

15
247



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON**

**NAVE INDUSTRIAL ESTRUCTURADA
CON MARCOS DE ACERO
DE 50 MTS. DE CLARO**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

FIDEL FLORES PEREZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1992





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 está 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.

PROLOGO

El presente trabajo, surgio de mi inquietud por saber como se analiza y diseña una estructura en conjunto, y no como una serie de elementos estructurales aislados, que es la forma en que se nos presenta en la escuela.

Ahora bien, tomé la decisión de que fuera una estructura de acero porque he tenido mayor contacto con estructuras de este material, elegí una nave industrial pues considero que dentro de los diferentes tipos de estructuras metalicas, las naves industriales son de las más completas en cuanto a la variedad de elementos estructurales que las conforman.

La secuencia presentada, se adoptó en base a las diferentes etapas que se siguen al crear una estructura, exceptuando el mantenimiento.

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCION.....	1
I.1 GENERALIDADES.....	3
I.2 ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MARCO RIGIDO.....	3
I.3 RODILLAS DE MARCOS RIGIDOS.....	5
I.4 APOYOS.....	7
I.5 DISEÑO.....	7
I.6 FABRICACION.....	8
CAPITULO II DESCRIPCION DEL PROBLEMA.....	9
II.1 REQUERIMIENTOS.....	11
II.2 PROPUESTA.....	11
CAPITULO III ANALISIS ESTRUCTURAL.....	15
III.1 GENERALIDADES.....	17
III.2 ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES.....	17
III.3 ANALISIS POR SISMO.....	18
III.4 ANALISIS POR VIENTO.....	21
III.5 RESULTADOS.....	27
III.6 PROGRAMA DE COMPUTADORA UTILIZADO PARA EL ANALISIS DEL MARCO.....	32
CAPITULO IV DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	47
IV.1 GENERALIDADES.....	49
IV.2 COLUMNA.....	49
IV.3 TRABE.....	64

IV.4	POSTES CABECEROS.....	85
IV.5	SISTEMA DE CONTRAVIENTO.....	92
IV.6	LARGUEROS DE CUBIERTA.....	101

CAPITULO V DISEÑO DE CONEXIONES.....	117
---	------------

V.1	GENERALIDADES.....	119
V.2	PLACAS BASE.....	120
V.3	CONEXION DE RODILLA.....	130
V.4	CONEXION DE CUMBRERA.....	138
V.5	CONEXION INTERMEDIA.....	146
V.6	CONEXION DE PUNTAL DE TECHO CON TRABE.....	147
V.7	CONEXION DE POSTES CON TRABE.....	150
V.8	CLIP PARA LARGUERO.....	153
V.9	CONEXION DE CONTRAVIENTO DE TECHO CON TRABE.....	156
V.10	CONEXION DE CONTRAVIENTO LATERAL.....	160

CAPITULO VI FABRICACION.....	165
-------------------------------------	------------

VI.1	GENERALIDADES.....	167
VI.2	EL TALLER.....	167
VI.3	EL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA.....	170
VI.4	EL DEPARTAMENTO DE PRODUCCION.....	172
VI.5	EL DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD.....	175

CAPITULO VII MONTAJE.....	179
----------------------------------	------------

VII.1	GENERALIDADES.....	181
VII.2	FASES DEL MONTAJE.....	181
VII.3	MONTAJE DE LA ESTRUCTURA.....	190

CAPITULO VIII OBSERVACIONES..... 193

BIBLIOGRAFIA..... 199

CAPITULO I
INTRODUCCION

I. INTRODUCCION

I.1 GENERALIDADES

Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, fuerzas normales y cortantes, sin que haya desplazamientos lineales o angulares relativos entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, lo que hace que la estructura resultante pueda resistir por sí sola, sin la ayuda de elementos adicionales de otros tipos, cargas verticales y horizontales.

En estructuras industriales se utilizan con frecuencia marcos rígidos de un solo piso y cabezal horizontal o inclinado (fig. I.1), ligados entre sí por elementos que soportan la cubierta y proporcionan el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de límites aceptables, a causa de su inestabilidad fuera de su plano. La suposición de que los marcos son estructuras planas cargadas en su plano, en el que se conservan al deformarse, se acerca mucho a la realidad en este caso, y sirve de base a métodos de análisis que permiten predecir su comportamiento con eficacia.

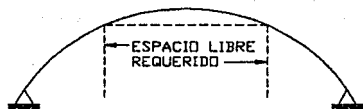
Ocasionalmente un marco rígido ha sido definido como un marco inscrito alrededor de un diagrama de espacio libre. La fig. I.1A muestra un arco parabólico. El área que debe encerrar, se considera rectangular, como se muestra en la fig. con línea interrumpida. En la parte (B) el arco se dobla de manera que incluya precisamente el diagrama de espacio libre. Una situación semejante se muestra en las partes (C) y (D) de la fig.

En general, los marcos rígidos pueden clasificarse como marcos de un solo piso o de varios pisos, y marcos de un solo claro o de varios claros. En un solo sentido limitado, "MARCO RIGIDO" se refiere usualmente a un marco de un solo piso y un solo claro, y los siguientes comentarios serán aplicables en gran parte a tales marcos.

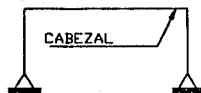
I.2 ELEMENTOS QUE COMPONEN UN MARCO RIGIDO

Un marco rígido está formado siempre por vigas, columnas y conexiones entre ellas; además, puede haber también elementos de contraventeo.

Las vigas son elementos, generalmente horizontales o con pequeña inclinación, que soportan directamente las cargas verticales permanentes, muertas y vivas, que obran sobre la estructura; además, hacen que las columnas de marcos carentes de contraventeo puedan adoptar la configuración necesaria para resistir fuerzas horizontales, y contribuyen a la rigidez de



ARCO DE DOS ARTICULACIONES
(A)



ARCO DE MARCO RIGIDO
BI-ARTICULADO
(B)



ARCO DE DOS ARTICULACIONES
(C)



ARCO DE MARCO RIGIDO
BI-ARTICULADO
(D)

FIGURA I.1

conjunto de la estructura; en marcos contraventeados forman parte del sistema que soporta las fuerzas horizontales. Están sometidas a la acción de fuerzas transversales y de momentos aplicados en sus extremos, que aparecen por la continuidad con el resto de la estructura, que ocasionan en ellas momentos flexionantes y fuerzas cortantes importantes; las fuerzas normales suelen ser despreciables. Se tratan básicamente como miembros en flexión, aunque deben tenerse en cuenta los efectos de las fuerzas cortantes y normales cuando sean significativos.

Las columnas de los marcos rígidos, cuyos ejes son verticales en general, deben ser capaces de soportar las cargas que les transmiten las vigas adyacentes, llevándolas eventualmente a la cimentación, así como los momentos producidos por cargas verticales que reciben de las vigas. Además, deben ayudar a soportar las fuerzas horizontales en marcos contraventeados, y resistirlas en su totalidad en los que no tienen contraventeo; también contribuyen a darle al marco la rigidez necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto. Trabajan fundamentalmente en flexocompresión (la compresión axial es poco frecuente), y los efectos que las fuerzas cortantes ocasionan en ellas suelen ser despreciables.

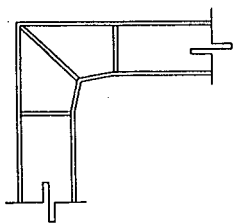
El objeto de las conexiones es transmitir los elementos mecánicos, momentos flexionantes, y fuerzas cortantes y normales, de las vigas a las columnas y viceversa, así como las fuerzas que aparecen en las diagonales de contraventeo al marco propiamente dicho, para que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Se designa con el nombre genérico de "contraventeo" a todos los elementos situados en planos verticales que no forman parte del marco propiamente dicho pero que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales que obran sobre él, a contrarrestar los momentos secundarios creados por el desplazamiento lineal relativo de los extremos de las columnas, a evitar el pandeo de conjunto del marco y a mejorar su rigidez lateral.

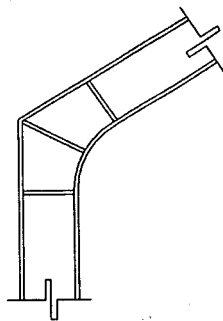
I.3 RODILLAS DE MARCOS RIGIDOS

Probablemente el diseño apropiado de las rodillas de un marco rígido es la parte más crítica del cálculo, porque los momentos máximos ocurren en las mismas, es un hecho que deben ser capaces de soportar cortante y momento. El resultado es que deben ser más resistentes que las columnas y las trabes, y deben ser peraltadas y atiesadas para dar la resistencia necesaria.

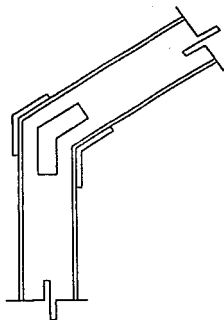
En la fig. I.2 se muestran diversos métodos para fabricar juntas rígidas o rodillas, para darles mayor resistencia al momento. Las conexiones pueden realizarse soldadas o atornilladas.



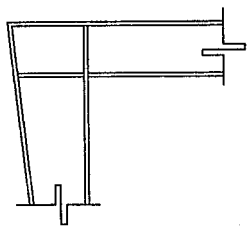
(A)



(B)



(C)



(D)

FIGURA I.2

En la parte (A) de la fig. 1.2 se muestra una rodilla peraltada de patines rectos, mientras que en la parte (B) se muestra una rodilla de patines curvos. Generalmente las rodillas rectas a base de tramos rectos con inclinaciones de transición son más económicas que los otros tipos, porque son más fáciles de fabricar y pueden también ser más rígidas. Se requiere mucho cuidado y el corte es costoso para las rodillas con patines curvos. La rodilla curva, sin embargo, es probablemente más atractiva, y para claros grandes es seguramente más económica.

En la parte (C) de la fig. 1.2 se muestra una rodilla en la que no hay cambio en las secciones W (de patin ancho). Para robustecerla se adicionan placas a los patines y al alma. Este método de fabricación casi nunca es económico y en consecuencia sólo se usa para claros cortos. En el diseño económico de rodillas generalmente es mejor aumentar los peraltes. Un tipo de rodilla usado a menudo, para puentes de marco rígido de acero, se muestra en la parte (D) de la figura. Tiene la desventaja de necesitar soldaduras continuas en toda la altura correspondiente a la columna entre el alma y los patines.

1.4 APOYOS

Los apoyos de las bases de las columnas del marco rígido, teóricamente pueden ser tanto articulados como empotrados.

Las fuerzas que pueden desarrollarse en la base de una columna son las reacciones de cortante, de fuerza axial y de momento. Cuando una base se diseña para resistir momento, se le llama base "EMPOTRADA" y cuando no puede transmitir momento, base "ARTICULADA". Aunque la columna esté ligada rigidamente a la cimentación, puede presentarse una cierta rotación; debido al movimiento de la zapata y a la deformación del suelo que la rodea. Por lo tanto, no puede garantizarse el uso de una base empotrada, a menos que se construya el marco sobre roca firme o alguna otra cimentación extremadamente rígida. La condición de base "ARTICULADA" es la más comunmente usada, puede obtenerse simplemente suministrando pernos de anclaje cercanos al eje neutro o bien, en marcos pesados, utilizando un pasador de acero.

En marcos con relaciones de claro a altura grandes, y para claros mayores de 18 a 24 metros, el empuje horizontal en la base puede ser lo suficientemente grande como para ocasionar un movimiento lateral de la cimentación. Para esos marcos, es conveniente suministrar tirantes entre las bases de las columnas o, de una manera más común, entre las zapatas de dichas columnas.

1.5 DISEÑO

Al diseñar marcos rígidos debe seguirse el siguiente procedimiento:

- a) Determinar la forma y las dimensiones generales del marco; esto es, altura de las columnas, claro y configuración del techo, etc.
- b) Seleccionar la forma general de construcción: perfiles laminados, miembros armados, juntas atornilladas, o soldadas.
- c) Seleccionar el tipo de construcción del techo: largueros de alma abierta, largueros de alma llena, cubierta de metal o de madera.
- d) Determinar el espaciado entre marcos.
- e) Seleccionar el tipo de apoyo para las columnas: rotación libre o restringida (articulación o empotramiento).
- f) Determinar las cargas que actúan sobre el marco y la distribución de las fuerzas y momentos sobre el mismo.
- g) Dimensionar los miembros y sus conexiones incluyendo el diseño de las "RODILLAS" del marco.
- h) Diseñar el contraventeo, los arriostramientos y los empalmes.
- i) Considerar los esfuerzos secundarios ocasionados por las variaciones de temperatura y los asentamientos de los apoyos, y los esfuerzos cortantes y normales directos.
- j) Diseñar las bases y las cimentaciones para los marcos.

I.6 FABRICACION

Los marcos rígidos pueden hacerse de perfiles laminados o de miembros armados, con conexiones atornilladas o soldadas. Con un diseño cuidadoso, pueden obtenerse estructuras atractivas y económicas para claros que varían desde 9 hasta 100 metros.

En algunas circunstancias, la construcción a base de marcos rígidos puede requerir cantidades de acero ligeramente mayores que una estructura de columnas y armaduras, pero la sencillez y la rapidez de montaje, así como la posible reducción de la altura de los muros, ocasionan por lo general ahorros apreciables. Además, con la utilización de la soldadura puede lograrse mayores economías, por lo que el uso de marcos rígidos se vuelve económicamente ventajoso.

CAPITULO II

DESCRIPCION DEL PROBLEMA

II. DESCRIPCION DEL PROBLEMA

II.1 REQUERIMIENTOS

Se requiere una estructura que cubra totalmente una superficie dada por las siguientes dimensiones: un ancho de 50 metros, con una longitud de 130 metros, el ancho de 50 metros debe quedar libre de obstaculos a todo lo largo de el área cubierta y con una altura libre mínima de 6 metros.

Las restricciones descritas, se deben a que el destino de la edificación es ser una planta industrial y necesita invariablemente los 50 metros libres para realizar maniobras, dicha construcción estará localizada en la ciudad de México, el sitio es una zona típica urbana con terreno firme.

Además, la fecha de entrega de la obra, está muy próxima, por lo tanto contamos con muy poco tiempo para su ejecución.

II.2 PROPUESTA

Tomando en cuenta cada una de las necesidades expuestas, opté por estructurar de la forma que creí más conveniente y esta es la que se describe a continuación

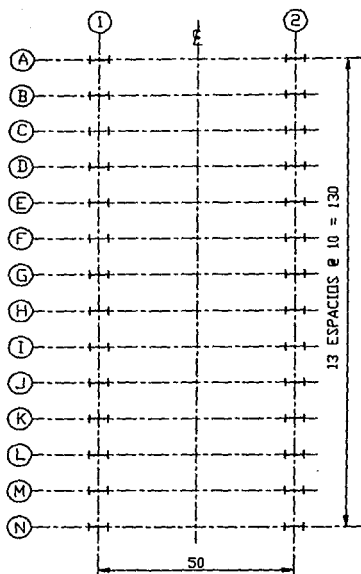
Decidí que, el material de construcción para la estructura sea el acero, por su relativa facilidad en cuanto a fabricación y montaje, que nos ayudará para que el tiempo de ejecución de la obra quede dentro del límite disponible.

Además, con este material lograré librar los 50 metros de claro, y daré la altura libre de 6 metros, mediante una estructura esbelta y de apariencia agradable, que estará constituida de marcos rígidos a dos aguas, con una pendiente del 10%, colocados a una distancia de 10 metros, centro a centro de marco, en todo lo largo de la superficie por cubrir (fig. II.1).

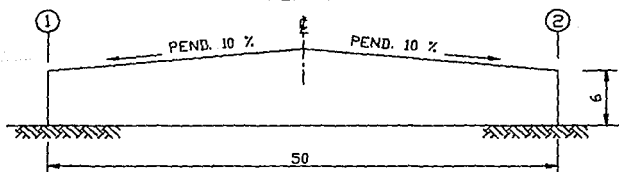
La obra también contará con postes, largueros laterales, cabeceros y de techo, para sostener la cubierta y los muros de la edificación, en colaboración con algunas piezas chicas como contraventeos, contraflameos, riostras, clips, etc.

Todos sabemos que, una de las finalidades de la ingeniería es optimizar los recursos, sin poner en riesgo la funcionalidad y seguridad de la estructura, apegandome a dicha característica, he propuesto que en la medida de lo posible, las columnas y traveses de que constará el marco rígido sean miembros armados de sección variable.

Adopté para el marco rígido, los apoyos articulados, basandome en el hecho de que es muy difícil lograr un empotramiento total de las bases.



PLANTA ACOT. EN M.



ELEVACION ACOT. EN M.

DIMENSIONES DE PROYECTO

FIGURA II.1

Las conexiones serán atornilladas y soldadas, esto de acuerdo a las facilidades y seguridad que nos brinde cada una de ellas en el proceso de montaje.

La cubierta de los muros y techo se construirán con lámina pintor.

CAPITULO III
ANALISIS ESTRUCTURAL

III. ANALISIS ESTRUCTURAL

III.1 GENERALIDADES

En este capítulo, se trata todo lo referente a las acciones, tanto permanentes (cargas gravitacionales), como accidentales (cargas de sismo y cargas de viento), a que estará sometida la estructura principal de la nave industrial, que, son los marcos rígidos, y cómo se comportarán estos bajo dichas condiciones, los resultados de el comportamiento de los marcos nos darán los elementos mecánicos, con los cuales revisaré las secciones propuestas que componen el marco rígido y diseñaré las conexiones, en capítulos posteriores.

Para mejor comprensión de lo que trata el capítulo, lo he dividido en secciones, en las primeras tres se trata por separado, una a una, las acciones posibles, que actúan sobre la estructura durante su vida útil, así pues, las secciones mencionadas son: ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES, ANALISIS POR SISMO y ANALISIS POR VIENTO, el objetivo de cada uno de estos apartados es, como se dice comunmente "CARGAR EL MARCO", de acuerdo a cómo se va a presentar la acción analizada, para su solución.

Los análisis de las cargas anteriores, se realizarán en base a lo dispuesto por el "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" (R.C.D.F.), y sus "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO" y "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO".

Después de tener los marcos cargados de todas las acciones, los resolveré para obtener los elementos mecánicos, este paso lo llevaré a cabo auxiliandome con un programa de computadora elaborado para tal fin, los resultados que proporcioné el programa y la descripción de éste, serán expuestos en las dos últimas secciones de este capítulo.

Por último diré, que las dimensiones requeridas del proyecto, y tomadas para el análisis, són las contenidas en la fig. II.1.

III.2 ANALISIS POR CARGAS GRAVITACIONALES

En esta sección se analizan las acciones producidas por las cargas gravitacionales que actúan sobre la estructura, que son: la carga viva (C.V.) y la carga muerta (C.M.), la primera carga la estipula el R.C.D.F., según las características y destino del piso o cubierta, la segunda es el peso propio de la estructura.

CARGA MUERTA (C.M.)

Lámina	8.0 kg/m ²
Largueros	8.0 kg/m ²

Piezas chicas	1.0 kg/m ²
Peso del marco	28.0 kg/m ²

$$C.M. = 41.0 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA (C.V.)

Según el R.C.D.F. capítulo V Art. 199, Tabla de Cargas Vivas Unitarias, inciso h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% (el marco tiene 10% de pendiente), la carga viva correspondiente es:

$$C.V. = 40 \text{ kg/m}^2$$

Separación entre marcos (S.M.) = 10.0 m

$$W = [C.M. + C.V.](S.M.)$$

$$W = [41.0 + 40.0](10.0) = 810.0 \text{ kg/m}$$

$$W = 0.81 \text{ ton/m}$$

El marco cargado aparece en la fig. III.1

III.3 ANALISIS POR SISMO

Aquí, nos avocamos a obtener las cargas producidas por las fuerzas sísmicas actuantes, sobre la nave industrial, para ello empleamos lo estipulado por las "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO" (N.T.C.D.S.).

ELECCION DEL TIPO DE ANALISIS

Según la sección 2 de las N.T.C.D.S., las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse mediante el método estático, y como nuestra estructura no rebasa dicha altura utilizaré este método para su análisis.

METODO ESTATICO

De acuerdo a la sección 8 de las N.T.C.D.S. la fuerza sísmica actuante en la estructura, se obtiene mediante la siguiente relación.

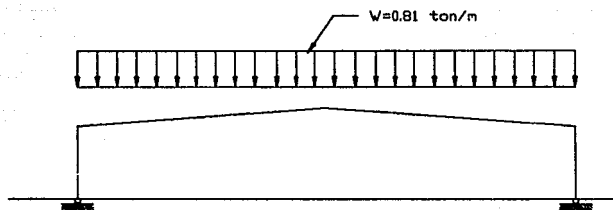
$$V_0/W_0 = c/Q \quad \text{quedando} \quad V_0 = (c/Q)W_0 \quad \text{donde:}$$

V_0 (toneladas) = fuerza sísmica total

W_0 (toneladas) = peso de la estructura incluyendo carga viva

Q (adimensional) = factor de comportamiento sísmico

c (adimensional) = coeficiente de diseño sísmico



COMB. C. M + C.V
(MARCO CARGADO)

FIGURA III.1

PESO DE LA ESTRUCTURA INCLUYENDO CARGA VIVA (W_0)

$$W_0 = [C.M. + C.V.](A_T)$$

$$C.M. = 41.0 \text{ kg/m}^2 \text{ (ver sección III.2)}$$

$$C.V. = 20.0 \text{ kg/m}^2 \text{ (según R.C.D.F. capítulo V art. 199)}$$

$$A_T \text{ (área total de la estructura)} = (50.0)(130.0) = 6500.0 \text{ m}^2$$

$$W_0 = [41.0 + 20.0](6500.0) = 396,500.0 \text{ kg}$$

$$W_0 = 396.5 \text{ ton}$$

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO (Q)

Con base en la sección 5 de las N.T.C.D.S. tomé para Q el siguiente valor:

$$Q = 3.0$$

COEFICIENTE DE DISEÑO SISMICO (c)

El R.C.D.F. en su artículo 174 clasifica las estructuras con las características similares a la nuestra, como del grupo B, por otro lado el tipo de suelo en el que estará situada la obra es terreno firme, y por esto, el suelo pertenece a la zona I (ver art. 219 R.C.D.F.), con estas condiciones y mediante el art. 208 del R.C.D.F. obtuve el valor de c que es:

$$c = 0.16$$

FUERZA SISMICA TOTAL (V_0)

$$V_0 = (0.16/3.0)(396.5) = 21.15 \text{ ton}$$

FUERZA SISMICA POR MARCO (V_m)

$$V_m = (A_m/A_T)V_0$$

$$A_m \text{ (área tributaria por marco)} = (10.0)(50.0) = 500.0 \text{ m}^2$$

$$V_m = (500.0/6500.0)(21.15) = 1.63 \text{ ton}$$

A su vez esta fuerza sísmica que le corresponde a cada marco, se divide en dos fuerzas, y aplicamos una en la parte superior de cada columna, pues la acción sísmica actúa simultáneamente en los dos lados del marco.

FUERZA SISMICA POR COLUMNA (V_c)

$$V_c = (V_m/2) = (1.63/2) = 0.815 \text{ ton}$$

Finalmente, el marco cargado nos queda como se indica en la figura III.2.

Sí el sismo actúa en la otra dirección, el valor de V_0 es el mismo, pero ahora solo se divide en dos fuerzas, cada una actuando en un lado del marco, al mismo tiempo.

FUERZA SISMICA POR LADO DEL MARCO (V_L)

$$V_L = (V_0/2) = (21.15/2) = 10.575 \text{ ton}$$

Esta fuerza sísmica, es tomada por puntales colocados entre marcos, y estos a su vez la transmiten a los contraventeos.

III.4 ANALISIS POR VIENTO

Ahora evaluaré los efectos sobre la estructura, debidos a la acción del viento, para ésto, seguiré las reglas que marcan las "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO" (N.T.C.D.V.), y el "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" (R.C.D.F.).

CLASIFICACION DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ella, las N.T.C.D.V. en su capítulo 2 sección 2.2, la clasifican como del TIPO 1, que comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos. Como se puede ver, la estructura propuesta posee las características descritas.

EFFECTOS A CONSIDERAR

Las N.T.C.D.V. en la sección 2.3 indican que, para el diseño de las estructuras TIPO 1 basta tener en cuenta los efectos estáticos del viento.

PRESION DE DISEÑO (p)

En la sección 3.1 de las N.T.C.D.V. se establece mediante el "METODO ESTATICO DE DISEÑO POR VIENTO" que la presión de diseño se obtiene con la siguiente expresión.

$$p = (C_p)(C_z)(K)(P_0) \quad \text{donde:}$$

- P_0 (kg/m^2) = presión básica de diseño
 K (adimensional) = factor correctivo por condiciones de exposición del predio en que se ubica la construcción
 C_z (adimensional) = factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta



COMB. C. SISMO
(MARCO CARGADO)

FIGURA III.2

C_p (adimensional) = factor de presión; depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta

PRESION BASICA DE DISEÑO (P_o)

Las N.T.C.D.V. marcan en su sección 3.1, para las estructuras del grupo B, al que pertenece la construcción, el siguiente valor para P_o .

$$P_o = 30.0 \text{ kg/m}^2$$

FACTOR CORRECTIVO POR EXPOSICION (K)

El sitio donde se ubicará la construcción, es una zona típica urbana, que es clasificada por las N.T.C.D.V. sección 3.2 como perteneciente a la zona B, asignándole al factor correctivo K el valor de:

$$K = 1.0$$

FACTOR CORRECTIVO POR ALTURA (C_z)

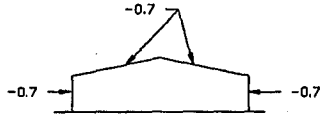
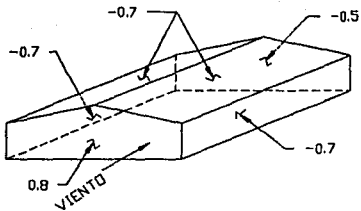
También en la sección 3.2 de las N.T.C.D.V. se indica que para alturas hasta de 10 metros, se tomará C_z igual uno, la nave industrial tendrá menos de 10 metros de altura por lo cual:

$$C_z = 1.0$$

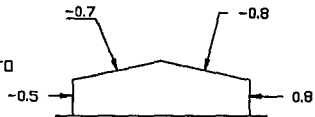
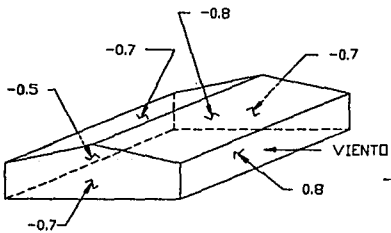
FACTOR DE PRESION (C_p)

En la sección 3.3 de las N.T.C.D.V. se muestran los diferentes valores de C_p , para el diseño de la estructura principal, como estos valores varían de acuerdo a la dirección en la que actúa el viento, mostraré gráficamente los factores de presión para cada una de esas direcciones (fig. III.3 y III.4).

Después de obtener las variables que integran la expresión para calcular la presión de diseño (p), puedo evaluar la magnitud de las cargas debidas al viento, que actúan sobre el marco, lo haré tomando por separado cada una de las direcciones del viento y considerando la combinación de cargas más desfavorable para la estructura, dicha combinación es la suma algebraica de la carga muerta (C.M.), más la presión de diseño, no tomo en cuenta la carga viva, porque su efecto es favorable a la estructura, ahora bien, como la carga muerta actúa en dirección vertical, la combinación descrita solo es aplicable a las cargas que actúan en las traves (el cabezal), para las columnas únicamente acciona la presión de diseño (p).



VIENTO ACTUANDO PARALELO A LAS GENERATRICES
 FIGURA III.3



VIENTO ACTUANDO NORMAL A LAS GENERATRICES
 FIGURA III.4

MARCO CARGADO, CON EL VIENTO ACTUANDO PARALELO A LAS GENERATRICES (FIG. III.3)

EN TRABES (W_T)

$$W_T = [p + C.M.](S.M.)$$

$$p = (C_p)(C_z)(K)(P_o) = (-0.70)(1.0)(1.0)(30.0) = -21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$C.M. = 41.0 \text{ kg/m}^2$$

$$S.M. = 10.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_T = [-21.0 + 41.0](10.0) = 200.0 \text{ kg/m}$$

$$W_T = 0.20 \text{ ton/m}$$

EN COLUMNAS (W_c)

$$W_c = (p)(S.M.)$$

$$p = (-0.70)(1.0)(1.0)(30.0) = -21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_c = (-21.0)(10.0) = -210.0 \text{ kg/m}$$

$$W_c = -0.21 \text{ ton/m}$$

En la fig. III.5 se aprecia el marco con las cargas anteriores.

MARCO CARGADO, CON EL VIENTO ACTUANDO NORMAL A LAS GENERATRICES (FIG. III.4)

EN TRABE DERECHA (W_{TD})

$$p = (-0.80)(1.0)(1.0)(30.0) = -24.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{TD} = [-24.0 + 41.0](10.0) = 170.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{TD} = 0.17 \text{ ton/m}$$

EN TRABE IZQUIERDA (W_{TI})

$$p = (-0.70)(1.0)(1.0)(30.0) = -21.0 \text{ kg/m}^2$$

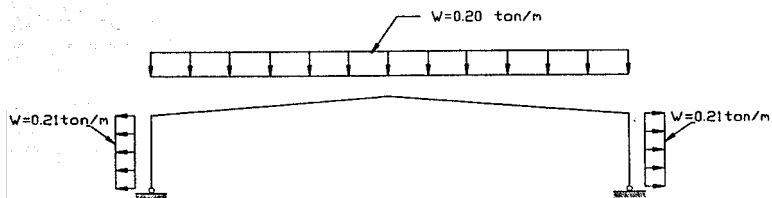
$$W_{TI} = [-21.0 + 41.0](10.0) = 200.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{TI} = 0.20 \text{ ton/m}$$

EN COLUMNA DERECHA (W_{CD})

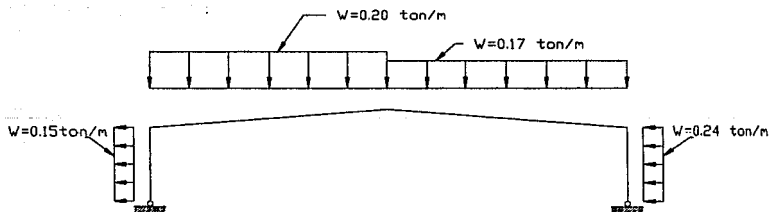
$$p = (0.80)(1.0)(1.0)(30.0) = 24.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{CD} = (24.0)(10.0) = 240.0 \text{ kg/m}$$



COMB. C. VIENTO ACTUANDO PARALELO A LAS GENERATRICES
(MARCO CARGADO)

FIGURA III.5



COMB. C. VIENTO ACTUANDO NORMAL A LAS GENERATRICES
(MARCO CARGADO)

FIGURA III.6

$$W_{cd} = 0.24 \text{ ton/m}$$

EN COLUMNA IZQUIERDA (W_{c1})

$$p = (-0.50)(1.0)(1.0)(30.0) = -15.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{c1} = (-15.0)(10.0) = -150.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{c1} = -0.15 \text{ ton/m}$$

La figura III.6 muestra el marco cargado para la combinación de cargas anterior.

III.5 RESULTADOS

Para elegir la condición de carga más desfavorable, con los resultados obtenidos de el análisis de las diferentes combinaciones de carga, construí una tabla (tabla III.1), en la cual solo anoté los elementos mecánicos de los puntos críticos del marco, estos puntos se aprecian claramente en la elevación del marco (figura III.7).

En la columna que corresponde a la COMBINACION DE CARGA, en la TABLA DE RESULTADOS (tabla III.1), tenemos:

COMB. DE
CARGA

- | | | |
|---|---|---|
| 1 | = | CARGA MUERTA+CARGA VIVA |
| 2 | = | CARGA MUERTA+CARGA VIVA REDUCIDA+CARGA DE SISMO |
| 3 | = | CARGA DE VIENTO (PARALELO A LAS GENERATRICES) |
| 4 | = | CARGA DE VIENTO (NORMAL A LAS GENERATRICES) |

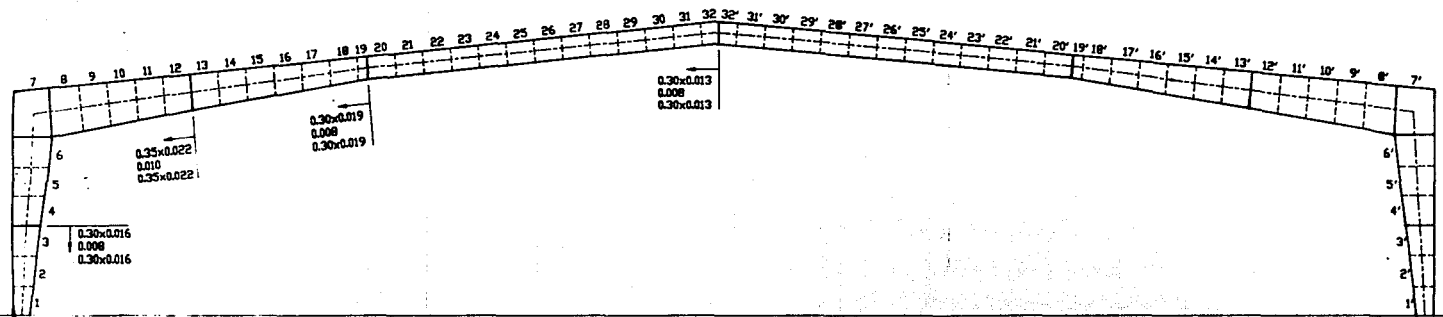
Como se puede observar, en la TABLA DE RESULTADOS, la combinación de carga más desfavorable es, la correspondiente a CARGA MUERTA+CARGA VIVA, por lo tanto esta rige el diseño de los elementos principales y sus conexiones.

De la condición de carga más desfavorable, a continuación proporciono el valor del momento flexionante, los desplazamientos tanto en X como en Y, y las características geométricas de la sección transversal, que le corresponde a cada punto del marco (tabla III.2), y posteriormente presento el diagrama de momentos (figura III.8).

Las dimensiones finales de los elementos que integran el marco, y que son dadas en la tabla III.2, se obtuvieron después de varios tanteos, el procedimiento que seguí para llegar a estas dimensiones y la descripción del programa utilizado en el análisis de los marcos, se describen en la sección que sigue, de este capítulo.

TABLA DE RESULTADOS				
PUNTO	COMB. DE CARGA	N (TON)	V (TON)	M (TON-M)
3	1	20.28	24.42	-67.61
	2	16.40	19.13	-46.21
	3	6.00	6.18	-16.67
	4	3.92	3.63	-9.16
7	1	20.28	24.42	-162.99
	2	16.40	19.13	-120.06
	3	6.00	6.46	-36.73
	4	3.92	3.13	-22.27
12	1	24.30	13.21	-78.99
	2	19.04	10.12	-61.94
	3	6.48	3.31	-19.61
	4	3.13	2.46	-7.23
19	1	24.30	7.87	-11.66
	2	19.04	6.12	-11.43
	3	6.48	1.98	-2.98
	4	3.13	1.13	4.24
32	1	24.30	2.09	24.76
	2	19.04	1.78	18.64
	3	6.48	0.60	6.66
	4	3.13	1.98	3.23
32'	1	24.30	2.09	24.76
	2	19.04	1.78	18.64
	3	6.48	0.60	6.66
	4	3.13	0.82	2.66
19'	1	24.30	7.87	-11.66
	2	19.04	6.12	-11.43
	3	6.48	1.98	-2.98
	4	3.13	0.82	-7.07
12'	1	24.30	13.21	-78.99
	2	19.04	10.12	-61.94
	3	6.48	3.31	-19.61
	4	3.13	0.82	-11.46
7'	1	20.28	24.42	-162.99
	2	16.40	19.13	-120.06
	3	6.00	6.46	-36.73
	4	3.13	3.12	-14.96
3'	1	20.28	24.42	-67.61
	2	16.40	19.13	-46.21
	3	6.00	6.18	-16.67
	4	1.06	2.30	-4.39

TABLA III.1



ELEVACION DE MARCO
 FIGURA III.7

SECCION (M)	PUNTO	d (M)	DX (M)	DY (M)	M (TON-M)	ELEMENTO
0.30x0.016 0.008	1*1'	0.97	-2.3E-04		-11.60	COLUMNAS
	2*2'	0.80	-1.6E-03		-34.61	
0.30x0.016	3*3'	0.93	-4.4E-03		-57.61	
	4*4'	1.07	-7.0E-03		-80.61	
0.35x0.022 0.010	5*5'	1.20	-1.0E-02		-103.65	
	6*6'	1.33	-1.4E-02		-126.62	
	7*7'	1.33	-2.2E-02	-1.6E-03	-152.99	
0.35x0.022	8*8'	1.37	2.8E-02	-1.2E-03	-134.63	TRABE BAJA
	9*9'	1.31		-3.1E-03	-118.40	
	10*10'	1.25		-5.5E-03	-103.60	
	11*11'	1.20		-8.5E-03	-90.02	
0.30x0.019 0.008	12*12'	1.14		-1.2E-02	-78.99	TRABE MEDIA
	13*13'	1.08		-1.7E-02	-64.60	
	14*14'	1.03		-2.3E-02	-53.41	
	16*16'	0.97		-2.8E-02	-43.02	
	16*16'	0.91		-3.4E-02	-33.41	
0.30x0.019	17*17'	0.88		-3.9E-02	-24.60	TRABE CUMBRERA
	18*18'	0.80		-4.3E-02	-16.59	
	19*19'	0.78		-4.6E-02	-11.66	
	20*20'	0.75		-4.7E-02	-8.78	
0.30x0.013 0.008	21*21'	0.75		-4.7E-02	1.09	
	22*22'	0.75		-4.3E-02	7.26	
	23*23'	0.75		-3.8E-02	12.53	
	24*24'	0.75		-2.6E-02	17.08	
	25*26'	0.75		-1.2E-02	20.76	
	26*26'	0.75		4.6E-02	23.94	
	27*27'	0.75		2.3E-02	26.02	
	28*28'	0.76		4.4E-02	27.38	
	29*29'	0.75		6.6E-02	27.84	
	30*30'	0.75		8.9E-02	27.56	
	31*31'	0.75		0.11	28.44	
	32*32'	0.76		0.13	24.76	

TABLA III.2

III.6 PROGRAMA DE COMPUTADORA UTILIZADO PARA EL ANALISIS DEL MARCO

El análisis de un marco a dos aguas, doblemente articulado, no presenta mayor dificultad cuando las secciones que lo constituyen son constantes, el problema se complica si los elementos que conforman el marco son de peralte variable, como es el caso de el marco propuesto.

Existen muchos métodos de análisis para marcos rígidos indeterminados, y de entre ellos elegí uno, que es muy efectivo cuando se trata con elementos de peralte variable, por la sencillez de sus fórmulas de aplicación es posible programarlo sin mucha dificultad, me estoy refiriendo a "EL METODO DE AREA - MOMENTO".

La aplicación de "EL METODO DE AREA - MOMENTO" se lleva a cabo en dos etapas. En la primera de ellas, la redundante es eliminada mientras que en la segunda, la redundante unitaria es aplicada. En cada etapa la deformación es calculada. Con la ecuación de deformaciones obtenida en cada etapa, el valor final de la redundante puede ser encontrado (fig. III.9).

Ahora la deformación real en E=0

$$D'E + (RxE)(D''E) = 0$$

Reacción horizontal final en E

$$RxE = -(D'E/D''E) = -[\int(M'y/EI)ds/\int(M''y/EI)ds]$$

El momento M''=y entonces tenemos:

$$RxE = -[\int(M'y/EI)ds/\int(y^2/EI)ds]$$

Como E es constante, finalmente:

$$RxE = -[\int(M'y/I)ds/\int(y^2/I)ds]$$

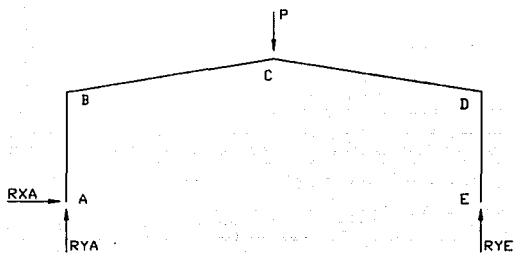
Después de obtener la reacción horizontal en E mediante la expresión precedente, por medio de la estática se calculan el resto de reacciones, y por último, los momentos flexionantes finales de la totalidad del marco.

Para evaluar los desplazamientos verticales y horizontales de cada punto del marco se hace uso una vez más de "EL METODO DE AREA - MOMENTO".

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

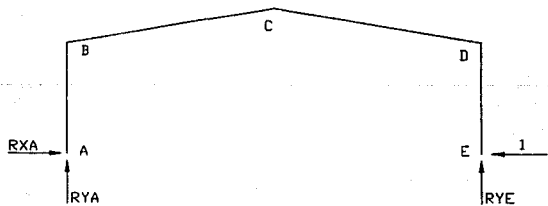
$$Dx = \int(My/EI)ds$$

PRIMERA ETAPA (AREA-MOMENTOS PARA LA CONDICION ESTATICA DETERMINADA)



$$D'E = \sum \frac{M'y}{EI} ds$$

SEGUNDA ETAPA (AREA-MOMENTOS PARA EMPUJE UNITARIO HORIZONTAL)



$$D''E = \sum \frac{M''y}{EI} ds$$

FIGURA III.9

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

$$D_v = \int (M_x/EI) ds$$

NOMENCLATURA

- M' = Momento flexionante debido a las cargas reales del marco; considerandolo estáticamente determinado
- M'' = Momento flexionante que produce la redundante unitaria, aplicada en el punto E
- M = Momento flexionante final para el marco en condiciones reales
- ds = Incremento de longitud medido a lo largo del eje neutro del elemento
- y = Longitud medida verticalmente desde la línea base, a el centroide del incremento
- x = Longitud medida horizontalmente desde la línea base, a el centroide del incremento
- D'E = Desplazamiento horizontal en el punto E, producido por las cargas reales del marco, considerandolo estáticamente determinado
- D''E = Desplazamiento horizontal del punto E, debido a la redundante aplicada en el mismo punto
- Dx = Desplazamiento horizontal
- Dv = Desplazamiento vertical
- I = Momento de inercia de la sección transversal
- E = Modulo de elasticidad del acero

Hasta aquí he presentado las ecuaciones que permitirán resolver el marco, para cada una de las condiciones de carga ya descritas.

Ahora, voy a describir el programa de computadora elaborado para realizar el análisis de los marcos.

Antes de iniciar, conviene hacer algunas aclaraciones, la máquina utilizada para la corrida del programa, es una microcomputadora personal modelo CASIO FX-850P, el lenguaje de programación es el BASIC, el programa se divide en dos partes, en la primera se obtiene la reacción horizontal en el punto E y en la segunda parte se calculan los momentos y desplazamientos finales.

LISTADO DE LA 1ª PARTE DEL PROGRAMA

```

10 CLEAR
20 S1=0:S2=0
30 PRINT "CALCULO DE LA REDUNDANTE"
40 INPUT "CLARO DE MARCO (m)=";L,"LONG DE WX1 (m)=";X1,"LONG DE
WX2 (m)=";X2,"LONG DE WX3 (m)=";X3,"LONG DE WX4 (m)=";X4
50 INPUT "ALTURA TOTAL DE MARCO (m)=";H,"ALTURA LIBRE DE MARCO
(m)=";Y2,"ALTURA DE CABEZAL (m)=";Y1
60 PRINT "CARGAS EN COLUMNA IZQ"
70 INPUT "CARGA DIST (ton/m)=";WY1,"CARGA CONC (ton)=";PX1
80 PRINT "CARGAS EN TRABE IZQ"
90 INPUT "CARGA DIST (ton/m)=";WX1,"CARGA CONC EN CUMBRERA
(ton)=";PY1
100 PRINT "CARGAS EN TRABE DER"
110 INPUT "CARGA DIST 1 (ton/m)=";WX2,"CARGA DIST 2 (ton/m)=";WX3
,"CARGA DIST 3 (ton/m)=";WX4
120 PRINT "CARGAS EN COLUMNA DER"
130 INPUT "CARGA CONC (ton)=";PX2,"CARGA DIST(ton/m)=";WY2
140 PRINT "REACCIONES EST ISOSTATICA"
150 RXA= (WY1*Y2)+PX1-PX2-(WY2*Y2)
160 RYE= (((WY1*Y2^2)/2)+(PX1*Y2)+((WX1*X1^2)/2)+(PY1*X1)+((WX2*
X2)*((X2/2)+X1))+((WX3*X3)*((X3/2)+X1+X2))+((WX4*X4)*((X4/2)
+X1+X2+X3))-(PX2*Y2)-((WY2*Y2^2)/2))/L
170 RYA= (WX1*X1)+PY1+(WX2*X2)+(WX3*X3)+(WX4*X4)-RYE
180 PRINT "RXA (ton)=";RXA,"RYA (ton)=";RYA,"RYE (ton)=";RYE
190 S1=0:S2=0
200 PRINT "DIMENSIONES DE LA SECCION"
210 GO TO 230
220 PRINT "DIMENSIONES DE LA NUEVA SECCION"
230 INPUT "ANCHO DE PATIN (m)=";bf,"ESPESOR DE PATIN (m)=";tf,
"ESPESOR DE ALMA (m)=";tw
240 PRINT "DIMENSIONES DEL PUNTO EN ESTUDIO"
250 INPUT "INCREMENTO (m)=";DS,"COORDENADA X (m)=";X,"COORDENADA
Y (m)=";Y,"PERALTE (m)=";d
260 A= ((bf*tf^3)/12)*2
270 B= (((d/2)-(tf/2))^2)*tf*bf*2
280 C= (((d-(2*tf))^3)*tw)/12
290 Ix= A+B+C
300 PRINT "MOMENTO DE INERCIA Ix (m4)=";Ix
310 Z= DS/Ix
320 W= ((Y^2)*Z)
330 PRINT "CALCULO DE MOMENTOS"
340 IF Y<=Y2 AND X<=X1 THEN GO TO 400
350 IF Y>Y2 AND X<=X1 THEN GO TO 430
360 IF Y>Y2 AND X>X1 AND X<=(X1+X2) THEN GO TO 460
370 IF Y>Y2 AND X>(X1+X2) AND X<=(X1+X2+X3) THEN GO TO 490
380 IF Y>Y2 AND X>(X1+X2+X3) AND X<=(X1+X2+X3+X4) THEN GO TO 520
390 IF Y<=Y2 AND X>X1 THEN GO TO 550
400 PRINT "ZONA DE COLUMNA IZQ"
410 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y^2)/2)
420 GO TO 570
430 PRINT "ZONA DE TRABE IZQ"

```

```

440 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))+((WX1*
X^2)/2)
450 GO TO 570
460 PRINT "ZONA 1 DE TRABE DER"
470 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1)*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-((WX2*((X-X1)^2))/2)
480 GO TO 570
490 PRINT "ZONA 2 DE TRABE DER"
500 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1)*(X1(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-((WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*((
X-X1-X2)^2))/2)
510 GO TO 570
520 PRINT "ZONA 3 DE TRABE DER"
530 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1)*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-((WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*X3*
(X-X1-X2-(X3/2)))-((WX4*((X-X1-X2-X3)^2))/2)
540 GO TO 570
550 PRINT "ZONA DE COLUMNA DER"
560 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1)*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-((WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*X3*
(X-X1-X2-(X3/2)))-((WX4*((X-X1-X2-X3)^2))/2)-(PX2*(Y2-Y))-((
WY2*(Y2-Y)^2)/2)
570 MR= (M*Y*Z)
580 PRINT "DS/Ix=";Z,"Y2 DS/Ix=";W,"M=";M,"MY DS/Ix=";MR
590 S1= S1+W
600 S2= S2+MR
610 SI=1:NO=2
620 PRINT "CONTINUAMOS"
630 INPUT "SI o NO";N
640 IF N=2 THEN GO TO 690
650 PRINT "CAMBIAMOS DE SECCION"
660 INPUT "SI o NO";N
670 IF N=2 THEN GO TO 240
680 GO TO 220
690 RXE= -(S2/S1)
700 PRINT "S1=";S1,"S2=";S2,"RXE=";RXE
710 GOSUB #
720 END

```

Despues de conocer el listado de la primera parte del programa,voy a describir cada una de sus partes, con la finalidad de que este sea comprendido en su totalidad y pueda ser adaptado a cualquier computadora, con las modificaciones pertinentes.

El programa es capaz de analizar marcos de un solo claro, doblemente articulados, con cubierta a dos aguas o recta y con miembros de seccion variable, para indicar las características del programa tomaré el marco de la estructura que propuse, que es el motivo de este trabajo.

En las líneas 40 y 50 se piden los datos de la geometría del marco, de la línea 60 a la línea 130 se requieren las cargas a las que esta sometido, el marco puede tener solo un determinado número de cargas, un tipo diferente de carga a las consideradas,

no puede ser analizado, en la figura III.10 se puede apreciar y entender lo anterior.

De la figura III.10 tenemos:

L = Claro del marco, medido desde el centroide de las columnas en dirección X

X1 = Longitud sobre la que actúa la carga distribuida WX1, siempre es L/2

X2 = Longitud sobre la que actúa la carga distribuida wx2, esta distancia puede variar, hasta un máximo de L/2

X3 = Longitud sobre la que actúa la carga distribuida WX3, en algunos casos no va a existir

X4 = Longitud sobre la que actúa la carga distribuida WX4, al igual que X3, su valor puede ser nulo

H = Altura total del marco, medida desde la base del marco hasta el centroide de la sección transversal en la cumbrera

Y2 = Altura libre del marco, medida desde la base del marco hasta donde se interceptan los ejes centroidales de la trabe con la columna, en la rodilla

Y1 = Altura de cabezal, es la diferencia de alturas entre la altura total y la altura libre del marco

WY1 = Carga distribuida a lo largo de la columna izquierda

PX1 = Carga concentrada horizontal que acciona en el nudo B

WX1 = Carga distribuida actuando en la totalidad de la trabe izquierda

PY1 = Carga concentrada vertical en la cumbrera (nudo C)

WX2 = Carga distribuida en la trabe derecha

WX3 = Carga distribuida en la trabe derecha

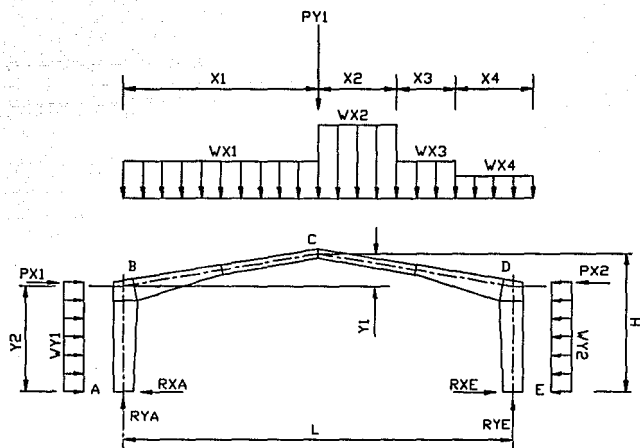
WX4 = Carga distribuida en la trabe derecha

PX2 = Carga concentrada horizontal aplicada en el nudo D

WY2 = Carga distribuida que actúa a lo largo de la columna derecha

NOTAS:

1.- Todas las longitudes se dan en metros (m)



MARCO PROTOTIPO

FIGURA III.10

- 2.- Las cargas distribuidas són proporcionadas en (ton/m)
- 3.- Las cargas concentradas tienen sus unidades en (ton).
- 4.- En la figura III.10 se muestra el sentido positivo de las cargas
- 5.- El programa puede analizar, como máximo, todo el conjunto de cargas dado en la figura III.10, actuando al mismo tiempo, si se requiere, o bien aplicando solo algunas de ellas

Desde la línea 140 y hasta la línea 180 , el programa calcula, por medio de la estática, las reacciones de la estructura, considerandola estáticamente determinada, el sentido positivo de estas reacciones también esta dado en la figura.

De la línea 200 a la línea 250, el programa solicita las características geométricas de las secciones transversales, de cada uno de los puntos en que se divide el marco, se recomienda que el incremento "DS" sea razonablemente pequeño, para que la reacción "RXE" resulte más exacta, todas las propiedades geométricas deben ser tomadas de la sección que se encuentra en el centroide de el incremento y se dan en metros.

El momento de inercia alrededor del eje X de la sección, es calculado entre las líneas 260 y 300, sus unidades son (m4).

En las líneas 310 y 320 se obtiene el denominador de la expresión que nos da la reacción "RXE" ($y^2 ds/I$).

A continuación y desde la línea 330 hasta la línea 560 inclusive, el programa evalúa el momento flexionante para el punto en cuestión (M'), y de acuerdo a sus coordenadas (X,Y) se le localiza en que zona del marco se encuentra.

La línea 570 se encarga de computar el numerador de la expresión utilizada para obtener "RXE" (M'yds/I).

Ya qué, tanto el numerador como el denominador son sumatorias, las líneas 590 y 600 se encargan de calcularlas, la primera obtiene el denominador y la segunda el numerador, almacenando el valor actual, las líneas siguientes en el programa, nos dan varias opciones, de la línea 610 a la 640 podemos elegir, de acuerdo a nuestros requerimientos, si continuamos o finaliza el proceso, cuando elegimos terminar, el programa salta a la línea 690, obtiene "RXE" y llega al final de la primera parte del programa, con la línea 710 automáticamente pasamos a la segunda parte, por el contrario, si decidimos continuar, va a la línea 650 y nos da a elegir dos caminos, uno de ellos proporciona la facilidad de cambiar de sección, en cuanto a ancho y espesor de patín, y espesor de alma, mandandonos a la línea 220, por el contrario, si es nuestro deseo continuar

con la misma sección vamos a seguir en la línea 240, este es el otro camino.

A grandes rasgos así funciona la primera parte del programa, a continuación presento el listado de la segunda parte.

LISTADO DE LA 2ª PARTE DEL PROGRAMA

```
10 E=21000000:S1=0:S2=0:S3=0:S4=0:S5=0:S6=0:S7=0:S8=0
20 PRINT "CALCULO DE MOMENTOS Y DESPLAZAMIENTOS"
30 RXA= RXA+RXE
40 PRINT "RXA (ton)=";RXA,"RYA (ton)=";RYA,"RXE (ton)=";RXE,"RYE
(ton)=";RYE
50 PRINT "DIMENSIONES DE LA SECCION"
60 GO TO 80
70 PRINT "DIMENSIONES DE LA NUEVA SECCION"
80 INPUT "ANCHO DE PATIN (m) =";bf,"ESPESOR DE PATIN (m) =";tf,
"ESPESOR DE ALMA (m)=";tw
90 PRINT "DIMENSIONES DEL PUNTO EN ESTUDIO"
100 INPUT "INCREMENTO (m)=";DS,"COORDENADA X (m)=";X,"COORDENADA
Y (m)=";Y,"PERALTE (m)=";d
110 A= ((bf*tf^3)/12)*2
120 B= (((d/2)-(tf/2))^2)+tf*bf*2
130 C= (((d-(2*tf))^3*tw)/12)
140 Ix= A+B+C
150 PRINT "Ix (m4)=";Ix
160 IF Y>Y2 THEN GO TO 180
170 GO TO 200
180 YM= Y-Y2
190 GO TO 210
200 YM=Y
210 DX= ((DS*YM)/(E*Ix))
220 DY= ((DS*X)/(E*Ix))
230 PRINT "CALCULO DE MOMENTOS"
240 IF Y<=Y2 AND X<=X1 THEN GO TO 300
250 IF Y>Y2 AND X<=X1 THEN GO TO 350
260 IF Y>Y2 AND X>X1 AND X<=(X1+X2) THEN GO TO 400
270 IF Y>Y2 AND X>(X1+X2) AND X<=(X1+X2+X3) THEN GO TO 470
280 IF Y>Y2 AND X>(X1+X2+X3) AND X<=(X1+X2+X3+X4) THEN GO TO 500
290 IF Y<=Y2 AND X>X1 THEN GO TO 530
300 PRINT "ZONA DE COLUMNA IZQ"
310 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WYI*Y^2)/2)
320 S1= (S1+(M*DX))
330 S2= (S2+(M*DY))
340 GO TO 610
350 PRINT "ZONA DE TRABE IZQ"
360 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WYI*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X^2)/2)
370 S3= (S3+(M*DX))
380 S4= (S4+(M*DY))
390 GO TO 630
400 PRINT "ZONA 1 DE TRABE DER"
410 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WYI*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1)*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-((WX2*((X-X1)^2))/2)
```

```

420 X= L-X
430 DYM= ((DS*X)/(E*Ix))
440 S7= (S7+(M*DX))
450 S8= (S8+(M*DYM))
460 GO TO 650
470 PRINT "ZONA 2 DE TRABE DER"
480 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-(WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*(X-
X1-X2)^2))/2)
490 GO TO 420
500 PRINT "ZONA 3 DE TRABE DER"
510 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-(WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*X3*
(X-X1-X2-(X3/2)))-((WX4*((X-X1-X2-X3)^2))/2)
520 GO TO 420
530 PRINT "ZONA DE COLUMNA DER"
540 M= (RXA*Y)+(RYA*X)-((WY1*Y2)*(Y-(Y2/2)))-(PX1*(Y-Y2))-((WX1*
X1*(X-(X1/2)))-(PY1*(X-X1))-(WX2*X2*(X-X1-(X2/2)))-((WX3*X3*
(X-X1-X2-(X3/2)))-((WX4*((X-X1-X2-X3)^2))/2)-(PX2*(Y2-Y))-((
WY2*(Y2-Y)^2))/2)
550 X= L-X
560 DYM= ((DS*X)/(E*Ix))
570 S5= (S5+(M*DX))
580 S6= (S6+(M*DYM))
590 PRINT "M=";M,"DESPLAZAMIENTO EN X (m)=";S5,"DESPLAZAMIENTO EN
Y (m)=";S6
600 GO TO 660
610 PRINT "M=";M,"DESPLAZAMIENTO EN X (m)=";S1,"DESPLAZAMIENTO EN
Y (m)=";S2
620 GO TO 660
630 PRINT "M=";M,"DESPLAZAMIENTO EN Y (m)=";S4
640 GO TO 660
650 PRINT "M=";M,"DESPLAZAMIENTO EN Y (m)=";S8
660 SI=1:NO=2
670 PRINT "CONTINUAMOS"
680 INPUT "SI o NO=";N
690 IF N=2 THEN GO TO 740
700 PRINT "CAMBIAMOS DE SECCION"
710 INPUT "SI o NO=";N
720 IF N=2 THEN GO TO 90
730 GO TO 70
740 PRINT "TERMINAMOS"
750 INPUT "SI o NO=";N
760 IF N=2 THEN GO TO 660
770 DXTC= S3+S7
780 PRINT "DEF EN X DE CABEZAL=";DXTC
790 RETURN

```

De ésta segunda etapa del programa, en la que se obtienen los momentos y desplazamientos finales, podemos decir que es más simple que la primera etapa, en cuanto a los datos que requiere, pues solo necesita las características geométricas de cada punto del marco, el resto de las variables que utiliza, las toma de la primera parte del programa.

Su funcionamiento es muy similar al de la primera parte, y no creo que haya problemas para su comprensión, por ésta razón únicamente aclararé algunas cuestiones, el sentido de recorrido para aplicar este programa es; primero se procesan los datos de los puntos que constituyen la parte izquierda del marco (tomando como línea divisoria el centro del marco), iniciando desde la base de la columna hasta llegar a la cumbre, en seguida se analiza el lado derecho y también se principia en la base de la columna, para terminar en la cumbre, el proceso no debe sufrir interrupción alguna, se tiene que recorrer todo el marco de una sola vez, de lo contrario los desplazamientos obtenidos serán erróneos.

El signo de los desplazamientos significa lo siguiente, el positivo indica desplazamiento hacia adentro del marco y el negativo lo indica hacia afuera. Los momentos negativos causan tensión en el lado exterior del marco y los positivos producen tensión en el lado interior.

Para finalizar este capítulo proporcionaré una secuela de análisis, que muestra paso a paso, el camino a seguir para obtener las dimensiones finales de los elementos estructurales que conforman el marco en cuestión.

SECUELA DE ANALISIS

- 1.- Obtener los marcos cargados, para cada una de las combinaciones de carga, que serán aplicables a la estructura en estudio
- 2.- Por inspección elegir la condición de carga más desfavorable
- 3.- Con la condición de carga elegida y mediante algunas formulas teoricas, que se encuentran en algunos manuales de diseño en acero, realizar un análisis preliminar
- 4.- Hacer un prediseño, con los elementos mecánicos obtenidos en el punto 3
- 5.- Tomando como base los puntos prediseñados y el diagrama de momentos que le corresponde a la condición de carga elegida, proponer las secciones de el resto de los elementos del marco
- 6.- Respetando las restricciones de proyecto (altura y claro libres, pendiente de cubierta, etc.), de fabricación y montaje, dibujar a una escala adecuada, la elevación de marco y dividir cada elemento (trabes y columnas), en un número determinado de secciones
- 7.- Para cada una de las secciones en que se dividió el marco, obtener los siguientes datos: peralte (d), incremento (DS), coordenada en X y coordenada en Y, los ejes de referencia

para obtener las coordenadas se localizán de la siguiente manera: el eje X se encuentra en la base de las columnas y parte del centro de gravedad de la sección transversal en la base de la columna izquierda, y va hacia el centro de gravedad de la sección transversal en la columna derecha, el eje Y parte del mismo sitio que el eje X y se dirige verticalmente hacia arriba

- 8.- Elaborar una tabla, en la cual se registren tanto los datos obtenidos en el paso 7 de esta secuela como también los resultados de el programa. A manera de ejemplo, la tabla III.3 es la utilizada en el análisis de mi marco
- 9.- Tener a la mano el resto de los datos que requiere el programa, y que no se encuentran en la tabla III.3, procurando que estén en el orden y con las unidades que los pide el programa. En seguida para ejemplificar lo anterior proporcióno los datos utilizados en mi caso y para la condición de carga más desfavorable

CLARO DE MARCO (m)	= 50.0
LONG DE WX1 (m)	= 25.0
LONG DE WX2 (m)	= 25.0
ALTURA TOTAL DE MARCO (m)	= 9.415
ALTURA LIBRE DE MARCO (m)	= 6.63
ALTURA DE CABEZAL (m)	= 2.785
CARGA DIST (ton/m)	= 0.81
CARGA DIST 1 (ton/m)	= 0.81

El resto de las variables tienen un valor de cero y por eso no se incluyeron en la lista anterior

- 10.- Analizar el marco mediante el programa, y con la condición de carga utilizada en el prediseño o la que riga en este momento
- 11.- Con los resultados obtenidos en el paso 10, revisar si las secciones propuestas son satisfactorias, poniendo especial atención en los desplazamientos máximos finales, ya que no deben ser mayores que los permisibles por el R.C.D.F., si la estructura pasa por desplazamientos entonces se procede a revisar al detalle las secciones de los puntos críticos del marco, dichos puntos pueden ser las rodillas, la cumbrera y los sitios donde exista cambio de sección, recordar que se trata de optimizar las secciones, por esta razón, si la sección no es suficiente o esta sobrada en algún punto del

marco, se propone otra, tratando de cubrir la deficiencia, esto mismo se realiza si la estructura no pasa por desplazamientos, y regresamos al paso 6 de esta secuela, si por el contrario, las secciones propuestas son adecuadas vamos al paso siguiente

- 12.- Análizamos ahora el marco, para el resto de condiciones de carga que actúan en él, para comprobar si en verdad la combinación de carga elegida es la más desfavorable, si es así continuamos al siguiente paso, si no lo es, proporcionar otras secciones, que sean eficientes, para las nuevas condiciones, es decir regresamos al paso 6 de esta secuela
- 13.- Termina el proceso de análisis y diseño de los elementos que conforman el marco rígido, y se puede continuar con el diseño de el resto de elementos estructurales y sus conexiones

El procedimiento de revisión de los elementos del marco rígido y el diseño de los demás elementos estructurales, se desarrolla en el capítulo siguiente.

CAPITULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

IV. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

IV.1 GENERALIDADES

Luego de haber analizado la estructura, para cada una de las posibles acciones a que en algún momento pueda estar sometida, ahora en este capítulo, voy a proporcionar las secciones que sean capaces de resistir dichas acciones, el diseño de los elementos estructurales de acero esta regido por las especificaciones de los manuales IMCA y AISC, por tal razón, son los que utilizaré.

IV.2 COLUMNA

Como es sabido (capítulo anterior), la columna consta de dos tramos, el primero va del punto 1 al punto 3, y el segundo desde el punto 4 a el punto 7, entonces revisaré ambas partes.

TRAMO 1 (Punto 3)

$$\begin{aligned}M &= -57.61 \text{ ton-m} = 57.61 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\N &= 20.25 \text{ ton} = 20,250 \text{ kg} \\V &= 24.42 \text{ ton} = 24,420 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 0.93 \text{ m} &= 93 \text{ cm} \\t_w &= 0.008 \text{ m} &= 0.8 \text{ cm} \\b_f &= 0.30 \text{ m} &= 30 \text{ cm} \\t_f &= 0.016 \text{ m} &= 1.6 \text{ cm} \\&(\text{ver figura 1V.1})\end{aligned}$$

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(30)(1.6)(45.7)^2] + [((30)(1.6)^3)/12] + [(0.80)(89.8)^3]/12$$

$$I_x = 248,792 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [((1.6)(30)^3)/12] + [(89.8)(0.8)^3]/12$$

$$I_y = 7,204 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(1.6)(30)] + [(89.8)(0.8)]$$

$$A = 168 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

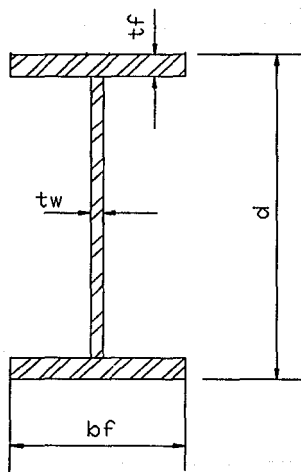
$$r_x = \sqrt{(248,792/168)} = 38.48 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(7,204/168)} = 6.55 \text{ cm}$$

$$r_t = \sqrt{[(7,204/2)/(48+(71.84/6))]} = 7.75 \text{ cm}$$

NOMENCLATURA

bf = ancho de patin
 tf = espesor de patin
 d = peralte
 tw = espesor de alma



NOMENCLATURA GENERAL PARA COLUMNAS Y TRABES

FIGURA IV.1

MODULOS DE SECCION

$$S_x = 248,792/46.5 = 5,350 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 7,204/15 = 480 \text{ cm}^3$$

a) REVISION POR FLEXION

ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA

ALMA

$$d/t < 984,000/\sqrt{[F_y(F_y+1,160)]}$$

SECCION 1.10.2

$$93/0.8 < 984,000/\sqrt{[2,530(2,530+1,160)]}$$

PAG. 151

$$116 < 322 \quad \text{OK.}$$

PATINES

SECCION 1.10.3

PAG. 152

$$b/t < 800/\sqrt{F_y}$$

SECCION 1.9.1.2

$$15/1.8 < 800/\sqrt{2,530}$$

PAG. 150

$$9.4 < 15.9 \quad \text{OK.}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_b)

SECCION 1.5.1.4.5

PAG. 139

$$l = 300 \text{ cm}$$

$$r_T = 7.75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 57.61 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$S_x = 5,350 \text{ cm}^3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$$

$$M_1/M_2 = 0/57.61 \times 10^5 = 0$$

$$C_b = 1.75$$

$$\sqrt{(717 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(717 \times 10^4 (1.75) / 2,530)}$$

$$= 70.42$$

$$\sqrt{(3,590 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(3,590 \times 10^4 (1.75) / 2,530)}$$

$$= 157.58$$

$$l/r_T = 300/7.75 = 38.7$$

$$38.7 < 70.42 < 157.58 \quad \text{por lo tanto:}$$

$$F_b = 0.6 F_y$$

$$F_b = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M/S_x = 57.61 \times 10^3 / 5,350$$

$$f_b = 1,076.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

REVISION SI NO HAY REDUCCION DE ESFUERZOS EN EL PATIN

$$d/t \leq 6,370/\sqrt{F_b}$$

SECCION 1.10.6
PAG. 156

$$89.8/0.8 \leq 6,370/\sqrt{1,518}$$

$$112.25 < 163.5 \quad \text{OK.}$$

no hay reducción de esfuerzos

b) REVISION POR COMPRESION

La revisión por compresión se hará a la sección más crítica de toda la columna, para así garantizar por compresión a el resto de las secciones que la componen, y posteriormente, los resultados de esta revisión se tomarán para revisar por flexocompresión el punto 3 de la columna.

La sección más crítica se encuentra en la base de la columna.

$$\begin{aligned}d &= 0.60 \text{ m} = 60 \text{ cm} \\t_w &= 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm} \\b_f &= 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm} \\t_f &= 0.016 \text{ m} = 1.6 \text{ cm} \\&(\text{ver figura IV.1})\end{aligned}$$

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(30)(1.6)(29.2)^2] + [((30)(1.6)^3)/12] + [(0.8)(56.8)^3]/12$$

$$I_x = 94,083 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [((1.6)(30)^3)/12] + [(56.8)(0.8)^3]/12$$

$$I_y = 7,202 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(1.6)(30)]^2 + [(56.8)(0.8)]$$

$$A = 141.44 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

$$r_x = \sqrt{(94,083/141.44)} = 25.80 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(7,202/141.44)} = 7.10 \text{ cm}$$

REVISION DEL PANDEO LOCAL**PATINES**

$$b/t < 800/\sqrt{F_y}$$

$$15/1.6 < 800/\sqrt{2,530}$$

$$9.4 < 15.9 \quad \text{OK.}$$

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

ALMA

$$b/t < 2,120/\sqrt{F_y}$$

$$56.8/0.8 < 2,120/\sqrt{2,530}$$

$$71 > 42 \text{ por lo tanto no cumple}$$

Como no se cumple con la especificación anterior, revisaré la sección mediante el apéndice "C" del manual IMCA.

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

ANCHO EFECTIVO (be)

$$be = (2,121t/\sqrt{f})[1 - (371/((b/t)\sqrt{f}))] \leq b$$

$$f = 0.6F_y = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$be = [(2,121)(0.8)/\sqrt{1,518}][1 - (371/((71)\sqrt{1,518}))]$$

$$be = 37.71 \text{ cm}$$

De la condición para que cumpla con el pandeo local, se tiene:

$$be/t \leq 2,120/\sqrt{F_y}$$

Tomando el máximo permisible

$$be = 2,120t/\sqrt{F_y}$$

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C3

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

$$b_e = (2,120)(0.8)/\sqrt{2,530} = 33.72 \text{ cm}$$

$$33.72 < 37.71$$

Por lo tanto rige el máximo permisible

$$b_e = 33.72 \text{ cm}$$

AREA EFECTIVA

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C4

$$\text{AREA EFECTIVA} = \text{AREA ACTUAL} - [(b - b_e)t]$$

$$\text{AREA EFECTIVA} = 141.44 - [(56.8 - 33.72)(0.8)]$$

$$\text{AREA EFECTIVA} = 122.98 \text{ cm}^2$$

FACTOR DE FORMA (Q_a)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C4

$$Q_a = \text{AREA EFECTIVA} / \text{AREA ACTUAL}$$

$$Q_a = 122.98 / 141.44$$

$$Q_a = 0.87$$

FACTOR DE REDUCCION (Q_s)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C2

Como la sección si cumple con la especificación para elementos en compresión no atiesados, entonces:

$$Q_s = 1.0$$

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION (F_a)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C5

$$F_a = \frac{Q_s Q_a [1 - ((k l / r)^2 / (2 C' c)^2)] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(k l / r)^2}{8 C' c} - \frac{(k l / r)^4}{(8 C' c)^2}}$$

$$C' c = \sqrt{[2 \pi^2 E] / [Q_s Q_a F_y]}$$

$$C' c = \sqrt{[(2 \pi^2)(2.1 \times 10^6)] / [(1)(0.87)(2,530)]}$$

$$C' c = 137.2$$

RELACIONES DE ESBELTEZ

$$k_y = 1.0$$

SECCION 1.8.2
PAG. 149

$$k_x = 2.0$$

$l_y = 150$ cm (separación de largueros de pared lateral)

$l_x = 663$ cm (longitud total de columna)

$(k_y l_y)/r_y = (1.0)(150)/7.1 = 21.13$

$(k_x l_x)/r_x = (2.0)(663)/25.8 = 51.40$

rige 51.40

51.40 < 137.20 entonces:

$$F_a = \frac{(1.0)(0.87)[1 - ((51.4)^2 / 2(137.2)^2)](2,530)}{\frac{5}{8} + \frac{(3)(51.4)}{(8)(137.2)} - \frac{(51.4)^3}{(8)(137.2)^3}}$$

$F_a = 1,136$ kg/cm²

ESFUERZO ACTUANTE A COMPRESION (f_a)

$f_a = P/A$

$P = N = 20,250$ kg

$f_a = 20,250/141.44$

$f_a = 143.17$ kg/cm²

$f_a < F_a$ OK.

c) REVISION POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$f_a/F_a = 143.17/1,136 = 0.13$

0.13 < 0.15 por lo tanto:

$f_a/F_a + f_b/F_b \leq 1.0$

$(143.17/1,136) + (1,078.8/1,518) = 0.84$

0.84 < 1.0 OK.

d) REVISION POR CORTANTE

ESFUERZO PERMISIBLE POR CORTANTE (F_v)

SECCION 1.5.1.2
PAG. 135

$F_v = 0.4F_y = 0.4(2,530)$

$$F_v = 1,012 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A CORTANTE (f_v)

$$f_v = V/A_c$$

A_c = área de cortante

$$f_v = 24,420/[(89.8)(0.8)]$$

$$f_v = 340 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \quad \text{OK.}$$

REVISIÓN SI SE REQUIEREN ATIESADORES

SECCION 1.10.5.2
PAG. 153

$$a/h = 600/89.8 = 6.68 > 1.0 \quad \text{entonces:}$$

$$k = 5.34 + [4.0/(6.68)^2] = 5.43$$

$$C_v = \frac{(3,180,000)(5.43)}{(2,530)(89.8/0.8)^2} = 0.54 < 0.8 \quad \text{OK.}$$

$$F_v = (F_y/2.89)(C_v) \leq 0.4F_y$$

$$F_v = (2,530/2.89)(0.54)$$

$$F_v = 472.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$472.7 < 1,012 \quad \text{OK.}$$

$$\text{rige } F_v = 472.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

$$340 < 472.7 \quad \text{por lo tanto:}$$

no se requieren atiesadores intermedios.

TRAMO 2 (Punto 7)

$$M = -152.99 \text{ ton-m} = 152.99 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$N = 20.25 \text{ ton} = 20,250 \text{ kg}$$

$$V = 24.42 \text{ ton} = 24,420 \text{ kg}$$

$$d = 1.33 \text{ m} = 133 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.010 \text{ m} = 1.0 \text{ cm}$$

$$b_f = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.022 \text{ m} = 2.2 \text{ cm}$$

(ver figura IV.1)

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(35)(2.2)(65.4)^2 + [((35)(2.2)^3)/12] + [(1.0)(128.6)^3]/12$$

$$I_x = 835,977 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [((2.2)(35)^3)/12] + [(128.6)(1.0)^3]/12$$

$$I_y = 15,732 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(2.2)(35)] + [(128.6)(1.0)]$$

$$A = 282.6 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

$$r_x = \sqrt{(835,977/282.6)} = 54.39 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(15,732/282.6)} = 7.46 \text{ cm}$$

$$r_T = \sqrt{[(15,732/2)/(77+(128.6/6))]} = 8.94 \text{ cm}$$

MODULOS DE SECCION

$$S_x = 835,977/66.5 = 12,571 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 15,732/17.5 = 899 \text{ cm}^3$$

a) REVISION POR FLEXION**ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA****ALMA**

$$d/t < 984,000/\sqrt{F_y(F_y+1,160)}$$

$$133/1.0 < 984,000/\sqrt{2,530(2,530+1,160)}$$

$$133 < 322 \quad \text{OK.}$$

SECCION 1.10.2
PAG. 151

PATINES

$$b/t < 800/\sqrt{F_y}$$

$$17.5/2.2 < 800/\sqrt{2,530}$$

$$7.95 < 15.9 \quad \text{OK.}$$

SECCION 1.10.3
PAG. 152

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_b)SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139

$$\begin{aligned}l &= 363 \text{ cm} \\r_T &= 8.94 \text{ cm} \\M_1 &= 80.81 \times 10^5 \text{ kg-cm (PUNTO 4)} \\M_2 &= 152.99 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\S_x &= 12,571 \text{ cm}^3 \\C_b &= 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2\end{aligned}$$

$$M_1/M_2 = 80.81/152.99 = -0.528$$

(negativo por ser flexión con curvatura simple)

$$C_b = 1.75 + (1.05)(-0.528) + (0.3)(-0.528)^2$$

$$C_b = 1.28$$

$$\sqrt{(717 \times 10^4 (1.28) / 2,530)} = 60.23$$

$$\sqrt{(3,590 \times 10^4 (1.28) / 2,530)} = 134.77$$

$$l/r_T = 363/8.94 = 40.60$$

$$40.60 < 60.23 < 134.77 \quad \text{por lo tanto:}$$

$$F_b = 0.6 F_y$$

$$F_b = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M/S_x = 152.99 \times 10^5 / 12,571$$

$$f_b = 1,217 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

REVISION SI NO HAY REDUCCION DE ESFUERZOS EN EL PATIN

$$d/t \leq 6,370 / \sqrt{F_b}$$

SECCION 1.10.6
PAG. 156

$$128.6/1.0 \leq 6,370 / \sqrt{1,518}$$

$$128.6 < 163.5 \quad \text{OK.}$$

no hay reducción de esfuerzos

b) REVISION POR COMPRESION

Para esta revisión tomé los resultados

obtenidos en el tramo 1, ya que en él, se reviso la sección más crítica de la columna.

$$F_a = 1,136 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 143.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

c) REVISION POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$$f_a/F_a = 143.17/1,136 = 0.13$$

0.13 < 0.15 por lo tanto:

$$f_a/F_a + f_b/F_b \leq 1.0$$

$$(143.17/1,136) + (1,217/1,518) = 0.93$$

$$0.93 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

d) REVISION POR CORTANTE

Como este tramo es más robusto que el tramo 1 y la fuerza cortante es la misma para los dos tramos, entonces, concluyo que si la primera parte es aceptable por cortante --- entonces la segunda tambien lo es.

SOLDADURA DE UNION PATIN-ALMA

TRAMO 1 (Punto 3)

CORTANTE HORIZONTAL (v)

$$v = VQ/Ix$$

$$V = 24,420 \text{ kg}$$

$$Ix = 248,792 \text{ cm}^4$$

$$Q = \bar{y}Af = (45.7)[(30)(1.6)]$$

$$Q = 2,193.6 \text{ cm}^3$$

$$v = [(24,420)(2,193.6)]/248,792$$

$$v = 215.31 \text{ kg/cm}$$

TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURASECCION 1.17.2
PAG. 181

El patín tiene el espesor más grueso, que es de 16 mm, y le corresponde un tamaño mínimo de 6 mm.

TAMAÑO MÁXIMO DE SOLDADURASECCION 1.17.3
PAG. 182

El alma tiene el espesor más delgado y por lo tanto, es quien rige para obtener el tamaño máximo de soldadura.

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\text{tamaño máximo} = t_w - 1.6 \text{ mm} = 8 - 1.6$$

$$\text{tamaño máximo} = 6.4 \text{ mm}$$

finalmente el tamaño que utilizaré es:

$$g = 6 \text{ mm}$$

emplearé soldadura de filete intermitente, la longitud mínima es el mayor valor de:

SECCION 1.17.5
PAG. 183

$$4g \text{ o } 40 \text{ mm}$$

$$4g = (4)(6) = 24 \text{ mm}$$

por lo tanto usaré una longitud de 50 mm que es un poco mayor que la mínima.

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (C_w)

Utilizaré electrodos E-70-XX

$$F_w = (0.30)(4,920) = 1,476 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_w = 0.707gF_w$$

$$C_w = 0.707(0.6)(1,476) = 626.12 \text{ kg/cm}$$

como tendré dos cordones, uno a cada lado, entonces la capacidad total de la soldadura (C_{wt}) es:

$$C_{wt} = 2(\text{long. de cordón})(C_w)$$

$$C_{wt} = 2(5)(626.12) = 6,261.20 \text{ kg}$$

SEPARACION DE LOS CORDONES (sep.)

$$\text{sep.} = C_w t / v$$

$$\text{sep.} = 6,281.20 / 215.31 = 29.08 \text{ cm}$$

SEPARACION MAXIMA (sm)

**SECCION 1.18.2.3
PAG. 185**

$$sm \leq (1,060 / \sqrt{F_y}) t \leq 30 \text{ cm}$$

t es el espesor de la placa más delgada por unir

$$(1,060 / \sqrt{2,530})(0.8) = 16.86 < 30 \text{ cm OK.}$$

sep. > sm por lo tanto rige sm

$$sm = 16.86 \approx 17.0 \text{ cm}$$

entonces la separación de los cordones será de 17.0 cm (ver fig. IV.2A)

TRAMO 2 (Punto 7)

CORTANTE HORIZONTAL (v)

$$v = VQ / I_x$$

$$V = 24,420 \text{ kg}$$

$$I_x = 835,977 \text{ cm}^4$$

$$Q = \bar{y} A_f = (65.4)[(35)(2.2)]$$

$$Q = 5,035.8 \text{ cm}^3$$

$$v = [(24,420)(5,035.8)] / 835,977$$

$$v = 147.1 \text{ kg/cm}$$

TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA

**SECCION 1.17.2
PAG. 181**

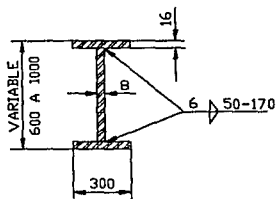
El patín tiene el espesor más grueso, que es de 22 mm, y le corresponde un tamaño mínimo de 8 mm.

TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURA

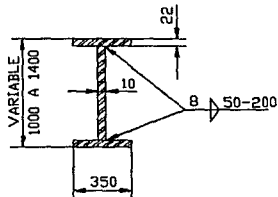
**SECCION 1.17.3
PAG. 182**

El alma tiene el espesor más delgado y por lo tanto, es quien rige para obtener el tamaño máximo de soldadura.

$$tw = 10 \text{ mm}$$



T R A M A D O 1 ACOTS. EN MM
(A)



T R A M A D O 2 ACOTS. EN MM
(B)

SOLDADURA EN COLUMNAS

FIGURA IV.2

tamaño máximo = $t_w - 1.6 \text{ mm} = 10 - 1.6$

tamaño máximo = 8.4 mm

finalmente el tamaño que utilizaré es:

$g = 8 \text{ mm}$

emplearé soldadura de filete intermitente, la longitud mínima es el mayor valor de:

SECCION 1.17.5
PAG. 183

4g o 40 mm

$4g = (4)(8) = 32 \text{ mm}$

por lo tanto usaré una longitud de 50 mm que es un poco mayor que la mínima.

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (C_w)

Utilizaré electrodos E-70-XX

$F_w = (0.30)(4,920) = 1,476 \text{ kg/cm}^2$

$C_w = 0.707gF_w$

$C_w = 0.707(0.8)(1,476) = 834.82 \text{ kg/cm}$

como tendré dos cordones, uno a cada lado, entonces la capacidad total de la soldadura (C_{wt}) es:

$C_{wt} = 2(\text{long. de cordón})(C_w)$

$C_{wt} = 2(5)(834.82) = 8,348.20 \text{ kg}$

SEPARACION DE LOS CORDONES (sep.)

$\text{sep.} = C_{wt}/v$

$\text{sep.} = 8,348.20/147.10 = 56.80 \text{ cm}$

SEPARACION MAXIMA (sm)

SECCION 1.18.2.3
PAG. 185

$sm \leq (1,060/\sqrt{F_y})t \leq 30 \text{ cm}$

t es el espesor de la placa más delgada por unir

$(1,060/\sqrt{2,530})(1.0) = 21 < 30 \text{ cm}$ OK.

sep. > sm por lo tanto rige sm

sm = 21 ≈ 20 cm

entonces la separación de los cordones
será de 20 cm (ver fig. IV.2B)

IV.3 TRABE

La trabe del marco esta dividida en tres partes, que son:
trabe baja, trabe media y trabe de cumbrera, ahora voy a
revisarlas, siguiendo un orden descendente, empezando con la
trabe de cumbrera, para finalizar con la trabe baja.

TRABE DE CUMBRERA (Punto 29)

La trabe de cumbrera va de el punto 20 a el punto 32, es de
sección constante, y el punto donde se presenta el momento
flexionante más grande, es decir, su punto crítico es el 29, así
que este es el que revisará.

$$M = +27.84 \text{ ton-m} = 27.84 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$N = 24.30 \text{ ton} = 24,300 \text{ kg}$$

$$V = 2.43 \text{ ton} = 2,430 \text{ kg}$$

$$d = 0.75 \text{ m} = 75 \text{ cm}$$

$$tw = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm}$$

$$bf = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$tf = 0.013 \text{ m} = 1.3 \text{ cm}$$

(ver figura IV.1)

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(30)(1.3)(36.85)^2] + [((30)(1.3)^3)/12] + [(0.8)(72.4)^3]/12$$

$$I_x = 131,229 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [((1.3)(30)^3)/12] + [(72.4)(0.8)^3]/12$$

$$I_y = 5,853 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(1.3)(30)] + [(72.4)(0.8)]$$

$$A = 135.92 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

$$r_x = \sqrt{(131,229/135.92)} = 31.07 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(5,853/135.92)} = 6.56 \text{ cm}$$

$$r_r = \sqrt{[(5,853/2)/(39+(57.92/6))]} = 7.75 \text{ cm}$$

MODULOS DE SECCION

$$S_x = 131,229/37.5 = 3,499 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 5,853/15 = 390 \text{ cm}^3$$

a) REVISION POR FLEXION
**ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA**
ALMA

$$d/t < 984,000/\sqrt{[F_y(F_y+1,160)]}$$

**SECCION 1.10.2
PAG. 151**

$$75/0.8 < 984,000/\sqrt{[2,530(2,530+1,160)]}$$

$$94 < 322 \quad \text{OK.}$$

PATINES
**SECCION 1.10.3
PAG. 152**

$$b/t < 800/\sqrt{F_y}$$

**SECCION 1.9.1.2
PAG. 150**

$$15/1.3 < 800/\sqrt{2,530}$$

$$11.54 < 15.9 \quad \text{OK.}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_b)
**SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139**

l = 636 cm (colocaré puntales separados
entre sí 1/8 del claro total)

$$r_T = 7.75 \text{ cm}$$

$$M_1 = -8.67 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$M_2 = 27.84 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$S_x = 3,499 \text{ cm}^3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$$

$$M_1/M_2 = 8.67/27.84 = 0.31$$

(positivo por ser flexión con curvatura
doble)

$$C_b = 1.75 + 1.05(0.31) + 0.3(0.31)^2 = 2.1$$

$$\sqrt{(717 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(717 \times 10^4 (2.1) / 2,530)}$$

$$= 77.14$$

$$\sqrt{(3,590 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(3,590 \times 10^4 (2.1) / 2,530)}$$

$$= 172.62$$

$$l/r_T = 636/7.75 = 82.06$$

77.14 < 82.06 < 172.62 por lo tanto:

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_T)^4}{1,080 \times 10^3 C_b} [F_y]$$
$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{2,530(82.06)^4}{1,080 \times 10^3 (2.1)} [2,530]$$

$$F_b = 1,496.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$o F_b = [(844 \times 10^3 C_b) / (1d / A_f)]$$

$$F_b = [(844 \times 10^3 (2.1)) / (((636)(75)) / ((30)(1.3)))]$$

$$F_b = 1,449.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rige } F_b = 1,496.62 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M/S_x = 27.84 \times 10^5 / 3,499$$

$$f_b = 795.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

REVISION SI NO HAY REDUCCION DE ESFUERZOS EN EL PATIN

$$d/t \leq 6,370 / \sqrt{F_b}$$

SECCION 1.10.6
PAG. 156

$$72.4 / 0.8 \leq 6,370 / \sqrt{1,496.62}$$

$$90.5 < 164.6 \quad \text{OK.}$$

no hay reducci3n de esfuerzos

b) REVISION POR COMPRESION

La revisi3n se har3 con las condiciones m3s desfavorables para los efectos de compresi3n, as3 pues, supondre que las caracter3sticas de la trabe de cumbrera son v3lidas para la trabe completa, la explicaci3n para tal suposici3n es porque esta parte de la trabe tiene la secci3n transversal m3s desfavorable.

La relaci3n de esbeltez es fundamental para evaluar los efectos de compresi3n, por esta raz3n y solo para compresi3n voy a tomar como "1" a la longitud total de la trabe que es de cincuenta metros.

REVISION DEL PANDEO LOCAL

PATINES

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

$$\begin{aligned} b/t &< 800/\sqrt{F_y} \\ 15/1.3 &< 800/\sqrt{2,530} \\ 11.54 &< 15.9 \quad \text{OK.} \end{aligned}$$

ALMA

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

$$\begin{aligned} b/t &< 2,120/\sqrt{F_y} \\ 72.4/0.8 &< 2,120/\sqrt{2,530} \\ 90.5 &> 42 \quad \text{por lo tanto no cumple} \end{aligned}$$

Como no se cumple con la especificación anterior, revisaré la sección mediante el apéndice "C" del manual IMCA.

ANCHO EFECTIVO (be)

$$be = (2,121t/\sqrt{f})[1-(371/((b/t)\sqrt{f}))] \leq b \quad \text{APENDICE "C" VOL. II SECCION C3}$$

$$f = 0.6F_y = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$be = [(2,121)(0.8)/\sqrt{1,518}][1-(371/((90.5)\sqrt{1,518}))]$$

$$be = 38.97 \text{ cm}$$

De la condición para que cumpla con el pandeo local, se tiene:

$$be/t \leq 2,120/\sqrt{F_y}$$

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

Tomando el máximo permisible

$$be = 2,120t/\sqrt{F_y}$$

$$be = (2,120)(0.8)/\sqrt{2,530} = 33.72$$

$$33.72 < 38.97$$

Por lo tanto rige el máximo permisible

$$be = 33.72 \text{ cm}$$

AREA EFECTIVA

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C4

AREA EFECTIVA = AREA ACTUAL - [(b-b_e)t]

AREA EFECTIVA = 135.92 - [(72.4 - 33.72)(0.8)]

AREA EFECTIVA = 104.98 cm²

FACTOR DE FORMA (Q_a)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C4

Q_a = AREA EFECTIVA / AREA ACTUAL

Q_a = 104.98 / 135.92

Q_a = 0.77

FACTOR DE REDUCCION (Q_s)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C2

Como la sección si cumple con la especificación para elementos en compresión no atiesados, entonces:

Q_s = 1.0

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION (F_a)

APENDICE "C" VOL. II
SECCION C5

$$F_a = \frac{Q_s Q_a [1 - ((k l / r)^2 / (2 C' c)^2)] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3 (k l / r)^2}{8 C' c} - \frac{(k l / r)^4}{(8 C' c)^2}}$$

C'c = $\sqrt{[2\pi^2 E] / [Q_s Q_a F_y]}$

C'c = $\sqrt{[(2\pi^2)(2.1 \times 10^8)] / [(1)(0.77)(2,530)]}$

C'c = 145.87

RELACIONES DE ESBELTEZ

k_y = 1.0

SECCION 1.8.2
PAG. 149

k_x = 0.50

l_y = 150 cm (separación de largueros de techo)

l_x = 5,000 cm (longitud total de trabe)

(k_y l_y) / r_y = (1.0)(150) / 6.56 = 22.86

(k_x l_x) / r_x = (0.5)(5,000) / 31.07 = 80.46

rige 80.46 < 145.87 entonces:

$$F_a = \frac{(1.0)(0.77)[1 - ((80.46)^2 / 2(145.87)^2)](2,530)}{\frac{5}{3} + \frac{(3)(80.46)}{(8)(145.87)} - \frac{(80.46)^2}{(8)(145.87)^2}}$$

$$F_a = 891.61 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A COMPRESION (f_a)

$$f_a = P/A$$

$$P = N = 24,300 \text{ kg}$$

$$f_a = 24,300/135.92$$

$$f_a = 178.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

c) REVISION POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$$f_a/F_a = 178.78/891.61 = 0.20$$

0.20 > 0.15 por lo tanto:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{[1 - (f_a/F'_{ex})]F_{bx}} \leq 1.0 \quad y$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$$

$$M_1 = -8.67 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 27.84 \text{ ton-m}$$

$$M_1/M_2 = 8.67/27.84 = 0.31$$

(positivo por ser flexión con curvatura doble)

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4(0.31) = 0.476 > 0.4 \quad \text{OK.}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(k_1 b/r_b)^2}$$

$$F'_{sx} = \frac{12\pi^2(2.1 \times 10^6)}{23(80.46)^3}$$

$$F'_{sx} = 1,670.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{178.78}{891.61} + \frac{(0.476)(795.65)}{[1 - (178.78/1,670.37)]1,496.62}$$

$$0.48 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

$$\frac{178.78}{0.6(2,530)} + \frac{795.65}{1,496.62} = 0.65 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

d) REVISION POR CORTANTE

La fuerza cortante es despreciable en esta zona, por lo tanto no se revisará para tal efecto.

TRABE MEDIA (Punto 13)

La trabe media se inicia en el punto 13 y termina en el punto 19, revisará el punto 13, que es donde se presenta el momento flexionante mayor, la trabe es de sección variable.

$$M = -64.60 \text{ ton-m} = 64.60 \times 10^5 \text{ kg-cm}$$

$$N = 24.30 \text{ ton} = 24,300 \text{ kg}$$

$$V = 12.41 \text{ ton} = 12,410 \text{ kg}$$

$$d = 1.08 \text{ m} = 108 \text{ cm}$$

$$tw = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm}$$

$$bf = 0.30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$tf = 0.019 \text{ m} = 1.9 \text{ cm}$$

(ver figura IV.1)

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(30)(1.9)(53.05)^2] + [((30)(1.9)^3)/12] + [(0.8)(104.2)^3]/12$$

$$I_x = 396,289 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [((1.9)(30)^3)/12] + [(104.2)(0.8)^3]/12$$

$$I_y = 8,554 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(1.9)(30)] + [(104.2)(0.8)]$$

$$A = 197.36 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

$$r_x = \sqrt{(396,289/197.36)} = 44.81 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(8,554/197.36)} = 6.58 \text{ cm}$$

$$r_T = \sqrt{[(8,554/2)/(57+(83.36/6))]} = 7.77 \text{ cm}$$

MODULOS DE SECCION

$$S_x = 396,289/54 = 7,339 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 8,554/15 = 570 \text{ cm}^3$$

a) REVISION POR FLEXION

ESPECIFICACIONES DEL MANUAL IMCA

ALMA

$$d/t < 984,000/\sqrt{F_y} (F_y+1,160)$$

$$108/0.8 < 984,000/\sqrt{2,530(2,530+1,160)}$$

$$135 < 322 \text{ OK.}$$

SECCION 1.10.2
PAG. 151

PATINES

$$b/t < 800/\sqrt{F_y}$$

$$15/1.9 < 800/\sqrt{2,530}$$

$$7.89 < 15.9 \text{ OK.}$$

SECCION 1.10.3
PAG. 152

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_b)

SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139

$$l = 636 \text{ cm}$$

$$r_T = 7.77 \text{ cm}$$

$$M_1 = -11.56 \times 10^3 \text{ kg-cm}$$

$$M_2 = -64.60 \times 10^3 \text{ kg-cm}$$

$$S_x = 7,339 \text{ cm}^3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$$

$$M_1/M_2 = 11.56/64.60 = -0.18$$

(negativo por ser flexión con curvatura simple)

$$C_b = 1.75 + 1.05(-0.18) + 0.3(-0.18)^2 = 1.57$$

$$\sqrt{(717 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(717 \times 10^4 (1.57) / 2,530)}$$

$$= 66.70$$

$$\sqrt{(3,590 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(3,590 \times 10^4 (1.57) / 2,530)}$$

$$= 149.26$$

$$1/r_T = 636/7.77 = 81.85$$

66.70 < 81.85 < 149.26 por lo tanto

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_T)^2}{1,080 \times 10^3 C_b} [F_y]$$

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{2,530 (81.85)^2}{1,080 \times 10^3 (1.57)} [2,530]$$

$$F_b = 1,433.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$o F_b = [(844 \times 10^3 C_b) / (I_d / A_f)]$$

$$F_b = [(844 \times 10^3 (1.57)) / (((636)(108)) / ((30)(1.9)))]$$

$$F_b = 1,099.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rige } F_b = 1,433.76 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M/S_x = 64.60 \times 10^5 / 7,339$$

$$f_b = 880.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

**REVISION SI NO HAY REDUCCION DE ESFUERZOS
EN EL PATIN**

$$d/t \leq 6,370 / \sqrt{F_b}$$

$$104.2/0.8 \leq 6,370 / \sqrt{1,428.17}$$

$$130.25 < 168.56 \quad \text{OK.}$$

no hay reducci3n de esfuerzos

SECCION 1.10.6
PAG. 156

b) REVISION POR COMPRESION

Para revisar esta trabe por compresión, voy a tomar los resultados que obtuve en la revisión de la trabe de cumbrera, ya que ahí consideré las condiciones más desfavorables para los efectos de compresión.

$$F_a = 891.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 178.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

c) REVISION POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$$f_a/F_a = 178.78/891.61 = 0.20$$

0.20 > 0.15 por lo tanto:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{[1 - (f_a/F'_{ex})] F_{bx}} \leq 1.0 \quad y$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$$

$$M_1 = -11.56 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = -64.60 \text{ ton-m}$$

$$M_1/M_2 = 11.56/64.60 = -0.18$$

(negativo por ser flexión con curvatura simple)

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4(-0.18) = 0.672 > 0.4 \quad \text{OK.}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(kl_b/r_b)^2}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 (2.1 \times 10^6)}{23(80.46)^2}$$

$$F'_{ex} = 1,670.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{178.78}{891.61} + \frac{(0.672)(880.23)}{[1 - (178.78/1,670.37)]1,433.76}$$

$$0.66 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

$$\frac{178.78}{0.6(2,530)} + \frac{880.23}{1,433.76} = 0.73 < 1.0 \text{ OK.}$$

d) REVISION POR CORTANTE

ESFUERZO PERMISIBLE POR CORTANTE (F_v)

SECCION 1.5.1.2
PAG. 135

$$F_v = 0.4F_y = 0.4(2,530)$$

$$F_v = 1,012 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A CORTANTE (f_v)

$$f_v = V/A_c$$

A_c = área de cortante

$$f_v = 12,410/[(104.2)(0.8)]$$

$$f_v = 148.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \text{ OK.}$$

REVISION SI SE REQUIEREN ATIESADORES

SECCION 1.10.5.2
PAG. 153

$$a/h = 636/104.2 = 6.10 > 1.0 \text{ entonces:}$$

$$k = 5.34 + [4.0/(6.17)^2] = 5.45$$

$$C_v = \frac{(3,160,000)(5.45)}{(2,530)(104.2/0.8)^2} = 0.40 < 0.8 \text{ OK.}$$

$$F_v = (F_y/2.89)(C_v) \leq 0.4F_y$$

$$F_v = (2,530/2.89)(0.40)$$

$$F_v = 350.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$350.17 < 1,012 \text{ OK.}$$

$$\text{rige } F_v = 350.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

$$148.87 < 350.17 \text{ por lo tanto:}$$

no se requieren atiesadores intermedios.

TRABE BAJA (Punto 8)

Esta trabe parte del punto 8 y llega hasta el punto 12, es de peralte variable y su punto más crítico es el 8, el cual revisaré a continuación.

$$\begin{aligned}M &= -134.53 \text{ ton-m} = 134.53 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\N &= 24.30 \text{ ton} = 24,300 \text{ kg} \\V &= 16.46 \text{ ton} = 16,460 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 1.37 \text{ m} = 137 \text{ cm} \\t_w &= 0.010 \text{ m} = 1.0 \text{ cm} \\b_f &= 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \\t_f &= 0.022 \text{ m} = 2.2 \text{ cm} \\&(\text{ver figura IV.1})\end{aligned}$$

MOMENTOS DE INERCIA

$$I_x = [(35)(2.2)(67.4)^2]2 + [(35)(2.2)^3]/12]2 + [(1.0)(132.6)^3]/12$$

$$I_x = 893,937 \text{ cm}^4$$

$$I_y = [(2.2)(35)^3]/12]2 + [(132.6)(1.0)^3]/12$$

$$I_y = 15,732 \text{ cm}^4$$

AREA

$$A = [(2.2)(35)]2 + [(132.6)(1.0)]$$

$$A = 286.6 \text{ cm}^2$$

RADIOS DE GIRO

$$r_x = \sqrt{(893,937/286.6)} = 55.85 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{(15,732/286.6)} = 7.41 \text{ cm}$$

$$r_T = \sqrt{[(15,732/2)/(77+(132.6/6))]} = 8.91 \text{ cm}$$

MODULOS DE SECCION

$$S_x = 893,937/68.5 = 13,050 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 15,732/17.5 = 899 \text{ cm}^3$$

a) REVISION POR FLEXION

ALMA

$$d/t < 984,000/\sqrt{F_y}(F_y+1,160)$$

$$137/1.0 < 984,000/\sqrt{2,530}(2,530+1,160)$$

ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA

SECCION 1.10.2
PAG. 151

137 < 322 OK.

PATINES

SECCION 1.10.3
PAG. 152

b/t < 800/ $\sqrt{F_y}$

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

17.5/2.2 < 800/ $\sqrt{2,530}$

7.95 < 15.9 OK.

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_b)

SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139

$$\begin{aligned}l &= 636 \text{ cm} \\r_T &= 8.91 \text{ cm} \\M_1 &= -76.99 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\M_2 &= -134.53 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\S_x &= 13,050 \text{ cm}^3 \\C_b &= 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2\end{aligned}$$

$M_1/M_2 = 76.99/134.53 = -0.57$
(negativo por ser flexión con curvatura simple)

$$C_b = 1.75 + 1.05(-0.57) + 0.3(-0.57)^2 = 1.25$$

$$\begin{aligned}\sqrt{(717 \times 10^4 C_b / F_y)} &= \sqrt{(717 \times 10^4 (1.25) / 2,530)} \\&= 59.52\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sqrt{(3,590 \times 10^4 C_b / F_y)} &= \sqrt{(3,590 \times 10^4 (1.25) / 2,530)} \\&= 133.18\end{aligned}$$

$$l/r_T = 636/8.91 = 71.38$$

59.52 < 71.38 < 133.18 por lo tanto:

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1,080 \times 10^5 C_b} [F_y]$$

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{2,530 (71.38)^2}{1,080 \times 10^5 (1.25)} [2,530]$$

$$F_b = 1,445.09 \text{ kg/cm}^2$$

$$o F_b = [(844 \times 10^3 C_b) / (l d / A_f)]$$

$$F_b = [(844 \times 10^3 (1.25)) / (((636)(137)) / ((35)(2.2)))]$$

$$F_b = 932.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{ige} \quad F_b = 1,445.09 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M/S_x = 134.53 \times 10^6 / 13,050$$

$$f_b = 1,030.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

REVISION SI NO HAY REDUCCION DE ESFUERZOS EN EL PATIN

$$d/t \leq 6,370/\sqrt{F_b}$$

SECCION 1.10.6
PAG. 156

$$132.6/1.0 \leq 6,370/\sqrt{1,445.09}$$

$$132.6 < 167.57 \quad \text{OK.}$$

no hay reducción de esfuerzos

b) REVISION POR COMPRESION

Al igual que en la trabe media (ver revisión por compresión en trabe media), tomé los siguientes resultados.

$$F_a = 891.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 178.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

c) REVISION POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$$f_a/F_a = 178.78/891.61 = 0.20$$

$$0.20 > 0.15 \quad \text{por lo tanto:}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{[1 - (f_a/F'_{ex})] F_{bx}} \leq 1.0 \text{ y}$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \geq 0.4$$

$$M_1/M_2 = 76.99/134.53 = -0.57$$

(negativo por ser flexión con curvatura simple)

$$C_{max} = 0.6 - 0.4(-0.57) = 0.83 > 0.4 \text{ OK.}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23(kl_b/r_b)^2}$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 (2.1 \times 10^6)}{23(80.46)^2}$$

$$F'_{ex} = 1,670.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{178.78}{891.61} + \frac{(0.83)(1,030.88)}{[1 - (178.78/1,670.37)]1,445.09}$$

$$0.86 < 1.0 \text{ OK.}$$

$$\frac{178.78}{0.8(2,530)} + \frac{1,030.88}{1,445.09} = 0.83 < 1.0 \text{ OK.}$$

d) REVISION POR CORTANTE

ESFUERZO PERMISIBLE POR CORTANTE (F_v)

SECCION 1.5.1.2

PAG. 135

$$F_v = 0.4F_v = 0.4(2,530)$$

$$F_v = 1,012 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A CORTANTE (f_v)

$$f_v = V/A_c$$

A_c = área de cortante

$$f_v = 16,460 / [(132.6)(1.0)]$$

$$f_v = 124.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \text{ OK.}$$

REVISION SI SE REQUIEREN ATIESADORES

SECCION 1.10.5.2

PAG. 153

$$a/h = 636/132.6 = 4.80 > 1.0 \text{ entonces:}$$

$$k = 5.34 + [4.0 / (4.80)^2] = 5.51$$

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

$$Cv = \frac{(3,160,000)(5.51)}{(2,530)(132.6/1.0)^2} = 0.39 < 0.8 \text{ OK.}$$

$$Fv = (Fy/2.89)(Cv) \leq 0.4Fy$$

$$Fv = (2,530/2.89)(0.39)$$

$$Fv = 341.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$341.40 < 1,012 \text{ OK.}$$

$$\text{rige } Fv = 341.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$124.13 < 341.40 \text{ por lo tanto:}$$

no se requieren atiesadores intermedios.

SOLDADURA DE UNION PATIN-ALMA

TRABE DE CUMBRERA (Punto 29)

CORTANTE HORIZONTAL (v)

En esta trabe la fuerza cortante es muy pequeña, por lo tanto se desprecia, y para calcular la soldadura de union PATIN-ALMA, utilizaré los valores permisibles que dispone el manual IMCA.

TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA

SECCION 1.17.2
PAG. 181

El patin tiene el espesor más grueso, que es de 13 mm, y le corresponde un tamaño mínimo de 5 mm.

TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURA

SECCION 1.17.3
PAG. 182

El alma tiene el espesor más delgado y por lo tanto, es quien rige para obtener el tamaño máximo de soldadura.

$$tw = 8 \text{ mm}$$

$$\text{tamaño máximo} = tw - 1.6 \text{ mm} = 8 - 1.6$$

$$\text{tamaño máximo} = 6.4 \text{ mm}$$

finalmente el tamaño que utilizaré es:

$$g = 6 \text{ mm}$$

emplearé soldadura de filete intermitente, la longitud mínima es el mayor

SECCION 1.17.5
PAG. 183

valor de:

4g o 40 mm

$$4g = (4)(6) = 24 \text{ mm}$$

por lo tanto usaré una longitud de 50 mm que es un poco mayor que la mínima.

SEPARACION DE LOS CORDONES (sep.)

Tomaré la separación máxima

SEPARACION MAXIMA (sm)

SECCION 1.18.2.3
PAG. 185

$$sm \leq (1,060/\sqrt{F_y})t \leq 30 \text{ cm}$$

t es el espesor de la placa más delgada por unir

$$(1,060/\sqrt{2,530})(0.8) = 16.86 < 30 \text{ cm OK.}$$

$$sep. = 16.86 \approx 17.0 \text{ cm}$$

entonces la separación de los cordones será de 17.0 cm (ver fig. IV.3A)

TRABE MEDIA (Punto 13)

CORTANTE HORIZONTAL (v)

$$v = VQ/Ix$$

$$V = 12,410 \text{ kg}$$
$$Ix = 396,289 \text{ cm}^4$$

$$Q = \bar{y}Af = (53.05)[(30)(1.9)]$$

$$Q = 3,023.85 \text{ cm}^3$$

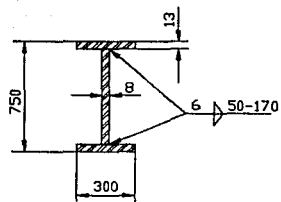
$$v = [(12,410)(3,023.85)]/396,289$$

$$v = 94.69 \text{ kg/cm}$$

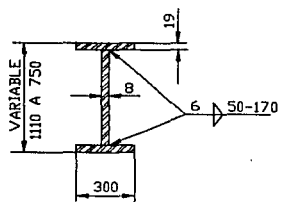
TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA

SECCION 1.17.2
PAG. 181

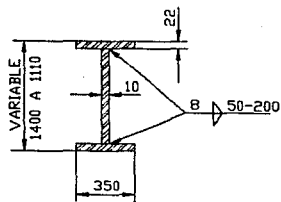
El patín tiene el espesor más grueso, que es de 19 mm y le corresponde un tamaño mínimo de 6 mm.



TRABE DE CUMBRERA ACOTS. EN MM
(A)



TRABE MEDIA ACOTS. EN MM
(B)



TRABE BAJA ACOTS. EN MM
(C)

SOLDADURA EN TRABES
FIGURA IV.3

TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURASECCION 1.17.3
PAG. 182

El alma tiene el espesor más delgado y por lo tanto, es quien rige para obtener el tamaño máximo de soldadura.

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$\text{tamaño máximo} = t_w - 1.6 \text{ mm} = 8 - 1.6$$

$$\text{tamaño máximo} = 6.4 \text{ mm}$$

finalmente el tamaño que utilizaré es:

$$g = 6 \text{ mm}$$

emplearé soldadura de filete intermitente, la longitud mínima es el mayor valor de:

$$4g \text{ o } 40 \text{ mm}$$

$$4g = (4)(6) = 24 \text{ mm}$$

por lo tanto usaré una longitud de 50 mm que es un poco mayor que la mínima.

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (C_w)

Utilizaré electrodos E-70-XX

$$F_w = (0.30)(4,920) = 1,476 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_w = 0.707gF_w$$

$$C_w = 0.707(0.6)(1,476) = 626.12 \text{ kg/cm}$$

como tendré dos cordones, uno a cada lado, entonces la capacidad total de la soldadura (C_{wt}) es:

$$C_{wt} = 2(\text{long. de cordon})(C_w)$$

$$C_{wt} = 2(5)(626.12) = 6,261.20 \text{ kg}$$

SEPARACION DE LOS CORDONES (sep.)

$$\text{sep.} = C_{wt}/v$$

$$\text{sep.} = 6,261.20/94.69 = 66 \text{ cm}$$

SEPARACION MAXIMA (sm)**SECCION 1.18.2.3
PAG. 185**

$$sm \leq (1,060/\sqrt{F_y})t \leq 30 \text{ cm}$$

t es el espesor de la placa más delgada por unir

$$(1,060/\sqrt{2,530})(0.8) = 16.86 < 30 \text{ cm OK.}$$

sep. > sm por lo tanto rige sm

$$sm = 16.86 \approx 17 \text{ cm}$$

entonces la separación de los cordones será de 17 cm (ver fig. IV.3B)

TRABE BAJA (Punto 8)**CORTANTE HORIZONTAL (v)**

$$v = VQ/I_x$$

$$V = 16,460 \text{ kg}$$
$$I_x = 893,937 \text{ cm}^4$$

$$Q = \bar{y}A_f = (67.4)[(35)(2.2)]$$

$$Q = 5,189.80 \text{ cm}^3$$

$$v = [(16,460)(5,189.80)]/893,937$$

$$v = 95.58 \text{ kg/cm}$$

TAMAÑO MINIMO DE SOLDADURA**SECCION 1.17.2
PAG. 181**

El patin tiene el espesor más grueso, que es de 22 mm, y le corresponde un tamaño mínimo de 8 mm.

TAMAÑO MAXIMO DE SOLDADURA**SECCION 1.17.3
PAG. 182**

El alma tiene el espesor más delgado y por lo tanto, es quien rige para obtener el tamaño máximo de soldadura.

$$tw = 8 \text{ mm}$$

$$\text{tamaño máximo} = tw - 1.6 \text{ mm} = 10 - 1.6$$

$$\text{tamaño máximo} = 8.4 \text{ mm}$$

finalmente el tamaño que utilizaré es:

$$g = 8 \text{ mm}$$

emplearé soldadura de filete intermitente, la longitud mínima es el mayor valor de:

SECCION 1.17.5
PAG. 183

$$4g \text{ o } 40 \text{ mm}$$

$$4g = (4)(8) = 32 \text{ mm}$$

por lo tanto usaré una longitud de 50 mm que es un poco mayor que la mínima.

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (C_w)

Utilizaré electrodos E-70-XX

$$F_w = (0.30)(4,920) = 1,476 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_w = 0.707gF_w$$

$$C_w = 0.707(0.8)(1,476) = 834.82 \text{ kg/cm}$$

como tendré dos cordones, uno a cada lado, entonces la capacidad total de la soldadura (C_{wt}) es:

$$C_{wt} = 2(\text{long. de cordón})(C_w)$$

$$C_{wt} = 2(5)(834.82) = 8,348.26 \text{ kg}$$

SEPARACION DE LOS CORDONES (sep.)

$$\text{sep.} = C_{wt}/v$$

$$\text{sep.} = 8,348.26/95.56 = 87 \text{ cm}$$

SEPARACION MAXIMA (sm)

SECCION 1.18.2.3
PAG. 185

$$sm \leq (1,060/\sqrt{F_y})t \leq 30 \text{ cm}$$

t es el espesor de la placa más delgada por unir

$$(1,060/\sqrt{2,530})(1.0) = 21 < 30 \text{ cm OK.}$$

sep. > sm por lo tanto rige sm

$$sm = 21 \approx 20.0 \text{ cm}$$

entonces la separación de los cordones será de 20 cm (ver fig. IV.3C)

IV.4 POSTES CABECEROS

Para sostener la cubierta de las paredes frontales, y para soportar y transmitir las fuerzas de viento que inciden en esta área, he colocado postes cabeceros, separados entre sí una distancia de $l/8$, a cada uno de estos postes le asigne un número en orden progresivo, empezando por el que se encuentra en el eje de columnas y terminando con el poste que está colocado bajo la cumbrera, en total son nueve postes clasificados en 5 tipos diferentes.

La distribución de postes fue propuesta arbitrariamente, porque el proyecto no tiene restricciones de ninguna índole al respecto, pero en la realidad nunca ocurre así, siempre existen puertas o claros con una localización bien definida, que se debe respetar al solucionar la estructuración de los muros.

A continuación voy a diseñar los postes cabeceros, estos son elementos que trabajan a flexocompresión, para la flexión rigen las fuerzas de viento y para compresión las cargas muertas.

$$\text{Separación de postes (S.P)} = 636 \text{ cm}$$

La condición de carga que rige es la de viento actuando paralelo a las generatrices (ver sección III.4).

$$p = (C_p)(C_z)(K)(P_o)$$

$$P_o = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1.0$$

$$C_z = 1.0$$

$$C_p = 0.8$$

$$p = (0.8)(1.0)(1.0)(30) = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_1 = (S.P)(p) = (6.36)(24) = 1.53 \text{ kg/cm}$$

$$W_2 = (S.P/2)(p) = (6.36/2)(24) = 0.76 \text{ kg/cm}$$

POSTE 1

$$M_{\max} = w l^2 / 8$$

$$w = W_2 = 0.76 \text{ kg/cm}$$

$$l = 729 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = [(0.76)(729)^2] / 8 = 50,487 \text{ kg-cm}$$

$$R = w l / 2 = [(0.76)(729)] / 2 = 277 \text{ kg}$$

$$F_b = 0.6 F_y = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (SX_{nec})

$$SX_{nec} = M_{max}/F_b$$

$$SX_{nec} = 50,487/1,518 = 33.26 \text{ cm}^3$$

DISERÑO POR FLECHA**FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})**

$$\delta_{perm} = (1/240)+0.5 \quad (\text{Art. 184 R.C.D.F.})$$

$$\delta_{perm} = (729/240)+0.5 = 3.54 \text{ cm}$$

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = \delta_{perm} = (5w l^4)/(384EI)$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (IX_{nec})

$$IX_{nec} = (5w l^4)/(\delta_{perm} 384E)$$

$$IX_{nec} = [(5)(0.76)(729)^4]/[(3.54)(384)(2.1 \times 10^4)]$$
$$IX_{nec} = 376 \text{ cm}^4$$

POSTE 2

$$M_{max} = w l^2/8$$

$$w = W_i = 1.53 \text{ kg/cm}$$
$$l = 789 \text{ cm}$$

$$M_{max} = [(1.53)(789)^2]/8 = 119,057 \text{ kg-cm}$$

$$R = w l/2 = [(1.53)(789)]/2 = 604 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,518 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{supuesto})$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (SX_{nec})

$$SX_{nec} = M_{max}/F_b$$

$$SX_{nec} = 119,057/1,518 = 78.43 \text{ cm}^3$$

DISERÑO POR FLECHA**FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})**

$$\delta_{perm} = (1/240)+0.5 \quad (\text{Art. 184 R.C.D.F.})$$

$$\delta_{perm} = (789/240)+0.5 = 3.79 \text{ cm}$$

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = \delta_{perm} = (5w l^4)/(384EI)$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (I_{Xnec})

$$I_{Xnec} = (5w l^4)/(\delta_{perm} 384E)$$

$$I_{Xnec} = [(5)(1.53)(789)^4]/[(3.79)(384)(2.1 \times 10^8)]$$

$$I_{Xnec} = 970 \text{ cm}^4$$

POSTE 3

$$w = W_l = 1.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 853 \text{ cm}$$

$$M_{max} = [(1.53)(853)^2]/8 = 139,155 \text{ kg-cm}$$

$$R = [(1.53)(853)]/2 = 653 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,518 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (S_{Xnec})

$$S_{Xnec} = 139,155/1,518 = 91.67 \text{ cm}^3$$

DISEÑO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

$$\delta_{perm} = (853/240)+0.5 = 4.05 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (I_{Xnec})

$$I_{Xnec} = [(5)(1.53)(853)^4]/[(4.05)(384)(2.1 \times 10^8)]$$

$$I_{Xnec} = 1,240 \text{ cm}^4$$

POSTE 4

$$w = W_l = 1.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 916 \text{ cm}$$

$$M_{max} = [(1.53)(916)^2]/8 = 160,469 \text{ kg-cm}$$

$$R = [(1.53)(916)]/2 = 701 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,518 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (S_{Xnec})

$$S_{Xnec} = 160,469/1,518 = 105.71 \text{ cm}^3$$

DISENO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{para})

$$\delta_{para} = (916/240)+0.5 = 4.32 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (I_{nec})

$$I_{nec} = [(5)(1.53)(916)^4]/[(4.32)(384)(2.1 \times 10^6)]$$

$$I_{nec} = 1,546 \text{ cm}^4$$

POSTE 5

$$w = W_1 = 1.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 979 \text{ cm}$$

$$M_{max} = [(1.53)(979)^2]/8 = 183,302 \text{ kg-cm}$$

$$R = [(1.53)(979)]/2 = 749 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,518 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (SX_{nec})

$$SX_{nec} = 183,302/1,518 = 120.75 \text{ cm}^3$$

DISENO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{para})

$$\delta_{para} = (979/240)+0.5 = 4.58 \text{ cm}$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (I_{nec})

$$I_{nec} = [(5)(1.53)(979)^4]/[(4.58)(384)(2.1 \times 10^6)]$$

$$I_{nec} = 1,903 \text{ cm}^4$$

La razón de haber analizado los 5 postes es, en primer lugar obtener las fuerzas de viento que debe resistir el sistema de contraventeo en el techo, y en segundo termino tratar de englobarlos en solo dos tipos de perfil, que tengan características muy similares, y que difieran únicamente en su peso, para que la estructura tenga una apariencia uniforme.

Con los resultados que obtuvé de cada uno de los 5 postes, no me es posible seleccionar los dos tipos de sección, pues los perfiles existentes en el mercado que cumplen con los requerimientos de diseño, se alejan demasiado de las características deseadas de uniformidad en la estructura.

Por tal motivo he decidido colocar un solo tipo de perfil para todos los postes, para diseñarlo tomaré las condiciones del poste 5, que son las más desfavorables.

DATOS

$l = 979$ cm
 $M_{max} = 183,302$ kg-cm
 $S_{x_{nec}} = 120,75$ cm³
 $I_{x_{nec}} = 1,903$ cm⁴

PERFIL PROPUESTO

IR 254x17.9 (MANUAL IMCA PAG. 60)

PROPIEDADES

$d = 25.1$ cm	$I_x = 2,239$ cm ⁴	$T = 21.9$ cm
$tw = 0.48$ cm	$S_x = 179$ cm ³	$r_y = 2.0$ cm
$bf = 10.1$ cm	$r_x = 9.9$ cm	$A = 22.8$ cm ²
$tf = 0.53$ cm	$rt = 2.4$ cm	

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA

ESPECIFICACIONES DEL MANUAL IMCA

a) POR COMPRESION

SECCION 1.5.1.3
PAG. 135

REVISION DEL PANDEO LOCAL

PATINES

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

$$b/t \leq 800/\sqrt{F_y}$$

$$5.05/0.53 \leq 800/\sqrt{2,530}$$

$$9.53 < 15.9 \quad \text{OK.}$$

ALMA

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

$$b/t \leq 2,120/\sqrt{F_y}$$

$$21.9/0.48 \leq 2,120/\sqrt{2,530}$$

$$45.6 \approx 42.15 \quad \text{OK.}$$

(como la diferencia entre el valor permisible y el de la sección propuesta es -- pequeña, y la fuerza de compresión, como se verá más adelante es mínima, se puede decir que la sección cumple con esta especificación)

RELACIONES DE ESBELTEZ

$$\begin{aligned}k_x &= 1.0 \\l_x &= 979 \text{ cm} \\r_x &= 9.9 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$(k_x l_x)/r_x = (1.0)(979)/9.9 = 98.9$$

$$\begin{aligned}k_y &= 1.0 \\l_y &= 150 \text{ cm} \\r_y &= 2.0 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$(k_y l_y)/r_y = (1.0)(150)/2.0 = 75$$

$$r_{ige} = 98.9$$

$$C_c = \sqrt{[(2\pi^2 E)/F_y]}$$

SECCION 1.5.1.3.1
PAG. 135

$$C_c = \sqrt{[(2\pi^2)(2.1 \times 10^6)]/2,530}$$

$$C_c = 128$$

$$98.9 < 128 \quad \text{entonces:}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

SECCION 1.5.1.3.1
PAG. 135

$$F_a = \frac{[1 - ((kl/r)^2 / (2C_c^2))] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r)}{8C_c} - \frac{(kl/r)^2}{8C_c^2}}$$

$$F_a = \frac{[1 - ((98.9)^2 / 2(128)^2)](2,530)}{\frac{5}{3} + \frac{3(98.9)}{8(128)} - \frac{(98.9)^2}{8(128)^2}}$$

$$F_a = 934.72 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A COMPRESION

$$f_a = P/A$$

P es la carga vertical que actúa en el poste, esta carga es únicamente la -- muerta (C.M).

C.M

Lámina	6.0 kg/m ²
Largueros	8.0 kg/m ²
Piezas chicas	1.0 kg/m ²
Peso propio	5.0 kg/m ²

$$C.M = 20.0 \text{ kg/m}^2$$

$$w = (C.M)(S.P)$$

S.P = separación de postes

$$w = (20.0)(6.36) = 127.2 \text{ kg/m}$$

$$P = (w)(1)$$

$$P = (127.2)(9.79) = 1,245.288 \text{ kg}$$

$$f_a = 1,245.29/22.8$$

$$f_a = 54.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \text{ OK.}$$

b) POR FLEXION

SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139

$$l = 150 \text{ cm (separación de largueros)}$$

$$r_T = 2.4 \text{ cm}$$

$$C_b = 1.0$$

$$\sqrt{(717 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(717 \times 10^4 / 2,530)}$$
$$= 53.23$$

$$\sqrt{(3,590 \times 10^4 C_b / F_y)} = \sqrt{(3,590 \times 10^4 / 2,530)}$$
$$= 119.2$$

$$l/r_T = 150/2.4 = 62.5$$

53.23 < 62.5 < 119.2 entonces:

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION

SECCION 1.5.1.4.5
PAG. 139

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1,080 \times 10^5 C_b} [F_y]$$

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{2,530(62.5)^2}{1,080 \times 10^5 (1)} [2,530]$$

$$F_b = 1,455 \text{ kg/cm}^2$$

$$O F_b = [(844 \times 10^3 C_b) / (1d / A_f)]$$

$$F_b = [(844 \times 10^3 (1.0)) / (((150)(25.1)) / ((10.1)(0.53)))]$$

$$F_b = 1,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rige } F_b = 1,455 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

SECCION 1.5.6
PAG. 145

$$F_b = 1.33(1,455)$$

$$F_b = 1,935.15 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION

$$f_b = M / S_x$$

$$f_b = 183,302 / 179$$

$$f_b = 1,024 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

c) POR FLEXOCOMPRESION

SECCION 1.6.1
PAG. 145

$$f_a / F_a = 54.62 / 1,243 = 0.044$$
$$0.044 < 0.15 \text{ por lo tanto:}$$

$$f_a / F_a + f_b / F_b \leq 1.0$$

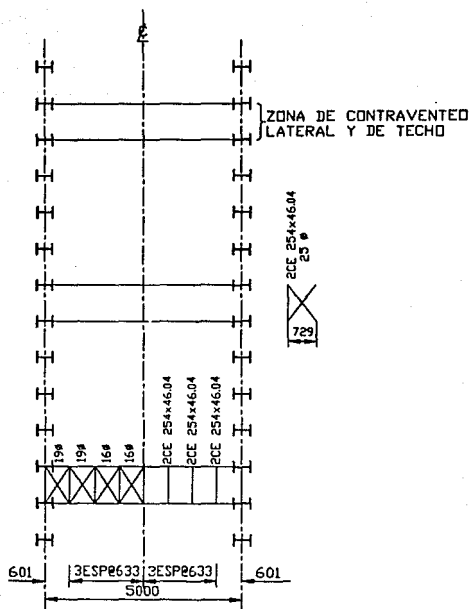
$$(54.62 / 1,243) + (1,024 / 1,935.15) = 0.57$$

$$0.57 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION IR 254x17.9

IV.5 SISTEMA DE CONTRAVENTEEO

Para contrarrestar la fuerza de viento que actúa sobre los muros cabeceros, y que es transmitida por los postes cabeceros, he colocado tres zonas de contraventeo, distribuidas tal como se aprecia en la figura IV.4, en la figura también aparecen los perfiles a usar para cada una de las partes que conforman el sistema de contraventeo, el proceso de diseño que me llevó a estos resultados lo describo en seguida.

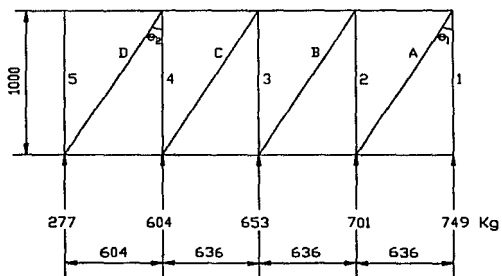


DISTRIBUCION DE CONTRAVENTADOS

ACOTS. EN CM

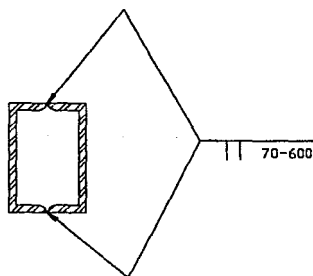
ZONAS DE CONTRAVENTADO

FIGURA IV.4



CONTRAVENTED DE TECHO ACOTS. EN CM

FIGURA IV.5



SOLDADURA EN PUNTALES

FIGURA IV.6

CONTRAVENTEO DE TECHO

CARGAS DE DISEÑO EN ELEMENTOS (Ver figura IV.5)

PUNTAL 1

$$P_1 = 749 \text{ kg (compresión)}$$

CONTRAVENTEO A

$$P_A = 749/\text{Cos}\theta_1$$

$$\theta_1 = 32.456^\circ$$

$$P_A = 749/\text{Cos } 32.456^\circ = 888 \text{ kg (tensión)}$$

PUNTAL 2

$$P_2 = 749+701 = 1,490 \text{ kg (compresión)}$$

CONTRAVENTEO B

$$P_B = 1,490/\text{Cos } 32.456^\circ = 1,776 \text{ kg (tensión)}$$

PUNTAL 3

$$P_3 = 1,490+653 = 2,143 \text{ kg (compresión)}$$

CONTRAVENTEO C

$$P_C = 2,143/\text{Cos } 32.456^\circ = 2,540 \text{ kg (tensión)}$$

PUNTAL 4

$$P_4 = 2,143+604 = 2,747 \text{ kg (compresión)}$$

CONTRAVENTEO D

$$P_D = 2,747/\text{Cos}\theta_2$$

$$\theta_2 = 31.132^\circ$$

$$P_D = 2,747/\text{Cos } 31.132^\circ = 3,209 \text{ kg (tensión)}$$

PUNTAL 5

$$P_5 = 2,747+277 = 3,024 \text{ kg (compresión)}$$

Como el puntal 1 tiene una carga muy pequeña y se localiza en la cumbre, donde habrá largueros de techo dobles (ver diseño de largueros de techo), he decidido no colocarlo, únicamente pondré al contraventeo diagonal "A" directamente en el alma de la trabe.

Para los puntales 2 y 3 proporcionaré una misma sección, diseñada con la carga del puntal 3 por ser la más desfavorable.

$$P = P_3 = 2,143 \text{ kg}$$
$$l = 1,000 \text{ cm}$$

RADIO DE GIRO PROBABLE

$$k1/r \leq 200$$

$$k = 1.0 \text{ entonces:}$$

$$l/r = 200 \text{ despejando}$$

$$r = l/200 = 1,000/200 = 5 \text{ cm}$$

AREA REQUERIDA

$$F_a = [(12\pi^2 E)/23(k1/r)^2]$$

$$F_a = [((12\pi^2(2.1 \times 10^5)))/23(200)^2]$$

$$F_a = 270.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = P/F_a = 2,143/270.34 = 7.93 \text{ cm}^2$$

PERFIL PROPUESTO

2 CE 254x46.04 en cajón

PROPIEDADES

$$A = 57.54 \text{ cm}^2 \gg 7.93 \text{ OK.}$$

$$r_x = 9.84 \text{ cm}$$

$$r_y = 5.58 \text{ cm} > 5.0 \text{ OK.}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos en el diseño de los puntales 2 y 3, puedo afirmar que en este caso quien rige el tamaño de la sección es la relación de esbeltez y no las solicitaciones por carga actuante, debido a esta afirmación, revisaré la sección propuesta para los puntales 2 y 3, con las condiciones del puntal 5, el más crítico, y así proporcionar solo una sección para todos los puntales.

REVISION DE LA SECCION (2 CE 254x46.04)

PROPIEDADES

$$d = 25.4 \text{ cm} \quad I_x = 5,567.6 \text{ cm}^4 \quad I_y = 1,789.3 \text{ cm}^4$$
$$t_w = 0.61 \text{ cm} \quad S_x = 438.4 \text{ cm}^3 \quad S_y = 259.3 \text{ cm}^3$$

bf = 6.60 cm rx = 9.84 cm ry = 5.58 cm
tf = 1.11 cm
A = 57.54 cm²

REVISION DEL PANDEO LOCAL

PATINES

b/t < 800/√F_y
6.604/1.107 < 800/√2,530
5.96 < 15.9 OK.

ALMA

b/t < 2,120/√F_y
25.4/0.61 < 2,120/√2,530
41.64 < 42.14 OK.

RELACIONES DE ESBELTEZ

k_x = k_y = 1.0
l_x = l_y = 1,000 cm
(k_x l_x)/r_x = [(1.0)(1,000)]/9.84
= 101.63
(k_y l_y)/r_y = [(1.0)(1,000)]/5.58
= 179.21
r_{ige} 179.21 < 200 OK.

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION

C_c = √[2π²E/F_y]
C_c = √[2π²(2.1x10⁶)/(2,530)]
C_c = 128
(k_y l_y)/r_y > C_c
179.21 > 128 por lo tanto:
F_a = [(12π²E)/23(k_l/r)²]
F_a = [(12π²(2.1x10⁶))/23(179.21)²]

ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA

SECCION 1.9.1.2
PAG. 150

SECCION 1.9.2.2
PAG. 150

SECCION 1.8.4
PAG. 149

SECCION 1.5.1.3.1
PAG. 135

SECCION 1.5.1.3.2
PAG. 136

$$F_a = 336.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{as} = [F_a / (1.6 - (1/200r))]$$

SECCION 1.5.1.3.3

PAG. 138

$$F_{as} = [336.7 / (1.6 - (1,000/200(5.58)))]$$

$$F_{as} = 478.31 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

SECCION 1.5.6

PAG. 145

$$F_{as} = 1.33(478.31)$$

$$F_{as} = 636.15 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A COMPRESION

$$f_a = P/A = 3,024/57.54$$

$$f_a = 52.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_{as} \quad \text{OK.}$$

SOLDADURA DE UNION ENTRE PERFILES

Utilizaré una soldadura de ranura de penetración parcial intermitente con los valores permisibles, ya que el esfuerzo actuante es pequeño (ver -- figura IV.6).

LONGITUD DE SOLDADURA

$$66 \approx 70 \text{ mm (ancho de la parte unida)}$$

SECCION 1.14.6.1

PAG. 171

SEPARACION LONGITUDINAL

$$600 \text{ mm}$$

SECCION 1.18.2.3

PAG. 185

La sección propuesta es satisfactoria para las cargas de viento, pero hay que recordar que también existen fuerzas sísmicas que deben ser resistidas por el puntal 5, entonces voy a revisar el puntal para los requerimientos por sismo.

$$P = 10,575 \text{ kg (ver análisis por sismo en capítulo III)}$$

FUERZA POR ZONA DE CONTRAVENTEADO (P_z)

$$P_z = P/3 = 10,575/3 = 3,525 \text{ kg (compresión)}$$

$$f_a = P/A = 3,525/57.54$$

$$f_a = 61.26$$

$$f_a < F_{as} \quad \text{OK.}$$

Concluyendo, para los puntales de techo utilizaré una sola sección, los puntales que están marcados con los números 4 y 5 serán colocados en todos los claros entre marcos de la nave industrial, pues además de ser parte del sistema de contraventeo, los usaré para dar arriostamiento lateral al patín de compresión (el inferior) de las traves en esta zona, que es la de momento negativo, los puntales 2 y 3 únicamente existirán en las tres zonas de contraventeo.

A continuación diseñaré los otros elementos que forman parte del sistema de contraventeo, y son los contraventeos diagonales, daré una sección para los contraventeos A y B, y otra para C y D.

PARA A Y B

$$P = 1,786 \text{ kg (tensión)}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION

SECCION 1.5.2
PAG. 142

$$F_t = 0.33F_u$$

$$F_u = 4,080 \text{ kg/cm}^2 \text{ (valor mínimo)}$$

$$F_t = 0.33(4,080) = 1,346.4 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_t = 1.33(1,346.4)$$

SECCION 1.5.6
PAG. 145

$$F_t = 1,790.71 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NETA REQUERIDA

$$A_n = P/F_t = 1,786/1,790.71$$

$$A_n = 0.99 \text{ cm}^2$$

PERFIL PROPUESTO

OS 16 mm (Redondo ϕ 16)

$$A_n = 1.30 \text{ cm}^2 > 0.99 \text{ cm}^2 \quad \text{OK.}$$

PARA C Y D

$$P = 3,209 \text{ kg (tensión)}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSIONSECCION 1.5.2
PAG. 142

$$F_t = 0.33F_u$$

$$F_u = 4,080 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 0.33(4,080) = 1,346.4 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_t = 1.33(1,346.4)$$

SECCION 1.5.6
PAG. 145

$$F_t = 1,790.71 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NETA REQUERIDA

$$A_n = P/F_t = 3,209/1,790.71$$

$$A_n = 1.79 \text{ cm}^2$$

PERFIL PROPUESTOOS 19 mm (Redondo ϕ 19)

$$A_n = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.79 \text{ cm}^2 \quad \text{OK.}$$

CONTRAVENTEO DE PARED

En el sistema de contraventeo de pared solo existe contraventeo diagonal, y para su diseño rige la condición de carga por sismo.

$$P = 3,525/\text{Cos } \theta_3$$

$$\theta_3 = 53.908^\circ$$

$$P = 3,525/\text{Cos } 53.908^\circ$$

$$P = 5,984 \text{ kg (tensión)}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSIONSECCION 1.5.2
PAG. 142

$$F_t = 0.33F_u$$

$$F_u = 4,080 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 0.33(4,080) = 1,346.4 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE SISMO

$$F_t = 1.33(1,346.4)$$

SECCION 1.5.6
PAG. 145

$$F_t = 1,790.71 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NETA REQUERIDA

$$A_n = P/F_t = 5,984/1,790.71$$

$$A_n = 3.34 \text{ cm}^2$$

PERFIL PROPUESTO

OS 25 mm (Redondo ϕ 25)

$$A_n = 3.55 \text{ cm}^2 > 3.34 \text{ cm}^2 \quad \text{OK.}$$

Todos los contraventeos diagonales se colocarán únicamente en las tres zonas de contraventeo.

Antes de finalizar esta sección, haré una aclaración, el sistema de contraventeo se diseñó con la magnitud total de las fuerzas de viento, y no con un porcentaje de ellas, que es lo correcto, pues existen tres zonas de contraventeo, esto lo hice con toda intención, sabiendo de antemano que para un elemento a compresión largo (10 m), y con las fuerzas actuantes en él, relativamente pequeñas, quien riga el diseño es la relación de esbeltez, entonces no tenía caso refinar tanto el análisis, lo anterior se refiere específicamente a los puntales, para los contraventeos diagonales la explicación es la siguiente, si se divide la carga que le corresponde a estos elementos, entre las tres zonas de contraventeo, nos da como resultado un área neta necesaria muy pequeña, que redundaría en un elemento esbelto, difícil de manejar para su montaje, por esta razón se hace necesario aumentar el área transversal del elemento, y para no enfrentar el dilema de cuanto más hay que incrementar dicha área, pues le apliqué la totalidad de la carga, con lo descrito anteriormente hay un rango de seguridad aceptable para requerimientos fortuitos.

IV.6 LARGUEROS DE CUBIERTA

Para soportar la cubierta de paredes y techo de la estructura voy a distribuir largueros en toda el área por cubrir, estos largueros tendrán una separación de 1.50 m entre sí, y se fijarán a las trabes o columnas por medio de clips, en los tercios de su longitud se colocarán varillas (contraflameos), con el fin de fortalecer el eje más débil del elemento y evitar una posible falla, todos los largueros tendrán la misma sección exceptuando los dos más cercanos a la cumbrera en el techo y el más alto en las paredes, ya que estos tienen la función de soportar por medio de los contraflameos a el resto de largueros, además de mantener fija el área de cubierta que les corresponde.

LARGUEROS DE TECHO

COMBINACIONES DE CARGA

- 1.- C. Viva + C. Muerta
- 2.- C. Viento + C. Muerta

COMBINACION 1 (C. Viva + C. Muerta)

C. Muerta

Lámina	6.0 kg/m ²
Largueros	8.5 kg/m ²
Piezas chicas	1.0 kg/m ²

$$C.M = 15.5 \text{ kg/m}^2$$

C. Viva $C.V = 40.0 \text{ kg/m}^2$ (ver secc. III.2)

Separación entre largueros (S.L) = 1.50 m
Separación entre marcos (S.M) = 10.0 m

$$W_i = [C.M+C.V](S.L)$$

$$W_i = [15.5+40.0](1.5) = 83.25 \text{ kg/m}$$

$$W_i = 0.8325 \text{ kg/cm (ver fig. IV.7A)}$$

COMBINACION 2 (C. Viento + C. Muerta)

C. Viento

$$p = (C_p)(1.0)(1.0)(30) \text{ (ver sección III.4)}$$

Para los largueros localizados entre los ejes A-B y M-N (ver figura II.1) tenemos:

Según la sección 4 de las N.T.C.D.V

$$A = (S.L)(b/10)$$

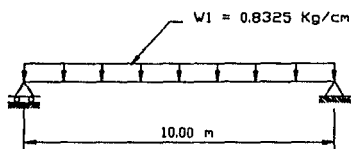
A = AREA TRIBUTARIA DEL ELEMENTO

$$A = (1.5)(50/10) = 7.5 \text{ m}^2$$

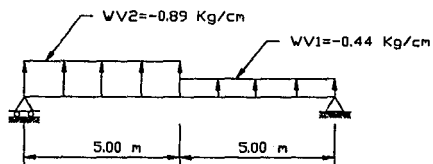
$$C_{p1} = -1.4 + (A/50) < -1.2$$

$$C_{p1} = -1.4 + (7.5/50) = -1.25$$

$$-1.25 < -1.2 \text{ OK.}$$



(A)



(B)

CARGAS EN LARGUEROS DE TECHO
FIGURA IV.7

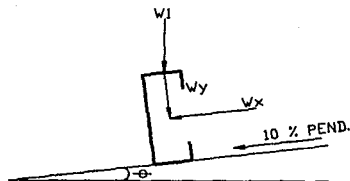


FIGURA IV.8

sumando el factor de presión por presiones interiores (-0.25)

$$Cp_1 = -1.25 - 0.25 = -1.50$$

$$Cp_2 = -3.0 + (A/10) < -2.0$$

$$Cp_2 = -3.0 + (7.5/10) = -2.25$$

$$-2.25 < -2.0 \text{ OK.}$$

sumando el factor por presiones interiores (-0.25)

$$Cp_2 = -2.25 - 0.25 = -2.5$$

$$p_1 = Cp_1(1.0)(1.0)(30)$$

$$p_1 = (-1.5)(1.0)(1.0)(30) = -45.0 \text{ kg/m}^2$$

$$Wv_1 = [p_1 + C.M](S.L)$$

$$Wv_1 = [-45 + 15.5](1.5) = -44.25 \text{ kg/m}$$

$$Wv_1 = -0.44 \text{ kg/cm (ver fig. IV.7B)}$$

$$p_2 = Cp_2(1.0)(1.0)(30)$$

$$p_2 = (-2.5)(1.0)(1.0)(30) = -75.0 \text{ kg/m}^2$$

$$Wv_2 = [p_2 + C.M](S.L)$$

$$Wv_2 = [-75 + 15.5](1.5) = -89.25 \text{ kg/m}$$

$$Wv_2 = -0.89 \text{ kg/cm (ver fig. IV.7B)}$$

Por lo tanto en estos largueros rige la combinación 1

Para los largueros que se encuentran en la zona que comprende una distancia $b/10$ a partir de los ejes de columnas (1-2 ver fig. II.1), y en toda la longitud de la planta tenemos:

$$A = (S.L)(S.M)$$

A = AREA TRIBUTARIA DEL ELEMENTO

$$A = (1.5)(10.0) = 15.0 \text{ m}^2$$

$$Cp = -3.0 + (A/10) < -2.0$$

$$Cp = -3.0 + (15/10) = -1.5 > -2.0 \text{ por lo tanto:}$$

$$Cp = -2.0$$

sumando el factor por presiones interiores (-0.25)

$$C_p = -2.0 - 0.25 = -2.25$$

$$p = C_p(1.0)(1.0)(30)$$

$$p = (-2.25)(1.0)(1.0)(30) = -67.5 \text{ kg/m}^2$$

$$W_v = [p + C.M.](S.L)$$

$$W_v = [-67.5 + 15.5](1.5) = -78.0 \text{ kg/m}$$

$$W_v = -0.78 \text{ kg/cm}$$

$W_v < W_1$ por lo tanto también en esta zona del techo rige la combinación 1

Para el resto de largueros se tiene:

$$A = 15.0 \text{ m}^2$$

$$C_p = -1.4 + (A/50) < -1.2$$

$$C_p = -1.4 + (15/50) = -1.1 > -1.2 \text{ por lo tanto:}$$

$$C_p = -1.2$$

sumando el factor por presiones interiores (-0.25)

$$C_p = -1.2 - 0.25 = -1.45$$

$$p = C_p(1.0)(1.0)(30)$$

$$p = (-1.45)(1.0)(1.0)(30) = -43.5 \text{ kg/m}^2$$

$$W_v = [p + C.M.](S.L)$$

$$W_v = [-43.5 + 15.5](1.5) = -42.0 \text{ kg/m}$$

$$W_v = -0.42 \text{ kg/cm}$$

$W_v < W_1$ por lo tanto rige la combinación 1

Como se pudo ver, la combinación 1 es quién rige el diseño de absolutamente todos los largueros, no importando en que zona del techo se encuentren, entonces voy a diseñar los largueros con la carga obtenida con esta combinación.

$$W_1 = 0.8325 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = 5.71^\circ$$

(ver figura IV.8)

$$W_y = W_1 \cos \theta$$

$$W_y = (0.8325)(\cos 5.71^\circ) = 0.828 \text{ kg/cm}$$

$$W_x = W_l \text{ Sen } \theta$$

$$W_x = (0.8325)(\text{Sen } 5.71^\circ) = 0.0828 \text{ kg/cm}$$

$$l = 1000 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = Wl^2/8$$

PARA EL EJE X TENEMOS:

$$M_{\max} = [(0.828)(1000)^2]/8 = 103,500 \text{ kg-cm}$$

$$F_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 0.6F_y = 0.6(3,500) = 2,100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO (SX_{nec})

$$SX_{\text{nec}} = M_{\max}/F_{bx}$$

$$SX_{\text{nec}} = 103,500/2,100 = 49.29 \text{ cm}^3$$

DISENO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

$$\delta_{\text{perm}} = (1/240)+0.5 \text{ (Art. 184 R.C.D.F)}$$

$$\delta_{\text{perm}} = (1,000/240)+0.5 = 4.67 \text{ cm}$$

FLECHA MAXIMA (δ_{\max})

$$\delta_{\max} = \delta_{\text{perm}} = (5Wl^4)/(384EI)$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (IX_{nec})

$$IX_{\text{nec}} = (5Wl^4)/(\delta_{\text{perm}}384E)$$

$$IX_{\text{nec}} = [(5)(0.828)(1,000)^4]/[(4.67)(384)(2.1 \times 10^6)]$$

$$IX_{\text{nec}} = 1,099.34 \text{ cm}^4$$

PERFIL PROPUESTO

1 CF 254x12 (MANUAL IMCA PAG. 112)

PROPIEDADES

$$\begin{array}{lll} d = 25.4 \text{ cm} & I_x = 1,183.81 \text{ cm}^4 & I_y = 119.41 \text{ cm}^4 \\ bf = 8.89 \text{ cm} & S_x = 93.20 \text{ cm}^3 & S_y = 18.62 \text{ cm}^3 \end{array}$$

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA

La sección propuesta es un perfil formado en frío, este tipo de perfiles el manual IMCA no los tiene contemplados en sus especificaciones, por tal motivo me veo en la necesidad de utilizar el código AISI (American Iron and Steel Institute), en su sección 3, que contiene las especificaciones para este tipo de perfiles.

a) FLEXION EN X

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_{bx})

$0.36\pi^2 E C_b / F_y < L^2 S_{xc} / d I_{yc} < 1.8\pi^2 E C_b / F_y$ entonces:

$$F_{bx} = [(2/3)F_y] - [F_y / 5.4\pi^2 E C_b] [L^2 S_{xc} / d I_{xc}]$$

$$L = 333 \text{ cm (separación de contraflambeos)}$$

$$S_{xc} = S_x / 2 = 93.20 / 2 = 46.6 \text{ cm}^3$$

$$I_{yc} = I_y / 2 = 119.41 / 2 = 59.71 \text{ cm}^4$$

$$C_b = 1.0$$

$$d = 25.4 \text{ cm}$$

$$[0.36\pi^2 (2.1 \times 10^6) (1.0)] / 3,500 = 2,131.8$$

$$[(333)^2 (46.6)] / [(25.4)(59.71)] = 3,407.17$$

$$[1.8\pi^2 (2.1 \times 10^6) (1.0)] / 3,500 = 10,659.17$$

$2,131.8 < 3,407.17 < 10,659.17$ por lo tanto:

$$F_{bx} = [3,500(2/3)] - [(3,500)^2 / ((5.4\pi^2)(2.1 \times 10^6)(1.0))] [3,407.17]$$

$$F_{bx} = 1,960.41 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_{bx})

$$f_{bx} = M_{x_{max}} / S_x$$

$$f_{bx} = 103,500 / 93.20$$

$$f_{bx} = 1,110.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} < F_{bx} \quad \text{OK.}$$

b) FLEXION EN Y

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_{by})

$$F_{by} = 0.75 F_y$$

$$F_{by} = 0.75(3,500)$$

$$F_{by} = 2,625 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_{by})

$$f_{by} = M_{y_{max}}/S_y$$

$$M_{y_{max}} = W y l^3 / 8$$

$$M_{y_{max}} = [(0.0828)(1,000)^3] / 8 = 10,350 \text{ kg-cm}$$

$$f_{by} = 1,350 / 18.62$$

$$f_{by} = 555.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} < F_{by} \quad \text{OK.}$$

c) POR INTERACCION

$$f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} \leq 1.0$$

$$[1,110.51 / 1,960.41] / [555.85 / 2,825] = 0.78$$

$$0.78 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

d) POR FLECHA

EN EJE Y

FLECHA MAXIMA ($\delta_{y_{max}}$)

$$\delta_{y_{max}} = (5W y l^4) / (384EI)$$

$$\delta_{y_{max}} = [(5)(0.828)(1,000)^4] / [(384)(2.1 \times 10^8)(1,183.61)]$$

$$\delta_{y_{max}} = 4.34 \text{ cm}$$

FLECHA PERMISIBLE ($\delta_{y_{perm}}$)

$$\delta_{y_{perm}} = [L/240] + 0.5$$

$$\delta_{y_{perm}} = [1,000/240] + 0.5 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{y_{max}} < \delta_{y_{perm}} \quad \text{OK.}$$

EN EJE X

La flecha en el eje X es despreciable por lo tanto:

SE ACEPTA LA SECCION 1 CF 254x12

CONTRAFLAMBEOS

Colocaré dos contraflambeos entre la longitud total de los largueros, separados entre sí un tercio de dicha longitud.

FUERZA PARA CADA CONTRAFLAMBEO (P)

$$W_x = 0.0828 \text{ kg/cm}$$

$$P = W_x / (\text{No de contraflambeos})$$

$$P = [(0.0828)(1,000)]/2$$

$$P = 41.4 \text{ kg (tensión)}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION

$$F_t = 0.33F_u$$

$$F_t = 0.33(4,080) = 1,346.4 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NETA REQUERIDA (A_n)

$$A_n = P/F_t = 41.4/1,346.4$$

$$A_n = 0.031 \text{ cm}^2$$

SECCION PROPUESTA

OS 13 mm (redondo ø13)

$$A_n = 0.81 \text{ cm}^2 > 0.031 \text{ OK.}$$

REVISION DE LARGUEROS DE CUMBRERA

Los dos largueros más cercanos a la cumbrera sostienen a el resto de largueros, voy a revisarlos para este efecto.

PERFIL PROPUESTO

2 CF 254x12 EN CAJON

PROPIEDADES

$$\begin{array}{lll} d = 25.4 \text{ cm} & I_x = 2,288.58 \text{ cm}^4 & I_y = 1,224.21 \text{ cm}^4 \\ B = 17.8 \text{ cm} & S_x = 180.24 \text{ cm}^3 & S_y = 137.71 \text{ cm}^3 \end{array}$$

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA

a) FLEXION EN X

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_{bx})

$$\begin{aligned} L^2 S_x c/d I_y c &= [(333)^2 (90.12)] / [(25.4)(612.10)] \\ &= 642.77 < 2,131.8 \text{ por lo tanto:} \end{aligned}$$

$$F_{bx} = 0.6F_y = 0.6(3,500)$$

**ESPECIFICACIONES DEL
MANUAL IMCA**

**SECCION 1.5.2
PAG. 142**

$$F_{bx} = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_{bx})

$$f_{bx} = M_{y_{max}} / S_x$$

$$f_{bx} = 103,500 / 180.24 = 574.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} < F_{bx} \quad \text{OK.}$$

b) FLEXION EN Y

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION (F_{by})

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75(3,500)$$

$$F_{by} = 2,625 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_{by})

Para esta dirección se tomó la carga W_x y la carga que los largueros transmiten mediante sus contraflameos.

$$W_x = 0.0828 \text{ kg/cm}$$

CARGA QUE TRANSMITEN LOS LARGUEROS (P_T)

$$P_T = (P)(N_0 \text{ DE CONTRAFLAMBEOS POR LARGUERO})(N_0 \text{ DE LARGUEROS})$$

$$P = 41.40 \text{ kg (ver diseño de contraflameos)}$$

$$N_0 \text{ DE CONTRAFLAMBEOS POR LARGUERO} = 2$$

$$N_0 \text{ DE LARGUEROS} = 18$$

$$P_T = (41.40)(2)(18) = 1,490.40 \text{ kg}$$

CARGA POR LARGUERO DE CUMBRERA (P_L)

$$P_L = P_T / N_0 \text{ DE LARGUEROS DE CUMBRERA}$$

$P_L = 1,490.40 / 2 = 745.20 \text{ kg}$ (para obtener el momento máximo se va a considerar que esta carga actúa en el centro del larguero, pero para obtener la flecha máxima voy a dividir esta carga entre dos y aplicándola en los tercios de el larguero)

$$f_{by} = M_{x_{max}} / S_y$$

$$M_{x_{max}} = W_x l^2 / 8 + P_L l / 4$$

$$M_{x_{max}} = [(0.0828)(1,000)^2] / 8 + [(745.20)(1,000)] / 4$$

$$M_{x_{max}} = 196,650 \text{ kg-cm}$$

$$f_{by} = 196,650 / 137.71 = 1,428 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} < F_{by} \quad \text{OK.}$$

c) POR INTERACCION

$$f_{bx}/F_{bx} + f_{by}/F_{by} \leq 1.0$$

$$574.23/2,100 + 1,428/2,625 = 0.82$$

$$0.82 < 1.0 \quad \text{OK.}$$

d) POR FLECHA

EN EJE X

FLECHA MAXIMA ($\delta_{x_{max}}$)

$$\delta_{x_{max}} = [Pa/24EI][3l^3 - 4al^2] \quad (\text{la flecha que produce la carga } W_x \text{ es despreciable})$$

$$\delta_{x_{max}} = [(372.6)(333)/24(2.1 \times 10^8)(1,224.2)][3(1,000)^3 - 4(333)^2]$$

$$\delta_{x_{max}} = 5.14 \text{ cm}$$

FLECHA PERMISIBLE ($\delta_{x_{perm}}$)

$$\delta_{x_{perm}} = [L/240] + 0.5$$

$$\delta_{x_{perm}} = [1,000/240] + 0.5 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{x_{max}} \approx \delta_{x_{perm}} \quad \text{OK.}$$

EN EJE Y

La flecha en el eje Y es despreciable por lo tanto:

SE ACEPTA LA SECCION 2 CF 254x12 EN CAJON

LARGUEROS EN MUROS (LATERALES Y CABECEROS)

Rige la combinación C.Viento + C.Muerta, pero en el diseño no se tomará en cuenta la C.Muerta, ya que esta actúa favorablemente a la estructura.

LARGUEROS PARA MUROS LATERALES

$$p = Cp(1.0)(1.0)(30) = Cp(30) \quad (\text{ver sección III.4})$$

Para Cp según la sección 4 de las N.T.C.D.V se tiene:

$$Cp_1 = -2 + A/50 < -1.1 \quad (\text{succión})$$

$$Cp_2 = 1.5 - A/100 \quad (\text{empuje})$$

A = AREA TRIBUTARIA = (S.L)(S.M)

S.L = SEPARACION DE LARGUEROS = 1.50 m

S.M = SEPARACION DE MARCOS = 10.0 m

A = (1.5)(10.0) = 15.0 m²

Cp₁ = -2+(15/50) = -1.7 < -1.1 OK.

SUMANDO EL FACTOR POR PRESIONES INTERIORES (-0.25)

Cp₁ = -1.7-0.25 = -1.95

Cp₂ = 1.5-(15/100) = 1.35

SUMANDO EL FACTOR POR PRESIONES INTERIORES (0.25)

Cp₂ = 1.35+0.25 = 1.60

RIGE Cp₁ = -1.95 (succión)

p = Cp₁(30.0) = (-1.95)(30) = -58.5 kg/m²

Wv = (p)(S.L) = (-58.5)(1.5) = -87.75 kg/m

Wv ≈ -0.88 kg/cm

M_{max} = Wv l² / 8

l = 1,000 cm

M_{max} = [(0.88)(1,000)²] / 8 = 110,000 kg-cm

F_y = 3,500 kg/cm²

F_b = 0.6F_y = 0.6(3,500) = 2,100 kg/cm² (supuesto)

MODULO DE SECCION NECESARIO (S_{Xnec})

S_{Xnec} = M_{max} / F_b

S_{Xnec} = 110,000 / 2,100 = 52.38 cm³

DISENO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

δ_{perm} = (l/240)+0.5 (Art. 184 R.C.D.F)

δ_{perm} = (1,000/240)+0.5 = 4.67 cm

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = \delta_{perm} = (5Wv1^4)/(384EI)$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO (I_{nec})

$$I_{nec} = (5Wv1^4)/(\delta_{perm}384E)$$

$$I_{nec} = [(5)(0.88)(1,000)^4]/[(4.67)(384)(2.1 \times 10^6)]$$

$$I_{nec} = 1,168.38 \text{ cm}^4$$

PERFIL PROPUESTO

1 CF 254x12 (MANUAL IMCA PAG. 112)

PROPIEDADES

$$\begin{array}{lll} d = 25.4 \text{ cm} & I_x = 1,183.61 \text{ cm}^4 & I_y = 119.41 \text{ cm}^4 \\ bf = 8.89 \text{ cm} & S_x = 93.20 \text{ cm}^3 & S_y = 18.62 \text{ cm}^3 \end{array}$$

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA

a) POR FLEXION

$$L = 333 \text{ cm}$$

$$S_{xc} = 46.6 \text{ cm}^3$$

$$I_{yc} = 59.71 \text{ cm}^4$$

$$Cb = 1.0$$

$$d = 25.4 \text{ cm}$$

(ver diseño de largueros de techo)

$$L^2 S_{xc} / d I_{yc} = [(333)^2 (46.6)] / [(25.4)(59.71)] = 3,407.17$$

$$2,131.8 < 3,407.17 < 10,659.17 \text{ por lo tanto:}$$

$$F_b = 1,960.41 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ver diseño de largueros de techo)}$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M_{max} / S_x$$

$$f_b = 110,000 / 93.20$$

$$f_b = 1,180.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \text{ OK.}$$

b) POR FLECHA

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = [(5)(0.88)(1,000)^4] / [(384)(2.1 \times 10^6)(1,183.61)]$$

$$\delta_{max} = 4.61 \text{ cm}$$

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

$$\delta_{perm} = [1,000/240] + 0.5 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} < \delta_{perm} \quad \text{OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION 1 CF 254x12

LARGUEROS PARA MUROS CABECEROS

$$p = C_p(1.0)(1.0)(30) = C_p(30) \quad (\text{ver sección III.4})$$

Para C_p según la sección 4 de las N.T.C.D.V se tiene:

$$C_{p1} = -2 + A/50 < -1.1 \quad (\text{succión})$$

$$C_{p2} = 1.5 - A/100 \quad (\text{empuje})$$

$$A = \text{AREA TRIBUTARIA} = (S.L)(S.P)$$

$$S.L = \text{SEPARACION DE LARGUEROS} = 1.50 \text{ m}$$

$$S.P = \text{SEPARACION DE POSTES} = 6.36 \text{ m}$$

$$A = (1.50)(6.36) = 9.54 \text{ m}^2$$

$$C_{p1} = -2 + (9.54/50) = -1.81 < -1.1 \quad \text{OK.}$$

SUMANDO EL FACTOR POR PRESIONES INTERIORES (-0.25)

$$C_{p1} = -1.81 - 0.25 = -2.06$$

$$C_{p2} = 1.5 - (9.54/100) = 1.40$$

SUMANDO EL FACTOR POR PRESIONES INTERIORES (0.25)

$$C_{p2} = 1.40 + 0.25 = 1.65$$

$$\text{RIGE } C_{p1} = -2.06 \quad (\text{succión})$$

$$p = C_{p1}(30) = (-2.06)(30) = -61.8 \text{ kg/m}^2$$

$$W_v = (p)(S.L) = (-61.8)(1.5) = -92.7 \text{ kg/m}$$

$$W_v \approx -0.93 \text{ kg/cm}$$

$$M_{max} = W_v l^2 / 8$$

$$l = 636 \text{ cm}$$

$$M_{max} = [(0.93)(636)^2] / 8 = 47,023 \text{ kg-cm}$$

$$F_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6F_y = 0.6(3,500) = 2,100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (supuesto)}$$

MODULO DE SECCION NECESARIO ($S_{X_{nec}}$)

$$S_{X_{nec}} = M_{max}/F_b$$

$$S_{X_{nec}} = 47,023/2,100 = 22.39 \text{ cm}^3$$

DISEÑO POR FLECHA

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

$$\delta_{perm} = (1/240)+0.5 \text{ (Art. 184 R.C.D.F)}$$

$$\delta_{perm} = (636/240)+0.5 = 3.15 \text{ cm}$$

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = \delta_{perm} = (5Wv^4)/(384EI)$$

MOMENTO DE INERCIA NECESARIO ($I_{X_{nec}}$)

$$I_{X_{nec}} = (5Wv^4)/(\delta_{perm}384E)$$

$$I_{X_{nec}} = [(5)(0.93)(636)^4]/[(3.15)(384)(2.1 \times 10^6)]$$

$$I_{X_{nec}} = 299.52 \text{ cm}^4$$

PERFIL PROPUESTO

1 CF 203x14 (MANUAL IMCA PAG. 112)

PROPIEDADES

$d = 20.32 \text{ cm}$	$I_x = 458.63 \text{ cm}^4$	$I_y = 52.83 \text{ cm}^4$
$bf = 7.62 \text{ cm}$	$S_x = 45.14 \text{ cm}^3$	$S_y = 9.68 \text{ cm}^3$

REVISION DE LA SECCION PROPUESTA

a) POR FLEXION

$$L = 212 \text{ cm (separación de contraflameos)}$$

$$S_{xc} = 22.57 \text{ cm}^3$$

$$I_{yc} = 26.42 \text{ cm}^4$$

$$C_b = 1.0$$

$$d = 20.32 \text{ cm}$$

(ver diseño de largueros de techo)

$$L^4 S_{xc}/d I_{yc} = [(212)^4(22.57)]/[(20.32)(26.42)] = 1,889$$

$$1,889 < 2,131.8 < 10,659.17 \text{ (ver diseño de largueros de techo)}$$

por lo tanto:

$$F_b = 0.6F_y = 0.6(3,500) = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE A FLEXION (f_b)

$$f_b = M_{max}/S_x$$

$$f_b = 47,023/45.14$$

$$f_b = 1,041.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b < F_b \quad \text{OK.}$$

b) POR FLECHA

FLECHA MAXIMA (δ_{max})

$$\delta_{max} = [(5)(0.93)(636)^4]/[(384)(2.1 \times 10^6)(458.63)]$$

$$\delta_{max} = 2.06 \text{ cm}$$

FLECHA PERMISIBLE (δ_{perm})

$$\delta_{perm} = [636/240]+0.5 = 3.15 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} < \delta_{perm} \quad \text{OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION 1 CF 203x14

En los muros laterales el larguero superior tendra la seccion 2 CF 254x12 en cajón, ya que este sostendrá a los largueros inferiores, como las cargas que va a resistir son inferiores a las de los largueros de cumbrera y tienen la misma seccion, entonces no se revisará, los contraflambos en los largueros, tanto de muros laterales como de muros cabeceros son; OS 13 mm (redondo ϕ 13).

CAPITULO V

DISEÑO DE CONEXIONES

V. DISEÑO DE CONEXIONES

V.I GENERALIDADES

Los perfiles y placas laminadas que componen una estructura de acero se mantienen unidos por medio de conectores (tornillos o anclas) o con soldaduras, que pueden fundir y unir las partes para formar una unidad integral o unir las en forma intermitente como los conectores. Los conectores y las soldaduras se utilizan en los procesos de fabricación en taller para fabricar miembros y también en la erección en campo para conectar los distintos miembros y unirlos para formar la estructura completa.

Normalmente la selección del tipo de conexión por usarse en una estructura determinada, esta sujeta a una serie de factores entre los cuales pueden citarse: los ordenamientos de los códigos locales de construcción, economía, preferencia del proyectista, disponibilidad de buenos soldadores, condiciones de carga (como cargas estáticas o de fatiga), preferencia del fabricante y equipo disponible; es imposible hacer una lista del conjunto de reglas, de las que pueda seleccionarse el mejor tipo de elemento de conexión, para cualquier estructura dada. Se presentan en seguida algunos de los conceptos que pueden ayudar a decidir que tipo de conexión es el más conveniente.

- 1.- Los tornillos ordinarios son a menudo económicos para estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas pequeñas y para miembros secundarios (tales como largueros, riostras, etc.), en estructuras más grandes.
- 2.- El montaje a base de tornillos es muy rápido e incluye mano de obra menos diestra que para soldar. Sin embargo, el precio comercial de los tornillos de alta resistencia, es más bien alto.
- 3.- Si una estructura va a desarmarse más tarde, la soldadura probablemente será descartada, dejando el trabajo abierto a la utilización de tornillos.
- 4.- Para cargas de fatiga, las conexiones con tornillos de alta resistencia tipo fricción, es excelente, mientras que las juntas soldadas y las de tornillos de alta resistencia tipo aplastamiento son también buenos.
- 5.- La soldadura requiere menores cantidades de acero, proporciona las conexiones que lucen más atractivas, y tiene una zona de aplicación más amplia a diferentes tipos de conexiones.
- 6.- La soldadura es casi universalmente aceptada como satisfactoria para el trabajo de taller. Para trabajo en la obra algunas veces se ve bloqueada por el temor de que la inspección de campo dé reportes que no son muy confiables o sea muy discutibles.

Para mi estructura en particular, utilizaré en su mayoría conexiones con conectores (tornillos y anclas) y algunas con soldadura, la preferencia por las conexiones con conectores, es esencialmente porque se pueden realizar adecuadamente con personal menos calificado y la mayor trabajabilidad para el montaje.

V.2 PLACAS BASE

DE POSTES CABECEROS

DATOS

$R_x = 749 \text{ kg}$
 $R_y = 1,245.29 \text{ kg}$
(ver diseño de postes Cap. IV)

$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $F_p = 0.25f'_c = 62.5 \text{ kg/cm}^2$

SECCION DEL POSTE

IR 254x17.9
 $d = 25.1 \text{ cm}$
 $bf = 10.1 \text{ cm}$

AREA DE LA PLACA (A_{pL})

$A_{pL} = (B)(N)$ (ver fig. V.1)

$A_{pL} = (17)(25.1) = 426.7 \text{ cm}^2$

REVISION DEL ESFUERZO REAL EN EL CONCRETO (f_p)

$f_p = R_y/A_{pL} = 1,245.29/426.7$

$f_p = 2.92 \text{ kg/cm}^2$

$f_p < F_p$ OK.

ESPESOR DE PLACA BASE (t)

$t = \sqrt{[(3f_{pm})/(F_b)]}$ o $t = \sqrt{[(3f_{pn})/(F_b)]}$

$m = [N-0.95d]/2$

$m = [25.1-0.95(25.1)]/2 = 0.63$

$n = [B-0.80b]/2$

$n = [17.0-0.80(10.1)]/2 = 4.46$

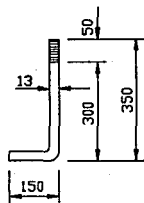
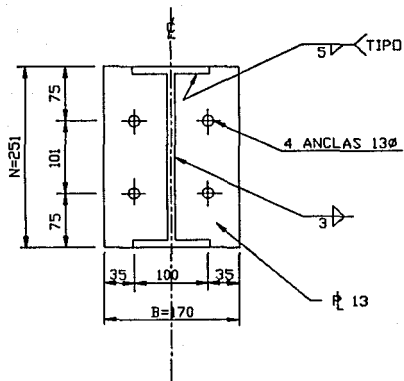


FIGURA V.1 ACOT. MM

RIGE $n = 4.46$

$F_b = 0.75F_y$ (secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138)

$F_b = 0.75(2,530) = 1,898 \text{ kg/cm}^2$

$t = \sqrt{[(3(2.92)(4.46)^2)/1,898]}$

$t = 0.30 \text{ cm}$ por lo tanto tomamos $t = 13 \text{ mm}$

ANCLAS

Se proponen 4 anclas $\phi 13 \text{ mm}$ (ver fig. V.1)

AREA NETA (A_{net})

$A_{net} = 0.81 \text{ cm}^2$ (por ancla)

CAPACIDAD DE ANCLAS AL CORTE SIMPLE (P_v)

$P_v = (N_o \text{ DE ANCLAS})(A_{net})(F_v)$

$F_v = 0.4F_y$ (secc. 1.5.1.2 IMCA pag. 135)

$F_v = 0.4(2,530) = 1,012 \text{ kg/cm}^2$

$P_v = (4)(0.81)(1,012) = 3,279 \text{ kg}$

$R_x < P_v$ OK.

LONGITUD DE ANCLAS (L_a)

$L_a = \phi F_y / 4\mu$

$\mu =$ esfuerzo permisible por adherencia

$\mu = [6.4\sqrt{f'_c}] / \phi \leq 17 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = [6.4\sqrt{250}] / 1.3 = 77.84 \text{ kg/cm}^2$

$77.84 > 17$ por lo tanto $\mu = 17 \text{ kg/cm}^2$

$L_a = [1.3(2,530)] / [4(17)] = 48 \text{ cm}$

$48 \approx 50$ por lo tanto $L_a = 50 \text{ cm}$ (ver fig. V.1)

SOLDADURA DE UNION ALMA-PLACA BASE

$q = R_x / \text{Long. de alma}$

$q = 749 / 21.9 = 34.2 \text{ kg/cm}$

Utilizaré soldadura de filete con un tamaño de $g = 3 \text{ mm}$ ($1/8''$) en ambos lados del alma (ver fig. V.1).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (C_w)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

$$C_w = [0.707gF_w]2$$

$$C_w = [0.707(0.3)(0.3)(4,920)]2 = 626 \text{ kg/cm}$$

$$q < C_w \quad \text{OK.}$$

SOLDADURA DE UNION PATIN-PLACA BASE

Se propone soldadura de filete con un tamaño de $g = 5 \text{ mm}$ ($3/16''$) en un solo lado del patín (ver fig. V.1).

DE COLUMNAS

DATOS

$$R_x = 24,420 \text{ kg}$$

$$R_y = 20,250 \text{ kg}$$

(ver diseño de columnas Cap. IV)

$$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.25f'_c = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

PROPIEDADES DE LA SECCION DE COLUMNA

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$bf = 30 \text{ cm}$$

$$tw = 0.8 \text{ cm}$$

$$tf = 1.8 \text{ cm}$$

AREA DE LA PLACA (A_{pL})

$$A_{pL} = (B)(N) \quad (\text{ver fig. V.2})$$

$$A_{pL} = (30)(60) = 1,800 \text{ cm}^2$$

REVISION DEL ESFUERZO REAL EN EL CONCRETO (f_p)

$$f_p = R_y/A_{pL} = 20,250/1,800$$

$$f_p = 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p < F_p \quad \text{OK.}$$

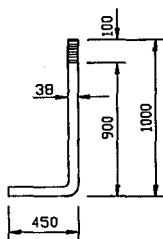
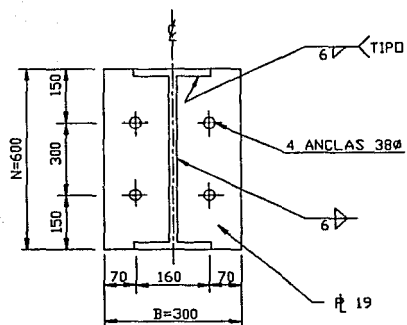


FIGURA V.2 ACOT. MM

ESPEJOR DE PLACA BASE (t)

$$t = \sqrt{[(3f_p m^2)/(F_b)]} \quad \text{o} \quad t = \sqrt{[(3f_p n^2)/(F_b)]}$$

$$m = [N - 0.95d]/2$$

$$m = [60 - 0.95(60)]/2 = 1.5$$

$$n = [B - 0.80b]/2$$

$$n = [30 - 0.80(30)]/2 = 3$$

RIGE $n = 3$

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138})$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,898 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{[(3(11.25)(3)^2)/1,898]}$$

$$t = 0.40 \text{ cm} \quad \text{por lo tanto tomamos} \quad t = 19 \text{ mm}$$

ANCLAS

AREA NETA NECESARIA (A_{net})

$$A_{net} = R_x/F_v$$

$$F_v = 0.4F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.2 IMCA pag. 135})$$

$$F_v = 0.4(2,530) = 1,012 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{net} = 24,420/1,012 = 24.13 \text{ cm}^2$$

SE PROPONEN 4 ANCLAS ϕ 38 mm (ver fig. V.2)

$$A_{net} = 4(8.35) = 33.4 \text{ cm}^2$$

CAPACIDAD DE ANCLAS AL CORTE SIMPLE (P_v)

$$P_v = (A_{net})(F_v)$$

$$P_v = (33.4)(1,012) = 33,800 \text{ kg}$$

$$R_x < P_v \quad \text{OK.}$$

LONGITUD DE ANCLAS (L_a)

$$L_a = \phi F_y / 4\mu$$

μ = esfuerzo permisible por adherencia

$$\mu = [6.4\sqrt{f'_c}]/\phi \leq 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = [6.4/250]/3.8 = 26.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$26.6 > 17 \text{ por lo tanto } \mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$La = [3.8(2,530)]/[4(17)] = 141 \text{ cm}$$

$$141 \approx 145 \text{ por lo tanto } La = 145 \text{ cm} \quad (\text{ver fig. V.2})$$

SOLDADURA DE UNION ALMA-PLACA BASE

$$q = Rx/Long. \text{ de alma}$$

$$q = 24,420/56.8 = 430 \text{ kg/cm}$$

Utilizaré soldadura de filete con un tamaño de $g = 6 \text{ mm}$ ($1/4"$) en ambos lados del alma (ver fig. V.2).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (Cw)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

$$Cw = [0.707gFw]2$$

$$Cw = [0.707(0.6)(0.3)(4,920)]2 = 1,252 \text{ kg/cm}$$

$$q < Cw \quad \text{OK.}$$

SOLDADURA DE UNION PATIN-PLACA BASE

Se propone soldadura de filete con un tamaño de $g = 6 \text{ mm}$ ($1/4"$) en un solo lado del patín (ver fig. V.2).

DE CONTRAVENTE DE PARED

DATOS

$$F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_p = 0.25f'_c = 62.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 5,984 \text{ kg} \quad (\text{ver conexión de contraventeo de pared Cap. V})$$

$$P_x = (5,984)(\cos 36.09^\circ) = 4,837 \text{ kg} \quad (\text{ver fig. V.3B})$$

$$P_y = (5,984)(\sin 36.09^\circ) = 3,525 \text{ kg} \quad (\text{ver fig. V.3B})$$

$$M_1 = (P_x)(Y) = (4,837)(14.4)$$

$$M_1 = 69,653 \text{ kg-cm} \quad (\text{ver fig. V.3C})$$

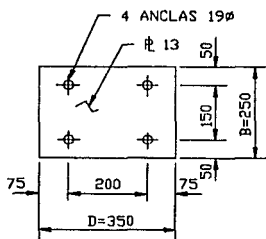
$$M_2 = (P_y)(X) = (3,525)(4.3)$$

$$M_2 = 15,158 \text{ kg-cm} \quad (\text{ver fig. V.3C})$$

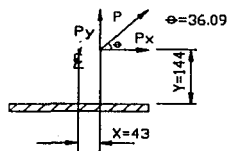
$$M_R = M_1 - M_2 = 69,653 - 15,158$$

$$M_R = 54,495 \text{ kg-cm} \quad (\text{ver fig. V.3D})$$

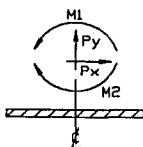
CONTRAVENTED DE PARED



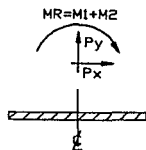
(A)



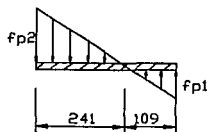
(B)



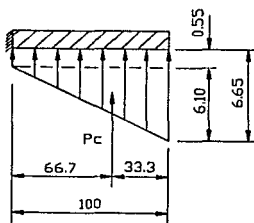
(C)



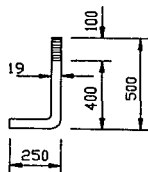
(D)



(E)



(F)



(G)

FIGURA V.3 ACDT. EN MM

REVISION DEL ESFUERZO REAL EN EL CONCRETO (f_p)

$$f_p = [P_y/A] \pm [6M_n/BD^2] \quad (\text{ver fig. V.3E})$$

$$f_p = [-3,525/(35)(25)] \pm [(6)(54,495)/(25)(35)^2]$$

$$f_p = -4.03 \pm 10.68$$

$$f_{p1} = 6.65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_{p2} = -14.71 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

VER FIGURA V.3E

$$f_{p1} < F_p \quad \text{OK.}$$

ESPESOR DE PLACA BASE (t)

$$t = \sqrt{6M/F_b}$$

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138})$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,898 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_b = 1.33(1,898) = 2,523.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (secc. 1.5.6 IMCA pag. 145)}$$

MOMENTO ACTUANTE EN LA PLACA (M)

$$P_c = [(6.10)(10)]/2 = 30.50 \text{ kg} \quad (\text{ver fig. V.3F})$$

$$M = [(0.55)(10)^2]/2 + [(30.50)(6.67)] \quad (\text{ver fig. V.3F}).$$

$$M = 231 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{[6(231)/2,523.7]} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{por lo tanto se propone:}$$

$$t = 13 \text{ mm}$$

ANCLAS

$$T = [(f_{p2})(24.1)/2](B) \quad (\text{ver fig. V.3E})$$

$$T = [(14.71)(24.1)/2](25) = 4,431 \text{ kg}$$

AREA NETA NECESARIA (A_{net})

$$A_{net} = T/F_t$$

$$F_t = 0.33F_u \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

$$F_t = 0.33(4,850) = 1,600.5 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_t = 1.33(1,600.5) \quad (\text{secc. 1.5.6 IMCA pag. 145})$$

$$F_t = 2,129 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{net} = 4,431/2,129 = 2.08 \text{ cm}^2$$

SE PROPONEN 4 ANCLAS ϕ 19 mm (ver fig. V.3A)

$$A_{net} = 4(2.01) = 8.04 \text{ cm}^2$$

REVISION POR INTERACCION CORTANTE-TENSION

$$F_t = 0.43F_u - 1.8f_v \leq 2,129 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{secc. 1.6.3 IMCA pag. 147})$$

$$f_v = P_x/A_{net} = 4,837/8.04$$

$$f_v = 602 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.17F_u \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

$$F_v = 0.17(4,850) = 824.5 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_v = 1.33(824.5) \quad (\text{secc. 1.5.6 IMCA pag. 145})$$

$$F_v = 1,096 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v \quad \text{OK.}$$

$$F_t = 0.43(4,850) - 1.8(602) = 1,002 \text{ kg/cm}^2 < 2,129 \quad \text{OK.}$$

$$\text{por lo tanto rige } F_t = 1,002 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = T/A_{net} = 4,431/8.04 = 551 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

LONGITUD DE ANCLAS (L_a)

$$L_a = \phi F_y / 4\mu$$

μ = esfuerzo permisible por adherencia

$$\mu = [0.4/f'_c]/\phi \leq 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = [0.4/250]/1.9 = 53.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$53.26 > 17 \quad \text{por lo tanto } \mu = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_a = [1.9(2,530)]/[4(17)] = 71 \text{ cm}$$

71 ≈ 75 por lo tanto La = 75 cm (ver fig. V.3G)

V.3 CONEXION DE RODILLA (ver fig. V.4)

La distribución y diámetro de los tornillos dados en esta conexión, se obtuvieron después de varios tanteos, aquí solo se dan los cálculos para el tanteo definitivo.

a) TORNILLOS

Para la conexión se proponen tornillos de alta resistencia A-325 con un $\phi 25.4$ mm (área neta = 3.55 cm²).

b) CALCULO DEL EJE NEUTRO (Y)

$$(bf)(tf)(Y)+(tw)(Y)(Y/2)=4(3.55)[(132.8-Y)+(125.3-Y)+(114.3-Y) \\ +(106.8-Y)+(95.8-Y)]$$

$$(35)(2.2)(Y)+[(1)(Y)^2]/2 = 14.2[575-5Y]$$

$$77Y+0.5Y^2 = 8,165-71Y$$

$$0.5Y^2+148Y-8,165 = 0$$

$$Y^2+296Y-16,330 = 0$$

$$Y_1 = -343.54 \quad Y_2 = 47.54$$

$$Y = 47.54 \text{ cm}$$

c) CALCULO DEL AREA (A) Y EL MOMENTO DE INERCIA (I)

SECCION	AREA cm ²	BRAZO cm	AxB cm ³	AxB ² cm ⁴
1	14.20	85.26	1,210.69	103,223.60
2	14.20	77.76	1,104.19	85,861.97
3	14.20	66.76	947.99	63,287.95
4	14.20	59.26	841.49	49,866.82
5	14.20	48.26	685.29	33,072.19
ALMA	45.34	22.67	1,027.86	23,301.54
PATIN	77.00	46.44	3,575.88	166,063.87
Σ	193.34		Σ	524,877.94

CONEXION DE RODILLA

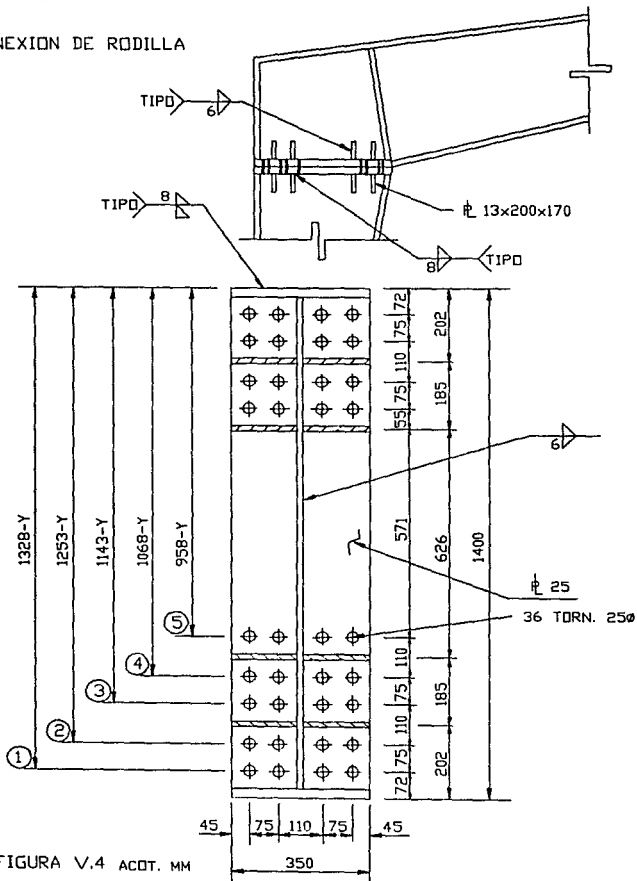


FIGURA V.4 ACOT. MM

$$A = 193.34 \text{ cm}^2 \quad \text{y} \quad I = 524,677.94 \text{ cm}^4$$

d) REVISION DE LA CONEXION

1.- POR MOMENTO Y CARGA AXIAL

$$M = -152.99 \text{ ton-m}$$

$$P = 20.25 \text{ ton}$$

$$f = -[P/A] \pm [M/I]c$$

$$f = -[20,250/193.34] \pm [15,299,000/524,677.94]c$$

$$f = -104.74 \text{ kg/cm}^2 \pm [29.16 \text{ kg/cm}^2]c$$

ZONA DE TENSION

$$f_t = -104.74 + 29.16c$$

HILERA 1

$$f_{t1} = -104.74 + 29.16(85.26) = 2,381.44 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_1)

$$P_1 = (f_{t1})(A_{\text{torn}}) = (2,381.44)(3.55)$$

$$P_1 = 8,454.12 \text{ kg}$$

ESFUERZO PERMISIBLE (F_t) (CONEXION TIPO FRICCION)

$$F_t = 3,090 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{\text{perm}} = (F_t)(A_{\text{torn}}) = (3,090)(3.55)$$

$$P_{\text{perm}} = 10,969.50 \text{ kg}$$

$$P_1 < P_{\text{perm}} \quad \text{OK.}$$

HILERA 2

$$f_{t2} = -104.74 + 29.16(77.76) = 2,162.74 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_2)

$$P_2 = (f_{t2})(A_{\text{torn}}) = (2,162.74)(3.55)$$

$$P_2 = 7,677.76 \text{ kg}$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{perm} = 10,969.50 \text{ kg} \quad (\text{ver HILERA 1})$$

$$P_2 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

HILERA 3

$$f_{t3} = -104.74 + 29.16(66.76) = 1,841.98 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_3)

$$P_3 = (1,841.98)(3.55) = 6,539.03 \text{ kg}$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{perm} = 10,969.50 \text{ kg} \quad (\text{ver HILERA 1})$$

$$P_3 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

HILERA 4

$$f_{t4} = -104.74 + 29.16(59.26) = 1,623.28 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_4)

$$P_4 = (1,623.28)(3.55) = 5,762.65 \text{ kg} < 10,969.50 \quad \text{por lo tanto:}$$

$$P_4 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

HILERA 5

$$f_{t5} = -104.74 + 29.16(48.26) = 1,302.52 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_5)

$$P_5 = (1,302.52)(3.55) = 4,623.95 \text{ kg} < 10,969.50 \quad \text{por lo tanto:}$$

$$P_5 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

ZONA DE COMPRESION

$$f_a = -104.74 - 29.16c = -104.74 - 29.16(47.54)$$

$$f_a = 1,491 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION (F_a)

$$F_a = 0.6F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.3.4 IMCA pag. 136})$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

2) POR CORTANTE (ROSCAS DENTRO DEL PLANO DE CORTE Y AGUJEROS ESTANDAR)

$$v = 24,420 \text{ kg}$$

ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE (F_v)

$$F_v = 1,230 \text{ kg/cm}^2 \text{ (secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142)}$$

FUERZA CORTANTE PERMISIBLE PARA LA CONEXION (V)

$$V = (N_o \text{ Torn.})(A_{\text{torn}})(F_v)$$

$$V = (36)(3.55)(1,230) = 157,194 \text{ kg}$$

$$v < V \quad \text{OK.}$$

3) POR INTERACCION CORTANTE-TENSION

$$F_t = 3,090 \geq 3,870 - 1.8f_v \text{ (secc. 1.6.3 IMCA pag. 147)}$$

$$f_v = v / [(N_o \text{ Torn.})(A_{\text{torn}})] = 24,420 / [(36)(3.55)]$$

$$f_v = 191.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$3,870 - 1.8(191.08) = 3,526.08 \text{ kg/cm}^2 > 3,090$$

Por lo tanto no hay reducción de esfuerzos por cortante en los tornillos.

e) ESPESOR DE PLACA TAPA (ver fig. V.5)

Para obtener el espesor de la placa tapa tomaré el tornillo más desfavorable, que es el exterior de la hilera 1, y como en realidad son dos placas tapa (una de columna y la otra de trabe), la carga que transmite el tornillo se divide entre ellas.

$$P = P_1/2 = 8,454.12/2 = 4,227.06 \text{ kg}$$

$$b = [7.5/2] + 4.5 = 8.25 \text{ cm}$$

$$L = 2.9 \text{ cm}$$

$$M = PL = (4,227.06)(2.9) = 12,258.47 \text{ kg-cm}$$

$$S = M/F_b$$

$$F_b = 0.75F_y \text{ (secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138)}$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,897.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 12,258.47/1,897.50 = 6.46 \text{ cm}^3$$

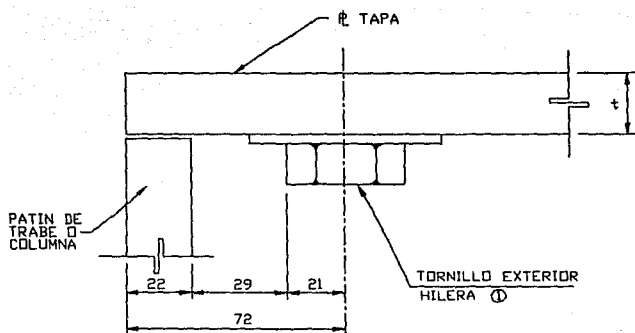


FIGURA V.5 ACOT. MM

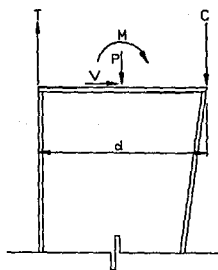


FIGURA V.6 ACOT. MM

$$t = \sqrt{[6S/b]} = \sqrt{[6(6.46)/8.25]} = 2.17 \text{ cm}$$

Pero como el patín es de 22 mm de espesor, entonces se propone una placa tapa de 25.4 mm de espesor.

REVISION DE LA PLACA TAPA POR TENSION

$$T = v = 24,420 \text{ kg}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION (F_t)

$$F_t = 0.6F_y \quad \text{en el área neta} \quad (\text{secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135})$$

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

AREA TOTAL DE LA PLACA (A_T)

$$A_T = (35)(2.54) = 88.90 \text{ cm}^2$$

AREA NETA (A_N)

$$A_N = 2.54[35 - (4(2.54 + 0.16))] = 61.47 \text{ cm}^2$$

REVISION DE LA ESPECIFICACION 1.14.2.3 IMCA PAG. 169

$$A_N/A_T \leq 85\%$$

$$61.47/88.9 = 69\% < 85\% \quad \text{OK.}$$

CARGA PERMISIBLE DE LA PLACA TAPA (P_{perm})

$$P_{perm} = (F_t)(A_N) = (1,518)(61.47) = 93,311 \text{ kg}$$

$$T < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

f) SOLDADURA DE UNION PLACA TAPA-TRABE O COLUMNA (ver fig. V.6)

$$\begin{aligned} M &= 152.99 \text{ ton-m} \\ P &= 20.25 \text{ ton} \\ V &= 24.42 \text{ ton} \\ d &= 140 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$T = [M/d] - P = [15,299/140] - 20.25$$

$$T = 89.03 \text{ ton}$$

$$C = [M/d] + P = [15,299/140] + 20.25$$

$$C = 129.53 \text{ ton}$$

PLACA TAPA-PATINES

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = b_f = 35 \text{ cm}$$

Se propone soldadura de penetración completa

ESFUERZO PERMISIBLE DE LA SOLDADURA PROPUESTA (F_t)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Es igual a el del metal base (secc. 1.5.3 IMCA pag. 142)

$$F_t = 0.6F_y = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE (f_t)

$$f_t = T/A_n$$

$$A_n = (t_f)(L_d) \text{ (secc. 1.14.6.1 IMCA pag. 171)}$$

$$A_n = (2.2)(35) = 77 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 89,030/77 = 1,156.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

PLACA TAPA-ALMA

Se propone soldadura de filete de 6 mm en ambos lados

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = (d-2t_f)^2 = [140-2(2.2)]^2 = 271.2 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

$$P_w = 0.7071[0.3(4,920)(0.6)(271.2)] = 169,828 \text{ kg}$$

$$V < P_w \quad \text{OK.}$$

g) DISEÑO DE ATIESADORES DE PLACA TAPA (A TENSION)

$$P = 7,677.76 + 6,539.03 = 14,216.79 \text{ kg}$$

Esta carga P la transmiten los tornillos exteriores de las hileras 2 y 3, en una longitud tributaria (L_t) de:

$$L_t = [7.5/2] + 4.5 = 8.25 \text{ cm}$$

ESFUERZO PERMISIBLE (F_t)

$$F_t = 0.6F_y \text{ (secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135)}$$

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NECESARIA DE ATIESADOR (A_{nec})

$$A_{nec} = P/F_t = 14,216.79/1,518 = 9.37 \text{ cm}^2$$

ESPESOR NECESARIO DE ATIESADOR (t_a)

$$t_a = A_{nec}/L_t = 9.37/8.25 = 1.14 \text{ cm}$$

se proponen atiesadores de 13x200x170 mm

h) SOLDADURA DE UNION PLACA TAPA-ATIESADORES

Proponemos soldadura de filete de 8 mm en ambos lados

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = 2(20) = 40 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

$$P_w = 0.7071[0.30(4,920)(0.8)(40)] = 33,398 \text{ kg}$$

CARGA ACTUANTE (P_a)

$$P_a = 2P = 2(14,216.79) = 28,433.58 \text{ kg}$$

$$P_a < P_w \quad \text{OK.}$$

i) SOLDADURA DE UNION ALMA-ATIESADORES

Se propone soldadura de filete de 6 mm en ambos lados

V.4 CONEXION DE CUMBRERA (ver fig. V.7)

La distribución y diámetro de los tornillos dados en esta conexión, se obtuvieron después de varios tanteos, aquí solo se dan los cálculos para el tanteo definitivo.

a) TORNILLOS

Para la conexión se proponen tornillos de alta resistencia A-325 con un $\phi 19$ mm (área neta = 2.01 cm^2).

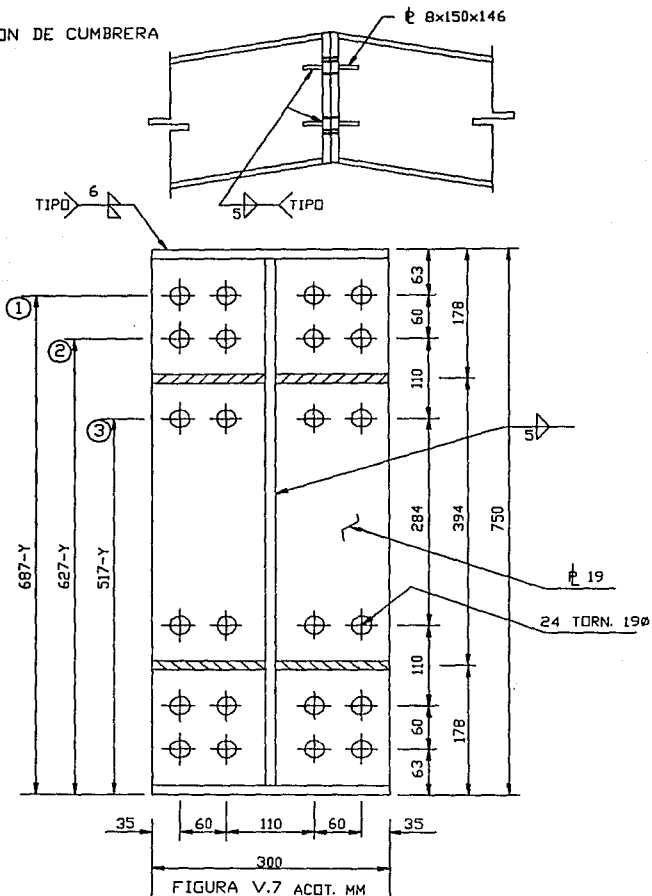
b) CALCULO DEL EJE NEUTRO (Y)

$$(bf)(tf)(tw)(Y)(Y/2) = 4(2.01)[(68.7-Y) + (62.7-Y) + (51.7-Y)]$$

$$(30)(1.3)(Y) + [(0.8)(Y)^2]/2 = 8.04[183.1 - 3Y]$$

$$39Y + 0.4Y^2 = 1,472.12 - 24Y$$

CONEXION DE CUMBRERA



$$0.4Y^2 + 63.12Y - 1,472.12 = 0$$

$$Y^2 + 157.8Y - 3,680.30 = 0$$

$$Y_1 = -178.43 \quad Y_2 = 20.63$$

$$Y = 20.63 \text{ cm}$$

c) CALCULO DEL AREA (A) Y EL MOMENTO DE INERCIA (I)

SECCION	AREA cm ²	BRAZO cm	AxB cm ³	AxB ² cm ⁴
1	8.04	48.07	386.48	18,578.23
2	8.04	42.07	338.24	14,229.88
3	8.04	31.07	249.80	7,761.37
ALMA	15.46	9.67	149.50	1,445.65
PATIN	39.00	19.98	779.22	15,568.82
Σ	78.58		Σ	57,583.95

$$A = 78.58 \text{ cm}^2 \quad y \quad I = 57,583.95 \text{ cm}^4$$

c) REVISION DE LA CONEXION

1.- POR MOMENTO Y CARGA AXIAL

$$M = 24.78 \text{ ton-m}$$

$$P = 24.30 \text{ ton}$$

$$f = -[P/A] \pm [M/I]c$$

$$f = -[24,300/78.58] \pm [2,476,000/57,583.95]c$$

$$f = -309.24 \text{ kg/cm}^2 \pm [43.0 \text{ kg/cm}^2]c$$

ZONA DE TENSION

$$f_t = -309.24 + 43.0c$$

HILERA 1

$$f_{t1} = -309.24 + 43.0(48.07) = 1,757.77 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_1)

$$P_1 = (f_{t1})(A_{torn}) = (1,757.77)(2.01)$$

$$P_1 = 3,533.12 \text{ kg}$$

ESFUERZO PERMISIBLE (F_t) (CONEXION TIPO FRICCION)

$$F_t = 3,090 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{perm} = (F_t)(A_{torn}) = (3,090)(2.01)$$

$$P_{perm} = 6,210.9 \text{ kg}$$

$$P_1 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

HILERA 2

$$f_{t2} = -309.24 + 43.0(42.07) = 1,499.77 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_2)

$$P_2 = (f_{t2})(A_{torn}) = (1,499.77)(2.01)$$

$$P_2 = 3,014.54 \text{ kg}$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{perm} = 6,210.9 \text{ kg} \quad (\text{ver HILERA 1})$$

$$P_2 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

HILERA 3

$$f_{t3} = -309.24 + 43.0(31.07) = 1,026.77 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA POR TORNILLO (P_3)

$$P_3 = (1,026.77)(2.01) = 2,063.81 \text{ kg}$$

CARGA PERMISIBLE POR TORNILLO (P_{perm})

$$P_{perm} = 6,210.9 \text{ kg} \quad (\text{ver HILERA 1})$$

$$P_3 < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

ZONA DE COMPRESION

$$f_a = -309.24 - 43.0c = -309.24 - 43.0(20.63)$$

$$f_a = 1,119.33 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION (F_a)

$$F_a = 0.6F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.3.4 IMCA pag. 136})$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

2.- POR CORTANTE (ROSCAS DENTRO DEL PLANO DE CORTE Y AGUJEROS ESTANDAR)

$$v = 2,090 \text{ kg}$$

ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE (F_v)

$$F_v = 1,230 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

FUERZA CORTANTE PERMISIBLE PARA LA CONEXION (V)

$$V = (N_o \text{ Torn.})(A_{\text{torn}})(F_v)$$

$$V = (24)(2.01)(1,230) = 59,335 \text{ kg}$$

$$v < V \quad \text{OK.}$$

3.- POR INTERACCION CORTANTE-TENSION

$$F_t = 3,090 \geq 3,870 - 1.8f_v \quad (\text{secc. 1.6.3 IMCA pag. 147})$$

$$f_v = v / [(N_o \text{ Torn.})(A_{\text{torn}})] = 2,090 / [(24)(2.01)]$$

$$f_v = 43.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$3,870 - 1.8(43.32) = 3,792.02 \text{ kg/cm}^2 > 3,090$$

Por lo tanto no hay reducci3n de esfuerzos por cortante en los tornillos.

e) ESPESOR DE PLACA TAPA (ver fig. V.8)

$$P = P_1/2 = 3,533.13/2 \quad (\text{ver inciso e de conexi3n de rodilla})$$

$$P = 1,766.56 \text{ kg}$$

$$b = [6.0/2] + 3.5 = 6.5 \text{ cm}$$

$$L = 3.41 \text{ cm}$$

$$M = PL = (1,766.56)(3.41) = 6,023.97 \text{ kg-cm}$$

$$S = M/F_b$$

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138})$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,897.5 \text{ kg/cm}^2$$

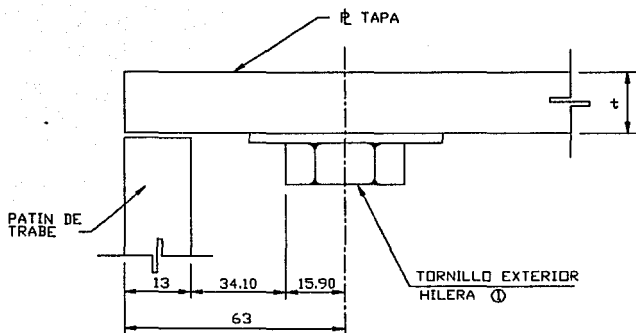


FIGURA V.8 ACDT. MM

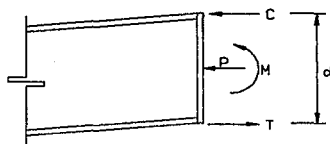


FIGURA V.9 ACDT. MM

$$S = 6,023.97/1,897.50 = 3.17 \text{ cm}^3$$

$$t = \sqrt{[6S/b]} = \sqrt{[6(3.17)/6.5]} = 1.71 \text{ cm por lo tanto:}$$

Se propone una placa con $t = 19 \text{ mm}$

REVISION DE LA PLACA TAPA POR TENSION

$$T = v = 2,090 \text{ kg}$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION (F_t)

$F_t = 0.6F_y$ en el área neta (secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135)

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

AREA TOTAL DE LA PLACA (A_T)

$$A_T = (30)(1.9) = 57 \text{ cm}^2$$

AREA NETA (A_N)

$$A_N = 1.9[30 - (4(1.9 + 0.16))] = 41.34 \text{ cm}^2$$

REVISION DE LA ESPECIFICACION 1.14.2.3 IMCA PAG. 189

$$A_N/A_T \leq 85\%$$

$$41.34/57 = 73\% < 85\% \quad \text{OK.}$$

CARGA PERMISIBLE DE LA PLACA TAPA (P_{perm})

$$P_{perm} = (F_t)(A_N) = (1,518)(41.34) = 62,754 \text{ kg}$$

$$T < P_{perm} \quad \text{OK.}$$

f) SOLDADURA DE UNION PLACA TAPA-TRABE (ver fig. V.9)

$$M = 24.76 \text{ ton-m}$$

$$P = 24.30 \text{ ton}$$

$$V = 2.09 \text{ ton}$$

$$d = 75 \text{ cm}$$

$$T = [M/d] - P = [2,476/75] - 24.30$$

$$T = 8.71 \text{ ton}$$

$$C = [M/d] + P = [2,476/75] + 24.30$$

$$C = 57.31 \text{ ton}$$

PLACA TAPA-PATINES

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (Ld)

$$Ld = bf = 30 \text{ cm}$$

Se propone soldadura de penetración completa

ESFUERZO PERMISIBLE DE LA SOLDADURA PROPUESTA (F_t)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Es igual a el del metal base (secc. 1.5.3 IMCA pag. 142)

$$F_t = 0.6F_y = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE (f_t)

$$f_t = T/A_n$$

$$A_n = (tf)(Ld) \quad (\text{secc. 1.14.6.1 IMCA pag. 171})$$

$$A_n = (1.3)(30) = 39 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 8,710/39 = 223 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

PLACA TAPA-ALMA

Se propone soldadura de filete de 5 mm en ambos lados

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (Ld)

$$Ld = (d-2tf)^2 = [75-2(1.3)]^2 = 144.8 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (Pw)

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

$$Pw = 0.7071[0.3(4,920)(0.5)(144.8)] = 75,562 \text{ kg}$$

$$V < Pw \quad \text{OK.}$$

g) DISEÑO DE ATIESADORES DE PLACA TAPA (A TENSION)

$$P = 3,014.54 + 2,063.81 = 5,078.35 \text{ kg}$$

Esta carga P la transmiten los tornillos exteriores de las hileras 2 y 3, en una longitud tributaria (L_t) de:

$$L_t = [6.0/2] + 3.5 = 6.5 \text{ cm}$$

ESFUERZO PERMISIBLE (F_t)

$$F_t = 0.6F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135})$$

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

AREA NECESARIA DE ATIESADOR (A_{nec})

$$A_{nec} = P/F_t = 5,078.35/1,518 = 3.35 \text{ cm}^2$$

ESPESOR NECESARIO DE ATIESADOR (t_a)

$$t_a = A_{nec}/L_t = 3.35/6.5 = 0.51 \text{ cm}$$

se proponen atiesadores de 8x150x146 mm

h) SOLDADURA DE UNION PLACA TAPA-ATIESADORES

Proponemos soldadura de filete de 5 mm en ambos lados

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = 2(15) = 30 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

$$P_w = 0.7071[0.3(4,920)(0.5)(30)] = 15,655.19 \text{ kg}$$

CARGA ACTUANTE (P_a)

$$P_a = 2P = 2(5,078.35) = 10,156.70 \text{ kg}$$

$P_a < P_w$ OK.

i) SOLDADURA DE UNION ALMA-ATIESADORES

Se propone soldadura de filete de 5 mm en ambos lados

V.5 CONEXION INTERMEDIA

Los elementos mecánicos en esta conexión son menores que los de la conexión de cumbrera, y como las características geométricas de las dos conexiones son similares se decidió que la conexión intermedia sea igual a la conexión de cumbrera, y no es necesario revisarla.

V.6 CONEXION DE PUNTAL DE TECHO CON TRABE (ver fig. V.10)

a) TORNILLOS

Proponemos tornillos A-307 con un $\phi 19$ mm (área neta = 2.01 cm^2), en una conexión tipo aplastamiento a cortante doble.

b) PLACA DE CONEXION

Proponemos dos placas de conexión con las dimensiones siguientes: 10x150x254 mm

c) REVISION DE LA CONEXION

$P = 3,024$ kg (ver diseño de puntales Cap. IV)

CARGA ACTUANTE POR PLACA DE CONEXION (P_a)

$P_a = P/2 = 3,024/2 = 1,512$ kg (cortante doble)

1.- CORTANTE ACTUANTE EN LOS TORNILLOS (f_v)

$f_v = P_a/A_{\text{torn}} = 1,512/2(2.01) = 376$ kg

ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE (F_v)

$F_v = 700$ kg/ cm^2 (secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142)

$f_v < F_v$ OK.

2.- TENSION EN LA PLACA DE CONEXION

$f_t = P_a/A_n$

AREA NETA (A_n)

$A_n = 1.0[25 - (2(1.9 + 0.16))] = 20.88$ cm^2

AREA TOTAL DE LA PLACA (A_t)

$A_t = (25.0)(1.0) = 25.0$ cm^2

REVISION DE LA ESPECIFICACION 1.14.2.3 IMCA PAG. 169

$A_n/A_t \leq 85\%$

$20.88/25 = 84\% < 85\%$ OK.

$f_t = 1,512/20.88 = 72.41$ kg/ cm^2

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION (F_t)

$F_t = 0.6F_y$ (secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135)

CONEXION DE PUNTAL DE TECHO CON TRABE

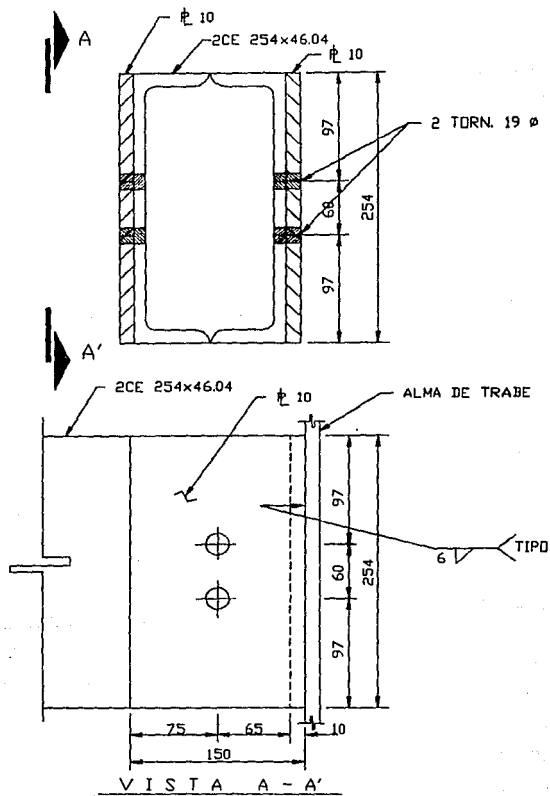


FIGURA V.10 ACOT. EN MM

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

3.- APLASTAMIENTO ENTRE LOS TORNILLOS Y LA PLACA

AREA DE APLASTAMIENTO (A_p)

$$A_p = (\phi_{\text{torn}})(t_{PL}) = (1.9)(1.0) = 1.9 \text{ cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE DE APLASTAMIENTO (f_p)

$$f_p = P_a / A_p = 1,512 / 2(1.9) = 398 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE DE APLASTAMIENTO (F_p)

$$F_p = 0.90F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.5 IMCA pag. 141})$$

$$F_p = 0.90(2,530) = 2,277 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p < F_p \quad \text{OK.}$$

4.- APLASTAMIENTO ENTRE LOS TORNILLOS Y LOS CANALES CE

AREA DE APLASTAMIENTO (A_p)

$$A_p = (\phi_{\text{torn}})(t_{c\epsilon}) = (1.9)(0.81) = 1.16 \text{ cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE DE APLASTAMIENTO (f_p)

$$f_p = P_a / A_p = 1,512 / 2(1.16) = 652 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE DE APLASTAMIENTO (F_p)

$$F_p = 2,277 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver el num. 3 de este inciso})$$

$$f_p < F_p \quad \text{OK.}$$

d) SOLDADURA DE UNION PLACA DE CONEXION-TRABE

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Se propone soldadura de filete de 6 mm en un solo lado
LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = 25 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

$$P_w = 0.7071[0.30(4,920)(0.6)(25)] = 15,655 \text{ kg}$$

$$P_a < P_w \quad \text{OK.}$$

La conexión es satisfactoria.

V.7 CONEXION DE POSTES CON TRABE (ver fig. V.11)

a) TORNILLOS

Proponemos tornillos A-307 con un $\phi 13$ mm (área neta = 0.81 cm^2), en una conexión tipo aplastamiento.

b) PLACAS DE CONEXION

Se proponen tres placas de conexión, dos de ellas tienen las siguientes dimensiones: $PL_1 = 10 \times 101 \times 200$ mm

y la otra es: $PL_2 = 10 \times 101 \times 250$

c) REVISION DE LA CONEXION

La conexión esta sometida a una fuerza de compresión, por tal motivo los tornillos no trabajan, pero según la sección 1.15.1 del IMCA pag. 173 tenemos:

$$V = 3,00 \text{ kg}$$

$$R = P = 749 \text{ kg (compresión)}$$

CARGA ACTUANTE EN LA PLACA DE CONEXION PL_1 (Pa_1)

$$Pa_1 = V/2 = 3,000/2 = 1,500 \text{ kg (cortante doble)}$$

1.- CORTANTE ACTUANTE EN LOS TORNILLOS (f_v)

$$f_v = Pa_1 / A_{\text{torn}} = 1,500 / 4(0.81) = 463 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE (F_v)

$$F_v = 700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142)}$$

$$f_v < F_v \quad \text{OK.}$$

2.- TENSION EN LA PLACA PL_1

$$f_t = Pa_1 / A_N$$

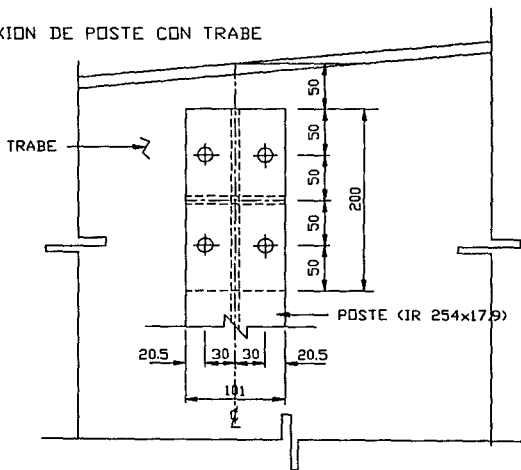
AREA NETA (A_N)

$$A_N = 1.0[10.1 - (2(1.3 + 0.16))] = 7.18 \text{ cm}^2$$

AREA TOTAL DE LA PLACA (A_T)

$$A_T = (10.1)(10) = 10.1 \text{ cm}^2$$

CONEXION DE POSTE CON TRABE



VISTA A-A

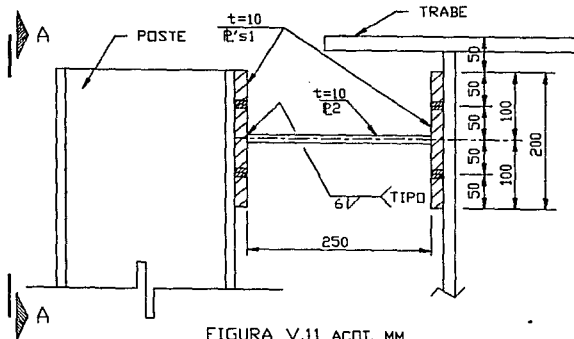


FIGURA V.11 ACOT. MM

REVISION DE LA ESPECIFICACION 1.14.2.3 IMCA PAG. 169

$$A_H/A_T \leq 85\%$$

$$7.18/10.1 = 71\% < 85\% \quad \text{OK.}$$

$$f_t = 1,500/7.18 = 209 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION (F_t)

$$F_t = 0.6F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.1 IMCA pag. 135})$$

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

3.- APLASTAMIENTO ENTRE LOS TORNILLOS Y LA PLACA PL1

AREA DE APLASTAMIENTO (A_p)

$$A_p = (\phi_{\text{torn.}})(t_{\text{PL1}}) = (1.3)(1.0) = 1.3 \text{ cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE DE APLASTAMIENTO (f_p)

$$f_p = P_{A1}/\Sigma A_p = 1,500/2(1.3) = 577 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE DE APLASTAMIENTO (F_p)

$$F_p = 0.9F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.5 IMCA pag. 141})$$

$$F_p = 0.90(2,530) = 2,277 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_p < F_p \quad \text{OK.}$$

4.- APLASTAMIENTO ENTRE LOS TORNILLOS Y EL PATIN DEL POSTE

AREA DE APLASTAMIENTO (A_p)

$$A_p = (\phi_{\text{torn.}})(t_{\text{patin}}) = (1.3)(0.53) = 0.689 \text{ cm}^2$$

ESFUERZO ACTUANTE DE APLASTAMIENTO (f_p)

$$f_p = P_{A1}/\Sigma A_p = 1,500/2(0.689) = 1,088.53 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE DE APLASTAMIENTO (F_p)

$$F_p = 2,277 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver el num. 3 de este inciso})$$

$$f_p < F_p \quad \text{OK.}$$

5.- COMPRESION EN LA PLACA PL2 (f_a)

$$f_a = P/A = 749/(1.0)(10.1) = 74.16 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE A COMPRESION (F_a)

$$F_a = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.3.5 IMCA pag. 136})$$

$$F_a = 0.75(2,530) = 1,897.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a < F_a \quad \text{OK.}$$

d) SOLDADURA ENTRE PLACAS DE CONEXION

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

$$P_{a1} = 1,500 \text{ kg}$$

Se propone soldadura de filete de 6 mm en un solo lado

LONGITUD DISPONIBLE PARA SOLDAR (L_d)

$$L_d = 10.1 \text{ cm}$$

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

$$P_w = 0.7071[0.30(4,920)(0.6)(10.1)] = 6,325 \text{ kg}$$

$$P_{a1} < P_w \quad \text{OK.}$$

V.8 CLIP PARA LARGUERO (ver fig. V.12)

a) TORNILLOS

Se proponen tornillos A-307 con un ϕ 13 mm (área neta = 0.81 cm^2), en una conexión tipo aplastamiento.

b) CLIP

Proponemos un ángulo LI 152x10 con una longitud de 230 mm

c) REVISION DE LA CONEXION

Los tornillos estan trabajando a tensión y el ángulo esta sometido a un momento flexionante.

$$W_x = 0.0828 \text{ kg/cm}$$

$$l_x = 1,000 \text{ cm}$$

(ver diseño de largueros de techo Cap. IV)

$$P_x = (W_x)(l_x) = (0.0828)(1,000) = 82.8 \text{ kg}$$

1.- TENSION EN LOS TORNILLOS (f_t)

$$T = P_x = 82.8 \text{ kg}$$

$$f_t = T/A_{\text{torn}} = 82.8/4(0.81) = 25.5 \text{ kg/cm}^2$$

CLIP PARA LARGUERO

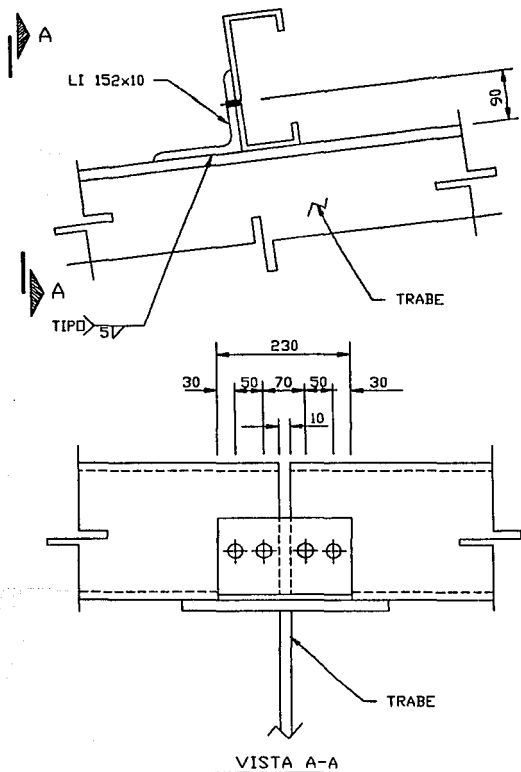


FIGURA V.12 ACOT. MM

ESFUERZO DE TENSION PERMISIBLE (F_t)

$$F_t = 1,410 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

$$f_t < F_t \quad \text{OK.}$$

2.- REVISION DEL ESPESOR DEL ANGULO

$$t = \sqrt{[6M/bF_b]}$$

$$M = PL = (82.8)(9.0) = 745.2 \text{ kg-cm}$$

$$b = 23 \text{ cm}$$

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138})$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,897.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{[6(745.2)/(23)(1,897.5)]} = 0.32 \text{ cm}$$

$$10 \text{ mm} > 3.2 \text{ mm} \quad \text{OK.}$$

d) SOLDADURA DE UNION CLIP-TRABE

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos soldadura de filete de 5 mm, colocado en toda la longitud de la pierna del ángulo ($l = 15.2 \text{ cm}$).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (F_w)

$$F_w = 0.7071[0.30(4,920)(0.5)] = 521.8 \text{ kg/cm}$$

ESFUERZOS EXISTENTES EN LA SOLDADURA (f_w)

$$f_w = \sqrt{[f_x^2 + f_v^2]}$$

$$f_x = M/S$$

$$M = 745.2 \text{ kg-cm}$$

$$S = d^2/3 = (15.2)^2/3 = 77 \text{ cm}^2$$

$$f_x = 745.2/77 = 9.7 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = P_x/d = 82.8/15.2 = 5.45 \text{ kg/cm}$$

$$f_w = \sqrt{[(9.7)^2 + (5.45)^2]} = 11.13 \text{ kg/cm}$$

$$f_w < F_w \quad \text{OK.}$$

REVISION DE LA LONGITUD DE SOLDADURA

LONGITUD MINIMA (Lm)

$$Lm = 4(\text{tamaño de soldadura}) \quad (\text{secc. 1.17.4 IMCA pag. 182})$$

$$Lm = 4(0.5) = 2.0 \text{ cm}$$

$$Lm < 1 \quad \text{OK.}$$

V.9 CONEXION DE CONTRAVANTEO DE TECHO CON TRABE (fig. V.13)

a) ESPESOR DE PLACA PL_a

Consideramos a esta placa como doblemente empotrada, apoyada en las placas PL_a, y con una carga P (transmitida por el contravanteo), actuando en el centro de ella.

$$P = 3,209 \text{ kg} \quad (\text{ver diseño de contravanteo de techo Cap. IV})$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$l = 10 \text{ cm}$$

$$M = Pl/8 = [(3,209)(10)]/8 = 4,011.25 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{[6M/bF_b]}$$

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{secc. 1.5.1.4.3 IMCA pag. 138})$$

$$F_b = 0.75(2,530) = 1,897.50 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_b = 1.33(1,897.50) \quad (\text{secc. 1.5.6 IMCA pag. 145})$$

$$F_b = 2,523.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{[6(4,011.25)/(10)(2,523.7)]} = 0.98 \text{ cm}$$

por lo tanto se propone una placa con $t = 10 \text{ mm}$

b) ESPESOR DE PLACAS PL_b

Será igual a el de la placa PL_a, $t = 10 \text{ mm}$

c) SOLDADURA DE UNION ENTRE PL_a-PL_b

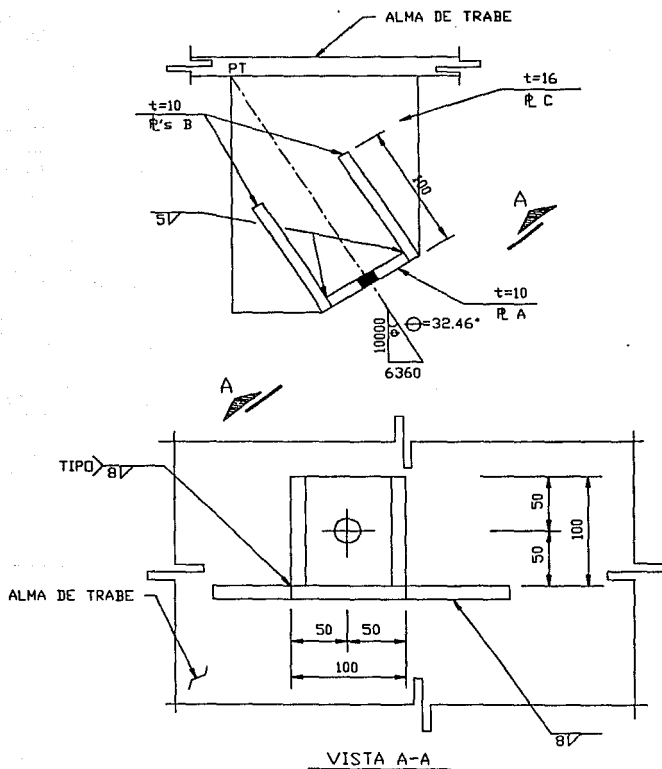
USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos una soldadura de filete de 5 mm con una longitud de 10 cm.

$$w = 5 \text{ mm}$$

$$lw = 100 \text{ mm}$$

CDNEXION DE CONTRAVENTADO DE TECHO CON TRABE



VISTA A-A
FIGURA V.13 ACDT. MM

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (Pw)

$$P_w = (F_t)(w)(lw)$$

$$F_t = 0.6F_y \quad (\text{secc. 1.5.3 IMCA pag. 142})$$

$$F_t = 0.6(2,530) = 1,518 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_w = (1,518)(0.5)(10) = 7,590 \text{ kg}$$

CARGA ACTUANTE EN LA SOLDADURA PROPUESTA (P)

Vamos a considerar que la barra de contraventeo esta actuando a su máxima capacidad, teniendo en cuenta además el incremento del 33% que se permite por cargas accidentales.

$$P = (F_t)(A_w)$$

$$F_t = 0.33F_u \quad (\text{secc. 1.5.2.1 IMCA pag. 142})$$

$$F_t = 0.33(4,850) = 1,600.50 \text{ kg/cm}^2$$

POR SER CARGA DE VIENTO

$$F_t = 1.33(1,600.50) \quad (\text{secc. 1.5.6 IMCA pag. 145})$$

$$F_t = 2,129 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = (2,129)(2.01) = 4,279 \text{ kg}$$

$$P < P_w \quad \text{OK.}$$

d) ESPESOR DE PLACA PLc

Esta placa fué considerada como empotrada en el lado que se une a la trabe, y actúa sobre ella un momento flexionante producido por el contraventeo.

$$P = 3,209 \text{ kg}$$

$$b = 16 \text{ cm}$$

$$d = 5 \text{ cm}$$

$$M = Pd = (3,209)(5) = 16,045 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{[6M/bF_b]}$$

$$F_b = 2,523.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver inciso a})$$

$$t = \sqrt{[6(16,045)/(16)(2,523.7)]} = 1.54 \text{ cm}$$

Proponemos una placa con $t = 16 \text{ mm}$

e) SOLDADURA DE UNION ENTRE PLc-PLb

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos una soldadura de filete de 8 mm, colocada en toda la longitud de la placa PLb (l = 10 cm).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (Fw)

$$F_w = 0.7071[0.3(4,920)(0.8)] = 834.9 \text{ kg/cm}$$

ESFUERZOS EXISTENTES EN LA SOLDADURA PROPUESTA (fw)

$$f_w = \sqrt{[f_x^2 + f_v^2]}$$

$$f_x = M/S$$

$$M = Pd$$

$$P = 4,279 \text{ kg (ver inciso c)}$$

$$d = 5.0 \text{ cm}$$

$$M = (4,279)(5.0) = 21,395 \text{ kg-cm}$$

$$S = l^3/3 = (10)^3/3 = 33.33 \text{ cm}^3$$

$$f_x = 21,395/33.33 = 641.85 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = P/l = 4,279/10 = 427.9 \text{ kg/cm}$$

$$f_w = \sqrt{[(641.85)^2 + (427.9)^2]} = 771.41 \text{ kg/cm}$$

$$f_w < F_w \quad \text{OK.}$$

f) SOLDADURA DE UNION PLACA PLc-TRABE

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos soldadura de filete de 8 mm, colocado en toda la longitud de apoyo entre placa y trabe (l = 16 cm).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (Fw)

$$F_w = 0.7071[0.3(4,920)(0.8)] = 834.94 \text{ kg/cm}$$

ESFUERZOS EXISTENTES EN LA SOLDADURA PROPUESTA (fw)

$$P = 4,279 \text{ kg (ver inciso c)}$$

$$P_x = (P)(\text{Sen}\theta) = (4,279)(\text{Sen } 32.46^\circ) = 2,296 \text{ kg}$$

$$P_y = (P)(\text{Cos}\theta) = (4,279)(\text{Cos } 32.46^\circ) = 3,611 \text{ kg}$$

$$f_w = \sqrt{[f_y^2 + f_v^2]}$$

$$f_y = M/S$$

$$M = (P_y)(l/2) = (3,611)(16/2) = 28,888 \text{ kg-cm}$$

$$S = (l)^2/6 = (16)^2/6 = 42.7 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 28,888/42.7 = 676.53 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = P_x/l = 2,296/16 = 143.5 \text{ kg/cm}$$

$$f_w = \sqrt{[(676.53)^2 + (143.5)^2]} = 691.58 \text{ kg/cm}$$

$$f_w < F_w \quad \text{OK.}$$

V.10 CONEXION DE CONTRAVANTEO LATERAL (ver fig. V.14)

a) ESPESOR DE PLACA PL_A

Consideramos a esta placa como doblemente empotrada, apoyada en las placas PL_B, y con una carga P (transmitida por el contravanteo), actuando en el centro de ella.

$$P = 5,984 \text{ kg} \quad (\text{ver diseño de contravanteo de pared Cap. IV})$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$l = 10 \text{ cm}$$

$$M = Pl/8 = [(5,984)(10)]/8 = 7,480 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{[6M/bF_b]}$$

$$F_b = 2,523.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver conexión de contravanteo de techo secc. V.9})$$

$$t = \sqrt{[6(7,480)/(10)(2,523.7)]} = 1.33 \text{ cm}$$

por lo tanto se propone una placa con $t = 16 \text{ mm}$

b) ESPESOR DE PLACAS PL_B

Será igual a el de la placa PL_A, $t = 16 \text{ mm}$

c) SOLDADURA DE UNION ENTRE PL_A-PL_B

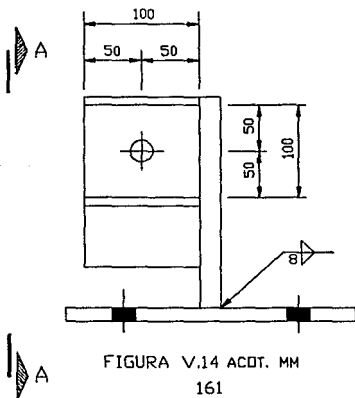
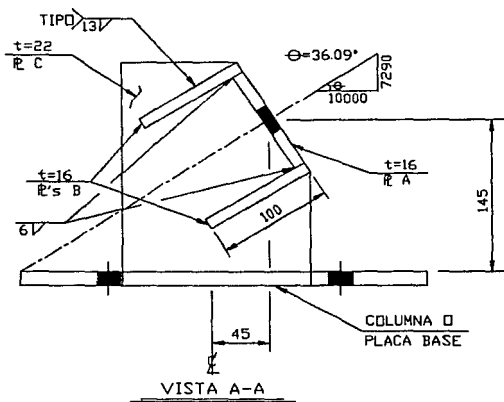
USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos una soldadura de filete de 6 mm con una longitud de 10 cm.

$$w = 6 \text{ mm}$$

$$lw = 100 \text{ mm}$$

CONEXION DE CONTRAVENTADO LATERAL



CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (P_w)

$$P_w = (1,518)(0.6)(10) = 9,108 \text{ kg (ver conexión de contraventeo de techo secc. V.9)}$$

CARGA ACTUANTE EN LA SOLDADURA PROPUESTA (P)

$$P = (2,129)(3.55) = 7,558 \text{ kg (ver conexión de contraventeo de techo secc. V.9)}$$

$$P < P_w \quad \text{OK.}$$

d) ESPESOR DE PLACA PL_c

Esta placa fue considerada como empotrada en el lado que se une a la columna o a la placa base, y actúa sobre ella un momento producido por el contraventeo.

$$\begin{aligned} P &= 5,984 \text{ kg} \\ b &= 16.5 \text{ cm} \\ d &= 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M = Pd = (5,984)(5) = 29,920 \text{ kg-cm}$$

$$t = \sqrt{[6M/bF_b]}$$

$$F_b = 2,523.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{ver inciso a})$$

$$t = \sqrt{[6(29,920)/(16.5)(2,523.7)]} = 2.08 \text{ cm}$$

Proponemos una placa con $t = 22 \text{ mm}$

e) SOLDADURA DE UNION ENTRE PL_c-PL_b

USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos una soldadura de filete de 13 mm, colocada en toda la longitud de la placa PL_b ($l = 10 \text{ cm}$).

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (F_w)

$$F_w = 0.7071[0.30(4,920)(1.3)] = 1,356.8 \text{ kg/cm}$$

ESFUERZOS EXISTENTES EN LA SOLDADURA PROPUESTA (f_w)

$$f_w = \sqrt{[f_x^2 + f_v^2]}$$

$$f_x = M/S$$

$$M = Pd$$

$$\begin{aligned} P &= 7,558 \text{ kg (ver inciso c)} \\ d &= 5.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M = (7,558)(5.0) = 37,790 \text{ kg-cm}$$

$$S = l^2/3 = (10)^2/3 = 33.3 \text{ cm}^2$$

$$f_x = 37,790/33.3 = 1,133.7 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = P/l = 7,558/10 = 755.8 \text{ kg/cm}$$

$$f_w = \sqrt{[(1,133.7)^2 + (755.8)^2]} = 1,362.5 \text{ kg/cm}$$

$$f_w \approx F_w \quad \text{OK.}$$

- f) SOLDADURA DE UNION PLACA PLc-COLUMNA O PLACA BASE
USANDO ELECTRODOS E-70-XX

Proponemos soldadura de filete de 8 mm, colocada en toda la longitud de apoyo entre placa y columna o placa base ($l = 16.5$ cm), en ambos lados.

CAPACIDAD DE LA SOLDADURA PROPUESTA (F_w)

$$F_w = 0.7071[0.3(4,920)(1.6)] = 1,670 \text{ kg/cm}$$

ESFUERZOS EXISTENTES EN LA SOLDADURA PROPUESTA (f_w)

$$P = 7,558 \text{ kg} \quad (\text{ver inciso c})$$

$$P_x = (P)(\cos\theta) = (7,558)(\cos 36.09^\circ) = 6,107.56 \text{ kg}$$

$$P_y = (P)(\sin\theta) = (7,558)(\sin 36.09^\circ) = 4,452.08 \text{ kg}$$

$$f_w = \sqrt{[f_y^2 + f_v^2]}$$

$$f_y = M/S$$

$$M = (P_x)(14.5) - (P_y)(4.5)$$

$$M = [(6,107.56)(14.5)] - [(4,452.08)(4.5)] = 68,525.26 \text{ kg-cm}$$

$$S = l^2/6 = (16.5)^2/6 = 45.38 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 68,525.26/45.38 = 1,510 \text{ kg/cm}$$

$$f_v = P_x/l = 6,107.56/16.5 = 370.16 \text{ kg/cm}$$

$$f_w = \sqrt{[(1,510)^2 + (370.16)^2]} = 1,554.74 \text{ kg/cm}$$

$$f_w < F_w \quad \text{OK.}$$

CAPITULO VI
FABRICACION

VI. FABRICACION

VI.1 GENERALIDADES

Despues de hacer el diseño de los elementos estructurales y sus conexiones, estamos en la posibilidad de dar el siguiente paso, que es la fabricación de la estructura.

Como el proceso de fabricación de cada uno de los elementos estructurales es muy similar, he decidido describir cada una de las etapas que lo componen, no refiriendome a un elemento en particular si no de forma general, además creo que es importante bosquejar, antes de entrar en detalles de el proceso de fabricación, cuales son los criterios generales para la planeación de un taller, pues es ahí donde se va a llevar a cabo la fabricación.

Entonces por las razones ya mencionadas, este capítulo se integró de la siguiente forma, primero nos avocamos a exponer, de forma hasta cierto punto simple, lo que debe ser un taller de fabricación de estructuras metálicas, en seguida, y sin ahondar en detalles incesarios, se describe cada una de las etapas que constituyen la fabricación de los elementos estructurales, y por último se incluye un plano, en el que se muestra de forma gráfica como se debe presentar la información, para que sea posible que en taller se procese, el plano corresponde a la trabe baja del marco.

VI.2 EL TALLER

Dada la gran variedad de tipos de estructuras que se nos presentan, lo cual implica diferentes configuraciones y equipamientos de talleres, vamos a tratar de configurar un taller que esté capacitado para fabricar todo tipo de estructuras, los criterios generales que se deben considerar para la planeación de un taller pueden ser los siguientes:

- 1.- Tipo de estructura a fabricar. Para nuestro caso se ha decidido que se debe pensar en todas.
- 2.- Determinación de las piezas más grandes y pesadas para seleccionar dimensiones de naves y medios de maniobra dentro del taller.
- 3.- Especificación de los procesos de fabricación más delicados para selección del equipo y maquinaria de producción.
- 4.- Determinación de los departamentos que deben integrar un taller con un perfil de sus características.
- 5.- Areas necesarias en el taller y tipo de naves.
- 6.- Perfil del personal necesario.

7.- En función del volumen de producción esperado, determinación del tamaño del taller.

Aun cuando algunos conceptos son difíciles de precisar, si podemos concretar que un taller de fabricación de estructuras metálicas debe contar con las siguientes actividades o departamentos.

VENTAS
INGENIERIA
RELACIONES INDUSTRIALES
COMPRAS
CONTABILIDAD
PRODUCCION
- RECEPCION
- HABILITADO
- ARMADO
- SOLDADO
- ACABADOS
- EMBARQUE
CONTROL DE CALIDAD
MANTENIMIENTO
CONTROL DE PRODUCCION

Se requiere además un líder que coordine todas las actividades, es decir una gerencia. Dependiendo del tamaño de la organización, algunas actividades pueden juntarse en un solo departamento para que sea una sola persona la que controle varios departamentos, por ejemplo la gerencia y ventas, producción y compras, mantenimiento y control de producción, ingeniería y control de calidad.

En cuanto al personal, y de acuerdo con el cumplimiento de las actividades descritas, el taller deberá contar con el siguiente personal:

GERENCIA	Un técnico o ingeniero administrador Una secretaria
VENTAS	Dos agentes técnicos
INGENIERIA	Un ingeniero Un técnico diseñador Tres dibujantes
RELACIONES INDUSTRIALES	Un técnico en relaciones industriales Dos asistentes Una secretaria
CONTABILIDAD	Un contador público Dos auxiliares de contabilidad Una secretaria Un mensajero

COMPRAS	Dos agentes compradores
PRODUCCION	Un ingeniero mecánico Tres supervisores de producción Cuatro operadores de maquinas Ocho armadores Diez y seis soldadores Veinticuatro obreros y ayudantes Cuatro operadores de sistemas de limpieza Cuatro pintores Tres maniobristas
CONTROL DE CALIDAD	Dos agentes técnicos
MANTENIMIENTO	Un ingeniero mecánico electricista Dos supervisores
CONTROL DE PRODUCCION	Dos agentes técnicos

Lo anterior nos da un total de 94 personas, de las cuales 87 son productivas y 27 de administración y servicios. Como configuración preliminar la relación de un administrador por más de dos productivos no es muy conveniente ya que en un taller de estructuras la relación debe ser cercana o superior a tres por uno.

En este momento nos damos cuenta de lo importante que resulta el definir un volumen de producción y el tipo de estructura a fabricar, por que definiendo estos conceptos se puede reducir personal en control de calidad, ingeniería y desde luego en producción.

Continuando con la configuración de un taller de estructuras la maquinaria y equipo que en un momento dado se puede requerir es el siguiente:

- Prensas horizontales para enderezado de perfiles
- Cizalla cortadora de placa de hasta 19 mm de espesor
- Taladro radial de 120 cm
- Taladros de base magnética
- Prensa punzonadora de 25x19 mm
- Torno paralelo roscador
- Sierra disco
- Prensa cortadora de perfiles
- Equipos para oxicorte tipo ratón
- Multiflamas
- Equipos para oxicorte manual
- Cabezales para soldadura de arco sumergido con máquina de soldar de 600 amp
- Cabezales para soldadura semi-automática de 600 amp
- Equipos de trazo
- Máquinas de soldar manual, de 300 amp

- Esmeriles neumáticos
- Equipos para pintura
- Juegos de aparatos y equipo de control de calidad
- Lotes de herramientas diversas como escareadores, marros, martillos, cincelos, llaves, marcaje, etc

En lo que se refiere a las instalaciones fabriles, estas deberan contar con una subestación de unos 500 KVA, con transformadores a 110, 220 y 440 volts, un compresor de aire a 100 libras por pulgada cuadrada de presión y desde luego servicio de agua potable. Las naves deberán contar con grúas viajeras eléctricas.

Con todo lo aquí comentado, bien podemos hacer un esquema de un taller de estructuras, el cual se ilustra en la figura VI.1, en la que se muestran las diversas áreas requeridas.

VI.3 EL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

Despues de explicar brevemente lo relacionado a la estructuración de un taller, voy a describir todo lo concerniente a los tres departamentos que considero de más interes dentro del taller, ya que estos son los que desarrollan las actividades productivas, el resto se consideran de apoyo pues son de administración y servicios, los tres departamentos a que me estoy refiriendo son el departamento de ingeniería, el de producción y el de control de calidad.

Corresponde al departamento de ingeniería el interpretar las especificaciones básicas de diseño y los dibujos generales arquitectónicos para traducirlos a planos de taller en donde se indiquen claramente todas las medidas e instrucciones para que el taller pueda fabricar sin errores de interpretación.

La elaboración de los planos de taller o dibujos de detalle requiere del conocimiento de las especificaciones que norman la fabricación, de los materiales usados y de las técnicas de corte, soldadura y montaje; estos dibujos deben indicar al taller a traves de un lenguaje técnico, toda la información necesaria para la fabricación y el montaje.

La elaboración de estos planos, implica también el conocimiento y dominio de las técnicas de trazo y dibujo industrial, que en terminos generales requieren de los conocimientos elementales de geometría y trigonometría complementados con la simbología utilizada para tornillería, soldadura, barrenado y maquinados.

Toda esta técnica de dibujo se encuentra normalizada con la finalidad de usar un lenguaje gráfico común y evitar omisiones.

Los dibujos de taller deben incluir, entonces, especificaciones precisas de materiales, soldadura, procesos de

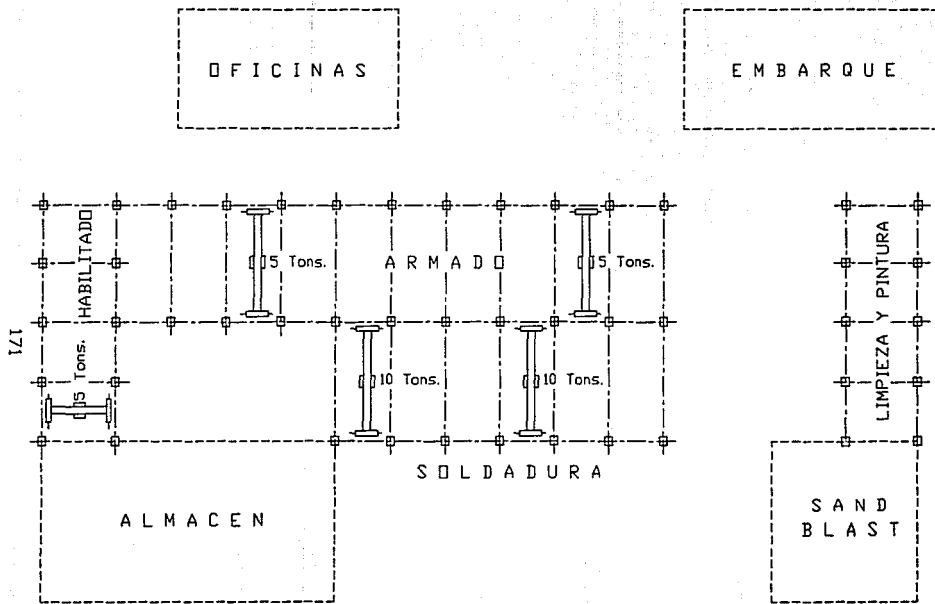


FIGURA VI.1

soldadura, indicaciones de maquinado, barrenado, pruebas, inspecciones de control de calidad y en ocasiones procesos de manufactura especiales con los cuales deba tenerse cuidado.

El departamento de ingeniería no solo elabora los planos de taller, también realiza otras actividades, específicamente lleva a cabo lo siguiente:

- a) Prepara listas de materiales.
- b) Planos de taller.
- c) Numeración de dibujos y sistemas de marcaje necesario para transporte y montaje.
- d) Hace dibujos de detalle.
- e) Abunda en las especificaciones del proyecto, marcando en los dibujos las notas necesarias para la fabricación, haciendo énfasis en los procesos especiales que se requerirán, como tratamientos térmicos, inspecciones de control de calidad presentaciones en taller, marcaje de piezas, limpieza y pintura.
- f) Atiende y aclara dudas con el cliente y con el personal del taller.
- g) Tramita aprobación de dibujos.
- h) Calcula pesos para estimaciones de precios.

La información generada en el departamento de ingeniería, debe distribuirse a todas las áreas de la fábrica, aun cuando no toda la información se entrega a todos los departamentos.

A ventas para las relaciones con el cliente, con quien previamente estableció un programa de fabricación y transporte de acuerdo con ingeniería y producción.

A compras para adquisición de materiales y componentes.

Obviamente a producción quien a su vez reparte la información a las diferentes secciones de producción.

A control de calidad para programar las inspecciones necesarias que van desde la revisión de las ordenes de compra hasta la inspección final antes del embarque.

Con la información y el material en planta, se puede iniciar la fabricación.

VI.4 EL DEPARTAMENTO DE PRODUCCION

Como ya vimos el departamento de producción se divide en varias secciones y ahora voy a describir cada una de ellas.

RECEPCION DEL MATERIAL PARA FABRICACION

Con esta etapa se inicia el proceso de fabricación de una estructura metálica, consiste en la recepción y aceptación del material adquirido por medio del departamento de compras, el material debe cumplir con las tolerancias máximas permitidas de laminación, para ser aceptado, la verificación de dichas tolerancias se realiza con la carga todavía en el transporte del proveedor, y se aplica a una muestra representativa del material obtenida de manera aleatoria, una vez aceptado, el material se descarga y se estiba de la forma más conveniente que facilite su manejo cuando se requiera para su utilización.

HABILITADO

Cuando el material se encuentra ya en el taller, de acuerdo a los programas de fabricación, empieza su distribución, generalmente al primer lugar que llega es a la sección de habilitado y ahí empieza su transformación, las actividades que realiza esta sección consisten en trazar, cortar, enderezar, doblar y en general preparar los materiales para que puedan ser utilizados por las otras secciones.

ARMADO

Durante el proceso de fabricación, indudablemente que una de las secciones más interesantes es la de armado, cuya función básica es la de dar la forma y dimensiones finales de las piezas, dentro de las tolerancias establecidas, requiere de personal capacitado con conocimientos de geometría y trigonometría para que pueda leer e interpretar planos y hacer cálculos y trazos de escuadramientos, triangulaciones para lograr la geometría deseada. Es de mucha utilidad el que en su área se disponga de mesas niveladas de trabajo para el armado de piezas de todos tipos; su trabajo termina al dejar las piezas rígidamente punteadas con soldadura y a las dimensiones requeridas para que a continuación se realice el proceso de soldadura.

SOLDADO

La soldadura es la parte más interesante y delicada del proceso, desde el punto de vista de la fabricación lo que más se cuida durante la soldadura es evitar las deformaciones de la pieza estableciendo una buena secuencia, sin descuidar la selección del electrodo o metal de aporte adecuado (que es el método más comúnmente usado en fabricación de estructuras), así como la selección de amperaje en la máquina y la cadencia a seguir.

En lo que se refiere al personal obrero, es muy importante establecer procedimientos de calificación de los soldadores, las

cuales deben hacerse periódicamente, ya que en una buena medida la calidad de la soldadura depende de la habilidad manual del soldador.

ACABADOS

Indudablemente que cualquier propietario desea que sus propiedades le duren el máximo de tiempo posible; este argumento es válido también para las estructuras metálicas.

Por razones naturales el acero dura muchos años en buenas condiciones de servicio; un buen cálculo, buenos recubrimientos protectores y un buen mantenimiento harán que dure aún más de lo esperado inicialmente.

El enemigo a vencer es la corrosión, que es la que finalmente determina la vida del acero y no así las propiedades contra la fatiga que posee el material, que en términos generales le permiten un mayor número de años de vida, por que además, durante el diseño se debe checar el número de ciclos de carga a que se ve sometida la estructura cuando está va a estar bajo cargas cíclicas repetitivas, cuando la estructura es completamente estática en cuanto a cargas, el cálculo por fatiga resulta prácticamente despreciable.

Como se sabe, el acero se oxida por efectos de la combinación del oxígeno con el hierro del acero, que forman el óxido de hierro. Estos dos elementos son muy afines entre sí, de tal manera que para que la reacción se lleve a cabo no requieren de ningún catalizador ni de energía adicional.

Alguien ha definido a la corrosión como el proceso que vuelve a los elementos a sus orígenes naturales.

Así pues, el hierro, que es el elemento principal del acero tiende a regresar al óxido de hierro o a las sales ferrosas.

Se trata entonces de evitar que el acero por su estructura inestable, permita que el hierro que contiene se ponga en contacto con aquellos elementos con los cuales puede combinarse fácilmente.

En el caso de corrosiones por oxidación ambiental, que es el caso que nos ocupa, existen muchos medios para la protección del acero, cualquier protección que se aplique debe ser particularmente cuidadosa. Estas protecciones van desde los primarios anticorrosivos que se aplican después de una buena limpieza, hasta los esmaltes epoxicos y alquídicos, la selección de los recubrimientos es muy variable y depende de las condiciones en que estará trabajando la estructura.

Sea cual fuere el recubrimiento elegido, este se aplica con todas las medidas necesarias en el departamento de acabados.

EMBARQUE Y TRANSPORTE

A pesar de tratarse de un proceso sencillo, bien dominado en México, no deja de tener su importancia y desde luego debe cuidarse y vigilarse para no dañar a las piezas ni a su recubrimiento, sobre todo durante las maniobras de carga y descarga.

El transporte debe planearse de acuerdo a las necesidades de montaje y a las limitaciones de puentes, tuneles y otros obstáculos que pudieran presentarse en la ruta seleccionada.

Las limitaciones en el transporte pueden incidir en los procesos de fabricación y montaje por el tamaño y peso de las piezas, incrementando el trabajo durante el montaje aun cuando lo más deseable es fabricar lo más que se pueda en el taller por las comodidades y recursos con que se cuenta en este, evitando al máximo trabajos en el campo para facilidad en el montaje.

Sin embargo, no siempre es posible y es necesario estudiar y acordar previamente todo lo relacionado con el transporte.

VI.5 EL DEPARTAMENTO DE CONTROL DE CALIDAD

Al recibirse la información de un proyecto determinado en el área de control de calidad, el personal de este departamento procede a revisar todas las especificaciones, requerimientos y pruebas del proyecto, estableciendo una relación de actividades a realizar y las fechas en que deben ejecutarse esas actividades, que deben ser congruentes con el programa general de fabricación.

Antes de referirnos a las actividades de inspección y verificación propiamente dichas, es importante resaltar, que como responsabilidades generales, control de calidad debe verificar con auxilio de mantenimiento, el buen estado de todas las instalaciones del taller como son:

- Voltaje de llegada a las máquinas
- Presión del aire de trabajo
- Geometría correcta de las máquinas herramienta, escuadrismos, paralelismos, concentricidades, etc.
- Verificación y en su caso calibración periódica de los aparatos e instrumentos de medición, tanto de los usados en el taller como los del propio departamento, como son niveles ópticos, pies de rey, micrómetros, flexómetros, aparatos de ultrasonido de partículas magnéticas, etc.

Lo referente al control de calidad, y aceptación de las estructuras, son aspectos de vital importancia para el fabricante y el cliente final y se deben acordar y definir desde la elaboración de las especificaciones básicas del proyecto, ya que las memorias de cálculo se ven afectadas por los factores de servicio y de seguridad que por normas deben considerarse, y esos

factores a su vez estaran en función del tipo de soldaduras, uniones o juntas pre-seleccionadas y de los niveles de inspección.

Ocurre con frecuencia que las normas de inspección no se especifican en el proyecto o en el contrato correspondiente originandose con esto muchos problemas de criterios de aceptación. Por consiguiente, es muy importante establecer como referencia, los criterios de inspección a seguir, referidos siempre a alguna norma reconocida.

En estructuras metalicas en general, las inspecciones que debe realizar por sistema, un departamento de control de calidad son los siguientes:

- a) Revisar que las ordenes de compra de materiales incluyan los requerimientos de calidad, que son las especificaciones del material y las certificaciones de colada y de inspección por parte del proveedor.
- b) Recepción de los materiales, verificando dimensiones y certificados; cuando sea necesario ultrasonar placas de más de 19 mm de espesor, esto puede subcontratarse o hacerse por el propio taller, o bien por el proveedor.
- c) Durante el proceso de fabricación verifica en el habilitado, y en el armado todas las medidas y geometría de las piezas, incluyendo las preparaciones para soldadura o los trazos para barrenos.
- d) La soldadura, es sin lugar a dudas, el proceso más delicado y que requiere de mayores niveles de inspección y de conocimientos por parte del inspector, como ya se ha mencionado, los requerimientos de inspección de soldadura deben establecerse desde la realización del proyecto ya que de esto depende el establecer, por parte del taller, los procedimientos de soldadura que deben seguirse, estos procedimientos deben ser calificados y aceptados por control de calidad.

Una vez aplicada la soldadura, los procedimientos que se siguen, de acuerdo al diseño de la estructura, son básicamente:

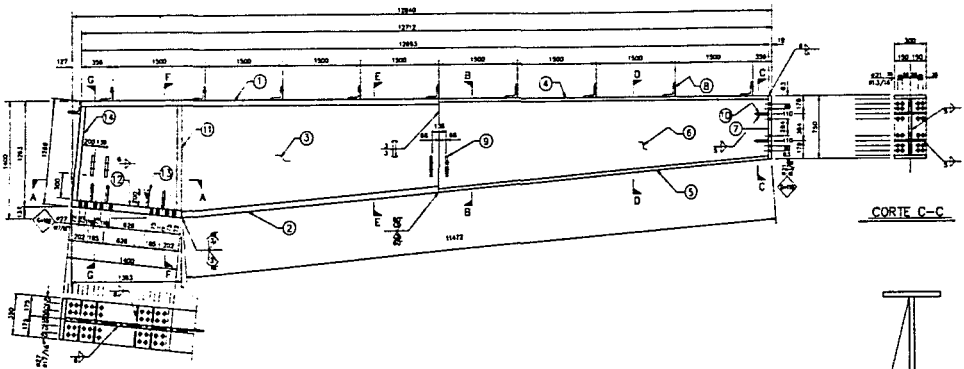
- Inspección visual
- Líquidos penetrantes
- Partículas magnéticas
- Ultrasonido
- Radiografiado

La aplicación de alguno de los procesos de inspección dependerá no únicamente de lo especificado en el contrato, también dependerá del tipo de cordón de soldadura, de su

ubicación en la estructura que físicamente permita un proceso u otro.

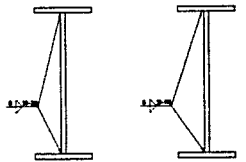
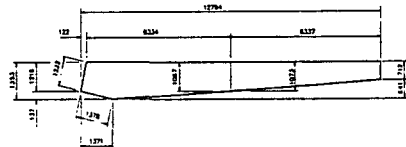
Independientemente del proceso de inspección que se especifique es muy importante hacer énfasis en que los resultados de la inspección deben interpretarse por los inspectores y los que aceptarán el trabajo, jugando un papel muy importante el criterio y la experiencia de ambas partes. Precisamente, para normar esos criterios, se establecieron las normas o estándares y en este caso las que más se utilizan son las del AWS (American Welding Society) que indican criterios de aceptabilidad o rechazo para cada uno de los procesos de inspección.

- e) La parte final del control de calidad en el taller lo constituye la verificación dimensional y geométrica de las piezas. Así como el constatar el cumplimiento con la norma de limpieza cuando así se especifique y la comprobación de la adherencia y el espesor de los recubrimientos protectores de las piezas.
- f) Para una mayor seguridad en el transporte debe inspeccionarse el estibado de las piezas en el medio de transporte que se haya seleccionado.



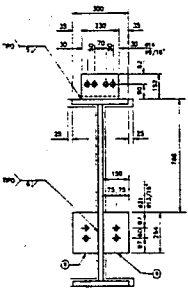
CORTE C-C

CORTE A-A

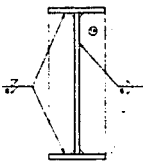


CORTE E-E

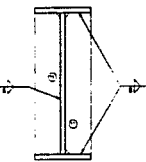
CORTE D-D



CORTE B-B



CORTE G-G



CORTE F-F

DIAGRAMA DE CORTE DE ALMAS

NOTAS:
 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
 2.- MARCAR LA PEZA CON EL N° 10-1

N°	CANTIDAD	DESCRIPCION	UNIDAD	REFERENCIA
14	1	PERNO	8.8	E 22-250x120
13	8	ARREBOLADO	3.47	E 341 70x70
12	1	PLACA TAPA	600.00	E 25x150x400
11	2	ATRAPADO	6.14	E 25x 70x134
10	4	ARREBOLADO	7.48	E 84x44x30
9	8	PLACA DE BARRA METAL DE FLECHO	1.90	E 10x 150x74
8	12	CUP PARA UJOS	1.80	U 15x12x38
7	1	PLACA DE CONEXION	21.47	E 80x200x76
6	1	ALMITE	10.00	E 80x 6x127
5	1	PERNO	39.86	E 13x30x147
4	1	PERNO	39.86	E 13x30x147
3	1	ALMITE	10.00	E 13x30x147
2	1	PERNO	17.87	E 22x20x12
1	1	PERNO	17.87	E 22x20x12

FIDEL FLORES PEREZ 267.43 KG AGENO A-96

ENSAMBLE TRABE BAJA

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	ENSAMBLE TRABE BAJA	1	267.43	267.43

TESIS PROFESIONAL D 000:

CAPITULO VII
MONTAJE

VII. MONTAJE

VII.1 GENERALIDADES

A diferencia del proceso de fabricación que es muy similar para la mayoría de los elementos estructurales, el plan de montaje es casi siempre único para cada obra, pues las condiciones que rodean a una estructura casi nunca se repiten en su totalidad en otra, por tal razón este capítulo fue formado de la siguiente manera; inicialmente damos los criterios generales para llevar a cabo el montaje de una estructura metálica, y finalmente se proporciona un plan de montaje en particular para la nave industrial que se está estudiando en este trabajo, además se incluye un plano de montaje para los marcos.

VII.2 FASES DEL MONTAJE

Para llevar a cabo un plan de construcción económico, se deben tomar en cuenta los problemas con que se enfrenta el montador de la estructura de acero. El montaje estructural consiste en tomar diferentes partes de acero que han sido fabricadas a base de placas, ángulos y otros perfiles rolados, y colocarlas en el campo de sus posiciones correctas para formar una estructura de acero terminada. El montaje incluye los pasos previos a la colocación precisa de dichos miembros, y las operaciones subsiguientes de alineamiento, plomeo y fijación permanente mediante tornillos, y soldadura; otras fases del montaje de acero estructural son la preparación y desmantelamiento posterior del equipo necesario para efectuar todas las operaciones implícitas en la construcción de una obra.

A continuación se tratan las fases de montaje que se consideran más importantes para nuestro caso. Aunque entre todas las fases existe una estrecha relación, se ha separado cada una para su mejor comprensión.

ESTUDIOS PRELIMINARES

Es conveniente que si es posible el ingeniero a cargo de la preparación del plan de montaje sea el mismo que tendrá después la responsabilidad de la buena ejecución de los trabajos en el campo; debe estar muy familiarizado con las condiciones del lugar de trabajo y del contrato antes de preparar el plan de montaje, debe examinar las condiciones del campo que pudiesen modificar el método de montaje, las cuales se deben dar a conocer al grupo de supervisión de campo, e incluirse en las instrucciones de campo o bien señalarse en planos de montaje o en dibujos especiales.

Debe observarse la influencia que puedan tener las estructuras circunvecinas sobre el procedimiento de montaje de la estructura; si el lugar de la obra está rodeado, sobre todo en el caso de un lote muy angosto, la selección del equipo de montaje

es muy limitada. Además puede ser necesario prevenir al superintendente para que proteja las estructuras cercanas; por lo cual es necesario incluir material de protección en la lista de herramientas para la obra.

Debe observarse cualquier instalación aérea de alambres de telefono, de telégrafo o de corriente eléctrica que puedan poner en peligro las operaciones normales, y establecer un procedimiento de seguridad, o bien quitarlos, desenergizarlos, realinearlos o instalar recubrimientos protectores, ya que los postes que soportan estos alambres pueden interferir la entrega y el izaje de los miembros estructurales. Todo esto se debe especificar en las instrucciones al campo con objeto de confirmar este hecho antes de comenzar los trabajos de montaje en si.

Se debe recabar información acerca de las facilidades y arreglos para las entregas, y darla a conocer al personal de campo. Si la entrega de la estructura de acero se hará por camión, se debe nombrar a la persona encargada para que el personal de campo pueda tener control de la entrega.

La localización de la oficina de obra, de las casetas para el personal, el almacén, el espacio para almacenamiento, el espacio de trabajo y otros conceptos críticos, por lo general se determina junto con el contratista general o con el representante del propietario, en el lugar de la obra; todo esto se debe incluir despues en los dibujos del plan de montaje. En la visita al lugar de la obra puede verse la necesidad de una secuencia y dirección definidas para el montaje.

Es necesario averiguar si existen restricciones de cualquier tipo sobre el uso de gasolina, diesel, vapor o electricidad, o bien sobre operaciones tales como el izaje desde la calle, el almacenamiento de materiales o la colocación de equipo sobre las aceras o sobre la carretera, o cualquier requisito de los departamentos de policía y bomberos; si estas restricciones afectan al trabajo, se debe informar al superintendente para evitar se violen dichas restricciones o requisitos. Debe investigarse la necesidad de permisos o licencias y, si se requieren, deben obtenerse e incluirse junto con el material que se prepare para usarse en el campo.

Como parte de la planeación preliminar, es conveniente conversar con el fabricante, para fijar y llegar a un acuerdo sobre los cargos, si es que existen, por errores en la estructura suministrada, ya sean ocasionados por el taller o por los dibujos. Deben prepararse los subcontratos para cualquier trabajo que el montador no pueda hacer con sus propios medios, pero que este incluido en su contrato.

INSTRUCCIONES PARA EL CAMPO

En las instrucciones al campo, debe darse información para cubrir los detalles especiales de la obra en particular. Deben destacarse las notas especiales que aparecen en los diagramas de montaje o en los dibujos de detalle y cualquier modificación que requiera trabajo de campo y que deba hacerse antes de que pueda montarse algún material; se debe remarcar la importancia de las precauciones que se indican en los dibujos del plan de montaje. Se debe advertir al personal de campo que revise las condiciones del terreno para asegurar la estabilidad del equipo, la seguridad en la carga, la seguridad en el carreo y para encontrar cualquier riesgo no previsto.

El trabajo debe ser planeado, pero el ingeniero que prepara el plan de montaje debe estar listo a cambiarlo si es necesario o conveniente. Después de que el plan está preparado y una vez hechos los dibujos, en estos se debe incluir una advertencia al campo para que el plan se siga al pie de la letra, confirmando cualquier variación con el ingeniero que lo preparó o con cualquier otra persona responsable.

Si en el montaje de traveses, armaduras u otro tipo de material pesado o flexible, intervienen dos aparejos funcionando al mismo tiempo, las instrucciones deben ser claras acerca del procedimiento que debe seguirse; cuando sea importante, deben mostrarse los puntos en que los dos aparejos engancharán la pieza. Cuando no se muestre esto en los dibujos del plan de montaje, la información debe indicar donde colocar el equipo; también se debe especificar cualquier secuencia no usual que sea necesario seguir.

Cuando se incluye pintura, es necesario especificar los detalles acerca de si es preciso pintar toda la estructura o solo parte de ella, pintar las conexiones que no se pintaron en taller porque se soldarían después, pintura de tornillos y soldaduras. Si no se pintará en el campo, se debe aclarar específicamente para evitar gastos por trabajos que se hagan, pero que no están incluidos en el contrato de montaje.

Deben indicarse los requisitos de inspección, señalando detalles acerca de quien realizará la inspección y a quien se debe notificar y si se usará inspección "de fuera" para operaciones tales como el montaje de estructura, soldadura, tornillos de alta resistencia y pintura.

Se debe proveer un programa de embarques, acompañado de información acerca de la persona a quien debe notificarse, en caso de que sea necesario revisarlo. Se debe explicar el programa de montaje, desglosado por fechas para la terminación de pisos o áreas y, cuando sea conveniente, desglosado por fechas para la terminación de la descarga, el izaje, el atornillado, la soldadura, la limpieza, etc. Debe darse cuando menos una copia de la lista de herramientas suministradas a la obra.

Es conveniente agregar una descripción del programa de seguridad, haciendo destacar el suministro de reglamentos de seguridad personal, cuando se tendrán conferencias de seguridad, quien debe asistir a ellas, donde se llevaran a cabo y con qué frecuencia, qué avisos de seguridad deben colocarse y qué folletos de seguridad se deben distribuir.

Junto con las instrucciones para el campo es conveniente enviar juegos de diagramas de montaje, dibujos del plan de montaje, listas de tornillos y soldaduras, y cualquier dibujo especial, en cantidad suficiente para las necesidades de la obra en particular, en general basados en la cantidad de supervisores que usarán dichos dibujos; incluyendo los ya mencionados, así como los dibujos de detalle con cuyas especificaciones se fabrica la estructura, para mantenerlos como referencia en la oficina de la obra.

En las instrucciones al superintendente debe informarsele con claridad acerca de la persona con quien debe estar en contacto para los embarques, ya que es mejor que el los controle en vez de que alguien en la oficina trate de hacerlo; así, es más fácil reportar al transportista cualquier demora imprevista que requiera una suspensión temporal o una demora en los embarques.

PERSONAL DE SUPERVISION DE CAMPO

A la oficina corresponde seleccionar al superintendente y notificarle que se reporte con tiempo suficiente para iniciar la obra; debe tener suficiente tiempo antes de iniciar las operaciones, para que pueda revisar las condiciones de la obra, hablar con los representantes del cliente y del contratista general en el lugar de la obra y hacer los arreglos necesarios para que el personal se reporte al trabajo en la fecha de iniciación. El superintendente tendrá a su cargo la administración de la mano de obra.

El superintendente seleccionado debe ser alguien con experiencia en el tipo de trabajo que se realizará. Un superintendente eficiente debe ser un hombre confiable, recto, sobrio, con una capacidad para obtener lo máximo de sus hombres; debe ser capaz de mantener buenas relaciones con las demás actividades, poder representar a su compañía entre los representantes del propietario y/o del cliente, capaz de comprender e interpretar dibujos y tener visión para anticipar las necesidades de equipo, estructura y personal adicionales; debe tener la capacidad para planear el trabajo de sus hombres, contando solo con el personal necesario, ser capaz de juzgar a sus hombres con objeto de que pueda escoger a la persona adecuada para los diferentes puestos que se requieren en la obra, las personas adecuadas para capataces o jefes de cuadrilla, para capataz general y para asistente del superintendente. De preferencia, debe ser un hombre que haya ascendido desde las

posiciones inferiores, de aprendiz a ayudante, a obrero, a capataz, o jefe de brigada, hasta superintendente.

El ingeniero residente que se haya seleccionado para quedar a cargo de la ingeniería en el lugar de la obra, debe estar familiarizado con la obra en particular, con el plan de montaje y con la necesidad de servicios de ingeniería; de preferencia debe ser el hombre que haya preparado los trabajos preliminares en la oficina, en los que puede haberse incluido la preparación del plan de montaje y los programas de embarques y de montaje; también, el debe ser quien hizo los arreglos necesarios con el cliente y con los proyectistas del fabricante para establecer los requerimientos de montaje. Debe ser un hombre con experiencia como ingeniero de campo en un tipo similar de montaje, de preferencia con un grado, o cuando menos con estudios de ingeniería; es necesario que tenga la personalidad para tratar con el superintendente, los jefes de brigada y el personal; debe ser capaz de tomar decisiones cuando se presenten problemas de montaje imprevistos, o cuando se descubran errores en los dibujos o en la fabricación, debido a un montaje inadecuado. Debe ser capaz de identificar errores comparando los dibujos con los elementos estructurales reales y tener la habilidad para informar a los representantes del propietario y del cliente acerca del avance satisfactorio de los trabajos. El hombre ideal para este puesto debe tener un temperamento apacible, un carácter calmado y ser firme -que no se altere con facilidad- que comprenda la necesidad de obtener resultados seguros, económicos y eficientes; debe contar con la habilidad para asegurarse de que el montaje se esta realizando de acuerdo a los planos de especificaciones y el plan de montaje.

Debe seleccionarse una persona como ingeniero de seguridad, para cubrir una sola obra si esto es conveniente en función de su tamaño o sus riesgos. Esta persona quedara a cargo del programa de seguridad de la obra. La persona que se seleccione debe contar con un conocimiento de los métodos de montaje seguros, tener personalidad y ser capaz de educar a los trabajadores; debe poder "venderle" seguridad a los trabajadores y de analizar los accidentes y los reportes de accidentes para poder evitarlos en lo futuro, y es conveniente que tenga experiencia de campo en trabajos de montaje, como ingeniero, superintendente, como capataz o hasta como obrero. Debera asistir al superintendente organizando juntas y conferencias de seguridad tan a menudo como sea posible, y debe reportarle las condiciones de trabajo poco seguras, para que se corrijan de inmediato, extendiendo este informe también al ingeniero de la oficina, pues en ocasiones se presentan casos en que el superintendente no puede corregir sin asistencia adicional de la oficina.

La oficina debe evitar el especificar que se empleen determinadas personas en el grupo de montaje; si no, a menudo se tendran fricciones entre las personas designadas y el superintendente. Este debe ser responsable de la selección y contratación de sus asistentes directos, de manera que no tenga

ninguna excusa si se tienen resultados poco satisfactorios, como a menudo sucede si para tales puestos se usa personal seleccionado por la oficina; de manera similar, el superintendente debe contratar al personal que ejecutará el trabajo físico, como son los obreros, los fierros, los operadores de equipos, los engrasadores, los aprendices, los ayudantes y cualquier otro tipo de trabajadores calificados o no, tales como los electricistas, los carpinteros, los choferes y los peones.

La oficina debe supervisar el tamaño de las cuadrillas contratadas por el superintendente, para asegurarse de que la cantidad de hombres se mantiene al mínimo requerido para desarrollar un trabajo seguro, económico, expedito, pero suficiente para que el trabajo avance con eficiencia y de acuerdo al programa.

Es conveniente que exista un representante de la oficina como responsable de los trabajos, muchas veces, la obra se podrá mantener avanzando con fluidez con la ayuda de la oficina. En otras palabras, una vez que se inicia la obra, debe mantenerse la cooperación entre el campo y la oficina, hasta que se termine el contrato del montador.

HERRAMIENTA Y EQUIPO DE MONTAJE

Debe usarse una forma estandar para registrar la herramienta de cada obra, que permita al almacén seleccionar el material con facilidad. Esta lista de herramienta y equipo debe ser preparada por una persona con suficiente experiencia de campo, que le permita visualizar todas las operaciones que se realizarán para poder seleccionar y ordenar el equipo suficiente y adecuado; si se envía poco equipo, las operaciones se pueden demorar, y si se envía demasiado se propician descuidos en su utilización en campo, con la resultante pérdida de herramienta. El envío de material en exceso implica más gastos para su preparación, carga y, posteriormente, para su descarga y almacenamiento, además de que obliga al personal de campo a incurrir en mayores gastos para manejarlo en la obra. También se tendrán gastos extras por transporte.

La selección de las herramientas y equipo para una obra deberá basarse en el proyecto de montaje; en las cantidades de piezas, su peso, cantidades de tornillos y soldaduras; las dimensiones y pesos de piezas grandes y pesadas; en el número de cuadrillas de izaje, de ajuste de atornillado, soldadura, plomeo y las que ejecutan operaciones de movimiento, así como en el número de trabajadores que se tendrán en el equipo de trabajo. También deberá tomarse en cuenta el tiempo disponible para terminar la obra ya que esto puede determinar la cantidad de torres, grúas, máquinas de soldar, compresores, etc., que deban bien tenerse a mano.

SEGURIDAD

Para que en una obra con estructura de acero se trabaje con máxima seguridad, se deben definir y llenar ciertos requisitos fundamentales; todas las personas que intervengan en la obra deben estar concientes de que las medidas de seguridad deben observarse en forma continua, y toda persona debe cooperar para mantenerlas.

Los directores de la obra deben estar convencidos de que si las operaciones son seguras se obtienen resultados más eficientes y económicos; por tanto, deben estar dispuestos a aprobar gastos por concepto de aparatos, equipo y herramientas de seguridad y además los planes y métodos de montaje propuestos deben analizarse para confirmar que sean seguros. Deben estar realmente convencidos y expresar con energía que los esfuerzos realizados para lograr seguridad en el trabajo se consideran esenciales y valiosos. No solo debe inculcarse la idea de seguridad a través de las etapas de planeación del plan de montaje, en el almacén y en la ejecución real de los trabajos, sino que debe asegurarse al grupo de supervisión del campo que cuenta con el apoyo de la dirección en todos los esfuerzos que se hagan para lograr condiciones de trabajo y de mano de obra seguras. Los directores deben esforzarse para poner entusiasmo e interés en el programa de seguridad, así como en la producción, pues en la realidad la seguridad es una parte de todas las operaciones.

Al grupo de supervisión le pertenece hacer cumplir las normas de seguridad y estar siempre alerta para identificar los posibles riesgos del trabajo; debe ser capaz de distinguir cuando hay o no seguridad en la mano de obra o el trabajo realizados. El grupo de supervisión debe estar entrenado para convencer a los obreros de que es indispensable efectuar el trabajo con seguridad; al personal de reciente contratación se le debe vigilar con cuidado y, cuando sea necesario, se le debe explicar o demostrar los métodos de trabajo seguros. Se debe vigilar al personal hasta que demuestre ser trabajador y precavido.

Debe hacerse que los hombres que realizan el trabajo práctico tengan conciencia de las medidas de seguridad, entrenándolos en los métodos de trabajo seguros y en el uso seguro de las herramientas y equipo; deben adiestrarse para lograr los beneficios del uso de los cascos de seguridad y demostrarles cómo ajustarlos en la forma adecuada para obtener la máxima protección. Debe convencerseles de la necesidad de usar gafas de seguridad cuando están efectuando actividades peligrosas para los ojos, y debe mostrarseles la manera correcta de ajustarlas y usarlas.

Se debe informar al personal que se espera su cooperación con la supervisión y la dirección para mantener la obra en condiciones de seguridad, para protegerse a sí mismos y a sus compañeros, así como a los trabajadores de otros gremios que trabajan en el área, contra accidentes y heridas; debe

animárseles a que pregunten a su jefe de brigada o capataz cuando tengan dudas acerca de la manera adecuada y segura de llevar a cabo cualquier parte de su trabajo. Debe hacérseles cumplir con su asistencia a las juntas de seguridad; debe inducirseles a usar el equipo de seguridad, a estudiar los reglamentos de seguridad disponibles y a cumplir con las normas escritas en los cartelones de seguridad.

Los registros de seguridad deben relacionarse con la producción, para convencer al grupo de supervisión de que "la seguridad es costeable". Por lo general, un ambiente seguro y el equipo y métodos seguros, atraerán al mejor tipo de trabajador clasificado, lo cual a su vez redundará en registros de menor cantidad de accidentes y menores costos de montaje.

EL PLAN DE MONTAJE

Una vez presupuestada una obra y entregadas las cotizaciones o bien, después de que se ha obtenido un contrato en un concurso y se han comparado los documentos, especificaciones y dibujos del contrato con los de cotización (en relación con el presupuesto), entonces deben iniciarse de inmediato los trabajos para preparar un plan de montaje seguro, eficiente y económico; dicho plan debe estar dirigido a expedir al máximo el trabajo de campo, dentro de los límites de la seguridad, considerando los costos adicionales que esto implica en función del ahorro de tiempo. Esto es indispensable si el tiempo que señala el contrato es muy "apretado" y sobre todo, si en el contrato se incluye una multa si se rebasa ese tiempo.

Por lo general, el estudio de los planos del contrato y una revisión de las condiciones del lugar conducirán a una decisión acerca del equipo y el método que se utilizarán; el método seleccionado depende de la rapidez requerida y del equipo disponible, ya sea propio, o que se tenga que comprar o rentar. Se deben tomar en cuenta los costos relativos de muchos otros factores; el método depende de las condiciones del lugar, de las áreas disponibles para operar el equipo y de los riesgos de un plan determinado en comparación con otro.

Siempre hay que esforzarse por utilizar el método que implique el menor riesgo para el personal y el equipo; la prevención de accidentes es de gran importancia puesto que una relación mínima de accidentes propicia una producción máxima y un costo mínimo. La velocidad de montaje que se espera lograr debe estar en relación con la velocidad a la que el fabricante podrá producir y cargar, así como con la velocidad a la cual el transportista podrá entregar el material fabricado y con la velocidad de descarga y de montaje que se tendrá con el equipo del montador.

ENTREGAS

Las entregas se deben seleccionar de tal modo que se cubran algunas áreas de manera que desde el taller se haya hecho una clasificación automática. El peso del material que se entregue en dichas áreas debe mantenerse dentro de las cantidades razonables para que ninguna entrega sea menor que la carga mínima que puede acarreararse en un camión.

Los números de parte se usan para ordenar el embarque de las piezas. Se puede solicitar todo un grupo de piezas para algunas áreas; mostrando estas de alguna manera en el diagrama de montaje; por ejemplo dividiéndolo por medio de líneas interrumpidas o punteadas.

En el diagrama debe agregarse una letra grande para identificar cada área.

Cuando la estructura se selecciona y distribuye en el lugar de la obra, con frecuencia el número de parte se pinta con crayón en el patín superior de cada pieza, porque es difícil ver dicho número si está marcado en el alma y se tienen varias vigas una junto a la otra, con el espacio suficiente para colocar un estrobo de montaje; si se puede convencer al fabricante de que agregue el número de parte en el patín superior de las vigas, ahorrará trabajo al montador, pero este es un gasto extra y puede poner objeciones.

Además del número de parte pintado en el alma, por lo general el fabricante agrega también el número de su contrato, el número del dibujo con el que se fabricó la pieza y una marca de inspección; si las piezas de la estructura se han dividido por áreas por conveniencia del montador, esta marca debe mostrarse en el dibujo de montaje, en las hojas de detalle y en la pieza misma.

En cuanto al dibujo de montaje, mientras más limpio sea, más fácil será para el montador encontrar en el campo el número de parte para localizar una pieza en el piso de trabajo o en el terreno; y viceversa, si tiene una pieza con el número marcado con claridad, le será más fácil saber dónde colocarla, al localizar pronto el número en su dibujo.

INICIACION DEL MONTAJE

El siguiente y último paso es iniciar el montaje, para lo cual se deben aplicar todas las medidas ya mencionadas y mantenerlas hasta la finalización de los trabajos, esto con el fin de obtener los mejores resultados.

VII.3 MONTAJE DE LA ESTRUCTURA

Como ya vimos, el montaje de una estructura requiere de varias etapas de trabajo y también de personal muy diverso con suficiente experiencia, es decir se trata de una labor que se realiza de una forma muy detallada y que abarca un panorama muy amplio, el cual rebasa los objetivos de el presente capítulo, por tal razón se propone un plan de montaje de la nave industrial avocandonos únicamente a el aspecto más importante para los fines de este capítulo, que es, cómo vamos a colocar en su posición final los elementos estructurales.

CONDICIONES DE SITIO

Todas las condiciones de sitio son supuestas para la realización de este trabajo. El área donde se localizará la estructura esta rodeada de edificios, pero cuenta con espacio suficiente alrededor de todo su perímetro para realizar las maniobras de montaje, el predio cuenta con dos rutas de acceso y todos los servicios, en cuanto a los dados de cimentación, estan terminados un 50% de ellos y se sigue trabajando en el resto a un buen ritmo, la zona donde esta terminada la cimentación se encuentra libre de obstaculos que pudieran interferir las labores de montaje.

PLAN DE MONTAJE

Las condiciones de sitio nos dan la pauta para proponer el siguiente plan de montaje; la estructura se va a montar empezando por el extremo de la zona donde esta terminada la cimentación y avanzando hacia el otro lado, con esto damos tiempo a que se termine el resto de la cimentación, para realizar los trabajos se han elegido grúas móviles y postes-grúa, pues es el equipo idoneo para las condiciones que prevalecen en obra, decidimos formar dos grupos principales de trabajo, cada uno atacando un marco al mismo tiempo, tras estos grupos estarán las cuadrillas encargadas de colocar las cubiertas tanto de paredes como de techo, con este plan se pretende que el avance de el montaje alcance buena velocidad y se cubran solo los tiempos permitidos para la entrega, es decir que la obra se entregue a tiempo.

EQUIPO

Ocho postes-grúa y dos grúas móviles.

PERSONAL (CUADRILLAS)

Cuatro de atornilladores; dos de soldadores; ocho para manejo de los postes-grúa; dos para las grúas móviles; dos de plomeo; cuatro para colocación de cubierta; dos jefes de montaje.

SECUENCIA DE MONTAJE

Iniciaremos el montaje colocando el 50% de el total de columnas, entonces el calendario de entrega de piezas desde el taller empieza con embarques conteniendo únicamente columnas, la descarga de piezas en obra se hará de tal manera que se facilite su traslado a su posición final o sea que las piezas se descarguen lo más cerca posible a el lugar que les corresponde segun los planos de montaje, es conveniente que las entregas se distribuyan equitativamente en ambos lados a lo largo del predio donde quedará ubicada la estructura, para que las cuadrillas de montaje no se estorben entre sí, que sería el caso si el trabajo se concentra en un solo lado, dando como consecuencia tiempos muertos.

Cuando se cuente con la primera entrega de piezas, inmediatamente empezaremos a montar, para ello dispondremos de dos grúas móviles por lado, cada grúa montará una columna a la vez, es decir se estarán montando cuatro columnas al mismo tiempo, esta acción se repetirá las veces que sea necesario hasta tener el 50% de el total de columnas montadas. Tras estas cuadrillas estara trabajando la gente encargada de plomear y contraventear temporalmente las columnas ademas de las cuadrillas de atornilladores.

Despues de que se entrego el último embarque del primer paquete de columnas (al 50% de el número total), se requiere que el taller inicie sus envios de traves y puntales de techo, cuidando que se entreguen el mismo número de cada tipo de traves, con el fin de que se puedan construir marcos completos, y tal como se hizo con las columnas, las traves se descargarán lo más cerca posible a el lugar que les corresponde.

El montaje y la fabricación estarán sincronizados hasta el punto de que cuando las grúas móviles terminen de montar el primer paquete de columnas, se encuentren ya distribuidas, por lo menos las traves que constituyen los primeros dos marcos, para iniciar de inmediato la siguiente etapa en la secuencia de montaje, también y esto por parte de la gente de montaje, estarán instalados los ocho postes-grúa (cuatro por marco).

Los marcos estan constituidos por dos columnas (ya montadas) y cuatro tramos de traves, entonces para colocar las traves se ha ideado lo siguiente, primero una grúa móvil en colaboración con un poste-grúa izarán la trabe baja y se atornillará la conexión de rodilla (trabe baja-columna) esta labor y las siguientes se estarán efectuando en dos marcos al mismo tiempo, despues de hacer esta conexión, la grúa móvil se trasladará junto al poste-grúa que estará sosteniendo al extremo libre de la trabe recién montada, y con ayuda de otro poste-grúa subirán la trabe de cumbrera, como del otro lado del marco se esta haciendo la misma operación, entonces estamos en la posibilidad de realizar las tres conexiones restantes para obtener el marco completo, estas

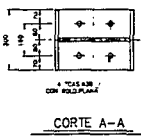
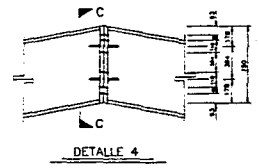
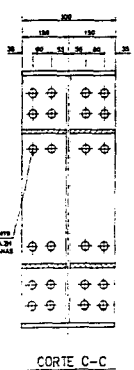
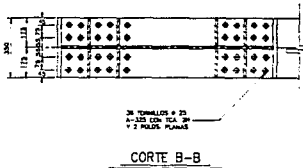
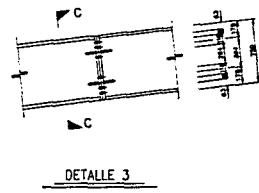
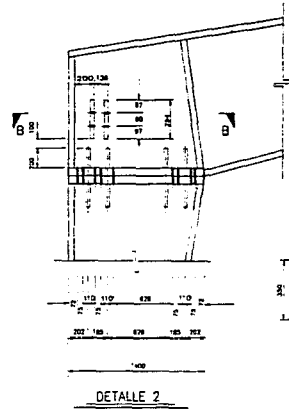
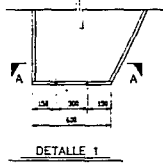
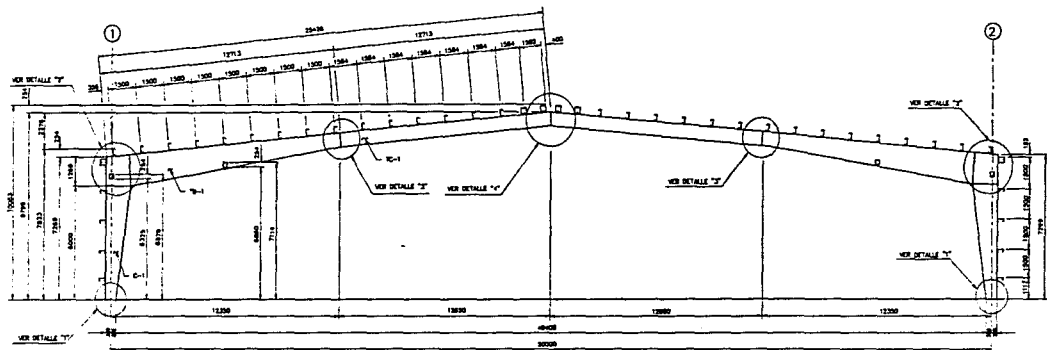
tres conexiones (dos intermedias y una de cumbrera) se efectuarán al mismo tiempo con el fin de facilitarlas, despues de realizar estas conexiones y antes de retirar las grúas tanto moviles como de poste, dos cuadrillas por claro entre marcos se encargarán de colocar los puntales de techo, con el proposito de que los marcos tengan soporte lateral (sin necesidad de poner contraventeos temporales en las trabes) mientras se instalan los contraventeos definitivos y los largueros. Al terminar de montar los puntales de techo, las grúas junto con su personal se trasladarán a el siguiente par de marcos.

Quando ya han sido retirados los equipos, entrarán en actividad las cuadrillas de atornilladores para dejar terminadas las conexiones de las trabes, y las cuadrillas de plomeo retirarán los contraventeos temporales colocados en las columnas y ellos mismos los instalarán más adelante en otras columnas.

A estas alturas en el proceso de montaje, se debe notificar a el taller que en sus proximos embarques inicie sus envios de largueros y contraventeos, pues los soportes de la cubierta y la cubierta misma pueden empezar a instalarse.

Todas las actividades descritas en esta secuencia de montaje, se repetirán las veces que sea necesario hasta terminar los trabajos de montaje, es muy importante que exista una comunicación efectiva y permanente entre el taller y obra, para que se este alimentando convenientemente a todos los frentes de trabajo, para lograr los objetivos propuestos en el tiempo disponible.

Por último, para terminar este capítulo, presento un plano típico de montaje, en el se muestra la información para montar los marcos rígidos.



NOTAS:
L = ACOTACIONES EN MILIMETROS.

15474		FIDEL FLORES PEREZ	
15475		MONTAJE DE MARCO EJES: D, E, F, I, J y K	
15476	REP.	15477	15478
15479	15480	15481	15482
TESIS PROFESIONAL		3 0002	

CAPITULO VIII

OBSERVACIONES

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities related to the business.

2. It then outlines the various methods and tools used to collect and analyze data, including surveys, interviews, and focus groups.

3. The document also describes the process of identifying key performance indicators (KPIs) and how they are used to measure success.

4. Finally, it provides a detailed overview of the reporting and communication process, including how to present findings to stakeholders and how to use the data to inform decision-making.

5. The document concludes with a summary of the key findings and a list of recommendations for future research and action.

6. The document is organized into several sections, each focusing on a different aspect of the research process.

7. The first section, "Introduction," provides an overview of the research and its objectives.

8. The second section, "Methodology," describes the research design and the methods used to collect and analyze data.

9. The third section, "Results," presents the findings of the research and discusses their implications.

10. The fourth section, "Discussion," provides a detailed analysis of the results and discusses the limitations of the study.

11. The fifth section, "Conclusion," summarizes the key findings and provides a list of recommendations for future research and action.

12. The document is written in a clear and concise style, using simple language and avoiding technical jargon.

13. It is intended for a general audience, including researchers, practitioners, and students.

14. The document is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

15. It provides a comprehensive overview of the research process, from the initial planning and design to the final reporting and communication.

16. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

17. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

18. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

19. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

20. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

21. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

22. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

23. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

24. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

25. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

26. The document is a well-organized and easy-to-read guide to the research process, providing a clear and concise overview of the key concepts and methods.

27. It is a valuable resource for anyone interested in understanding the research process and how to use data to inform decision-making.

VIII. OBSERVACIONES

El enfoque dado a este trabajo fué puramente práctico, se evitaron casi en su totalidad los desarrollos de las fórmulas utilizadas, y los análisis y diseños muy elaborados en las secciones donde no lo ameritan, por el contrario se trato de aplicar algunos de los muchos criterios de análisis y diseño, que se pueden adoptar al resolver una estructura (en nuestro caso metálica), para agilizar el trabajo sin poner en riesgo la integridad de la misma.

El formato presentado para el desarrollo de cada capítulo, esta encaminado para que sea comprendido por los alumnos de ingeniería civil en el área de estructuras, y si alguna vez lo consultan, pueda ser utilizado como un apoyo más en el camino hacia el logro de sus objetivos.

El objetivo del programa de computadora presentado en el capítulo III, fué únicamente resolver de la mejor manera, los marcos que componen la estructura propuesta en este trabajo, por lo cual se pasaron por alto muchos detalles referentes a optimizarlo, luego entonces es susceptible a mejorarse enormemente, y no dudo que en un futuro otra persona retome esta idea y acrecente los alcances presentados aquí.

El claro tan grande de los marcos, dio la oportunidad de abordar varios puntos muy importantes, que se deben tomar en cuenta cuando se propone una estructura, y que se notan más claramente cuando se tienen dimensiones grandes, dichos puntos son:

- 1.- Optimizar al máximo las secciones propuestas, en base al diagrama de momentos. Especialmente, este punto es relevante en la estructura que se trata en este trabajo, pues siguiendo dicho diagrama, se proporcione una estructura económica y segura, lo cual no puede decirse que sea valido para estructuras de menores dimensiones, ya que estas el pretendido ahorro puede dar como resultado miembros estructurales antieconómicos, desde el punto de vista de proceso de fabricación, y procedimientos de análisis y diseño muy profundos e innecesarios.
- 2.- Las restricciones en cuanto a transporte, limitan la longitud de los elementos, esto obliga a idear diferentes tipos de conexiones para dar las dimensiones finales de los componentes estructurales, un ejemplo claro es la trabe del marco, que a pesar de estar compuesta por tres secciones diferentes (trabe baja, trabe media y trabe de cumbrera), se transporto solo en dos partes, pues la trabe baja se conecto

con la trabe media por medio de soldadura a tope, de penetración completa todo alrededor, facilitando así la labor en campo al llevar a cabo el montaje de las piezas, este tipo de conexión también se efectúa para unir las dos partes que constituyen la columna, y no se reportó en el capítulo de diseño de conexiones por que no requiere de algún cálculo especial, ya que los miembros unidos de esta forma tienen un comportamiento similar a uno de una sola pieza.

- 3.- Proporcionar conexiones fáciles y rápidas de realizar, sin poner en juego la seguridad tanto del personal de montaje como de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.
MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION
EIGHTH EDITION
- 2.- AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE
SPECIFICATION FOR DE DESIGN OF COLD-FORMED STEEL
STRUCTURAL MEMBERS
- 3.- BRESLER, LIN Y SCALZI
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
SEGUNDA EDICION
LIMUSA, 1988.
- 4.- JACK C. McCORMAC
DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS
SEGUNDA EDICION
REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, 1983
- 5.- CONSTRUCTIONAL STEEL RESEARCH AND DEVELOPMENT
ORGANISATION
STEEL DESIGNERS' MANUAL
FOURTH EDITION
CROSBY LOCKWOOD STAPLES LONDON, 1972.
- 6.- I CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
CONSTRUCCION Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA FACULTAD DE INGENIERIA
U.N.A.M., 1990.

- 7.- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO
GACETA OFICIAL, 25 DE DICIEMBRE DE 1989.
- 8.- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR VIENTO
GACETA OFICIAL, 10 DE JULIO DE 1989.
- 9.- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL
COLECCION PORRUA, 1988.
- 10.- FUNDIDORA MONTERREY
MANUAL PARA CONSTRUCTORES MONTERREY
PATRONATO UNIVERSITARIO DE NUEVO LEON, 1977.
- 11.- BRUCE G. JOHNSTON, F. J. LIN Y T. V. GALAMBOS
DISEÑO BASICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
TERCERA EDICION
PRENTICE HALL HISPANOAMERICANA S. A., 1988.
- 12.- WILLIAM G. RAPP
BIBLIOTECA DEL INGENIERO CIVIL
TOMOS VIII Y IX
LIMUSA, 1988.
- 13.- INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO A. C.
MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO
TOMO I
LIMUSA, 1987.

- 14.- OSCAR DE BUEN LOPEZ DE HEREDIA
ESTRUCTURAS DE ACERO
LIMUSA, 1990.
- 15.- JORGE A. MORENO GONZALEZ Y FERNANDO TAVERA MONTIEL
DISEÑO ESTRUCTURAL II (ESTRUCTURAS METALICAS)
SEGUNDA EDICION
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO, 1990
- 16.- OMER W. BLODGETT
DESIGN OF WELDED STRUCTURES
THE JAMES F. LINCOLN ARC WELDING FOUNDATION