al carbono cedula 40	10	16.07
	15	28.2
	20	42.55
	25	60.29
PVC hidráulico cedula 40	10	2.98
	15	5.26
	20	7.89
	25	11.2

Tabla 4. Peso de tuberías usadas en el área industrial

Sustancia	Peso volumétrico (kg/m³)
Aceite de creosota	1100
Acite de oliva	920
Acetona	790
Acido clorhídrico	1200
Acido nítrico	1250
Acido sulfúrico	1400
Agua	1000
Alcohol etílico	800
Leche	1030
Cerveza	1030
Vino	1000

Tabla 5. Peso de sustancias usadas en el área industrial

Instalación o Equipo	Aspectos importantes
Tuberías hidráulicas, sanitarias y eléctricas	Trayectorias para evitar intersección con elementos estructurales. Diámetros y separaciones especificadas entre tuberías.
Tuberías industriales	Datos de pesos volumétricos y gradientes de temperatura de las sustancias involucradas. Diámetros y numero de tubos que serán soportadas por la estructura metálica.
Ductos de aire acondicionado	Trayectorias y dimensiones del ducto. Distancia entre nivel de plafón y estructura metálica para alojar ductos.
Elevadores	Dimensiones máximas de elevador y sus separaciones permitidas con la estructura metálica.
Tanques o recipientes	Dimensiones, puntos de apoyo, peso propio, y peso volumétrico de la sustancia por almacenar
Equipos vibratorios (bombas, compresores, equipos de aire acondicionado)	Propiedades dinámicas del equipo para evitar que se produzca el fenómeno de resonancia en la estructura metálica.
Equipos en general	Dimensiones, pesos máximos y puntos de sujeción o apoyo del equipo.

Tabla 6. Consideraciones sobre instalaciones y equipos.

Algunos aspectos prácticos entre las estructuras metálicas, las instalaciones, y los equipos son:

- Facilidad de implementar elementos de soporte, mediante soldadura o tornillos, en comparación con las estructuras de concreto o mampostería; en la figura 5 se muestra un soporte metálico para tuberías soldado a una columna metálica.
- La existencia de perfiles de acero con el mismo peralte, pero con diversos pesos, es aprovechable cuando se tienen restricciones de holguras como en el caso de espacios situados arriba de plafones, libramiento de equipos, instalaciones, o de cualquier otro objeto.
- Adaptación de longitudes y formas necesarias de elementos estructurales, por corte o adición de otros perfiles, para soportar instalaciones y equipos con diversas geometrías y dimensiones; en la figura 6 se muestra la estructuración para un equipo en donde las vigas metálicas se adaptan al claro y los perfiles dependen del peso del equipo.

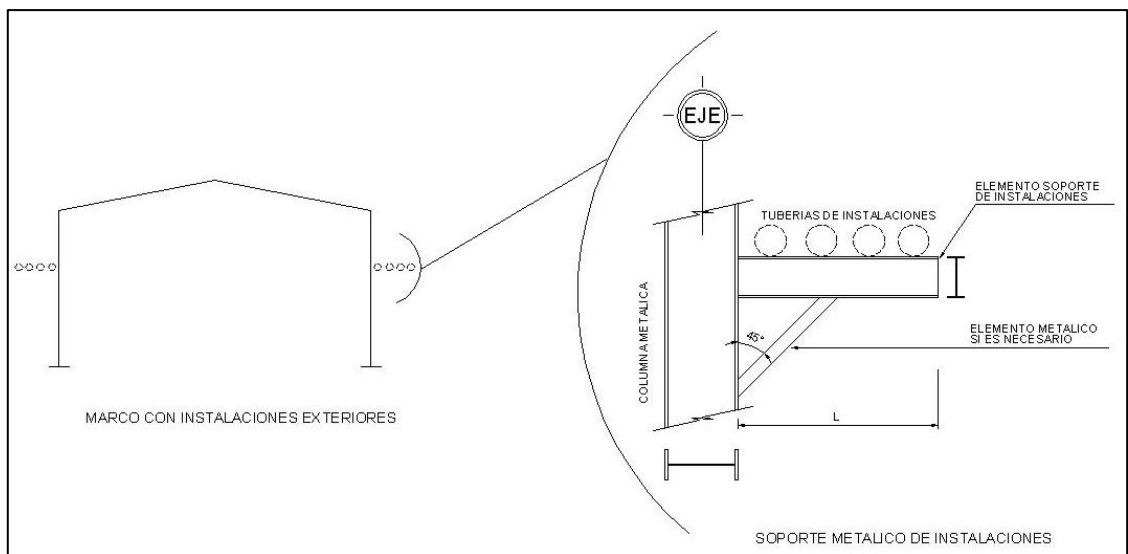


Figura 5. Soporte para instalaciones

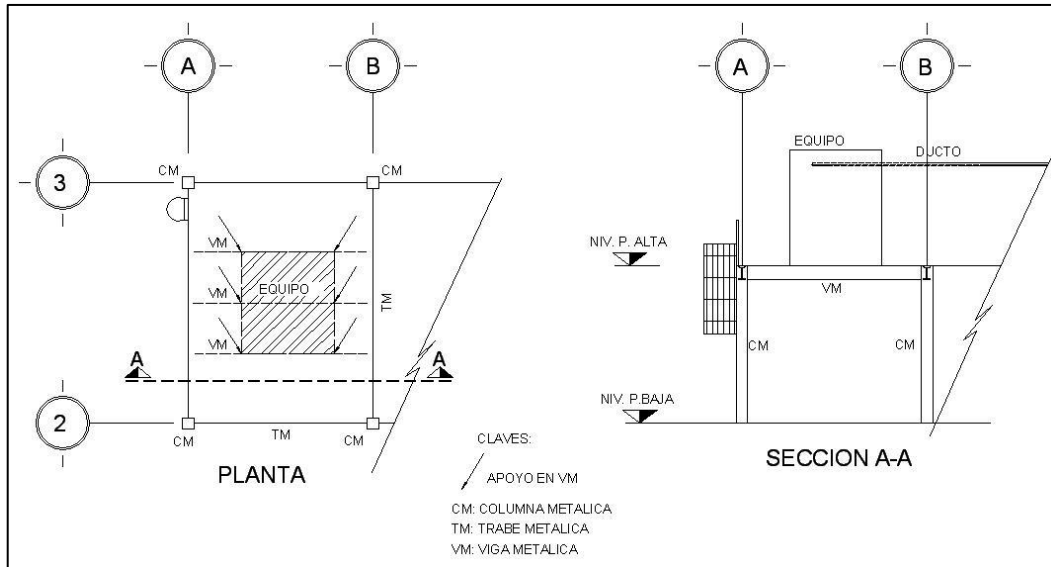


Figura 6. Estructuración para un equipo.

1.2 Proyecto estructural y ejecutivo

1.2.1 Sistemas estructurales

Cuando se propone la solución estructural de la edificación se deben considerar las necesidades y finalidades del proyecto integral, para que el sistema estructural propuesto sea el más adecuado y conveniente, lo cual dependerá también de: capacidad de carga del suelo de cimentación, peso de la edificación, procedimientos constructivos, y costos de construcción. Los principales sistemas estructurales son a base de: mampostería, concreto reforzado, estructura metálica, mixto. Se describe a continuación sus principales características

a) Sistema estructural con mampostería. Es un sistema formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas por medio de juntas de mortero de diferentes composiciones. La mampostería de piedras artificiales está constituida por piezas de tamaño pequeño con relación a las dimensiones del elemento constructivo que en ellas se integra. Las piezas pueden tener gran variedad de formas y de materiales constructivos; entre los más comunes están el ladrillo macizo o hueco de barro fabricado de manera artesanal o industrializada, el bloque hueco de concreto y el ladrillo macizo del mismo material. La gama de valores de las propiedades mecánicas es muy amplia debido a la gran diferencia de características de los materiales componentes.

Las propiedades estructurales de la mampostería están sujetas en general a dispersiones elevadas debido al poco control que puede ejercerse sobre las características de los materiales constitutivos y sobre el proceso de construcción, que es en general esencialmente artesanal; estructuralmente las piedras artificiales son las de mayor uso. El aprovechamiento mejor de la mampostería para fines estructurales se tiene en elementos masivos que están sometidos esencialmente a fuerzas de compresión, como los muros. Pero su uso no es recomendado en zonas de alta actividad sísmica por ser un material con poca capacidad para resistir esfuerzos de cortante además de su poca ductilidad. No obstante lo anterior se suelen diseñar edificaciones de poca altura en zonas sísmicas con buen comportamiento. Debido a su gran capacidad a la compresión estos sistemas son idóneos para edificios de vivienda u oficinas de poca altura donde los muros de carga son los elementos principales.

Como las estructuras de mampostería son relativamente ligeras, en comparación con las de concreto, para suelos blandos o con baja capacidad de carga pueden conducir a cimentaciones del tipo superficial como las zapatas corridas de pequeñas dimensiones, lo cual se refleja en la economía de procesos constructivos en general. El aspecto más importante en cuanto a costos es el relativo a la mano de obra relacionado a los considerables tiempos de ejecución, lo cual deja de ser viable para edificaciones de grandes dimensiones y la hace por tanto poco competitiva en relación a otros materiales (Meli, 2008).

b) Sistema estructural con concreto reforzado. Es un sistema que aprovecha en forma eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. Por los procesos de cimbrado, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presenten. El monolitismo es una característica del concreto colado en sitio; al prolongar y anclar el refuerzo en las juntas pueden transmitirse los esfuerzos de uno a otro elemento y se logra la continuidad en la estructura. Las dimensiones generalmente robustas de las secciones, y el peso

volumétrico del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras y cimentaciones de este material. Mediante una dosificación adecuada de los ingredientes puede proporcionarse la resistencia a la compresión más conveniente para la función estructural que debe cumplirse; aunque para las estructuras comunes resulta más económico emplear resistencias cercanas a 250 kg/cm², éstas pueden variarse modificando las proporciones de sus componentes como son los agregados, arena y grava, y en especial la relación agua cemento.

Sistema de concreto presforzado. Es una modalidad del concreto reforzado que permite eliminar, o al menos reducir, el inconveniente del agrietamiento del concreto que es consecuencia natural de los esfuerzos elevados de tensión a los que se hace trabajar el acero de refuerzo. Este problema se vuelve más importante a medida que los elementos estructurales son de proporciones mayores y aumentan las fuerzas que se quieren desarrollar en el acero, como es el caso de vigas de grandes claros para cubiertas y puentes. El sistema consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar en tensión y así lograr que bajo condiciones normales de operación se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y, por tanto, no se produzca agrietamiento. Las compresiones se inducen estirando el acero con que se refuerza la sección de concreto y haciéndolo reaccionar contra la masa de concreto. Para evitar que el presfuerzo inicial se pierda en su mayor parte debido a los cambios volumétricos del concreto, se emplea refuerzo de alta resistencia a la ruptura, superior a 15,000 kg/cm².

En el aspecto constructivo de las estructuras de concreto existen dos procedimientos principales para ejecutarlas. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva, se dice que la estructura ha sido colada in situ o colada en el lugar. Si se fabrican un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura el procedimiento recibe el nombre de prefabricado. El primer procedimiento obliga a una secuencia de operaciones como el armado del acero de refuerzo y la cimbra, ya que para iniciar cada etapa es necesario que haya concluido la anterior. La ejecución de la cimbra y el transporte del concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva, influyen decisivamente en el costo. Con el segundo procedimiento se economiza tanto la cimbra como el transporte del concreto fresco, y se pueden realizar simultáneamente varias etapas de construcción, pero tiene el inconveniente del costo adicional del montaje y

transporte de los elementos prefabricados y el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos (Meli, 2008).

c) Sistemas con estructura metálica. Son muy versátiles debido a su gran resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, y rapidez de construcción. La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será menor el peso total de las estructuras de acero, en comparación con las de concreto, esto es de gran importancia en edificios que se desplantarán en suelos con poca capacidad para cimentar. Este sistema tiene excelentes propiedades de rigidez y ductilidad, esto último significa que puede soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Su eficiencia estructural es alta debido a que los elementos que lo forman pueden fabricarse en secciones con las formas más adecuadas para resistir flexión, compresión u otro tipo de solicitación. La resistencia en tensión y compresión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química, o mediante trabajo en frío. Se debe considerar que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por lo anterior, en las estructuras metálicas la resistencia del acero es menor comparada con la del acero para refuerzo de concreto en donde no existen problemas de pandeo.

Las ventajas de estos sistemas son: facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como la soldadura y los tornillos, posibilidad de prefabricar miembros, rapidez de montaje, limpieza del procedimiento constructivo, facilidad de ampliación de estructuras existentes, y reúso posible después de desmantelar una estructura.

Los aspectos desfavorables son: la continuidad entre de la estructura no es tan fácil de lograr, como en el concreto reforzado, y el diseño de la juntas, soldadas o atornilladas, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las solicitaciones que implica su funcionamiento estructural, también es importante mencionar que su costo monetario es alto comparado con el concreto reforzado. Por otra parte la posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera de protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas, el costo y los problemas que se

originan por estos aspectos son de gran importancia ya que la estructura debe pintarse periódicamente, aunque el uso de aceros intemperizados tiende a liminar este costo. En el caso de exposición ante el fuego su resistencia se reduce considerablemente por ser el acero es un excelente conductor del calor, por lo tanto, la estructura metálica de un edificio debe protegerse con material de ciertas características aislantes o deberá colocarse en la edificación un sistema de protección contra incendio.

Sistema estructural mixto. En este sistema se combinan elementos de los descritos anteriormente, por ejemplo, marcos de concreto o acero con muros de mampostería, en donde éstos últimos pueden tener la función estructural de rigidizar los marcos ante cargas laterales. Las armaduras metálicas como elementos horizontales se combinan en ocasiones con columnas de concreto dando lugar a un sistema mixto, el aspecto crítico de esta combinación es la unión de estos elementos por medio de placas metálicas que deben quedar correctamente embebidas o fijadas en el concreto. Otro caso de estructura mixta consiste en rellenar las columnas metálicas, secciones cuadradas o circulares, con concreto dando como resultado una sección más capaz, pero donde es importante determinar adecuadamente el comportamiento conjunto de los dos materiales que tienen propiedades estructurales diferentes; en la tabla 7 se comparan algunas características de los sistemas estructurales descritos.

1.2.2 Proyecto ejecutivo

Coordinación del proyecto ejecutivo. Consiste en la realización de juntas interdisciplinarias, reuniones, revisiones y programación de entrega de los proyectos de las diferentes especialidades, los cuales compondrán el proyecto ejecutivo para la construcción de la edificación.

Juntas de proyecto. En estas juntas los participantes definen criterios generales de arquitectura e ingeniería. Lo importante para el estructurista es que en una primera junta se defina que la estructura de la edificación será metálica, con lo que puede ir previendo los siguientes aspectos: tiempos de su proyecto, comportamiento estructural, peso aproximado de la estructura en función del área de proyecto, así como procedimientos constructivos más convenientes. En juntas posteriores se entregan avances o proyectos terminados de acuerdo a lo programado; el número de juntas dependerá de la magnitud y complejidad del proyecto.

Sistema Estructural	Peso Volumetrico de material base (Ton/m³)	Descarga en suelo de cimentacion	Rapidez del proceso constructivo	Mantenimiento superficial
Acero	7.85	Baja contra la mamposteria y el concreto.	Mayor contra el concreto y mamposteria	Constante, por medio de pinturas o protectores anticorrosivos.
Mampostería	Tabique de barro macizo hecho a mano: 1.30 a 1.50 Tabique macizo prensado: 1.60 a 2.20 Bloque hueco de concreto ligero(vol. neto): 0.90 a 1.30 Bloque hueco de concreto intermedio(vol. neto): 1.30 a 1.70 Bloque hueco de concreto pesado(vol. neto): 2.00 a 2.20	Baja contra el concreto. Media alta contra el acero.	Lenta contra el acero y el concreto	A base de pinturas sobre mortero.
Concreto reforzado	2.4	Alta contra el acero y la mamposteria	Menor contra acero. Mayor contra mamposteria.	A base de pinturas o aparente.

Tabla 7. Características de los sistemas estructurales

Revisiones de proyecto. Su finalidad es avalar o detectar discrepancias entre los distintos proyectos, e incluye una revisión llamada cruzada en donde cada participante revisa el proyecto de interés de otras disciplinas para detectar errores u omisiones en los diseños. Para el caso del proyecto estructural los cambios pueden consistir en modificaciones de los perfiles de acero, o adición de elementos para estructurar áreas, instalaciones, o equipos no considerados anteriormente. En algunas ocasiones puede ser necesario un replanteamiento del proyecto estructural debido a cambios sustanciales en la arquitectura y las instalaciones de la edificación.

Integración del proyecto ejecutivo. Cuando los proyectos han sido avalados por todos los participantes se integran para formar el proyecto ejecutivo de la edificación, el cuál es el conjunto de memorias, planos, cálculos, especificaciones, presupuestos y programas

de obra que contiene datos precisos y suficientes para que el constructor pueda realizar la obra. La información que debe contener el proyecto ejecutivo es la siguiente:

- Descripción del proyecto
- Objetivo y justificación
- Proyecto arquitectónico
- Proyecto estructural
- Proyectos de instalaciones
- Catálogos de conceptos y presupuestos generales de la construcción
- Programa de construcción
- Memorias de cálculo
- Especificaciones generales de construcción

Finalmente, con el proyecto ejecutivo se obtienen las autorizaciones o permisos ante la autoridad correspondiente para la ejecución de obra.

Los lineamientos derivados de este capítulo que el ingeniero en estructuras debe tomar en cuenta al desarrollar su proyecto son:

1. Es importante conocer debidamente los fines, responsabilidades, y alcances que tienen los participantes en un proyecto general de una edificación, para establecer una interacción adecuada con ellos durante el desarrollo del proyecto.
2. Es indispensable tener presente cuales son las etapas de desarrollo de un proyecto integral. El conocer su alcance y la información, en tiempo y forma que generan, sirve para que el ingeniero en estructuras desarrolle y adapte de la mejor manera posible su proyecto con los otros participantes.
3. La selección de un sistema estructural dependerá, además de sus aspectos meramente estructurales, de cuestiones de adaptabilidad al proyecto arquitectónico y de instalaciones, procedimientos constructivos, estética, costo y mantenimiento; por lo que el estructurista debe valorar las características de los diferentes sistemas para implementarlas a las particularidades del proyecto integral de la edificación.

4. La administración y coordinación de un proyecto integral es fundamental para su desarrollo; los proyectos de ingeniería o arquitectura pueden satisfacer adecuadamente las necesidades requeridas, pero si no son integrados correctamente con otras especialidades pierden su valor. Las juntas, revisiones, y aprobación conjunta de los proyectos son necesarias para la realización del proyecto integral.

5. Es importante al elaborar el proyecto estructural, tener siempre presente que el objetivo de las edificaciones es cumplir una función o uso, y que la estructura es el medio para que logren estabilidad y buen funcionamiento; pero la estructura no es el fin último de la edificación, es una parte de la solución integral, la cuál se complementará con los proyectos de arquitectura e instalaciones, y por lo tanto es fundamental interactuar adecuadamente con ellos.

CAPÍTULO 2
DESARROLLO DE PROYECTO
DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA

Este capítulo trata el procedimiento a seguir para elaborar el proyecto de una estructura metálica en general. Primeramente se describen las características y las clases de aceros, y las principales estructuras que se construyen con él. Después se exponen las fases de desarrollo que son: estructuración, análisis de cargas y estructural, y por último el dimensionamiento de elementos y conexiones.

2.1 Acero y estructuras

2.1.1 Aceros estructurales

Existen diferentes aceros para la construcción de estructuras metálicas y es importante tener presentes sus principales características. Otro metal usado es el aluminio, pero solo en casos especiales, aprovechando sus características de bajo peso y elevada resistencia a la corrosión, un ejemplo de esta aplicación se encuentra en la cúpula del centro vacacional del Seguro Social (IMSS) en Oaxtepec, Morelos, construida en 1964; es una estructura expuesta a la intemperie en una zona cálida, que si se hubiera construido en acero estaría sujeta a corrosión, y por lo tanto a constante mantenimiento.

Características del acero. Es un material que tiene excelentes propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad; su eficiencia estructural es alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir tensión, flexión, compresión, u otro tipo de sollicitación; como ejemplo de esas formas en la figura 7 se muestran los perfiles laminados del manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). El acero es una aleación que consiste principalmente de hierro, más del 98%, y pequeñas cantidades de carbono, silicio, manganeso, azufre, fósforo y otros elementos. El carbono es el elemento que tiene la mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono, pero desafortunadamente el acero resultante es más frágil y su soldabilidad se ve afectada. Una menor cantidad de carbono hará al acero más suave y dúctil, pero también más débil. Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre; un acero que tenga cantidades considerables de estos últimos elementos se denomina aleado. La adición de cromo, silicio y níquel dan como resultado aceros con resistencias mayores. Las cantidades de carbono y otros elementos de aleación son muy pequeñas, pero tienen un gran efecto en las propiedades del acero, por ejemplo, el valor del carbono es de 0.2 a 0.3% en peso.

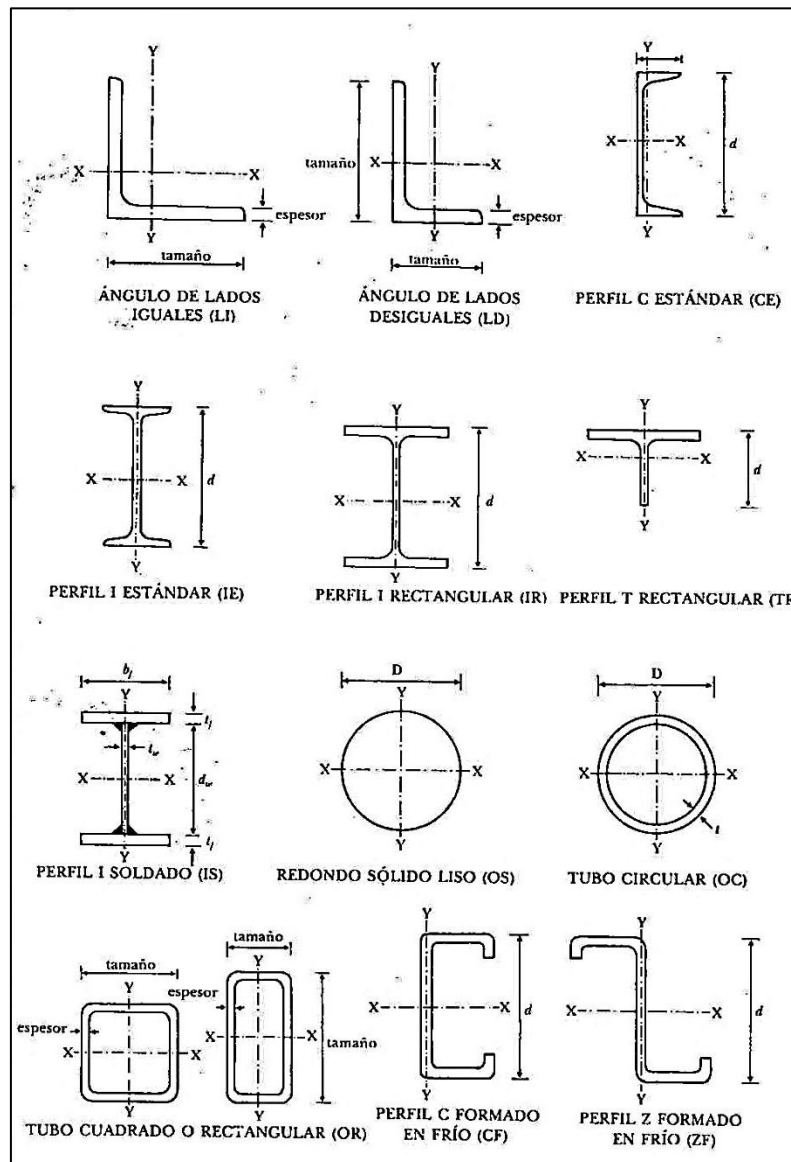


Figura 7. Perfiles laminados del manual IMCA

La composición química del acero es de suma importancia en sus propiedades de soldabilidad, resistencia a la fractura, y a la corrosión. El carbono incrementa su dureza y resistencia pero reduce su ductilidad, igual que lo hace el fósforo y el azufre. La Sociedad Americana para pruebas y materiales, ASTM (American Society for Testing and Materials), especifica los porcentajes máximos de carbono, manganeso, y silicio que se permiten en aceros estructurales; las propiedades físicas y mecánicas también se ven influidas por el tratamiento térmico aplicado.

Tipos de aceros. En las últimas décadas el diseño de estructuras metálicas ha requerido materiales más resistentes, con mejores propiedades de soldabilidad, más resistentes a la corrosión y diversas características más; la industria acerera ha proporcionado grupos nuevos de aceros que satisfacen esas demandas. Los aceros estructurales se agrupan en varias clasificaciones, la ASTM indica las siguientes (Mc Cormac, 1991):

Aceros al carbono (A529). Tienen como principales elementos de resistencia el carbono y el manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas, se dividen en cuatro categorías dependiendo del porcentaje de carbono:

- acero de bajo contenido de carbono (<0.15%)
- acero dulce al carbono (0.15 a 0.29%, el acero A36 queda dentro de esta categoría)
- acero medio al carbono (0.30 a 0.59%)
- acero con alto contenido de carbono (0.60 a 1.70%)

Aceros de alta resistencia y baja aleación (A441 y A572). Sus altas resistencias y otras propiedades se obtienen por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno o más agentes aleantes como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros; tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono. El termino baja aleación se usa para describir que el total de elementos aleados no excede el 5% de la composición total.

Aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica (A242 y A588). Cuando los aceros se alean con pequeños porcentajes de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión. Si se exponen a la atmosfera, las superficies de éstos aceros se oxidan y se les forma una película impermeable adherida (conocida como patina) que impide una mayor oxidación, y se elimina así la necesidad de pintarlos. Después de que ocurre éste fenómeno, entre 2 y 3 años, (que depende del tipo de exposición, por ejemplo, rural, industrial, luz solar directa o indirecta) al acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café y negro.

Aceros templados y revenidos (A514 y A852). Tienen agentes aleantes en exceso, en comparación con las cantidades usuales de los aceros al carbono, y son tratados térmicamente, templados y revenidos, para darles dureza y resistencia. El revenido consiste en un enfriamiento rápido del acero con agua o aceite, cambiando la temperatura de por lo menos 1650°F a 300 ó 400°F. En el templado el acero se recalienta por lo menos a 1150°F y luego se deja enfriar. En la tabla 8 se resumen las características de los aceros estructurales descritos (Mc Cormac, 1991).

2.1.2 Edificios con estructura metálica

Las estructuras pueden ser solucionadas con los sistemas expuestos en el capítulo 1, mampostería, concreto reforzado, estructura metálica, o una combinación de ellos, lo cual depende de las características de proyecto integral, tiempos de construcción y costos monetarios. Pero existen algunas edificaciones que por su finalidad, características geométricas, forma de idealizarse para fines de análisis y diseño estructural, y procedimientos constructivos, son más adecuadas de proyectarse y construirse con estructura metálica. Esas edificaciones pueden ser de dos tipos: urbanas e industriales, hay otros como los tanques elevados, estructuras para antenas, o anuncios espectaculares, pero el gran porcentaje lo ocupan los dos primeros.

Edificaciones urbanas. Dentro de la gran variedad de edificios que puede haber en una ciudad se considera como diseño estructural urbano el que corresponde a edificios de oficinas y apartamentos, los cuales son semejantes en cuanto al tipo de servicio que proporcionan y al tipo de instalaciones que necesitan. Un edificio urbano metálico puede tener tres o cuatro niveles, pero también alturas de entre 100 y 200 m como el edificio de Petróleos Mexicanos (PEMEX), la torre Latinoamericana, los edificios de la Lotería Nacional, y como ejemplo reciente la Torre Mayor, todos ellos en la ciudad de México. Estas edificaciones se caracterizan por estar formadas a base de marcos rígidos de varios niveles y crujeas. Los muros, entrepisos, y cubiertas satisfacen requisitos de funcionalidad, además de soportar primeramente las cargas y transmitir las a los marcos, los cuales las canalizan a la cimentación; en la figura 8 se muestra la estructura metálica de un edificio urbano habitacional.

Designación de ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo de fluencia, F_y , kg/cm^2	Esfuerzo de tensión última, F_u , kg/cm^2
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas o soldadas	2520, pero 2240 si el espesor es mayor a 8 in.	3500-5600
A529	Al carbono	Perfiles, y placas hasta 1/2 in.	Similar al A36	2940	4200-5950
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, barras y placas hasta 8 in.		2800-3500	4200-4900
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 in.	Construcciones atornilladas, o soldadas. No para puentes soldados con $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	2940-4550	4410-4900
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 4 in.	Construcciones atornilladas o soldadas; técnica de soldado muy importante.	2940-3500	4410-4900
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistencia a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas	2940-3500	4410-4900
A852	De baja aleación, templado y revenido	Placas solo hasta 4 in.	Construcción soldada o atornillada; técnica de soldado de importancia fundamental	4900	6300-7700
A514	Aleados, templados y revenidos	Placas solo hasta 4 in.	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se usa si la ductilidad es importante.	6300-7700	7000-9100

Tabla 8. Características de los aceros estructurales.

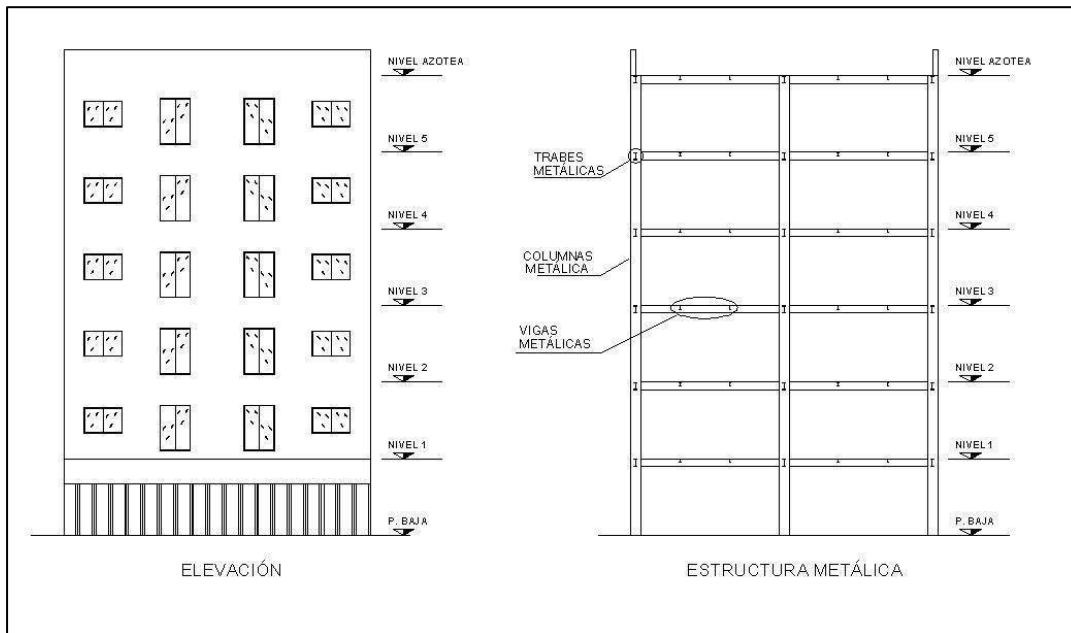


Figura 8. Edificio urbano con estructura metálica

Edificaciones industriales. A este grupo pertenecen, por lo general, edificaciones para fábricas, bodegas, centros comerciales, hangares, refinerías, y otras que involucran un proceso industrial en el cuál se requieren geometrías o espacios que son resueltos apropiadamente con estructura metálica, como ejemplo, en la figura 9 se muestra una estructura metálica para una nave industrial; una característica es la horizontalidad, tipo naves industriales, por adaptarse de esa manera a la mayoría de los procesos industriales involucrados, aunque son factibles edificaciones industriales de configuración vertical. La estructuración usual es mediante marcos rígidos de un nivel, espaciados a distancias tipo, que frecuentemente se combinan con armaduras para cubrir grandes claros. Las cubiertas son de materiales ligeros y tienen un doble propósito: funcional para configurar y cerrar el espacio, y estructural para soportar las distintas cargas actuantes. Algo importante en estas edificaciones son las cargas generadas por ductos, tuberías, equipos, o instalaciones en general, por lo que es necesario colocar elementos estructurales para soportarlos, como se aprecia en la figura 10.

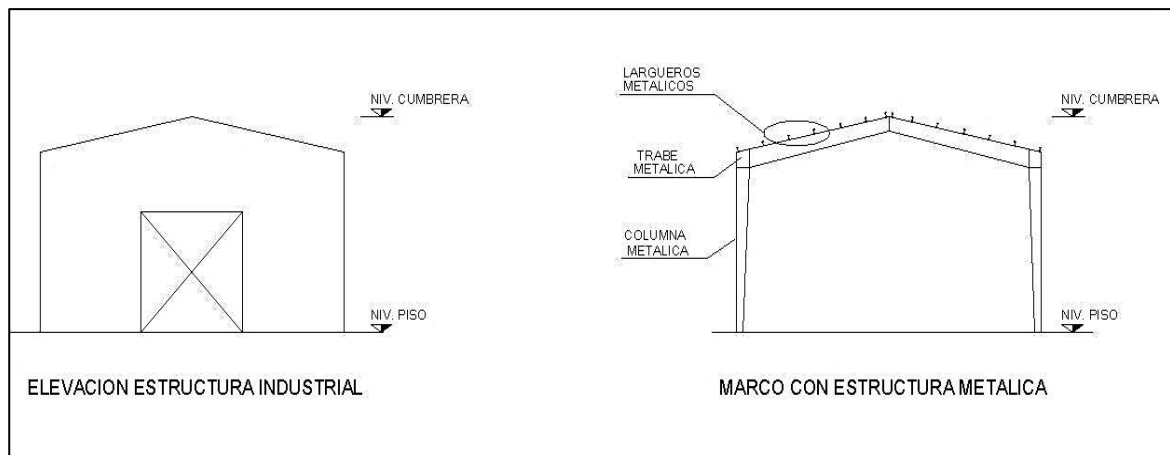


Figura 9. Estructura de una nave industrial.

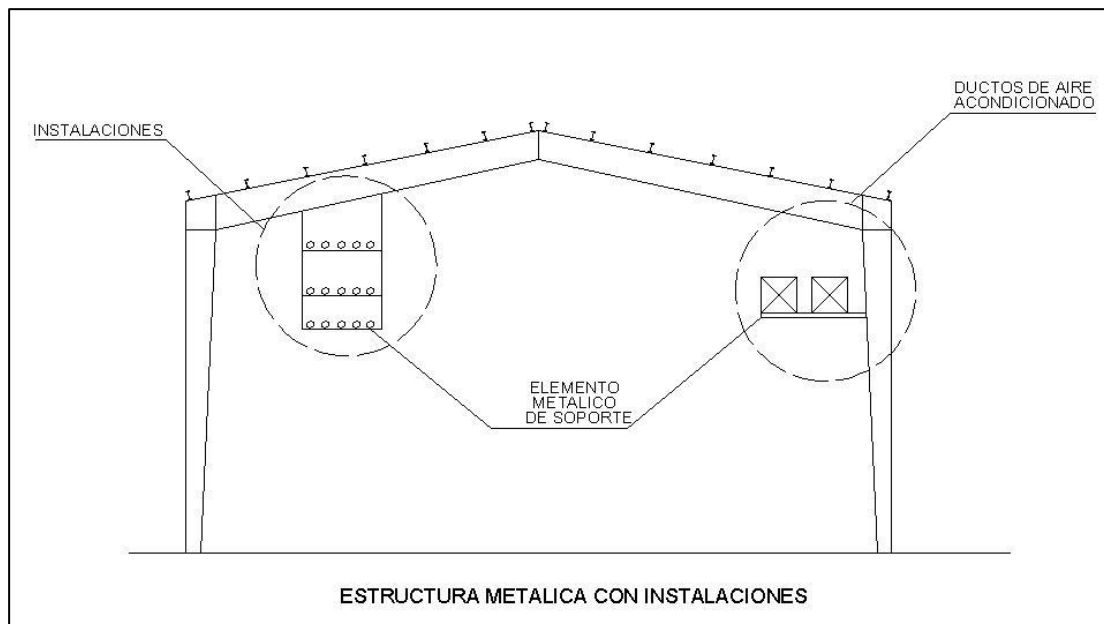


Figura 10. Soportes para instalaciones.

La versatilidad de las estructuras metálicas en las edificaciones industriales se destaca por:

- La construcción de la configuración estructural se puede facilitar por los procesos de corte y unión de elementos de acero, esto último por soldadura o tornillos, en comparación con las estructuras de concreto donde en ocasiones se requieren trabajos complicados de cimbra y armado de acero.
- En la ampliación o modificación de una estructura metálica las partes nuevas se fabrican fuera de obra y se ensamblan en campo, lo cual en comparación con las estructuras de concreto, colado en sitio, no puede realizarse.

- Los tiempos de construcción pueden ser rápidos, lo cual es algo importante en la industria debido a la necesidad de no interrumpir, prolongadamente, los procesos productivos.

2.2 Procedimiento de diseño

Las fases o etapas de desarrollo del proyecto de una estructura metálica en general consiste en: estructuración, análisis de cargas, análisis estructural, revisión de deformaciones, y el dimensionamiento de miembros y conexiones. Se analizarán cada una resaltando su interacción con la arquitectura y las instalaciones.

2.2.1 Estructuración

Es el proceso en el cuál se determinan materiales, configuración, arreglo, dimensiones, y demás características de los elementos que compondrán la estructura metálica. Con base en plantas, cortes, fachadas, y demás datos del proyecto arquitectónico se propone la estructuración. A la vez la información de instalaciones y equipos sirve para considerar sus pesos, configuraciones, trayectorias, y los detalles específicos para soportarlos.

Perfiles de acero. Son la base de la estructuración, por lo tanto, definidas las posiciones de los elementos estructurales se proponen las secciones o perfiles de aquellos. Pueden ser: laminados, compuestos, formados por placas soldadas, o ligeros formados en frío; se describen a continuación las características principales de los perfiles.

Perfiles laminados. Los hay en distintas formas y pesos, sus propiedades han sido tabuladas en manuales o especificaciones de diseño para estructuras metálicas. Se les identifica en forma abreviada por un sistema de números y letras que proporciona información de su forma y peso por unidad de longitud, en la figura 11 se muestran algunas formas.

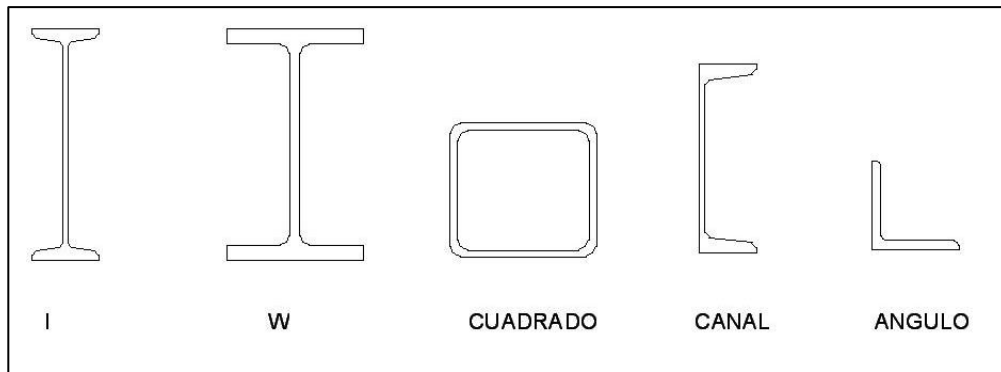


Figura 11. Perfiles laminados

Como ejemplo, se presentan algunas denominaciones de perfiles según las especificaciones del American Institute of Steel Construcción (AISC):

- W 27 x 114: sección W con 27 pulgadas de peralte y peso de 114 lb/pie
- S o I 12 x 35: sección S con 12 pulgadas de peralte y peso de 35 lb/pie
- C 10 x 30: canal con 10 pulgadas de peralte y peso de 30 lb/pie
- L 6x6x1/2: ángulo de lados iguales, cada uno de 6 pulgadas de ancho y ½ pulgada de espesor.

En México, el manual IMCA clasifica los perfiles de la siguiente manera:

- IR 254 x 25.5: sección I rectangular con 254 mm de peralte (10") y peso de 25.50 kg/m
- C 203 x 17.11: canal con 203 mm de peralte (8") y peso de 17.11kg/m
- L 102 x 8: ángulo de lados iguales de 102 mm (4") de ancho y 8 mm de espesor
- 12MT10: perfil monten de 12" de peralte y calibre 10

Los manuales y especificaciones de estructuras metálicas proporcionan los momentos de inercia, módulos de sección, radios de giro, y otras propiedades de los perfiles usuales en los cálculos. Es importante ubicar en los manuales algunas secciones sombreadas, lo cual indica que no son de producción normal, por lo se debe considerar este punto de manera especial al seleccionar los perfiles.

Perfiles compuestos. Se forman con dos o más perfiles que pueden unirse con soldadura, tornillos, o con placas de liga. En la figura 12 se aprecian estos perfiles, en donde las líneas interrumpidas representan placas espaciadas; son utilizados cuando no

se puede obtener el área, o la rigidez suficiente usando los perfiles laminados. Los miembros compuestos en tensión permiten mantener las relaciones de esbeltez dentro de ciertos límites, las placas de liga se colocan en estos miembros a intervalos determinados y sirven para mantener las diversas piezas en su posición correcta, pero no incrementan el área neta de la sección. En miembros a compresión se requieren cuando se tienen cargas grandes y miembros largos, y por tanto se necesita reducir la relación de esbeltez $\frac{l}{r}$, es decir la relación entre su longitud l , y su radio mínimo de giro, r ; las placas de liga en toda la longitud de estos miembros incrementan el área de la sección compuesta.

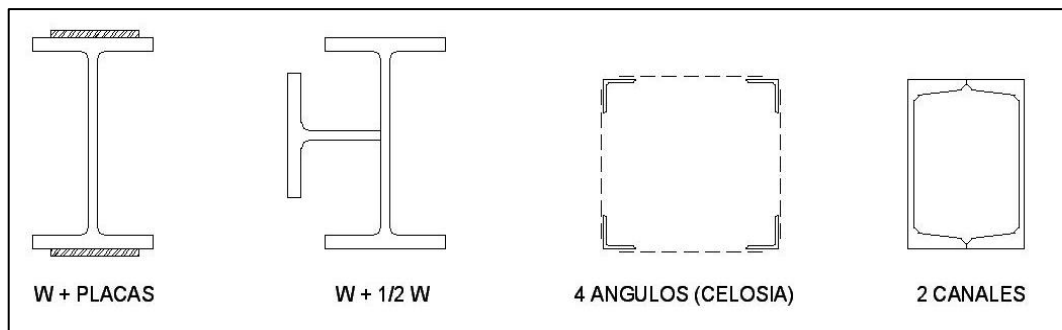


Figura 12 Perfiles Compuestos

En miembros a flexión es práctico adicionar placas en determinadas secciones del elemento para incrementar su capacidad a momento flexionante, al mismo tiempo que se incrementa el momento de inercia y se disminuye la deflexión o flecha en esa sección.

Perfiles formados por placas. Son usados cuando se requieren anchos, espesores, peraltes, o áreas que no se pueden obtener con los perfiles laminados o armados; se forman con placas unidas mediante soldaduras, en la figura 13 se muestran ejemplos de estos perfiles. En los marcos, una sección usual es la formada por cuatro placas, donde el espesor y lados de éstas pueden ser constantes o variables, en la figura 14 se muestra un marco con sección variable; cuando se usan tres placas el resultado es una sección tipo W, en la cuál pueden variar espesores y anchos de placas.

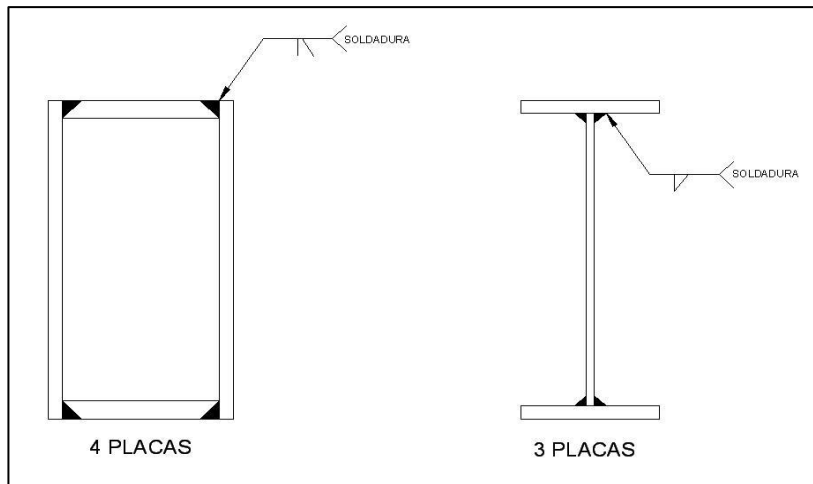


Figura 13. Perfiles soldados

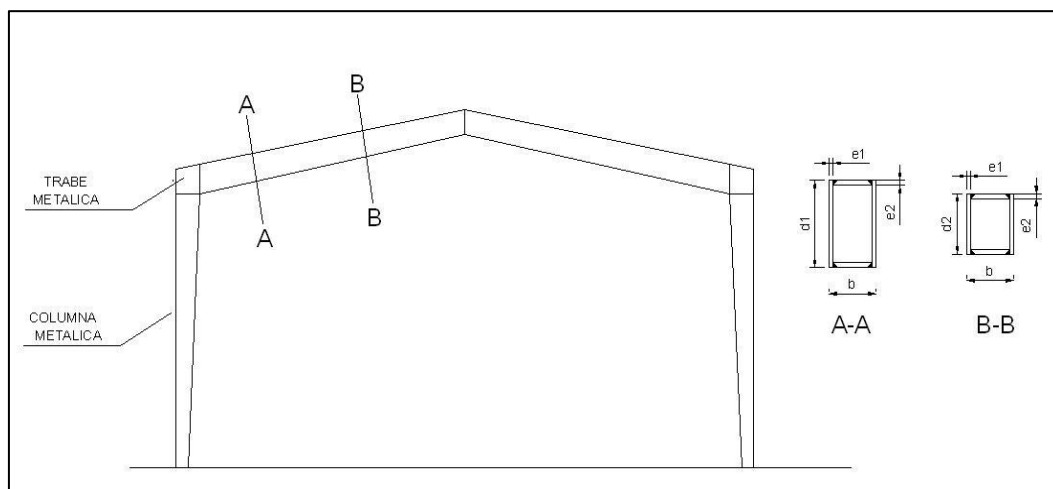


Figura 14. Marco con sección cuadrada variable

Perfiles formados en frío. Se fabrican doblando hojas delgadas de acero al carbono o de baja aleación en frío, es decir a temperaturas bajas para extruir el material, logrando mejor acabado, mínimas tolerancias dimensionales, elevada resistencia mecánica, y alta dureza, pero baja ductilidad por el trabajo en frío; los perfiles resultantes son cuadrados, rectangulares, y en forma de C y Z, sus espesores varían de 3 mm (1/8") a 6.35 mm (1/4") aproximadamente, en la figura 15 se muestran algunos perfiles formados en frío. Se aplican en estructuras ligeras y como soporte de equipos e instalaciones de poco peso; en la figura 16 se aprecian perfiles en forma de C, soportando la fachada de un marco.

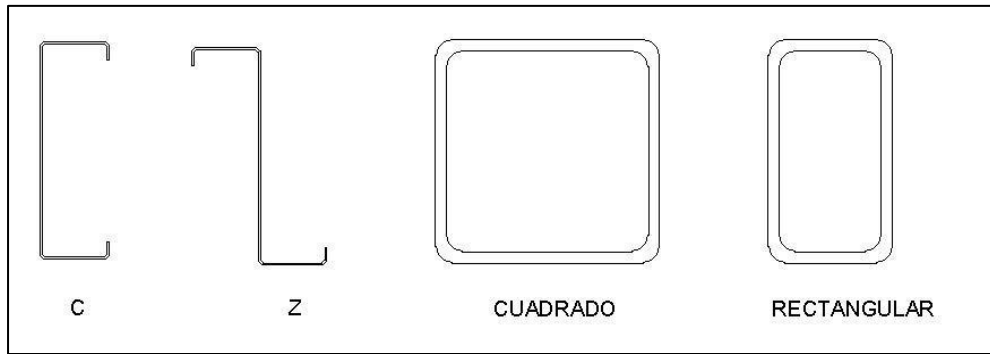


Figura 15. Perfiles formados en frio

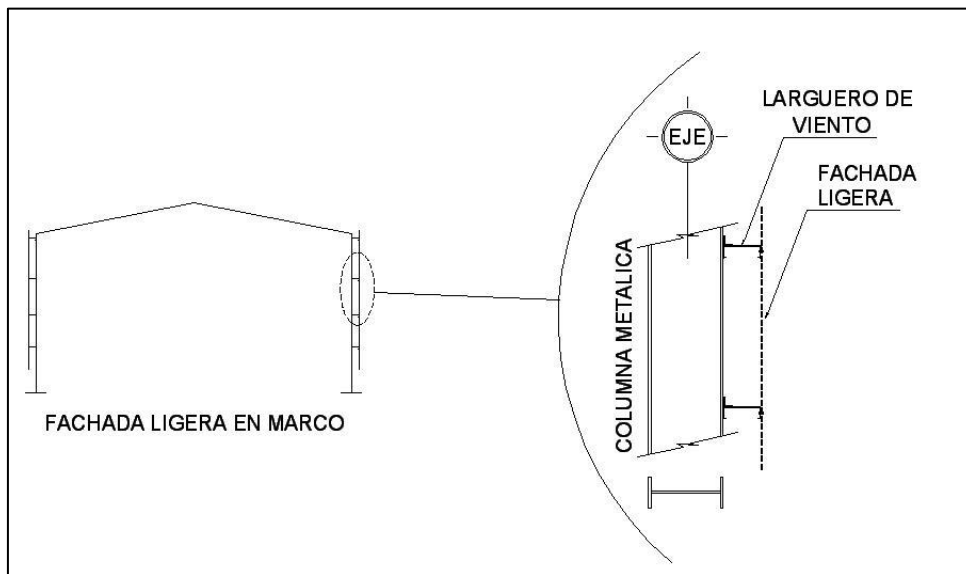


Figura 16. Fachada soportada por perfiles en frio.

Elementos usados en la estructuración. El ingeniero en estructuras hace uso de los perfiles de acero junto con los sistemas de piso, cubierta, y muros para realizar su propuesta de estructuración. Por la función estructural que realizan estos elementos, se puede establecer el siguiente orden de importancia:

- marcos
- vigas, armaduras, largueros, sistemas de piso y cubiertas
- contraventeos y muros de cortante

Se describe a continuación las principales características de los elementos anteriores.

Marcos. Son elementos con características que deben asegurar su estabilidad bajo cargas verticales, y que además le proporcionen resistencia y rigidez suficiente para resistir los efectos combinados de cargas verticales y horizontales. Pueden ser de uno o varios niveles y claros, se clasifican en cuanto a su comportamiento como continuos o rígidos, y discontinuos o articulados, en la figura 17 se muestran algunos tipos de marcos.

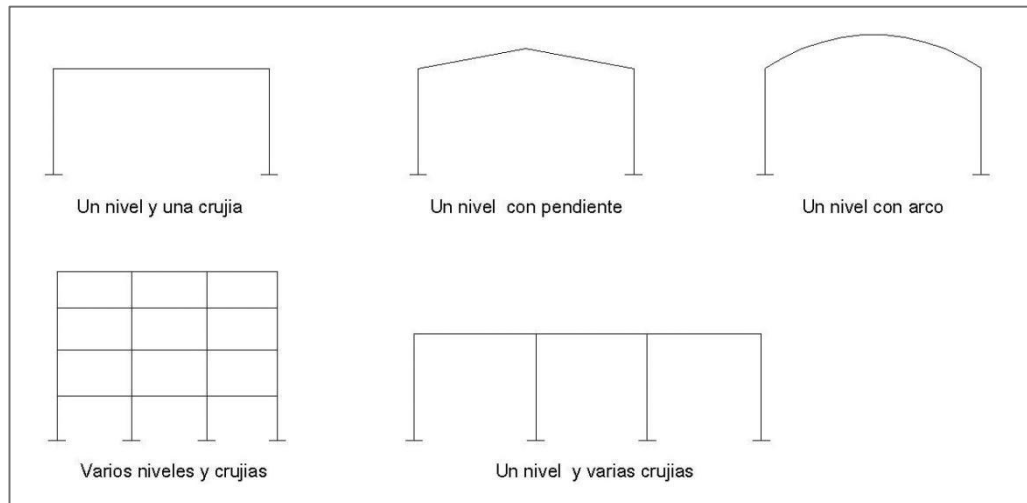


Figura 17. Configuración de marcos

Marcos rígidos. Sus miembros están unidos por conexiones capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Los marcos rígidos resisten cargas en función de los momentos flexionantes que se desarrollan en los extremos de sus miembros, por lo que sus conexiones deben transmitir momento, carga axial y cortante; se forman con perfiles laminados, compuestos, o armados y sus conexiones pueden ser atornilladas, o soldadas. Al proponer marcos rígidos se debe (Bresler et al, 1970):

- Determinar forma y dimensiones generales del marco, es decir, altura de columnas, claros, y configuración de pisos y cubiertas; lo cual está ligado al aspecto arquitectónico y de instalaciones

- Seleccionar tipos de perfiles de miembros, y definir su forma de conexión
- Considerar tipo de cubierta y entrepiso más conveniente para formar un diafragma horizontal, así como la disposición de elementos secundarios que transmitirán cargas a marcos
- Proponer espaciamiento entre marcos de acuerdo a las características del proyecto arquitectónico y de instalaciones
- Definir el tipo de apoyo para columnas: articuladas o empotradas
- Visualizar la necesidad de contraventear el marco, o rigidizarlo mediante muros

Marcos discontinuos o articulados. Las conexiones de los miembros de estos marcos permiten rotaciones relativas, y transmiten solo fuerzas normales y cortante. Los perfiles que forman los marcos pueden generar continuidad o no, dependiendo de la orientación y forma en que se conectaran con otros miembros. Las secciones W en columnas forman la continuidad en un sentido, el de mayor inercia, mientras que en el otro su continuidad es reducida, lo que implica colocar contraventeos o muros de cortante para rigidizarlos; en la figura 18 se muestra la idea anterior.

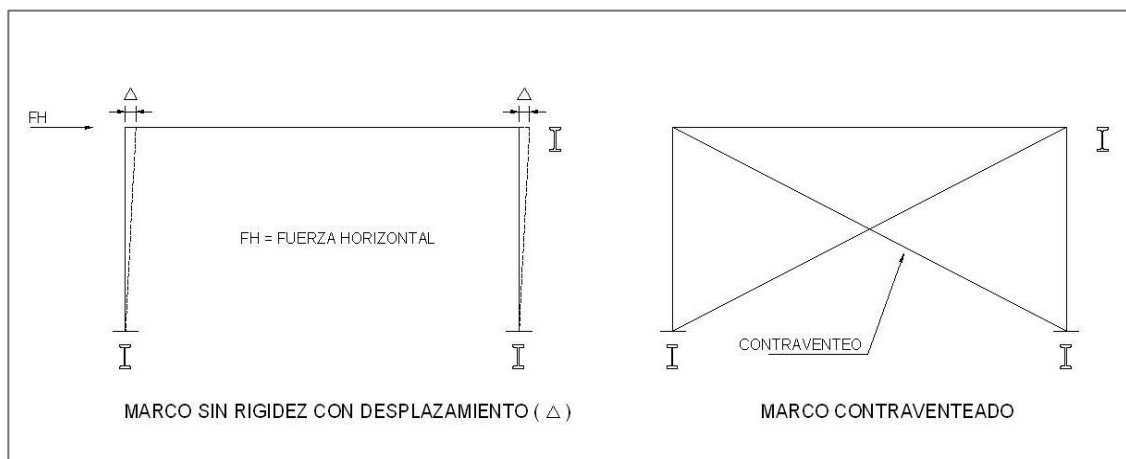


Figura 18. Rigidez de marcos y disposición de perfiles

La manera de conectar los miembros es importante para lograr la continuidad, por ejemplo, cuando se usa la sección W en columnas de marcos, es necesario soldar patines de trabe y columnas para tal fin, la sola conexión de alma de trabe a patín de columna no producirá la continuidad requerida, como se indica en la figura 19.

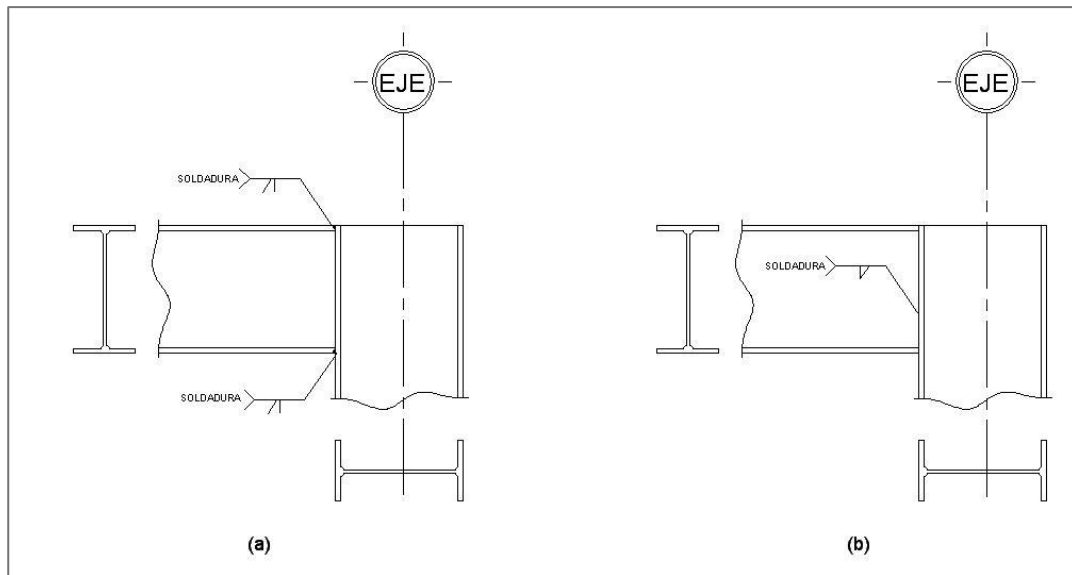


Figura 19. (a) Conexión a momento (b) Conexión a cortante

Una forma de lograr la continuidad de columnas en dos direcciones es mediante perfiles con igual momento de inercia en ambos sentidos, ejemplo de lo anterior son las secciones cuadradas y circulares, aunque las últimas tienen el inconveniente de no poder conectarse de manera fácil con las traveses que formarán el marco, en la figura 20 se muestra la conexión de columna cuadrada con perfiles W; se debe considerar además que su peso será mayor con respecto a los W,

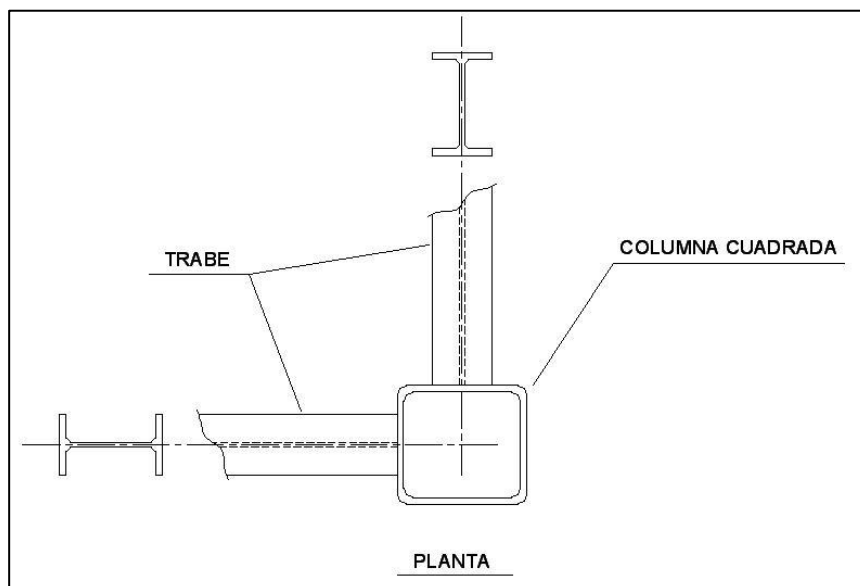


Figura 20. Conexión de columna cuadrada y traveses

Vigas. Son elementos que soportan cargas por gravedad o verticales transversalmente de pisos y cubiertas y las transmiten a otras vigas mayores, o directamente a los marcos; por su disposición se modulan tableros de entrepiso y cubiertas de la manera más conveniente, lo cuál influirá en la transmisión de cargas hacia los demás elementos. Las vigas trabajan concretamente a flexión, aunque deben revisarse también para esfuerzos cortantes, soporte lateral, y deflexiones o flecha. Para seleccionar una viga se calcula el momento flexionante para la carga supuesta, y se propone una sección que tenga tal momento resistente, pero es más usual trabajar con el módulo de sección. Al seleccionar los perfiles es importante tener presente que su costo depende de su peso, por lo que debe utilizarse el más ligero posible que tenga el módulo de sección requerido, siempre que la sección resultante se ajuste adecuadamente al resto de la estructura. Es importante considerar lo siguiente al seleccionar o proponer vigas: tipo de perfil, soporte lateral, criterios de sección compacta, y perforaciones. Se describen a continuación los puntos anteriores.

Perfiles usados como vigas. Pueden usarse cualquier perfil como viga, su elección dependerá de cargas por soportar, claro a cubrir, facilidad de conexión, peso propio, y costo. El perfil canal se usa cuando las cargas son de poca magnitud, en claros cortos y donde se requieren patines estrechos. Las secciones W se usan para cargas de mayor magnitud y donde el ancho de los patines no es restrictivo, los perfiles S son de patines menos anchos que los W, en México, estos últimos son conocidos como IR o IPR y los S como I. Los Perfiles W son de mayor uso porque tienen gran parte de su material en los patines, lo que implica mayor momento de inercia y módulo de sección donde es más efectivo para resistir el momento flexionante. Se pueden usar perfiles armados o soldados cuando las condiciones de carga y claro por cubrir lo exigen, pero necesariamente se tendrá un costo adicional por incremento de material.

Soporte lateral. Una viga que esté totalmente ahogada en concreto, o que tenga su patín a compresión embebido en una losa de ese material, estará bien apoyada lateralmente; cuando la losa no proporciona apoyo lateral al patín de la viga, este puede proporcionarse con otras vigas que se conecten lateralmente a la primera en su patín de compresión (Mc Cormac, 1991). En la figura 21 se muestra la estructuración para un equipo usando vigas metálicas, VM, con elementos intermedios, P, que proporcionan soporte lateral. Si el patín de compresión de una viga no tiene apoyo lateral en cierta

longitud, tendrá una condición semejante a la existente en una columna cuando el patín a compresión es largo y esbelto, y se presentará el pandeo, a menos que se le proporcione apoyo lateral. Los perfiles W y C son poco capaces contra el pandeo lateral, y entonces hay que colocar elementos laterales a ellos para disminuirlo. Las secciones en cajón, armadas o laminadas, son bastante capaces contra el pandeo lateral, pero su peso y costo son mayores en comparación con los perfiles W.

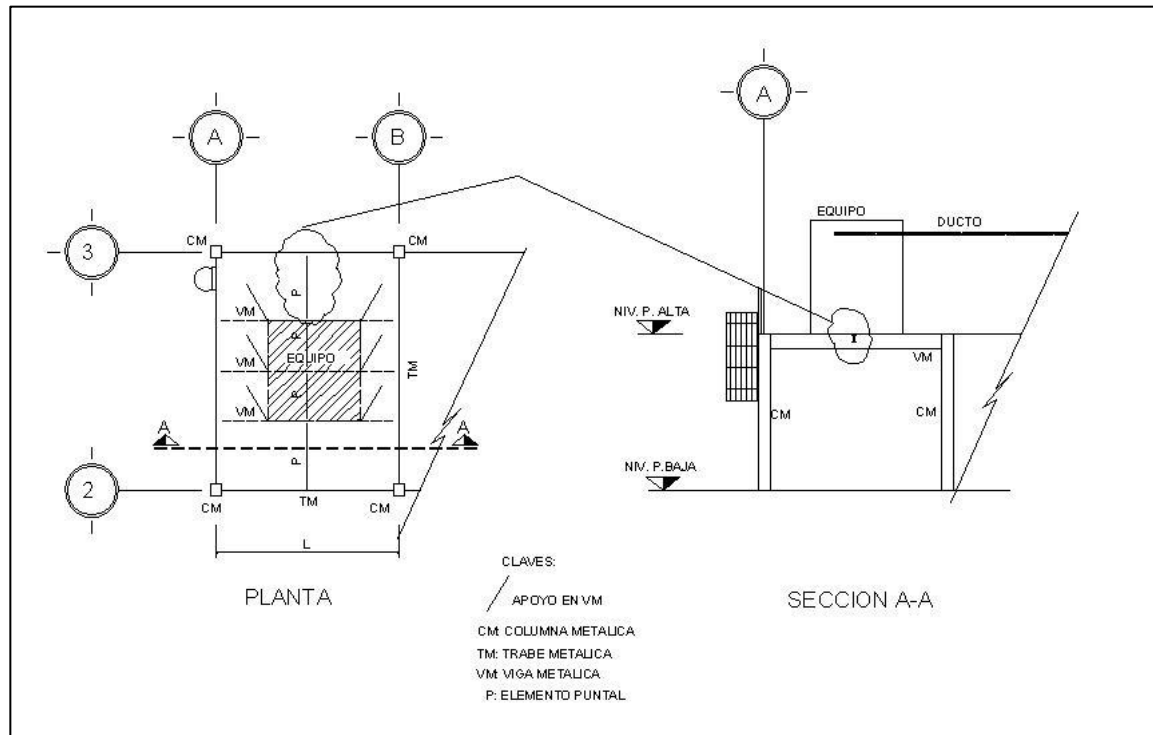


Figura 21. Soporte lateral de vigas

Secciones compactas. Otro criterio importante al hacer uso de las vigas es que sean compactas, lo cuál significa que sean capaces de desarrollar la totalidad de su momento plástico antes de que ocurra cualquier falla por pandeo local. Las especificaciones de diseño establecen las proporciones entre ancho y grueso de las dimensiones de un perfil para calificarlo como compacto, por ejemplo, el manual IMCA en sus especificaciones de Diseño, sección 1.9, señala que los elementos no atiesados, definidos como aquellos que tienen un borde libre paralelo a la dirección del esfuerzo de compresión, sometidos a compresión axial o a compresión debida a flexión se consideren como totalmente efectivos cuando las relaciones ancho/espesor no sean mayores a los valores de la tabla 9; y para elementos en compresión atiesados, que son aquellos que están soportados lateralmente a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo en

compresión, se establezca que son totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor a los valores de la tabla 10.

Elemento	Relación ancho/espesor
Puntales formados por un ángulo o dos ángulos con separadores.	$\frac{640}{\sqrt{F_y}}$
Puntales formados por dos ángulos en contacto; ángulos o placas en compresión que sobresalgan de las trabes, columnas u otros miembros en compresión; patines en compresión de vigas; atiesadores de trabes armadas de alma llena	$\frac{800}{\sqrt{F_y}}$
Almas de perfiles T. donde F _y , es el esfuerzo mínimo del acero en cuestión	$\frac{1060}{\sqrt{F_y}}$

Tabla 9. Relación ancho/espesor de elementos no atiesados (IMCA)

Elemento	Relación ancho/espesor
Patines de sección en cajón, cuadradas o rectangulares y de espesor uniforme.	$\frac{2000}{\sqrt{F_y}}$
Ancho no apoyado de cubreplacas perforadas con una serie de agujeros de acceso.	$\frac{2660}{\sqrt{F_y}}$
Cualquier otro elemento atiesado en compresión uniforme. donde F _y , es el esfuerzo mínimo del acero en cuestión	$\frac{2120}{\sqrt{F_y}}$

Tabla 10. Relación ancho/espesor de elementos atiesados (IMCA)

Por su parte, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, indican en su sección 2.3.2 las relaciones ancho grueso de elementos planos para secciones

tipo 1, 2, y 3, las cuales se reproducen en la tabla 11. Las secciones 1, 2, y 3 están definidas en la sección 2.3.1 de esas Normas en función de las relaciones ancho grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, compresión debida a flexión, flexión, o en flexocompresión.

Perforaciones en vigas. Son necesarias las perforaciones cuando se usarán tornillos para conexiones con otros elementos. El hacer un barreno o perforación en el alma no reduce notablemente su módulo de sección o su momento resistente, pero sí puede disminuir su capacidad a esfuerzo cortante (Galambos et al, 1990). En los manuales de perfiles laminados se especifican las posiciones donde deben realizarse las perforaciones, se les conoce como gramiles y dependen del ancho del perfil y del número de líneas de agujeros; en la figura 22 se muestran gramiles generales de perfiles W y C.

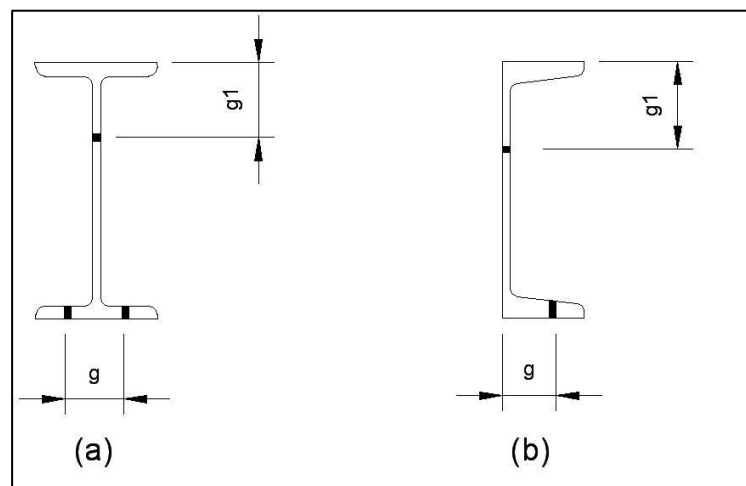


Figura 22. Gramiles (a) perfil W (b) perfil C

Vigas Joist. En construcciones pequeñas y con cargas ligeras se usan vigas de alma abierta llamadas Joist, las cuales son pequeñas armaduras cuyos miembros se fabrican con varillas, o ángulos que se conectan por medio de soldadura o tornillos. Se manejan, montan, y conectan rápidamente con armaduras, u otros elementos de más capacidad; se seleccionan de catálogos de fabricantes y las hay de diferentes secciones, longitudes, y esfuerzos de fluencia del material (Mc Cormac, 1991).

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1 (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q=3$ o 4)	Tipo 2 Compactas (Diseño plástico y diseño sísmico con $Q \leq 2$)	Tipo 3 No Compactas
Alas de ángulos sencillos y ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno de los bordes longitudinales	-----	-----	$0.45 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Atiesadores de travesaños armados, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal	-----	-----	$0.56 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Almas de secciones T	-----	$0.38 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$0.77 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Patines de secciones I, H o T, en flexión	$0.32 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$0.38 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$0.58 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Patines de secciones I o H en compresión pura; placas que sobresalen de miembros comprimidos (1)	$0.58 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$0.58 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$0.58 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Patines de canales	-----	-----	$0.58 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, atiesadores soportados a lo largo de los bordes paralelos a la fuerza	$1.12 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$1.12 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$1.47 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Almas de secciones I o H y placas de secciones en cajón, en compresión (1)	$1.47 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$1.47 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$1.47 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Almas en flexión	$2.45 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$3.71 \frac{\bar{E}}{F_y}$	$5.60 \frac{\bar{E}}{F_y}$
Almas flexocomprimidas (2)	$2.45 \frac{\bar{E}}{F_y} \left(1 - 0.40 \frac{P_u}{P_y} \right)$	$3.75 \frac{\bar{E}}{F_y} \left(1 - 0.60 \frac{P_u}{P_y} \right)$	$5.6 \frac{\bar{E}}{F_y} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{P_y} \right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial (3)	$0.065 \frac{E}{F_y}$	$0.090 \frac{E}{F_y}$	$0.115 \frac{E}{F_y}$
Secciones circulares huecas en flexión	$0.045 \frac{E}{F_y}$	$0.071 \frac{E}{F_y}$	$0.309 \frac{E}{F_y}$
<p>donde</p> <p>F_y esfuerzo mínimo de fluencia del acero en cuestión</p> <p>E módulo de elasticidad del acero</p> <p>(1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de alma y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3</p> <p>(2) P_u fuerza axial de diseño</p> <p>(3) Ver sección 2.3.5 de las NTC</p>			

Tabla 11. Relaciones ancho/groeso según las NTC

Largueros. Son elementos que cubren el claro entre vigas y armaduras para transmitirles cargas que provienen de cubiertas o fachadas. Las separaciones de colocación de los largueros depende de la capacidad de carga del material de la cubierta o fachada, distancias practicas varían de 1.50 a 2.0 m. Los perfiles a utilizar pueden ser W ligeros, canales, o perfiles doblados en frio como canales también, y los cuadrados. Se diseñan como vigas libremente apoyadas, o continuas, aunque el diseño de las primeras produce momentos y deformaciones mayores en comparación con las continuas. En cubiertas con pendiente mayor al 5 % debe considerarse la componente de carga vertical que actúa en el plano débil del larguero, y como la rigidez de algunos perfiles es baja con respecto a su eje débil se deben colocar varillas de contraflamdeo en el plano de la cubierta para contrarrestar esa falta de rigidez. En las fachadas de las edificaciones deben soportar además de las cargas gravitacionales, los empujes y succiones provocados por la acción del viento; importa especialmente la disposición de los perfiles para soportar esta acción, ya que al actuar las presiones en forma perpendicular al plano de las fachadas, el eje más capaz del perfil debe corresponder con la dirección del viento, es decir debe estar rotado 90° respecto a la posición considerada en las cubiertas; en la figura 16 se muestra la disposición de un larguero para viento sobre un marco.

Armaduras. Son elementos formados por barras articuladas en sus extremos y arregladas de manera que formen triángulos con alta rigidez para resistir fuerzas en su plano. Cuando las armaduras son planas hacen que las cargas exteriores se resistan exclusivamente por fuerzas axiales en los elementos. El material se aprovecha de manera sumamente eficiente en armaduras, debido a que los elementos están sujetos a cargas axiales que son uniformes en toda su longitud; lo anterior sumado a la relativa ligereza de los perfiles de acero las hace muy convenientes para cubrir claros grandes. Los perfiles que las forman son ángulos sencillos o dobles, cuadrados formados en frio para cargas y claros pequeños, y los W y las canales son usados para condiciones más severas de carga y longitud.

Las armaduras metálicas funcionan adecuadamente como sistemas soporte de entepiso y cubierta. En los edificios urbanos se combinan con la losacero, descrita más adelante, como sistema de piso. Para el caso de los edificios industriales, la forma de cubierta puede ser de una o dos aguas, arco, o diente de sierra, por ejemplo, y las

armaduras son convenientes para configurarlas y soportarlas. La armadura tipo Fink es adecuada para pendientes grandes, la Howe o Pratt para medias, y la Warren para pequeñas; pueden ser principales o secundarias, y sus dimensiones estarán en función del claro y cargas que soportarán; en la figura 23 se muestra algunos tipos de armaduras.

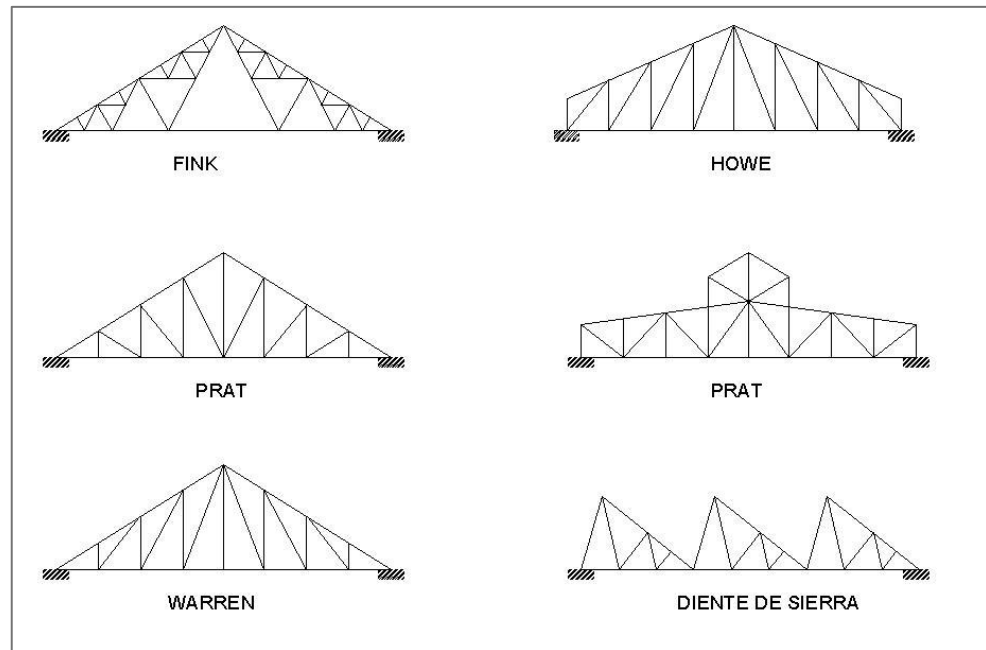


Figura 23. Tipo de armaduras

Sistemas de entrepiso y cubierta. La función estructural de un sistema de piso y cubierta, en conjunto con vigas, armaduras y largueros, es transmitir las cargas hacia la estructura principal, y ésta a su vez a cimentación. Estos sistemas deben conectarse adecuadamente con las columnas para distribuir en ellas cargas horizontales, formando así un diafragma con alta rigidez en su plano que produzca un desplazamiento en conjunto de la estructura ante movimientos laterales. Los principales sistemas de entrepiso y cubierta usados en las estructuras metálicas son: losas de concreto, placas y rejillas de acero, y laminas metálicas. Se describen a continuación sus características principales.

Losas de concreto. Los tableros de estas losas se modulan de acuerdo a la disposición de perfiles que las soportan; un inconveniente importante es el no monolitismo o continuidad entre losa y perfiles. La losa de acero es un sistema importante en las estructuras metálicas, es una variante de la losa de concreto que está formada por una lámina

corrugada de acero de alta resistencia, sobre la cual se coloca el concreto; la lámina es apoyada y fijada sobre perfiles mediante conectores de acero que tienen la función de trabajar a cortante. El concreto y las corrugaciones de la lámina producen un anclaje mecánico, y la lámina trabaja en tensión eliminando la colocación de acero de refuerzo en el lecho inferior de la sección, suprimiendo a la vez el uso de cimbra (Meli, 2008); en la figura 24 se muestran secciones de losacero sobre perfiles tipo W. El sistema es adecuado para pisos de edificaciones urbanas e industriales por la facilidad, y rapidez de colocación sobre los perfiles. En la tabla 11 se muestran capacidades de carga de una losacero, en función del claro por cubrir y de las características de la sección.

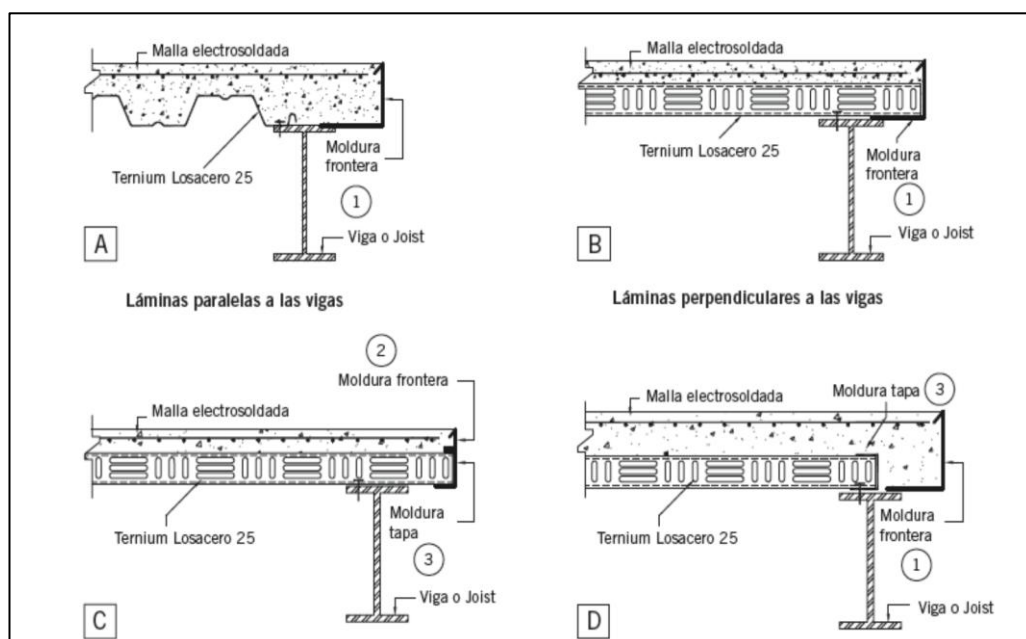


Figura 24. Sistema losacero sobre perfiles

Placas y rejillas de acero. Estos elementos son de uso principal en pisos industriales, debido a la alta resistencia y facilidad que tienen de modularse de acuerdo a los espacios generados en tales áreas. Tienen la ventaja de conectarse fácilmente, por soldadura o tornillos, a los perfiles de la estructura metálica, en la figura 25 se muestra esquemáticamente la sección de una rejilla metálica apoyada en perfiles. La capacidad de carga de las placas y rejillas se puede consultar en fichas técnicas para diferentes secciones, claros, y características del material que las compone. El inconveniente de estos sistemas de piso, es que difícilmente forman un diafragma horizontal con las columnas, por lo que se tiene que colocar contraventeos horizontales para rigidizarlos.

Losacero Sección 4 Sobrecargas Admisibles (kg/m ²)													
Cal.	espesor de conc. (cm)	Separación entre apoyos (m)											
		1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1840	1462	1182	969	804	672	566	479	407	347	296	252
	6	2000	1649	1334	1094	907	759	640	542	461	393	335	286
	8	2000	2000	1638	1344	1115	933	787	667	586	485	414	354
	10	2000	2000	1941	1593	1323	1108	934	793	675	576	493	422
	12	2000	2000	2000	1843	1530	1282	1052	918	782	668	572	490
22	5	2000	1895	1465	1207	1006	846	717	612	525	452	390	337
	6	2000	2000	1656	1356	1138	958	812	693	595	512	442	383
	8	2000	2000	2000	1681	1402	1181	1002	856	735	634	548	474
	10	2000	2000	2000	2000	1666	1404	1192	1019	875	755	653	566
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1627	1382	1182	1016	876	759	658
20	5	2000	2000	1772	1464	1225	1035	882	756	652	565	492	429
	6	2000	2000	2000	1660	1389	1174	1001	859	741	643	559	488
	8	2000	2000	2000	2000	1717	1452	1238	1064	919	797	694	607
	10	2000	2000	2000	2000	2000	1730	1476	1269	1096	952	830	725
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1714	1473	1274	1107	965	844
18	5	2000	2000	2000	1908	1603	1361	1165	1005	873	762	667	587
	6	2000	2000	2000	2000	1826	1551	1328	1146	996	869	763	671
	8	2000	2000	2000	2000	2000	1930	1655	1429	1242	1085	953	840
	10	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1711	1488	1301	1143	1008
	12	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	1735	1517	1334	1177

Tabla 11. Capacidad de carga de Losacero

Laminas. En el área industrial se usan láminas metálicas de espesores pequeños, o la combinación de éstas con materiales aglomerados formando paneles, como cubiertas de naves, bodegas o almacenes, las cuales deben soportar principalmente los efectos de la acción del viento. Generalmente es necesario rigidizar las cubiertas, mediante elementos de acero, para formar un diafragma. Es común obtener también información técnica de estos elementos en catálogos para adaptarla a cargas y claros por cubrir en las edificaciones.

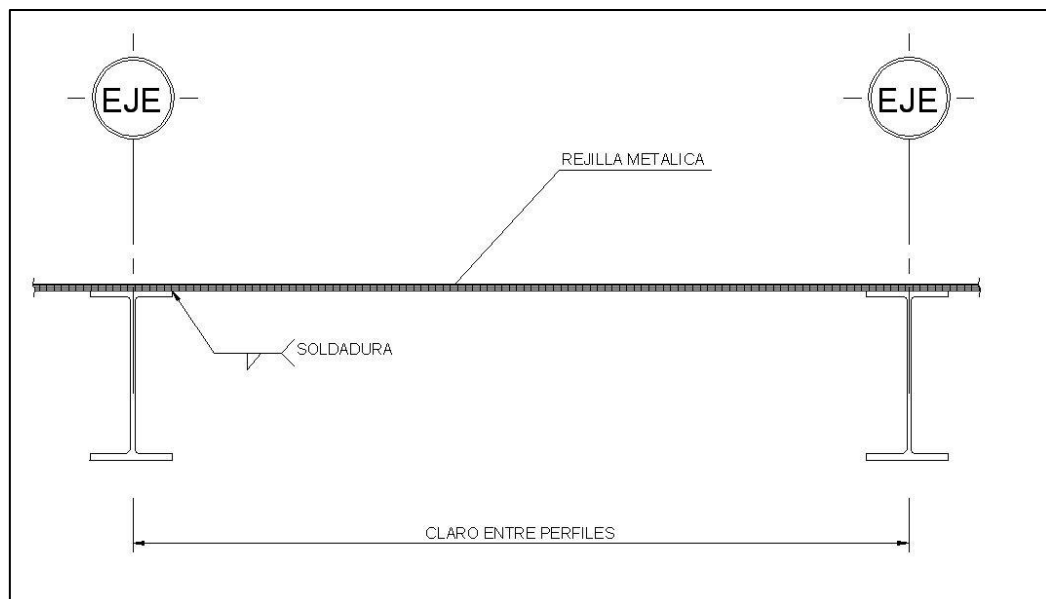


Figura 25. Rejilla metálica sobre perfiles

Elementos complementarios. Se colocan para darle rigidez a la estructura metálica y disminuir los desplazamientos laterales producidos, principalmente, por la acción del viento y el sismo; estos elementos pueden ser los contraventeos y los muros a cortante.

Contraventeos. Deben ser adecuados para evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales y conservar a la vez la estabilidad lateral, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales, efectos $P-\Delta$, bajo cargas verticales y horizontales. Cuando la estructura metálica no es capaz de soportar por sí sola la componente horizontal producida por el viento, o el sismo, se requiere contraventearla. Los perfiles para contraventeo trabajan a tensión en dirección de su eje longitudinal y el acero es el material ideal para esto por su alta resistencia; los perfiles más usados son los redondos y los ángulos; los W y las canales se usan cuando el área requerida para contraventear es grande y se busca además que el perfil tenga rigidez transversal. Es necesario proyectar los contraventeos laterales en posiciones y formas que se adapten a los requerimientos del proyecto arquitectónico y de instalaciones. Los tipos de contraventeos más usuales son en forma de X, en K, y los llamados rodilla.

El contraventeo en X funciona bien, pero ocupa demasiado espacio y limita la circulación, si ésta es factible. El contraventeo en K ocupa menos espacio ya que sus elementos se conectan a la mitad del claro de la crujía del marco; por último, el tipo rodilla genera más espacio que los anteriores por estar conectado a distancias menores de la mitad del claro de la crujía (Mc Cormac, 1991). En la figura 26 se muestran los tipos de contraventeo descritos.

Muros de cortante. Cuando las fuerzas laterales por sismo y viento son considerables, se disponen muros de cortante para resistirlas, los cuales pueden ser de mampostería o de concreto. El ingeniero en estructuras y el arquitecto, en forma coordinada, deben ubicar estos muros para aprovechar aparte de su función arquitectónica, la capacidad que tienen para rigidizar la estructura; en la figura 27 se muestran esquemáticamente muros de cortante en un marco de estructura metálica

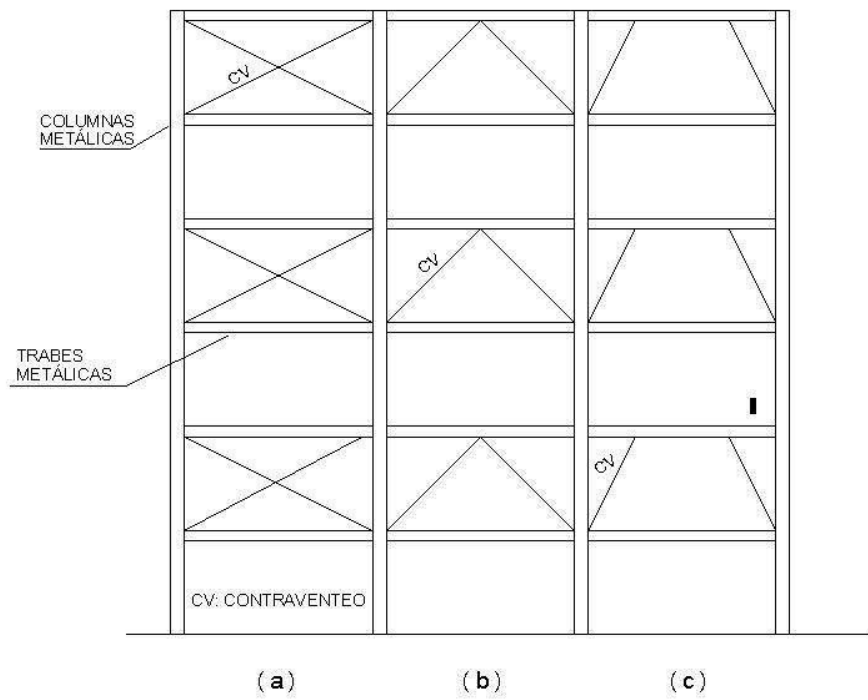


Figura 26. Contraventeos (a) X (b) K (c) Rodilla

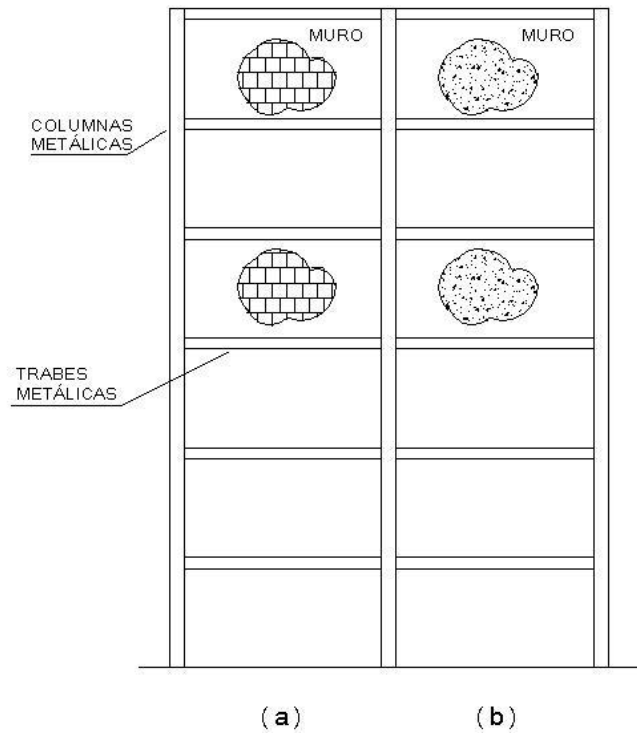


Figura 27. Muros de cortante (a) mampostería (b) concreto

2.2.2 Análisis de cargas

Este análisis es la determinación de las acciones que actuarán sobre la estructura por condiciones normales de uso y extraordinarias, estas últimas producidas por la acción del viento y del sismo principalmente. Para realizar el análisis de cargas se debe: clasificar la estructura, establecer los tipos de cargas, y realizar las combinaciones de estas.

Clasificación de la estructura. Importa de la clasificación de una estructura su uso y ubicación, ya que estas dos características determinarán o influirán en los tipos y magnitudes de las cargas.

Uso. Con la información del anteproyecto y proyecto arquitectónico se determina el uso que tendrá la edificación, con base en lo anterior y con los datos que contienen los reglamentos o códigos de construcción se pueden estimar cargas, por ejemplo las vivas, pero corresponderá al estructurista determinar específicamente los valores más realistas en función del uso y particularidades que tendrá la edificación. En el caso de edificaciones industriales, los procesos productivos, las instalaciones, y los equipos influirán de manera importante en las cargas actuantes, por lo que se requiere un buen conocimiento del proyecto de instalaciones para una determinación cercana a la realidad de dichas cargas.

Ubicación. Se refiere a la zona geográfica donde se construirá la edificación. Se deben considerar dos fenómenos físicos, principalmente, que generan cargas sobre la estructura:

- **Velocidad de Viento.** Se deberá consultar en reglamentos o códigos de construcción las velocidades máximas de viento especificadas para dicha zona o región, otra opción es obtener los registros efectuados de tales velocidades por algún centro meteorológico.
- **Riesgo sísmico.** De manera similar al viento, el riesgo sísmico puede estimarse de acuerdo a la reglamentación respectiva; en este riesgo influyen de manera importante las características geológicas y geotécnicas del lugar.

Tipos de acciones. Las principales acciones que actúan sobre una edificación son las permanentes, las variables y las accidentales. Se describen a continuación estos tipos de acciones.

- **Acciones Permanentes.** Son de magnitud constante y permanecen fijas en un mismo lugar, las cargas muertas son las más representativas. En las estructura metálicas se deben a su peso propio, muros, pisos, cubiertas e instalaciones; el peso propio final se conocen hasta que se hace el análisis y diseño final, el peso así determinado debe compararse con el estimado y si existen grandes discrepancias será necesario repetir el análisis y efectuar el diseño con una estimación más precisa de las cargas. Con una determinación realista de las acciones se aproximará con mayor certidumbre el peso propio, debido a que se realizarán menos cambios o propuestas en la asignación de perfiles.
- **Acciones variables.** Estas acciones son las que pueden cambiar de lugar y magnitud, la carga viva es el ejemplo más ilustrativo. El estructurista deberá especificar en los planos de la estructura metálica los valores de las cargas vivas consideradas en el diseño.
- **Cargas accidentales.** Son aquellas por un uso no normal de la edificación, la acción del viento y sismo son los ejemplos mas comunes.

Viento. La consideración de la carga por viento consiste en transformar la velocidad éste en presiones que actuarán sobre las áreas expuestas de la edificación. En el proyecto de la estructura metálica se debe atender principalmente:

- Una estructuración que proporcione rigidez ante efectos laterales
- La formación de diafragmas en sistemas de entrepiso y cubiertas
- Ubicación de contraventeos en posiciones más convenientes

Sismo. Los sismos generan fuerzas de inercia sobre las edificaciones en proporción directa al peso de éstas; generalmente la acción sísmica se idealiza como dos componentes ortogonales del movimiento del terreno, actuando no simultáneamente sobre la estructura. Aspectos importantes de esta acción y la estructura metálica a considerar son:

- Igual que para la acción del viento, una adecuada rigidez, y la formación de diafragmas en los entrepisos
- Ductilidad de la estructura, lo cual dependerá del acero usado
- Ventajas y desventajas del comportamiento de las conexiones, soldadas y atornilladas, ante este fenómeno

Combinación de cargas. Es la suma de dos o más cargas que tienen una alta probabilidad de presentarse simultáneamente sobre la estructura. Será de ayuda el conocimiento del uso, instalaciones, equipos, y procesos productivos de la edificación, que proporcione información para determinar las combinaciones de carga más desfavorables que puedan ocurrir. Por ejemplo, las especificaciones AISC, considerando el método de diseño LRDF (Load and Resistance Factor Design), se basan en lo indicado por el SEI/ASCE (Structural Engineering Institute/ American Society of Civil Engineering), establecen las combinaciones de carga presentadas en la tabla 12. En México, las Normas Técnicas Complementarias (NTC) sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, señalan las combinaciones resumidas en la tabla 13.

Combinación	Comentario
1.4D $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ $1.2D + 1.6L(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$ $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$ $1.2\pm(1.0E + 0.5L + 0.2S)$ $0.9D\pm(1.3W + 1.0E)$	Cuando el efecto de D es favorable
donde: D= carga muerta L = carga viva debido a equipo y ocupación L _r = carga viva de techo S = carga de nieve R = carga de lluvia o hielo W = carga de viento E = carga por sismo	

Tabla 12. Combinaciones de carga según las especificaciones AISC

Combinación	Factor de carga	Comentario
Acciones permanentes y variables	1.4 o 1.5	Cuando la estructura pertenece al Grupo A, se toma un factor de 1.5
Acciones permanentes, variables y accidentales	1.1	
<p>donde:</p> <p>Acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.</p> <p>Acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.</p> <p>Acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.</p> <p>Las edificaciones se clasifican como tipo A o B, de acuerdo a su importancia, según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.</p>		

Tabla 13. Combinaciones de carga de acuerdo a las NTC.

2.2.3 Análisis estructural

Mediante el análisis estructural se determinan fuerzas internas como son los momentos flexionantes y de torsión, las fuerzas axiales y de cortante, y las deformaciones o desplazamientos en la estructura metálica, causadas por las distintas cargas actuantes. Para realizar este análisis se elabora un modelo de la estructura, al cual se le aplican las cargas mencionadas, y de esta manera determinar su comportamiento.

Modelo de la estructura. Se elabora con base en la configuración del proyecto arquitectónico, la estructuración, y el material estructural propuesto. Es una idealización de la estructura en la cual se deben tomar en cuenta todos los elementos que contribuyan a la respuesta de ésta. Los programas de análisis estructural computarizados facilitan la creación del modelo, por ejemplo, idealizan una estructura metálica formada por columnas y trabes como un sistema de marcos planos, o en el espacio, cuyas secciones son los perfiles de acero. El modelo se pueden modificar fácilmente y valorar su comportamiento con tales cambios. En el apéndice se muestra el modelo utilizado para el análisis estructural de la edificación de la figura 3. Es importante tener presente que los programas de análisis son una herramienta para disminuir tiempo y cálculos, pero debe regir el criterio y buen juicio del ingeniero; los resultados del programa deben ser una verificación del comportamiento previsto por el estructurista.

Método de análisis. El análisis estructural se puede realizar por un método elástico, o por uno plástico. El primero supone un comportamiento elástico del material estructural, y la hipótesis principal en que se basa es que la deformación del material es proporcional a la carga, es decir se rige bajo la ley de Hooke. El método plástico hace uso del comportamiento no lineal del acero, donde las deformaciones ya no son proporcionales a las cargas.

Realización del análisis. El desarrollo de avanzados métodos numéricos para resolver, por medio de la computadora, los grandes sistemas de ecuaciones lineales que intervienen en el equilibrio de la estructura ha permitido la creación de programas de análisis computarizados sofisticados. Independientemente del programa a usar su entorno de operación consiste en:

- Definir unidades dimensionales y de fuerza
- Introducir coordenadas de los miembros que componen la estructura para formar el modelo.
- Definir el material estructural, y especificar sus propiedades mecánicas
- Asignar secciones o perfiles a los miembros
- Establecer las condiciones de apoyo de los miembros de la estructura
- Definir tipos de carga y sus combinaciones
- Especificar el tipo de información que se obtendrá del análisis: reacciones, elementos mecánicos, deformaciones, revisión de esfuerzos o resistencias de los elementos usando como referencia un reglamento o código de diseño específico

En el Apéndice se muestra la lista de entrada de datos para la estructura tratada allí, usando el programa de análisis estructural STAAD PRO Versión 2003.

Deformaciones. Antes de realizar el dimensionamiento de la estructura se debe verificar que las deformaciones causadas por las cargas no sobrepasen valores que impliquen rebasar algún estado límite de servicio, como flechas, vibraciones, o movimientos laterales. Para solucionar o disminuir los efectos anteriores el estructurista puede incrementar la rigidez lateral de la estructura por medio de contraventeos, o cambiar los perfiles para disminuir los desplazamientos verticales o flechas. Para valorar desplazamientos verticales y horizontales permisibles, en la tabla 14 se muestran los

permitidos para acciones permanentes y variables según las Normas Técnicas Complementarias (NTC) sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, establecidos en su sección 4.1. Las Normas para Diseño por Viento y Sismo del mismo Reglamento señalan, en sus secciones 7 y 1.8 respectivamente, los desplazamientos permisibles por esas acciones, los cuales se resumen en la tabla 15.

Caso	Tipo de Desplazamiento	Valor permitido
Trabes con efecto a largo plazo	Vertical	$L / 240 + 5 \text{ mm}$
Trabes que afecten a elementos no estructurales	Vertical	$L / 480 + 3 \text{ mm}$
Desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos	Horizontal	$H / 500$
Como en el punto anterior, pero sin que se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos	Horizontal	$H / 250$
donde L = longitud del elemento H = altura del entrepiso		

Tabla 14. Desplazamientos por cargas permanentes según las NTC

2.2.4 Dimensionamiento

El dimensionamiento o revisión de elementos y conexiones se realiza con los elementos mecánicos resultantes del análisis y con base en un método de diseño para estructuras metálicas. Implica la selección de perfiles que resistan con seguridad y economía las cargas aplicadas; la seguridad debe evitar la falla de la estructura, o de alguna de sus partes, y la economía significa peso mínimo por unidad de longitud del perfil; otras consideraciones como la facilidad de fabricación y las conexiones de la estructura influyen en la selección de perfiles. Los métodos de diseño de estructuras metálicas principalmente usados son el de Esfuerzos Permisibles y el de Factores de Carga y Resistencia.

Caso	Tipo de Desplazamiento	Valor permitido
Desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de edificios o entre secciones transversales de torres causados por las fuerzas de diseño por viento, cuando no existan elementos de relleno que puedan dañarse	Horizontal	0.005 de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas
Identico que el anterior, pero cuando existan elementos de relleno que puedan dañarse	Horizontal	0.002 de la diferencia entre los niveles de piso o de las secciones transversales mencionadas
Desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por fuerzas cortantes sismicas de entrepiso	Horizontal	0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes
Identico que el anterior, pero sin elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, o que esten separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por su deformacion	Horizontal	0.012 veces la diferencia de elevaciones correspondientes

Tabla 15. Desplazamientos por cargas de viento y sismo según las NTC

Método de Diseño por Esfuerzos Permisibles. Conocido como ASD (Allowable Stress Design), consiste en estimar las cargas de trabajo o servicio sobre la estructura y diseñarla con base en ciertos esfuerzos permisibles, los cuales por lo general son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero en cuestión. El ASD asume un comportamiento elástico del material bajo cargas, pero reserva cierta capacidad inelástica que ha sido incorporada de manera implícita en las ecuaciones de diseño de las resistencias involucradas.

El principio del método es el siguiente: la resistencia requerida de cada miembro sobre el que actúan las diversas cargas debe ser menor o igual que la resistencia nominal de cada miembro dividida por un factor de seguridad mayor a la unidad. Lo anterior se resume como:

$$(R_Q) \leq (R_N)_{F.S}$$

donde

$R_Q =$ resistencia requerida en el miembro

$R_N =$ resistencia nominal en el miembro

$F.S =$ factor de seguridad

En términos de esfuerzos, el del Estado Limite, que puede ser el esfuerzo de fluencia mínimo o de tensión última del acero, se divide entre el factor de seguridad para obtener uno Permisible, y el esfuerzo Máximo causado por las cargas de servicio no debe exceder el Permisible. Como ejemplo para los esfuerzos de tensión axial se debe cumplir:

$$f_t = \frac{P}{A} \leq F_t$$
$$F_t = \frac{F_y}{F.S} \text{ o } \frac{F_u}{F.S}$$

donde

$f_t =$ esfuerzo de tensión máximo, calculado para las cargas de servicio

$P =$ carga de tensión axial de servicio

$A =$ área de la sección transversal de acero

$F_t =$ esfuerzo de tensión permisible

$F_y =$ esfuerzo de fluencia mínimo del acero

$F_u =$ esfuerzo de ruptura a la tensión del acero

$F.S =$ factor de seguridad

Para valorar algunas resistencias nominales del acero estructural en la tabla 16 se muestran las indicadas en las Especificaciones del manual IMCA, el cual basa sus criterios en el método de esfuerzos permisibles.

Factor de seguridad. Este factor se define como la razón de la resistencia del miembro al esfuerzo máximo esperado en él. La resistencia que se usa para determinar el factor de seguridad se puede considerar como la resistencia última del miembro, pero a menudo se usa un valor menor; por ejemplo, en los casos en que la falla ocurre cuando el miembro sufre deformaciones excesivas el factor de seguridad se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia entre el esfuerzo máximo esperado. En aceros dúctiles el factor

de seguridad se basa por lo general en el esfuerzo de fluencia, mientras que en materiales frágiles la base es la resistencia última (McCormac, 1991). Las incertidumbres que compensan los factores de seguridad son:

- La resistencia de los materiales puede variar en forma considerable respecto a los valores supuestos, y será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, la corrosión, y la fatiga
- Los métodos de análisis estructural pueden estar sujetos a errores apreciables
- Los fenómenos naturales, como sismos y vientos, causan condiciones difíciles de predecir
- Los esfuerzos producidos durante la fabricación y el montaje, son en ocasiones altamente severos
- Las cargas muertas sobre una estructura pueden estimarse con cierta aproximación a la realidad, no así las cargas vivas, lo cual es importante al estimar la combinación más desfavorable de cargas vivas probable
- Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales, y las variaciones dimensionales de los elementos estructurales

Método de Diseño por Factor de Carga y Resistencia. Es conocido como LRFD (Load and Resistance Factor Design), y su diferencia principal con el método ASD consiste en los factores de seguridad involucrados. El LRFD se basa en los conceptos de estados límite, los cuales describen una condición en la que una estructura, o alguna parte de ella, dejan de cumplir su función. Los estados límite involucrados son de Resistencia y Servicio, los primeros se refieren a la capacidad de carga de la estructura tratando de disminuir el riesgo de falla o colapso, y los segundos a su comportamiento bajo cargas normales de servicio buscando evitar deflexiones excesivas, vibraciones o agrietamientos; las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, por ejemplo, basan sus criterios en esos estados límite.

En el método LRFD las cargas de servicio, Q , son multiplicadas por factores de carga, λ , que son casi siempre mayores que 1.0, obteniendo así cargas factorizadas; esos factores varían dependiendo del tipo y combinación de cargas. Por otra parte, la estructura debe tener una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas

Caso	Esfuerzo permisible	Factor de seguridad	Observación
Tensión	$F_t = 0.60F_y$	0.60	En el área total de conexión
	$F_t = 0.50F_y$	0.50	En el área neta efectiva de la conexión
Cortante	$F_v = 0.40F_y$	0.40	
	$F_v = 0.30F_y$	0.30	En conexiones de extremos de vigas donde el patín superior está cortado
Compresión	$F_a = \frac{1 - \frac{klr^2}{2C_c^2}}{\frac{5}{3} + \frac{3klr}{8C_c} - \frac{klr^3}{8C_c}}$	Variable	En función de: k,l,r
Flexión	$F_b = 0.66F_y$	0.66	Se deben atender los distintos casos que marcan las especificaciones
Aplastamiento	$F_p = 0.90F_y$	0.90	Cuando las partes en contacto tengan distinto esfuerzo de fluencia, F_y , se usara el de menor valor
<p>donde</p> <p>F_y = esfuerzo de fluencia mínimo del acero en cuestión</p> <p>E = módulo de elasticidad del acero</p> <p>k = factor de longitud efectiva</p> <p>r = radio de giro mínimo del perfil</p> <p>l = longitud no soportada lateralmente en el plano de flexión</p> <p>C_c = relación de esbeltez de columnas que separa el pandeo elástico del inelástico</p> $C_c = \frac{2\pi^2 E}{F_y}$			

Tabla 16. Resistencias nominales de acuerdo al manual IMCA

factorizadas, esa resistencia es igual a la resistencia teórica o nominal, R_n , multiplicada por un factor de resistencia, Φ , menor que 1.0. El método se resume de la siguiente manera:

$$(\lambda) (Q) \leq (\Phi) (R_n)$$

donde

λ factor de carga

Q carga de servicio en la estructura o miembro

Φ factor de resistencia

R_n resistencia nominal de la estructura o miembro de esta

Finalidad de los factores de Carga y Resistencia. El propósito de los factores de carga es incrementarlas para tomar en cuenta incertidumbres implicadas al estimarlas; en las tablas 12 y 13 se indicaron los factores de carga según las especificaciones AISC y las NTC, respectivamente. En cuanto a los factores de resistencia su objetivo es considerar posibles variaciones de ésta en el acero estructural, en las dimensiones de los perfiles, y en deficiencias de los procesos constructivos de la estructura metálica, así como a imperfecciones en las teorías de análisis y diseño estructural; su uso implica que la resistencia de una estructura no puede calcularse exactamente. En la tabla 17 se muestran las resistencias nominales y los factores de seguridad establecidos por las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Algunos criterios de diseño son los mismos para los métodos ASD y LRDF, por ejemplo, el relacionado con la determinación de la área neta de un elemento al cual se le fabrica una cadena de agujeros alternados, figura 28; en ambos métodos el ancho neto del elemento se obtendrá deduciendo del ancho total, b , la suma de los diámetros de todos los agujeros en la cadena y sumando, para cada espacio de gramil la cantidad:

$$\frac{s^2}{4g}$$

Caso	Resistencia nominal	Factor de resistencia (FR)	Observación
Tensión	$R_t = A_t F_y F_R$	0.90	En el área total de conexión
	$R_t = A_e F_u F_R$	0.75	En el área neta efectiva de la conexión
Compresión	$R_c = \frac{F_y}{1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n-1}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$	0.90	Se refiere al caso de inestabilidad por flexión, las Normas indican otros estados límite; además se debe atender la clasificación de la sección (relación ancho grueso) para efectos del pandeo local
Flexión	$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$	0.90	Para secciones 1 y 2 de acuerdo a las Normas y cuando el pandeo lateral no es crítico
Cortante	$V_R = V_N F_R$	0.90	En vigas y trabes de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón
Flexocompresión	$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$	0.90	Resistencia en secciones extremas de columnas y para secciones 1 y 2 según las Normas y para perfiles o secciones en cajón

Donde
 Fy = esfuerzo de fluencia mínimo del acero en cuestión
 Fu = esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del acero en cuestión
 At = área total de la sección transversal del miembro
 Ae = área neta efectiva del miembro
 E = módulo de elasticidad del acero
 n = coeficiente adimensional que depende de las características del miembro y de la clasificación de la sección
 $\lambda =$ parámetro de esbeltez, $\lambda = \frac{kL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$
 k = factor de longitud efectiva
 r = radio de giro mínimo del perfil
 l = longitud no soportada lateralmente en el plano de flexión
 Z = módulo de sección plástico
 VN = resistencia nominal a cortante de la sección
 Pu, Muox, Muoy, son la fuerza axial de diseño en la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado
 Mpx = ZxFy, Mpy = ZFy momentos plásticos resistentes nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y
 Py = AtFy, es la fuerza axial nominal

Tabla 17. Resistencias nominales de acuerdo a las NTC

donde

s es la separación longitudinal, paso, de dos agujeros consecutivos cualesquiera

g es la separación transversal, gramil, de los mismos dos agujeros

El área neta crítica, A_n , de la parte se obtiene de aquella cadena que dé el menor ancho.

Por otra parte las definiciones de los miembros compactos, no compactos y esbeltos son prácticamente las mismas, pero las reglas de las especificaciones LRFD están más actualizadas.

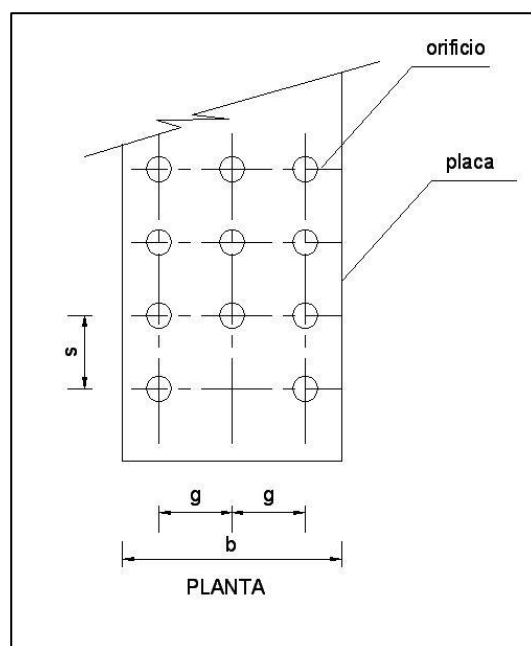


Figura 28. Elemento con agujeros alternados

Se puede resumir que el método LRFD representa un avance notable sobre el método ASD ya que permite tomar en cuenta diversos grados de incertidumbre y variabilidad en la estimación de cargas y resistencias, respectivamente. Otro aspecto importante es la incorporación, por parte del LRFD, de modelos probabilísticos que permiten tener mayor confiabilidad y consistencia en el diseño y por consiguiente tener una base más racional y refinada que la establecida por el ASD.

Diseño de elementos. Consiste en la revisión de las resistencias de los perfiles utilizados para que éstos tengan seguridad adecuada contra la aparición de un estado límite de falla, las principales resistencias a considerar son a:

- Tensión
- Compresión
- Flexión
- Cortante
- Flexocompresión
- Flexotensión
- Resistencia conjunta de perfiles y elementos de concreto reforzado, llamados Construcción Compuesta

Las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, definen estas resistencias como:

Tensión. Es la resistencia en miembros prismáticos sujetos a tensión que actúa a lo largo de su eje centroidal; como ejemplo están los contraventeos, las cuerdas y diagonales de armaduras, y los tensores y riostras en cubiertas y fachadas. (Aunque no es determinante, es conveniente limitar la relación de esbeltez, L/r , o sea la relación de su longitud (L) entre su radio mínimo de giro (r), a ciertos valores para prevenir casos de inversión de esfuerzos de tensión a compresión.)

Compresión. Comprenderá esta resistencia aquellos miembros prismáticos sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales, por ejemplo: las columnas o postes de corta longitud, y las cuerdas, diagonales y montantes de armaduras. (La relación de esbeltez, L/r , es de gran importancia, ya que a medida que la longitud del elemento a compresión aumenta los efectos del pandeo también crecen, disminuyendo la capacidad para seguir soportando esfuerzos; por lo anterior importa que los perfiles tengan elevados radios de giro, o en su defecto, se debe limitar la longitud libre de pandeo mediante la colocación de elementos restrictivos en determinados puntos de la longitud del miembro.)

Flexión. En elementos sujetos a esfuerzos axiales o normales causados por la flexión producida por cargas transversales, o por momentos aplicados en sus extremos, esta resistencia es de gran importancia. (La flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes, los ejemplos más ilustrativos son las vigas y trabes cargadas en uno de los planos de simetría; son importantes en la resistencia a flexión los criterios de sección compacta y soporte lateral del elemento.)

Cortante. Se verificará esta resistencia principalmente en el alma, o almas como en la sección cajón, de vigas y trabes de sección transversal con dos ejes de simetría sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría que coincide con el alma.

Flexocompresión y Flexotensión. La verificación de estas resistencias se comprobará en miembros de eje recto y sección transversal constante con dos ejes de simetría, sujetos a compresión/tensión y flexión producida por momentos que actúan alrededor de los ejes mencionados. (El ejemplo más representativo son las columnas.)

Construcción Compuesta. En este sistema se revisan resistencias a compresión y flexocompresión, por ejemplo, en perfiles ahogados en concreto o rellenos de éste como las secciones circulares o rectangulares. En cuanto a resistencia a flexión se encuentran las vigas interconectadas con losas de concreto que se apoyan directamente en el perfil. En láminas acanaladas sobre las que se cuele una losa de concreto se deberá revisar el cortante en el alma del perfil.

Dependiendo del método de diseño utilizado se emplean determinados procedimientos, criterios, y ecuaciones para obtener las resistencias correspondientes. Para ejemplificar lo anterior en el apéndice se utilizan las NTC para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para obtener las resistencias de algunos elementos.

Diseño de Conexiones. Este diseño es uno de los aspectos más importantes en el proyecto con estructura metálica, ya que las conexiones deben ser capaces de transmitir adecuadamente los diferentes elementos mecánicos entre los miembros de la estructura. Un criterio importante es que su grado de seguridad debe ser mayor al del

diseño de los elementos que conecta, para que durante la falla lo hagan primero estos últimos y al final la conexión.

Tipo de Conexiones. Las estructuras metálicas se conectan por medio de conexiones remachadas, atornilladas, y soldadas.

Conexiones Remachadas. En el pasado las estructuras metálicas se conectaban por medio de remaches, los cuales requerían de un proceso constructivo elaborado, difícil y riesgoso, además de una alta precisión en el diseño. Están en desuso por haberse encontrado medios más eficientes y fáciles de controlar, como la soldadura y los tornillos. Los remaches son todavía interesantes, académicamente, porque ilustran muy bien la forma de transmitir los esfuerzos por tensión, cortante y aplastamiento.

Conexiones Atornilladas. Los tornillos son pasadores de metal con una cabeza formada en un extremo y el vástago roscado en el otro para recibir una tuerca, figura 29, se usan para unir entre sí los perfiles, insertándolos a través de agujeros hechos en dichos perfiles y apretando la tuerca en el extremo roscado. Bajo la cabeza y tuerca del tornillo se usan rondanas para distribuir la presión de apriete en el miembro atornillado y evitar así que la parte roscada se apoye directamente sobre las piezas conectadas; en tornillos de alta resistencia las rondanas usadas son con superficie endurecida. Para un funcionamiento seguro y adecuado bajo cargas las partes conectadas deben estar perfectamente apretadas entre la cabeza del tornillo y la tuerca. Cuando estas conexiones se sujetan a cargas alternadas o vibraciones pueden aflojarse las tuercas, con lo que se reduce su resistencia, para evitar lo anterior las tuercas deben asegurarse definitivamente en su posición.

Clases de Tornillos. Estructuralmente se tienen dos clases de tornillos, los comunes y los de alta resistencia. Los primeros se elaboran de acero dulce con características de esfuerzo y deformación similares al acero A36, se designan como A307 y tienen una resistencia última a la tensión de 4200 kg/cm^2 , aproximadamente, están disponibles en diámetros desde 16 mm ($5/8''$) hasta 38 mm ($1\frac{1}{2}''$). Tienen resistencias de diseño menores que los tornillos de alta resistencia; se usan en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en elementos como los largueros, las riostras, los tensores de baja capacidad, y armaduras pequeñas. En cuanto a los tornillos de alta resistencia se

fabrican dos clases, los A325 y A490. Los primeros están hechos con acero al carbono tratado térmicamente con resistencia última a la tensión de 8400 kg/cm², en la figura 30 se muestran datos estos tornillos de acuerdo al manual IMCA. Los segundos son elaborados con acero aleado y tienen una resistencia última a la tensión aproximada a 10500 kg/cm², también son tratados térmicamente. En la figura 31, se indican las características para identificar a los tornillos de alta resistencia según el manual IMCA.

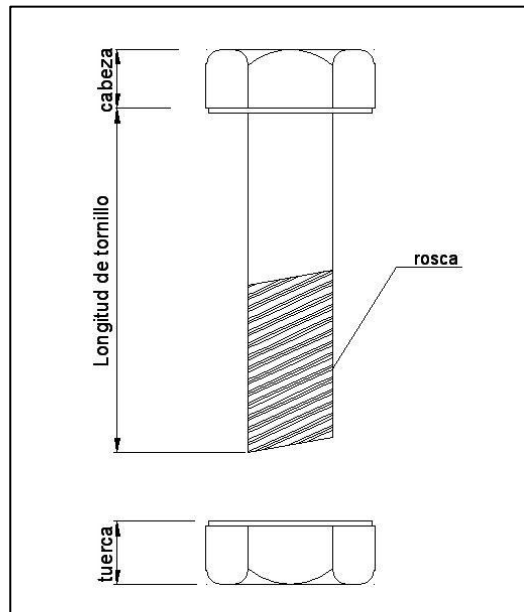


Figura 29. Tornillo estructural

Tipo de conexiones atornilladas. Las cargas que actúan en la conexión pueden producir la falla de los tornillos por tensión, o por cortante. Y por el modo de transmitir la carga en la conexión, ésta puede ser por fricción, o por aplastamiento y corte.

Conexión por Fricción. Es propia de los tornillos de alta resistencia debido a las elevadas tensiones que pueden soportar, y consiste en desarrollar una alta tensión en el tornillo mediante la acción de apriete de la tuerca con llaves de torsión calibradas, o bien por el método del giro de la tuerca, estos métodos se describen en el capítulo 4, hasta producir una fuerza de tensión predeterminada la cual aprieta las placas que se están uniendo entre la cabeza del tornillo y la tuerca. La fuerza de tensión en los tornillos debe ser del 80 al 90% de la resistencia de fluencia por tensión del tornillo. La acción de apriete facilita la transmisión de la carga de una placa a la otra por fricción produciendo de este modo una junta semirrígida. Como la resistencia por fricción depende de la

cantidad de tensión inicial, es importante el apriete correcto de la tuerca para obtenerla y así la carga se transmitirá por fricción entre las superficies de contacto, es decir la fuerza de corte en la conexión es menor que la resistencia a fricción y los tornillos no estarán sujetos esfuerzo de corte o de aplastamiento, el único esfuerzo en ellos es producido por la tensión inicial. La carga de seguridad en los tornillos, trabajando a fricción, debe ser menor que la crítica que produce el primer deslizamiento de importancia (Mc Cormac, 1991).

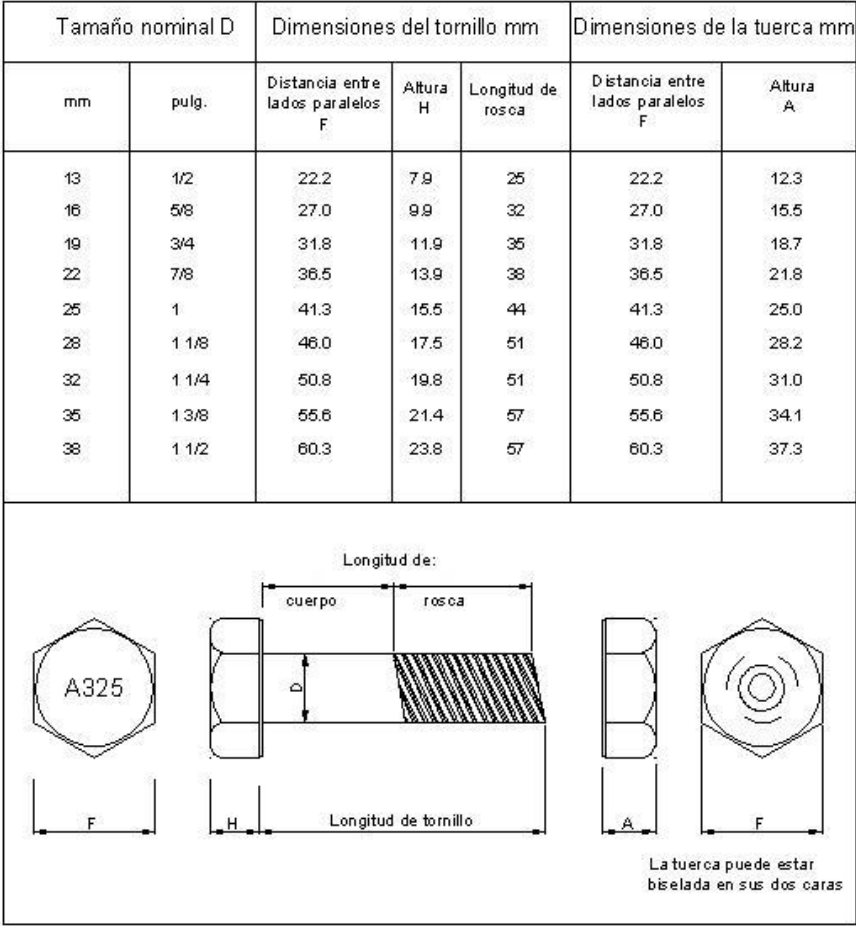













Figura 30. Características de tornillos A325

Conexión por aplastamiento y corte. Ocurre cuando en la conexión se aplica una fuerza de corte que sobrepase la resistencia por fricción, y entonces, tiene lugar un deslizamiento significativo que lleva al tornillo a entrar en contacto, o apoyo, con los bordes de la placa, con una presión, idealizada, uniforme distribuida sobre un área igual al diámetro nominal del tornillo, multiplicado por el espesor de la placa conectada; y

entonces los tornillos estarán sujetos a cortante y aplastamiento producidos por el deslizamiento mencionado.

Tipo	A325		A490	
	Tornillos	Tuerca	Tornillos	Tuerca
1	(1) 	 Marca del m anufacturero Los arcos indican grado C Marca de grados D, DH, 2 ó 2H		 DH ó 2H (2)
2	 Nota: las 3 líneas radiales a 60° son obligatorias	Igual al tipo 1	 Nota: las 6 líneas radiales a 30° son obligatorias	Igual al tipo 1
3	(3)  Nota: el subrayado es obligatorio	(3)  	(3)  Nota: el subrayado es obligatorio	(3) 

(1) Opcionalmente pueden usarse además 3 líneas radiales a 120°
 (2) También es aceptable el Tipo 3
 (3) Opcionalmente puede agregarse una marca que indique que es resistente a la corrosión atmosférica

Figura 31. Características de tornillos de alta resistencia

Se clasifican como conexiones por aplastamiento y corte todas las realizadas con tornillos comunes, ya que no se les puede aplicar una tensión inicial elevada, debido a su menor resistencia, que genere la fricción necesaria para soportar cargas. Los tornillos de alta resistencia trabajan adecuadamente por fricción, y en el caso de que se produzca un deslizamiento lo hacen también por aplastamiento y cortante.

Ventajas de las conexiones atornilladas. Independientemente de cómo fallen o transmitan las cargas, estas conexiones tienen las siguientes ventajas:

- Puede realizarlas personal con menor calificación y experiencia, en comparación con las conexiones soldadas
- Con procedimientos adecuados se logra rapidez en su ejecución
- Son fáciles de inspeccionar visualmente
- No existe riesgo de fuego, como en el caso de la soldadura

- En modificaciones o desmontaje de estructuras, los procedimientos son sencillos por la facilidad de quitar o adicionar elementos atornillados

Conexiones soldadas. La soldadura es el proceso de conectar piezas de metal entre sí por medio de la aplicación de calor. En las estructuras metálicas esa unión se hace por medio de soldadura por fusión, que es un método para conectar piezas por medio de metal fundido y que consiste en someter una varilla o electrodo, llamado metal de aportación, a un calor intenso en su extremo, el cuál se funde y deposita en el punto donde se desea efectuar la conexión; el metal base, que son las partes por conectar, también se funde localmente y se une con el metal de aportación formando así una conexión soldada.

Las conexiones de soldadura se clasifican de acuerdo a la posición del metal base como: a tope, de traslape, en T, de borde, y de esquina. Los tipos de soldadura a realizar en estas conexiones son de: de filete, de preparación, de tapón, y de ranura. En la figura 32 se muestran los tipos de conexiones y soldaduras mencionados. A continuación se describen las características de los tipos de soldaduras para valorar su utilización en los diseños.

Soldadura de filete. Se emplean para unir piezas colocadas de tal manera que entre sus bordes se forme un ángulo diedro, generalmente de 90° , cada una de cuyas caras corresponde a una de las piezas por unir, por ejemplo, dos placas traslapadas, o dos placas perpendiculares entre sí. El metal de aportación colocado a lo largo del ángulo diedro funde los bordes de las placas y constituye, al solidificarse, una liga entre ellas; la sección transversal de ésta soldadura se caracteriza por una forma triangular, que tiene, comúnmente, sus lados iguales.

Las soldaduras de filete son más resistentes a esfuerzos de tensión y compresión que a los de cortante, de ahí que éstos últimos sean los críticos o principales a revisar en la conexión. Cuando sea práctico es conveniente disponer las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación con tensión y compresión. El esfuerzo en la soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área de la garganta, la cual es igual al grueso teórico y por su longitud, este criterio se usa sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Los filetes de soldadura transversales

son más resistentes que los longitudinales, una razón de lo anterior es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en los primeros, mientras que en los otros se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura; además en los transversales la rotura ocurre a un ángulo diferente de 45°, dándoles un área de garganta efectiva mayor.

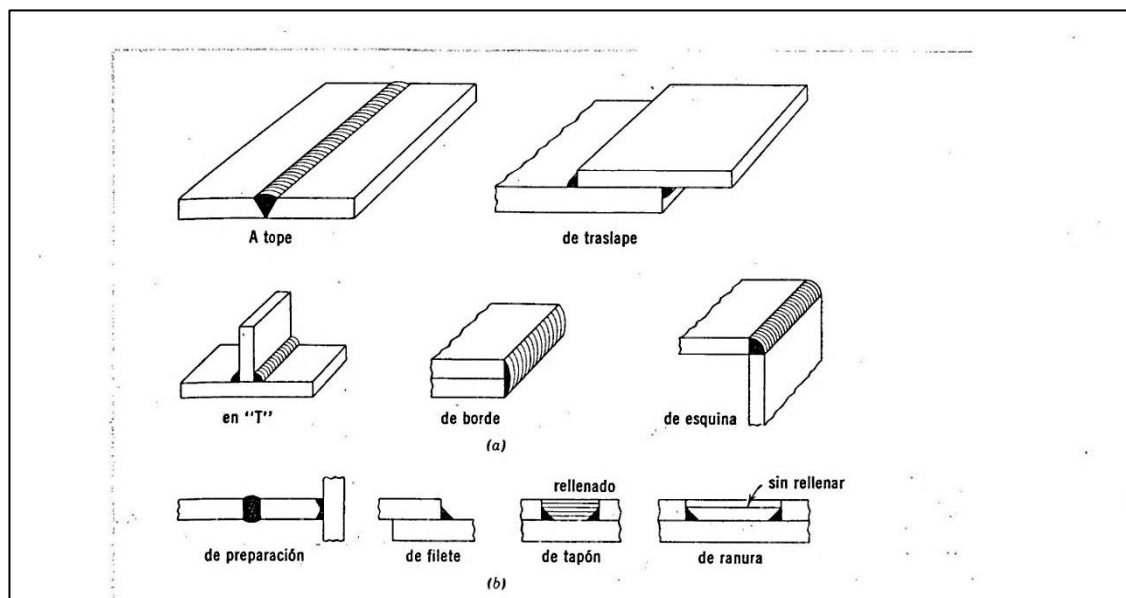


Figura 32. Tipo de conexiones soldadas y soldaduras

Usos. Son muy prácticas por la facilidad de traslapar, o poner en posición a los miembros por conectar, lo que implica mayores tolerancias permisibles en su realización, por ejemplo, las soldaduras usadas para fabricar secciones soldadas con tres placas, las conexiones a cortante en el alma de vigas y travesaños, y las conexiones de placa base y columnas, entre otras. En la figura 33 se muestran conexiones soldadas, utilizando soldadura de filete.

Soldadura de preparación o tope. Se utilizan para unir placas colocadas una frente a la otra, y rellenando el espacio entre ellas con el metal de aportación, total o parcialmente. Las soldaduras de penetración completa son las que ocupan la totalidad del grueso de las placas, o la más delgada cuando son de espesores diferentes, mientras que las de penetración incompleta ocupan únicamente una parte de ese grueso. Cuando las placas por soldar son gruesas, es necesario preparar especialmente

sus bordes antes de depositar la soldadura, esto se hace mediante el biselado de las piezas para lograr la penetración deseada, en la figura 34 se muestran algunos tipos de biselado, por ejemplo, a medida que el material es más grueso es necesario el uso de soldaduras a tope en V, y doble V para permitir la penetración del metal de aportación en la junta. En perfiles formados en frío, donde los espesores son menores a 6 mm ($\frac{1}{4}$ "), la soldadura se realiza a tope, sin preparación.

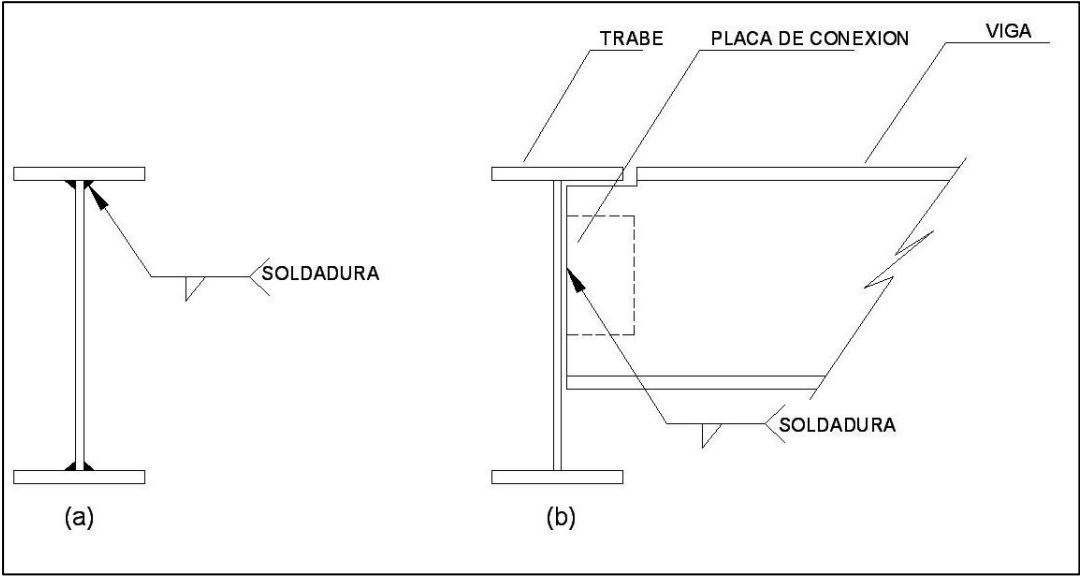


Figura 33. Soldaduras de filete (a) Perfil soldado (b) Placa a cortante

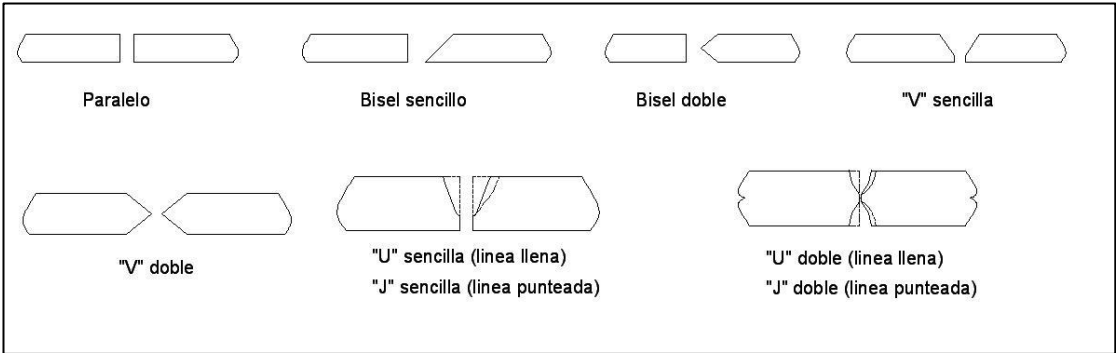


Figura 34. Biselado en soldaduras de preparación

Las soldaduras de preparación son preferidas a las de filete para resistir impacto y esfuerzos repetitivos, pero tienen la desventaja en la preparación de las piezas por unir. La selección del tipo adecuado de soldadura de preparación depende, además de su costo, de la resistencia requerida, de las distorsiones, y de los esfuerzos residuales que se generen en la conexión. Cuando la penetración es completa y las soldaduras están sujetas a cargas tensión o compresión axial, los esfuerzos se obtienen dividiendo la carga entre el área transversal neta de la soldadura.

Usos. Son adecuadas cuando las partes a conectar están alineadas en el mismo plano, en otros casos implica un ensamble perfecto de los miembros por conectar, lo cual no sucede en las estructuras metálicas comunes. Sus usos más ilustrativos son en las conexiones de patines de columnas y traveses, en los empalmes de columnas, y en las uniones de columna con placa base.

Soldadura de tapón y de ranura. Se emplean para ligar dos placas colocadas una sobre la otra, para lo cual se realiza un agujero en una de las placas y teniendo como base la otra se rellena con metal de aportación, el que, al fundir los bordes y la base del agujero se solidifica y crea una liga entre las dos piezas. Las soldaduras de tapón y de ranura difieren entre sí únicamente en la forma del agujero, que es circular en las primeras y alargado en las segundas.

Usos. Se utilizan principalmente cuando no se puede obtener una longitud suficiente de soldadura de filete, o cuando se desea una conexión local adicional entre placas conectadas.

La American Welding Society (AWS) con el objetivo de establecer designaciones estándar para los diferentes tipos de soldadura, ha especificado un conjunto de símbolos que proporcionan los medios para dar información completa y concisa de las soldaduras, en la figura 35 se reproducen esos símbolos.

Simbolos básicos de soldadura

Tipo de soldadura									
Canto	Filete	Tapón o ranura	Preparación de las piezas						
			Rectangular	V	Bisel	U	J	Bisel doble	Bisel simple

Simbolos suplementarios

Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	Conjuntivo	
		A la ras	Convecho

Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura

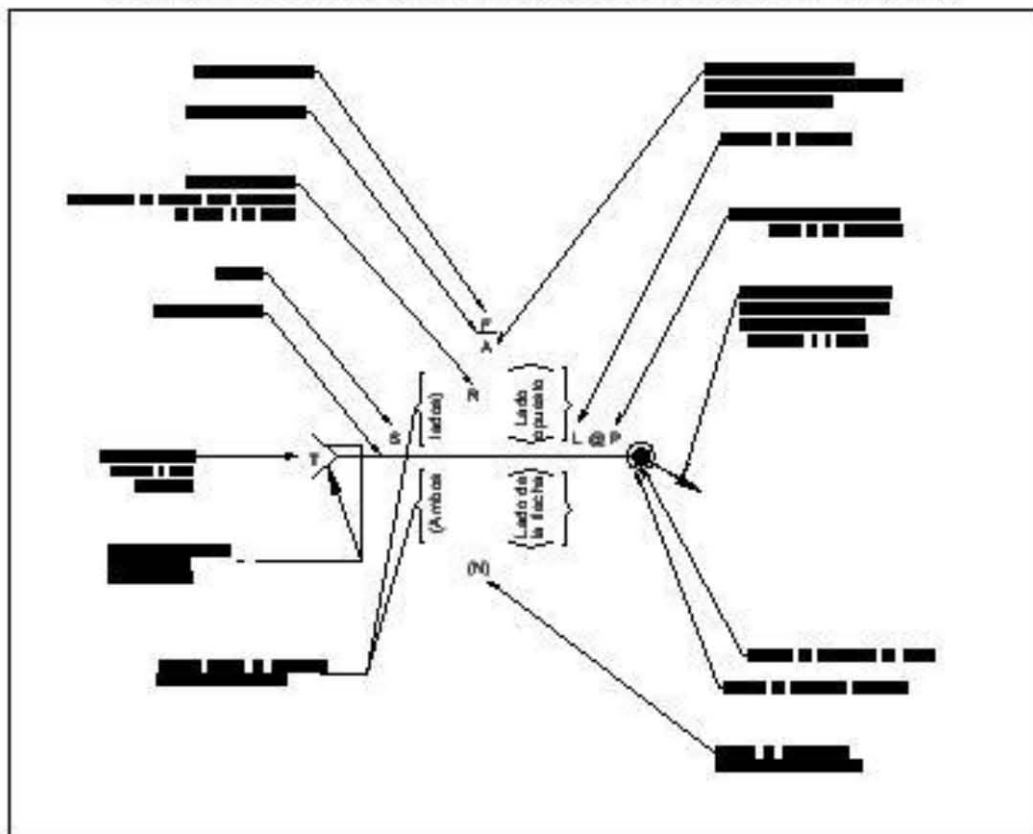


Figura 35. Simbología de soldadura según la AWS.

Las principales ventajas de las conexiones soldadas son:

- Economía. Porque permiten ahorros en el peso de la estructura, al eliminar placas de unión y de empalme necesarias en las estructuras atornilladas, que implican además tiempo, detalle, y costo
- Facilidades de conexión. Algunas conexiones atornilladas puede ser extremadamente complejas, pero con los procedimientos de soldadura puede simplificarse tal situación, por ejemplo, en perfiles circulares es más fácil conectar con soldadura que con tornillos.
- Mayor rigidez. La rigidez se logra porque los miembros están directamente conectados uno a otro, en comparación con las conexiones atornilladas que requieren placas de conexión que se deforman debido a la transferencia de carga, y por lo tanto hacen más flexible a la estructura
- Continuidad. Se logra de mejor manera porque el proceso de soldadura permite fusionar los miembros entre sí, lo cual permite la realización de estructuras estáticamente indeterminadas, esbeltas y estéticas.
- Cambios en diseño. Al intervenir menos elementos de ensamble, en comparación con las conexiones atornilladas, los cambios en diseño, fabricación, y montaje no implican demasiado material, tiempo, y detallado.

Los lineamientos derivados de este capítulo a tener presentes cuando se elabora el proyecto de la estructura metálica son:

1. Se debe tomar en cuenta que existen diferentes aceros estructurales con características distintas, y que en ocasiones no son tomadas en cuenta cuando se elabora el proyecto de la estructura metálica; por ejemplo, los esfuerzos de resistencia a la fluencia y ruptura, el grado de ductilidad, la facilidad de soldarse, su vulnerabilidad al medio ambiente, y su costo, entre otros.
2. Al considerar a la estructura metálica como tipo urbana o industrial, se tiene una idea básica de las cargas que soportará, y de los elementos más convenientes que compondrán la estructuración, por ejemplo, perfiles más adecuados, sistemas de

piso y cubierta eficientes, y otros elementos, como los muros, que adicionan capacidad lateral a la estructura metálica.

3. El uso de los perfiles de acero no debe basarse exclusivamente en su resistencia, se deben tomar en cuenta otros aspectos como la facilidad de su obtención, o fabricación, las posibles formas de conexión, y el costo; y también las propiedades geométricas, que inciden en el pandeo local y general del miembro, y por lo tanto en su resistencia, deben ser consideradas.
4. La determinación de las cargas sobre la estructura metálica es un procedimiento que implica incertidumbre, la cual puede disminuir con un mayor conocimiento del proyecto general de la edificación; ya que por medio de la información de los estudios preliminares, características físico-ambientales del sitio, y el uso de la edificación, por ejemplo, se podrán valorar con mayor realidad las cargas vivas, las accidentales, sismo y viento, y las producidas por instalaciones y equipos.
5. El análisis estructural por medio de programas computarizados son una herramienta importante en el ahorro de tiempo y cálculo, sus resultados deben, principalmente, comprobar el comportamiento previsto de la estructura.
6. Los métodos de dimensionamiento de estructuras metálicas, ASD y LRFD, difieren en la magnitud de esfuerzos o resistencias consideradas, y en los factores de seguridad que utilizan. En ocasiones por similitud de términos y criterios pueden utilizarse procedimientos, fórmulas y factores de seguridad de uno y otro método en forma combinada, lo cual es incorrecto, por lo que es importante entender principios, alcances, y procedimientos de cada método para su correcta aplicación.
7. El diseño de las conexiones de una estructura metálica es muy importante, y es fundamental conocer de ellas sus tipos o clases, sus procesos de ejecución, así como la terminología y simbología correspondiente; lo anterior, con la finalidad de que el diseño de tales conexiones sea realista y práctico.

Cuando ha concluido el proceso del diseño de miembros y conexiones se procede a elaborar los planos y demás información que sirva para fabricar y montar la estructura metálica, lo cual se expondrá en el capítulo siguiente.

CAPÍTULO 3

INFORMACIÓN GENERADA EN EL PROYECTO ESTRUCTURAL

En este capítulo describe la información generada durante el proyecto de la estructura metálica, que consiste en la memoria de cálculo, los planos y las especificaciones de construcción. La memoria debe contener los criterios y procedimientos empleados en los cálculos. Los planos deben comunicar claramente el diseño de la estructura metálica, además de que deben servir como base para elaborar los planos con que se fabricará y montará la estructura. En lo que respecta a las especificaciones de construcción, deben indicar los requisitos de materiales, mano de obra, equipo, y de procedimientos de fabricación y montaje que se deben cumplir cuando se construye la estructura.

3.1 Memoria de cálculo

La memoria de cálculo es el documento que integra los criterios, procedimientos, y los cálculos que sustentan la seguridad estructural, y buen comportamiento bajo condiciones de servicio de la estructura metálica; además de que son la base para elaborar los planos de la estructura. Se debe presentar en hojas membretadas y contener lo siguiente (Rodríguez, 1992):

- Índice
- Memoria descriptiva
- Información general de proyecto
- Parámetros para diseño
- Perfiles preliminares
- Análisis de cargas
- Criterios de análisis
- Modelo
- Diseño estructural principal
- Diseño estructural secundario
- Croquis
- Lista de perfiles

Se describen a continuación los puntos anteriores:

Índice. En esta parte se presentará: contenido de la memoria, datos del propietario, nombre del ingeniero que elabora el proyecto estructural, y la fecha de realización.

Memoria descriptiva. En esta memoria se explica en forma concisa el proyecto general de la edificación y la solución estructural implementada. Se describen las características funcionales y geométricas de la edificación por ser información que influye en las características de la estructura. Se establece que la estructura será metálica y el tipo de acero a utilizar, así como los perfiles utilizados en los elementos principales, por ejemplo, en columnas y trabes. También se justifica el uso de sistemas de piso y cubierta empleados, considerando el aspecto estructural (formación de diafragmas), el constructivo, y el de apariencia. En términos generales se describirá a qué y cómo se está dando solución estructural, mencionando los aspectos que influyen o determinan dicha solución.

Información general de proyecto. Comprende principalmente:

- Anteproyecto y proyecto arquitectónico
- Proyecto de instalaciones: mecánicas, eléctricas, hidráulico-sanitarias, y otros aplicables
- Datos de equipos o maquinaria, como pesos, medidas, y características de operación
- Estudio de mecánica de suelos
- En general, toda información que influya en el proyecto estructural

Parámetros para diseño. Es aquella información acreditada, mediante procedimientos y pruebas técnicas, bajo la cual se deben regir los procedimientos de cálculo. Los principales parámetros de diseño son de:

- a) Reglamentación:
 - Normas, especificaciones, códigos, y manuales
 - Método de diseño empleado (ASD o LRFD)
- b) Fenómenos físicos:
 - Velocidad de viento de la zona o región
 - Coeficiente sísmico de aplicable del sitio
- c) Materiales:

- resistencia de acero estructural, tornillos y metal de aportación
- resistencia de materiales en general que intervengan en los cálculos, como concretos, mamposterías, y otros

Perfiles preliminares. La propuesta de los perfiles se realiza considerando:

- Tipo de cargas sobre la estructura
- Claros por cubrir
- Facilidad de obtención o fabricación de perfiles, los cuales pueden ser laminados, armados, soldados
- Holguras para instalaciones y equipos, lo que limita en ocasiones peraltes y anchos de los perfiles
- Continuidad de la estructura, la cual implica distribución de esfuerzos y por tanto perfiles menos pesados o más ligeros

Análisis de cargas. Se elabora una lista de las cargas actuantes sobre la estructura, desglosándolas en:

- Acciones permanentes: carga muerta principalmente
- Acciones variables: carga viva y otras
- Acciones accidentales: sismo y viento

Las cargas se suman de acuerdo a cada categoría, particularmente las cargas muertas y vivas, y se establecen las combinaciones que causen los efectos más desfavorables sobre la estructura.

Criterios de análisis. Se define si el comportamiento del acero estructural será elástico lineal, o plástico, es decir no lineal; y se establece que el análisis se realizará mediante un programa de análisis estructural computarizado que tiene determinadas características.

Modelo. Se elabora con ayuda del programa de análisis estructural, en él se representan tipos de carga, y condiciones de apoyo o restricciones de los miembros que componen la estructura metálica.

Diseño principal. En este diseño se revisa la resistencia y estabilidad de:

- Elementos: columnas, trabes, sistemas de piso, armaduras principales, vigas de gran peralte, placas base
- Conexiones: atornilladas y soldadas

Diseño secundario. Incluye todos aquellos elementos no considerados como principales, entre los que se encuentran: vigas, largueros, armaduras, contraventeos, escaleras, entre otros.

Croquis. La memoria se ilustra con croquis o dibujos que muestren los elementos que se diseñan, indicando, en planta y elevación, dimensiones, cargas, condiciones de apoyo, y demás información que sirva para entender los procedimientos de cálculo.

Lista perfiles. Es una tabla que indica la marca o clave de cada elemento y su perfil correspondiente. Si los perfiles son laminados se hará referencia al manual o especificación que los designa, y en el caso de ser armados o soldados se mostrará un dibujo con las dimensiones, y las características de conexión que proporcione información detallada y suficiente para su fabricación; en la tabla 18 se muestra una tabla tipo de perfiles.

TABLA DE PERFILES *	
Marca	Perfil
C-1	OR 305 x 6 x 58.55 kg/m
T-1	IR 305 x 32.80 kg/m
T-2	IR 305 x 28.20 kg/m
V-1	IR 254 x 25.30 kg/m
V-2	IR 203 x 19.40 kg/m
V-3	IR 152 x 13.60 kg/m
* De acuerdo al manual IMCA	

Tabla 18. Tabla de perfiles de acero

3.2 Planos

Existen diferentes tipos de planos en un proyecto de estructura metálica; los que son el resultado de la labor del ingeniero en estructuras son los llamados planos de Diseño, los cuales a su vez son la base para elaborar los planos llamados de Fabricación y Montaje, los cuales son realizados por el fabricante de la estructura.

3.2.1 Planos de Diseño

Estos planos contienen medidas, secciones y localizaciones relativas de los miembros, es decir el aspecto geométrico de la estructura, y la forma en que se conectan tales miembros; para esto último se deben indicar tipos de soldadura y sus espesores, las clases de tornillos y sus procedimientos de colocación. No son planos de detalle, su finalidad es presentar la estructura para determinar su peso aproximado, y apreciar las áreas de cubiertas y de entrepiso, y planear posibles métodos de fabricación. Se indicará en ellos también si los marcos de la estructura son continuos, o no, las contraflechas que requieran armaduras, trabes y vigas, los datos de cargas vivas y muertas, y los factores sísmicos y la velocidad de viento utilizada para la obtención de las cargas correspondientes (IMCA, 2001). Cuando existan conexiones con tornillos de alta resistencia, requeridos para resistir esfuerzos cortantes, los planos de diseño deben precisar si el tipo de conexión será por fricción o aplastamiento. Estos planos se entregan para concurso de obra, y contienen la interpretación del proyecto, más no los detalles que se requieren para la fabricación de la estructura metálica.

Tipo de planos de diseño. Los planos de diseño generados para representar a la estructura metálica son en planta, en elevación o de marcos, y de detalles; los cuales deben contener la siguiente información.

a) Plantas estructurales:

- Niveles de entrepisos y cubiertas
- Posiciones y longitudes de columnas, trabes, armaduras, vigas, largueros, contraventeos horizontales, y cualquier otro elemento estructural
- Referencia y dimensiones de vanos en cubiertas y entrepisos
- Ubicación de barandales, escaleras, y otros elementos similares

- Indicación de detalles necesarios

b) **Marcos estructurales:**

- Elevaciones de la estructura, es decir los marcos, definidas por ejes y crujiás
- Indicación de marcos rígidos, o articulados
- Orientación de perfiles
- Niveles de desplante y tope de los perfiles de acero, para cada uno de los niveles del marco
- Señalización de detalles necesarios

c) **Detalles estructurales:**

- Indicación en planta y sección del detalle
- Numeración correspondiente de detalles para fácil ubicación, con referencia del plano que da origen al detalle
- Detalles tipo, de ser posible, para no repetir información
- Adecuado tamaño de dibujo

En el apéndice se muestran los planos de diseño para plantas, marcos, y detalles de la estructura metálica correspondiente a la edificación de la figura 3.

Formato de planos de diseño. La presentación o formato de los planos de diseño debe considerar, para una correcta interpretación y utilización de su información, un arreglo o disposición de la información, medidas y escalas apropiadas, y una nomenclatura estándar o comúnmente utilizada.

- a) Arreglo. El arreglo del plano de diseño debe ubicar en la esquina superior izquierda el norte geográfico, y en la esquina superior derecha la tabla de perfiles. Las notas y cuadro de títulos se ubican en la esquina inferior derecha, y el área restante del plano se utiliza para los dibujos del diseño de la estructura metálica.
- b) Medidas. Las dimensiones usuales para estos planos, aunque no son limitativas, son las siguientes:

- 560 x 860 mm
- 860 x 1120 mm

c) Escalas. Comúnmente se utilizan las siguientes:

- Plantas, 1:100 o 1:200
- Marcos, 1:100
- Detalles, sin escala

d) Nomenclatura. Las claves, marcas o designaciones para identificar a los elementos de una estructura metálica son:

- C: columna
- V: viga
- T: trabe
- CV: contraventeo vertical
- CH: contraventeo horizontal
- E: escalera
- P: poste
- H: barandal
- AR: armadura
- Pl: placa
- L: larguero

En resumen, los planos de diseño tienen como objetivo mostrar las características generales en planta, elevación y detalle de una estructura metálica, y si en su elaboración se siguen determinados procedimientos de presentación, se puede comunicar de una mejor manera dicho diseño. Cuando se ha concluido la elaboración de los planos de diseño, se inicia la preparación de los planos de fabricación, montaje, y anclas.

3.2.2 Planos de fabricación, montaje y anclas

Planos de Fabricación. También conocidos como planos de taller o de detalle, son preparados por el fabricante de la estructura y deben contener información completa

para dicha fabricación, incluyendo localización, tipo, y tamaño de tornillos y soldaduras. Antes de realizarlos es conveniente considerar dimensiones y pesos de las piezas por fabricar, accesibilidad de transporte y montaje, y limitaciones de fabricación del taller de manufactura. Para su elaboración es necesario hacer una disección de la estructura, es decir, desmembrarla y analizar cada una de sus partes a manera de poder dimensionarlas en forma precisa, con tolerancias mínimas aplicable a la fabricación, para que al montar la estructura no existan problemas en sus ajustes. La finalidad es que mediante estos planos se puedan construir fácilmente todos los elementos, es decir, que el armador, soldador y maestro de taller tengan información adecuada mediante dibujos detallados y fáciles de entender; su elaboración debe propiciar rapidez y economía en la fabricación.

A cada pieza de la estructura representada en estos planos se le designa una marca, que la identificará tanto en planos de fabricación como de montaje, la cual está conformada por el ensamble, en taller mediante soldadura, de varios elementos o accesorios que se denominaran posiciones. Una pieza puede estar formada de varios tramos; cada pieza y sus accesorios deben tener cantidades, longitudes, ubicación y tamaño de perforaciones, especificaciones de materiales, y procedimientos de soldadura. En estos planos se hace la distinción entre sujetadores y soldaduras de taller y campo. Para ilustrar detalles de fabricación típicos en las estructuras metálicas, en la figura 36 se muestra la fabricación de barrenos y los procedimientos de soldadura en la placa base de una columna; en la figura 37 se muestran las posiciones de dos placas barrenadas conectadas a una viga, y en la figura 38 se indica el procedimiento de soldadura de una placa con barrenos, conectada a una columna.

En cada plano de fabricación se debe incluir el listado de corte, que contiene cantidad, peso, y área de pintura de cada una de las posiciones que lo componen. A cada pieza se le debe indicar su peso y área de pintura totales, con el fin de facilitar los controles de producción y seguridad en taller. Se debe incluir también datos referentes a la preparación de placas que van a soldarse, así como la calidad y cantidad de soldadura a aplicar.

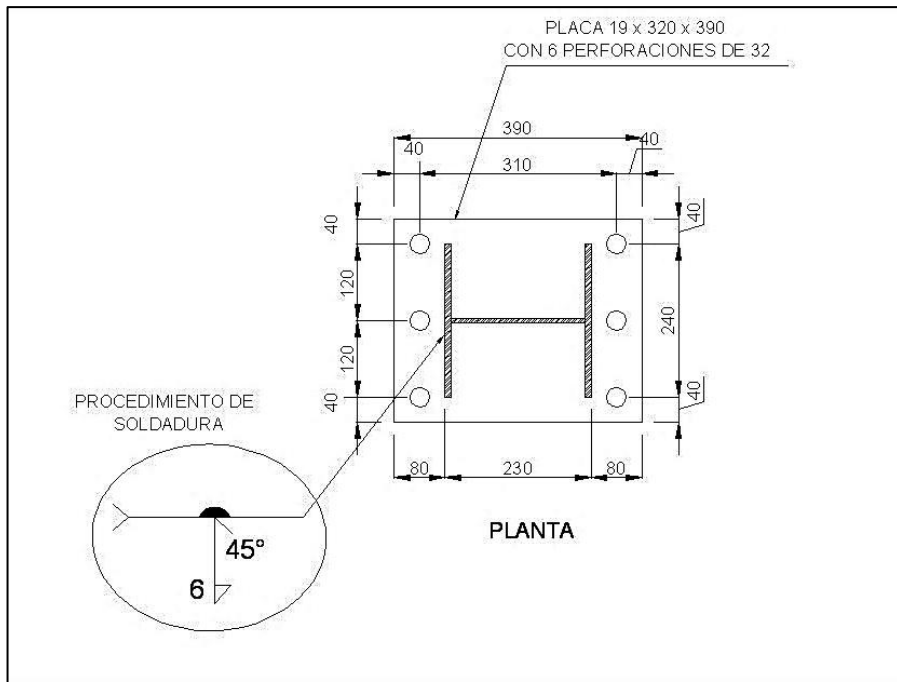


Figura 36. Barrenos y soldadura en la placa base de una columna

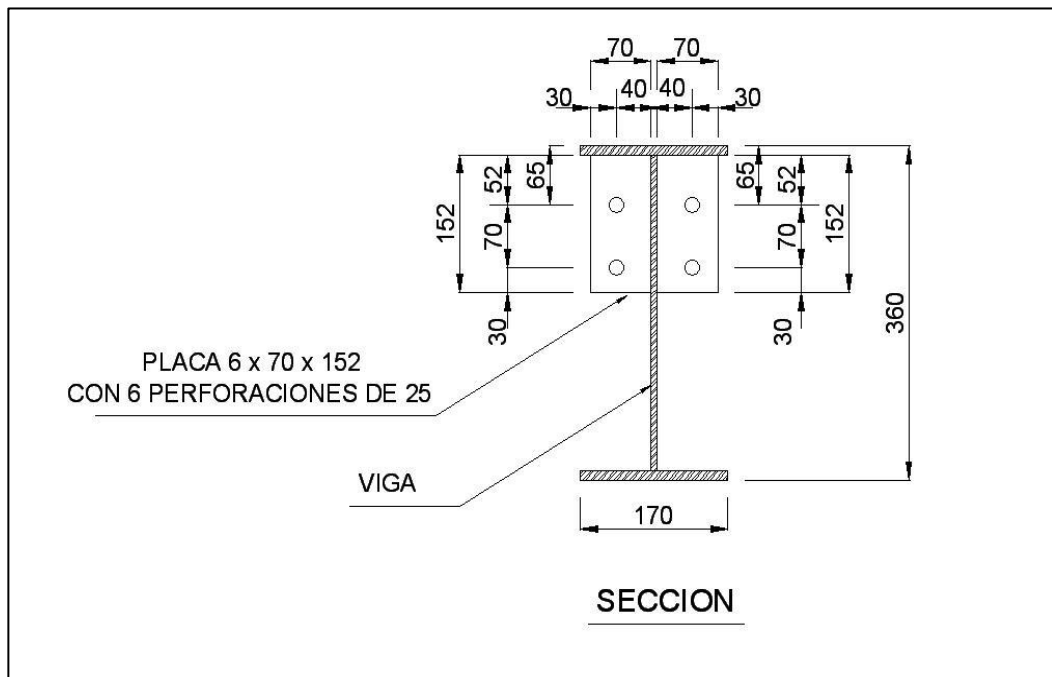


Figura 37. Colocación de placas con barrenos en una viga

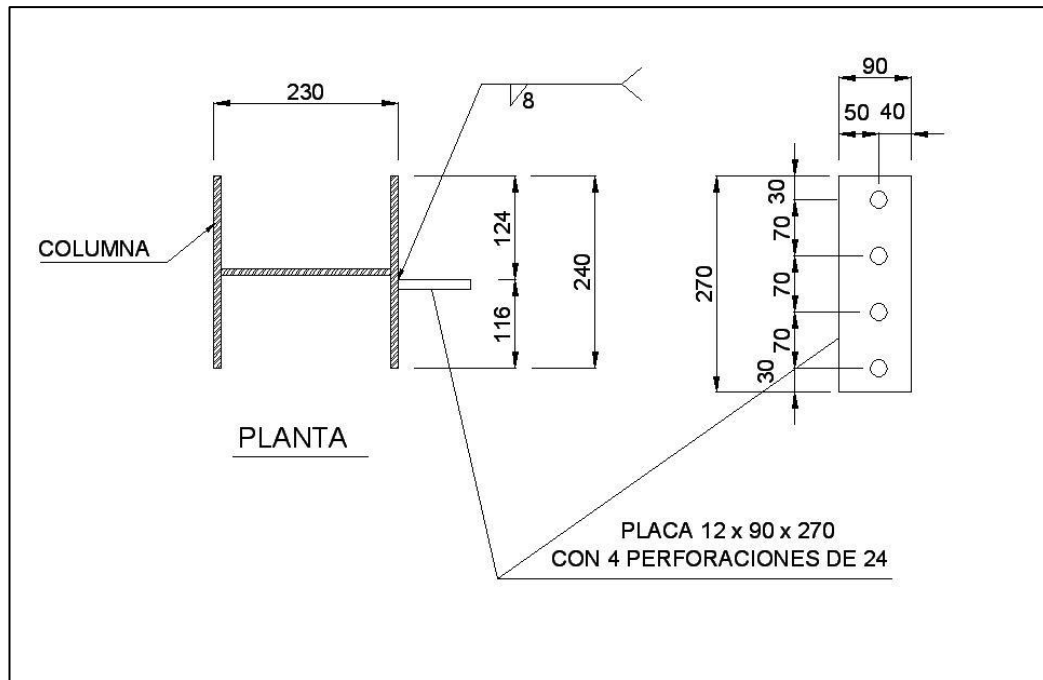


Figura 38. Placa con barrenos y soldadura en una columna

Dibujantes de planos de taller. El personal que elabora los planos de diseño es diferente al que dibuja los de fabricación. Los primeros, en general, son personas relacionadas con las carreras de ingeniería o arquitectura, que tienen facilidad para interpretar geoméricamente una concepción estructural, conocen los perfiles, tipos de tornillos, clases de conexiones, y el comportamiento de las estructuras. Los segundos requieren concretamente conocimientos o experiencia de taller; algo importante de estos dibujantes es la experiencia en conexiones, ya que en ocasiones, los dibujantes de proyecto no perciben detalles complicados en éstas, y es en estos casos, cuando se requiere una mente más realista, como la de un operario de taller, que imagine cómo va a atornillar o a soldar, de manera que el montaje resulte más fácil y seguro; estos son aspectos importantes debido a que la correcta interpretación, en taller, es el complemento del diseño de la estructura. Con relación a las cotas, el plano de taller debe tener las más indispensables para marcar y armar, procurando, por ejemplo, en el caso de las cotas de barrenos en hileras, que estas sean acumulativas y no parciales, así el error durante el trazo no se duplicará, ya que no repercutirá en el siguiente, también deben contener la escala de las piezas, que normalmente se dibujan 1:20.

Planos de montaje. En estos planos se indica la posición de elementos que componen la estructura, y se señalan las juntas de campo con indicaciones precisas para su elaboración. Las piezas aparecen con la misma marca con la cual fueron identificadas en los planos de fabricación, y se muestran los detalles y las especificaciones de tornillería y soldadura necesarias para el ensamble de las piezas. En la figura 39, por ejemplo, se observa el detalle de montaje de una conexión atornillada columna-viga, y en la figura 40 se muestra el montaje de conectores a cortante sobre una viga.

Planos de anclas. Son aquellos donde se muestran los elementos que deben quedar anclados en la cimentación, o algún otro elemento de concreto, que servirá de apoyo de la estructura metálica; estos elementos son necesarios para transmitir las acciones que ejercerán entre sí estructura y cimentación.

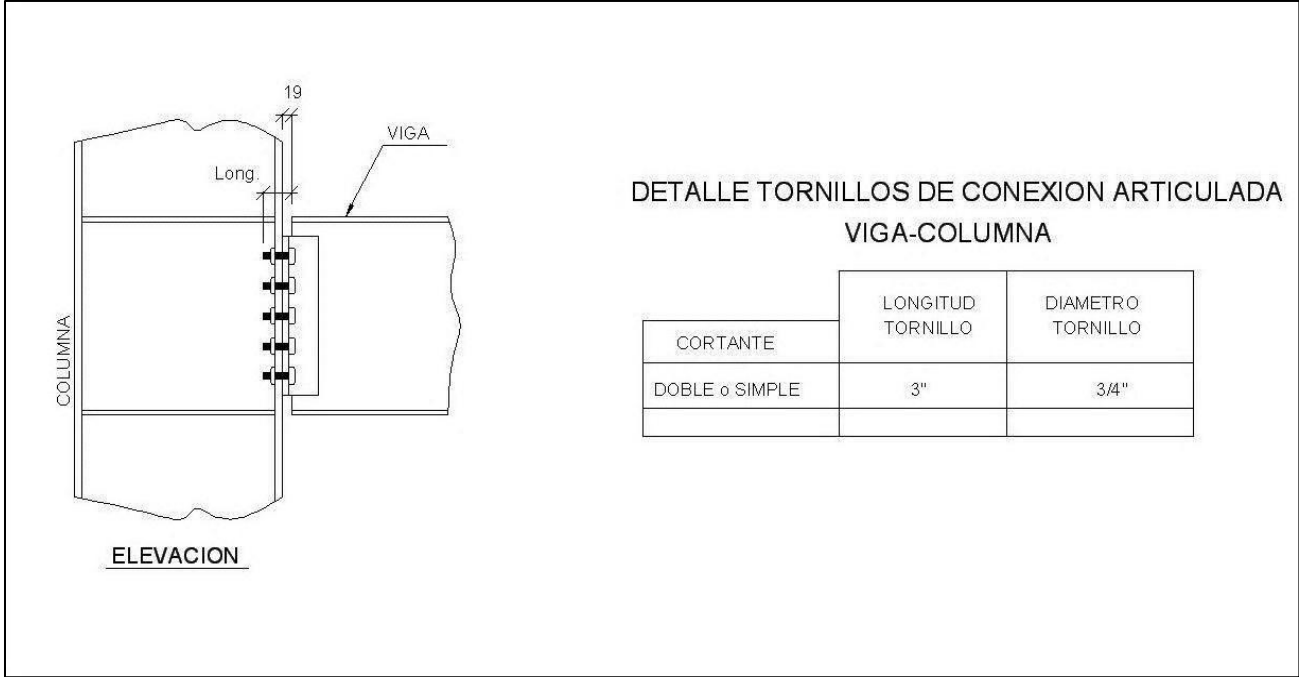


Figura 39. Detalle de montaje de conexión atornillada columna-viga

TIPO DE CONECTOR	
TIPO DE PERFIL	LONGITUD (L) DE CONECTOR
*	**
*	**
*	**
*	**
*	**
* VARIABLE	
** EN FUNCION DEL PERFIL	

Figura 40. Detalle de montaje de conectores a cortante en una viga

3.3 Especificaciones de construcción

Como complemento a los planos de diseño, fabricación y montaje, se elaboran las especificaciones de construcción de la estructura metálica, las cuales son lineamientos de calidad, control de materiales, y procedimientos de ejecución de trabajos que deberán seguir fabricantes, montadores, supervisores de obra, y en general todos los participantes en la construcción de la estructura metálica. El objetivo de las especificaciones es prevenir desviaciones en los lineamientos básicos de control de calidad, así como evitar conceptos subjetivos e interpretaciones erróneas en los procedimientos de construcción. Su contenido y alcance pueden variar, pero deben cubrir concretamente aspectos de calidad, seguridad y costo durante la construcción de la estructura, y también contener requisitos que protejan los intereses del propietario, sin afectar la labor del constructor.

3.3.1 Especificaciones de materiales

Los materiales en los que hay que controlar la calidad son el acero estructural, y los empleados en las conexiones, como son los tornillos y los electrodos o metal de aportación; para los que se debe especificar:

- Aceros. Su tipo y características físicas, es decir, aceros al carbono, de baja aleación, o de alta resistencia, por ejemplo. Se especifican su esfuerzos mínimos de fluencia, F_y , o de ruptura, F_u ; también si los perfiles son laminados, armados, soldados, o laminados en frío. Lo anterior también aplicará para elementos, sistemas prefabricados, o elaborados en obra, como son las placas, las rejillas, y las láminas de espesores o calibres delgados.
- Tornillos. Se indica su clasificación, es decir, comunes o de alta resistencia, además de las características de las tuercas y roldanas usadas para su colocación.
- Soldaduras. Se especifica el tipo de electrodos a utilizar, el número de serie, E60XX o E70XX, por ejemplo, la clase de recubrimiento, y en general los requisitos aplicables de la especificación para soldadura de arco, según el código de la AWS (American Welding Society).

3.3.2 Especificaciones de ejecución

En los procedimientos de construcción de la estructura metálica deben considerarse especificaciones para:

- a) **Fabricación.** Comprenderá la habilitación en taller, o en campo, de los elementos o partes que integran la estructura metálica, de acuerdo con lo indicado por el proyecto de diseño y teniendo como base de ejecución los planos de fabricación. En la fabricación independientemente del procedimiento que se siga en la unión de sus miembros, deberán atenderse aspectos de:
 - limpieza del material
 - procedimientos de corte del acero
 - evitación de torceduras y dobleces en las piezas de taller
 - limitación de desviaciones mayores de 1 milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en estructura terminada
 - holgura de 3 mm en los agujeros para tornillos
 - identificación de piezas con marcas que correspondan a los planos de montaje
 - aplicación de limpieza y recubrimientos anticorrosivos, y de acabados que amerite por cuestiones atmosféricas, o de corrosión

- b) **Conexiones atornilladas.** En estas conexiones se debe atender especialmente, holguras en dimensiones de agujeros para poder colocar los tornillos, posición, alineamiento y diámetro de los agujeros, y el apriete correcto de las tuercas y roldanas.
- c) **Conexiones soldadas.** Si se realizan con arco eléctrico las soldaduras, su especificación debe atender que:
- Los accesorios del equipo para soldar y los sopletes de corte tengan características adecuadas que permitan a los operadores cumplir con las exigencias del trabajo encomendado
 - Las superficies que vayan a soldarse estén libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño
 - Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no deberá exceder de 5 mm
 - Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo defectos en el alineamiento o mayores de 3 mm siempre que sea posible
 - Las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana
 - Toda soldadura agrietada será rechazada; cuando se considere conveniente se ordenará la revisión de soldaduras por medio de radiografía, u otro medio no destructivo
- d) **Montaje.** En este procedimiento de ejecución, las especificaciones deben observar principalmente:
- El sistema de montaje será el señalado por el proyecto, y se efectuará con equipo apropiado que ofrezca la mayor seguridad durante la carga, transporte y montaje de la estructura
 - Se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos sobre la estructura

- Antes de iniciar la colocación de la estructura, se revisará la posición de anclas, para que no haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en los planos correspondientes
- La estructura metálica se construirá a plomo y nivel dentro de los límites que definan las especificaciones, y se colocará contraventeo temporal para tomar en cuenta las cargas a que pueda quedar sometida durante el montaje, incluido el equipo y su operación; el contraventeo debe permanecer en su lugar mientras la seguridad lo requiera
- Durante el montaje todas las piezas deben asegurarse por medio de tornillos o soldaduras provisionales, para tomar en cuenta los esfuerzos y operaciones de montaje
- No se colocarán tornillos o soldaduras definitivas, hasta que toda la zona de la estructura que vaya a quedar rigidizada por ellos, este adecuadamente alineada y plomeada

e) **Tolerancias dimensionales.** Las dimensiones de miembros estructurales soldados estarán dentro de las tolerancias, si cumplen lo siguiente en cuanto a fabricación:

- Deben tener derecha las columnas soldadas, miembros principales de armaduras, vigas, y trabes soldadas, cualquiera que sea su sección transversal, salvo cuando se pida una curvatura o contraflecha especificada
- La desviación lateral entre los ejes del alma y del patín de miembros W o I, armados en la superficie de contacto será de 6 mm como máximo
- Y en general, las demás tolerancias dimensionales se determinarán individualmente tomando en cuenta los requisitos de montaje
- En cuanto al montaje, se considerará que cada una de las piezas que componen la estructura metálica está correctamente plomeada, nivelada, y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500

- f) **Mediciones para fines de pago.** Es una especificación que involucra el control de costos, aspecto muy importante en cualquier proyecto. Se refiere a la unidad de medida con que se pagará la ejecución de la estructura metálica; los principales conceptos de trabajo y sus unidades de pago son los indicados en la tabla 19.

Concepto	Unidad de pago
Fabricación en obra o taller	ton
Acarreo	ton o pieza
Montaje	ton
Anclas	kg
Placas	kg
Pruebas físicas y químicas	prueba
Calificación de soldadores	prueba
Limpieza	m ²
Recubrimiento de protección	m ²
Protección contra incendio	m ²

Tabla 19. Mediciones de pago en las estructuras metálicas

Los lineamientos a considerar de este capítulo son:

1. La memoria de cálculo se elabora indicando clara y concretamente los criterios o procedimientos seguidos para realizar los cálculos, y debe seguir un orden o desarrollo congruente que comprenda desde la descripción de la estructura metálica, hasta la lista final de perfiles de acero que la componen.
2. La información o datos de otras disciplinas o especialidades, por ejemplo, el proyecto arquitectónico y de instalaciones, que sirva de base para el diseño de la estructura metálica, debe adjuntarse, o especificarse, en la memoria de cálculo. En cuanto a los reglamentos, especificaciones, códigos, y normas utilizados deben siempre referirse, citando sustancialmente las partes o secciones aplicables.
3. Se debe tener presente que el proyecto de la estructura metálica genera unos planos llamados de Diseño, y que la finalidad de estos es presentar el diseño de la estructura, mas no servir para su fabricación; pero que con base en ellos se elaborarán los planos de Fabricación y Montaje para tal fabricación. Por lo anterior, es

importante saber la clase de información y la manera en que debe presentarse los planos de Diseño para que cumplan su objetivo.

4. Generalmente los planos de fabricación y montaje no son elaborados por el ingeniero en estructuras, pero es necesario que tenga conocimiento de sus características más importantes, ya que serán el medio por el cual se materializará su diseño.
5. Por medio de las especificaciones de construcción se procurará el control de los materiales, y de los procedimientos de fabricación y montaje de la estructura. Su aplicación implica cuestiones de calidad, procedimientos constructivos, y costo, todas necesarias para la correcta construcción de la estructura metálica; por lo anterior el ingeniero en estructuras debe siempre considerarlas e incluirlas como parte importante de su proyecto.

CAPÍTULO 4
SUPERVISIÓN DE LA
ESTRUCTURA METÁLICA

Es frecuente que el ingeniero que diseña la estructura metálica supervise su construcción, por la razón de conocer detalladamente el proyecto. Una adecuada supervisión garantiza, en buena medida, que los diseños se interpreten, fabriquen, y se construyan correctamente. Por lo anterior este capítulo expone las ideas básicas de supervisión sobre materiales, procedimientos de fabricación y montaje, y realización de conexiones en las estructuras metálicas.

4.1 Supervisión de ejecución

Cuando se construye una estructura metálica se deben supervisar las características del acero estructural, los métodos de su fabricación, y los procedimientos para su montaje.

4.1.1 Materiales

Dos son las actividades principales para supervisar los materiales:

- a) **Revisión de proyecto.** Por medio de esta revisión el ingeniero supervisor determina los tipos de acero, tornillos, materiales de soldadura y otros que intervienen en el proyecto (como los aceros al carbono, los de alta resistencia, o los formados en frío), y las cantidades de estos materiales; con la información anterior puede obtener fichas o boletines técnicos que indiquen sus características principales.

- b) **Suministro de materiales.** La secuencia para este suministro es la siguiente, mediante los planos de taller el fabricante elabora plantillas, las cuales muestran la localización de agujeros y cortes en la pieza; se prepara una lista de materiales y se envía a la laminadora. La práctica usual es pedir a la laminadora que entregue el material para miembros principales en la longitud exacta requerida, mientras que el material para los demás miembros y piezas secundarias se pide de longitudes estándar. Al recibirse el material en el lugar de fabricación, o en obra, se revisa contra la orden de compra y se almacena hasta que se necesita para la fabricación. La labor del supervisor es corroborar que los aceros adquiridos reúnan los requisitos y características de calidad, y de ser necesario se proporcionen, por parte del proveedor, informes de laboratorio que señalen los tipos de materiales y las cualidades especificadas para su utilización. También se comprobará que las cantidades de suministro sean las correspondientes de acuerdo con el programa de

construcción, para que la fabricación de la estructura cumpla con fechas establecidas y no afecte otras actividades de la obra en general.

4.1.2 Fabricación

Las actividades principales a supervisar durante la fabricación de la estructura metálica en taller son las siguientes:

- a) **Cortes de fabricación.** La primera operación que se efectúa en el taller, y que es el inicio de la fabricación propiamente dicha, es la del trazo; se marca cada pieza con el nombre de la obra, número de partes, y cualesquiera otras instrucciones especiales referentes al procedimiento de fabricación; las piezas se cortan a la longitud requerida, y se hacen también los cortes en las almas y patines que así lo requieran. En caso de existir piezas duplicadas, estas se manejan juntas; a continuación, se barrenan o maquinan las piezas si así lo indican los planos. Una vez que se han fabricado todas las partes de un ensamble se llevan al lugar de armado. La labor del supervisor para estas actividades consiste en constatar medidas de cortes, correcta nomenclatura e identificación de las piezas, y cantidad de éstas últimas. También supervisará que el equipo utilizado para realizar los cortes sea el indicado y apropiado de acuerdo a las especificaciones de construcción de la estructura metálica.

- b) **Armado de piezas.** En el lugar de armado, las piezas se ensamblan entre sí por medio de tornillos o soldaduras; por ejemplo, se fijan a columnas las placas base, o se ensamblan las armaduras, los miembros compuestos de grandes dimensiones y las travesaños armados. El ajuste y ensamble de piezas es un trabajo crítico, ya que la corrección de errores cometidos en esta etapa resulta muy costosa; por lo que es importante la supervisión de los ajustes, y comprobar que se cuente con una mano de obra calificada en el soldado y atornillado; y que las características y condiciones de equipos, maquinaria y herramienta para el armado sean las adecuadas. En cuanto a los equipos para el movimiento de piezas, se debe supervisar que sean de una capacidad igual o mayor al peso de estructura metálica por movilizar, que sus condiciones de operación sean las adecuadas, y que sus operadores cuenten con la habilidad y experiencia para operarlas. Es importante

también delimitar el área de trabajo, mediante señalamientos preventivos o restringidos de circulación, cuando los elementos estructurales estén en movimiento.

- c) **Aplicación de acabados y almacenamiento.** Cuando se han armado las piezas se debe supervisar la aplicación de recubrimientos, estas sustancias tienen como función proteger la estructura metálica contra efectos de corrosión, además de ser elementos complementarios en la aplicación de la pintura final sobre la estructura. Después de la aplicación anterior, se les almacene en áreas específicas para ser embarcadas posteriormente hacia el lugar donde se montarán; esta tarea aparte de seguir una secuencia lógica de producción, busca que las piezas no sean manipuladas inútilmente una vez que han sido terminadas, lo que debe ser tomado en cuenta por el supervisor.

4.1.3 Montaje

La etapa siguiente a la fabricación es el transporte de las piezas y ensambles al lugar de la obra, por medio de camiones, góndolas de ferrocarril, o barcazas. Al llegar son descargadas y almacenadas, o bien colocadas directamente en su posición definitiva por medio de equipo y maquinaria, principalmente grúas, ajustándolas a sus soportes, o a las partes adyacentes de la estructura; por último se fijan permanentemente en su lugar. En esta etapa las actividades más importantes a supervisar son:

- a) **Recepción de las piezas.** Una vez llegadas las piezas y ensambles al lugar de montaje, se supervisa que cuenten con la identificación que indique su clave o denominación, además debe llevar una etiqueta, puesta por un equipo de control de calidad, donde se señale la aprobación de las piezas. Estas prácticas aceleran el montaje, y evitan graves errores que se pueden cometer en la transportación de elementos semejantes, y que pueden ocasionar la demolición de secciones completas de edificaciones por la falta de identificación clara y visible en los elementos llevados al sitio para el montaje.
- b) **Levantamiento topográfico.** Se debe supervisar que exista un levantamiento topográfico preciso de las condiciones que se tienen en cotas y ubicaciones de los

elementos de cimentación, y de las placas de sujeción que van a conectar con la estructura metálica. Es frecuente que, donde interviene la obra civil para ejecutar las cimentaciones que recibirán estructuras metálicas, exista un elevado porcentaje de casos con discrepancia entre los ejes teóricos y los reales de campo, por lo que cobra importancia la supervisión del aspecto topográfico. Este levantamiento debe ser revisado por el supervisor, y por el personal de ingeniería del fabricante y montador de la estructura metálica, y deben resolverse los ajustes correspondientes, de lo contrario la geometría de la estructura se verá afectada.

c) **Secuencia del montaje.** En términos generales, se debe supervisar que el montaje siga la secuencia siguiente:

- Erección de columnas sobre placas base, contraventeando temporalmente las columnas durante el montaje
- Una vez instaladas columnas, se izan vigas y trabes para ajustarlas a las primeras, y se atornillan o sueldan provisionalmente
- Colocadas las trabes de toda una planta, se plomean las columnas y se nivelan las trabes, para después conectarse permanentemente las partes entre sí, por medio de tornillos o soldaduras
- Cuando se completa un nivel, se comienza el siguiente repitiendo la secuencia del primero

En la ejecución del montaje es importante que el supervisor conozca las señales usadas por el personal que lo realiza; este conocimiento le será de utilidad para el seguimiento y seguridad de este procedimiento. En la figura 41 se muestran varias de las señales utilizadas durante el montaje de las estructuras metálicas.

d) **Contraventeo temporal.** Es importante que el ingeniero supervisor verifique que se coloquen contraventeos durante el montaje (marcos temporales de contraventeo y de rigidez), si están indicados o si la situación lo amerita, ya que la omisión de estos puede ocasionar colapsos, sobre todo en condiciones extremas, como en la ocurrencia de un sismo, o de vientos severos.

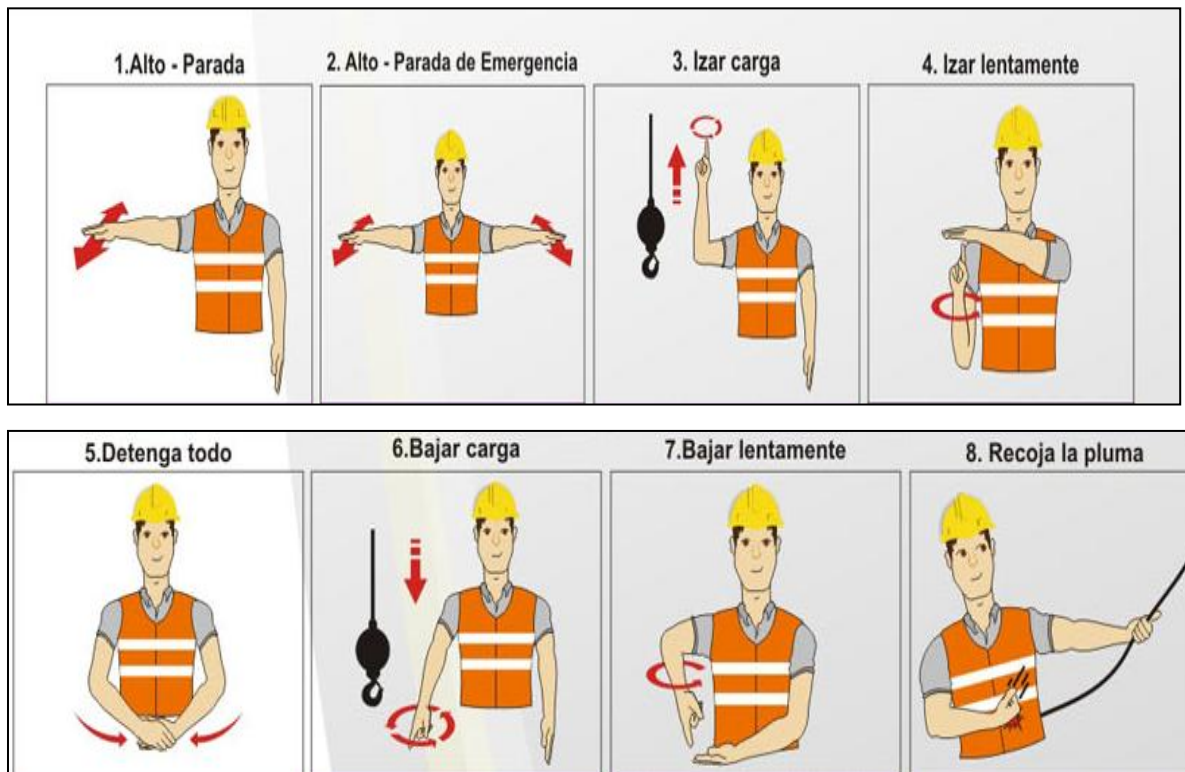


Figura 41. Señales usadas en el montaje de las estructuras metálicas

- e) **Medidas de seguridad.** La supervisión de la implementación de las medidas de seguridad es importante para proteger la integridad de trabajadores, y de la estructura misma. Es un aspecto básico de la supervisión. Al manufacturarse y moverse grandes y pesadas piezas de estructura metálica, las medidas de protección y seguridad como equipo personal, delimitación de áreas de trabajo, y equipos de primeros auxilios, son vitales.

4.2 Supervisión de conexiones

La supervisión en los procedimientos de ejecución de las conexiones, atornilladas y soldadas, es importante debido al mayor grado de seguridad que deben estas con respecto a los miembros de la estructura metálica.

4.2.1 Conexiones atornilladas

El supervisor deberá atender principalmente los siguientes aspectos:

a) De las características de la conexión:

- Diámetros de los tornillos, ya que los agujeros en los elementos deben tener una holgura para facilidad en la colocación del tornillo
- Número y posición de tornillos
- Colocación de roldanas, tanto en la cabeza del tornillo como en la tuerca, para distribuir uniformemente esfuerzos sobre las placas de apoyo en la conexión
- Conocer si la conexión esta diseñada por fricción, o por corte y aplastamiento

b) De los tornillos:

- Distinguir el tipo de tornillo, es decir, si es común o de alta resistencia, y entonces determinar si la conexión trabajará a corte y aplastamiento, o por fricción, respectivamente, en la figura 31 se muestran características para distinguir a los tornillos de alta resistencia
- Conocer las dimensiones generales de los tornillos en cuanto a su cabeza, longitud, cuerda, y de sus tuercas, para constatar una buena disposición de ellos, y de los elementos y placas que se conectarán

c) Métodos de apriete. El apriete es la parte final en la ejecución de la junta atornillada. Los tornillos ordinarios o comunes no soportan esfuerzos de apriete elevados, caso contrario de los de alta resistencia, y que es la base de su trabajo por fricción. Por lo tanto, se debe supervisar que los parámetros de apriete sean acordes con el tipo de tornillo usado. Se describen, concretamente, cuales son y en que consisten esos métodos.

- **Método del giro de la tuerca.** En este método los tornillos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de 1/3, o de una vuelta completa, dependiendo de su longitud y de la inclinación de superficies entre sus cabezas y las tuercas.
- **Método de la llave calibrada.** Los tornillos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario que logre la tensión

deseada, de acuerdo con el diámetro y clasificación de la ASTM (American Society for Testing and Materials) del tornillo.

- **Indicador directo de tensión.** Consiste en una roldana endurecida, figura 42, con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños arcos, éstos se aplanan conforme se aprieta el tornillo. La magnitud de la abertura en cualquier momento es una medida de la tensión en los tornillos, cuando éstos están completamente tensados, las aberturas deben medir 0.015 pulgadas o menos.



Figura 42. Roldana endurecida

4.2.2 Conexiones soldadas

En estas conexiones intervienen más elementos o factores, con respecto a las conexiones atornilladas, que ameritan una adecuada supervisión. Se deberá atender principalmente:

- a) **Calificación de soldadores.** La práctica usual es solicitar, antes de que un soldador inicie su labor, su certificación como operador calificado, la cual es renovable por un determinado periodo, por lo que el supervisor debe constatar su vigencia antes de que se inicien los procedimientos de soldadura.
- b) **Tipos de juntas.** Como se expuso en el capítulo 2, pueden existir cinco tipos de juntas a soldar: a tope, de traslape, en T, de borde y de esquina, y el supervisor deberá verificar que físicamente la disposición de piezas por soldar corresponda con alguna de las juntas anteriores, para aplicar entonces, de acuerdo al diseño de la

joint, the type of welding specified, which can be preparation or bevel, fillet, plug or groove. Knowing the previous and the symbology of welds, the supervision of these connections can be simplified. Special attention deserves the welds of penetration, as they normally must be beveled at the parts to be joined; the bevels can be single or double, and have various shapes, and the supervisor's job is to verify their execution.

- c) **Metal de aportación.** Se debe supervisar que los electrodos o metal de aportación, sean del tipo indicado en los planos de diseño y en las especificaciones de construcción, por ejemplo, electrodos E60XX o E70xx. El metal del electrodo tiene un valor de resistencia de esfuerzo a la tensión con el cual se diseñó la conexión, por lo que su verificación es muy importante.
- d) **Posiciones de soldadura.** Son las que ocupa el soldador con respecto a la junta, durante la ejecución de soldaduras. Se definen cuatro tipos, figura 43, y el supervisor verificará que se efectúen correctamente; consisten en:
- Posición plana, es aquella realizada cuando el metal de aportación se deposita desde el lado superior de la junta y la cara visible de la soldadura es aproximadamente horizontal.
 - Posición horizontal, en una soldadura de filete, el metal de aportación se coloca en la parte superior de una superficie horizontal y contra superficie aproximadamente vertical, de manera que en el caso común de un filete de piernas iguales la inclinación de la cara exterior de la soldadura es de 45°. Si la soldadura es de penetración, su eje debe ser una recta horizontal, mientras que la cara exterior ocupa un plano vertical.
 - Posición vertical, en esta, el eje de la soldadura es una recta aproximadamente vertical
 - Posición sobre cabeza, el metal de aportación se deposita desde el lado inferior de la junta

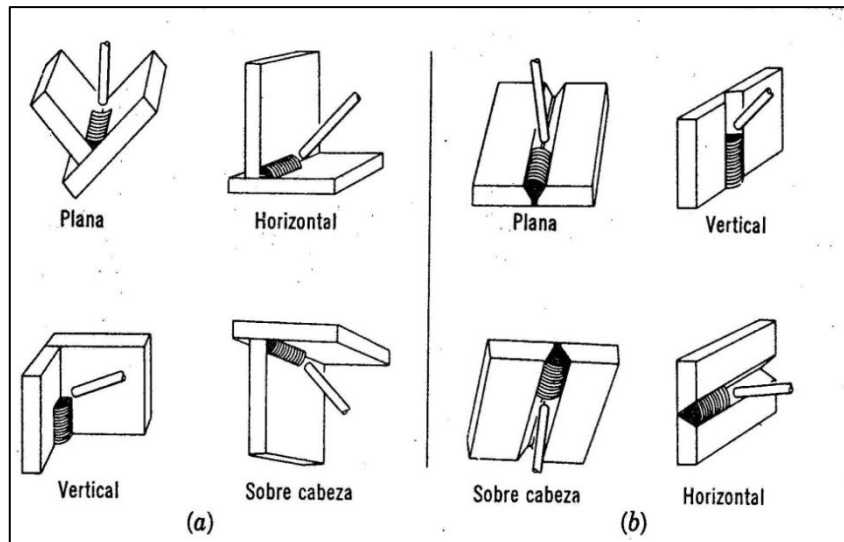


Figura 43. Posiciones al soldar (a) De filete (b) A tope

Se han mencionado las posiciones en orden creciente de dificultad para obtener una soldadura correcta, y aunque las capacidades de carga de las soldaduras bien hechas son independientes de la posición en que se hayan realizado, su costo y las posibilidades de que existan defectos aumentan con el grado de dificultad. Por lo anterior, al fabricar y montar una estructura metálica, se debe procurar que la mayoría de las juntas se hagan en posición plana u horizontal, mientras que las realizadas sobre cabeza no deben existir en el trabajo realizado en el taller, y su número debe ser mínimo en juntas de campo; y la labor del ingeniero supervisor es comprobar que lo anterior se cumpla en la mayor medida posible.

e) **Calidad de soldaduras.** Finalmente, una vez que se han ejecutado varias soldaduras es necesario verificar sus calidades, aun cuando sean realizados por técnicos especializados, lo que permitirá aprobarlas o descalificarlas. Existen varios métodos para calificar soldaduras, y el supervisor debe conocerlos y estar pendiente de sus resultados; son los siguientes:

- **Líquidos penetrantes.** En este procedimiento diversos tipos de tintura se extienden sobre la superficie de la soldadura, son líquidos que penetran en cualquier defecto, como grietas que se encuentren en la superficie y sean poco visibles. Después de que la tintura ha penetrado en las grietas, se limpia el exceso de la misma y se aplica un polvo absorbente (u otro líquido que al secar

deja una película absorbente), el cual extraerá la tintura a la superficie y revelará la existencia de la grieta, delineándola en forma visible al ojo humano.

- **Prueba de ultrasonido.** En este método, unas ondas sónicas se envían a través del material que va a probarse y se reflejan en el lado opuesto del mismo, la onda reflejada se detecta en un tubo de rayos catódicos, donde los defectos de la soldadura afectan el tiempo de transmisión del sonido y el operador puede localizar fallas y conocer que tan importantes son.
- **Procedimientos radiográficos.** Se usa el radio o el cobalto para tomar fotografías, son métodos de prueba excelentes, pero costosos. Sus desventajas son el peligro de la radioactividad, por lo que deben realizarse medidas cuidadosas para proteger tanto a técnicos, como al personal en general cercano al sitio de las pruebas.

Los lineamientos derivados de este capítulo son:

1. La supervisión debe realizarse con el conocimiento más completo posible del proyecto de la estructura metálica en el caso de que el ingeniero supervisor no haya elaborado dicho proyecto, y en caso contrario, debe ser la verificación a sus diseños.
2. Al realizar la labor de supervisión, se debe tener ciertos márgenes de flexibilidad y tolerancia en la verificación de los procedimientos de ejecución de la estructura metálica, específicamente en aspectos de materiales y mano de obra, ya que los factores de seguridad usados en el diseño consideran dichos márgenes.
3. Las técnicas constructivas y la tecnología de materiales son fundamentales y están siempre en constante cambio, y los procesos constructivos de las estructuras metálicas no son la excepción, por lo que el supervisor debe estar continuamente actualizado de esos aspectos para desarrollar mejor su labor.
4. El trabajo de supervisión implica adentrarse en procedimientos y procesos constructivos relacionados con materiales, maquinaria, equipos, y de personal, que da como resultado un mejor entendimiento del proceso de diseño y construcción de

las estructuras metálicas. Lo anterior le servirá al ingeniero en estructuras en futuros diseños, al valorar la factibilidad constructiva, el tiempo, y los costos de sus proyectos.

CONCLUSIONES

1. El ingeniero en estructuras debe valorar su labor como parte de un conjunto de soluciones en el proyecto de una edificación; su aportación consiste en proporcionar seguridad y garantizar un buen funcionamiento de la estructura bajo distintas condiciones de carga; la finalidad es que la edificación satisfaga una necesidad principal (servicios, habitacional, industrial), y el estructurista debe considerar esto último al realizar su proyecto.
2. El desarrollo de un proyecto integral implica la participación de varias especialidades o disciplinas, como la arquitectura y la ingeniería, conocer los alcances de éstas es importante para obtener, y proporcionar, información que haga posible el desarrollo del proyecto integral.
3. Con un conocimiento global, lo más completo posible, del proyecto integral en que participa, el estructurista tendrá mayor información para desarrollarlo; conocer por qué se originó, que necesidades busca satisfacer y las particularidades del sitio donde se realizará, servirá para determinar criterios y procedimientos para: elegir un sistema estructural, considerar determinadas cargas o acciones sobre la estructura, y en general realizar un diseño acorde con el funcionamiento, estética y costo de la edificación.
4. En el diseño de una estructura metálica es importante tener presente que existe una variedad de aceros estructurales con características muy diferentes que deben ser consideradas en los cálculos; y que las estructuras metálicas comunes pueden clasificarse como urbanas o industriales, lo que permite tener ideas básicas de: estructuración a implementar, cargas o acciones a considerar, así como de los procedimientos de análisis y diseño más propios o adecuados a usar.
5. El procedimiento de diseño estructural, consistente en la estructuración, el análisis de cargas y estructural, y el dimensionamiento de miembros y conexiones, debe siempre ser realizado en el orden anterior; ocurre frecuentemente en la práctica profesional alterar o considerar algunas de esas etapas de manera incompleta (por ejemplo,

estimación aproximada de cargas o de dimensiones de la estructura, lo anterior aun contando con información adecuada para tal fin), lo cual resultará en incongruencias, y por tanto en modificaciones de cálculos y planos, con incrementos en tiempo y costo del proyecto.

6. Actualmente la mayoría de la información relacionada con el diseño de las estructuras metálicas, por ejemplo, perfiles y tornillos, sistemas usados como cubiertas o entresijos, pruebas de materiales, y en general técnicas y procedimientos constructivos puede ser consultada con proveedores o fabricantes, y es conveniente que el ingeniero en estructuras tenga a la mano esta información para que sus diseños sean acordes y estén actualizados con tal información.
7. Las particularidades de los métodos de diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD), y por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), deben diferenciarse claramente; es frecuente confundir y combinar los métodos junto con la normatividad y reglamentación relacionada con ellos.
8. La presentación de los cálculos realizados por el estructurista debe ser de manera explícita y clara, ya que en ocasiones la resistencia de la estructura es la adecuada, pero no está justificada de manera correcta, lo que ocasiona desconfianza o inseguridad respecto al proyecto estructural.
9. Los planos de diseño de la estructura metálica son el resultado más palpable de la labor del ingeniero en estructuras, por lo que deben ser elaborados de tal manera que cumplan su propósito que es representar a la estructura. Los cálculos pueden ser correctos, pero si los planos no están bien presentados, la labor del ingeniero resultará inadecuada o incompleta.
10. Es conveniente que aun cuando el estructurista no realice los planos de fabricación y montaje mantenga un seguimiento de su elaboración, lo que le servirá para monitorear su diseño y al mismo tiempo asimilar la factibilidad, o dificultades que conllevan determinados procesos.

11. La labor de supervisión puede ser parte del alcance del proyecto de la estructura metálica, o algo independiente. Cualquiera que sea el caso, debe realizarse de manera profesional, atendiendo los intereses del propietario y la labor del constructor de la estructura metálica.

12. Una adecuada supervisión implica una asimilación general del proyecto de la estructura metálica. Con un buen conocimiento de los perfiles de acero, de los tipos de conexiones entre elementos, de las técnicas y procedimientos de fabricación y montaje de la estructura, de las medidas de seguridad, y de una perspectiva global de los alcances en tiempos y costos involucrados en la construcción de la estructura se puede realizar una buena labor de supervisión.

REFERENCIAS

- Arnold C., Reitherman R. (1987), “Configuración y diseño sísmico de edificios”, Limusa, México.
- Bresler B., Lin T., Scalzi J. (1970), “Diseño de estructuras de acero”, Limusa, México.
- Galambos T., Lin F., Johnston B. (1990), “Diseño de estructuras de acero con LRFD”, Prentice Hall, México.
- Gobierno del Distrito Federal México. (2004), “Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal México. (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal México. (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal México. (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- Gobierno del Distrito Federal México. (2004), “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- IMCA (2001), “Manual de Construcción en Acero”, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Limusa Noriega; Tercera edición, México.
- Lin T., Stotesbury S. (1991), “Conceptos y sistemas estructurales para ingenieros y arquitectos”, Limusa, México.
- Mc Cormac J. (1991), “Diseño de estructuras metálicas”, Alfaomega, México.
- Meli Piralla R. (2008), “Diseño Estructural”, Limusa Noriega; Segunda edición, México.
- Popov E., Balan T. (2000), “Mecánica de sólidos”, Pearson Educación; Segunda edición, México.
- Rodríguez Peña D. (1992), “Diseño práctico de estructuras de acero”, Limusa; Segunda edición, México.

APÉNDICE

Con la finalidad de ilustrar los procedimientos de cálculo en un proyecto de estructura metálica se trata en este apéndice la edificación tipo industrial correspondiente a la figura 3 del trabajo. Se expondrán criterios de estructuración, análisis de cargas y estructural, revisión de deformaciones, y de resistencias de elementos con base en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, las cuales tienen criterios similares al Método de Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD).

1. Memoria descriptiva

La edificación del proyecto es una plataforma de un nivel que servirá para realizar un proceso de producción en un laboratorio; los productos se elaboran en el primer nivel y son transportados a la planta baja. La plataforma se encuentra dentro de una nave principal y tiene la configuración mostrada en la figura 3 del trabajo. Sus dimensiones máximas son de 26.30 m de largo y 9.70 m de ancho, el área aproximada en primer nivel es de 212 m², y su altura es de 3.40 m a partir del nivel de planta baja. En el primer nivel se encuentran cuatro tanques para el almacenamiento de la materia prima de producción, con pesos de 3 y 4 ton, y como complemento del proceso productivo se tiene un conjunto de instalaciones que funcionarán sobre el primer nivel. La solución estructural de la edificación consiste en marcos rígidos de acero en dos sentidos ortogonales, con separaciones de entre 4.0 y 5.20 m. Los perfiles de las columnas son secciones cuadradas de 30 cm de lado, con lo cual se obtiene una misma rigidez en ambos sentidos del perfil y se evita la colocación de contraventeos en las columnas; las trabes y vigas son secciones W con peraltes de 30 y 20 cm. El sistema de piso de la plataforma en el primer nivel es de placa antiderrapante de acero de 6 mm de espesor, aprovechando su resistencia, facilidad de corte y colocación, y bajo peso en comparación con una losa de concreto. La edificación estará ubicada en el Distrito Federal y pertenece de acuerdo a su uso e importancia al grupo B, según la clasificación del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; y también por este reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo la zona sísmica a considerar es la clasificada como II.

2. Información general de proyecto

- Planos arquitectónicos AR-01 y AR-02 (plantas y cortes)
- Cargas por equipos e instalaciones:
Equipo A: 3.0 ton
Equipo B: 4.0 ton
Instalaciones eléctricas, mecánicas y otras: 95 kg/m² (promedio)

3. Parámetros para diseño

3.1 Reglamentación a utilizar:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Reglamento)
- Normas Técnicas Complementarias (NTC) para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento
- NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento
- NTC para Diseño por Sismo del Reglamento
- Manual IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero)

3.2 Fenómenos físicos:

- Velocidad del viento. No es considerado su efecto debido a que la estructura se encontrará dentro de una nave principal
- Coeficiente sísmico, c , de acuerdo a la zona donde se encuentra la estructura y al grupo al cual pertenece, de acuerdo al Reglamento: 0.32
- Factor de ductilidad, Q , de la estructura (considerando que la resistencia a fuerzas laterales es a base de marcos de acero con ductilidad reducida, de acuerdo a la sección 5.1 de las NTC para Diseño por Sismo): 2.0

3.3 Materiales usados:

- Acero estructural tipo A36 con esfuerzo mínimo de fluencia, f_y , de 2530 kg/cm²

4. Secciones preliminares y estructuración

La designación preliminar de secciones de columnas, traveses y vigas, se realiza de acuerdo a la nomenclatura del manual IMCA como sigue:

- Columna C-1: OR 305 x 6 (sección cuadrada de 30 cm y espesor de 0.635 cm, con peso de 58.55 kg/m)
- Trabe T-1: IR 305 x 32.80 kg/m
- Trabe T-2: IR 305 x 28.20 kg/m
- Viga V-1: IR 254 x 25.30 kg/m
- Viga V-2: IR 203 x 19.40 kg/m
- Viga V-3: IR 152 x 13.60 kg/m

El criterio de estructuración es formar marcos rígidos de 3.40 m de altura en los dos sentidos ortogonales de la estructura aprovechando la misma capacidad de las columnas en cualquier sentido. Los marcos para los claros de 5.20 m se forman con las traveses T-1, y en los demás claros se utilizó la trabe T-2. Las vigas V-1 son la base para formar tableros y soportan inicialmente el peso de los tanques de producción, de 3.0 y 4.0 ton, para transmitirlo a los marcos correspondientes. Las vigas V-2 limitan el espacio de huecos para elevadores y las vigas V-3 tienen como función disminuir la longitud de pandeo lateral de las vigas V-1, por eso se dispusieron perpendicularmente y al centro de estas. En cuanto al sistema de piso, se utilizó placa antiderrapante de acero de 6 mm de espesor la cual no formará un diafragma, lo anterior se compensará con capacidad que tendrá la estructura para deformarse de manera conjunta ante la acción sísmica. En la figura 1 se muestra la disposición de los elementos mencionados.

5. Análisis de cargas

5.1 Carga muerta:

- Peso de instalaciones ----- 95 kg/m²
- Peso de placa antiderrapante de acero de 6 mm de espesor 56 kg/m²
- Peso de tanque tipo A ----- 3.0 ton
- Peso de tanque tipo B ----- 4.0 ton

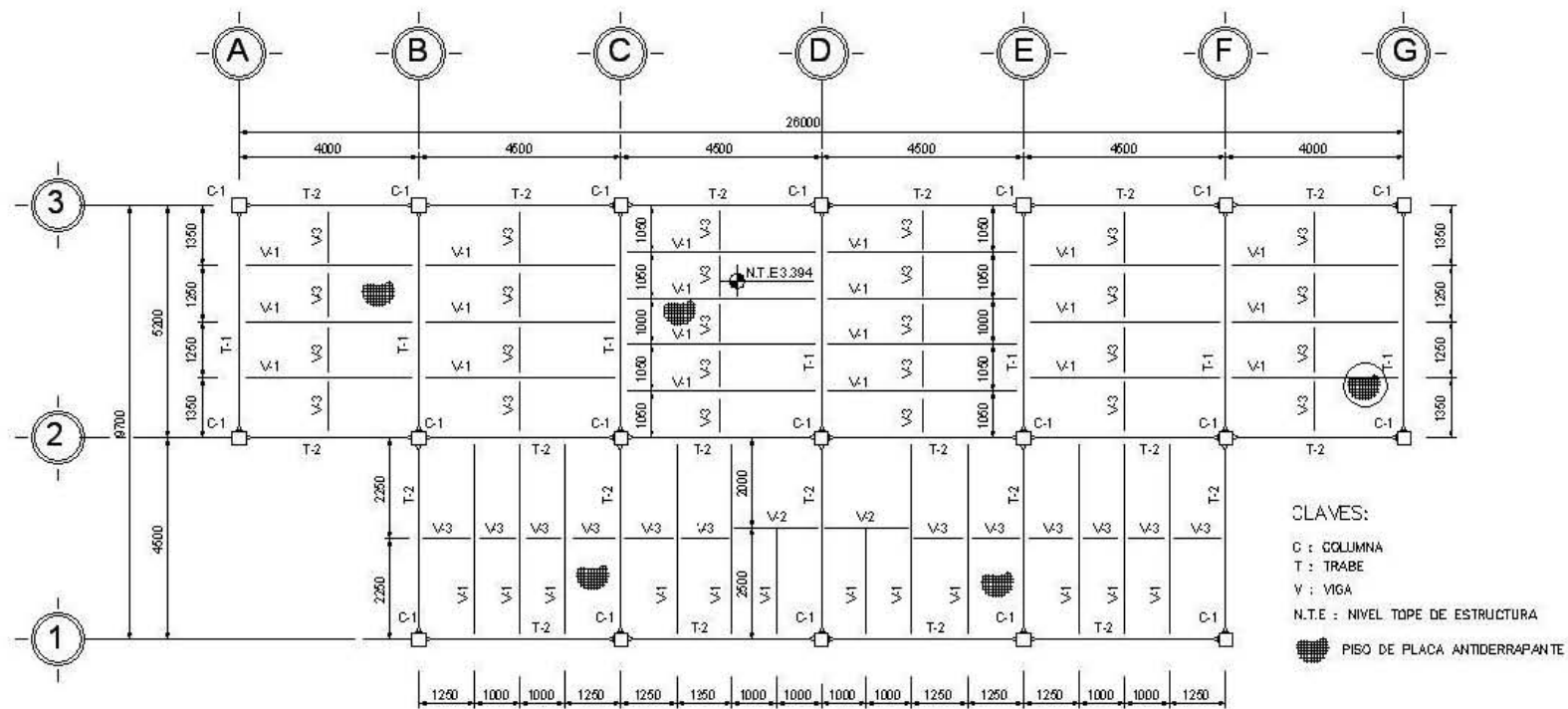


Figura 1. Planta estructuración de plataforma de producción primer nivel.

Las cargas muertas se suman ($95 \text{ kg/m}^2 + 56 \text{ kg/m}^2 = 151 \text{ kg/m}^2$), y se reparten de acuerdo a los anchos tributarios de los tableros en los elementos trabes y vigas correspondientes. Los pesos de los equipos A y B son soportados directamente por los elementos V-1.

5.2 Carga viva:

- De acuerdo a las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento, tabla 6.1 de la sección 6.1.2, por considerar un destino tipo comercio, fábrica, o bodegas: **350 kg/m²**. (La cual se repartirá de manera similar que la carga muerta, en las vigas y trabes)

5.3 Carga por sismo:

- Se determina la acción del sismo, F_s , mediante la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{W_t w_i h_i c}{\sum w_i h_i Q}$$

donde

W_t es el peso total de la estructura

w_i = peso de la estructura en el nivel considerado

h_i = altura del nivel de la estructura considerado

c = coeficiente sísmico

Q = factor de ductilidad

- Cálculo de W_t :

El W_t se obtendrá como la suma de las cargas muertas y vivas, las primeras incluyen el peso propio de la estructura, y las segundas se reducen al 0.90 de su valor de acuerdo a la tabla 6.1 de la sección 6.1.2 de las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Peso propio de estructura, se desglosa en la tabla 1: 8642 kg (8.64 ton)

Carga viva reducida: 0.90 (350 kg/m²): 315 kg/m²

Peso total de la estructura, W_t , se calcula en la tabla 2: 98665 kg (98.66 ton)

Perfil	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
*C-1	58.55	32.3	1891.17
T-1	32.8	36.5	1197.20
T-2	28.2	92.5	2608.50
V-1	17.9	123	2201.70
V-2	19.4	4	77.60
V-3	13.6	49	666.40
Total			8642.57
* Se considera la mitad de la longitud de columna para el peso tributario			

Tabla 1. Peso propio de la estructura

Concepto	Peso	Area (m ²)	Peso (kg)
Instalaciones	50 kg/m ² (promedio)	212	10600
Placa de acero de 6mm	56 kg/m ²	212	11872
Equipo A	3000 kg (2 pzas)	-----	6000
Equipo B	4000 kg (2 pzas)	-----	8000
Peso propio de estructura	8643 kg	-----	8643
*Carga viva	315 kg/m ²	170	53550
* Reducida al 90% de su valor, y actuando en el 80% del area (170 m ²)			
Total:			98665

Tabla 2. Peso total sobre la estructura al nivel 3.40 m

Y la fuerza sísmica, F_s , se calcula considerando:

$W_t = 98665 \text{ kg}$

$c = 0.32$

$Q = 2.0$ (ambos sentidos)

$$F_s = \frac{W_t w_i h_i c}{\sum w_i h_i Q} = \frac{98665 \text{ kg} (98665 \text{ kg}) 3.4 \text{ m} (0.32)}{98665 \text{ kg} (3.4 \text{ m}) 2.0} = 15786 \text{ kg} (15.79 \text{ ton})$$

La fuerza F_s se distribuye en los marcos de la estructura mediante un análisis sísmico estático; para simplificar procedimientos se presentan en la tabla 3 las fuerzas sísmicas obtenidas de ese análisis, las cuales se representan en las figuras 2 y 3.

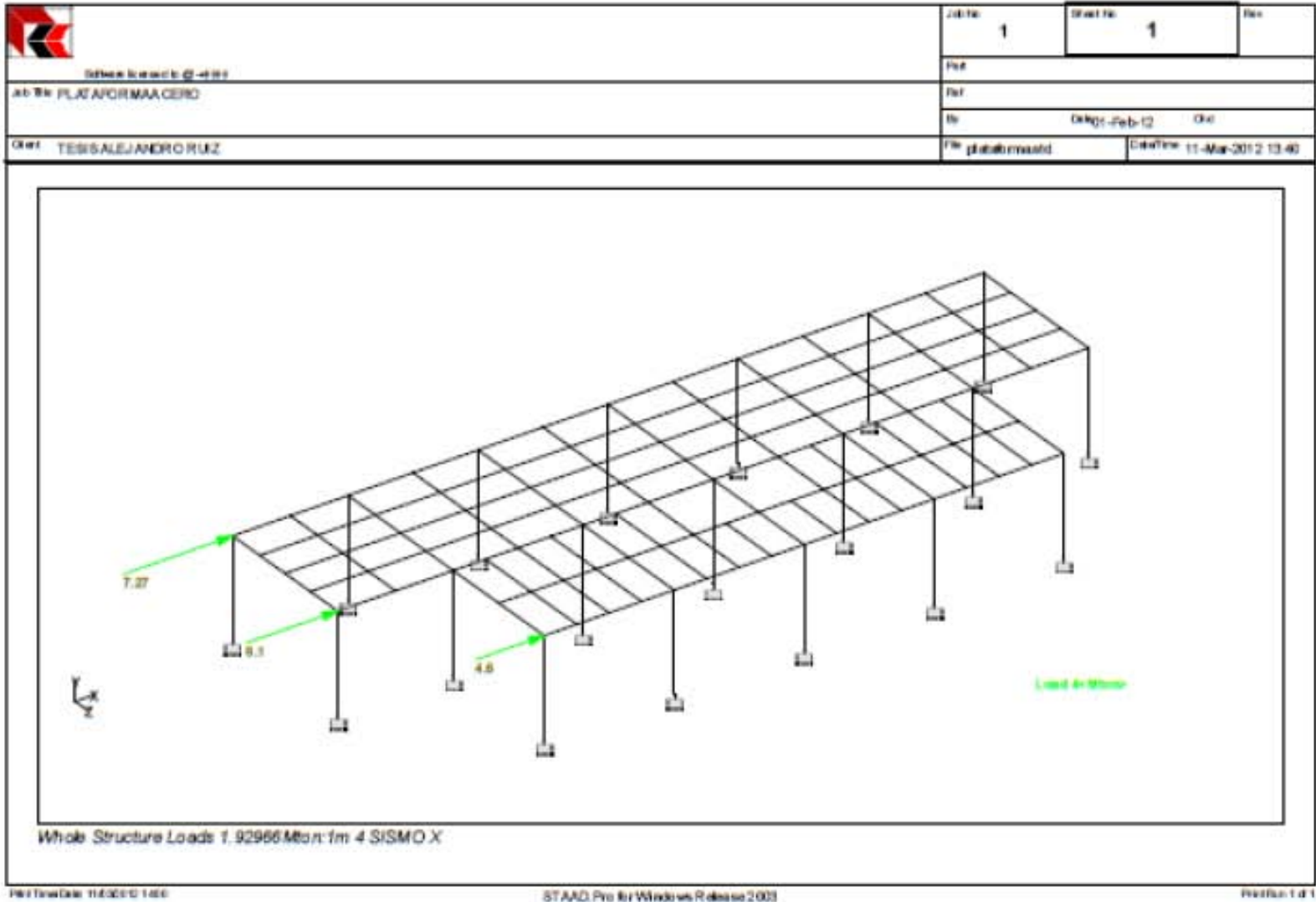


Figura 2. Fuerzas de sismo en X.

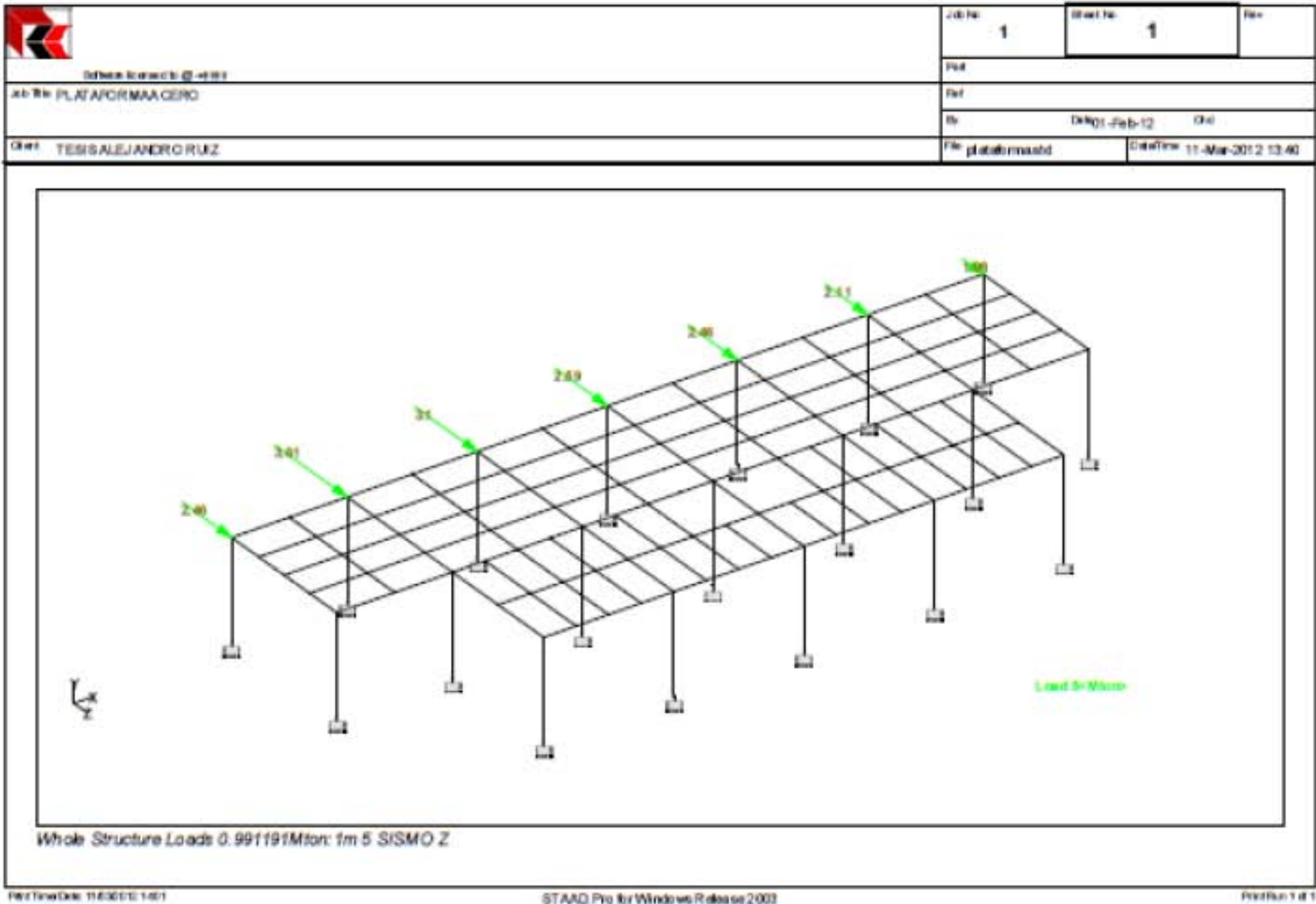


Figura 3. Fuerzas de sismo en Z.

Junta	Fuerza sísmica (ton)	Dirección
23	4.6	X
25	6.1	X
31	7.27	X
3	2.46	Z
7	3.61	Z
11	3.1	Z
17	2.59	Z
25	2.46	Z
29	2.11	Z
33	1.06	Z

Tabla 3. Fuerzas sísmicas sobre estructura

6. Análisis estructural

El análisis estructural será realizado por el programa STAAD Versión 2003.

7. Modelo

El modelo de la estructura es tridimensional, donde columnas, trabes, y vigas son representadas por barras, en las figuras 4 y 5 se muestran los modelos con numeración de nodos y elementos respectivamente. Las condiciones de carga son las resumidas en la tabla 4.

Type	L/C	Name
Primary	1	PESO PROPIO
Primary	2	CARGA MUERTA + PESO DE EQUIPOS
Primary	3	CARGA VIVA
Primary	4	SISMO X
Primary	5	SISMO Z
Combination	6	PP+CM+EQUIP+CV
Combination	7	PP+CM+EQUIP+CV+SISMO X
Combination	8	PP+CM+EQUIP+CV+SISMO Z
Combination	9	PP+CM+EQUIP+CV+SISMO X+ 0.30SISI
Combination	10	PP+CM+EQUIP+CV+0.30SISMO X+SISN

Tabla 4. Condiciones de carga para el análisis estructural

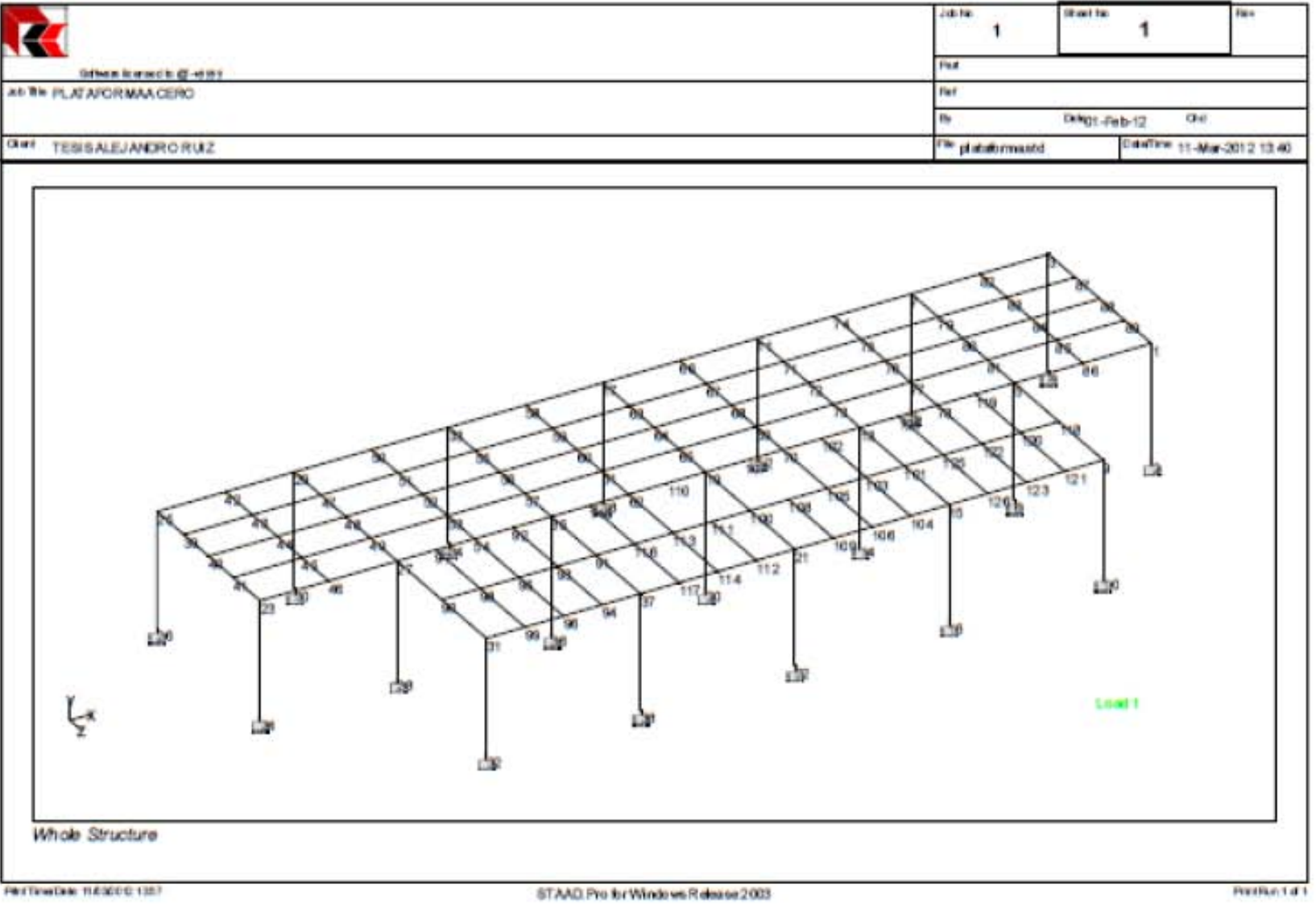


Figura 4. Modelo de estructura con nodos.

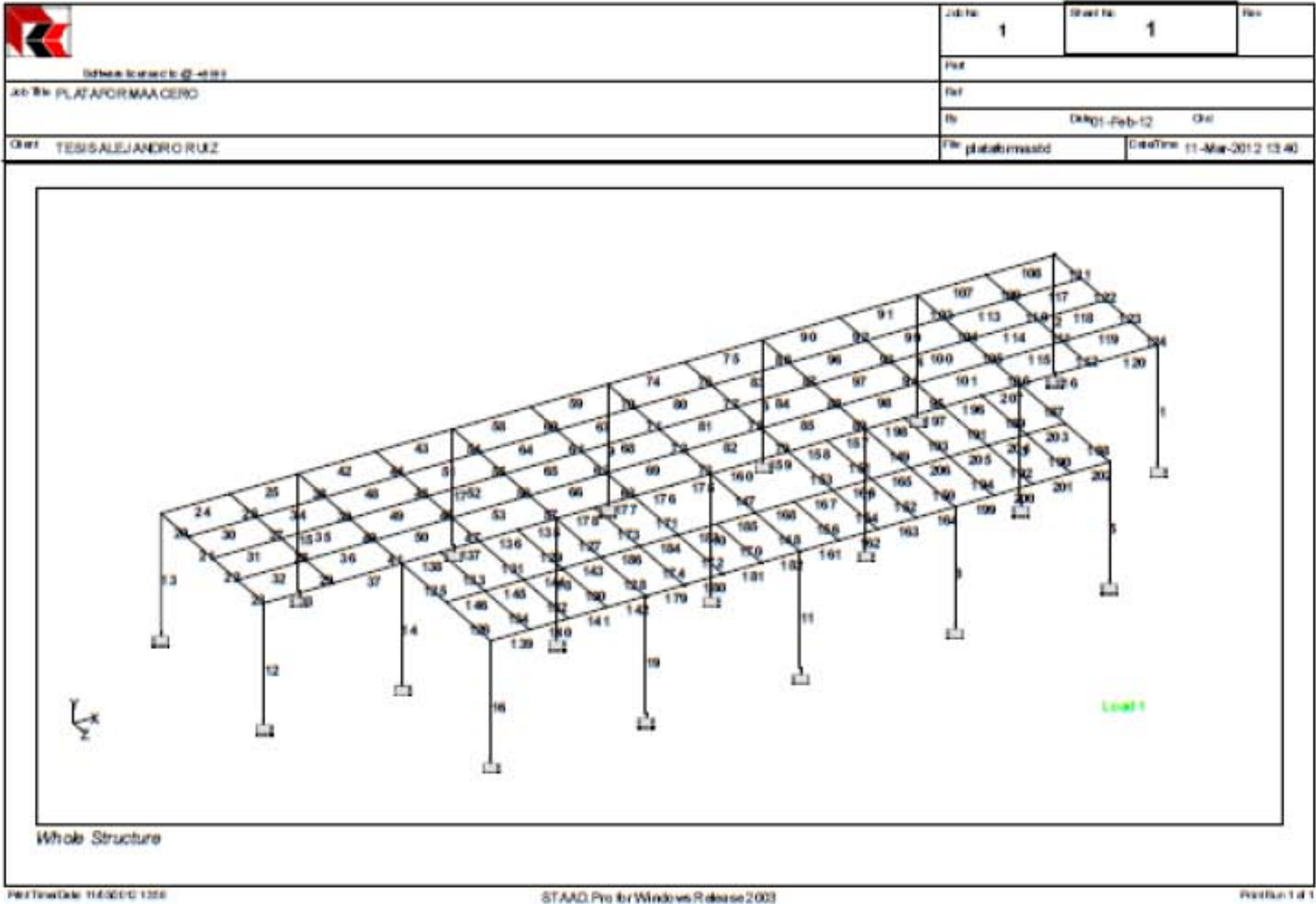


Figura 5. Modelo de estructura con barras.

La información para la realización del análisis estructural suministrada al programa se presenta a continuación:

```
*****
*
*          STAAD.Pro          *
*          Version 2003      Bld 1001.US      *
*          Proprietary Program of          *
*          Research Engineers, Intl.        *
*          Date=   MAR 11, 2012            *
*          Time=   13:26:21                *
*
*          USER ID:                    *
*****
```

1. STAAD SPACE DXF IMPORT OF MODELO 3D.DXF
2. START JOB INFORMATION
3. JOB NAME PLATAFORMA ACERO
4. JOB CLIENT TESIS ALEJANDRO RUIZ
5. JOB NO 1
6. ENGINEER DATE 01-FEB-12
7. END JOB INFORMATION
8. INPUT WIDTH 79
9. UNIT METER MTON
10. JOINT COORDINATES
11. 1 26 3.394 5.2; 2 26 1.2E-015 5.2; 3 26 3.394 -8E-016; 4 26 0 0
12. 5 22 3.394 5.2; 6 22 1.2E-015 5.2; 7 22 3.394 -8E-016; 8 22 0 3.6E-015
13. 9 22 3.394 9.7; 10 22 2.2E-015 9.7; 11 17.5 3.394 -8E-016; 12 17.5 0 3.6E-015
14. 13 17.5 3.394 5.2; 14 17.5 1.2E-015 5.2; 15 17.5 3.394 9.7
15. 16 17.5 2.2E-015 9.7; 17 13 3.394 -8E-016; 18 13 4E-016 0; 19 13 3.394 5.2
16. 20 13 1.2E-015 5.2; 21 13 3.394 9.7; 22 13 2.2E-015 9.7
17. 23 -5.3E-015 3.394 5.2; 24 0 1.2E-015 5.2; 25 -5.3E-015 3.394 -8E-016
18. 26 0 0 0; 27 4 3.394 5.2; 28 4 1.2E-015 5.2; 29 4 3.394 -8E-016
19. 30 4 0 3.6E-015; 31 4 3.394 9.7; 32 4 2.2E-015 9.7; 33 8.5 3.394 -8E-016
20. 34 8.5 -4E-016 0; 35 8.5 3.394 5.2; 36 8.5 -6E-016 5.2; 37 8.5 3.394 9.7
21. 38 8.5 4E-016 9.7; 39 -5.3E-015 3.394 1.35; 40 -5.3E-015 3.394 2.6
22. 41 -5.3E-015 3.394 3.85; 42 2 3.394 -8E-016; 43 2 3.394 1.35; 44 2 3.394 2.6
23. 45 2 3.394 3.85; 46 2 3.394 5.2; 47 4 3.394 1.35; 48 4 3.394 2.6
24. 49 4 3.394 3.85; 50 6.25 3.394 -8E-016; 51 6.25 3.394 1.35; 52 6.25 3.394 2.6
25. 53 6.25 3.394 3.85; 54 6.25 3.394 5.2; 55 8.5 3.394 1.35; 56 8.5 3.394 2.6
26. 57 8.5 3.394 3.85; 58 10.75 3.394 -8E-016; 59 10.75 3.394 1.35
27. 60 10.75 3.394 2.6; 61 10.75 3.394 3.85; 62 10.75 3.394 5.2; 63 13 3.394 1.35
28. 64 13 3.394 2.6; 65 13 3.394 3.85; 66 15.25 3.394 -8E-016; 67 15.25 3.394 1.35
29. 68 15.25 3.394 2.6; 69 15.25 3.394 3.85; 70 15.25 3.394 5.2
30. 71 17.5 3.394 1.35; 72 17.5 3.394 2.6; 73 17.5 3.394 3.85
31. 74 19.75 3.394 -8E-016; 75 19.75 3.394 1.35; 76 19.75 3.394 2.6
32. 77 19.75 3.394 3.85; 78 19.75 3.394 5.2; 79 22 3.394 1.35; 80 22 3.394 2.6
33. 81 22 3.394 3.85; 82 24 3.394 -8E-016; 83 24 3.394 1.35; 84 24 3.394 2.6
34. 85 24 3.394 3.85; 86 24 3.394 5.2; 87 26 3.394 1.35; 88 26 3.394 2.6
35. 89 26 3.394 3.85; 90 4 3.394 7.45; 91 8.5 3.394 7.45; 92 7.375 3.394 5.2
36. 93 7.375 3.394 7.45; 94 7.375 3.394 9.7; 95 6.25 3.394 7.45; 96 6.25 3.394 9.7
37. 97 5.125 3.394 5.2; 98 5.125 3.394 7.45; 99 5.125 3.394 9.7; 100 13 3.394 7.45
38. 101 17.5 3.394 7.45; 102 16.375 3.394 5.2; 103 16.375 3.394 7.45
39. 104 16.375 3.394 9.7; 105 15.25 3.394 7.45; 106 15.25 3.394 9.7
40. 107 14.125 3.394 5.2; 108 14.125 3.394 7.45; 109 14.125 3.394 9.7
41. 110 11.875 3.394 5.2; 111 11.875 3.394 7.45; 112 11.875 3.394 9.7

42. 113 10.75 3.394 7.45; 114 10.75 3.394 9.7; 115 9.625 3.394 5.2
 43. 116 9.625 3.394 7.45; 117 9.625 3.394 9.7; 118 22 3.394 7.45
 44. 119 20.875 3.394 5.2; 120 20.875 3.394 7.45; 121 20.875 3.394 9.7
 45. 122 19.75 3.394 7.45; 123 19.75 3.394 9.7; 124 18.625 3.394 5.2
 46. 125 18.625 3.394 7.45; 126 18.625 3.394 9.7
 47. MEMBER INCIDENCES
 48. 1 1 2; 2 3 4; 3 5 6; 4 7 8; 5 9 10; 6 11 12; 7 13 14; 8 15 16; 9 17 18
 49. 10 19 20; 11 21 22; 12 23 24; 13 25 26; 14 27 28; 15 29 30; 16 31 32; 17 33 34
 50. 18 35 36; 19 37 38; 20 25 39; 21 39 40; 22 40 41; 23 41 23; 24 25 42; 25 42 29
 51. 26 42 43; 27 43 44; 28 44 45; 29 45 46; 30 39 43; 31 40 44; 32 41 45; 33 23 46
 52. 34 43 47; 35 44 48; 36 45 49; 37 46 27; 38 29 47; 39 47 48; 40 48 49; 41 49 27
 53. 42 29 50; 43 50 33; 44 50 51; 45 51 52; 46 52 53; 47 53 54; 48 47 51; 49 48 52
 54. 50 49 53; 51 51 55; 52 52 56; 53 53 57; 54 33 55; 55 55 56; 56 56 57; 57 57 35
 55. 58 33 58; 59 58 17; 60 58 59; 61 59 60; 62 60 61; 63 61 62; 64 55 59; 65 56 60
 56. 66 57 61; 67 59 63; 68 60 64; 69 61 65; 70 17 63; 71 63 64; 72 64 65; 73 65 19
 57. 74 17 66; 75 66 11; 76 66 67; 77 67 68; 78 68 69; 79 69 70; 80 63 67; 81 64 68
 58. 82 65 69; 83 67 71; 84 68 72; 85 69 73; 86 11 71; 87 71 72; 88 72 73; 89 73 13
 59. 90 11 74; 91 74 7; 92 74 75; 93 75 76; 94 76 77; 95 77 78; 96 71 75; 97 72 76
 60. 98 73 77; 99 75 79; 100 76 80; 101 77 81; 103 7 79; 104 79 80; 105 80 81
 61. 106 81 5; 107 7 82; 108 82 3; 109 82 83; 110 83 84; 111 84 85; 112 85 86
 62. 113 79 83; 114 80 84; 115 81 85; 116 5 86; 117 83 87; 118 84 88; 119 85 89
 63. 120 86 1; 121 3 87; 122 87 88; 123 88 89; 124 89 1; 125 27 90; 126 90 31
 64. 127 35 91; 128 91 37; 129 92 93; 130 93 94; 131 54 95; 132 95 96; 133 97 98
 65. 134 98 99; 135 35 92; 136 92 54; 137 54 97; 138 97 27; 139 31 99; 140 99 96
 66. 141 96 94; 142 94 37; 143 91 93; 144 93 95; 145 95 98; 146 98 90; 147 19 100
 67. 148 100 21; 149 13 101; 150 101 15; 151 102 103; 152 103 104; 153 70 105
 68. 154 105 106; 156 108 109; 157 13 102; 158 102 70; 159 70 107; 160 107 19
 69. 161 21 109; 162 109 106; 163 106 104; 164 104 15; 165 101 103; 166 103 105
 70. 167 105 108; 168 108 100; 170 111 112; 171 62 113; 172 113 114; 173 115 116
 71. 174 116 117; 175 19 110; 176 110 62; 177 62 115; 178 115 35; 179 37 117
 72. 180 117 114; 181 114 112; 182 112 21; 183 111 113; 184 113 116; 185 100 111
 73. 186 116 91; 187 5 118; 188 118 9; 189 119 120; 190 120 121; 191 78 122
 74. 192 122 123; 193 124 125; 194 125 126; 196 119 78; 197 78 124; 198 124 13
 75. 199 15 126; 200 126 123; 201 123 121; 202 121 9; 203 118 120; 204 120 122
 76. 205 122 125; 206 125 101; 207 119 5
 77. DEFINE MATERIAL START
 78. ISOTROPIC STEEL
 79. E 2.09042E+007
 80. POISSON 0.3
 81. DENSITY 7.83341
 82. ALPHA 6.5E-006
 83. DAMP 0.03
 84. END DEFINE MATERIAL
 85. MEMBER PROPERTY AMERICAN
 86. 20 TO 23 38 TO 41 54 TO 57 70 TO 73 86 TO 89 103 TO 106 121 TO 123 -
 87. 124 TABLE ST W12X22
 88. 24 25 33 37 42 43 58 59 74 75 90 91 107 108 116 120 125 TO 128 135 TO 142 -
 89. 147 TO 150 157 TO 164 175 TO 182 187 188 196 TO 202 207 TABLE ST W12X19
 90. 30 TO 32 34 TO 36 48 TO 53 64 TO 69 80 TO 85 96 TO 101 113 TO 115 117 TO 119 -
 91. 129 TO 134 151 TO 154 156 170 TO 174 189 TO 194 TABLE ST W10X17
 92. 167 168 183 185 TABLE ST W8X13
 93. 26 TO 29 44 TO 47 60 TO 63 76 TO 79 92 TO 95 109 TO 112 143 TO 146 165 166 -
 94. 184 186 203 TO 206 TABLE ST W6X9
 95. MEMBER PROPERTY AMERICAN
 96. 1 TO 19 PRIS SQUARE STA 0.3 END 0.3 THI 0.006
 97. CONSTANTS

98. MATERIAL STEEL MEMB 1 TO 101 103 TO 154 156 TO 168 170 TO 194 196 TO 207
 99. SUPPORTS
 100. 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 FIXED
 101. LOAD 1 PESO PROPIO
 102. SELFWEIGHT Y -1
 103. LOAD 2 CARGA MUERTA + PESO DE EQUIPOS
 104. MEMBER LOAD
 105. 24 25 33 37 42 43 90 91 107 108 116 120 135 TO 138 196 TO 198 207 UNI GY -0.102
 106. 30 32 34 36 48 50 51 53 96 98 99 101 113 115 117 119 UNI GY -0.196
 107. 31 35 49 52 97 100 114 118 127 128 149 TO 152 173 174 UNI GY -0.189
 108. 64 66 67 69 80 82 83 85 UNI GY -0.159
 109. 65 68 81 84 131 132 148 156 170 191 192 UNI GY -0.155
 110. 58 59 74 75 125 126 153 157 TO 160 171 175 TO 178 187 188 UNI GY -0.079
 111. 129 130 133 134 154 172 189 190 193 194 UNI GY -0.094
 112. 30 TO 32 34 TO 36 113 TO 115 117 TO 119 CON GY -0.67 1
 113. JOINT LOAD
 114. 93 98 120 125 FY -0.75
 115. MEMBER LOAD
 116. 131 132 191 192 CON GY -0.75 1.125
 117. LOAD 3 CARGA VIVA
 118. MEMBER LOAD
 119. 24 25 33 37 42 43 90 91 107 108 116 120 135 TO 138 196 TO 198 207 UNI GY -0.236
 120. 30 32 34 36 48 50 51 53 96 98 99 101 113 115 117 119 UNI GY -0.455
 121. 31 35 49 52 97 100 114 118 UNI GY -0.438
 122. 64 TO 69 80 TO 85 UNI GY -0.369
 123. 58 59 74 75 157 TO 160 175 TO 178 UNI GY -0.184
 124. 125 126 133 134 187 TO 190 UNI GY -0.218
 125. 131 132 191 192 UNI GY -0.35
 126. 129 130 193 194 UNI GY -0.394
 127. 127 128 148 TO 154 156 170 TO 174 UNI GY -0.438
 128. LOAD 4 SISMO X
 129. JOINT LOAD
 130. 25 FX 7.27
 131. 23 FX 6.1
 132. 31 FX 4.6
 133. LOAD 5 SISMO Z
 134. JOINT LOAD
 135. 25 FZ 2.46
 136. 29 FZ 3.61
 137. 33 FZ 3.1
 138. 17 FZ 2.59
 139. 11 FZ 2.46
 140. 7 FZ 2.11
 141. 3 FZ 1.06
 142. LOAD COMB 6 PP+CM+EQUIP+CV
 143. 1 1.0 2 1.0 3 1.0
 144. LOAD COMB 7 PP+CM+EQUIP+CV+SISMO X
 145. 1 1.0 2 1.0 3 1.0 4 1.0
 146. LOAD COMB 8 PP+CM+EQUIP+CV+SISMO Z
 147. 1 1.0 2 1.0 3 1.0 5 1.0
 148. LOAD COMB 9 PP+CM+EQUIP+CV+SISMO X+ 0.30SISMO Z
 149. 1 1.0 2 1.0 3 1.0 4 1.0 5 0.3
 150. LOAD COMB 10 PP+CM+EQUIP+CV+0.30SISMO X+SISMO Z
 151. 1 1.0 2 1.0 3 1.0 5 1.0 4 0.3
 152. PERFORM ANALYSIS

8. Diseño estructural principal

8.1 Revisión de deformaciones

Se comprueba principalmente que los desplazamientos laterales en la estructura producidos por las fuerzas de sismo, no sobrepasen los valores permitidos por las NTC para Diseño por Sismo, las cuales indican en su sección 1.8 que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por el efecto de la acción del sismo no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes; y que el desplazamiento que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas se multiplique por el factor de comportamiento sísmico, Q, utilizado.

- Calculo de desplazamientos máximos permisibles (Dp):

$$D_p = 0.006 (H) = 0.006 (340 \text{ cm}) = 2.04 \text{ cm}$$

donde

H es la altura del primer nivel de la estructura en cm

- Obtención de los desplazamientos laterales en la estructura

Las juntas cargadas de la estructura en el sentido X, fueron la número: 23, 25, 31

Y en el sentido Z: 3, 7, 11, 17, 25, 29, 33

A continuación se presentan los desplazamientos de las juntas anteriores, para las distintas condiciones de carga de acuerdo a los resultados del programa de análisis:

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS)		STRUCTURE TYPE = SPACE					
JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
3	1	-0.0017	-0.0005	-0.0011	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0107	-0.0035	-0.0187	0.0005	0.0000	0.0002
	3	-0.0222	-0.0035	-0.0146	0.0004	0.0000	0.0002
	4	0.3366	-0.0003	0.0039	0.0000	0.0000	-0.0014
	5	-0.0040	0.0004	0.2109	0.0008	0.0000	0.0000
	6	-0.0346	-0.0074	-0.0345	0.0009	0.0000	0.0004
	7	0.3020	-0.0077	-0.0305	0.0009	0.0000	-0.0010
	8	-0.0385	-0.0070	0.1764	0.0016	0.0000	0.0004
	9	0.3008	-0.0076	0.0327	0.0011	0.0000	-0.0009
	10	0.0624	-0.0071	0.1776	0.0016	0.0000	0.0000

7	1	-0.0016	-0.0008	0.0004	0.0001	0.0000	0.0000
	2	-0.0095	-0.0067	0.0047	0.0008	0.0000	0.0000
	3	-0.0207	-0.0092	0.0056	0.0010	0.0000	0.0001
	4	0.3436	0.0000	-0.0019	0.0000	0.0001	-0.0013
	5	-0.0040	0.0008	0.2336	0.0007	0.0000	0.0000
	6	-0.0319	-0.0167	0.0107	0.0019	0.0000	0.0001
	7	0.3118	-0.0167	0.0088	0.0019	0.0001	-0.0011
	8	-0.0358	-0.0159	0.2443	0.0026	0.0000	0.0002
	9	0.3106	-0.0165	0.0789	0.0021	0.0001	-0.0011
	10	0.0673	-0.0159	0.2437	0.0026	0.0000	-0.0002
11	1	-0.0015	-0.0007	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
	2	-0.0088	-0.0030	-0.0030	0.0003	0.0000	0.0000
	3	-0.0190	-0.0078	0.0002	0.0009	0.0000	0.0001
	4	0.3605	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	-0.0013
	5	-0.0040	0.0007	0.2633	0.0009	0.0000	0.0000
	6	-0.0293	-0.0115	-0.0028	0.0012	0.0000	0.0001
	7	0.3311	-0.0116	-0.0023	0.0012	0.0000	-0.0012
	8	-0.0334	-0.0109	0.2605	0.0021	0.0000	0.0001
	9	0.3299	-0.0114	0.0767	0.0015	0.0000	-0.0012
	10	0.0748	-0.0109	0.2606	0.0021	0.0000	-0.0003
17	1	-0.0014	-0.0007	-0.0013	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0082	-0.0031	-0.0095	0.0003	0.0000	0.0000
	3	-0.0178	-0.0068	-0.0278	0.0007	0.0000	0.0001
	4	0.3876	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	-0.0014
	5	-0.0041	0.0006	0.3102	0.0011	0.0000	0.0000
	6	-0.0274	-0.0106	-0.0387	0.0011	0.0000	0.0002
	7	0.3601	-0.0106	-0.0385	0.0011	0.0000	-0.0013
	8	-0.0315	-0.0100	0.2716	0.0022	0.0000	0.0002
	9	0.3589	-0.0104	0.0546	0.0014	0.0000	-0.0013
	10	0.0848	-0.0100	0.2716	0.0022	0.0000	-0.0003
23	1	-0.0018	-0.0005	-0.0021	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0168	-0.0035	-0.0339	-0.0008	0.0000	0.0000
	3	-0.0264	-0.0034	-0.0277	-0.0006	0.0000	0.0000
	4	0.4127	0.0008	-0.0051	0.0000	0.0001	-0.0016
	5	0.0020	-0.0009	0.4579	0.0016	0.0000	0.0000
	6	-0.0450	-0.0074	-0.0637	-0.0015	0.0000	0.0000
	7	0.3677	-0.0067	-0.0687	-0.0015	0.0001	-0.0016
	8	-0.0430	-0.0083	0.3942	0.0001	0.0000	0.0000
	9	0.3683	-0.0069	0.0686	-0.0010	0.0001	-0.0016
	10	0.0808	-0.0081	0.3927	0.0001	0.0000	-0.0005

25	1	-0.0010	-0.0005	-0.0017	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0057	-0.0035	-0.0268	0.0004	0.0000	-0.0001
	3	-0.0128	-0.0034	-0.0219	0.0003	0.0000	-0.0001
	4	0.5292	0.0010	-0.0053	0.0000	-0.0001	-0.0020
	5	-0.0041	0.0009	0.4719	0.0017	0.0000	0.0000
	6	-0.0195	-0.0074	-0.0504	0.0008	0.0000	-0.0002
	7	0.5096	-0.0064	-0.0557	0.0008	-0.0002	-0.0022
	8	-0.0237	-0.0065	0.4215	0.0025	0.0000	-0.0002
	9	0.5084	-0.0061	0.0859	0.0013	-0.0001	-0.0022
	10	0.1351	-0.0062	0.4199	0.0025	0.0000	-0.0008
29	1	-0.0012	-0.0008	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
	2	-0.0069	-0.0066	0.0018	0.0008	0.0000	0.0001
	3	-0.0145	-0.0091	0.0026	0.0010	0.0000	0.0001
	4	0.4745	-0.0005	0.0024	0.0000	-0.0001	-0.0015
	5	-0.0042	0.0013	0.3888	0.0011	0.0000	0.0000
	6	-0.0225	-0.0166	0.0044	0.0019	0.0000	0.0002
	7	0.4520	-0.0170	0.0068	0.0019	-0.0001	-0.0014
	8	-0.0267	-0.0152	0.3932	0.0030	0.0000	0.0002
	9	0.4507	-0.0166	0.1234	0.0023	-0.0001	-0.0014
	10	0.1156	-0.0154	0.3939	0.0030	0.0000	-0.0003
31	1	-0.0025	-0.0004	-0.0005	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0246	-0.0021	-0.0053	-0.0001	0.0000	-0.0001
	3	-0.0321	-0.0023	-0.0061	-0.0002	0.0000	0.0000
	4	0.4407	0.0005	0.0025	0.0000	0.0000	-0.0018
	5	0.0032	-0.0005	0.3648	0.0014	0.0000	0.0000
	6	-0.0591	-0.0049	-0.0119	-0.0003	0.0000	-0.0001
	7	0.3816	-0.0044	-0.0094	-0.0003	0.0000	-0.0019
	8	-0.0559	-0.0054	0.3529	0.0011	0.0000	-0.0001
	9	0.3826	-0.0045	0.1000	0.0001	0.0000	-0.0019
	10	0.0763	-0.0053	0.3536	0.0011	0.0000	-0.0007
33	1	-0.0013	-0.0008	-0.0003	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0077	-0.0030	-0.0054	0.0003	0.0000	0.0001
	3	-0.0166	-0.0078	-0.0060	0.0008	0.0000	0.0002
	4	0.4261	-0.0002	-0.0001	0.0000	0.0000	-0.0015
	5	-0.0041	0.0009	0.3297	0.0011	0.0000	0.0000
	6	-0.0255	-0.0116	-0.0117	0.0011	0.0000	0.0002
	7	0.4005	-0.0117	-0.0118	0.0011	0.0000	-0.0012
	8	-0.0297	-0.0107	0.3180	0.0022	0.0000	0.0003
	9	0.3993	-0.0115	0.0871	0.0014	0.0000	-0.0012
	10	0.0981	-0.0108	0.3180	0.0022	0.0000	-0.0002

Los desplazamientos laterales máximos de las juntas anteriores se resumen en la tabla 5, de los cuales el mayor se produce en la junta 25, sismo en X, y tiene un valor de 0.52 cm, el cual se multiplicará por el factor de ductilidad para obtener el desplazamiento final máximo (D_{max}).

$$D_{max} = \Delta(Q) = 0.52 \text{ cm} (2.0) = 1.04 \text{ cm}$$

donde

Δ es el desplazamiento producido por la fuerza lateral de sismo, en cm.

D_{max} (1.04 cm) < D_p (2.04 cm), y por lo tanto la condición de desplazamientos laterales máximos permitidos en la estructura se cumple.

Junta	No. de Carga / Sentido	Valor (cm)
3	4 / X	0.33
7	4 / X	0.34
11	4 / X	0.36
17	4 / X	0.38
23	5 / Z	0.45
25	4 / X	0.52
29	4 / X	0.47
31	4 / X	0.44
33	4 / X	0.42

Tabla 5. Desplazamientos laterales máximos en la estructura

8.2 Revisión de elementos

El programa de análisis resume en la tabla 6 los elementos mecánicos críticos sobre distintos miembros de la estructura. De esos miembros se revisarán las resistencias del elemento (beam) 14, que corresponde a una columna C-1 ubicada en la intersección de los ejes 2 y B, y del elemento 41 que representa parte de una trabe T-1 en el eje B y entre los ejes 2 y 3, esta trabe se une a la columna anterior como se aprecia en la figura 1. Las resistencias a calcular en la columna C-1 serán a flexocompresión; y en la trabe T-1 a flexión y cortante, así como la verificación de que los desplazamientos verticales de esta trabe no rebasen los límites permisibles.

Beam End Force Summary

	Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Max Fx	18	36	7:PP+CM+EQL	13.017	1.414	0.337	-0.006	2.908	-25.704
Min Fx	15	29	5:SISMO Z	-0.585	-0.009	1.281	-0.090	-14.362	-0.058
Max Fy	103	7	6:PP+CM+EQL	2.066	5.221	-0.003	0.016	0.029	46.408

Beam End Force Summary Cont...

	Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
				Fx (Mton)	Fy (Mton)	Fz (Mton)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Min Fy	41	27	8:PP+CM+EQL	4.389	-6.208	0.003	0.022	0.025	73.360
Max Fz	14	27	10:PP+CM+EC	11.347	-0.206	3.318	-0.167	-60.445	-6.887
Min Fz	15	29	6:PP+CM+EQL	7.107	0.044	-2.084	0.077	46.398	1.781
Max Mx	13	25	7:PP+CM+EQL	2.667	0.896	-1.192	0.551	24.441	1.470
Min Mx	12	23	9:PP+CM+EQL	2.920	0.579	1.552	-0.327	-31.946	-0.457
Max My	14	28	10:PP+CM+EC	11.535	-0.206	3.318	-0.167	49.989	-0.036
Min My	14	27	10:PP+CM+EC	11.347	-0.206	3.318	-0.167	-60.445	-6.887
Max Mz	41	27	8:PP+CM+EQL	4.389	-6.208	0.003	0.022	0.025	73.360
Min Mz	104	80	6:PP+CM+EQL	2.058	1.520	-0.008	0.006	-0.046	-41.310

Tabla 6. Elementos mecánicos críticos en la estructura

Se muestran a continuación los valores de los elementos mecánicos de la columna C-1, miembro 14, y de la trabe T-1, miembros 38, 39, 40, y 41, los cuales concurren en el nodo 27, ver figuras 4 y 5.

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
14	1	27	0.42	-0.02	0.05	0.00	-0.12	-0.03
		28	-0.60	0.02	-0.05	0.00	-0.06	-0.03
	2	27	4.65	-0.27	0.79	0.00	-1.80	-0.54
		28	-4.65	0.27	-0.79	0.00	-0.88	-0.37
	3	27	5.93	-0.31	0.96	0.00	-2.19	-0.59
		28	-5.93	0.31	-0.96	0.00	-1.07	-0.45
	4	27	-0.01	1.27	0.00	-0.02	0.00	1.53
		28	0.01	-1.27	0.00	0.02	-0.01	2.79
	5	27	0.35	0.00	1.52	-0.01	-2.06	0.00
		28	-0.35	0.00	-1.52	0.01	-3.09	0.01
6	27	11.00	-0.59	1.80	0.00	-4.10	-1.16	
	28	-11.19	0.59	-1.80	0.00	-2.00	-0.85	
7	27	10.99	0.68	1.80	-0.02	-4.10	0.37	
	28	-11.18	-0.68	-1.80	0.02	-2.01	1.94	
8	27	11.35	-0.59	3.32	-0.01	-6.16	-1.16	
	28	-11.54	0.59	-3.32	0.01	-5.09	-0.83	
9	27	11.09	0.68	2.26	-0.02	-4.72	0.37	
	28	-11.28	-0.68	-2.26	0.02	-2.94	1.95	
10	27	11.35	-0.21	3.32	-0.02	-6.16	-0.70	
38	1	29	0.07	0.18	0.00	0.00	0.00	0.15
		47	-0.07	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	29	0.91	2.25	0.00	0.00	0.00	2.06
		47	-0.91	-2.25	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	29	1.10	2.76	-0.01	0.00	0.00	2.52
		47	-1.10	-2.76	0.01	0.00	0.00	1.21
	4	29	-0.01	-0.02	-0.08	0.00	0.06	-0.02
		47	0.01	0.02	0.08	0.00	0.05	0.00
	5	29	2.33	-0.62	-0.01	0.00	0.00	-1.46
		47	-2.33	0.62	0.01	0.00	0.01	0.63
	6	29	2.08	5.19	-0.01	0.00	0.01	4.73
		47	-2.08	-5.15	0.01	0.00	0.00	2.25
	7	29	2.07	5.17	-0.09	0.00	0.07	4.71
		47	-2.07	-5.13	0.09	0.00	0.05	2.25
	8	29	4.40	4.57	-0.02	0.00	0.01	3.27
		47	-4.40	-4.53	0.02	0.00	0.01	2.88
	9	29	2.77	4.99	-0.09	0.00	0.07	4.27
		47	-2.77	-4.95	0.09	0.00	0.05	2.44
	10	29	4.40	4.56	-0.04	0.00	0.03	3.26
		47	-4.40	-4.53	0.04	0.00	0.02	2.88

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = SPACE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
39	1	47	0.06	0.06	0.00	0.00	0.00	-0.07
		48	-0.06	-0.03	0.00	0.00	0.00	0.12
	2	47	0.90	0.70	0.00	0.00	0.00	-0.98
		48	-0.90	-0.70	0.00	0.00	0.00	1.85
	3	47	1.10	0.82	0.00	0.00	0.00	-1.21
		48	-1.10	-0.82	0.00	0.00	0.00	2.24
	4	47	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00
		48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
	5	47	2.33	-0.53	-0.01	0.00	0.01	-0.63
		48	-2.33	0.53	0.01	0.00	0.01	-0.03
	6	47	2.07	1.59	0.00	0.00	0.00	-2.25
		48	-2.07	-1.55	0.00	0.00	0.00	4.21
	7	47	2.07	1.58	0.00	0.00	-0.01	-2.25
		48	-2.07	-1.55	0.00	0.00	0.00	4.21
	8	47	4.39	1.06	-0.01	0.00	0.01	-2.88
		48	-4.39	-1.02	0.01	0.00	0.01	4.18
	9	47	2.76	1.43	0.00	0.00	-0.01	-2.44
		48	-2.76	-1.39	0.00	0.00	0.01	4.20
	10	47	4.39	1.06	-0.01	0.00	0.00	-2.88
		48	-4.39	-1.02	0.01	0.00	0.01	4.18
40	1	48	0.06	-0.05	0.00	0.00	0.00	-0.12
		49	-0.06	0.08	0.00	0.00	0.00	0.04
	2	48	0.90	-0.93	0.00	0.00	0.00	-1.85
		49	-0.90	0.93	0.00	0.00	0.00	0.69
	3	48	1.10	-1.12	0.00	0.00	0.00	-2.24
		49	-1.10	1.12	0.00	0.00	0.00	0.84
	4	48	0.00	-0.01	-0.03	0.00	0.01	0.01
		49	0.00	0.01	0.03	0.00	0.02	-0.01
	5	48	2.33	-0.53	-0.01	0.00	0.01	0.03
		49	-2.33	0.53	0.01	0.00	0.01	-0.70
	6	48	2.06	-2.10	-0.01	0.00	0.00	-4.21
		49	-2.06	2.13	0.01	0.00	0.01	1.57
	7	48	2.06	-2.10	-0.03	0.00	0.01	-4.21
		49	-2.06	2.14	0.03	0.00	0.03	1.56
	8	48	4.39	-2.63	-0.02	0.00	0.01	-4.18
		49	-4.39	2.67	0.02	0.00	0.01	0.87
	9	48	2.76	-2.26	-0.04	0.00	0.01	-4.20
		49	-2.76	2.30	0.04	0.00	0.03	1.35
	10	48	4.39	-2.63	-0.02	0.00	0.01	-4.18
		49	-4.39	2.67	0.02	0.00	0.02	0.87

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE - SPACE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
41	1	49	2.06	-0.15	0.30	0.00	0.00	-0.04
		27	-0.04	0.20	0.30	0.00	0.00	-0.14
2	49	49	2.89	-2.43	0.30	0.00	0.00	-0.69
		27	-2.89	2.43	0.30	0.00	0.00	-2.59
3	49	49	1.04	-2.46	0.31	0.00	-0.07	-0.04
		27	-1.09	2.96	-0.31	0.00	-0.21	-3.16
4	49	49	2.00	0.01	0.35	0.00	-0.23	0.01
		27	0.01	0.01	0.35	0.00	0.03	0.00
5	49	49	2.34	-0.62	-0.31	0.00	0.21	0.70
		27	-2.34	0.62	0.31	0.00	0.21	-1.52
6	49	49	2.03	-5.55	0.31	0.00	-0.21	-1.57
		27	-2.03	5.59	-0.31	0.00	-0.21	-5.93
7	49	49	2.03	-5.53	0.34	0.00	-0.24	-1.58
		27	-2.03	5.58	-0.34	0.00	-0.24	-5.93
8	49	49	4.39	-6.16	0.30	0.00	0.00	-0.87
		27	-4.39	6.21	0.30	0.00	0.00	-7.40
9	49	49	2.73	-5.72	0.36	0.00	-0.24	-1.33
		27	-2.72	5.76	-0.36	0.00	-0.24	-6.41
10	49	49	1.34	6.16	0.32	0.00	0.07	0.87
		27	-4.39	6.21	-0.32	0.00	-0.21	-7.43

8.2.1 Revisión de columna C-1

Este elemento se considera empotrado en su base y conectado a momento con las trabes en sus dos sentidos ortogonales, ver figura 1, tiene una longitud de 3.40 m.

Del manual IMCA se obtiene la siguiente información:

Perfil: OR 305 x 6 (sección cuadrada de 30 cm y espesor de 0.635 cm, peso de 58.68 kg/m)

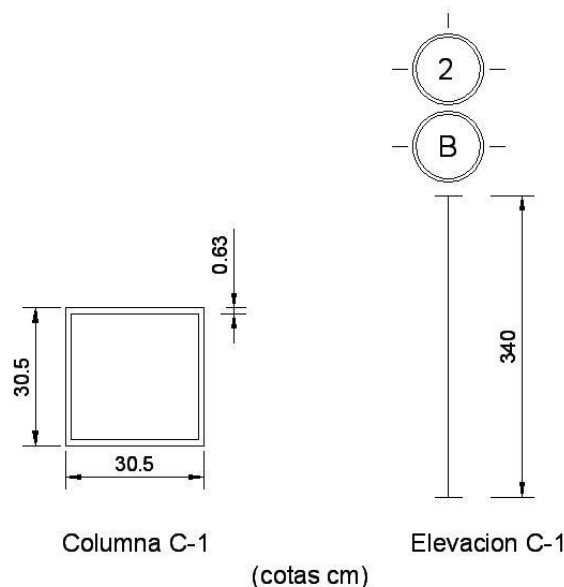
$A_t = 74.84 \text{ cm}^2$ (área transversal)

$I_x = I_y = 11030 \text{ cm}^4$ (momentos de inercia en X y Y)

$S_x = S_y = 722.67 \text{ cm}^3$ (módulo de sección elástico)

$r_x = r_y = 12.14 \text{ cm}$ (radio de giro en X y Y)

$Z_x = Z_y = 827.50 \text{ cm}^3$ (modulo plástico en X y Y)



Propiedades mecánicas del acero del perfil:

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo mínimo de fluencia del acero)

$E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad del acero)

Aclaración: Todas las secciones referidas a continuación en los cálculos, corresponden a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, para otras citadas, se especificará su descripción.

Revisión a flexocompresión. La sección 3.4.3 de las Normas, indica que se revisen dos condiciones:

a) Revisión de las secciones extremas

Para las secciones en cajón se debe cumplir:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

donde

F_R es al factor de resistencia y vale 0.90

P_u , M_{uox} , M_{uoy} , son la fuerza axial de diseño en la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_y$ momentos plásticos resistentes nominales de la sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.

$P_y = A_t F_y$, es la fuerza axial nominal.

Los momentos M_{uox} , y M_{uoy} son los momentos amplificados en los extremos de la columna, y se calculan de acuerdo a la sección 1.5.1 de como:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp}$$

donde

M_{ti} y M_{tp} son los momentos de diseño en los extremos de la columna producidos, respectivamente, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos (cargas verticales) y por acciones que sí ocasionan esos desplazamientos (cargas horizontales de viento o sismo).

B_2 es un factor de amplificación.

Las Normas indican en la sección 1.5.1 que si los marcos forma parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso, se desaparezca el termino $B_2 M_{tp}$ de la última ecuación y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las acciones horizontales y verticales, si se cumple que el índice de estabilidad de entrepiso, I , no exceda de 0.08, de acuerdo a la sección 2.2.2.b de las Normas. Este índice se calcula como:

$$I = \frac{\Sigma P_u Q \Delta_{OH}}{\Sigma H L}$$

ΣP_u fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el factor de carga correspondiente); incluye cargas muertas y vivas.

Q factor de comportamiento sísmico.

Δ_{OH} desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entrepiso en consideración en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

ΣH suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración. (fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)

L altura del entrepiso

Cálculo del índice de estabilidad de entrepiso, I .

ΣP_u = Factor de carga x Peso de la construcción*

Factor de carga: 1.1

Peso de la construcción: 98665 kg

$\Sigma P_u = 1.1 (98665 \text{ kg}) = 108532 \text{ kg}$

* Peso de la construcción, W_t , se calculó en el análisis de cargas

$Q = 2.0$ en los sentidos X y Y.

$\Delta_{OHX} = 0.52 \text{ cm}$ en la dirección X (tabla 5)

$\Delta_{OHY} = 0.47 \text{ cm}$ en la dirección Y (tabla 5)

$\Sigma H = 15786 \text{ kg}$ (cortante sísmico en ambos sentidos de la estructura)

$L = 340 \text{ cm}$

Sustituyendo los valores anteriores en la dirección X:

$$I_x = \frac{\Sigma P_u Q \Delta_{OH}}{\Sigma H L} = \frac{108532(2)(0.52)}{15786(340)} = 0.021 < 0.08$$

Y en la dirección Y:

$$I_Y = \frac{\Sigma P_u Q \Delta_{OH}}{\Sigma H L} = \frac{108532(2)(0.47)}{15786(340)} = 0.019 < 0.08$$

Debido a que los índices de estabilidad en X y Y son menores a 0.08, los momentos $B_2 M_{tp}$ no son aplicables, y los momentos M_{ti} son iguales a los producidos por las acciones verticales y horizontales.

Revisión del extremo superior de la columna, nodo 27

Calculo del momento M_{uo} en el sentido X:

Los momentos actuantes por cargas horizontales y verticales se obtienen de los elementos mecánicos de la barra 14. A continuación se resumen estos momentos y se muestran sus diagramas para obtener el momento M_{ti} :

Tipo de cargas / número de condición	Nodo	Momento (ton-m)
Horizontales / 4	27	1.53
Verticales / 6	27	1.16

Momentos nodo 27 en X.

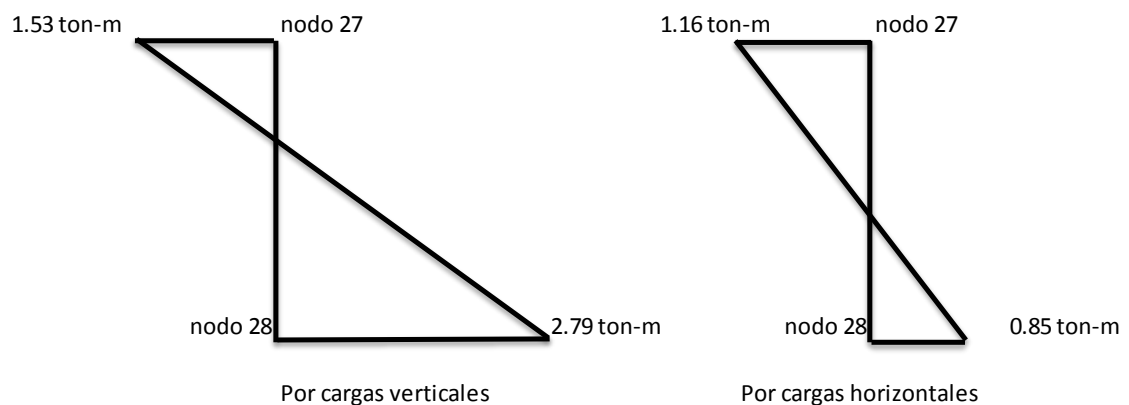


Diagrama de momentos en columna C-1 por cargas en X

El momento resultante es:

$$M_{ti} = 1.53 \text{ ton} - m + 1.16 \text{ ton} - m = 2.69 \text{ ton} - m$$

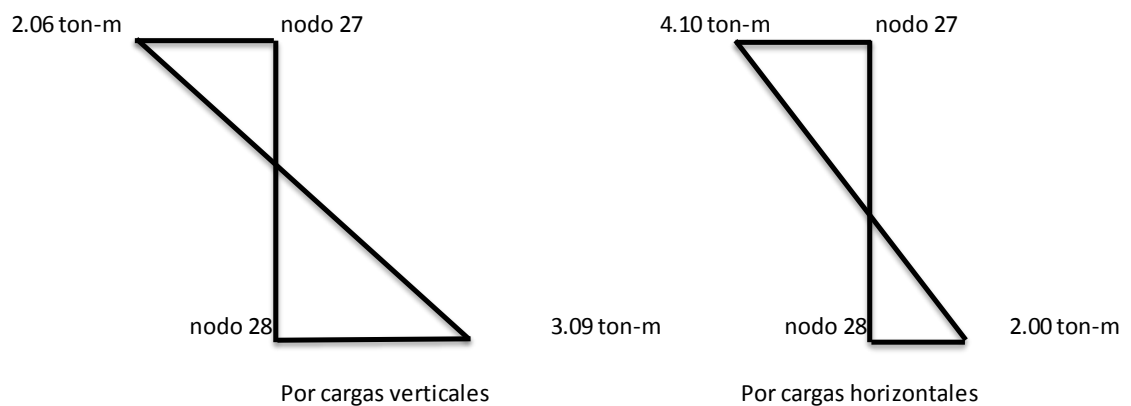
El cual multiplicado por el factor de carga, F.C, de 1.1 proporciona el momento de diseño:

$$M_{uox} = F.C(M_{ti}) = 1.1 \cdot 2.69 \text{ ton} - m = 2.96 \text{ ton} - m \quad (296000 \text{ kg} - \text{cm})$$

De forma similar se obtiene M_{uo} en el sentido Y:

Tipo de cargas / número de condición	Nodo	Momento (ton-m)
Horizontales / 5	27	2.06
Verticales / 6	27	4.10

Momentos en nodo 27 en Y.



Y el momento final es:

$$M_{ti} = 2.06 \text{ ton} \cdot m + 4.10 \text{ ton} - m = 6.16 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy} = F.C(M_{ti}) = 1.1 \cdot 6.16 \text{ ton} - m = 6.77 \text{ ton} - m \quad (677000 \text{ kg} - \text{cm})$$

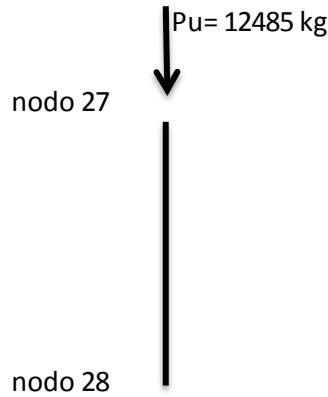
Obtención de la fuerza axial de diseño (Pu).

Pu= Fuerza axial (Factor de carga)

Fuerza axial: 11.35 ton (condición 8 de carga y nodo 27, de elementos mecánicos)

Factor de carga: 1.1

Pu= 11350 kg (1.1)= 12485 kg



Carga axial en columna C-1, nodo 27

Cálculo de la fuerza axial y momentos nominales (Py, Mpx, Mpy)

$$P_y = A_t(F_y)$$

$$P_y = 74.84 \text{ cm}^2 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$P_y = 189345 \text{ kg}$$

$M_{px} = M_{py}$ (por ser una sección cuadrada):

$$M_{px} = M_{py} = Z(F_y)$$

$$M_{px} = M_{py} = 824 \text{ cm}^3 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$M_{px} = M_{py} = 2084720 \text{ kg} - \text{cm}$$

Sustituyendo los valores de P_u , Mu_{ox} , y Mu_{oy} , P_y , M_{px} , M_{py} , y $F_R = 0.9$ en:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 Mu_{ox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 Mu_{oy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{12485 \text{ kg}}{0.9(189345 \text{ kg})} + \frac{0.80(296000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.9(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} + \frac{0.80(677000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.90(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} \leq 1.0$$

$$0.07 + 0.12 + 0.29 \leq 1.0$$

$$0.48 \leq 1.0$$

La sección se encuentra al 48% de su capacidad, y por lo tanto es aceptable.

La sección 3.4.3 de las Normas indica que para secciones en cajón se debe cumplir que:

$$\frac{Mu_{ox}}{F_R M_{px}} + \frac{Mu_{oy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{(296000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.9(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} + \frac{(677000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.90(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} \leq 1.0$$

$$0.16 + 0.36 \leq 1.0$$

$$0.52 \leq 1.0$$

Lo que también se cumple, y la sección OR 305 x 6 es aceptable.

Revisión del extremo inferior de la columna, nodo 28

En dirección X los momentos y sus diagramas son:

Tipo de cargas / número de condición	Nodo	Momento (ton-m)
Horizontales / 4	28	2.79
Verticales / 6	28	0.85

Momentos en nodo 28 en X.

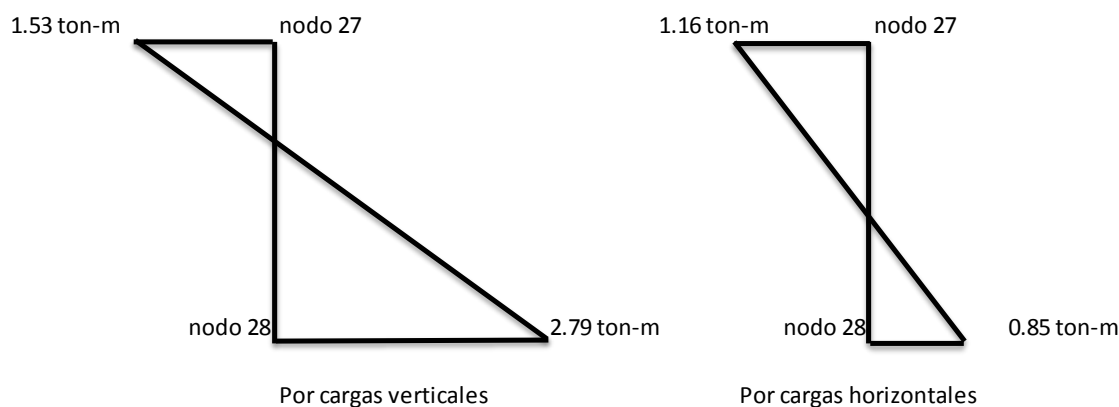


Diagrama de momentos en columna C-1 por cargas en X

El momento resultante es:

$$M_{ti} = 2.79 \text{ ton} - m + 0.85 \text{ ton} - m = 3.64 \text{ ton} - m$$

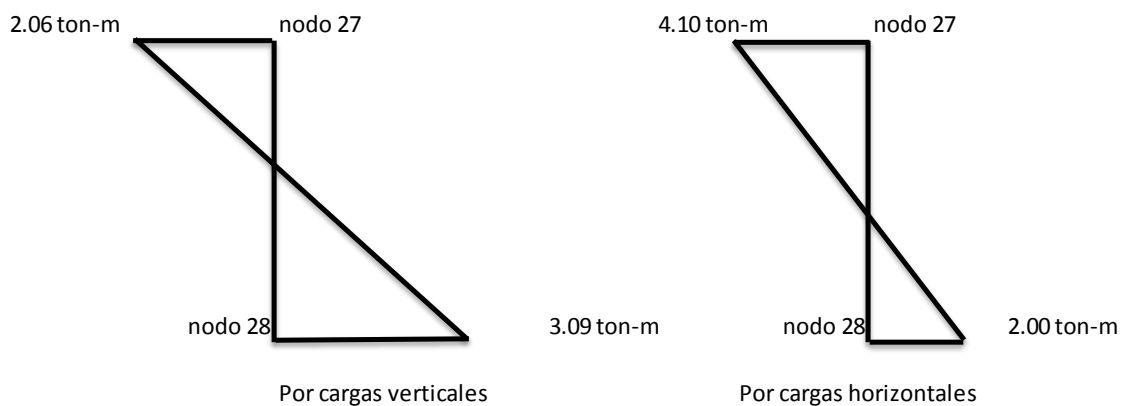
El factor de carga, F. C, vale 1.1, y M_{uox} vale:

$$M_{uox} = F.C(M_{ti}) = 1.1 \cdot 3.64 \text{ ton} - m = 4.00 \text{ ton} - m \text{ (400000 kg} - cm)$$

En el sentido Y similarmente:

Tipo de cargas / número de condición	Nodo	Momento (ton-m)
Horizontales / 5	28	3.09
Verticales / 6	28	2.00

Momentos en nodo 28 en Y.



Sumando los momentos:

$$M_{ti} = 3.09 \text{ ton} - m + 2.00 \text{ ton} - m = 5.09 \text{ ton} - m$$

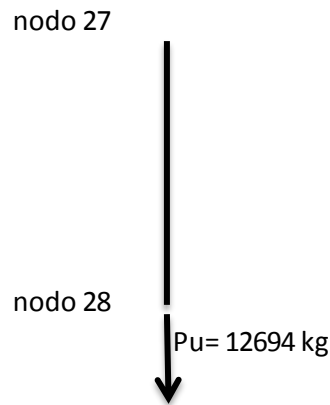
$$M_{uoy} = F.C(M_{ti}) = 1.1 \cdot 5.09 \text{ ton} - m = 5.60 \text{ ton} - m \text{ (560000 kg} - cm)$$

Obtención de la fuerza axial de diseño (Pu)

Fuerza axial: 11.54 ton (condición 8 de carga y nodo 28, de elementos mecánicos)

Factor de carga: 1.1

$$P_u = 11540 \text{ kg} (1.1) = 12694 \text{ kg}$$



Carga axial en columna C-1, nodo 28

La fuerza axial y los momentos nominales de diseño, P_y , M_{px} , y M_{py} , son los mismos valores calculados en el extremo superior o nodo 27.

Sustituyendo P_u , M_{uox} , y M_{uoy} , P_y , M_{px} , y M_{py} en:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{12694 \text{ kg}}{0.9(189345 \text{ kg})} + \frac{0.80(400000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.9(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} + \frac{0.80(560000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.90(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} \leq 1.0$$

$$0.07 + 0.17 + 0.24 \leq 1.0$$

$$0.48 \leq 1.0$$

Por lo tanto es aceptable y la sección se encuentra al 48 % de su capacidad

Verificando que se cumpla:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{(400000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.9(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} + \frac{(560000 \text{ kg} - \text{cm})}{0.90(2084720 \text{ kg} - \text{cm})} \leq 1.0$$

$$0.21 + 0.30 \leq 1.0$$

$$0.51 \leq 1.0 \text{ (Lo que también es aceptable)}$$

b) Revisión de la columna completa

Las Normas indican en la sección 3.4.3, que se revise la columna completa mediante la expresión:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{uox}}{M_m} + \frac{M^*_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

donde

P_u , es la fuerza axial de diseño en la columna

M^*_{uox} y M^*_{uoy} son los momentos de diseño amplificados, aunque no se presenten en el mismo extremo.

R_c es la resistencia a la compresión de la columna

M_m es el momento resistente de diseño para flexión alrededor del eje X

M_{py} es el momento plástico resistente nominal de la sección alrededor del eje Y

F_R es el factor de resistencia y vale 0.9

Los momentos M^*_{uox} y M^*_{uoy} se calculan de acuerdo a la sección 1.5.1 de las Normas como:

$$M^*_{uo} = B_1(M_{ti} + B_2 M_{tp})$$

B_1 es un factor de amplificación y se calcula como:

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{P_{E1} F_R}}$$

donde

C es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, y vale para miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos con o sin contraventeo sobre los que no obran cargas transversales aplicadas en los puntos intermedios, y que se flexionan en curvatura doble:

$$C = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de la barra en consideración en valor absoluto.

P_u es la fuerza axial de diseño en la columna en consideración

$$P_{E1} = \frac{At\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Es la carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está}$$

diseñando; se calcula con un coeficiente K menor o igual a 1.0)

A_t = área de sección de columna

E es el módulo de elasticidad del acero

L es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión

r es el radio de giro correspondiente

K factor de longitud efectiva en el plano de la flexión

F_R es el factor de resistencia y vale 0.9

Obtención de B1:

En el sentido X.

La columna se flexiona en curvatura doble, y los momentos flexionantes a considerar son:

$$M_1 = 0.85 \text{ ton} - m \text{ (nodo 28/ condicion 6)}$$

$$M_2 = 2.79 \text{ ton} - m \text{ (nodo 28/ condicion 4)}$$

Sustituyendo estos valores:

$$C_x = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{0.85}{2.79} \right) = 0.47$$

Para el sentido Y, en forma similar:

$$M_1 = 2.00 \text{ ton} - m \text{ (nodo 28/condicion 6)}$$

$$M_2 = 4.10 \text{ ton} - m \text{ (nodo 27/condicion 6)}$$

En este sentido C vale:

$$C_y = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{2.00}{4.10} \right) = 0.40$$

Fuerza axial de diseño, P_u .

Es la utilizada en la revisión del extremo inferior de la columna, nodo 28, y su valor es:

$$P_u = 12694 \text{ kg}$$

El valor de la carga crítica de pandeo elástico de la columna, P_{E1} , es:

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E}{\frac{KL}{r}^2} = \frac{74.84 \text{ cm}^2 (\pi)^2 (2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{(\frac{1(339 \text{ cm})}{12.14 \text{ cm}})^2} = 1932421 \text{ kg}$$

P_{E1} tiene el mismo valor en ambas direcciones de la columna por ser cuadrada y de espesor constante.

El valore de B_1 en el sentido X es:

$$B_{1x} = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{P_{E1} F_R}} = \frac{0.47}{1 - \frac{12694}{1932421(0.90)}} = 0.47$$

Para el sentido Y:

$$B_{1y} = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{P_{E1} F_R}} = \frac{0.40}{1 - \frac{12694}{1932421(0.90)}} = 0.40$$

Obtención de los momentos M^*_{uox} y M^*_{uoy} :

Se obtienen con la expresión:

$$M^*_{uo} = B_1(M_{ti} + B_2 M_{tp})$$

Donde el termino $B_2 M_{tp}$, no aplica, debido a que los índices de estabilidad en X y Y son menores a 0.08, y entonces:

$$M^*_{uo} = B_1(M_{ti})$$

De la revisión de las secciones extremas, se obtuvieron los momentos de diseño resumidos a continuación:

Sentido	Nodo	Momento (ton-m)
X	27	2.96
X	28	4.00
Y	27	6.77
Y	28	5.60

Momentos en nodos 27 y 28.

En el sentido X el momento amplificado es:

$$M^*_{uox} = B_1(M_{ti}) = 0.47 \cdot 4.0 \text{ ton} - m = 1.88 \text{ ton} - m \text{ (188000 kg} - \text{cm)}$$

En el sentido Y, de manera similar:

$$M^*_{uoy} = B_1(M_{ti}) = 0.40 \cdot 6.77 \text{ ton} - m = 2.71 \text{ ton} - m \text{ (271000 kg} - \text{cm)}$$

Calculo de la resistencia a la compresión, R_c .

Se obtiene de acuerdo a la sección 3.2.2 de las Normas, caso de estado límite de inestabilidad por flexión, como:

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

donde:

F_R es el factor de resistencia en compresión y vale 0.90

A_t es el área total de la sección transversal de la columna

n es un coeficiente adimensional.

λ es el parámetro de esbeltez y se obtiene como:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

donde:

$\frac{KL}{r}$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna

K es el factor adimensional de longitud efectiva de columna con valor de 1.0

L es la longitud de la columna

r es el radio de giro de la sección

Sustituyendo la longitud de la columna, el radio de giro y los valores de F_y y E en:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \frac{1.0(339 \text{ cm})}{12.14 \text{ cm}} \sqrt{\frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{\pi^2(2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}} = 0.313$$

Valor de n. Para secciones transversales rectangulares huecas que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 2 de acuerdo a las Normas, n= 1.4, sección 3.2.2.1.

Sustituyendo el valor de λ y n, F_y , A_t , y F_R :

$$R_c = \frac{F_y}{1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n} \frac{1}{n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$R_c = \frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{1 + 0.313^{2 \cdot 1.4} - 0.15 \cdot 0.313^{2 \cdot 1.4} \frac{1}{1.4}} 74.84 \text{ cm}^2 \cdot 0.9 \leq 2530 \frac{kg}{cm^2} 74.84 \text{ cm}^2 \cdot 0.9$$

$$R_c = 166579 \text{ kg} \leq 170411 \text{ kg}$$

Por lo que, R_c es aceptable.

Cálculo de los momentos M_m y M_{py}

M_m se calcula de acuerdo a lo indicado en la sección 3.3.2 de las Normas, donde se señala que no hay límites en la longitud sin soporte lateral en secciones tipo 1,2, ó 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada , hueca o maciza, y que la resistencia a flexión se calcula con:

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$$

donde

F_R factor de resistencia y vale 0.9

Z módulo de sección plástico

$M_p = Z F_y$ momento plástico resistente nominal de la sección en consideración.

$M_y = S F_y$ momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia (sin considerar esfuerzos residuales), en la sección en consideración.

S módulo de sección elástico.

Sustituyendo valores (indicados en las propiedades de la sección):

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_y = S F_y$$

$$M_R = 0.9 \cdot 827 \text{ cm}^3 \cdot 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 0.9(1.5)(723 \text{ cm}^3)(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

$$M_R = 1883079 \text{ kg} - \text{cm} \leq 2469407 \text{ kg} - \text{cm}$$

Lo cual es aceptable

Como la sección es cuadrada y de espesor constante entonces:

$$M_m = M_{py} = M_R = 1883079 \text{ kg} - \text{cm}$$

Sustituyendo los valores de:

$$P_u = 12694 \text{ kg}$$

$$M^*_{uox} = 88000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M^*_{uoy} = 271000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$R_c = 166579 \text{ kg}$$

$$M_m = 1883079 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{py} = 1883079 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M^*_{uox}}{M_m} + \frac{M^*_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{12694}{166579} + \frac{88000}{1883079} + \frac{271000}{1883079} \leq 1.0$$

$$0.07 + 0.10 + 0.14 \leq 1.0$$

$$0.31 \leq 1.0$$

La sección esta esforzada a un 31% de su capacidad.

De la revisión de cada uno de los extremos y de la columna completa, se concluye que la sección OR 305 x 6 tiene una resistencia aceptable bajo esfuerzos de flexocompresión.

8.2.2 Revisión trabe T-1

Esta trabe estará conectada a momento con la columna C-1, calculada anteriormente, y tiene una longitud de 5.20 m.

Del manual IMCA se obtienen las siguientes propiedades:

IR 305 x 32.80 kg/ml

A= 41.8 cm² (área transversal)

$d = 31.3 \text{ cm}$ (peralte)

$t_w = 0.66 \text{ cm}$ (espesor de alma)

$h = 26.80 \text{ cm}$ (peralte del alma)

$t_f = 1.08 \text{ cm}$ (espesor del patín)

$b_f = 10.2 \text{ cm}$ (ancho de patín)

$I_x = 6493 \text{ cm}^4$ (momento de inercia alrededor del eje x)

$S_x = 416 \text{ cm}^3$ (módulo de sección elástico en X)

$r_x = 12.5 \text{ cm}$ (radio de giro alrededor de eje X)

$I_y = 194 \text{ cm}^4$ (momento de inercia alrededor del eje y)

$S_y = 38 \text{ cm}^3$ (módulo de sección elástico en Y)

$r_y = 2.2 \text{ cm}$ (radio de giro alrededor de eje Y)

$J = 12 \text{ cm}^4$ (constante de torsión de Saint Venant)

$Z_x = 480 \text{ cm}^3$ (módulo de sección plástico en X)

$Z_y = 60 \text{ cm}^3$ (módulo de sección plástico en Y)

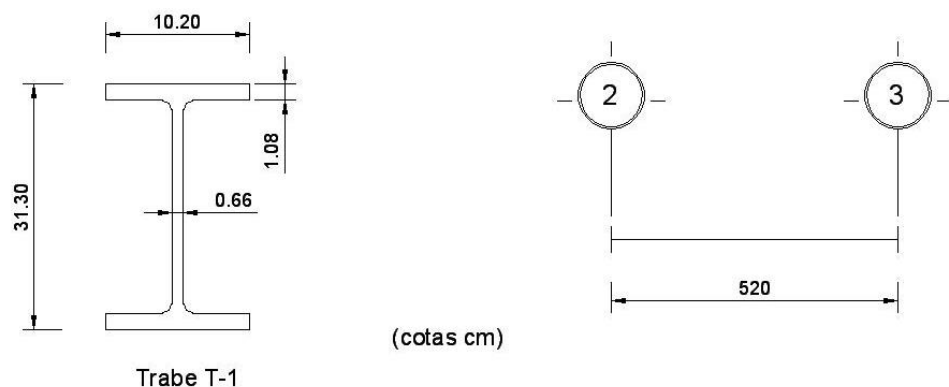
$C_a = 43612 \text{ cm}^6$ (constante de torsión por alabeo)

Propiedades mecánicas:

$E = 2040000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad del acero)

$G = 784000 \text{ kg/cm}^2$ (módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero)

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo del valor mínimo de fluencia del acero)



- a) **Revisión por deflexión.** Se verificará que el desplazamiento vertical máximo de este elemento al centro del claro, aproximadamente coincide con el nodo 48, no sea mayor que el permitido, D_{per} , por las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y

Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; las cuales indican en su sección 4.1:

$$D_{perm.} = \frac{L}{240} + 0.50 \text{ cm}$$

donde

L es la longitud del elemento

Sustituyendo valores:

$$D_{perm.} = \frac{520}{240} + 0.50 \text{ cm}$$

$$D_{perm.} = 2.76 \text{ cm}$$

De los resultados del programa se obtienen los siguientes desplazamientos para el nodo 48:

JOINT DISPLACEMENT (CM		RADIANS)		STRUCTURE TYPE = SPACE			
JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
48	1	-0.0019	-0.0232	-0.0002	0.0000	0.0000	0.0000
	2	-0.0154	-0.3280	-0.0013	-0.0001	0.0000	0.0041
	3	-0.0275	-0.3995	-0.0013	-0.0001	0.0000	0.0007
	4	0.3566	0.0013	0.0024	0.0000	-0.0002	0.0000
	5	-0.0010	-0.0033	0.3807	-0.0004	0.0001	-0.0001
	6	-0.0448	-0.7507	-0.0028	-0.0002	-0.0001	0.0049
	7	0.3117	-0.7494	-0.0004	-0.0002	-0.0002	0.0049
	8	-0.0458	-0.7540	0.3780	-0.0006	0.0000	0.0048
	9	0.3114	-0.7504	0.1138	-0.0003	-0.0002	0.0048
	10	0.0611	-0.7536	0.3787	-0.0006	-0.0001	0.0048

El desplazamiento máximo corresponde a la carga 8 (cuarta columna, Y-TRANS), y vale 0.7540 cm. Y como:

$$D_{perm.} > 0.7540 \text{ cm}$$

el desplazamiento actuante es aceptable, y el elemento IR 305 x 32.80 kg/ml es el adecuado para soportar esta deformación.

b) **Relaciones ancho/grueso.** El perfil o sección se considera como tipo 2 de acuerdo a la sección 2.3.1 de las Normas, y las relaciones ancho/grueso no deben exceder los siguientes valores para que se alcancen los estados límites de resistencia sin que se presente el pandeo local, sección 2.3.2 de las Normas.

Relación ancho/grueso permisible del patín en flexión:

$$0.38 \frac{\overline{E}}{F_y} = 0.38 \frac{\overline{2040000}}{2530} = 10.79$$

Relación ancho grueso del patín (el ancho del patín se considera como la mitad de la dimensión nominal total):

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{10.20}{2(1.08)} = 4.72$$

Por lo tanto es aceptable.

Relación ancho/grueso permisible del alma en flexión:

$$3.71 \frac{\overline{E}}{F_y} = 3.71 \frac{\overline{2040000}}{2530} = 105.35$$

Relación ancho grueso del alma (h es el peralte del alma y es la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión del alma y patines en secciones laminadas):

$$\frac{h}{tw} = \frac{26.80}{0.66} = 40.61$$

Y también es aceptable, por lo tanto el perfil IR 305 x 32.80 kg/ml cumple con las relaciones ancho grueso.

c) **Revisión de Resistencia a Flexión.** Se revisa esta condición de acuerdo a los criterios de la sección 3.3 de las Normas. Se deben considerar dos casos:

- Cuando el pandeo lateral no es crítico ($L \leq L_u$)
- Y cuando si lo es ($L \geq L_u$)

donde

L es la distancia entre secciones de la viga o trabe soportadas lateralmente de manera adecuada

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p .

En esta trabe se apoyan elementos V-1 a distancias de 1.25 m y 1.35 m, ver figura 1, por lo que la distancia máxima, L, entre secciones de la viga soportada lateralmente es de 1.35 m. Se obtendrá L_u para compararla con L y definir si el pandeo lateral es crítico.

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \frac{1}{1 + X_u^2}}$$

$$X_u = 4.293C \sqrt{\frac{ZFy}{GJ}} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}}$$

Donde C es un factor relacionado con los momentos en los extremos de la trabe y vale 1.0 de acuerdo a las Normas; los demás términos tienen el significado ya definido en las propiedades de la sección.

$$X_u = 4.293(1) \frac{480 \text{ cm}^3 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{784000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (12 \text{ cm}^4)} \sqrt{\frac{43612 \text{ cm}^6}{194 \text{ cm}^4}}$$

$$X_u = 8.30 \text{ (adimensional)}$$

Por lo tanto el valor de L_u es:

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{8.3} \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (43612 \text{ cm}^6)}{784000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (12 \text{ cm}^4)}} \sqrt{1 + \frac{1}{1 + (8.3)^2}}$$

$$L_u = 89.28 \text{ cm}$$

Como $L > L_u$ el pandeo lateral es crítico y el momento resistente, M_R , será:

$$i) M_R = 1.15 F_R M_P \left(1 - \frac{0.28 M_P}{M_u} \right) \leq F_R M_P; \text{ si } M_u \geq \frac{2}{3} M_P$$

$$ii) M_R = F_R M_u; \text{ si } M_u \leq \frac{2}{3} M_P$$

La última ecuación se aplica si $L > L_r$ y la anterior si $L \leq L_r$

L_r es la longitud que separa los intervalos de aplicación de estas ecuaciones y se define como:

$$L_r = \frac{\frac{2\pi}{X_r}}{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \frac{ECa}{1 + X_r^2}}$$

donde

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZFy}{GJ} \frac{Ca}{I_y}$$

$$X_r = \frac{4}{3} (1) \frac{480 \text{ cm}^3 (2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})}{784000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (12 \text{ cm}^4)} \sqrt{\frac{43612 \text{ cm}^6}{194 \text{ cm}^4}}$$

$$X_r = 2.58 \text{ (adimensional)}$$

Y el valor de L_r es:

$$L_r = \frac{\frac{2\pi}{2.58}}{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (43612 \text{ cm}^6)}{784000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (12 \text{ cm}^4)}} \sqrt{1 + \frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (43612 \text{ cm}^6)}{784000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (12 \text{ cm}^4) (2.58)^2}}$$

$$L_r = 183.37 \text{ cm}$$

Como $L (135 \text{ cm}) < L_r (183.37 \text{ cm})$, el momento M_R se obtiene con:

$$M_R = 1.15 F_R M_P \left(1 - \frac{0.28 M_P}{M_u} \right) \leq F_R M_P$$

donde

F_R es el factor de resistencia en flexión y vale 0.9

$M_P = ZFy$ momento plástico resistente nominal de la sección.

M_u es el momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico. Para secciones transversales I o H, M_u está dado por:

$$M_u = \frac{\pi E}{CL} \left[I_y \frac{J}{2.6} + \frac{\pi^2}{L^2} C_a \right]$$

$$M_u = \frac{\pi(2040000 \frac{kg}{cm^2})}{1(135cm)} \left[194cm^4 \frac{12}{2.6} cm^4 + \frac{\pi^2}{135cm^2} 43612cm^6 \right]$$

$$M_u = 3513392 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento plástico, M_p , vale:

$$M_p = ZF_y$$

$$M_p = 480cm^3 \cdot 2530 \frac{kg}{cm^2} = 1214400 \text{ kg} - \text{cm}$$

Comprobando que:

$$M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$3513392 \text{ kg} - \text{cm} > \frac{2}{3} (1214400 \text{ kg} - \text{cm})$$

$$3513392 \text{ kg} - \text{cm} > 809600 \text{ kg} - \text{cm}$$

Y el momento resistente, M_R , es:

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left[1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right] \leq F_R M_p$$

$$M_R = 1.15 \cdot 0.9 \cdot 1214400 \left[1 - \frac{0.28(1214400)}{3513392} \right] \leq 0.9(1214400)$$

$$M_R = 1135259 \text{ kg} - \text{cm} \geq 1092960 \text{ kg} - \text{cm}$$

Como el momento resistente, M_R , es mayor que el momento plástico factorizado, $F_R M_p$, se toma el valor de este último como M_R :

$$M_R = 1092960 \text{ kg} - \text{cm}$$

Obtención del momento máximo actuante.

Los elementos mecánicos de la trabe T-1 son los correspondientes a las barras 38, 39, 40 y 41 del análisis estructural. A continuación se resumen los momentos flexionantes críticos de esta trabe y se muestra el diagrama de momento usado para el diseño.

Elemento / localizacion del momento	Nodo	Combinación de carga	Valor de momento (ton-m)	Factor de carga	Momento de Diseño (ton-m)
38 /extremo (-)	29	6	4.73	1.4	6.62
38 / extremo (-)	29	8	6.19	1.1	6.81
40 / central (+)	48	6	4.21	1.4	5.89
40 / central (+)	48	7	4.21	1.1	4.63
41 / extremo (-)	27	6	5.95	1.4	8.33
41 / extremo (-)	27	8	7.48	1.1	8.23

*

* Se suma el momento de sismo en vez de restarlo, ver listado de resultados, por el accionar del sismo en un sentido o en el contrario.

Momentos flexionantes de diseño en T-1

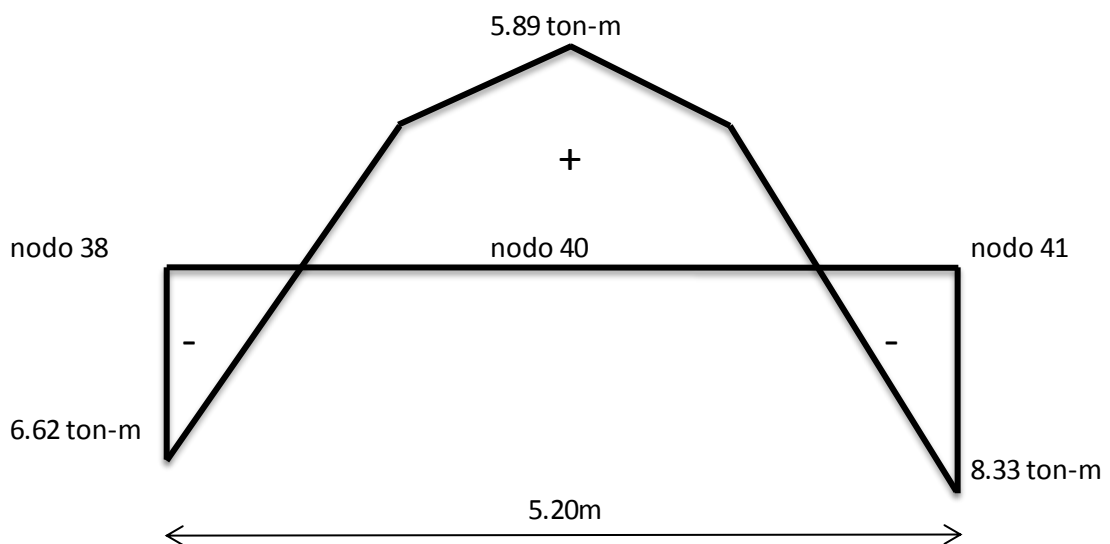


Diagrama de momentos flexionantes en T-1

El momento máximo de diseño, M_D , corresponde a uno de los extremos de la trabe, nodo 27, para la condición 6 de carga y tiene un valor de 8.33 ton-m (833000 kg-cm). Se debe satisfacer que:

$$M_R \geq M_D$$

$$1092960 \text{ kg} - \text{cm} \geq 833000 \text{ kg} - \text{cm}$$

Lo cual se cumple, y la trabe está esforzada a un 76% de su capacidad a flexión.

$$\frac{833000}{1092960} = 0.76$$

Por lo tanto la sección IR 305 x 32.80 kg/ml es aceptable para resistir los esfuerzos de flexión como elemento T-1.

d) **Resistencia de Diseño al Cortante.** La resistencia de diseño al cortante, V_R , está dada de acuerdo a la sección 3.3.3 de las Normas, por:

$$V_R = V_N F_R$$

donde

F_R factor de resistencia igual a 0.90

V_N resistencia nominal al cortante y se calcula como:

$$V_N = 0.66 F_y A_a$$

si

$$\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{E k}{F_y}}$$

Y entonces se considera que el alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

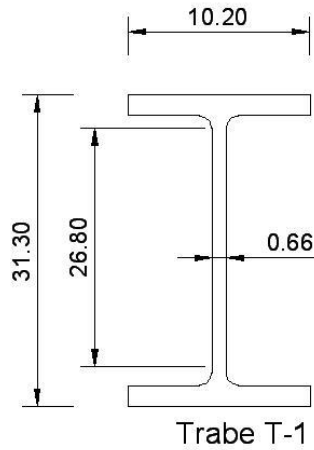
En las últimas expresiones:

A_a Área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d

h : peralte del alma; y es igual a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión del alma y patines en secciones laminadas

t : grueso del alma

k : coeficiente adimensional que vale 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3 y cuando no se emplean atiesadores en la trabe, como en éste caso.



Sustituyendo valores:

$$\frac{h}{t} \leq 0.98 \sqrt{\frac{Ek}{F_y}}$$

$$\frac{26.80\text{cm}}{0.66\text{cm}} \leq 0.98 \sqrt{\frac{2040000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 5}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$40.60 \leq 62.22$$

Y entonces V_N es igual a:

$$V_N = 0.66F_y A_a = 0.66F_y d (t)$$

$$V_N = 0.66F_y A_a = 0.66(2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})(31.3\text{cm})(0.66\text{cm})$$

$$V_N = 34495 \text{ kg}$$

Y la resistencia de diseño a cortante es:

$$V_R = V_N F_R = 34495 \cdot 0.9 = 31045 \text{ kg}$$

La resistencia de diseño al cortante, V_R , se compara contra el cortante de diseño actuante, V_D . Se resumen los cortantes máximos, lados extremos, que corresponden con los elementos 38 y 41 en los nodos 29 y 27 respectivamente, y se muestra el diagrama de cortante para el diseño.

Elemento / localizacion del cortante	Nodo	Combinacion de carga	Valor de cortante (ton)	Factor de carga	Cortante de Diseño (ton)
38 / extremo	29	6	5.19	1.4	7.27
38 / extremo	29	7	5.17	1.1	5.69
41 / extremo	27	6	5.59	1.4	7.83
41 / extremo	27	8	6.21	1.1	6.83

Cortantes de diseño en trabe T-1

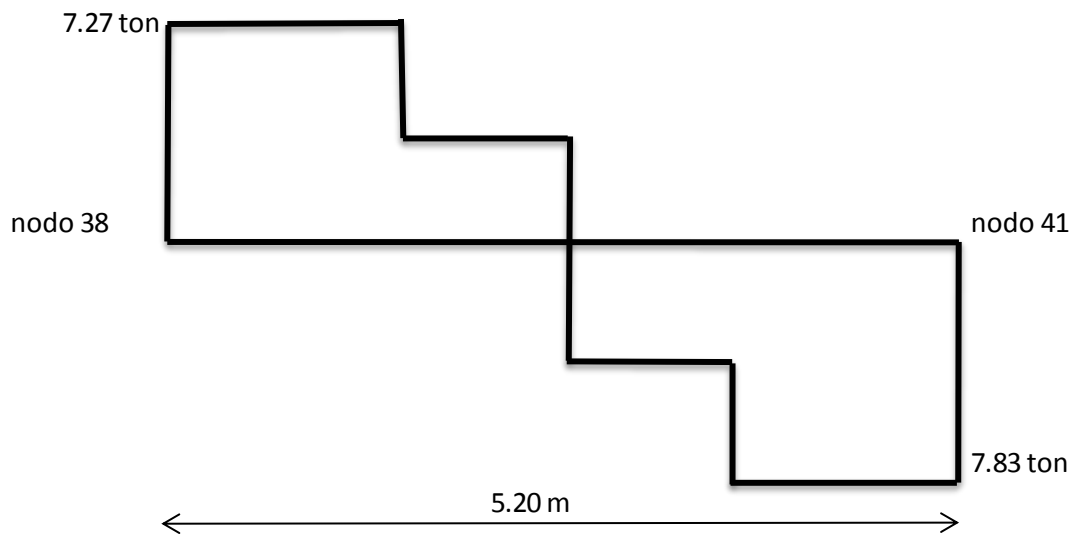


Diagrama de cortantes de T-1

La fuerza de cortante de diseño máxima, V_D , es de 7.83 ton (7830 kg), y se debe cumplir que:

$$V_R \geq V_D$$

$$31045 \text{ kg} \geq 7830 \text{ kg}$$

Por lo que se encuentra a un 25% de su capacidad a cortante.

$$\frac{7830}{31045} = 0.25$$

Por lo anterior, la sección IR 305 x 32.80 kg/ml es también adecuada al esfuerzo cortante como trabe T-1.

e) **Flexión y Cortante combinados.** Las Normas indican en la sección 3.3.4 que en vigas no reforzadas se cumpla:

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

donde

M_R y V_R son la resistencia de diseño en flexión y al cortante de la sección, respectivamente.

M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza de cortante de diseño, respectivamente.

De los valores obtenidos anteriormente se tiene:

$$M_D = 833000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_D = 7830 \text{ kg}$$

$$M_R = 1092960 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$V_R = 31045 \text{ kg}$$

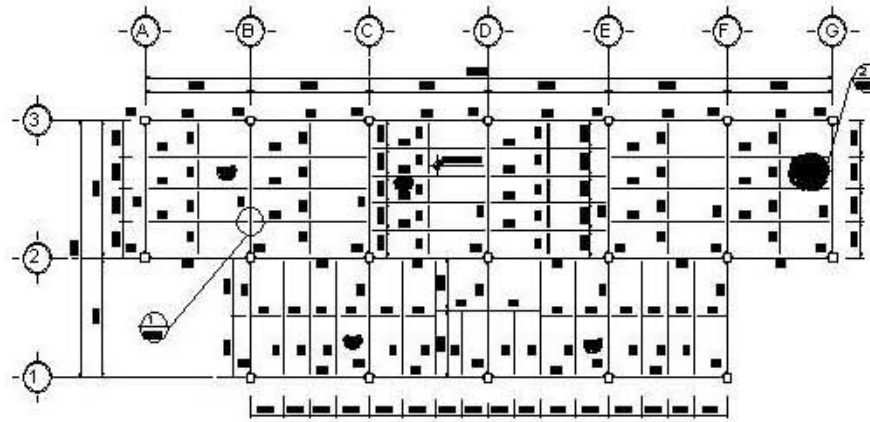
Sustituyendo valores:

$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = \frac{833000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1092960 \text{ kg} \cdot \text{cm}} + \frac{7830 \text{ kg}}{31045 \text{ kg}}$$

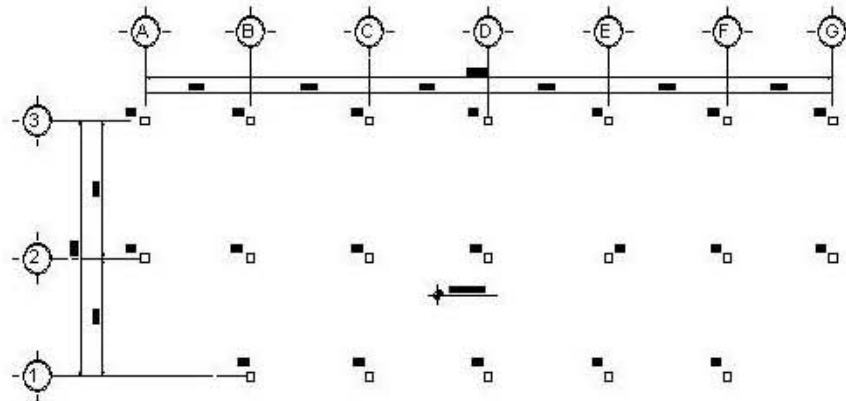
$$\frac{M_D}{M_R} + \frac{V_D}{V_R} = 0.76 + 0.25 = 1.01$$

Lo que indica que la condición de flexión y cortante combinados exceden en 1% el límite establecido; considerando los factores de carga y resistencia utilizados en los cálculos el excedente del 1% se considera aceptable.

Por último, las figuras 6, 7 y 8 corresponden a los planos de diseño en planta, marcos y detalles de la estructura metálica en cuestión.



PLANTA ESTRUCTURAL PRIMER NIVEL AREA JR802



PLANTA ESTRUCTURAL PLANTA BAJA AREA JR802

Figura 6. Planta estructural de una estructura metálica

TABLA DE PERFILES*	
MARCA	PERFIL
C-1	CR 305 a 6x 68,55 kg/m
T-1	TR 305 a 32,80 kg/m
T-2	TR 305 a 28,30 kg/m
V-1	VR 254 a 25,30 kg/m
V-2	VR 254 a 19,60 kg/m
V-3	VR 152 a 13,00 kg/m

CARGAS CONSIDERADAS	
1-	CARGA MUERTA: 151 KG/M ²
2-	CARGA VIVA: 350 KG/M ²
3-	COEFICIENTE SISMICO, C: 1,040
4-	FACTOR DE DUCTILIDAD, Q: 2,0

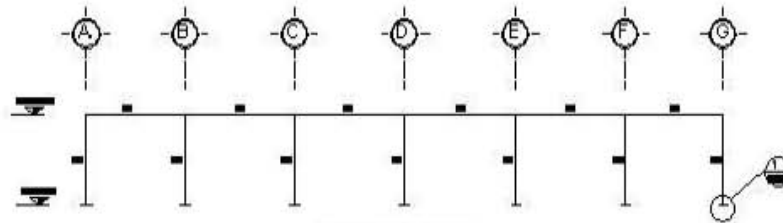
CLAVES Y SIMBOLOGIA:

- C: COLUMNA
- T: TRAM
- V: VIGA
- MAE: NIVEL DE PLATE DE ESTRUCTURA
- MTA: NIVEL TYPIC DE ESTRUCTURA
- : CONEXION A MUERTO
- : PISO DE PLACA ANTEDECORANTE DE ALUMINIO DE 6000

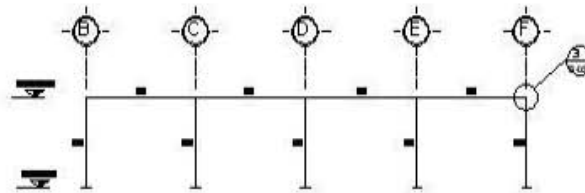
NOTAS GENERALES:

- 1.- ADECUACIONES DE DIMENSIONES Y NIVELES EN METROS
- 2.- DEBEAN CONSULTARSE LAS DIMENSIONES REALES DE LA ESTRUCTURA EN LOS PLANOS APORTEFACTORES
- 3.- AZEBO ESTRUCTURAL: 80% JUSTO AUN CON LIMITE MAXIMO DE PESO 100 KG/M²
- 4.- LA CONSTRUCCION Y MONTAJE DE LA ESTRUCTURA DEBEA SUSTENTAR A LAS ESPECIFICACIONES DEL A99
- 5.- SOLDADURA:
 - (1) LOS ELECTRODOS PARA SOLDADURA DEBEAN CON LOS REQUISITOS DE LA NORMA EN 6000
 - (2) LOS SOLDADORES DEBEAN SER CALIFICADOS
 - (3) LOS SOLDADORES DEBEAN SER CALIFICADOS POR LA A99
 - (4) LA ESTRUCTURA E INSTALACION DEBEA ADECUARSE A LAS NORMAS DE LA A99
- 6.- LA PROTECCION DE TODA LA ESTRUCTURA METALICA DE DEBEA CON DOS CAPAS DE PINTURA ANTI-RUSTO.

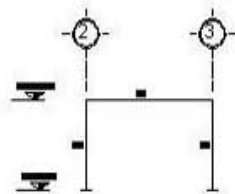
FUENTE: LABORATORIOS ILM	
PROYECTO: PRODUCCION JR802	
DISEÑO: PLANTAS ESTRUCTURALES AREA DE PRODUCCION JR802	
ELABORO: ALEJANDRO DIAZ A.	CLAVO: 8-01
REVISOR: ING. FIAN RIVERA ORTIZ	
FECHA: 08/10/2005	ESCALA: 1/100



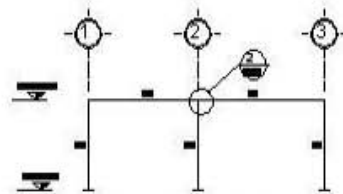
MARCOS EJES 2,3



MARCO EJES 1



MARCO EJES A, G



MARCO EJES B, C, D, E, F

TABLA DE PERFILES*	
MARCA	PROFIL
D-1	CH 300 a 6 a 58,25 kg/m
T-2	■
V-1	IR 250 a 25,50 kg/m
V-2	IR 200 a 19,40 kg/m
■	■
■	■

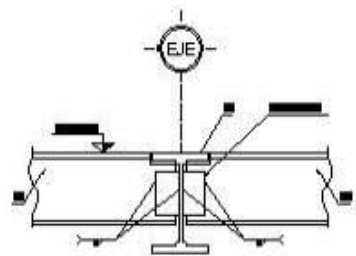
CLAVES Y SIMBOLOGIA:

- E = COLUMNAS
- F = BASES
- M.B.: MUEL. DE PLATE. DE ENTUBAM. A
- M.T.: MUEL. TUBO DE ENTUBAM. A

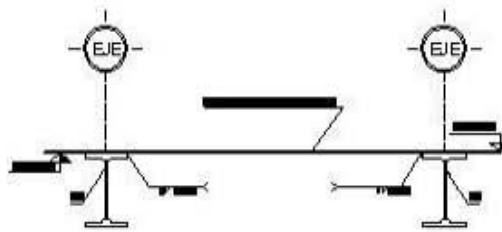
VER NOTAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA METALICA EN PLANO 9-D1

DISEÑO LABORATORIO DE ILE	
PROYECTO PRODUCCION JERMO	
CONTENIDO MARCOS ESTRUCTURALES AREA DE PRODUCCION JERMO	
CLASIFICACION ALCAHORO MET A	BLAZO
REVISOR DEL PLAN EN LA OFICINA	S-02
FECHA: 2005/005	OSALA 6102

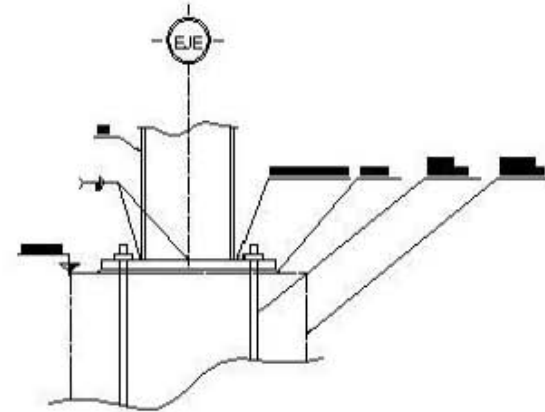
Figura 7. Marcos de una estructura metálica



DETALLE 1
CONEXION A CORTANTE
S-01



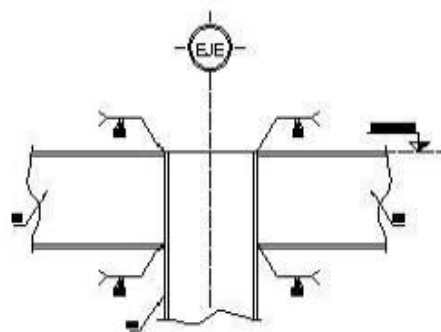
DETALLE 2
SISTEMA DE PISO
S-01



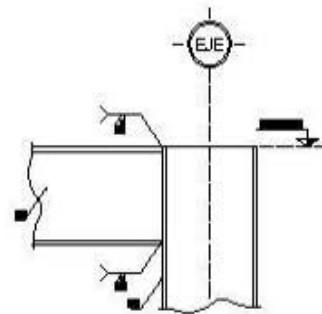
DETALLE 1
COLUMNA Y PLACA BASE
S-02

CLAVES:
V: VIGA
C: COLUMNA
F: TRAM
MDC: MUEL. REEMPLAZO DE ESTREPIERA
MTE: MUEL. TAPA DE ESTREPIERA
MUT: MUEL. DE PISO TERMINADO

NOTAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA METALICA EN PLANO S-01
CLAVES DE LOS PERFILES EN PLANO S-01



DETALLE 2
CONEXION A MOMENTO
S-02



DETALLE 3
CONEXION A MOMENTO
S-02

Figura 8. Detalles de una estructura metálica

LABORATORIO E.M.	
PROYECTO	
PRODUCCION J.P.R.	
DISEÑO	
CLASIFICACION DEL A.	CLAVE
REVISOR DEL PLAN SANTA DELE	S-03
REVISOR ANEXO/REVISIONES	