



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN

48
29

FALLA DE ORIGEN

CRITERIOS DE CONTRAVENIENTO PARA
ARRIOSTRAMIENTO DE NAVES
INDUSTRIALES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A,
ARTURO MACIAS FERREIRA

DIRECTOR DE TESIS: M. EN I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ



Aragón, México

1995



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.

DEDICO ESTE TRABAJO :

Con amor y agradecimiento a mi madre y mis hermanos (Celia, Mario, Oscar y Estela), por el cariño y apoyo que me brindan siempre.

A mi esposa y nuestros hijos (Arturito y Gaby), por el amor y apoyo que me brindan a cada momento.

A mis sobrinos por su incondicional amistad y respeto.

Al Ingeniero Ignacio Hernández S. por su amistad.

A mis cuñados, en especial a: Jovita Nestor, Juan López y Ladislao Torres, por su amistad y consejos, que me han ayudado a salir adelante.

De manera muy especial y con eterno amor a Alejandro y a mi Padre, que aunque ya no están conmigo siento su presencia en mi vida.

A todos los compañeros y amigos que de alguna manera hacen agradable nuestra existencia en este planeta.

*Agradezco el incondicional apoyo para la realización de este trabajo
al compañero y amigo, M. en I. Daniel Velazquez Vazquez .*

INDICE GENERAL.

| | Páginas |
|--|-----------|
| INTRODUCCION | 1 |
| I. GENERALIDADES DE ESTRUCTURACION DE NAVES INDUSTRIALES | 4 |
| <i>I.1. Proyecto de naves industriales</i> | 4 |
| <i>I.2. Armaduras de techo</i> | 8 |
| <i>I.3. Marcos rígidos para naves industriales</i> | 10 |
| <i>I.4. Sistemas de cubiertas para naves industriales</i> | 13 |
| <i>I.5. La influencia de la grúa viajera en la estructuración de la nave</i> | 20 |
| <i>I.6. Columnas para grúas</i> | 23 |
| <i>I.7. Condiciones de apoyo en marcos de naves industriales para la estabilidad transversal</i> | 26 |
| <i>I.8. Bases para columnas de acero</i> | 32 |
| <i>I.9. Disposición en los edificios de varias naves</i> | 36 |
| II. CARGAS LATERALES | 41 |
| <i>II.1. Efectos dinámicos en las estructuras</i> | 41 |
| <i>II.2. Diseño bastulo en efectos estáticos equivalentes</i> | 44 |
| <i>II.3. Aplicación de las fuerzas laterales</i> | 45 |
| <i>II.4. Distribución de las fuerzas laterales en el contraventeo</i> | 50 |
| <i>II.5. Aplicación de las fuerzas laterales en estructuras de naves industriales</i> | 55 |
| <i>II.6. Determinación de las cargas por viento</i> | 57 |
| <i>II.7. Determinación de las cargas por sismo</i> | 65 |
| <i>II.8. Fuerzas horizontales debidas a grúas viajeras</i> | 69 |

| | Páginas |
|---|---------|
| III. DISTRIBUCION GENERAL DEL CONTRAVIENTO PARA LA ESTABILIDAD ESPACIAL DE LA NAVE | 72 |
| <i>III.1. Consideraciones generales sobre los diafragmas de cubiertas</i> | 72 |
| <i>III.2. Generalidades sobre el uso del contraviento</i> | 75 |
| <i>III.3. Contraviento en armaduras apoyadas en muros</i> | 82 |
| <i>III.4. Contraviento en estructuras constituidas por armaduras y columnas estables ante cargas horizontales</i> | 93 |
| <i>III.5. Contraviento en naves industriales estructuradas con marcos inestables ante cargas horizontales</i> | 121 |
| | |
| IV. PROPUESTA DE ARREGLO Y DISEÑO DEL CONTRAVIENTO PARA UNA NAVE INDUSTRIAL | 142 |
| <i>IV.1. Memoria descriptiva del diseño</i> | 142 |
| <i>IV.2. Análisis y diseño de la cubierta de la nave</i> | 148 |
| <i>IV.3. Análisis y diseño de las vigas de contraviento</i> | 173 |
| <i>IV.4. Diseño de arriostramiento de la cuerda inferior</i> | 184 |
| <i>IV.5. Análisis y diseño de columnas del marco principal</i> | 185 |
| <i>IV.6. Análisis y diseño del marco contraventado</i> | 204 |
| | |
| V. CONCLUSIONES | 222 |
| | |
| VI. BIBLIOGRAFIA | 224 |

CRITERIOS DE CONTRAVENTE PARA ARRIOSTRAMENTO DE NAVES INDUSTRIALES

INTRODUCCIÓN

Designamos con el nombre de *nave industrial* a los edificios o construcciones que se proyectan y construyen para actividades de tipo industrial o bien para almacenaje, también llamados edificios tipo fábrica, que son naves ya tipificadas en su estructuración, con algunas variantes de tipo arquitectónico.

Estas construcciones tienen en general planta rectangular y constan solo de planta baja, aunque en la mayoría de las ocasiones, las naves proyectadas para procesos de fabricación cuentan en su interior con otros niveles llamados mezzanines, que son utilizados para la colocación de tableros de control, transformadores, reactores, etc. Otra característica en cuanto a su estructuración, es que debido a los grandes espacios que requieren este tipo de construcciones hacen nulos los muros interiores.

Son características además en la organización de la estructuración del edificio, otras disposiciones complementarias, cuyas características se hallan estrictamente ligadas a los procesos de fabricación de que se trate. Estas disposiciones son: iluminación natural, el sistema de grúa viajera, instalaciones de equipo, cimentaciones especiales para maquinaria, etc.

En general los elementos fundamentales que pueden constituir la estructura para una nave industrial son: marcos rígidos, columnas de carga, armaduras para techo, columnas de viento, muros de mampostería o de entramado que cubren el exterior de la nave, los largueros de techo y de muros para soporte de la lámina de cubierta; pero indispensablemente los sistemas de contraventeo que arriostan todo el conjunto estructural de la nave, dándole la estabilidad necesaria en el espacio contra las fuerzas de descuadre.

A pesar de que la razón de ser de la estructura de un edificio proviene de la necesidad de soportar cargas verticales, la elección del sistema estructural queda determinado, casi siempre, por la manera en que se han de resistir las fuerzas horizontales, más todavía,

aunque no hubiese más que cargas verticales, también se tendría que pensar en como obtener la rigidez lateral adecuada, puesto que siempre es teóricamente posible que una estructura completa falle por inestabilidad lateral o por inestabilidad fuera de su plano de carga.

El trabajo que aquí se presenta comprende básicamente los criterios más comunes en el suministro de contraventeo para la estabilidad espacial de naves industriales estructuradas en acero a base de armaduras y columnas de carga; se presentan tres tipos principales de estructuración: a) a base de armaduras apoyadas sobre muros de concreto o mampostería, b) a base de marcos aptos para soportar por sí solos esfuerzos transversales, y c) a base de marcos inestables a esfuerzos transversales.

Los sistemas de contraventeo suministrados a la estructura principal de las naves industriales tienen tres funciones primordiales que son: 1) incrementar la resistencia de los elementos estructurales por medio de acortar su longitud efectiva, 2) proporcionar el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de los límites aceptables, a causa de problemas de inestabilidad fuera de su plano, 3) contribuir a resistir las cargas laterales impuestas a la nave por los vientos, los sismos o en su caso las acciones laterales producidas por los sistemas de grúas aéreas.

Es importante además para la comprensión del tema el conocimiento esencial de la estructuración típica de naves industriales, algunas generalidades sobre este aspecto se abordan en el primer capítulo, sin embargo, es necesario aclarar que la estructuración puede ser muy variada e infinita, por tal motivo no se limita a lo expuesto en este apartado.

Debido a que las solicitaciones horizontales (el viento, los sismos y las acciones de grúas aéreas) son las que determinan las características principales de los sistemas estructurales, el segundo capítulo aborda el estudio de la obtención de estas cargas. Es importante aclarar que aunque se debieran considerar como efectos dinámicos en la estructura, su determinación es desde el punto de vista estático equivalente.

En el tercer capítulo de este trabajo, analizaremos los criterios comúnmente utilizados para suministrar el contraventeo en naves industriales, estructuradas como se mencionó anteriormente. Como se podrá comprobar más adelante, de los tres tipos de estructuración la que presenta los mayores problemas ante el efecto de las cargas horizontales es la estructura a base de marcos inestables a esfuerzos transversales (inciso c).

La estabilidad espacial de este tipo de estructuras ante los efectos de las cargas horizontales, se logra por medio de vigas de contraviento situadas en los planos de las cuerdas de las armaduras de techo (también llamadas vigas de arriostramiento), la función principal de dichas vigas es transferir las cargas horizontales a los sistemas verticales de contraviento para que estos a su vez las transfieran a la cimentación.

Con frecuencia se hace referencia a que en las estructuras de edificios de un solo nivel, las acciones del viento no son críticas, como es el caso de las estructuras para naves industriales, debido a esto es común seleccionar los elementos de contraviento con base a dimensiones mínimas y controlando las relaciones máximas de esbeltez que especifican los reglamentos, sin embargo, es necesario estar seguros de la estabilidad longitudinal de la estructura (independientemente de las condiciones de apoyo del marco de que se trate).

En el capítulo cuatro, se elaborará el análisis y el diseño de la estructura principal de una nave industrial, proponiendo tres vigas transversales de arriostramiento situadas en los planos de las cuerdas superiores de las armaduras de techo, para la estabilidad longitudinal de la estructura. Una mayor descripción de la propuesta del sistema de contraviento se da en la memoria descriptiva del proyecto.

I. GENERALIDADES DE ESTRUCTURACION EN NAVES INDUSTRIALES.

1.1. Proyecto de naves industriales

Para acometer el proyecto de un edificio de este tipo es preciso documentarse perfectamente respecto a los siguientes puntos:

1. Conocimiento exacto del proceso de fabricación.
2. Condiciones de iluminación natural y de ventilación requeridas.
3. Estudio especial de la disposición de luz.
4. Estudio de los puentes-grúas y grúas que han de funcionar
5. Condiciones del terreno de cimentación.
6. Posibilidades de ampliación.

Una vez adquirido un conocimiento claro y preciso de los anteriores puntos, se está en condiciones de fijar la organización de la estructura que ha de darse al edificio, pero existen siempre diversas soluciones para un mismo caso, dependiendo en gran parte de la práctica del proyectista el fijar la solución más adecuada, teniendo en cuenta todas las circunstancias que concurran en el momento de resolver el problema (precios de materiales y existencias, transportes, mano de obra especializada, condiciones geográficas de la zona, etc.)

Por muchos años, los edificios industriales se caracterizaron por usar armaduras para soporte del techo por los grandes claros entre columnas, por las pocas divisiones o muros interiores, y por la existencia de equipo industrial dentro del edificio, tal como las grúas. En la actualidad se construyen muchos edificios industriales del tipo de marco rígido, la principal ventaja del edificio convencional tipo fábrica es la economía del techo, ya que las armaduras pueden construirse a un costo relativamente bajo.

Para facilitar el manejo y el flujo de los materiales y la supervisión del trabajo en un edificio industrial, se suministran usualmente pocos muros y cancelas. Las losas de piso se colocan sobre bases mejoradas, y cuando se requiere de algún equipo mecánico especial, éste se coloca directamente sobre cimentaciones especiales, con objeto de eliminar las posibles vibraciones en la estructura causadas por la operación de la maquinaria. Importante es mencionar que antes de que se coloque la base mejorada para las losas de piso, es necesario colocar los sistemas de tierras para los equipos y maquinarias.

Cuando se establece la distribución deseada del edificio, se procede a seleccionar el espaciamiento de las columnas y la estructuración del sistema de techo. Cuando se trata de una ampliación a una nave existente el espaciamiento entre las columnas queda regido por las columnas ya existentes.

Se obtienen diseños económicos cuando las separaciones entre armaduras son más pequeñas que sus claros; las separaciones varían generalmente de 4.5 a 10.0 metros, mientras que los de las armaduras pueden variar desde 15.0 hasta 30.0 metros o más. En las figuras I.1.1 y I.1.2. se muestran secciones transversales de naves industriales estructuradas en acero. Se usan diferentes tipos de armaduras, dependiendo de la elección de factores tales como los claros entre hileras de columnas, las alturas libres permisibles, la naturaleza del material de cubierta del techo y el tipo de iluminación y ventilación; pueden seleccionarse también distintos tipos de cubierta para techo, tales como metal corrugado sobre largueros, cubiertas de madera con alquitrán y grava, losa de concreto, o materiales de techo de varias composiciones.

El espaciamiento de largueros para las cubiertas, está determinado por la resistencia del material de cubierta a la flexión o al cortante, y esos largueros se diseñan de modo que puedan transmitir adecuadamente las fuerzas laterales a la estructura principal del edificio; en algunos proyectos de edificios puede seleccionarse el tipo de cubierta de techo, o los muros, de modo tal que se eliminen completamente los largueros.

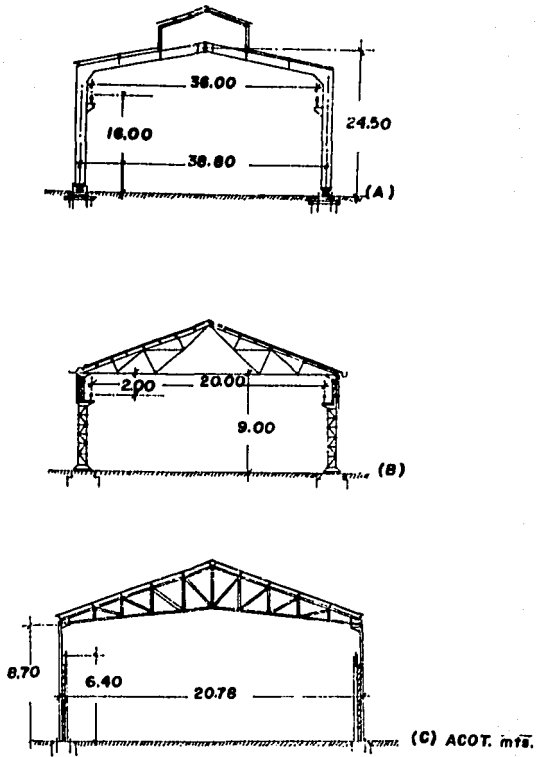


Figura 1.1.1. Secciones transversales típicas de naves industriales estructuradas en acero.

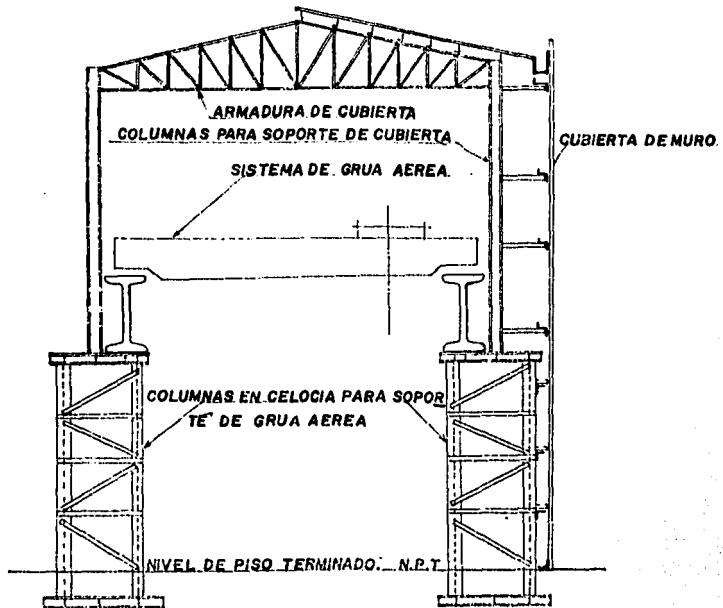


Figura 1.1.2. Sección transversal típica de nave industrial estructurada en acero.

1.2. Armaduras de techo

Una *armadura* es una estructura reticular diseñada de tal modo que las fuerzas en sus miembros sean capaces de mantener en equilibrio a las fuerzas externas. Todos los problemas relativos a armaduras para techo tienen como dato fundamental la condición de equilibrio. Por supuesto, esto no incluye deformaciones en los miembros debidas a dilatación y contracción, así como la elasticidad propia de los materiales empleados.

Cuando se desea construir un techo sobre un edificio que no tiene soportes intermedios y cuyos muros exteriores o columnas están separadas más de 12 metros es más económico recurrir a algún sistema de estructuras que no sea de vigas. La configuración estructural que se utiliza para este propósito se denomina *armadura para techo*. Una armadura, es una configuración estructural de elementos, generalmente soportadas solo en sus extremos, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales.

La práctica común para armaduras de acero es conectar los ángulos entre sí por medio de una placa de conexión y soldadura formando conexiones rígidas, la estabilidad de una armadura no depende de la rigidez de las juntas. En general, una armadura está compuesta por cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma, verticales y diagonales. En la Figura 1.2.1 se muestran algunos tipos de armaduras.

En la selección de un tipo especial de armadura, deben considerarse varios factores. Lo primero es el contorno o perfil del techo; esto generalmente se determina por requerimientos arquitectónicos. El material de que se fabricará la armadura es también un factor importante; las armaduras hechas completamente de acero son las más comunes. Siempre es conveniente eludir el uso de miembros demasiado largos y además es recomendable el uso de una cuerda inferior horizontal. Así mismo, una armadura con menor inclinación tiene mayores esfuerzos, comparada con una armadura similar del mismo claro y con mayor inclinación.

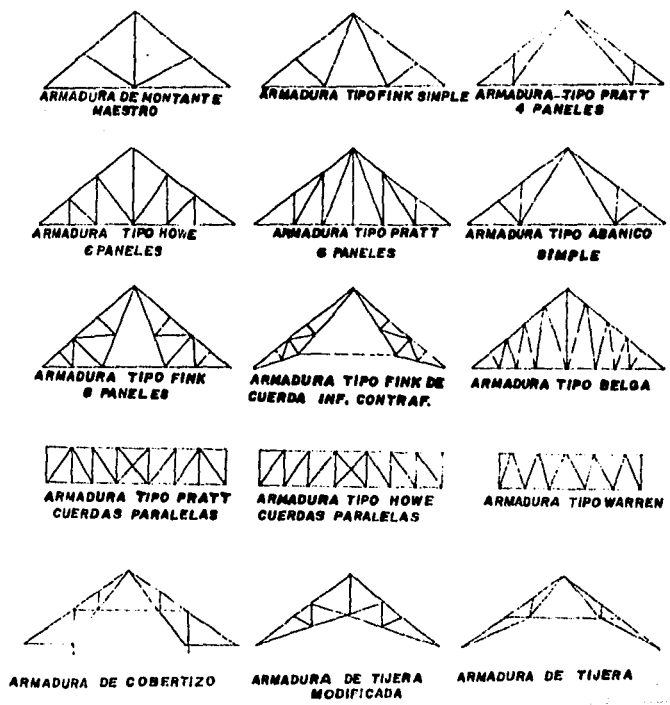


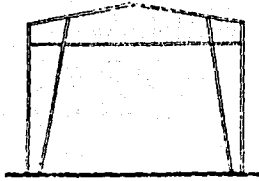
Figura 1.2.1. Tipos comunes de armaduras utilizadas para sistemas de techo

1.3. Marcos rígidos para naves industriales

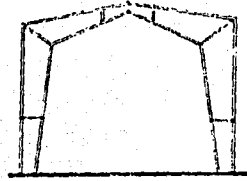
Las condiciones desfavorables de iluminación, la necesidad de arriostamiento excesivo y una apariencia por lo general poco agradable, en estructuras de naves a base de armaduras, hacen conveniente el uso de *marcos rígidos*. Los marcos rígidos constituyen el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. Su nombre proviene de que los elementos principales que le componen, vigas y columnas, están ligados entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de transmitir los momentos, las fuerzas normales y cortantes, sin que hayan 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 las cargas verticales y horizontales.

En estructuras industriales se utilizan con mucha frecuencia marcos rígidos de un solo piso y cabezal horizontal o inclinado ligado entre sí por elementos que soportan la cubierta y proporcionan el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de los límites aceptables, a causa de problemas de inestabilidad fuera de su plano.

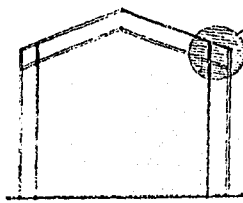
Suele ser conveniente utilizar marcos rígidos aún cuando se utilicen elementos adicionales, de manera que las cargas verticales permanentes sean soportadas fundamentalmente por ellos, de una manera eficiente y económica, y ayuden a los muros de rigidez o crujeas contraventeadas a resistir las sollicitaciones horizontales eventuales considerando que al deformarse el conjunto marco contraventeo bajo cargas horizontales el marco recibe parte de los efectos producidos por las cargas horizontales, en diseños bien hechos puede lograrse que los esfuerzos producidos por estas carga se mantenga dentro de los incrementos permitidos, en resumen un marco rígido esta formado siempre por vigas, columnas y las conexiones entre ellas; además, puede haber también elementos de contraventeo. En la figura 1.3.1 se muestran algunos tipos de marcos rígidos y en la figura 1.3.2 se muestra una conexión rígida con todos sus elementos que la componen.



MARCO DE VIGA APERALTADA

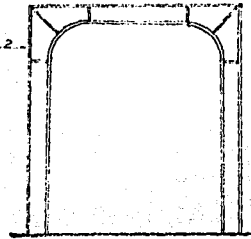


**MARCO A DOS AGUAS EN
VARIAS PIEZAS**



MARCO A DOS AGUAS SIMPLE

DET. FIG. 1.3.2.



**MARCO CON JUNTAS
ACARTELADAS**

Figura 1.3.1. Marcos Rígidos típicos para naves industriales.

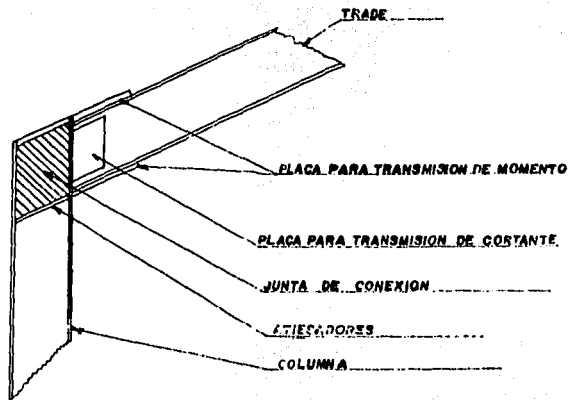


Figura I.3.2. Conexión rígida para marco de dos aguas

1.4. Sistemas de cubiertas para naves industriales

Las cubiertas exteriores de edificios industriales pueden ser de concreto precolado o colado en sitio, de bloques de concreto, de mampostería o de lámina metálica. Si se utiliza lámina metálica esta es soportada mediante un entramado metálico, consistente en largueros de pared y techo conectados a las columnas de carga y viento, así como a las armaduras de techo o si son de marcos rígidos estos irán conectados a las vigas. Por lo general los muros metálicos no son de carga, pero deben ser lo suficientemente fuerte para resistir las fuerzas laterales ocasionadas por el viento. En las figuras 1.4.1, 1.4.2, 1.4.3, 1.4.4, 1.4.5, y 1.4.6 se muestran algunos tipos de cubiertas para naves industriales.



Figura 1.4.1. Sistema de cubierta de techo. Nave estructurada con marcos rígidos.

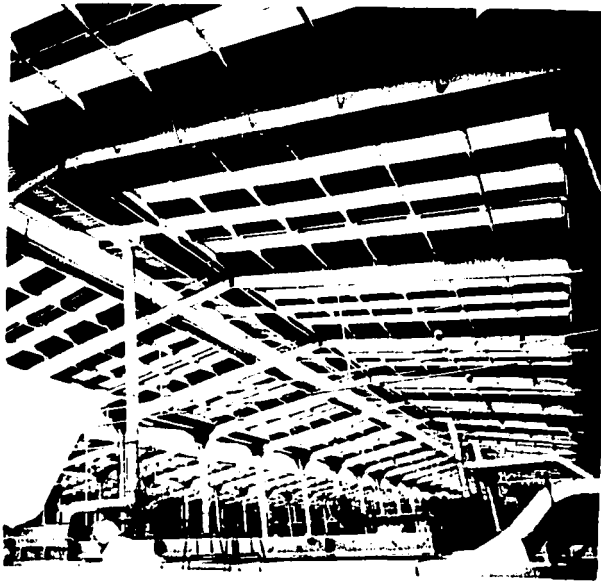


Figura 1.4.2. Sistema de cubierta de techo a base de lamina metálica

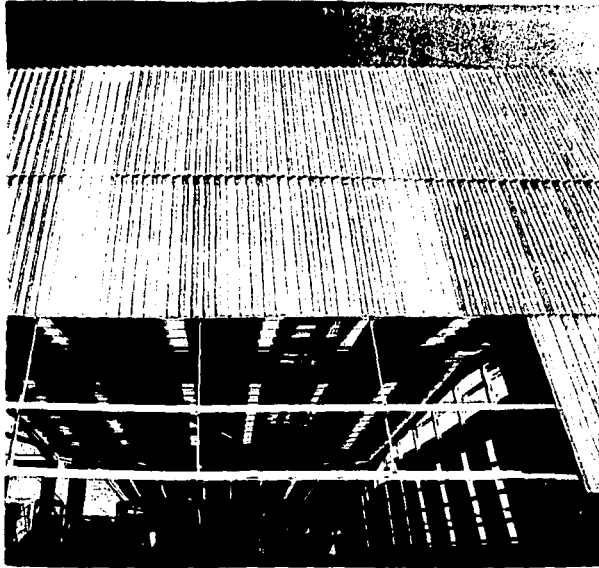


Figura 1.4.3. Cubierta de muros a base de lamina metálica. Se observan los largueros de fachada y los contralambeos de los largueros

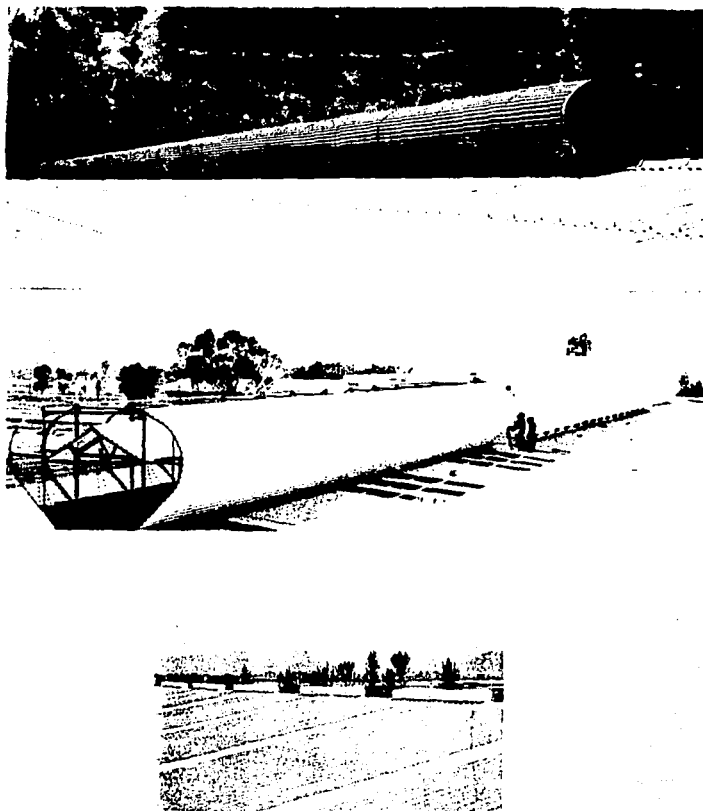


Figura 1.4.4. Cubiertas de techo a base de lamina metalica donde se observa además la cubierta de la linternilla.

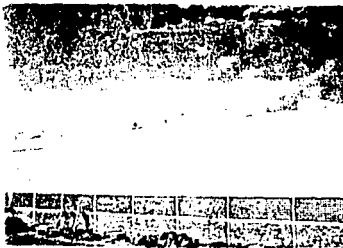
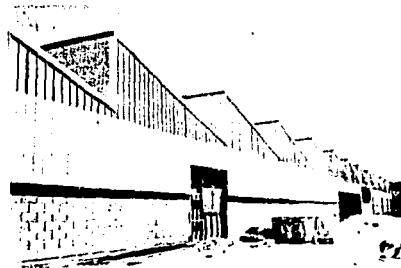
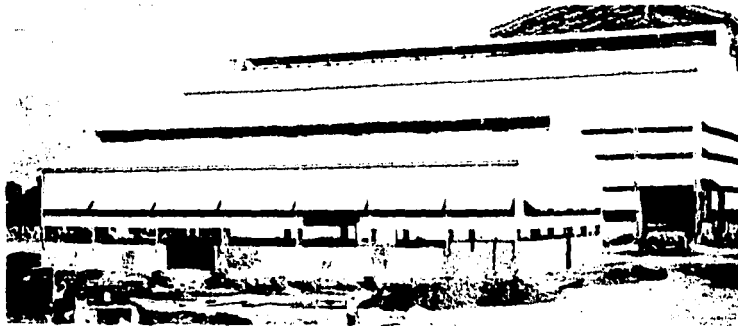


Figura 1.4.5 Cubiertas de techo a base de lamina metalica y muros de mamposteria combinados con lamina metalica

FALLA DE ORIGEN

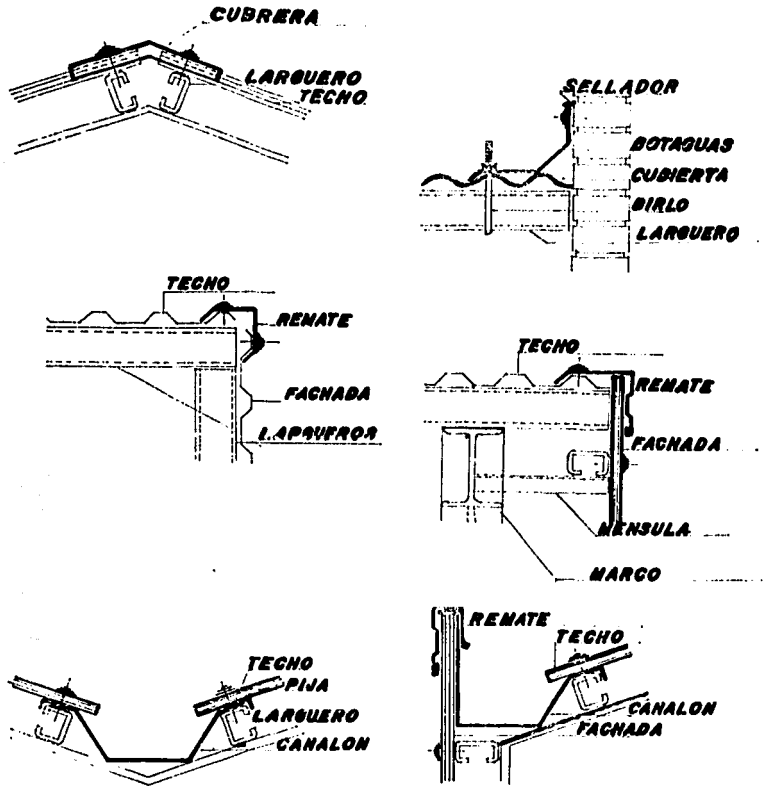
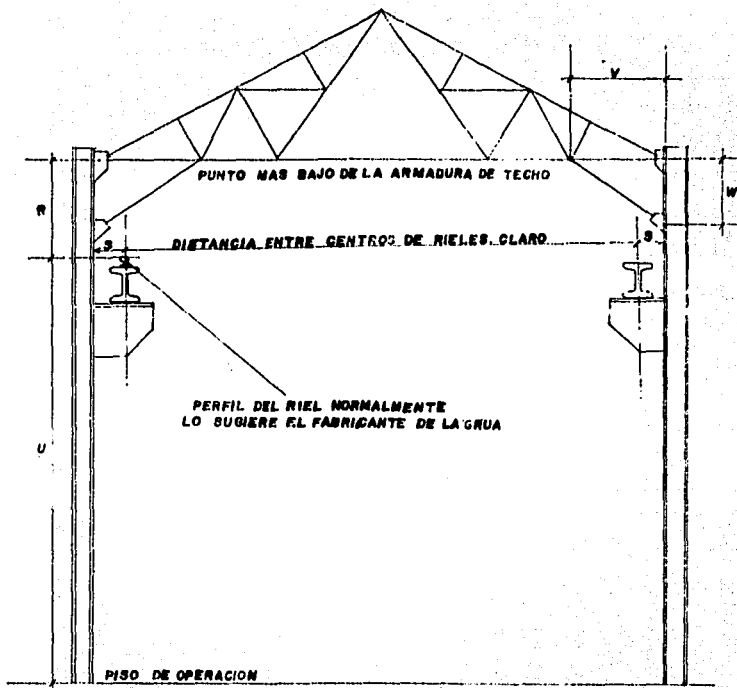


Figura 1.4.6. Detalles típicos en cubiertas de lámina.

1.5. 1.a influencia de la grúa viajera en la estructuración de la nave

Las estructuras de naves industriales, donde existen grúas viajeras presentan problemas de diseño relacionados con varios elementos de la estructura. Para una grúa de una capacidad dada puede seleccionarse un cierto tipo de arreglo de la trabe carril, de las columnas, de la armadura de arriostamiento de la trabe carril, de la cuerda inferior de la armadura de techo, del contraventeo para arriostamiento de la cuerda inferior de la armadura de techo, tomando en cuenta las siguientes consideraciones: la magnitud de las fuerzas verticales, laterales y longitudinales, para las cuales debe diseñarse la estructura, el claro de la trabe entre columnas, la altura requerida sobre el piso y el espacio libre por debajo de la cuerda inferior de la armadura del techo. Además se recomienda dejar un espacio libre suficiente entre la cabecera rodante de la grúa y de las columnas del edificio, para la construcción de pasillos de mantenimiento de las grúas. En la figura 1.5.1 se muestran las dimensiones que debe tener la nave para la operación de la grúa viajera. En la figura 1.5.2 se muestra un arreglo típico de estructura, trabe carril y trabe grúa.



Figural.5.1. Dimensiones mínimas que se deben considerar en la operación de una grúa aérea.

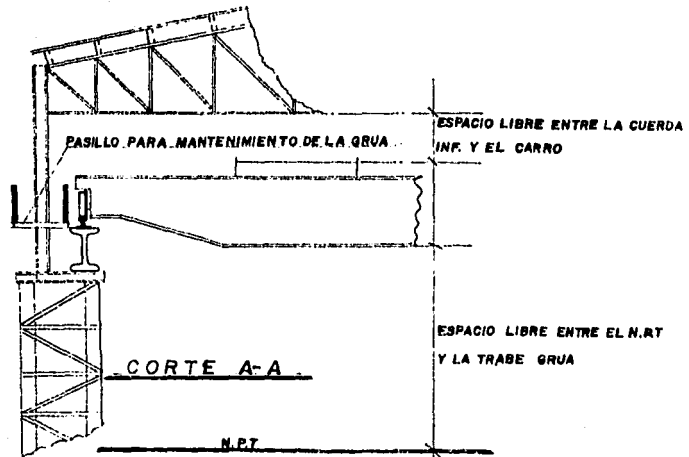
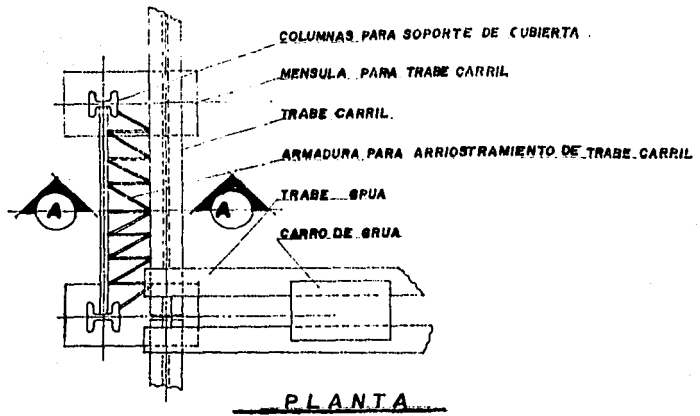


Figura 1.5.2. Arreglo típico de estructura, trabe carril, trabe grúa y pasillo de mantenimiento.

1.6. Columnas para grúas

El término *columna* se aplica en general a miembros verticales relativamente pesados, por definición, las columnas son miembros lineales a compresión con una longitud sustancialmente mayor que su dimensión lateral menor.

Las cargas aplicadas durante la construcción a las columnas son generalmente más pequeñas que las cargas completas de diseño, pero el tipo de cargas y las condiciones de apoyo también son diferentes. Durante la fabricación, transporte y montaje, la columna puede estar sujeta a una gran variedad de cargas, las que en ciertas ocasiones puede llegar a controlar su diseño. Muy a menudo durante la construcción solo se usan conexiones nominales y se pueden omitir el arriostramiento final durante las fases iniciales del montaje.

Por esto, puede ser necesario considerar la capacidad de carga de la columna bajo un conjunto de condiciones completamente distinto del que existe en la estructura final.

Las formas y tamaños de secciones laminadas estandar para columnas estan limitadas por consideraciones de economía, cuando las secciones laminadas no pueden usarse satisfactoriamente para una columna, deben fabricarse secciones armadas especiales. Estas pueden usarse por una o más de las siguientes razones:

- a.) Para suministrar una área transversal suficientemente grande que no podría obtenerse con ninguna sección laminada.
- b.) Para suministrar un perfil y un peralte especial que pueda facilitar las conexiones entre los diferentes miembros.
- c.) Para obtener un radio de giro suficientemente grande o una relación más conveniente entre los radios de giro en las dos direcciones, que no puedan obtenerse con ningún perfil laminado.

Por lo general el uso de secciones armadas se restringe a estructuras de gran tamaño, en donde las columnas son largas y soportan grandes cargas.

En columnas para grúas aéreas, el diseño está gobernado por la condición de carga máxima de la grúa, combinada con la carga máxima en el techo y las fuerzas laterales de viento. La carga de la grúa incluye las cargas de gravedad y los efectos dinámicos verticales y laterales. La columna puede aislarse de la estructura espacial y analizarse como una columna sometida a carga axial y flexión.

En el diseño de columnas para grúas se presenta un problema especial. Si las cargas de la trabe carril son relativamente pequeñas, comparadas con las cargas de techo y de piso que actúan sobre la columna, es económico usar una ménsula de asiento conectada a los patines de la columna principal, pero cuando las cargas de la trabe carril son demasiados grandes o cuando el eje de dicha trabe esta localizado lejos del centro de la columna, los momentos por excentricidad pueden ser excesivos, y resultará más económico escalonar la columna al nivel inferior de la trabe o diseñar una columna separada para soportar la trabe carril. En la figura 1.6.1 se presentan algunas columnas típicas basicamente para soportar traves carril.

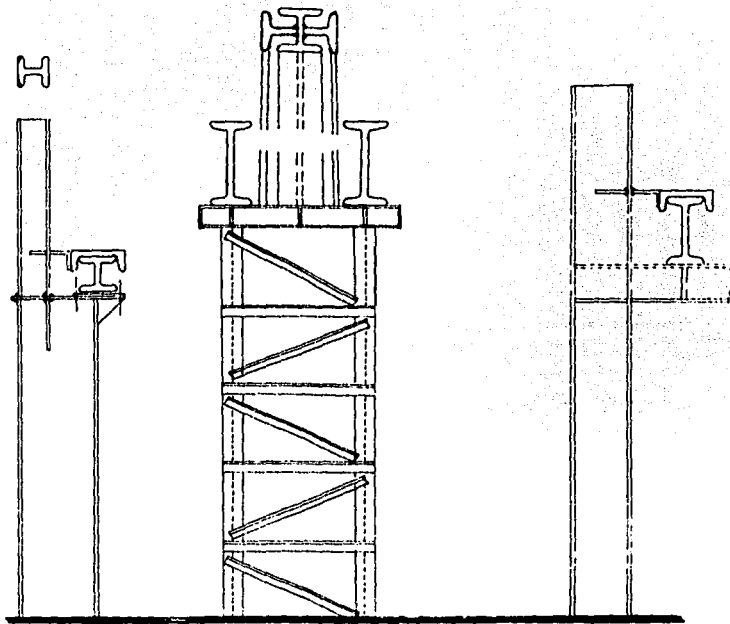


Figura 1.6.1 Arreglo típico de columnas para soportar traves carril y techumbre

1.7. Condiciones de apoyo en marcos de naves industriales para la estabilidad transversal

El comportamiento estructural de un marco sometido a cargas laterales depende del grado de empotramiento de las columnas en la base de la existencia de una conexión rígida entre columnas y armaduras, y de la naturaleza del suelo bajo la cimentación. A continuación se presenta la descripción de cuatro casos alternativos de apoyo para la estabilidad transversal de los marcos :

a.) *Empotrado en la base y articulado en la unión armadura-columna.* Esta condición puede ser económica, cuando, tanto la carga vertical en ésta como el tamaño de la cimentación sean grandes y el momento de volteo sea relativamente pequeño, este tipo de condición puede ser económica para naves industriales bajas y anchas. Además requiere que la cimentación no sufra movimientos, es conveniente que este tipo de solución sea utilizada en buenos terrenos de cimentación. Es importante observar que este tipo de marco es totalmente estable y apto para soportar por sí solo esfuerzos transversales, y teóricamente no requiere un contraventeo adicional. En la figura 1.7.1B se muestra una unión armadura columna atornillándose la armadura a la columna, considerándose esta unión como articulada. Sin embargo, las armaduras se calculan en general como estáticamente determinadas, con un apoyo móvil y el otro articulado. En la figura 1.7.1A se presenta la forma esquemática de esta condición.

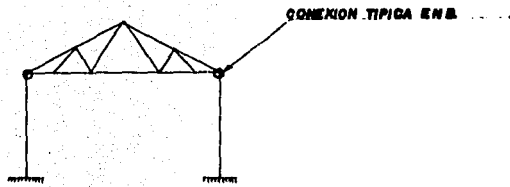
b.) *Articulada en la base y rigidizada en la unión armadura-columna.* Esta es una solución relativamente fácil de lograr en estructuras de acero. Este tipo de marco es totalmente estable y apto para soportar por sí solo esfuerzos transversales, y teóricamente no requiere un contraventeo adicional. En la figura 1.7.2B se muestra la conexión rígida de la armadura con la columna. En la figura 1.7.2A se muestra esquemáticamente este tipo de condición.

c.) *Columnas empotradas en la cimentación y los nudos superiores rígidos.*

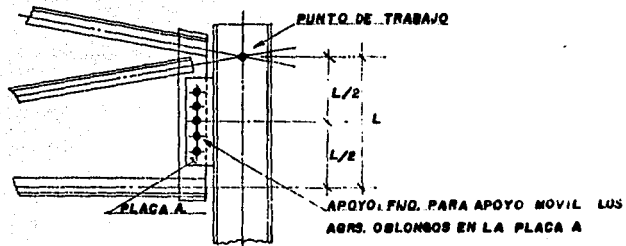
En este caso los esfuerzos se reparten entre todos los elementos de la estructura. Esta condición es conveniente para edificios altos. En la mayoría de los casos es más económica y práctica esta condición. Este marco al igual que todos los anteriores es totalmente estable y apto para soportar por sí solo los esfuerzos transversales y teóricamente tampoco requiere un contraventeo adicional. En la figura 1.7.3 se muestra esquemáticamente esta condición.

d.) Columnas articuladas en su base y en la unión con la armadura.

Esta disposición no es estable para esfuerzos horizontales, se emplea para naves industriales emplazadas en el interior de las ciudades, donde apenas reciben esfuerzos de viento. Es importante observar que este tipo de marcos requiere un contraenteo adicional para tomar dichos esfuerzos. En la figura 1.7.4 se presenta esquemáticamente esta disposición.



(A)



(B)

Figura 1.7.1. Marco empotrado en la base y articulación en la unión viga columna.

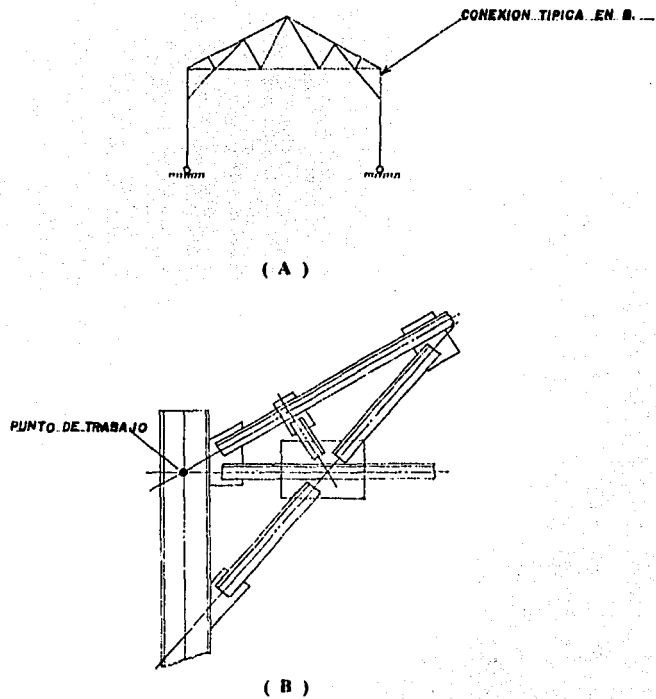


Figura 1.7.2. Marco articulado en la base y empotrado en la unión viga columna.

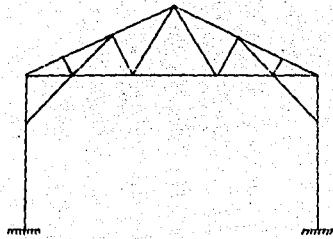


Figura 17.3. Marco con empotramiento en ambos extremos de las columnas.

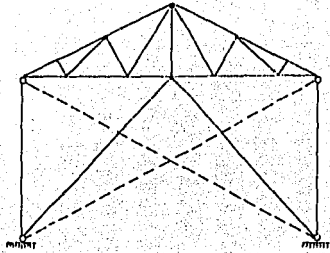


Figura 1.7.4. Marco con articulaciones en ambos extremos de las columnas.

1.8. Bases para columnas de acero

En el diseño de una columna de acero, la base de apoyo requiere de una atención especial. Una carga axial es transmitida al soporte hecho generalmente de un material más débil como el concreto, si se supone que el dispositivo de apoyo contiene características de momento resistente, el diseño de la base y el anclaje u otro dispositivo empotrado en el soporte, así como el soporte mismo, deberá dar secciones que sean capaces de desarrollar el mencionado momento resistente.

El dispositivo más empleado como base de columna, es una placa plana soportada por una placa de concreto. La función de esta placa, colocada entre la caña de la columna y el apoyo de concreto, es obvia. Dependiendo del tipo de acero y de la relación de esbeltez de la columna, los esfuerzos admisibles son del orden de 700 a 1400 Kg/cm² o más. Esfuerzos de esta magnitud aplastarían por compresión al concreto. La placa base deberá ser lo suficientemente gruesa y de una área tal que distribuya la carga dentro de la seguridad, desde el máximo esfuerzo de la columna hasta la mínima resistencia del concreto.

Es prácticamente común distribuir cargas de columnas sobre el terreno de cimentación utilizando zapatas aisladas; sin embargo, los emparrillados de acero se usan a veces para este propósito, y son particularmente valiosos en casos en que se tienen que soportar cargas sumamente altas sobre roca. Las cimentaciones sobre emparrillado se construyen de una o más capas de vigas de acero distribuidas como se observa en la figura 1.8.1 y se recubren con concreto. Se deja suficiente espacio entre los patines de las vigas en cada capa para permitir el vaciado del concreto.

El comportamiento real de una estructura es en realidad complejo y por lo tanto corresponde al diseñador fijar en el análisis de la superestructura la condición real de apoyo.

Las fuerzas que pueden desarrollarse en la base de una columna son reacciones de cortante, fuerza axial y momento flexionante. Cuando la base de una columna se diseña para resistir momento flexionante se le llama base empotrada, figura 1.8.2A cuando no puede transmitir momento flexionante, se le nombra base articulada, figura 1.8.2B, la condición articulada puede obtenerse simplemente suministrando anclaje solamente en el eje neutro o bien en marcos con cargas pesadas, utilizando un pasador de acero. El extremo inferior de la columna y de la superficie de la placa de acero bajo la columna, son alisados para que la carga se transmita por apoyo directo. La superficie inferior de la placa no se alisa, pero el espacio entre ella y el dado de la columna se cuela con un mortero estabilizador de volumen (Grout) figura 1.8.2C.

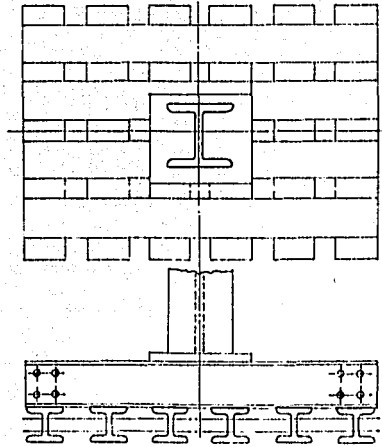
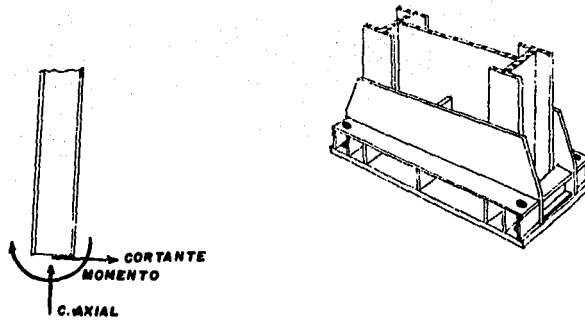
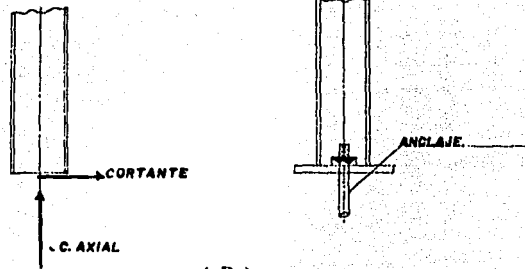


Figura 1.8.1. Cimentación de emparrillado de acero.

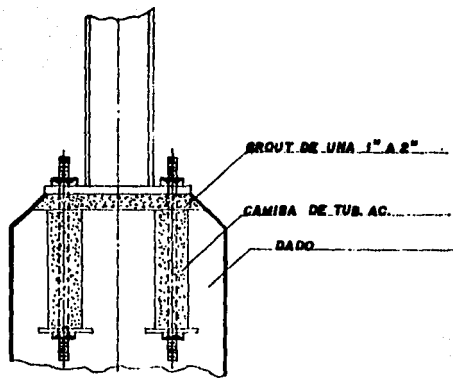


(A)



(B)

Figura 1.8.2. Elementos mecánicos y arreglo en las bases de columnas.



(C)

Figura 1.8.2. Elementos mecánicos y arreglo en las bases de columnas

1.9. Disposición en los edificios de varias naves

La disposición de edificios industriales de varias naves es extraordinariamente variada. En la figura 1.9.1 se presentan esquemáticamente algunas de las formas que se puede adoptar en la organización estática de los edificios de dos naves, limitándose a señalar las más utilizadas en la práctica. En el esquema (B) se indica una disposición no rígida a los esfuerzos transversales, que pueden utilizarse disponiendo una viga de contraviento, como se vera en el subcapítulo III.5, siendo suficiente colocar esta viga de arriostamiento en una sola de las naves. En la figura 1.9.2 se ha representado una disposición de dos naves en que la armadura de cubierta se apoya sobre tres columnas empotradas.

En la figura 1.9.3 quedan indicadas las disposiciones más frecuentemente utilizadas en la práctica para los edificios de tres naves. Estas estructuras, cuya organización admite muy diversas posibilidades, pueden disponerse en forma isostática o constituyendo sistemas como los que, indicamos en los esquemas D y F, cuyo grado de hiperestaticidad es elevado. Sobre la conveniencia de una u otra tendencia deben tenerse en cuenta las siguientes observaciones :

los sistemas hiperestáticos múltiples presentan varios inconvenientes, su cálculo es relativamente difícil y engorroso, circunstancias desfavorables de importancia, ya que en las oficinas técnicas de proyectos suele trabajarse con gran premura de tiempo; no aparece tampoco un marcado ahorro de peso en ellos y además, el costo de las cimentaciones es mucho mayor en las columnas empotradas que en las articuladas. Por lo tanto, es más ventajoso en general, adoptar las disposiciones isostáticas o las hiperestáticas de primero o segundo grado como máximo.

En la figura 1.9.4 se presenta un ejemplo de un edificio industrial de varias naves.

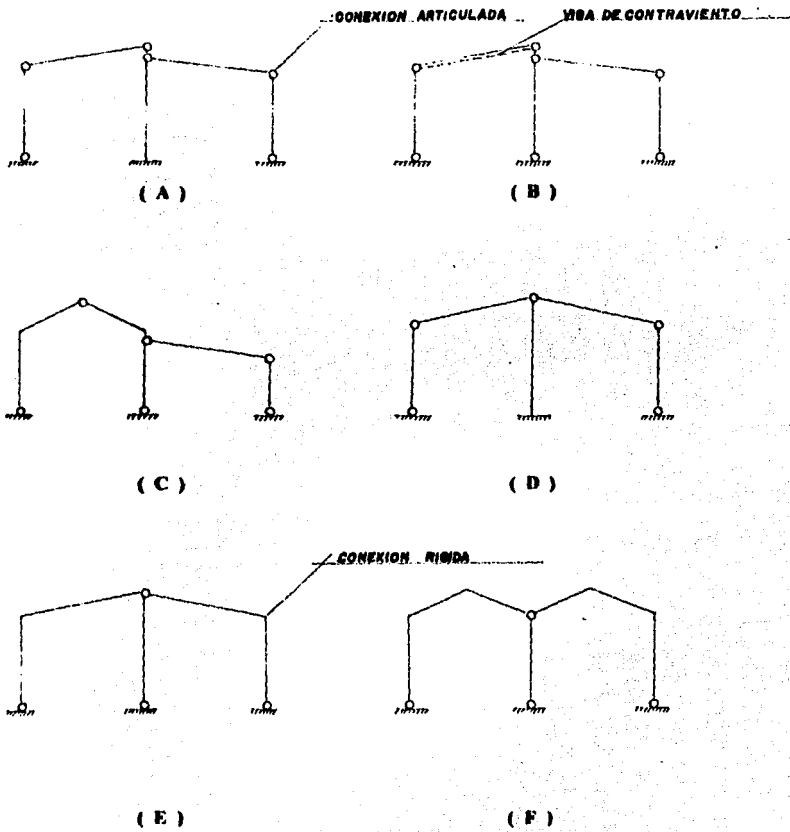


Figura 1.9.1. Disposición esquemática de edificios industriales en dos naves.

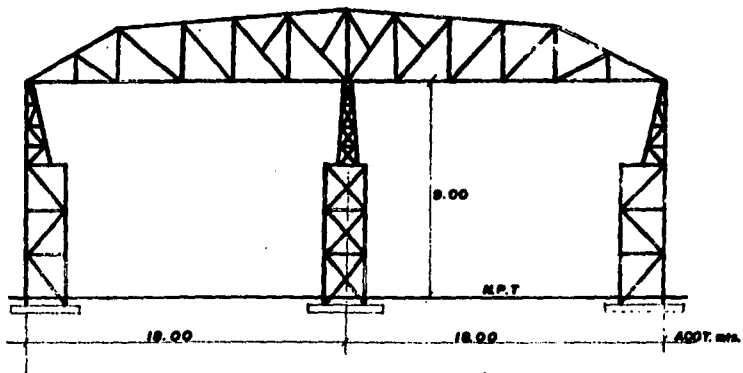


Figura 1.9.2. Disposición de dos naves en tres columnas empotradas.

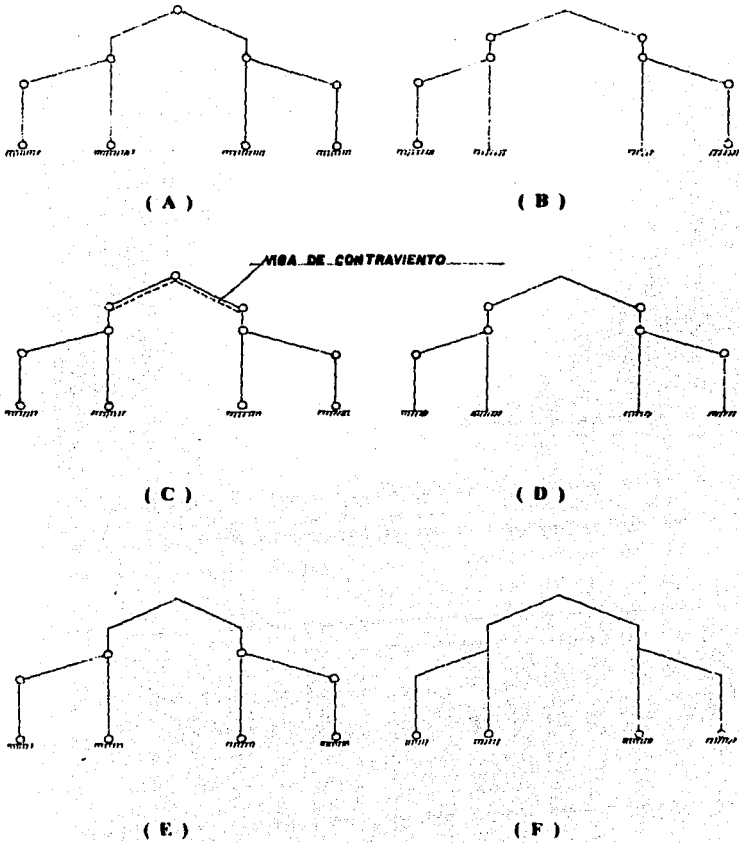


Figura 1.9.3. Disposición esquemática de edificios industriales en tres naves.

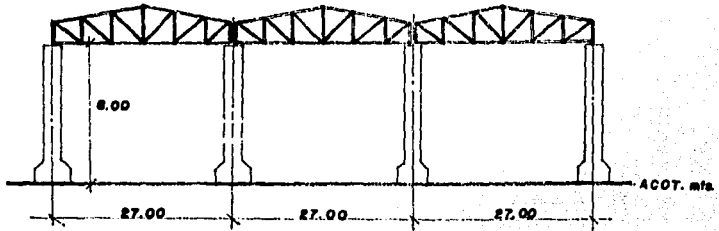


Figura I.9.4. Se representa un edificio industrial de tres naves.

II. CARGAS LATERALES.

El diseño estructural para las fuerzas provenientes del viento y los sismos implica dos consideraciones especiales. La primera es que la principal aplicación de las fuerzas es en dirección horizontal, lo cual las hace perpendiculares (o laterales) a la dirección de las fuerzas de gravedad. Debido a que la mayoría de los sistemas estructurales de edificios son concebidos básicamente en función de su resistencia a la gravedad, al diseñar por viento o por sismo uno tiene que ocuparse del contraventeo del sistema resistente a las acciones laterales. Aún cuando esta práctica es cuestionable como método básico de diseño, sin duda constituye la forma más común de procedimiento de diseño que se ha desarrollado. La segunda consideración especial en relación con las fuerzas de viento y sismo es de que ellas son de naturaleza dinámica.

II.1. Efectos dinámicos en las estructuras

Las cargas que implican movimiento, poseen el potencial para producir efectos dinámicos en las estructuras. El análisis de sus efectos requiere considerar las propiedades dinámicas esenciales de la estructura. Estas propiedades se determinan por el tamaño, peso, rigidez relativa, periodo fundamental, tipo de apoyo y grado de elasticidad de los materiales de la estructura, y mediante diversas influencias de amortiguamiento que se puedan presentar.

Las cargas dinámicas proporcionan una energía a la estructura en forma de impacto, tal como la producida por el aire en movimiento. En este caso la energía de la carga proviene de la energía cinética del aire en movimiento, la cual es producto de su masa y de su velocidad. En el caso de un sismo, o de la vibración de una maquinaria pesada, el origen de la carga no es una fuerza como tal, sino más bien, algo que induce el movimiento de la estructura, en cuyo caso real es la masa del edificio la fuente de la carga.

Importante punto a anotar es que los efectos de una carga dinámica sobre una estructura estan determinados tanto por la respuesta de la estructura como por la naturaleza de la carga. De esta manera, la misma carga dinámica puede producir efectos diferentes sobre estructuras distintas. Dos estructuras adyacentes pueden tener respuestas significativas diferentes ante un mismo sacudimiento sísmico si sus propiedades dinámicas son diferentes.

Los efectos dinámicos sobre las estructuras pueden ser de varios tipos, algunos de los principales efectos son los siguientes :

a) *La energía de carga total.* Es el equilibrio entre la magnitud pico de la carga y el máximo trabajo requerido por la estructura y se le conoce como el concepto de equilibrio de trabajo. El trabajo efectuado por la carga sobre la estructura iguala al trabajo producido por la estructura al resistir la carga.

b) *Los efectos desestabilizadores.* Ocurren si la carga dinámica produce una falla en la estabílidas de la estructura.

c) *Efectos armónicos.* Son de varios tipos y se pueden producir en especial si la fuente de la carga es de naturaleza cíclica. Los movimientos sísmicos son básicamncte cíclicos en forma de vibración o sacudida de la superficie del suelo, las relaciones entre estos movimientos y las propiedades armónicas de las estructuras pueden producir varios efectos, como son trepidación, brinco resonante de los pisos e incremento resonante del desplazamiento lateral de los edificios durante un sismo.

d) *Falla bajo cargas repetidas.* Puede ocurrir en algunos casos cuando las estructuras literales agotan su resistencia dinámica. Las estructuras pueden resistir con buen éxito una carga dinámica aislada pico, solo para fallar posteriormente bajo una carga similar, o aún hasta bajo una más pequeña. Esta falla por lo general se debe al hecho de que la primera carga elimina algo de la resistencia estructural, tal como la fuerza dúctil o el agrietamiento frágil, lo cual absorbió suficiente energía como para evitar la falla total pero la fuerza unicamente se puede usar una vez.

En muchos casos el análisis y el diseño por efecto dinámico no se efectúan trabajando directamente con las relaciones dinámicas sino simplemente mediante el uso de recomendaciones y reglas prácticas que se han establecido por la experiencia. Algunas pruebas y análisis teóricos pueden haber sido de utilidad para derivar las ideas o la información, pero gran parte de lo que se emplea se basa en las observaciones y en los registros de los anteriores desastres. Aún cuando se realicen verdaderamente cálculos, la mayoría de ellos se efectúan empleando información y relaciones que se han traducido en términos estáticos más simples, o sea el así denominado análisis y diseño estático. Las razones para esta práctica tiene mucho que ver con el grado de complejidad del análisis dinámico.

11.2. Diseño basado en efectos estáticos equivalentes

El empleo de los *efectos estáticos equivalentes* permite un análisis de diseño más simple al eliminar los complicados procedimientos de análisis dinámicos. Para hacer posible esto se debe transformar a términos estáticos los efectos de las cargas y la respuesta de la estructura.

Para la carga de viento la transformación básica consiste en establecer la conversión de la energía cinética del viento en una presión estática equivalente, la que después se considera de manera similar a una carga distribuida de gravedad. Se efectúan consideraciones adicionales para varios efectos aerodinámicos, como el arrastre de la superficie del terreno, la forma del edificio y la succión, pero estas no cambian la naturaleza básica estática del análisis.

Para los efectos sísmicos la transformación básica consiste en establecer una hipotética fuerza estática horizontal que se aplica a la estructura para simular los efectos de los movimientos laterales durante los movimientos del terreno. Esta fuerza se calcula como algún porcentaje del peso muerto del edificio, lo cual constituye la fuente real de la carga de energía cinética una vez que el edificio está en movimiento. El porcentaje específico que se emplea es determinado por varios factores, incluyendo algunas de las características de respuesta dinámica de la estructura.

A pesar de la cantidad de factores que intervienen y de las transformaciones, existen algunas limitaciones respecto a la idoneidad de un análisis estático equivalente para tener en cuenta el comportamiento dinámico. No se pueden considerar muchos efectos de amortiguamiento y resonancia. La verdadera capacidad de almacenar energía de la estructura no puede medirse con precisión en función de los esfuerzos y de las deformaciones. Por lo tanto, existen algunas situaciones, en las cuales es deseable un verdadero análisis dinámico, bien sea que se realice matemáticamente o mediante pruebas físicas. La gran mayoría de las estructuras presentan situaciones similares a muchas otras con las que ya se ha trabajado. La experiencia obtenida permite generalizar en la mayor parte de las ocasiones en las que los efectos dinámicos potenciales son en realidad insignificantes o en las que estos pueden ser adecuadamente tomados en cuenta diseñando por gravedad únicamente o mediante el empleo de técnicas estáticas equivalentes.

II.3. Aplicaciones de las fuerzas laterales

Para entender como resiste un edificio los efectos de las cargas laterales del viento y el sismo es necesario considerar la manera de aplicación de las fuerzas y luego visualizar como estas fuerzas se transfieren a través del sistema estructural lateralmente resistente hasta el suelo.

La aplicación de las cargas laterales sobre una estructura se debe de estudiar dentro del contexto de la solución arquitectónica y/o del tipo de construcción utilizado. Por lo tanto, se debe concebir un esquema estructural que transfiera estas cargas horizontales hasta la cimentación. En el caso del viento, usualmente la envoltura exterior del edificio transmite la carga horizontal a cada nivel de piso y al techo. En el caso de los sismos, se supone que el peso del edificio está concentrado en cada nivel y techo y luego se convierte en cargas horizontales equivalentes. Por lo tanto, en ambos casos, el viento y el sismo, la fuerza horizontal en cada nivel es la que se debe transferir hacia los cimientos.

Hay dos tipos diferentes de elementos estructurales que se usan para transferir estas cargas, y son horizontales y verticales. El elemento horizontal, figura II.3.1. no tiene necesariamente que estar situado en el plano horizontal (por ejemplo, se podría usar un techo inclinado, con las consideraciones de distribuir la carga como se verá en el capítulo IV), su propósito es transferir la carga lateral en una dirección horizontal al elemento vertical. Los pisos arriostrados (arriostramiento cruzado) y los diafragmas se utilizan generalmente para este propósito.

En la figura II.3.1. se ilustra un piso arriostrado con cargas aplicadas solamente en una dirección. La porción triangulada central actúa como una armadura horizontal cubriendo el claro entre los elementos verticales situados en cada extremo.

El elemento vertical transfiere la carga horizontal vertical hacia abajo a los cimientos. Los elementos verticales se pueden situar en cualquier parte dentro del edificio, pero su localización es un factor esencial en el diseño del elemento horizontal y tiene un efecto significativo sobre la carga que éste debe tomar. Puesto que la carga se debe considerar desde dos direcciones se requiere un mínimo de tres elementos verticales para la estabilidad de cualquier estructura, esto es si y solo si el elemento horizontal es un diafragma rígido.

En la figura II.3.2. se ilustran dos armaduras verticales (arriostramiento cruzado) situadas en los muros exteriores, así como la distribución de la carga hacia la cimentación.

Con las cargas establecidas y el sistema de contraventeo definido, el comportamiento de las partes individuales y del sistema como un todo deben investigarse. Un aspecto importante de la investigación es el seguimiento completo del recorrido de las cargas desde su origen hasta su destino final en el suelo. Con las fuerzas y esfuerzos internos determinados, el diseño de las partes del sistema es cuestión de rutina.

En muchos casos no es necesario ni deseable usar cada pared como para arriostar cada crujía del marco de la estructura, en la figura II.3.3 se ilustra que el arriostramiento lateral de la estructura se logra por el contraventeo parcial del sistema. Este procedimiento requiere que existan algunos elementos para la distribución de la carga, tales como diafragmas de cubierta y pisos, puntales horizontales, etc. que sirvan para ligar las porciones inestables de la estructura con los elementos lateralmente resistentes.

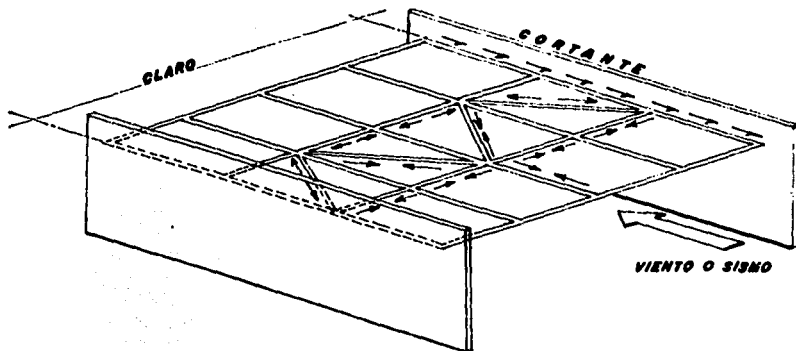


Figura II.3.1. Vigas horizontales de arriostamiento.

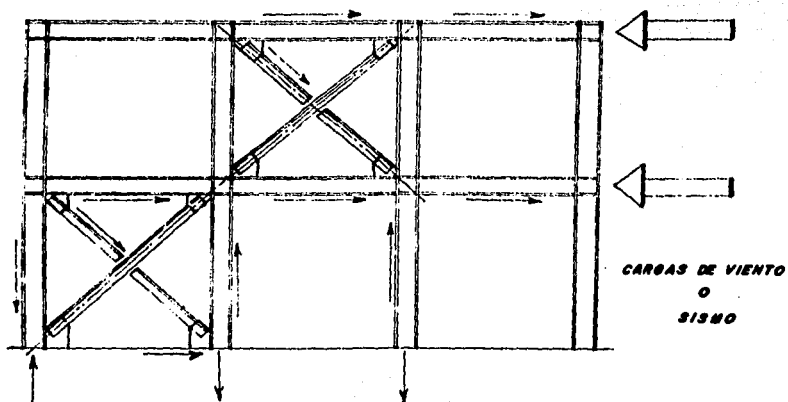


Figura II.3.2. Armaduras verticales de arriostramiento cruzado.

FALLA DE ORIGEN

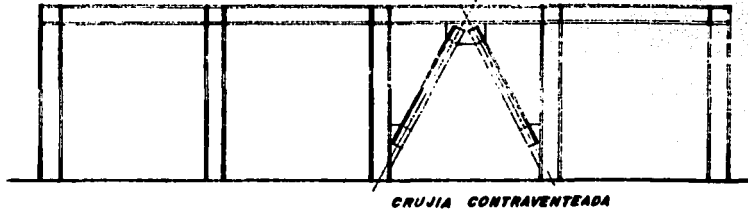


Figura II.3.3. Ubicación del arriostramiento en una sola crujía

11.4. Distribución de fuerzas laterales en el contraventeo

El esfuerzo cortante en la base, producido por una carga de sismo es la fuerza lateral total que debe resistir una estructura y para la cual se debe diseñar. Este cortante en la base se distribuye a cada momento resistente horizontal y vertical que esté situado de tal modo en la estructura que sea capaz de desarrollar una parte de la carga. Para estructuras de un solo nivel, la distribución de carga se determina usando los principios ordinarios de mecánica estructural relacionados con cargas estáticas. Las variables que se deben considerar son :

- 1) Tipo de elemento horizontal.
- 2) Sentido de la carga horizontal.
- 3) Posición de los elementos verticales.
- 4) Rigideces relativas de los elementos verticales.

El contraventeo vertical no siempre necesita estar en los muros exteriores de un edificio. Los contraventeos verticales de la figura 11.4.1. que consta de dos marcos contraventeados, cada segmento contribuye al desarrollo de la fuerza total (P).

Se supone que las diagonales en compresión no son efectivas y se presentan con líneas punteadas. Obsérvese que la deflexión lateral de cada segmento será la misma. Por lo tanto, la proporción de la carga total desarrollada por cada segmento depende de la rigidez relativa de cada elemento. Esta observación sigue siendo válida (dentro del rango elástico del material) si el marco es contraventeado.

Como se usa aquí, el término rigidez se refiere a la resistencia contra la deflexión ante una carga dada. En la figura 11.4.2. se ilustra un marco contraventeado, las variables son altura (h) y la longitud (L). Se da la fórmula que relaciona la deflexión (Δ) causada por la carga P. Que es resistida por la rigidez del sistema R. La rigidez se presenta por la cantidad entre corchetes. La rigidez se define a veces como la rigidez de todo el sistema. Pero como estos tipos rara veces se combinan para alguna línea de elementos verticales, las fórmulas absolutas para (R) entre corchetes se puede simplificar para producir solamente valores relativos de rigidez para cualquier tipo. Este es el procedimiento que se utiliza comunmente en el diseño.

Por ejemplo una serie de marcos con contraventeo cruzado similares a los ilustrados en la figura II.4.2. con áreas transversales y módulos de elasticidad constantes para cada miembro podrían tener la fórmula de rigidez relativa reducida a :

$$RB = \frac{I}{L [1 + r^3 + (1 + r^2)]^{3/2}}$$

Donde :

$$r = h/L$$

Al aplicar la fórmula a los dos segmentos de la figura II.4.1. se tendrán sus rigideces relativas como :

Segmento en B, $h/L = 9/9 = 1$

$$RB = \frac{I}{9 [1 + 1^3 + (1 + 1^2)]^{3/2}} = 0.023$$

Segmento en A, $h/L = 9/18 = 0.5$

$$RB = \frac{I}{18 [1 + 0.5^3 + (1 + 0.5^2)]^{3/2}} = 0.022$$

Observese que las rigideces estan muy próximas entre si a pesar del hecho de que un segmento tiene el doble de longitud del otro. Esto es típico, usando estos valores de rigidez relativa, la carga total P se puede proporcionar en cada segmento como sigue :

Segmento en B :

$$\frac{RB}{\Sigma RB} P = \frac{0.023}{0.045} P = 0.51 P$$

Segmento en A :

$$\frac{R_B}{\Sigma R_B} P = \frac{0,022}{0,045} P = 0,49 P$$

El procedimiento descrito aquí se puede usar en muros rígidos, muros de cortante, así como para marcos contraventeados con sus respectivas rigideces, sin embargo, en caso de que el marco contraventeado este construido de acero, esto se hace raras veces. Esto se debe a que el acero es un material dúctil y las cargas sísmicas duran poco tiempo. El acero no falla de repente, sino que cede (desarrollando aún su carga de fluencia) y permite que los otros elementos estructurales compartan el desarrollo de la carga. Aceptando este fenómeno de cedencia (podría ocurrir alguna distorsión permanente), todo lo que se necesita es que la capacidad de resistencia combinada del contraventeo sea igual a la carga total .

$$T_1 \cos \alpha_1 + T_2 \cos \alpha_2$$

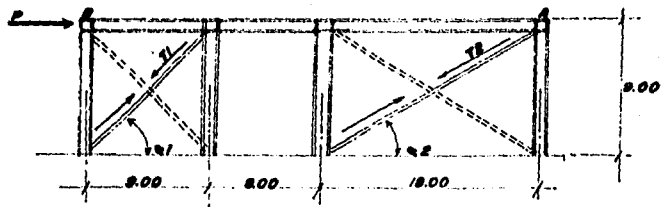
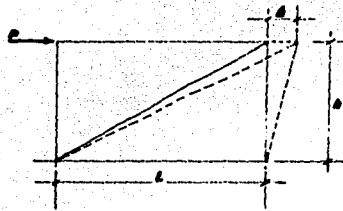


Figura 11.4.1. Distribución de las cargas con dos crujeas contraventeadas.



$$P = R_{\theta} \Delta$$

$$P = \frac{E}{\sum S U L_i / A} \Delta$$

Donde:

- S = Esfuerzo en cada miembro causado por P
- U = Esfuerzo en cada miembro causado por la carga unit. en P.
- L_i = Longitud de miembro
- A = Área de cada miembro

Figura 11.4.2. Deflexiones en marcos contraventados.

II.5. Aplicación de cargas laterales en estructuras de naves industriales

En edificios típicos de naves industriales, estructurados en base a marcos rígidos y lámina soportados en largueros, parece ser una excepción a la manera en que se toman las cargas horizontales. Un ejemplo clásico se muestra en la figura II.5.1. en este ejemplo considerando el viento en la dirección transversal la carga horizontal se toma mediante los largueros de fachada y de techo. La carga de viento sobre la superficie del edificio se transfiere directamente a los marcos de dos aguas por ambos tipos de largueros de amarre, no se usa arriostramiento cruzado. Sin embargo, cuando se considera el viento en la dirección longitudinal se puede requerir el contraventeo horizontal para transferir las cargas al arriostramiento cruzado en los muros laterales.

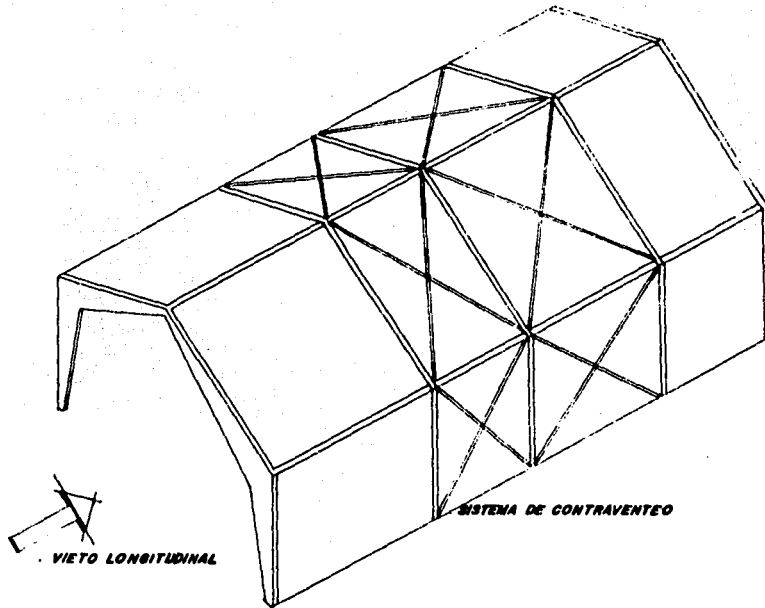


Figura II.5.1. Marcos a dos aguas con contraviento para soportar las cargas de viento longitudinales.

11.6. Determinación de cargas por viento

Los procedimientos que se expondrán en esta parte del trabajo son los mismo del libro diseño estructural de Roberto Meli, por su claridad en el tema.

Para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por lo tanto, el viento se trata en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las cubiertas y fachadas de naves industriales. La mayoría de los reglamentos recientes afirman que las velocidades que establecen, para el diseño de las estructuras comunes corresponden a periodos de recurrencia de alrededor de 50 años, lo que implica una probabilidad de 63% (referencia 16), de que dicha velocidad sea excedida por lo menos una vez en 50 años, que es lo comunmente aceptado como duración deseable de una estructura.

En edificios regulares y en otras estructuras comunes es suficiente revisar en forma independiente la acción del viento en dos direcciones ortogonales que coinciden con los ejes principales del sistema estructural.

En las estructuras comunes será suficiente considerar el efecto estático del viento determinando las presiones o succiones que actúan en dirección perpendicular a la superficie expuesta al viento.

La determinación se basa en la siguiente ecuación :

$$P = 1/2 \delta CD V_D^2 \dots\dots\dots 1$$

Donde:

P = Presión debida al viento.

δ = Densidad del aire.

VD = Velocidad de diseño

CD = Factor de empuje

Tomando $\delta = 0.125 \frac{\text{Kg} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$ (condiciones estandar), Tenemos :

$$P = 0.0625 C_D V_D^2$$

Tomando la velocidad de diseño en Km/h tenemos :

$$P = 0.0048 C_D V_D^2 \text{-----}^2$$

P = Presión en Kg/m²

Para sitios con altitud significativa se debe corregir la ecuación número 2 por el siguiente factor:

$$\frac{8 + h}{8 + 2h}$$

Donde :

h = Altitud sobre el nivel del mar en Kms.

La velocidad del viento que interviene en la ecuación 2, depende de los siguientes factores:

- a) Ubicación geográfica de la construcción.
- b) Características topográficas locales.
- c) Altura sobre el nivel del terreno.
- d) Importancia de la construcción.
- e) Sensibilidad de la estructura a los efectos de ráfaga.

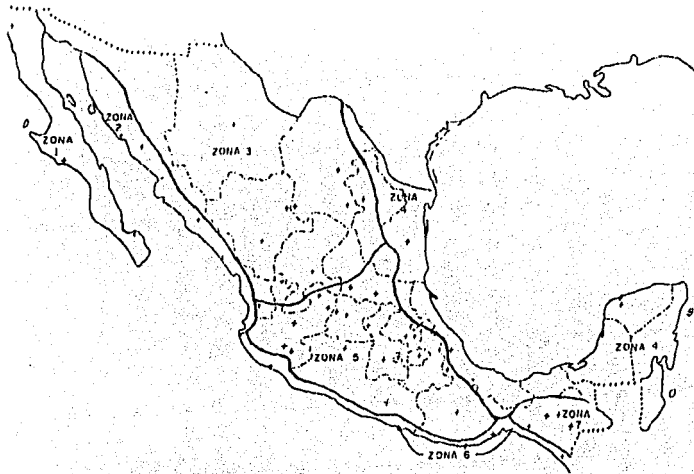
El manual de la Comisión Federal de Electricidad establece la regionalización eólica de la figura II.6.1 con las velocidades de diseño que ahí se indican, las cuales corresponden a un periodo de recurrencia de 50 años y son aplicables en campo abierto. Las velocidades que ahí se establecen son representativas de toda una zona pueden no ser estrictamente aplicables en localidades específicas dentro de ella.

Dichas velocidades, entonces, han de considerarse como mínimas. En lugares donde se tengan registros de vientos mayores, estos deberán usarse para estimar las velocidades de diseño, en la tabla II.6.A. se presentan las velocidades de viento máximas de algunas zonas de la República Mexicana, que en este caso son las que regirán en el diseño por viento.

La velocidad de gradiente a alturas muy grandes, no debe verse alterada por el concepto de rugosidad del terreno, pero sí la velocidad base, cuando está especificada a 10 metros de altura. Por tanto, los aspectos b y c antes mencionados pueden tomarse en cuenta como un factor correctivo del tipo

$$k \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha, \quad Z \leq Z_0$$

Donde : Z es la altura, en metros, sobre el nivel del terreno y k y α son coeficientes que, con base en mediciones realizadas en diversos sitios y a distintas alturas, se han propuesto como los valores dados en la tabla II.6.B.



| ZONA | VELOCIDAD REGIONAL (Km/hora) |
|------|---------------------------------|
| 1 | 90 |
| 2 | 125 |
| 3 | 115 |
| 4 | 160 |
| 5 | 80 |
| 6 | 150 |
| 7 | 80 |

Figura II.6.1. Las velocidades regionales que aquí se establecen son representativas de toda la zona y pueden no ser estrictamente aplicables en localidades específicas dentro de ella. Dichas velocidades, entonces, han de considerarse como mínimas. En lugares donde se tengan registros de vientos mayores, éstos deberán usarse para estimar las velocidades de diseño.

Tabla II.6.A. Velocidades máximas de viento (m /seg).

| No | ORIGEN/VATORO | COORDENADAS | | RUMBO | | Velocidad (m /seg) |
|----|-------------------------|---------------------|--------|-----------|-----------|-----------------------|
| | | en grados y minutos | | Abruel | Therocion | |
| | | LAT | LONG | en surcos | | |
| 1 | Emmacha, B.C. | 21 51 | 116 38 | 13 | W | 14.4 |
| 2 | La Paz, B. C. | 24 10 | 115 25 | 10 | NE | 37.0 |
| 3 | Puerto Cuzco, B. C. | 24 26 | 111 52 | 05 | N | 31.8 |
| 4 | Campeche, Cam | 19 51 | 90 33 | 05 | E | 36.06 |
| 5 | Tuxtla, Coah | 23 30 | 103 27 | 1013 | SE | 16.0 |
| 6 | Saltillo, Coah | 25 25 | 102 00 | 1609 | SSE | 29.0 |
| 7 | Pueblo Viejo, Coah | 28 42 | 100 31 | 220 | NE | 41.0 |
| 8 | Monterrey, Coah | 26 33 | 101 23 | 301 | NNE | 16.3 |
| 9 | Coahuila, Coah | 19 14 | 103 43 | 004 | SE | 38.4 |
| 10 | Moctezuma, Coah | 19 03 | 104 17 | 08 | WSW | 65.0 |
| 11 | Comala, Oax | 16 15 | 93 08 | 1530 | E | 29.0 |
| 12 | Tehuacan, Oax | 18 55 | 95 16 | 182 | NE | 25.0 |
| 13 | Tehuacan, Oax | 18 45 | 95 07 | 518 | WNNE | 19.0 |
| 14 | Chilpancingo, Oax | 20 38 | 104 05 | 1423 | SSW | 38.3 |
| 15 | Tehuacan, O.P. | 19 24 | 96 12 | 2308 | SSE | 28.4 |
| 16 | Chilpancingo, Oax | 25 32 | 103 31 | 1135 | SW | 38.0 |
| 17 | Chilpancingo, Oax | 24 02 | 104 40 | 1809 | NE | 23.8 |
| 18 | Chilpancingo, Oax | 16 30 | 96 56 | 20 | ENE | 49.9 |
| 19 | Chilpancingo, Oax | 17 33 | 99 30 | 360 | E-SE-ESE | 23.0 |
| 20 | Chilpancingo, Oax | 21 01 | 101 15 | 2010 | W-NE | 21.0 |
| 21 | Chilpancingo, Oax | 20 08 | 96 44 | 2424 | NE | 33.3 |
| 22 | Chilpancingo, Oax | 20 03 | 103 23 | 1501 | NE | 27.6 |
| 23 | Huixtla, Oax | 22 21 | 103 12 | 1635 | SW | 30.3 |
| 24 | Tehuacan, Oax | 19 18 | 99 40 | 2040 | N | 20.0 |
| 25 | Mexico, Mex | 19 42 | 101 11 | 1941 | S | 23.1 |
| 26 | Tehuacan, Oax | 21 11 | 104 54 | 915 | NW | 12.5 |
| 27 | Monteclaro, M.L. | 25 48 | 100 18 | 536 | ESE | 30.3 |
| 28 | Chilpancingo, Oax | 17 04 | 96 43 | 1510 | W | 27.0 |
| 29 | Saltillo, Coah | 16 10 | 95 12 | 06 | NW | 54.0 |
| 30 | Puerto, Pue | 19 02 | 98 12 | 2162 | SE | 23.8 |
| 31 | Quetzaltenango, Gua | 26 36 | 100 23 | 1842 | WSE | 25.0 |
| 32 | Chilpancingo, Oax | 20 31 | 86 57 | 03 | N | 53.3 |
| 33 | Chilpancingo, Oax | 18 30 | 86 18 | 03 | SE-E-ESE | 14.0 |
| 34 | San Luis Potosi, S.L.P. | 22 09 | 100 30 | 1877 | W | 25.2 |
| 35 | San Luis Potosi, S.L.P. | 21 56 | 100 30 | 507 | ESE | 15.0 |
| 36 | Chilpancingo, Oax | 24 49 | 107 24 | 84 | SE | 27.7 |
| 37 | Mexico, Mex | 23 12 | 108 25 | 03 | NW | 60.0 |
| 38 | Chilpancingo, Oax | 27 53 | 118 54 | 44 | NNE | 39.3 |
| 39 | Huixtla, Oax | 29 04 | 118 54 | 237 | ESE | 12.3 |
| 40 | Tehuacan, Oax | 22 13 | 97 51 | 12 | N | 36.7 |
| 41 | Tehuacan, Oax | 19 19 | 98 14 | 2252 | S | 29.3 |
| 42 | Chilpancingo, Oax | 18 54 | 96 56 | 924 | NW | 25.0 |
| 43 | Saltillo, Coah | 18 32 | 96 55 | 1427 | N | 32.0 |
| 44 | Chilpancingo, Oax | 18 51 | 97 06 | 1284 | S | 19.6 |
| 45 | Veracruz, Ver | 19 12 | 96 02 | 16 | NW | 47.3 |
| 46 | Mexico, Mex | 20 39 | 88 39 | 09 | NNE | 24.7 |
| 47 | Puebla, Pue | 21 18 | 89 39 | 08 | ESE | 26.0 |
| 48 | La Paz, B.C. | 22 47 | 107 54 | 2612 | SW | 17.0 |

FALLA DE ORIGEN

Tabla II.6.B. Parámetros que definen la variación de la velocidad del viento con la altura.

| TIPOS DE TERRENOS | k | | Z _G , en M |
|---|-----|------|-----------------------|
| A.- Centro de ciudades con concentración de edificios altos (más de la mitad de las construcciones tienen alturas de más de 21 metros) | 0.5 | 0.33 | 450 |
| B.- Areas urbanas y suburbanas, zonas boscosas, campo abierto con topografía irregular. | 0.8 | 0.22 | 400 |
| C.- Campo abierto con terreno plano. | 1.0 | 0.14 | 275 |
| D.- Litorales y promontorios. | 1.2 | 0.10 | 200 |

La mayor seguridad que se requiere para estructuras cuya falla puede tener consecuencias más graves que lo común se refleja en la exigencia de incrementar la velocidad de diseño en un 15%. Esta consideración puede aplicarse en naves industriales, donde debido a procesos industriales, se requiere de un gran número de gente laborando dentro de dichas naves. Además el costo de los equipos suele ser muy elevado.

La presión de diseño según la ecuación 2 depende del factor de forma de la construcción expuesta al viento, **CD**, el cual permite obtener un promedio de las presiones ejercidas sobre el área en estudio, de manera que se puede usar la presión calculada como uniformemente distribuida sobre toda el área.

Debido a la gran variedad de formas de las construcciones y a la frecuente irregularidad de estas, las normas incluyen generalmente una larga lista de expresiones y gráficas para la determinación de dichos coeficientes.

Los coeficientes para el diseño de la estructura principal en edificios y construcciones cerradas, especificados por el RDF. 87 son los que se muestran en la tabla II.6.C.

Tabla II.6.C. Coeficientes de viento (CD).

| LUGAR | COEFICIENTE |
|--|--|
| Pared de barlovento | 0.8 |
| Pared de sotavento | -0.5 |
| Paredes laterales | -0.7 |
| Techos planos | -0.7 |
| Techos inclinados para acciones paralelas a las generatrices | -0.7 |
| Techos inclinados, lado de sotavento | -0.7 |
| Techos inclinados, lado de barlovento | -0.8 < 0.04 θ - 1.6 < 1.8 Min. Max. θ = inclinación del techo en grados. |

Los coeficientes de empuje en las caras de barlovento y sotavento dan lugar a fuerzas en la misma dirección por lo que se pueden sumar y aplicar un solo coeficiente (1.3) para la determinación de la fuerza horizontal total, fuerza de arrastre, sobre la estructura principal. Los coeficientes para el diseño de elementos de recubrimiento, (ver referencia 20).

11.7. Determinación de cargas por sismo

Al llegar a una estructura las ondas sísmicas producen movimientos erráticos en todas las direcciones. Las componentes horizontales de estos movimientos son los que interesan de manera particular al ingeniero estructural por su efecto sobre las estructuras. Las componentes verticales suelen despreciarse porque la mayoría de las estructuras tienen una importante reserva de resistencia a acciones verticales.

Los movimientos sísmicos producen fuerzas en las estructuras por su aceleración, es decir por los cambios en su velocidad. Puesto que los movimientos sísmicos son vibratorios, las aceleraciones y fuerzas que originan en las estructuras cambian de sentido periódicamente. La fuerza ejercida sobre un cuerpo por los movimientos sísmicos pueden determinarse por medio de la segunda ley de Newton, que se expresa como sigue :

$$F = m a \text{ ----- } 1$$

En esta expresión **F** es la fuerza que produce una aceleración (**a**), en un cuerpo de masa **m**. Puesto que la masa (**m**) de un cuerpo es igual a su peso (**W**), dividido entre la aceleración de la gravedad (**g**), que es aproximadamente igual a 9.8 m/seg², la ecuación 1 puede tomar la siguiente forma:

$$F = \frac{W}{g} a \text{ ----- } 2$$

La relación **a/g**, se denomina *Coefficiente Sísmico (c)*. La fuerza ejercida por un sismo sobre un cuerpo de peso (**P**) puede entonces calcularse simplemente multiplicando el peso por el coeficiente sísmico :

$$F = W c \text{ ----- } 3$$

Evidentemente la aceleración del suelo varía continuamente de manera irregular. El valor de la aceleración que interesa es el máximo que se estima puede presentarse. Los valores de los coeficientes sísmicos (**c**) varían según los distintos reglamentos. Además el coeficiente sísmico varía según el riesgo sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

La tabla II.7.A. muestra los coeficientes sísmicos especificados en el manual de CFE, para las 4 regiones sísmicas en que se divide la República Mexicana, según la figura II.7.1., se aprecia que para la zona D, de mayor riesgo sísmico, el coeficiente llega a ser hasta tres veces que en la Ciudad de México. En la tabla II.7.A, se identifica como zona I aquellos sitios de terreno firme en que, a profundidad menor de tres metros, existen estratos rocosos o de suelo muy compacto; como zona II de transición, los sitios en los que el suelo compacto se encuentra a profundidades de entre 3 y 20 metros, y como zona III, de terreno compresible, aquellos sitios en los que el suelo firme se encuentra a más de 20 metros de profundidad.

Tabla II.7.A. Coeficientes sísmicos especificados en el manual de CFE para las cuatro regiones sísmicas en que se divide la República Mexicana.

| ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA. | TIPO DE SUELO. | COEFICIENTE SISMICO (C). |
|-------------------------------|----------------|--------------------------|
| A | I | 0.08 |
| | II | 0.12 |
| | III | 0.16 |
| B | I | 0.16 |
| | II | 0.20 |
| | III | 0.24 |
| C | I | 0.24 |
| | II | 0.30 |
| | III | 0.36 |
| D | I | 0.48 |
| | II | 0.56 |
| | III | 0.64 |

Nota:

Tomando en cuenta que es mayor la confiabilidad que se requiere para construcciones cuyas consecuencias de la falla son particularmente graves o para aquellas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico importante, se requiere que el coeficiente sísmico se multiplique por 1.3.

Las estructuras de acero diseñadas de acuerdo con la práctica moderna poseen características muy favorables de capacidad de disipación de energía que las hace muy idoneas para resistir los efectos sísmicos. Esto ha sido demostrado por el buen desempeño que estas estructuras han tenido en general ante el efecto de sismos importantes. Por esta razón, los requisitos especiales que se imponen para las estructuras de acero en zonas sísmicas son poco numerosas. Hay que poner atención, sin embargo en que la ductilidad intrínseca de este material no se anule por la ocurrencia de algún modo de falla frágil.

Entre los más comunes están: la falla frágil en la soldadura por la aplicación de cordones escurridos o por concentraciones de esfuerzos, fallas por pandeo local, por pandeo global de un elemento (por carga axial o inestabilidad lateral), y fallas locales en conexiones. A estos aspectos se refieren esencialmente las recomendaciones incluidas en las normas de diseño.

En el caso de elementos de contraventeo en acero han de diseñarse con sumo cuidado, pues en estudios de laboratorio se ha comprobado que la resistencia en compresión de los miembros sometidos a cargas axiales cíclicas, que producen tensiones y compresiones alternadas, disminuye drásticamente después del primer ciclo de carga. Por este motivo, en las recomendaciones tentativas se indica que los elementos de contraventeo deben de tener una esbeltez L/r no mayor que $6040/\sqrt{F_y}$ (120, para acero A36), y que su resistencia en compresión axial debe reducirse multiplicando la correspondiente a carga estática por un factor de carga cíclica menor que la unidad, que vale $1/[1+(KL/r)/2C_c]$ ó $1/[1+(KL/r)/252.2]$ para acero A36 (para este acero, el factor disminuye de 0.93, cuando $KL/r = 20$, a 0.68 para $KL/r = 120$). Además, se indica que todos los elementos que forman parte del contraventeo han de diseñarse tomando como base esa resistencia reducida, independientemente de que trabajen en tensión o compresión.

Como anteriormente se mencionó las acciones laterales que predominan en navas industriales, son las debidas a la acción del viento por sus grandes áreas expuestas a ellas. Pero independientemente de esta consideración para la estabilidad longitudinal, cuando los muros tomen íntegramente las acciones del viento, se recomienda contraventear las columnas lateralmente contra una carga por sismo, que se obtendrá de la reacción de la techumbre debida a la carga muerta más la carga viva, más la reacción de la trabe carril, más el peso propio del puntal entre columnas, multiplicada por un coeficiente sísmico, obtenido de la tabla 11.7.A.

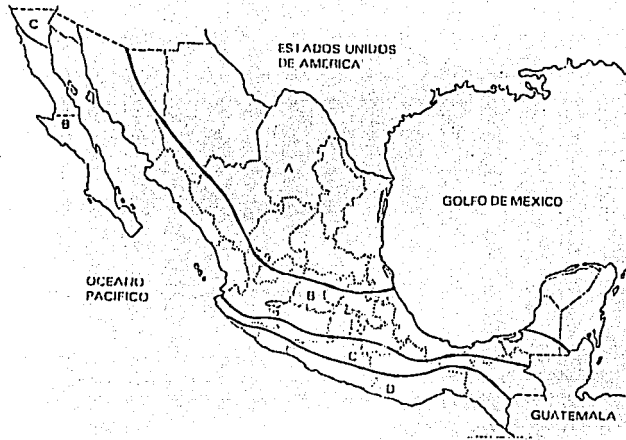


FIGURA II.7.1. Regionalización sísmica de la República Mexicana.
 (Tomado del Manual de diseño de obras civiles)

FALTA DE ORIGEN

II.8. Fuerzas horizontales debidas a grúas viajeras

Las naves industriales que cuentan con grúas viajeras llevan implícitas fuerzas horizontales en el sentido longitudinal y transversal además de las fuerzas verticales. La acción de dichas fuerzas se ejercen sobre la trabe carril y por consiguiente en las columnas de soporte, independientemente de ser consideradas en el diseño de la trabe grúa.

Los porcentajes de impacto vertical y empuje longitudinal se aplican a las *cargas máximas*^a en las ruedas sobre una trabe carril. El impacto lateral se aplica al peso de la carga más el *carro*^b, y se distribuye entre las dos traves carril, en proporción a la rigidez lateral de cada una.

Los servicios que se mencionan a continuación son los definidos por la asociación de fabricantes de grúas de América (C.M.A.A.).

| SERVICIO | IMPACTO VERTICAL | EMPUJE LONGITUDINAL | IMPACTO LATERAL |
|-------------------|------------------|---------------------|-----------------|
| A (Mantenimiento) | 10 % | 5 % | 10 % |
| B (Ligero) | 10 - 15 % | 5 % | 10 % |
| C (Mediano) | 15 - 25 % | 5 - 10 % | 15 - 20 % |
| D (Pesado) | 25 % | 10 % | 20 % |
| E (Cíclico) | 25 - 50 % | 10 - 25 % | 20 - 25 % |

Observaciones:

1. Se aplicarán los impactos mínimos a grúas operadas desde el piso.
2. Se aplicarán los impactos máximos a grúas con electroimán o cucharón.
3. Las grúas operadas desde el piso se considerarán como servicio C (como máximo), aunque su diseño sea para servicio más intenso.
4. Los porcentajes intermedios se escogerán en función de la velocidad del movimiento respectivo, siendo los valores bajos para velocidades lentas y los altos para velocidades rápidas, según la siguiente tabla:

| CAPACIDAD (toneladas) | VELOCIDAD (m/min) | | | | | | | | |
|--------------------------|-------------------|---------|--------|-------|---------|--------|--------|---------|--------|
| | Izaje | | | Carro | | | Puente | | |
| | lento | mediano | rápido | lento | mediano | rápido | lento | mediano | rápido |
| Hasta 10 | 6.0 | 10.0 | 10.0 | 40.0 | 50.0 | 60.0 | 60.0 | 90.0 | 120.0 |
| De 10 a 25 | 5.0 | 8.0 | 10.0 | 40.0 | 50.0 | 60.0 | 60.0 | 90.0 | 120.0 |
| De 25 a 40 | 3.0 | 6.0 | 8.0 | 30.0 | 40.0 | 50.0 | 45.0 | 75.0 | 105.0 |
| De 40 a 60 | 1.5 | 3.0 | 5.0 | 20.0 | 30.0 | 40.0 | 30.0 | 60.0 | 90.0 |
| Más de 60 | 1.5 | 2.5 | 3.5 | 15.0 | 25.0 | 35.0 | 15.0 | 30.0 | 45.0 |

En estructuras de naves múltiples, que han de soportar fuerzas laterales de varias grúas y vigas carril, ha de procederse de la siguiente manera para calcular las sollicitaciones debidas a las fuerzas horizontales: si sobre un mismo camino de rodadura circulan varias grúas seguidas, para calcular los esfuerzos laterales horizontales, solo se ha de tener en cuenta la grúa de efecto más desfavorable de la carga, a no ser que colaboren varias grúas para levantar cargas muy pesadas o que en servicio normal trabajen ordinariamente una detrás de la otra.

- a. Se entiende por cargas máximas en las ruedas, a la carga sin considerar el impacto sobre la rueda del puente^a, estando el carro en su posición extrema máxima y con la carga de capacidad nominal^b suspendida del gancho^c.
- b. Carro es la parte de la grúa en donde van instalados los mecanismos de elevación para manejar la carga. El carro se desplaza a lo largo del puente.
- c. Puente es la parte de la grúa formada por traves, cabezales^d, pasarelas (opcionales) y sistema motriz sobre el cual opera el o los carros. El puente se desplaza a lo largo de la nave.
- d. Capacidad nominal, es el rango máximo de carga que debe manejar la grúa como seguridad y para el cual fue diseñada.
- e. Gancho, es el dispositivo sobre el cual se soporta directamente la carga o los accesorios para manejar la misma.
- f. Cabezal es la parte de la estructura del puente de la grúa, que mantiene unidas y soporta a las traves del puente. En los cabezales van instaladas las ruedas del puente de la grúa.

En elementos estructurales, que tienen que soportar los esfuerzos horizontales de varias grúas, se calculan estos esfuerzos colocando en cada camino de rodadura las grúas a tener en cuenta, según el párrafo anterior, en la posición más desfavorable de la carga y el carro.

Las grúas de efectos más desfavorables han de suponerse con cargas totales y las restantes sin carga útil. No han de tenerse en cuenta más de seis grúas, si hay más grúas, han de tomarse en cuenta las más desfavorables.

III. DISTRIBUCION GENERAL DEL CONTRAVENTEIO PARA LA ESTABILIDAD ESPACIAL DE LA NAVE

III.1. Consideraciones generales sobre los diafragmas de cubierta

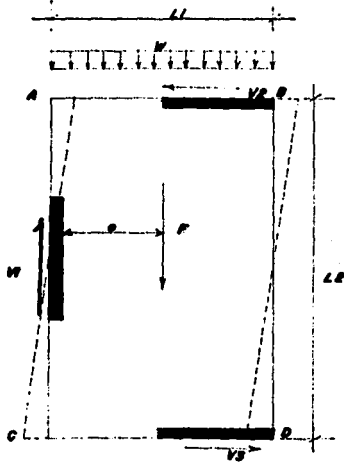
Un *diafragma* es un elemento horizontal muy eficiente y efectivo que se usa con frecuencia para la transmisión de cargas laterales. Salva claros horizontales llevando la carga lateral a los elementos verticales. El número y localización de estos elementos verticales conlleva una importante relación para el diseño de diafragmas. Los diafragmas se componen de una viga muy peraltada acostada y con claros entre elementos verticales.

Para propósitos de diseño los diafragmas se deben clasificar ya sea como rígidos o como flexibles. Cuatro tipos comunes de construcción de cubiertas que se pueden clasificar como diafragmas rígidos son : 1) concreto reforzado, 2) concreto de yeso reforzado 3) cubiertas de acero con relleno de concreto, 4) componentes de concreto precolado apropiadamente unidos entres sí. Las cubiertas de acero sin relleno de concreto pueden ser flexibles o rígidos dependiendo de sus espesores, la unión entre una y otra y la forma de conexión a los elementos soportantes. Dos tipos muy comunes de construcción de cubiertas que se pueden clasificar como diafragmas flexibles son : a) algunas cubiertas de acero sin relleno de concreto, b) madera laminada.

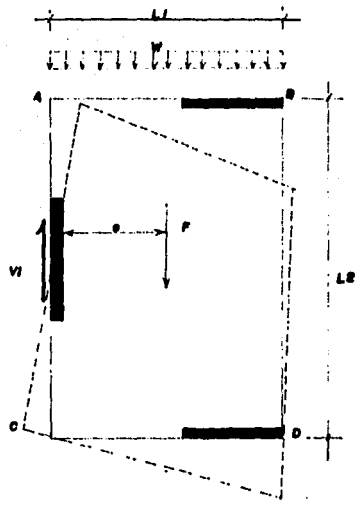
Un diafragma rígido actúa más como una placa que como una viga peraltada, y transmite carga lateral a los elementos verticales proporcionalmente a su rigidez relativa. Se puede incluir la torsión, de hecho, si los elementos verticales están situados de modo que se requiera la acción de torsión, para mantener la estabilidad lateral, entonces se necesita un diafragma rígido. Los diafragmas rígidos se deben diseñar tanto por cortante como para flexión debido a fuerzas que actúan en su propio plano. Por otra parte los diafragmas flexibles no pueden transmitir cargas por torsión, se consideran muy flexibles en comparación con los elementos verticales y por lo tanto, transmiten cargas actuando como vigas simples o continuas con claros entre elementos verticales.

La estabilidad con torsión requiere un mínimo de tres elementos verticales mientras que la estabilidad sin torsión requiere un mínimo de dos elementos verticales en el sentido que se está considerando la carga, en la figura III.1.1. se muestra esquemáticamente la acción de la carga lateral sobre los diafragmas.

La mayoría de los edificios usan diafragmas horizontales debido simplemente a que la existencia de las cubiertas los hacen una consecuencia natural. Una excepción la constituye una estructura, como en general es el caso de naves industriales, que deben ser contraventeadas mediante armaduras u otros medios, debido básicamente a que la cubierta presenta poca o ninguna resistencia de diafragma.



**ESTRUCTURA DE DIAFRAGMA
RIGIDO**



**COLAPSO DE DIAFRAGMA
FLEXIBLE**

Figura III.1.1. Acción de la carga lateral sobre los diafragmas de cubierta.

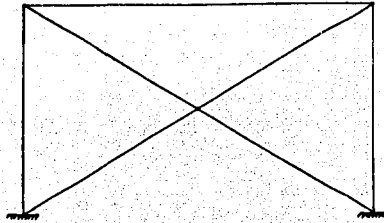
III.2 Generalidades sobre el uso del contraveteo

El término *contraveteo* tal como se emplea se refiere esencialmente al uso de tirantes para la triangulación del marco para lograr su estabilidad lateral. Por lo general esto se logra insertando miembros diagonales en las crujeas rectangulares del marco. Si se emplean barras diagonales, éstas deberán tener una doble función, actuar a tensión para las cargas laterales en una dirección y en compresión cuando se invierta la dirección de la carga.

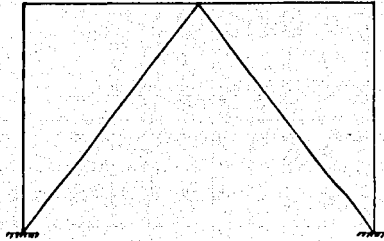
Debido a que en general los miembros a tensión son más eficientes, a veces el marco se arriostra con un doble juego (Denominado contraveteo en X) para eliminar la necesidad de los miembros a compresión. En cualquier caso el uso de tirantes provoca que las cargas laterales solo induzcan fuerzas axiales en los miembros del marco. Por lo general también conducen a un marco a tener mayor rigidez tanto para las cargas estáticas como para las cargas dinámicas, teniendo menos deformación que el marco rígido convencional.

Para fines de diseño, un marco contraveteado puede considerarse formado por dos sistemas estructurales diferentes, un marco rígido y un sistema vertical de contraveteo; las vigas y columnas de las crujeas contraveteadas son comunes en los dos sistemas. El marco rígido se diseña primero para que resistan tan solo las cargas verticales, y las fuerzas horizontales y los requisitos de estabilidad se asignan íntegramente a las crujeas contraveteadas cuyas vigas y columnas se revisan después incluyendo en los elementos mecánicos las fuerzas axiales que aparecen en ellas por formar parte de las armaduras verticales.

Las diagonales pueden tener diversas configuraciones, de las más usuales son las X y las diagonales tipo K. Figura III.2.1. Cuando se utiliza contraveteo en X suele emplearse diagonales esbeltas, como se planteo al principio, se supone que solo trabajan las que están en tensión, que son las únicas que se considerarán en el análisis y diseño. El otro sistema en K, requiere una longitud total de diagonales menor que el contraveteo en X pero como los elementos que componen este sistema en K deben ser capaces de trabajar en tensión o en compresión tienen que ser más robustos y la cantidad total de material puede ser más elevada, sin embargo, tiene la ventaja de que permite que haya puertas u otras aberturas que no pueden existir cuando los contraveteos son cruzados.



(A)



(B)

Figura III.2.1. Las diagonales pueden tener diversas configuraciones, las más usuales son: a) la disposición en X, b) la disposición tipo K.

Dentro de la estructura el contraventeo tiene tres funciones básicas, que son :

1) Cuando el contraventeo es suministrado para incrementar la resistencia de los elementos estructurales por medio de acortar su longitud efectiva y de esta manera prevenirlos de pandeo en su dirección más débil.

2) Proporcionar el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de los límites aceptables, a causa de problemas de inestabilidad fuera de su plano, inicialmente bastan fuerzas muy pequeñas para evitar la deformación lateral, pero una vez que la estructura se pandea localmente esa fuerza crece con rapidez, aún así, la intensidad medida experimentalmente de las fuerzas necesarias para evirtar el pandeo lateral hasta que los miembros alcancen su carga máxima es pequeña, no mayor de 1 al 2% de la fuerza que ocasionaría el flujo plástico de los miembros que forman la junta si estuviese cargandos axialmente como columnas cortas; por este motivo, el tamaño de los elementos para este tipo de contraventeo queda en general regido por consideraciones de esbeltez más que de capacidad de carga. De esto podemos concluir que es válida la suposición de diseñar este tipo de contraventeo, con el 2.5% de la máxima fuerza que actúa en las cuerdas de las armaduras o de los patines de las vigas, en la figura III.2.2. se muestran unos marcos rígidos con este tipo de contraventeo.

3) Cuando el contraventeo es suministrado para resistir cargas laterales como son las cargas producidas por el viento, los sismos o en su caso los efectos laterales de las grúas viajeras. Algunas consideraciones adicionales que se tienen que preveer cuando se utilice el contraventeo se describen a continuación :

a) Los miembros diagonales se deberán colocar sin que interfieran con la acción de la estructura resistente a las cargas gravitacionales o con las demás funciones del edificio. Si los miembros de arriostramiento se diseñan esencialmente como miembros a tensión, ellos deberán ubicarse y sujetarse de tal forma que no desempeñen ninguna otra función que no sea la requerida por el contraventeo. También deberán ser colocados de tal manera que no interfieran con las puertas, ventanas o con las aberturas en cubiertas o con los ductos, cables, tuberías dispositivos para alumbrado, etc.

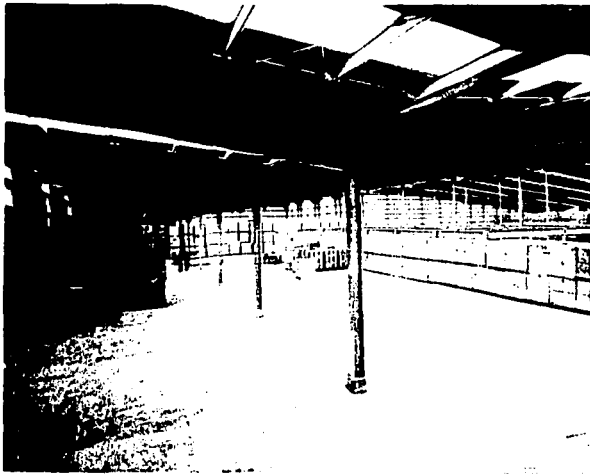


FIGURA III.2.2. Marcos cuyo contraventeo proporciona el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de los límites aceptables, por inestabilidad fuera de su plano.

b) Cuando se utiliza contraventeo en X como se mencionó anteriormente, deberá considerarse la naturaleza reversible de las cargas laterales. Como se muestra en la figura III.2.3 tal consideración requiere que los miembros diagonales posean un funcionamiento dual (como diagonales sencillas) o como redundantes (como contraventeo en X) con un juego de diagonales para la carga actuando en una dirección y el otro juego actuando para la carga en sentido opuesto.

c) Aún cuando por lo general los elementos diagonales de arriostamiento solo funcionan frente a las cargas laterales, deberán considerarse los elementos verticales y horizontales para diversas combinaciones posibles de cargas laterales y de gravedad, por lo tanto, deberá analizarse todo el marco para todas las posibles combinaciones de carga, debiendo diseñarse cada miembro para la combinación crítica particular.

d) Los miembros de arriostamiento largos y esbeltos, especialmente en los sistemas de contraventeo en X, pueden flexionarse considerablemente bajo su propio peso, lo cual requiere que se les refuerce mediante barras atezadoras u otras partes de la estructura. En la figura III.2.4 se muestra un contraventeo en X, arreglado de tal manera que se evita con esto las longitudes excesivas de las diagonales.

e) La estructura arriostada debe de estar ajustada; las conexiones deben de hacerse de tal manera que se garantice que no tendrán ningún juego inicialmente y que no se aflojarán bajo la reversión o la repetición de las cargas. Generalmente estos significa el evitar las conexiones que tiendan a soltarse o a deformarse progresivamente, tal como aquellas que usan clavos, pasadores sueltos, pernos sin terminar, etc.

f) Para evitar las cargas gravitacionales en las diagonales a veces sus conexiones se hacen unicamente después de que la estructura que resiste la gravedad se ha montado totalmente y de que, por lo menos en parte, ha sido cargada mediante las cargas muertas del edificio.

g) Todo contraventeo debe de ponerse en tensión inicial de modo que no haya movimientos en los marcos bajo carga antes de que los miembros de contraventeo acepten esfuerzos. Generalmente los miembros de contraventeo se cortan 0.02 pulgadas más cortos por cada 10.0 pies de longitud y luego forzados en posición por medio de punzones para ser conectados.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

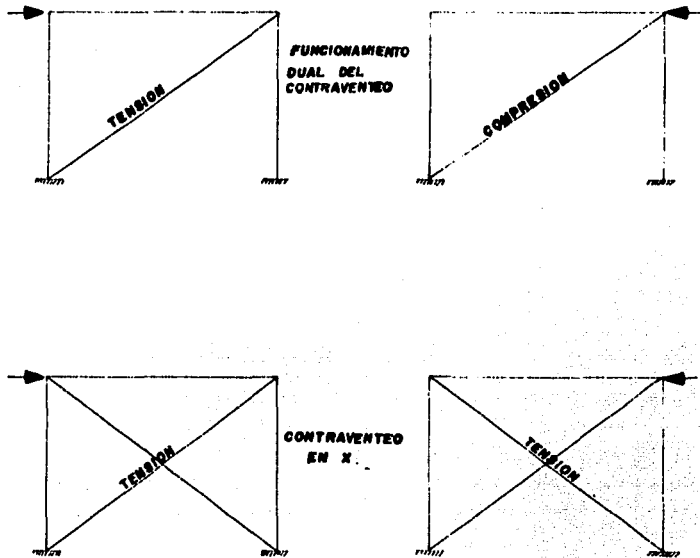


FIGURA III.2.3. Funcionamiento dual de las armaduras contra el contraviento en X.

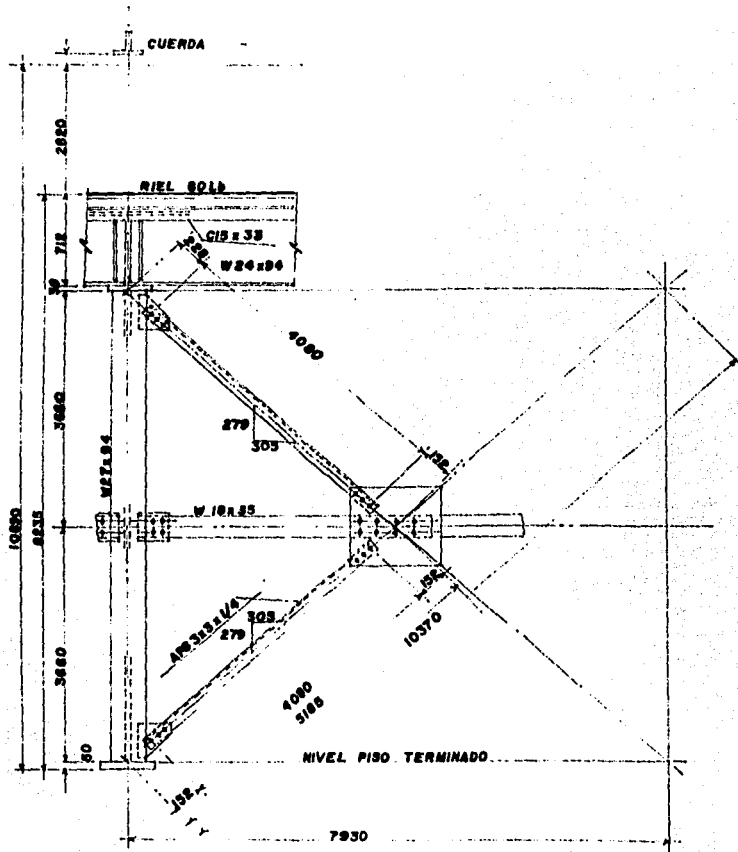


FIGURA III.2.4. Arreglo de contravento en X para evitar las longitudes excesivas en las diagonales.

III. 3. Contraventeo en armaduras apoyadas en muros

Comenzaremos por describir la disposición de este tipo de naves, que puede presentarse como se ve en la figura III.3.1., en la que el espacio rectangular es limitado longitudinalmente y transversalmente por muros de concreto o mampostería. Generalmente si los muros son de mampostería, longitudinalmente se cuean columnas de concreto donde a su vez se colocan las armaduras. Los muros extremos, en algunos casos son rematados tomando la forma de la armadura, cuando no sucede así, esta parte del muro es sustituida por una armadura extrema.

La cubierta esta integrada por armaduras ligadas entre si por largueros de cubierta usando generalmente para estos casos canales monten y sobre estos canales se coloca directamente la cubierta. Por las condiciones de apoyo de la cubierta, se desprecia la acción del diafragma de dicha cubierta, recurriendo en este caso al uso del contraventeo para la estabilidad de la estructura.

El edificio ha de ser estable, cualquiera que sea la dirección de las fuerzas que sobre el actuan, por lo que estudiaremos las condiciones de estabilidad que presenta en tres casos que pueden existir : Fuerzas exteriores dirigidas según las tres direcciones **F1**, **F2**, y **F3** . Figura III.3.2. Hay que tener en cuenta que los muros de este tipo de naves son inherentemente estables contra las fuerzas de descuadre.

Para las fuerzas actuando en la dirección **F1**, el edificio es perfectamente estable, ya que los muros y armaduras se calculan teniendo en cuenta todas la fuerzas verticales que puedan actuar sobre ellos. Para el cálculo de la armadura se supone, en general que se apoyan en los muros por medio de un apoyo móvil y otro articulado.

Si se trata de las fuerzas en la dirección **F2**, presión del viento sobre las paredes laterales y sobre la cubierta, el edificio será estable si los muros laterales, como ocurre en la práctica se proyectan lo suficientemente fuertes para asegurar la rigidez y la resistencia transversal.

En el caso de las fuerzas obrando en la dirección **F3**, acción del viento sobre los muros extremos, en este caso es preciso adoptar alguna disposición para asegurar la indeformabilidad longitudinal básicamente de la estructura de la techumbre. Puede haber dos soluciones posibles dependiendo de la magnitud de las fuerzas de viento.

1) En edificios de este tipo, emplazados en las zonas urbanas, donde las fuerzas de viento son predominantemente bajas, no es necesario ejecutar el contraventeo longitudinal, ya que, al no soportar casi esfuerzo de viento, basta para la estabilidad la trabazón proporcionada por los largueros. Ha de comprobarse, sin embargo, si los muros extremos tienen la rigidez precisa para asegurar como claro de pandeo en la cuerda superior la distancia entre nudos, ver el arreglo en la figura III.3.3.

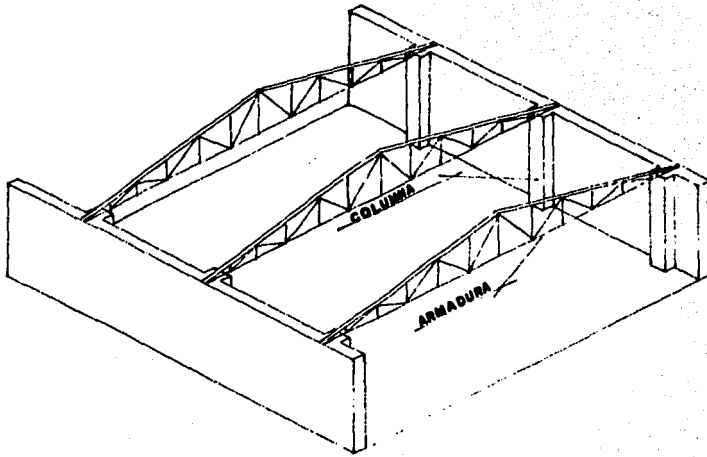
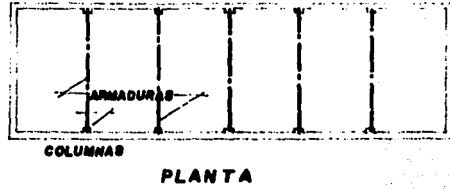


FIGURA III.3.1.. Armaduras apoyadas en muros.

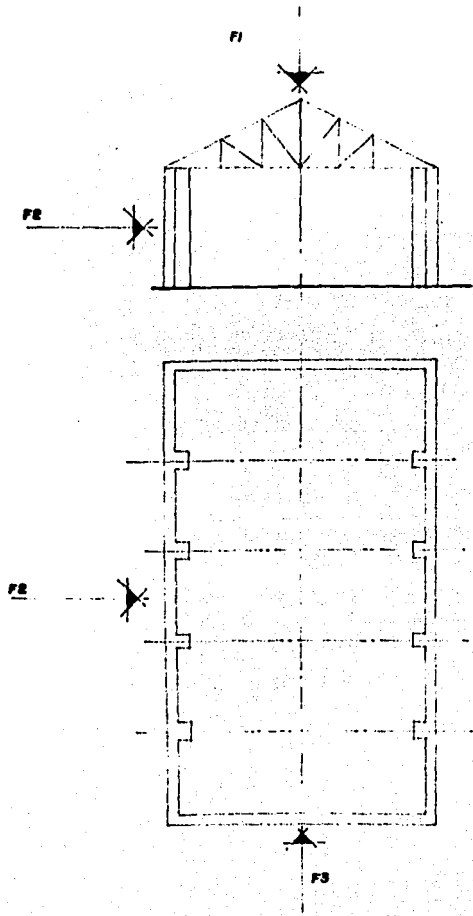


FIGURA III.3.2. Fuerzas exteriores sobre la nave.

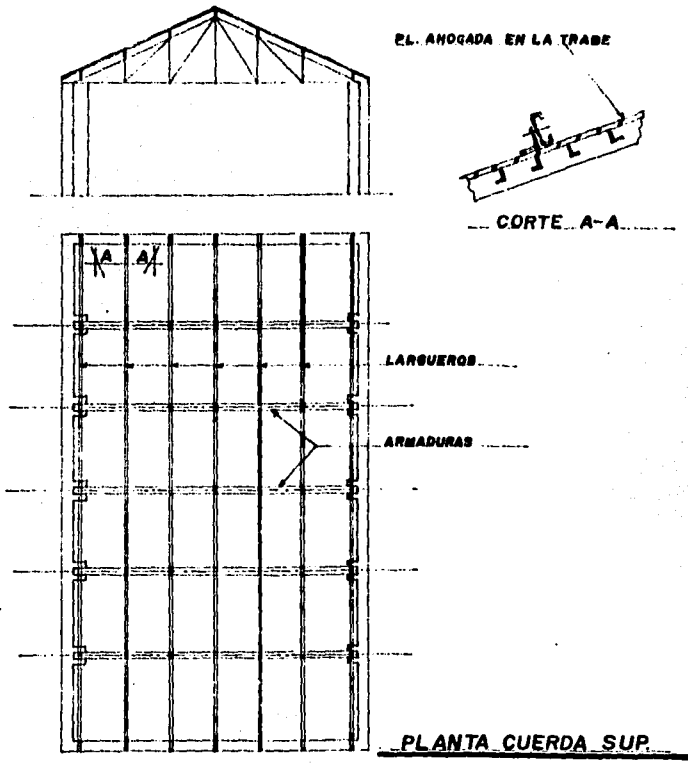


FIGURA III.3.3. Rigidización a base de largueros para naves emplazadas en zonas urbanas.

2) Otro método empleado cuando las fuerzas de viento son más elevadas, se reduce a disponer barras de contraventeo en la forma que indica la figura III.3.4., en los vanos extremos o en los inmediatos, este contraventeo se sitúa en el plano de la cuerda superior y junto con los largueros y cuerda superior de las armaduras que limitan el vano contraventeado elegido, constituyen vigas de contraviento que transmiten los esfuerzos a los muros laterales. En general, es suficiente contraventear dos vanos uno en cada extremo. Además es necesario disponer en naves de longitudes considerables este contraventeo cada tres o cuatro vanos o en vanos alternados. Una observación adicional importante, en este caso es que los largueros de techo tengan disposiciones Gerber, situar los contraventeos en los vanos desprovistos de estas articulaciones, figura III.3.4A.

En los tramos *B* y *C* de la figura III.3.4 se indican otras disposiciones en el arreglo del contraventeo de las cuerdas superiores de las armaduras, en el caso de ser sustituido el muro extremo por una armadura extrema se dispone el contraventeo en el primer tramo, figura III.3.4.D.

Estas barras de contraventeo, debido en estos casos a la naturaleza indefinida de las fuerzas que deben resistir, no se puede hacer un análisis exacto de esfuerzos. Sin embargo un criterio que se puede utilizar, basado en el reglamento del Distrito Federal, es diseñar el contraventeo en la cuerda superior de las armaduras de techo para este tipo de naves industriales a tensión con una fuerza que será igual al 2.5 % de la máxima fuerza que actúa en las cuerdas superiores de las armaduras y la conexión de contraventeo será diseñada con una fuerza no menor a 5000 Kg.

Para el diseño de la barra en tensión con el criterio del reglamento del Distrito Federal, se revisan los estados límites en tensión (R_t); flujo plástico y fractura en el área neta.

El estado límite de flujo plástico en la sección total de la barra se calcula con la siguiente fórmula :

$$R_t = A_t F_y F_r$$

Donde :

A_t = Área total de la barra.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. En acero a 36, $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

$F_r = 0.90$

R_t = Resistencia del diseño de un elemento estructural a tensión.

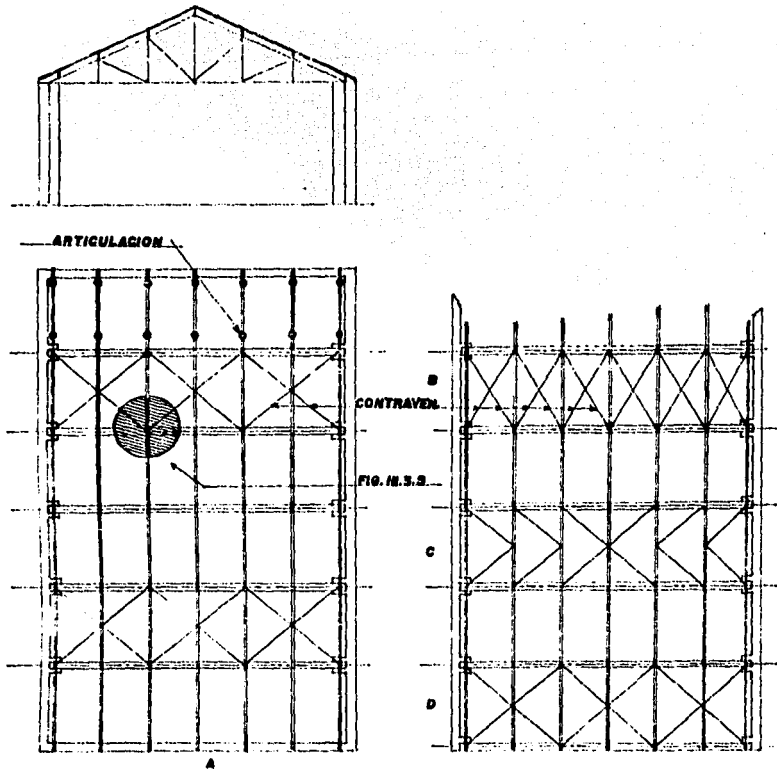


FIGURA III.3.4. Disposición del contraventeo en la cuerda superior.
 Armaduras apoyadas en muros.

El estado límite de fractura en la sección neta se calcula con la siguiente fórmula :

$$R_t = A_c F_u F_r$$

Donde :

A_c = Area neta. (áreas netas de tornillo se muestran en la tabla III.3.1)

F_u = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura a tensión.
En acero a 36, $F_u = 4500 \text{ Kg/cm}^2$

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones anteriores.

Si el miembro de contraventeo es una barra redonda (que es lo que se recomienda utilizar como barras de contraventeo en estos casos), no se supone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlas para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas. Ver detalle para preesforzar la barra de contraventeo en la figura III.3.5.

Es conveniente además, que la cuerda inferior en este tipo de estructuras sea arriostrada por una o dos líneas de puntales de sección transversal constante, dichos puntales van de un extremo al otro del edificio con el fin de evitar vibraciones, figura III.3.6. , estos puntales pueden ser a base de ángulos; en cajón, en estrella, espalda con espalda, o bien puntales a base de canales, vigas ligeras, etc. y pueden ser seleccionados con base en un máximo de KL/r de 200, es decir, que debido también a que estos elementos no tienen esfuerzos de magnitud suficientes para regir su diseño, se seleccionan con base en dimensiones mínimas y controlando las relaciones máximas de esbeltez. Un criterio adicional para seleccionar el tipo de puntal a utilizar es que su construcción y su conexión a las cuerdas inferiores de la armadura de techo, deben de ser lo más práctico posible, una sección que puede reunir estos dos requisitos es sin duda las vigas IPR ligeras.

Los puntales de contraveteo y las barras comprimidas y flexocomprimidas que forman parte de las armaduras se encuentran en el caso de miembros con extremos fijos linealmente, de ahí que el factor de longitud efectiva K suele tomarse igual a 1.0.

Es necesario en estructuras de naves industriales de longitudes considerables arriostrar la cuerda inferior de las armaduras colocando un contraventeo en diagonal adicional a los puntales cada tres o cuatro tramos, una disposición característica de este arreglo se muestra en la figura III.3.7. Es común que en estructuras pequeñas pueda ser omitido este contraventeo.

Tabla III.3.1. Areas netas para tornillos con cuerda estandar, (Tomado del manual AIMS).

| DIAMETRO DEL TORNILLO (pulg) | TOTAL | | NETA | |
|---------------------------------------|------------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|
| | Diám. D Ext. O (mm) | Area (cm ²) | Diám. C Int. C | Area (cm ²) |
| 1/4 | 6.35 | 0.32 | 4.72 | 0.17 |
| 5/16 | 7.94 | 0.49 | 6.12 | 0.29 |
| 3/8 | 9.53 | 0.71 | 7.49 | 0.44 |
| 7/16 | 11.11 | 0.97 | 8.79 | 0.61 |
| 1/2 | 12.70 | 1.27 | 10.16 | 0.81 |
| 9/16 | 14.29 | 1.60 | 11.53 | 1.04 |
| 5/8 | 15.88 | 1.98 | 12.88 | 1.30 |
| 3/4 | 19.05 | 2.85 | 16.00 | 2.01 |
| 7/8 | 22.23 | 3.88 | 18.57 | 2.71 |
| 1 | 25.40 | 5.06 | 21.28 | 3.55 |
| 1 1/8 | 28.58 | 6.41 | 23.85 | 4.46 |
| 1 1/4 | 31.75 | 7.91 | 27.02 | 5.73 |
| 1 3/8 | 34.93 | 9.58 | 29.44 | 6.80 |
| 1 1/2 | 38.10 | 11.39 | 32.61 | 8.35 |
| 1 5/8 | 41.28 | 13.38 | 35.28 | 9.77 |
| 1 3/4 | 44.45 | 15.51 | 37.85 | 11.25 |
| 1 7/8 | 47.63 | 17.81 | 41.02 | 13.21 |
| 2 | 50.80 | 20.26 | 43.46 | 14.83 |

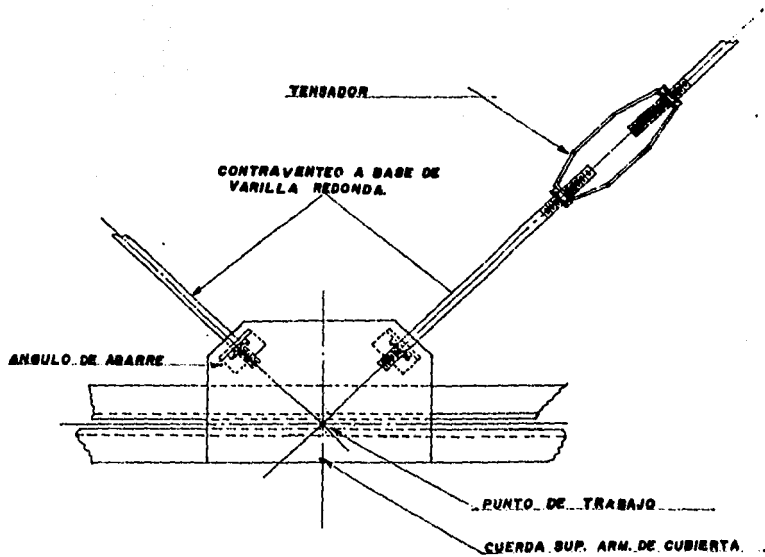


FIGURA III.3.5. Detalle típico para sujetar y tensar el contraventeo.

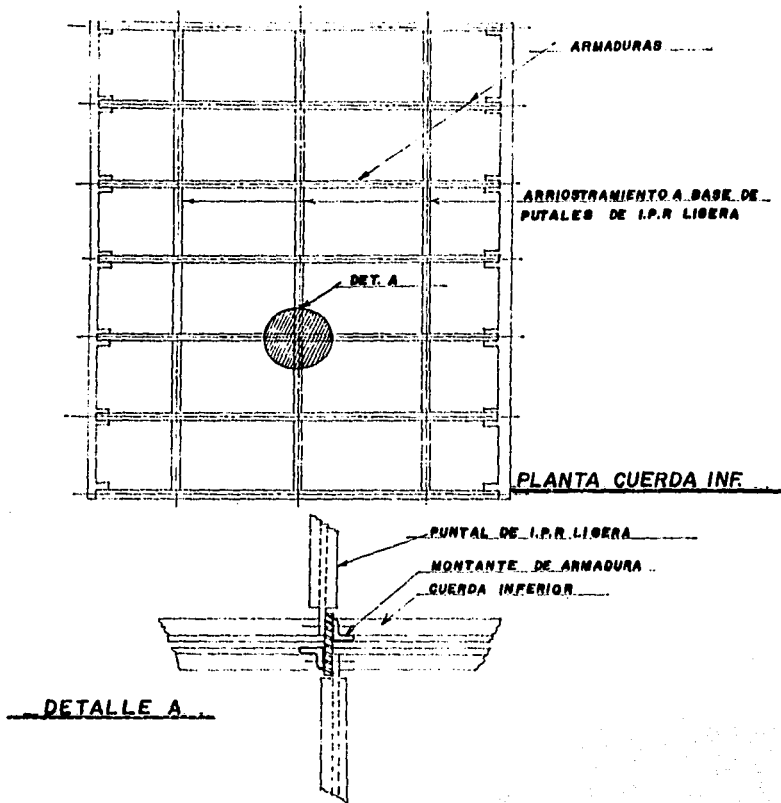


FIGURA III.3.6. Arriostramiento en la cuerda inferior de las armaduras. A base de puntales de vigas IPR ligeras.

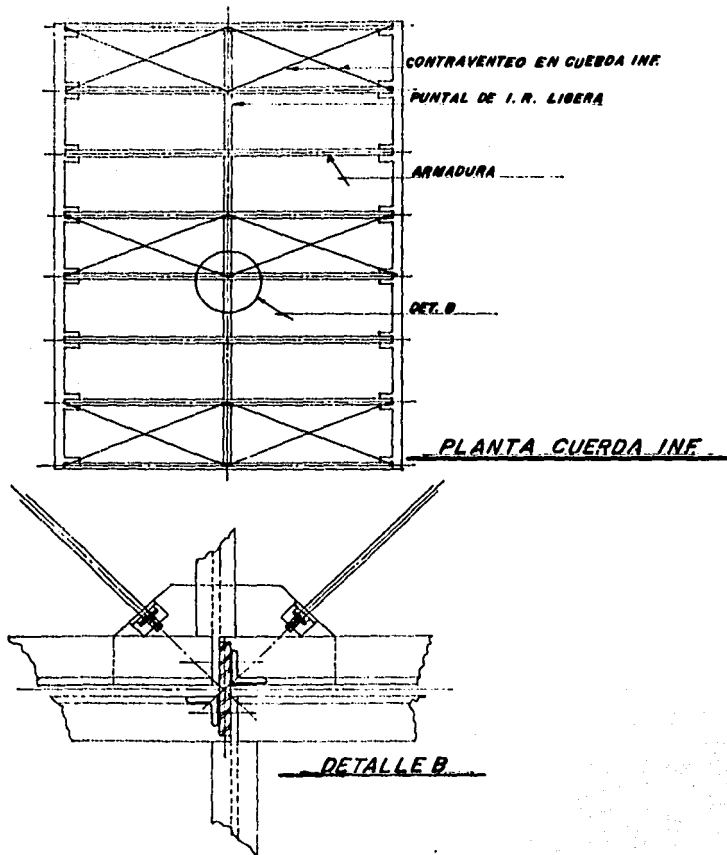


FIGURA III.3.7. Arreglo de contraventeo en diagonal cuerda inferior.

III. 4. *Contravento en estructuras constituidas por armaduras y columnas estables a cargas horizontales*

En la gran mayoría de las estructuras para naves industriales las armaduras se apoyan sobre columnas exteriores. En este caso la superficie del muro exterior consiste en delgados muros de lámina fijos a las columnas por medio de largueros, o muros apoyados directamente sobre los cimientos, pero no necesariamente impartiendo un grado confiable de resistencia al descuadre de la estructura total, en tal caso la misión de contrarrestar la acción del viento está confiada exclusivamente a la estructura principal.

No olvidar que la estabilidad y el grado de indeterminación de una estructura se determina por el número y la disposición de sus apoyos, elementos y uniones, puede hacerse por simple observación o por medio de fórmulas. Las estructuras estables para casos particulares de cargas, pero inestables para condiciones generales de carga son desde luego inestables. En los incisos a, b, y c del capítulo I.7. se presentan varias disposiciones de marcos aptos para soportar por sí solas fuerzas horizontales, una excepción la constituye la estructura del inciso d, que se estudiará en el siguiente subcapítulo.

Cuando varios marcos se espacian longitudinalmente para formar un edificio, toda la estructura del edificio resultante se debe hacer estable contra el descuadre. La falla por descuadre puede ocurrir a lo largo de cualquier eje; sin embargo, en general es suficiente considerar sólo dos ejes ortogonales (Figura III.4.1.), es decir, el longitudinal y el lateral. La estructura del edificio es inestable tanto durante, como después del montaje; por lo tanto el contravento encuadra el edificio durante la erección y proporciona la estabilidad necesaria después de terminado el edificio.

En el diseño de los edificios de un piso para naves industriales por fuerzas laterales debidas al viento o al sismo, no es generalmente crítico, sin embargo es de gran importancia el suministrar un sistema adecuado de contravento para la estabilidad espacial de este.

III.4.1. Estabilidad Transversal

En estos casos, usualmente la estabilidad lateral necesaria del marco se logra por medio de arriostramiento de rodilla, como se muestra en la figura III.4.1.1. dichas riostras se colocan en general en ángulos de 45 grados, un inconveniente al resistir el momento de volteo mediante un marco rigidizado por medio de arriostramiento de rodilla, es que se imponen cargas adicionales en toda la estructura de techo, y se requiere utilizar material adicional para reforzarla; por esto el uso de arriostramiento de rodilla puede ser económico cuando el claro de la armadura es relativamente pequeño. Otra forma de lograr ésta estabilidad es haciendo que las columnas soportantes de los extremos actúen como montantes de extremo cuando las armaduras son del tipo mostrado en la figura III.4.1.2.

En cualquier caso, el marco resultante es estáticamente indeterminado. En realidad el comportamiento estructural de un marco sometido a cargas laterales también depende del grado de empotramiento de las columnas en la base, así como de la naturaleza del suelo bajo la cimentación.

Como se mencionó anteriormente, el problema de la determinación de la distribución de cargas es estáticamente indeterminado, pero puede obtenerse una solución aproximada suponiendo lo siguiente:

A) La rigidez de la armadura de techo puede suponerse infinita con respecto a la de la columna, por tanto, se puede suponer que está impedida la rotación del extremo superior de la columna, esto es, al nivel inferior de la armadura.

B) Al actuar las cargas de viento sobre los muros y el techo, además de las cargas viva y muerta sobre el techo, puede considerarse que la columna está en libertad de desplazarse lateralmente en su extremo superior.

C) Cuando están actuando las cargas locales de la grúa, la columna se halla restringida en gran parte contra el desplazamiento lateral por la resistencia de las crujeas adyacentes, la cual puede utilizarse efectivamente si existe un contraventeo adecuado entre crujeas.

Estas suposiciones simplifican el cálculo de los momentos en las columnas, al no considerar la acción altamente indeterminada de la estructura espacial (tridimensional) de un edificio industrial. La columna se puede aislar de la estructura espacial y analizarse como una columna sometida a carga axial y flexión.

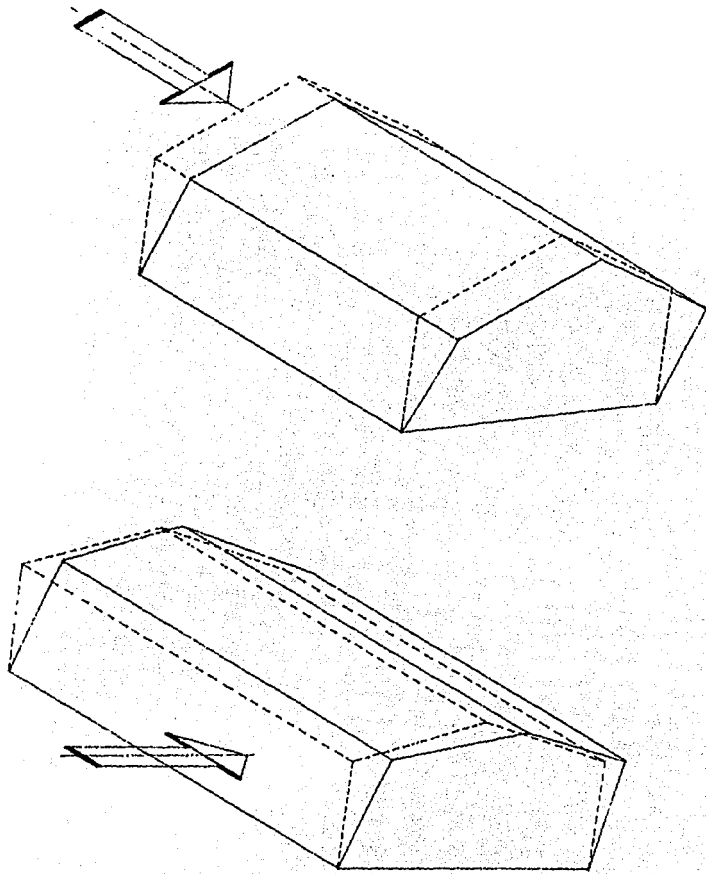


FIGURA III.4.1. Fuerzas de desaceleración.

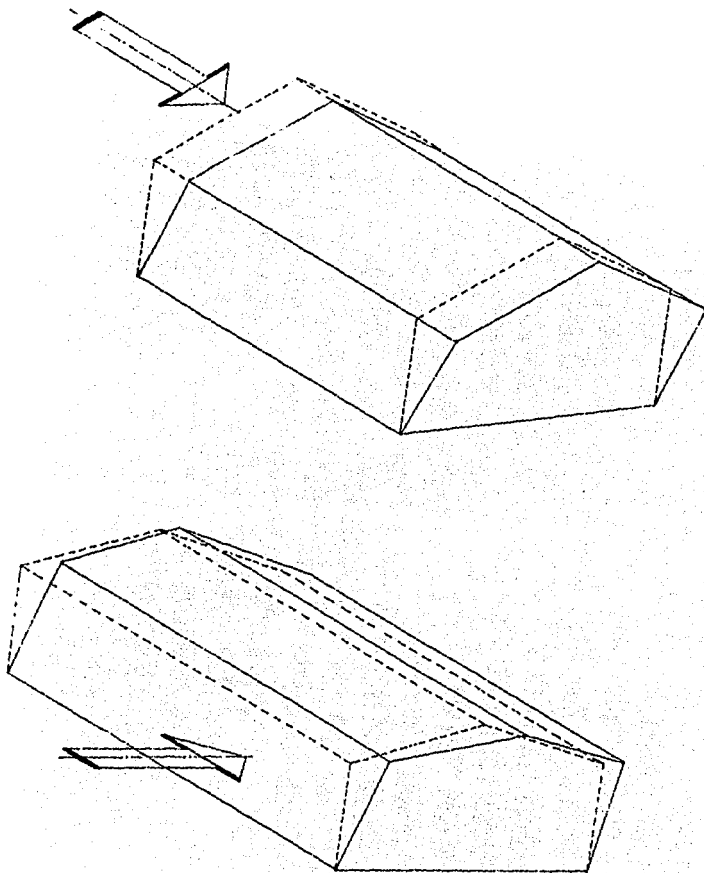


FIGURA III.4.1. Fuerzas de descuadre.

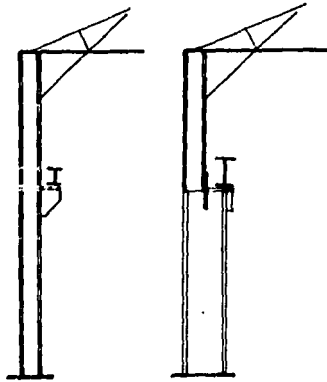


FIGURA III.4.1.1. Estabilidad de marcos industriales por medio de riostras de rodillas.

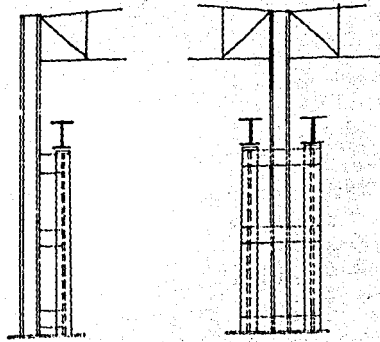


FIGURA III.4.1.2. Estabilidad de marcos industriales por medio de las columnas soportantes actuando como montantes de extremo.

III.4.2. Estabilidad longitudinal

Los marcos transversales de las figuras III.4.1.1. y III.4.1.2. son estables contra el desplazamiento lateral, pero no lo son cuando se sujetan a las fuerzas normales al plano de su claro. Sin embargo se puede producir una estructura estable introduciendo los siguientes elementos para su arriostamiento longitudinal:

- 1) Contraventeo vertical entre dos marcos en el plano de los muros laterales.
- 2) Contraventeo horizontal en la cuerda superior de la armadura.
- 3) Contraventeo horizontal en la cuerda inferior de la armadura.
- 4) Puntales longitudinales entre marcos.
- 5) Contraventeo longitudinal vertical entre armaduras.

1) Contraventeo vertical entre dos marcos en el plano de los muros laterales.

En cuanto al contraventeo en los muros laterales, que son los que reciben los esfuerzos longitudinales provenientes del contraventeo horizontal de las cuerdas de las armaduras para transmitirlos a su vez a la cimentación, es común ubicar este contraventeo en los paneles extremos de los muros. Este tipo de contraventeo ubicado en la forma descrita anteriormente, restringe los cambios de longitud de los muros, debido a las variaciones de temperatura y puede introducir esfuerzos significativos en el marco. Para evitar este efecto, puede colocarse el contraventeo en las crujeas cercanas al centro del edificio (figura III.4.2.1), permitiéndose con esto un cambio relativamente libre en la longitud entre el centro y los extremos del edificio.

El uso de portales de vanos múltiples como los mostrados en la figura III.4.2.2. para el mismo fin, son útiles cuando se desea una cantidad más que normal de área libre para la colocación de ventanas y entradas, también se recomienda el uso de estos portales en el interior de las naves industriales para el libre tránsito de vehículos y personas. El contraventeo lateral completo es el más eficiente y por lo tanto, preferible, esto es, la estructuración es más simple y los momentos en las columnas son nulos.

En naves industriales con grúas viajeras, cuando la trabe carril se arriosta con armaduras el contraventeo en los muros laterales se estructura en dos partes, como se muestra en la figura III.4.2.3.

2) Contraventeo horizontal en la cuerda superior de las armaduras de techo.

La función básica de este contraventeo es transmitir las fuerzas longitudinales que puedan actuar sobre los muros extremos de las naves industriales al contraventeo vertical de los muros laterales. En general no se requieren sistemas completos de contraventeo en los planos de las cuerdas superiores de las armaduras de techo.

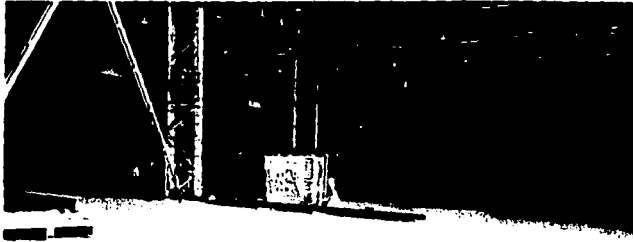


FIGURA III.4.2.1. En esta figura se puede ver la posición del contravento en las cruías cercanas al centro de la nave, permitiéndose con esto un cambio relativamente libre en la longitud entre el centro y los extremos del edificio.

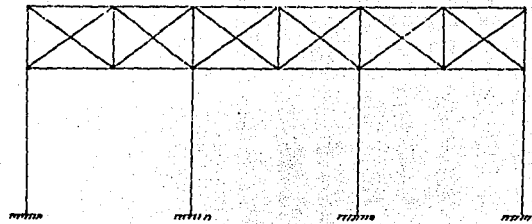
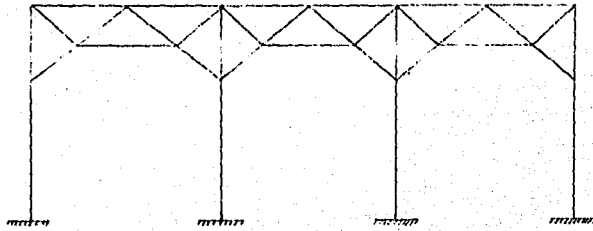


FIGURA III.4.2.2. Portales de vanos múltiples para arriostamiento de los muros laterales de las naves industriales.

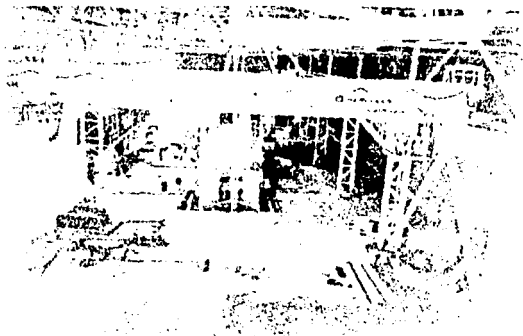


Figura III.4.2.3. Arreglo típico del contraventeo en dos partes cuando hay armaduras para el arriostamiento de la trabe carril.

Las diagonales de contraventeo ligan las armaduras entre sí, en algunas ocasiones con la ayuda de los largueros de techo (figura III.4.2.4.), suministran el arriostramiento necesario de la cuerda superior, la efectividad de este tipo de arriostramiento se limita usualmente a marcos con claros de 12 metros o menores. En estos casos cabe hacer dos observaciones muy importantes, una de ellas es que si la techumbre tiene la acción resistente de diafragma no se requiere sistema de contraventeo en la cuerda superior, pero es necesario tener en cuenta la torsión de la estructura; la otra sería como ya se mencionó anteriormente, que si los largueros tienen disposición Gerber el contraventeo en cruz será ubicado en los vanos desprovistos de estas articulaciones.

En naves industriales de longitudes considerables (ver la tabla III.4.2.), se hace necesario suministrar el contraventeo en vanos alternados. Si la nave cuenta en su interior con sistemas de grúas aéreas, se recomienda el uso de puntales adicionales y contraventear con secciones de ángulo para evitar vibraciones excesivas, dejando a los largueros de techo que trabajen sólo con las cargas de gravedad. El arreglo se muestra en las figuras III.4.2.5. y III.4.2.5A.

Es importante agregar, que si no existiesen cargas de tipo vibratorio el contraventeo en cruz puede hacerse a base de redondo como se muestra en el detalle de la figura III.3.7., diseñándose este último con el criterio expuesto en el capítulo III.3. Tratando de resumir los criterios que rigen el suministro de los sistemas de contraventeo en la techumbre de naves industriales, se presenta la tabla III.4.2. Es importante hacer la observación de que la tabla se elaboró siguiendo los criterios de diferentes autores, así como la experiencia que se ha tenido en el montaje de naves industriales de este tipo, así como también de naves industriales con sistemas de grúas viajeras, donde dichos sistemas determinan de manera sustancial el contraventeo en las cuerdas inferiores.

En general, el diseño de los elementos de estos sistemas de contraventeo, debido a que casi no tienen esfuerzos de magnitud suficiente para regir su diseño, es común seleccionarlos con base a dimensiones mínimas y controlando las relaciones máximas de esbeltez, debido básicamente a que es necesaria una cierta rigidez para lograr la facilidad de manejo y seguridad ante cargas accidentales. De esto se desprende que su sección esté controlada por requisitos de rigidez y no de resistencia.

En el manual del Instituto Mexicano de la Construcción (IMCA) se especifican las siguientes relaciones máximas de esbeltez, que son similares a las de las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras metálicas del Departamento del Distrito Federal.

La relación de esbeltez, Kl/r , de miembros en compresión no excederá de 200.

La relación de esbeltez, l/r , de miembros en tensión que no sean barras, preferiblemente no excederá de :

| | |
|--|-----|
| para miembros principales | 200 |
| para miembros de arriostramiento lateral | |
| y otros secundarios..... | 300 |

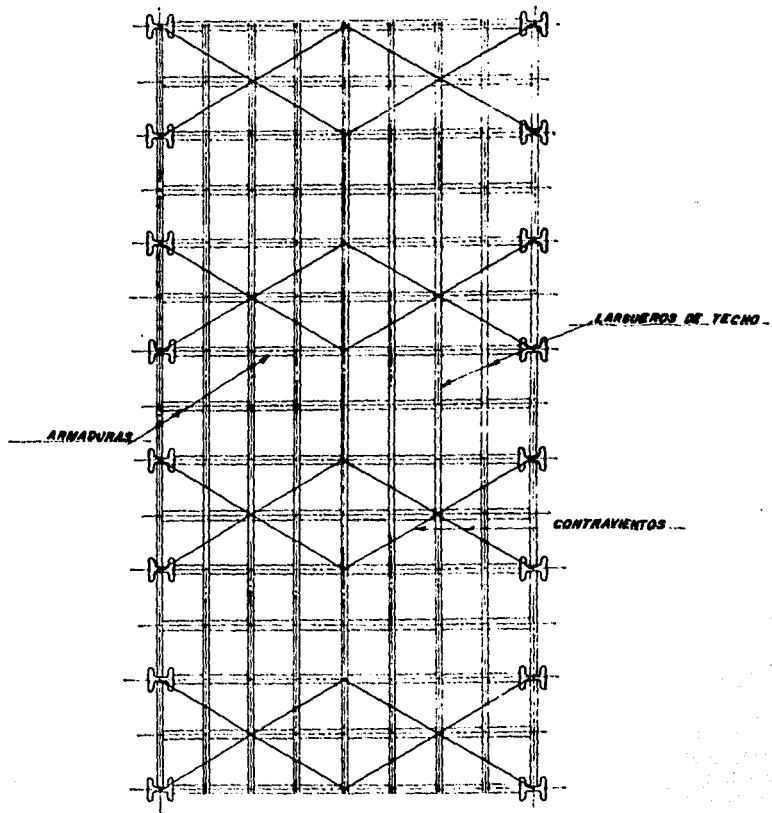


FIGURA III.4.2.4. Arreglo de la cuerda superior con contravento a cada tres vanos.
 Los largueros hacen las veces de puntales.

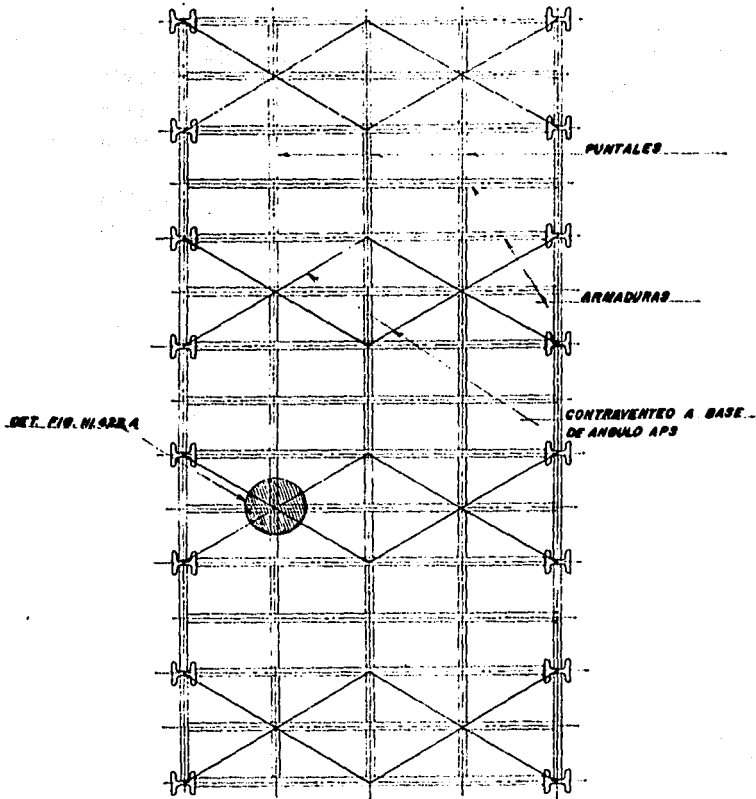


FIGURA III.4.2.5. Arreglo de contravento en cuerda superior en vanos alternados y líneas de puntales.

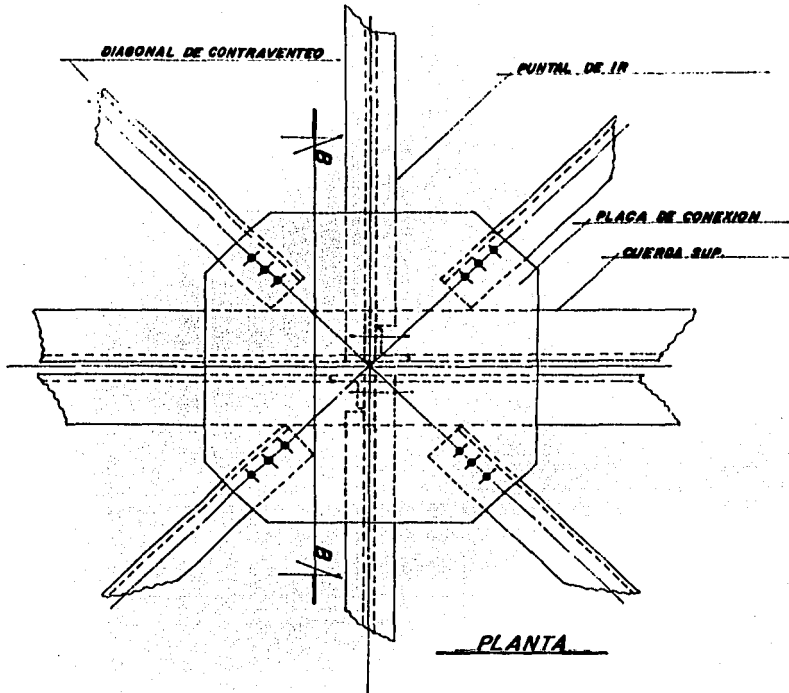
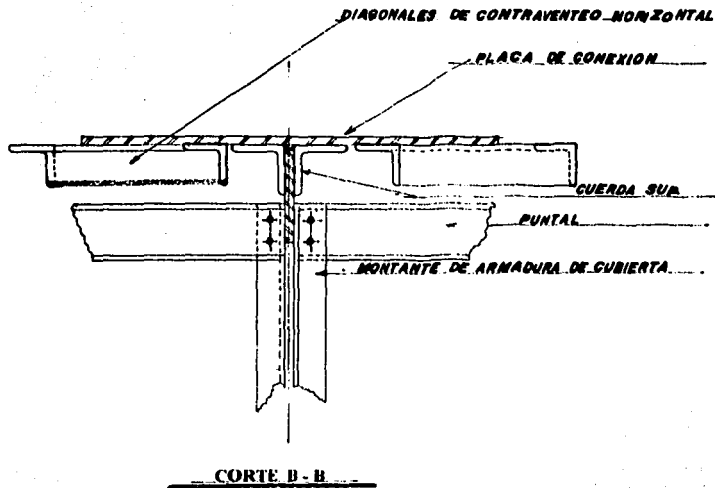


FIGURA III.4.2.5.A. Detalle del contraventeo en la cuerda superior de la armadura de techo, a base de angulos APS y puntales de vigas IPR ligeras. Típico de naves industriales con sistema de grúa viajera.



Continuación del croquis III.4.2.5.A.

Además, el reglamento del Distrito Federal especifica que las relaciones máximas de esbeltez para miembros en tensión son especialmente aplicables para miembros que estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

Además si el miembro en tensión es una varilla, no se supone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarlas para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

3) Contraventeo horizontal en la cuerda inferior de la armadura de techo.

El contraventeo en esta parte de la estructura, es importante básicamente en naves industriales donde existe sistema de grúa viajera.

En naves industriales donde existe sistema de grúa viajera es necesario suministrar un sistema completo de contraventeo a base de diagonales de ángulo y líneas de puntales, como se muestra en las figuras III.4.2.6. y III.4.2.6A., esto se debe a que las cargas máximas de la grúa se presentan sólo en una crujía cada vez, siempre y cuando el edificio esté contraventeado completamente en el plano de la cuerda inferior de la armadura de techo, esto contribuye gradualmente a evitar el desplazamiento lateral de la crujía cargada.

En naves industriales de claros cortos, no mayores de 12 metros podría suprimirse cualquier sistema de arriostamiento en su cuerda inferior, siempre y cuando estas naves estén emplazadas en zonas donde el viento no sea predominante fuerte, como en el interior de las ciudades y además que no cuenten con sistemas de grúas aéreas.

Las naves industriales con claros mayores de 12 metros su cuerda inferior podría arriostarse solo con líneas de puntales, siempre y cuando no se hayan previsto cargas de tipo vibratorio, un arreglo de este tipo de arriostamiento se muestra en la figura III.4.2.7.

En naves industriales cuya longitud sea excesiva, con claros de 24 metros o mayores y que no cuenten con sistema de grúa viajera, el contraventeo puede hacerse con diagonales de varilla redonda en tramos alternados, adicionalmente a las líneas de puntales, un arreglo en la cuerda inferior de este sistema de contraventeo se muestra en la figura III.4.2.8.

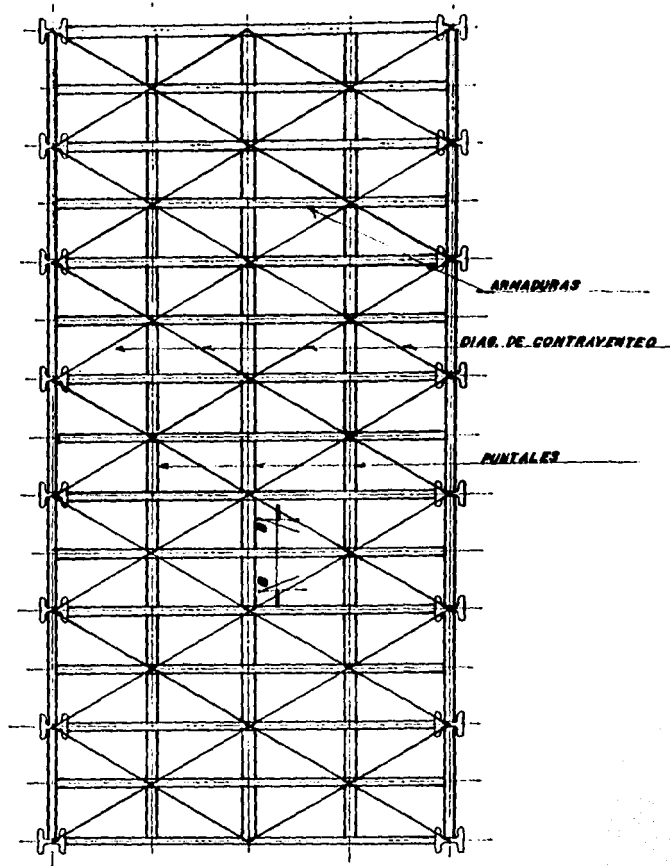


FIGURA III.4.2.6. Arreglo de la cuerda inferior con contravento en todos los vanos para naves industriales con sistemas de grúas aéreas.

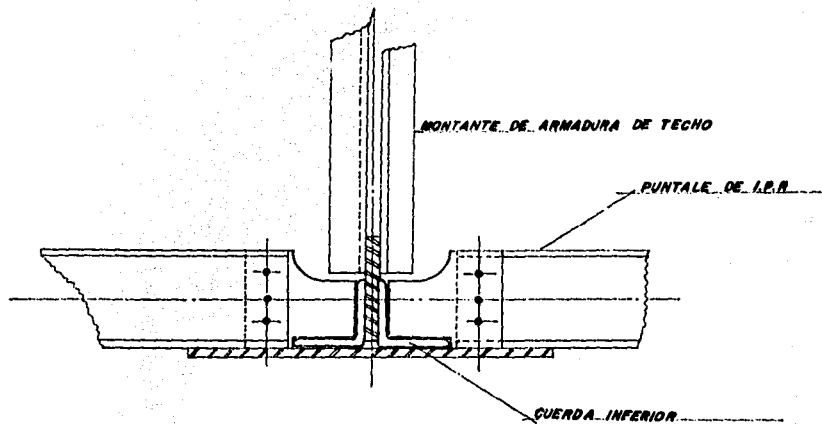


FIGURA III.4.2.6.A. Corte B-B. Arreglo de los puntales en la cuerda inferior de las armaduras.

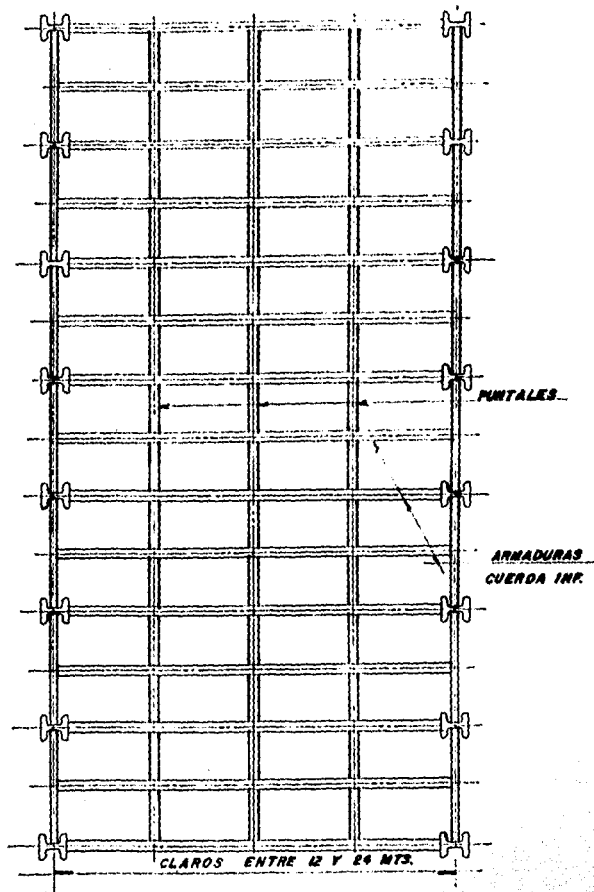


FIGURA III.4.2.7. Arreglo de la cuerda inferior arriostrada con líneas de puntales para naves con claros entre 12 y 24 mts.

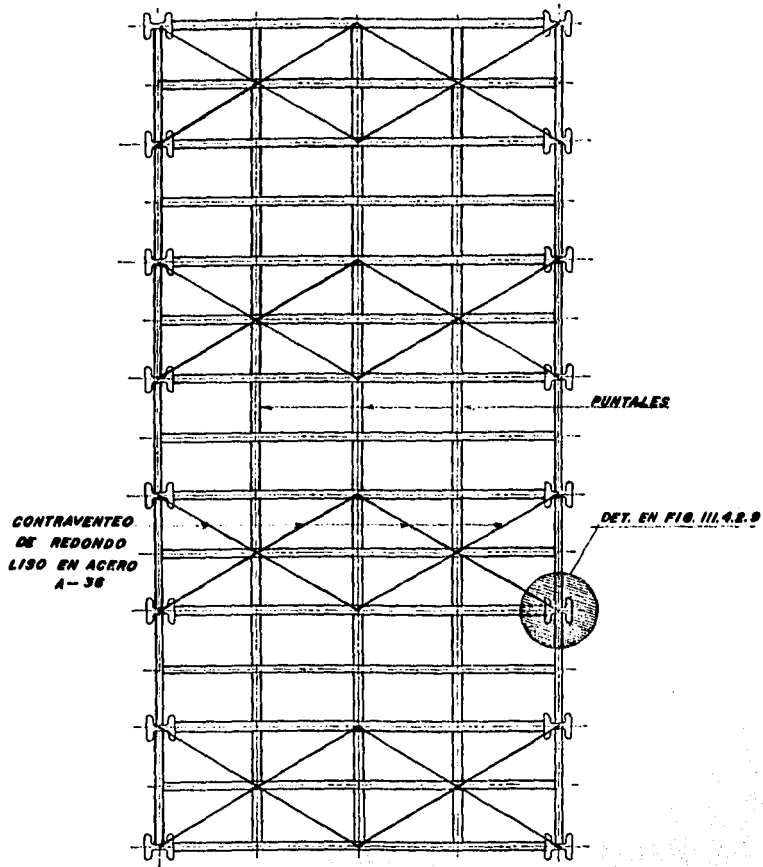


FIGURA III.4.2.8. Arreglo del contravento en la cuerda inferior a base de redondo y líneas de puntales en vanos alternados. Naves industriales sin sistemas de gruas viajeras

Finalmente un punto importante en cuanto a las conexiones de los elementos de contraventeo son las excentricidades, el reglamento del distrito federal establece para estos casos que deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto.

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocadas en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches o tornillos. En la figura III.4.2.9 se presenta un arreglo de la cuerda inferior de un sistema de techo y del contraventeo horizontal de la estructura, donde se muestra la convergencia de sus ejes neutros en un punto de trabajo que en este caso es el centro de la columna de soporte. Al respecto, es muy común, que durante el montaje de la estructura, si las conexiones del contraventeo son atornilladas y por alguna razón no coinciden los barrenos se sueldan dichas conexiones no respetándose en la mayoría de los casos el alineamiento de los puntos de trabajo, debido a esto se hace necesario una supervisión adecuada cuando se determine cambiar el criterio de conexión.

4) Puntales longitudinales entre marcos

Los puntales son elementos que básicamente trabajan en compresión axial y que proporcionan en cierta medida el arriostamiento longitudinal del conjunto de la estructura, además contribuyen de manera importante a aumentar la rigidez torsional en las zonas de conexión en general, de esto se desprende la necesidad de utilizar siempre puntales de alero y de caballete. Es importante que estos elementos sean colocados a todo lo largo del edificio, con el fin de evitar vibraciones en la estructura, además deberán ser de una sección constante en todo lo largo del edificio. En la figura III.4.2.10 se muestran algunas secciones típicas que se utilizan con frecuencia como puntales, de todas ellas, se recomienda la sección IPR ligera, para utilizarse como puntales en las cuerdas de arriostamiento entre marcos, esto es debido a que no se requiere de ningún costo adicional de fabricación además de lo sencillo que puede resultar su conexión, adicionalmente teniendo un radio de giro en su plano débil mayor a los de las secciones en canal y los ángulos sencillos.

Otra de las funciones implícitas de estos elementos es transferir las cargas hacia los contraventeos horizontales y/o verticales como se puede observar en la figura III.4.2.11, donde los puntales que van conectados a la armadura extrema transfieren al contraventeo de la cuerda superior y este contraventeo a su vez transfiere la carga a los puntales de alero, transmitiendo estos últimos la carga al contraventeo vertical de los muros laterales.

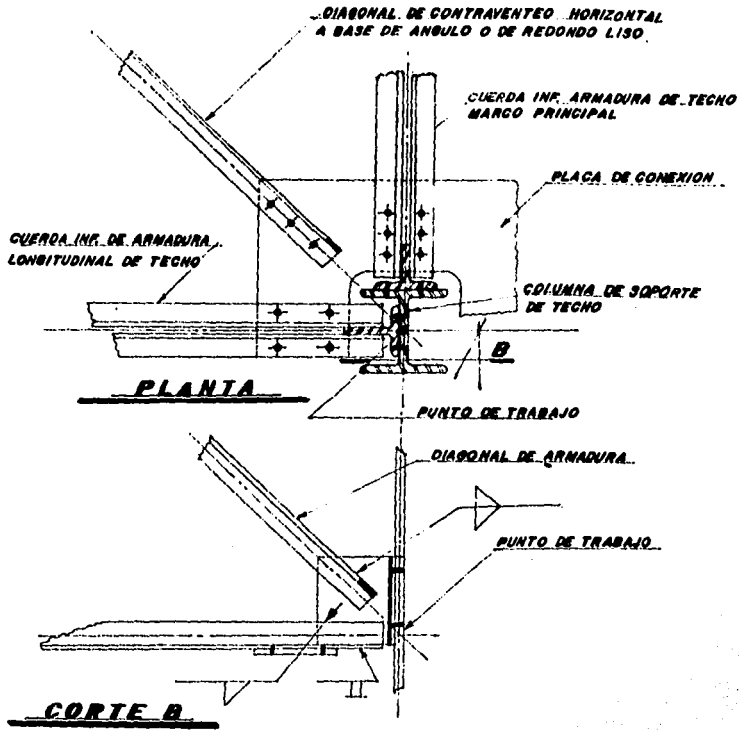


FIGURA III.4.2.9. Arreglo del contraviento para evitar en la medida que se pueda las excentricidades en la estructura

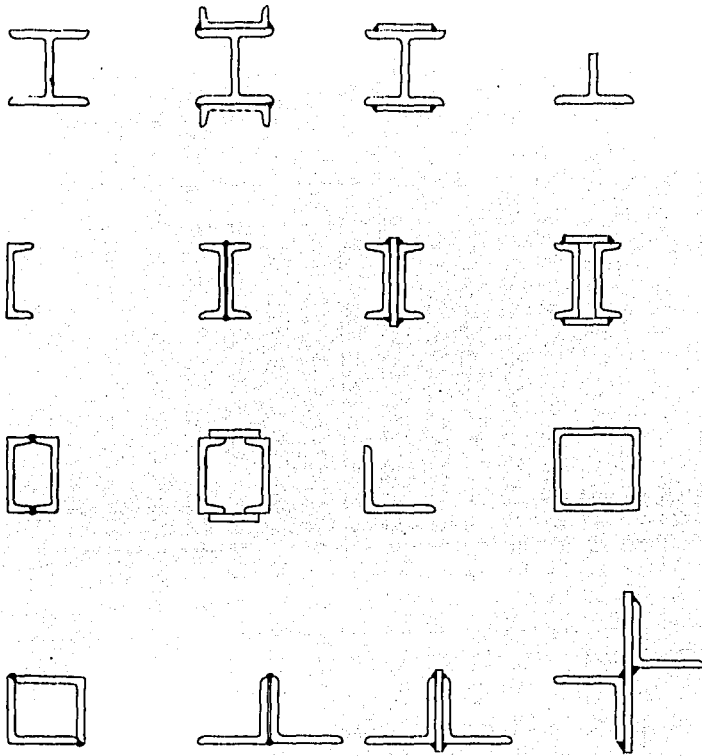


FIGURA III.4.2.10. Secciones típicas que se pueden usar como puntales de arriostramiento entre arnaduras.

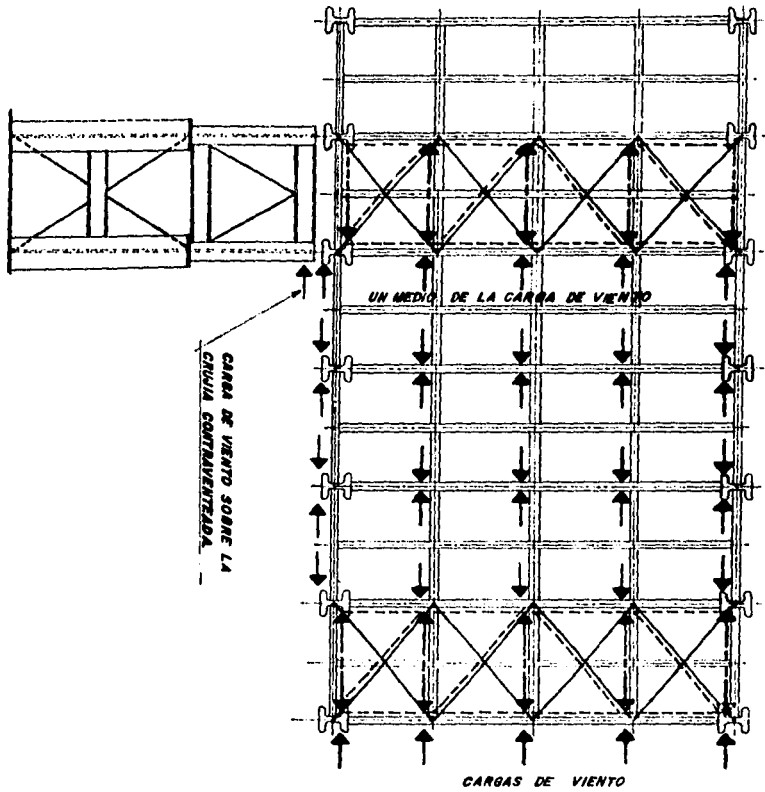


FIGURA III.4.2.11. Transmisión de la carga a través de los puntales.

FALLA DE ORIGEN

Tabla III.4.2. Criterios para contraventeo en armaduras de techo en función a sus claros y la presencia de grúa aérea.

| | | NAVES CON GRUA VIAJERA | | NAVES SIN GRUA VIAJERA | |
|-----------------|--|---|---|---|--|
| CLAROS (Metros) | CUERDA SUPERIOR (A) | CUERDA INFERIOR (B) | CUERDA SUPERIOR (C)* | CUERDA INFERIOR (D)* | |
| Menores a 12 | -Contraventeo en cruz a base de secciones de ángulo cada 3 o 4 vanos. | -Contraventeo en cruz a base de secciones de ángulo en todos los vanos. | -No se requiere sistema especial de contraventeo, basta la trabazón de la techumbre y sus largueros para su estabilidad | -No se requiere sistema especial de contraventeo para su arristramiento | |
| | -Se aceptan como puntales los largueros de techo. | -Líneas de puntales figura III.4.2.11, conectados donde se une el contraventeo a las cuerdas. | | | |
| 12 a 24 | (E) -Contraventeo en cruz a base de secciones de ángulo cada 3 o 4 vanos. | (F) -Idem al criterio B. | (G) -Contraventeo en cruz a base de redondo en acero a -36 cada 3 o 4 vanos. - Se aceptan como puntales los largueros de techo. | (H) -Líneas de puntales a todo lo largo de la nave. Mínimo tres líneas. | |
| | (I) -Contraventeo en cruz en vanos alternados. Secciones de ángulo. -Puntales adicionales. | (J) -Idem al criterio B. | (K) -Contraventeo en cruz con red. a -36 en vanos alternos -Puntales adicionales a los largueros. | (L) -Contraventeo en cruz con red. a -36 cada 3 o 4 vanos. -Líneas de puntales. | |
| Mayor a 24 | | | | | |

*Estos criterios serían aplicados a las naves que estuvieran emplazadas dentro de ciudades, donde los vientos son casi nulos.

En cuanto a la ubicación de los elementos dentro del sistema de arriostamiento, los puntales irán siempre conectados donde el contraventeo se conecta a las columnas o a las cuerdas de la armadura.

Una observación final en cuanto a la estructuración de naves con claros menores a 24.00 metros, como ya se mencionó anteriormente, es el arriostamiento de la cuerda inferior solo con líneas de puntales, siempre y cuando no se hallan previsto cargas de tipo vibratorio, en este caso el número de líneas de puntales a utilizar sería como mínimo de tres una al centro del claro y dos laterales, esta últimas en algunas ocasiones cuando la nave queda estructurada en base a armaduras como se muestra en la figura III.4.2.12, donde las armaduras laterales que van a todo lo largo de la nave haciendo la función de los puntales de alero.

En cuanto a su diseño la sección mínima de estos elementos también queda controlada por su relación máxima de esbeltez, sin embargo, el puntal de alero en estos casos, conjuntamente con el contraventeo vertical lateral se pueden revisar como se indico en el subcapítulo II.7 (fuerzas debidas a sismo).

5) Contraventeo longitudinal vertical entre armaduras.

También se acostumbra proporcionar arriostamiento vertical entre cuerdas de armaduras de techo para ayudar a la erección de estas, así como para impartir estabilidad adicional. Este arriostamiento se puede poner en vanos alternados, o en todos los vanos. Por lo general se coloca un juego de arriostamiento longitudinal en la línea central del edificio, y si la estructura es ancha, en dos inclusive en tres planos longitudinales verticales. En la figura III.4.2.13 se muestran arreglos típicos de este contraventeo.



Figura III.4.2.12. Al fondo de la figura se pueden observar los puntales de ambas cuerdas, así como la armadura que sustituye al punto de acero.

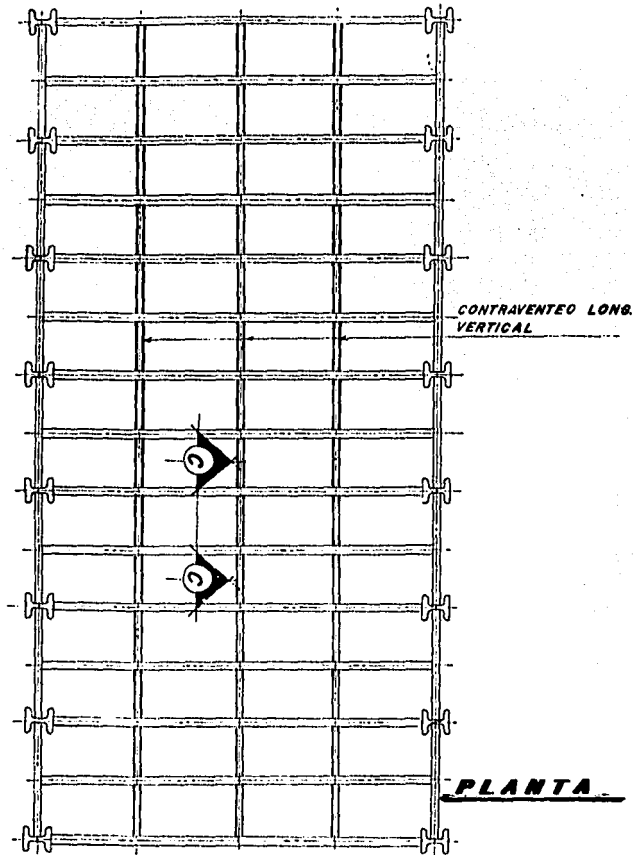
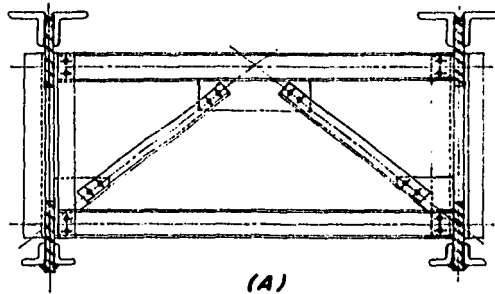
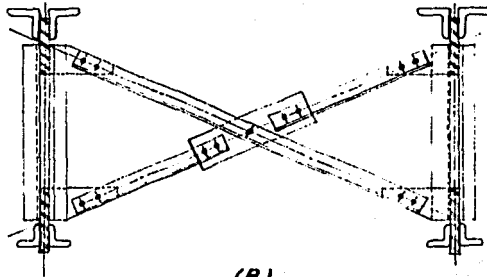


Figura III.4.2.13. Arreglo en planta en tres planos longitudinales verticales de contraenteco entre armaduras para impartir estabilidad adicional (Ver corte C-C).



(A)



(B)

Figura III.4.2.13. Corte C-C. Propuesta de dos arreglos del contraventeo longitudinal vertical. A) Contraventeo en K cuando existen puntales adicionales. B) Contraventeo vertical en X entre armaduras cuando no existen puntales.

III. 5. *Contraviento en naves industriales estructuradas con marcos inestables ante cargas horizontales*

Las disposiciones de marcos como las mostradas en el inciso D del subcapítulo I.7, como fue explicado en su momento, presentan una nula estabilidad ante los efectos de las cargas horizontales producidas por el viento, los sismos, o en su caso las acciones producidas por la grúa viajera.

Este tipo de naves industriales, estructuradas con articulaciones en ambos lados de las columnas de soporte, se pueden emplear, básicamente para naves de almacén, siempre y cuando no exista la presencia de grúas viajeras, y la construcción de dichas naves se haga en el interior de ciudades que por su situación geográfica reciben apenas esfuerzos de viento, además de tener el cuidado de no emplazarlas en lugares de alta actividad sísmica, como lo son las zonas B, C y D de la regionalización sísmica de la República Mexicana. En la figura III.5.1 se muestra una estructuración típica de este tipo de naves.

Este tipo de estructuras para naves industriales se consideran aptas para ser emplazadas en las zonas antes mencionadas, debido a que basan su rigidez a la trabazón de largueros y lámina de cubierta, tanto de la techumbre como de las paredes perimetrales.

III.5.1. *Estabilidad transversal*

Para poder utilizar esta disposición en un caso general de fuerzas, es necesario disponer una armadura de contraviento en el plano de la cuerda superior de las armaduras de techo, como lo muestra la figura III.5.1.1.

En el caso de naves industriales, donde debido a los procesos de fabricación se requieran hornos en su interior, es preciso la construcción de linternillas para la extracción del aire caliente como las naves mostradas en las figuras I.4.4. y I.4.5, esta condición obliga a que la armadura de contraviento sea colocada en el plano de la cuerda inferior de la armadura de techo como se muestra en la figura III.5.1.2.

La disposición de la viga de contraviento en el plano de las cuerdas inferiores, figura III.5.1.3, presenta la ventaja de que la cuerda inferior de la armadura vertical que soporta el sistema de techo pasan a ser los montantes de la viga de contraviento trabajando a compresión, lo que tiende a descargarlos. Sin embargo, es preciso tener en cuenta, que pueden llegar en definitiva a estar sometidos a compresión y, por lo tanto, a pandeo peligroso dada su gran longitud. Para contrarrestar este posible pandeo, sin necesidad de dar excesiva sección para conseguir la debida rigidez, se deben disponer de barras en algunos nudos de las cuerdas inferiores.

Las vigas de contraviento situadas en las cuerdas superiores tienen el inconveniente de que las cuerdas superiores de las armaduras quedan comprimidas, tanto por formar parte de la armadura de cubierta como de la viga de arriostramiento, sumándose por tanto, con el mismo signo los esfuerzos correspondientes.

Otra desventaja de estos sistemas de contraviento es que si se trata de naves muy largas, su disposición resulta probablemente antieconómica, ya que la viga de contraviento resulta pesada y costosa.

Tampoco es aconsejable esta disposición en el caso de que la nave haya de sufrir una posible ampliación en el sentido longitudinal, que obligaría a adoptar desde un principio una viga de contraviento adecuada a la longitud que ha de tener si se efectúa la ampliación prevista, o reforzarla al ampliar la nave.

Teóricamente es posible reducir el número de riostras diagonales mediante el uso del esquema del armazón según se muestra en la figura III.5.1.4, en este caso trabaja únicamente una armadura por viento en una sola dirección. Por tanto, la fuerza por riostra será de mayor intensidad. En la mayoría de los casos los diseñadores prefieren el sistema de arriostramiento en "x" para este tipo de estructuras.

Dicha viga que presenta gran rigidez, pues su altura es, en este caso, un cuarto del ancho de la nave, resiste las cargas horizontales, que transmite a los muros extremos, los cuales, directamente o por medio de contravientos verticales conducen dichas cargas a las cimentaciones.

Si el ángulo de la cubierta con el plano horizontal es α la viga de contraviento quedará cargada con la componente W_1 de la acción W como se muestra en la figura III.5.1.5.

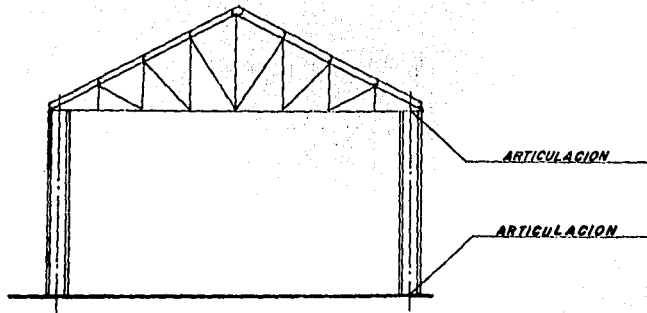


Figura III.5.1. Estructuración típica de naves inestables ante cargas laterales, debido a las articulaciones en ambos extremos de las columnas

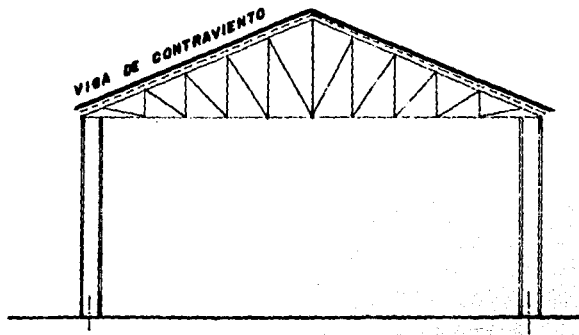


FIGURA III.5.1.1. Disposición de la viga de contraviento en la cuerda superior de la armadura de techo.

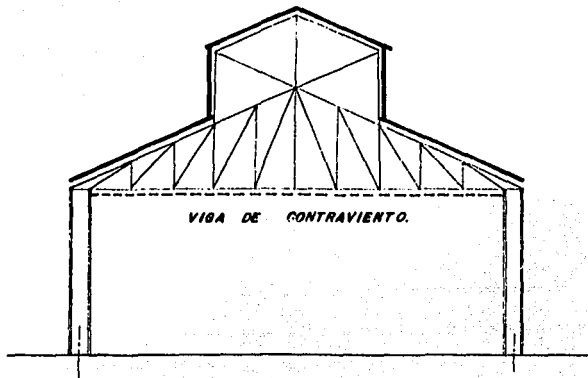


FIGURA III.5.1.2. Disposición de la armadura de contraviento en la cuerda inferior de la armadura de techo.

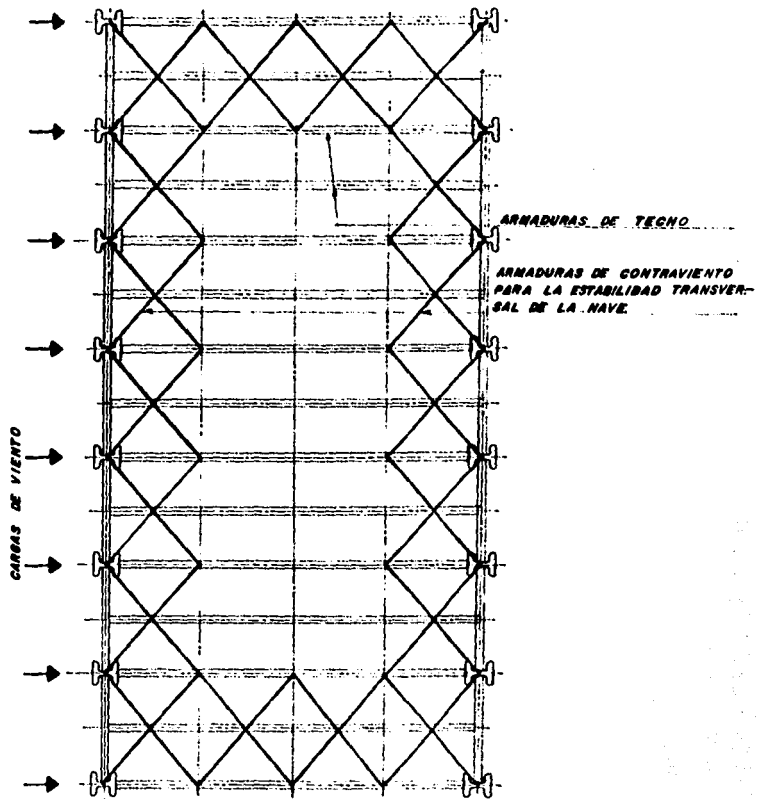


FIGURA III.5.1.3. Disposición de las armaduras longitudinales de contraviento en la cuerda inferior, para la estabilidad transversal de la estructura.

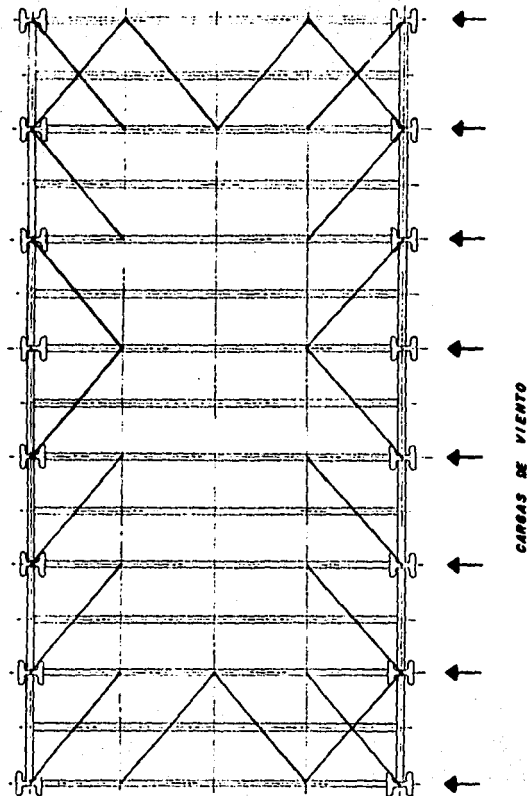


FIGURA III.5.1.4. Funcionamiento simple de las armaduras de contraviento.

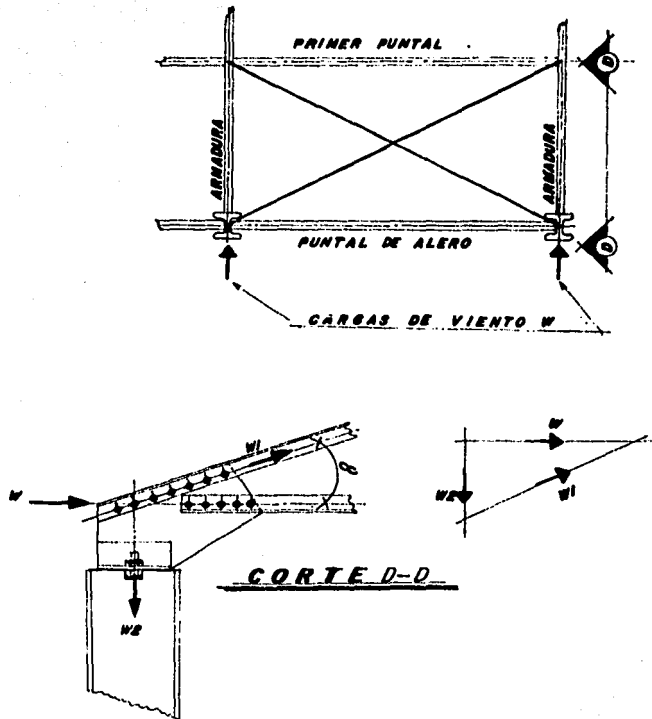


FIGURA III.5.1.5. Carga en la viga longitudinal de arriostramiento que se encuentra en el plano de la cuerda superior de la armadura de techo.

III.5.2. Disposición del contravento vertical en los muros extremos

La disposición de elementos verticales principales y vigas de contraviento horizontales es necesaria especialmente en los muros extremos.

Respecto, a los arriostramientos verticales en los muros extremos que tomarían las reacciones de las vigas longitudinales de contraviento, indicamos en la figura III.5.2.1. diversas disposiciones.

El enlace, según figura III.5.2.1A, es adecuado para pequeños esfuerzos como los que han de absorberse cuando la estructura de la nave está organizada a base de soportes empotrados. Si por el contrario, se trata de soportes apoyados y vigas de contraviento longitudinales de un muro extremo a otro, entonces han de adoptarse disposiciones como las señaladas en la figuras III.5.2.1B. y III.5.2.1C.

En el arreglo B las diagonales trabajan a tensión simple, en C, forma adecuada cuando han de salvarse huecos de puertas y ventanas, se presentan tensiones y compresiones en las barras de arriostramiento.

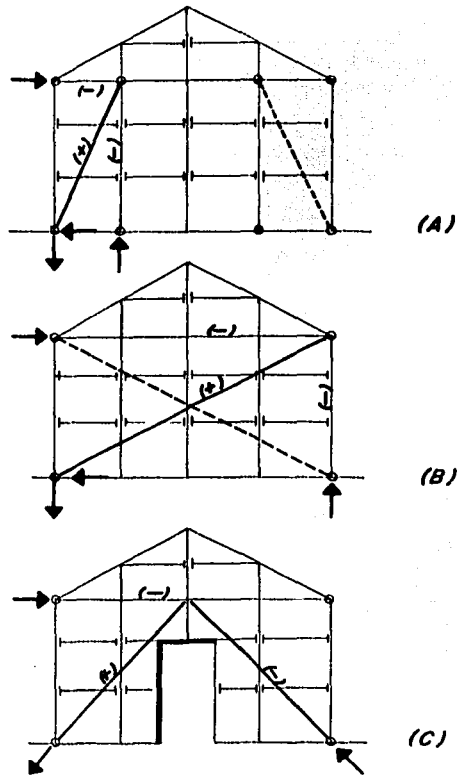


Figura III.5.2.1. Disposición del contravento en los muros extremos.

III.5.3. Estabilidad longitudinal

Las disposiciones a adoptar para garantizar la estabilidad del edificio respecto a las fuerzas dirigidas longitudinalmente son análogas a las que hemos indicado en los subcapítulos anteriores.

Solo faltaría agregar que si se trata de soportes articulados, se completan las vigas transversales de contraviento, situadas en el plano de la cuerda superior con contravientos en las paredes laterales. Estos contravientos verticales tienen la función de conducir a la cimentación los esfuerzos transmitidos por las vigas transversales de contraviento. En las figuras III.5.3.1A. y III.5.3.1B, se representan dos maneras de disponer estos contravientos verticales, aunque se pueden disponer los arreglos mostrados en la figura III.5.2.1. Cabe mencionar además que en la mayoría de los casos no es necesario contraventar cada crujía donde se encuentre la viga de contraviento de la techumbre, a menudo esto no es posible por razones arquitectónicas, los muros laterales consistentes de varias crujías pueden estar contraventados solo en unas pocas o inclusive solo en una crujía, estando el resto de la estructura conectada por medio de los puntales. En la disposición del contraviento vertical en la crujía intermedia para evitar las restricciones en las crujías extremas debido a los cambios de temperatura, toma las reacciones íntegras de las vigas transversales de contraviento situadas en el plano de las cuerdas superiores de las armaduras de techo.

Generalmente si los edificios a contraventar son demasiado altos, las diagonales de contraviento vertical, serán soportes de secciones compuestas, dichas secciones deberán ser construidas de tal manera que presenten facilidad para su mantenimiento, específicamente la correcta aplicación de pintura en su parte interior. En la figura III.5.3.2 se presentan secciones típicas para que trabajen a tensión con algunas especificaciones especiales para su construcción, así también en la figura III.5.3.3 secciones típicas para ser trabajadas como elementos en compresión.

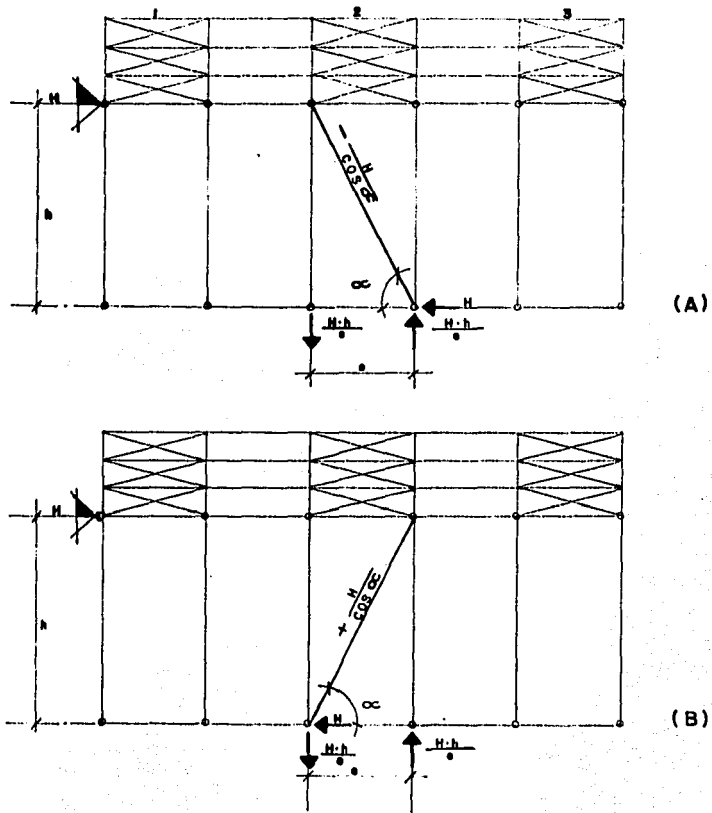


Figura III.5.3.1. Disposición del contraventeo en muros laterales

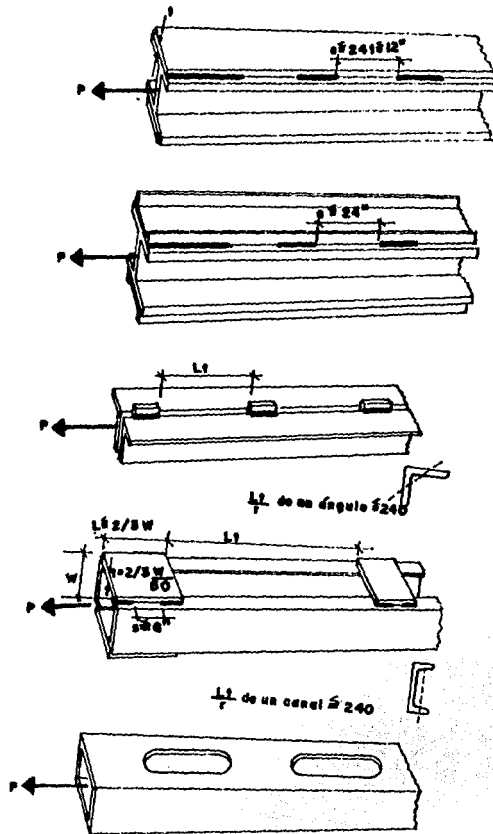


Figura III.5.3.2. Elementos compuestos para contraventeos de tensión

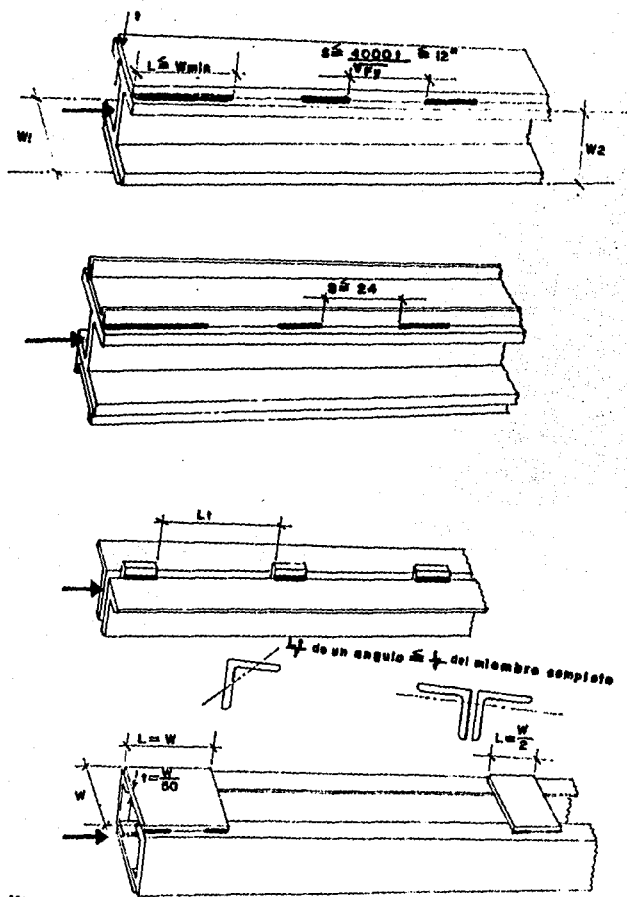


Figura III.5.3.3. Elementos compuestos para contraventeos de compresión.

III.6. Estabilidad general

Una vez que se han estudiado los criterios para contraventear los edificios industriales, es preciso integrar cada una de las partes que componen el sistema general de arriostamiento, para lograr la estabilidad espacial de la nave.

La suposición de que cada marco trabaja independientemente no es realmente correcta ya que el edificio, una vez integrados todos los cuerpos de arriostamiento a los marcos principales, se comporta en conjunto como una estructura espacial.

En definitiva, como acabamos de indicar, es preciso considerar el edificio como un conjunto espacial cuya estabilidad ha de estar asegurada totalmente.

En general, casi todas las estructuras pueden reducirse, para su estudio, a los sistemas planos que las integran; pero es necesario repetimos, estudiar la ligazón de dichos sistemas planos y tomar las disposiciones adecuadas para que todas las fuerzas que puedan actuar sobre la estructura sean correctamente transmitidas a las cimentaciones a través de los sistemas de contraventeo verticales.

En las figuras III.6.1 a la III.6.12 se muestra la integración de los sistemas de contraventeo con la estructura principal de una nave industrial con marcos empotrados en su base y uniones rígidas entre la columnas y las armaduras de techo, así como también todos los demás elementos estructurales que de alguna manera contribuyen a la rigidización espacial de la nave.

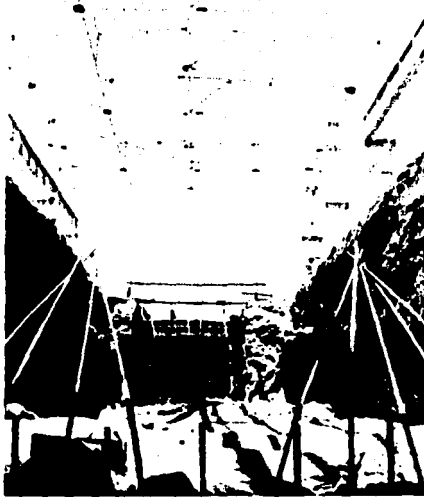


Figura III.6.1. Disposición general de las armaduras de techo con las líneas de puntales ya colocados en su posición final.

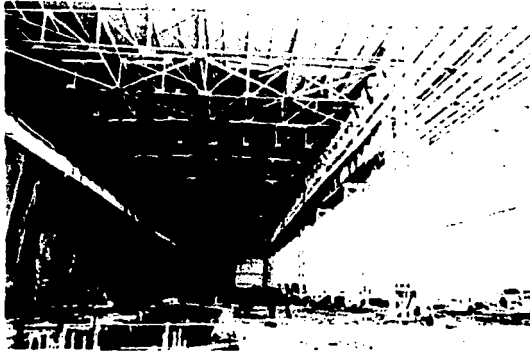


Figura III.6.2. Arreglo del contravento en la cuerda inferior de la armadura de techo.

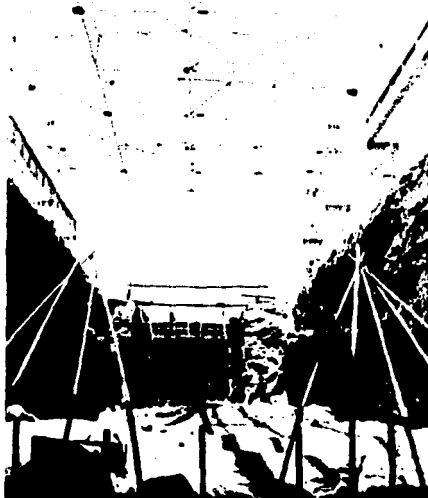


Figura III.6.1. Disposición general de las armaduras de techo con las líneas de puntales ya colocados en su posición final.

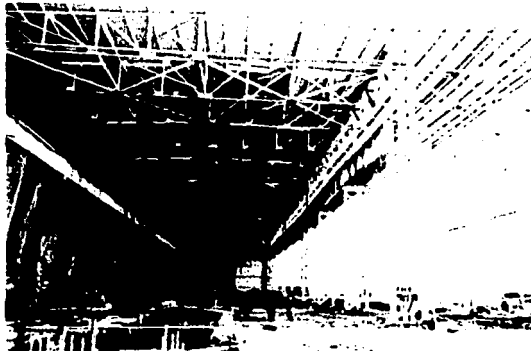


Figura III.6.2. Arreglo del contraventeo en la cuerda inferior de la armadura de techo.



Figura III.6.3. Arreglo completo del contraventeo en la cuerda inferior de la armadura de techo debido a la presencia de la grúa viajera.



Figura III.6.4. Arreglo del contraventeo de la cuerda inferior a base de ángulo APS de 6" por 3/8.



Figura III.6.5. Arreglo del contraventeo en la cuerda inferior y superior de la techumbre.

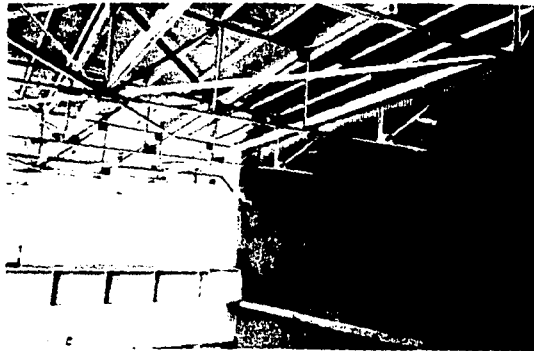


Figura III.6.6. Arreglo de la conexión de los puntales y el contraventeo de la cuerda inferior de la armadura.



Figura III.6.7. Basta para la rigidización longitudinal de la nave en el proceso del montaje, el arriostamiento que proporciona la trabe carril y los largueros de la techumbre.

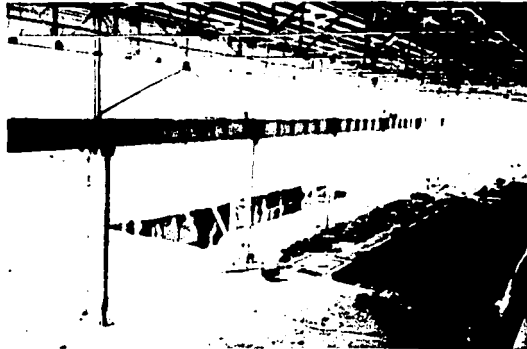


Figura III.6.8. Para evitar las cargas gravitacionales en las diagonales su conexión se hace después de que la estructura que resiste la gravedad se ha montado totalmente si así lo permiten las condiciones del campo.

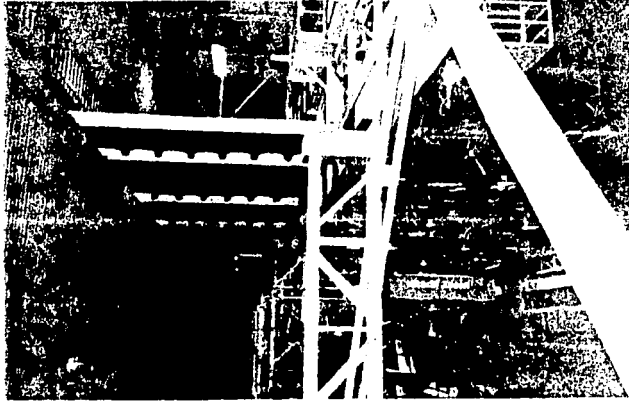


Figura III.6.9. Secciones en cajón a base de canales típicas para sistemas de contraventeo verticales. En naves industriales de gran altura.

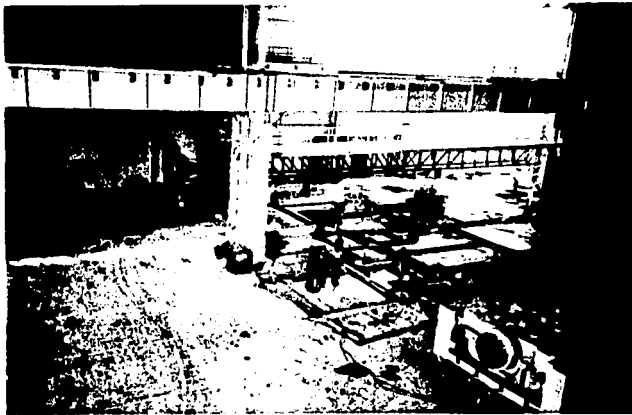


Figura III.6.10. Existen estructuras dentro de las naves industriales que indudablemente contribuyen a la rigidización espacial de la nave, tal es el caso de la misma trabe carril, los pasillos de mantenimiento de la grúa viajera, la plataforma para tableros, etc., los cuales se muestran en la figura.

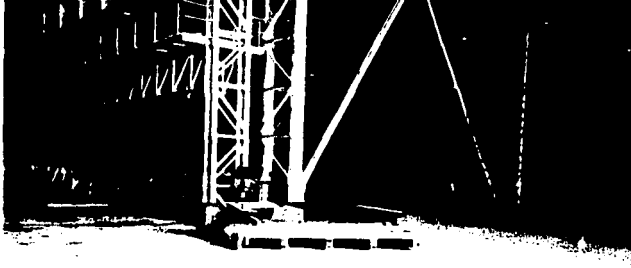


Figura III.6.11. Criterio de contravento vertical en la parte interior de la nave para permitir el libre flujo de montacargas y personal.



Figura III.6.12 Arreglo de la nave terminada con todos los sistemas de contravento colocados para lograr la estabilidad espacial.

IV. PROPUESTA DE ARREGLO Y DISEÑO DEL CONTRAVIENTO PARA UNA NAVE INDUSTRIAL

IV.1 Memoria descriptiva del diseño

En la práctica general es común que las acciones horizontales debidas al viento sean tomadas íntegramente con los muros y estas a su vez transmitirlas hacia las columnas principales y hacia columnas intermedias, estas últimas también llamadas columnas de viento. Considerando las acciones más críticas de viento que existen en la República Mexicana, se pretende presentar en esta parte del trabajo una alternativa estructural para tomar las acciones horizontales del viento que actúan longitudinalmente sobre el cuerpo de la nave basandonos en los siguientes sistemas estructurales:

A) Sistema de contraviento en la cuerda superior de la armadura de cubierta. Las acciones del viento actuando longitudinalmente sobre la nave se toman íntegramente por tres vigas de contraviento (ver capítulo III), dos de ellas situadas en los vanos extremos de la nave y una más situada en el vano intermedio (figura IV.1.1.). Adicionalmente respetando los criterios vistos en el mismo capítulo III sobre puntales, que en este caso también hacen las veces de montantes de las vigas, se colocan cinco líneas de ellos a todo lo largo de la nave, dos de los cuales son puntales de alero y los tres restantes intermedios. Los puntales de alero que van colocados en la crujía intermedia forman parte del sistema vertical de contraviento propuesto, y por tal motivo tendrán que ser revisados por las condiciones de carga que el marco contraventado les imponga. Para el diseño de las vigas transversales de contraviento utilizaremos el criterio de la referencia 1, auxiliandonos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero del Departamento del Distrito Federal.

B) Sistema de contraviento en la cuerda inferior de la armadura de cubierta. La nave industrial propuesta para este trabajo cuenta en su interior con una grúa aérea con una capacidad útil de 15 toneladas, debido a esto se hace necesario contraventear completamente el plano de la cuerda inferior de la armadura de cubierta, (ref. 2), figura IV.1.2. El diseño de estos elementos de arriostramiento queda controlado por requisitos de rigidez, es decir, se seleccionan con base en dimensiones mínimas y controlando las relaciones máximas de esbeltez.

Las acciones de viento actuando transversalmente sobre las naves pueden ser transmitidas hasta los muros extremos por el sistema de contraviento que se forma en el plano de la cuerda inferior, o bien tomar dichas acciones íntegramente por medio de los muros laterales.

IV. PROPUESTA DE ARREGLO Y DISEÑO DEL CONTRAVIENTO PARA UNA NAVE INDUSTRIAL

IV.1 Memoria descriptiva del diseño

En la práctica general es común que las acciones horizontales debidas al viento sean tomadas íntegramente con los muros y estas a su vez transmitir las hacia las columnas principales y hacia columnas intermedias, estas últimas también llamadas columnas de viento. Considerando las acciones más críticas de viento que existen en la República Mexicana, se pretende presentar en esta parte del trabajo una alternativa estructural para tomar las acciones horizontales del viento que actúan longitudinalmente sobre el cuerpo de la nave basandonos en los siguientes sistemas estructurales:

A) Sistema de contraviento en la cuerda superior de la armadura de cubierta. Las acciones del viento actuando longitudinalmente sobre la nave se toman íntegramente por tres vigas de contraviento (ver capítulo III), dos de ellas situadas en los vanos extremos de la nave y una más situada en el vano intermedio (figura IV.1.1.). Adicionalmente respetando los criterios vistos en el mismo capítulo III sobre puntales, que en este caso también hacen las veces de montantes de las vigas, se colocan cinco líneas de ellos a todo lo largo de la nave, dos de los cuales son puntales de alero y los tres restantes intermedios. Los puntales de alero que van colocados en la cruzía intermedia forman parte del sistema vertical de contraviento propuesto, y por tal motivo tendrán que ser revisados por las condiciones de carga que el marco contraventado les imponga. Para el diseño de las vigas transversales de contraviento utilizaremos el criterio de la referencia 1, auxiliandonos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero del Departamento del Distrito Federal.

B) Sistema de contraviento en la cuerda inferior de la armadura de cubierta. La nave industrial propuesta para este trabajo cuenta en su interior con una grúa aérea con una capacidad útil de 15 toneladas, debido a esto se hace necesario contraventear completamente el plano de la cuerda inferior de la armadura de cubierta, (ref. 2), figura IV.1.2. El diseño de estos elementos de arriostramiento queda controlado por requisitos de rigidez, es decir, se seleccionan con base en dimensiones mínimas y controlando las relaciones máximas de esbeltez.

Las acciones de viento actuando transversalmente sobre las naves pueden ser transmitidas hasta los muros extremos por el sistema de contraviento que se forma en el plano de la cuerda inferior, o bien tomar dichas acciones íntegramente por medio de los muros laterales.

C) Sistemas de marcos principales. Para el análisis y el diseño de las columnas de los marcos principales se va a suponer que las acciones laterales del viento son tomadas por las vigas que se forman longitudinalmente en la cuerda inferior de la armadura de cubierta, por lo tanto el diseño de la columna queda regido únicamente por las reacciones que le imponga la armadura de cubierta y las reacciones laterales de la trabe carril. Para el análisis y el diseño de la columna se aislará el resto del marco según la referencia 2 ; por otro lado las columnas de la crujía central forman parte del sistema vertical de contraventeo propuesto, por tal motivo tendrán que ser revisadas por las condiciones de carga que el marco contraventeado imponga. Para el diseño de las columnas nos auxiliaremos en las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción del Acero (AISC). Un arreglo de la sección transversal de la nave se presenta en la figura IV.1.3.

D) Sistema vertical de contraventeo. Las reacciones de las armaduras transversales de contraviento, así como la reacción longitudinal de la trabe carril serán tomadas por un sistema vertical de contraventeo en X situado en los muros laterales entre los ejes D y E. El análisis y el diseño de los marcos contraventeados, así como la revisión bajo condiciones de servicio está basado en los criterios de la referencia 9. Adicionalmente se propone una viga IR en la parte media de la columna inferior, que contribuirá a aumentar el esfuerzo permisible de flexión para el diseño de la columna así como para reducir las longitudes efectivas de las diagonales de contraventeo en la crujía arriostrada. El arreglo del muro longitudinal incluyendo la crujía contraventeada propuesta se presenta en la figura IV.1.4.

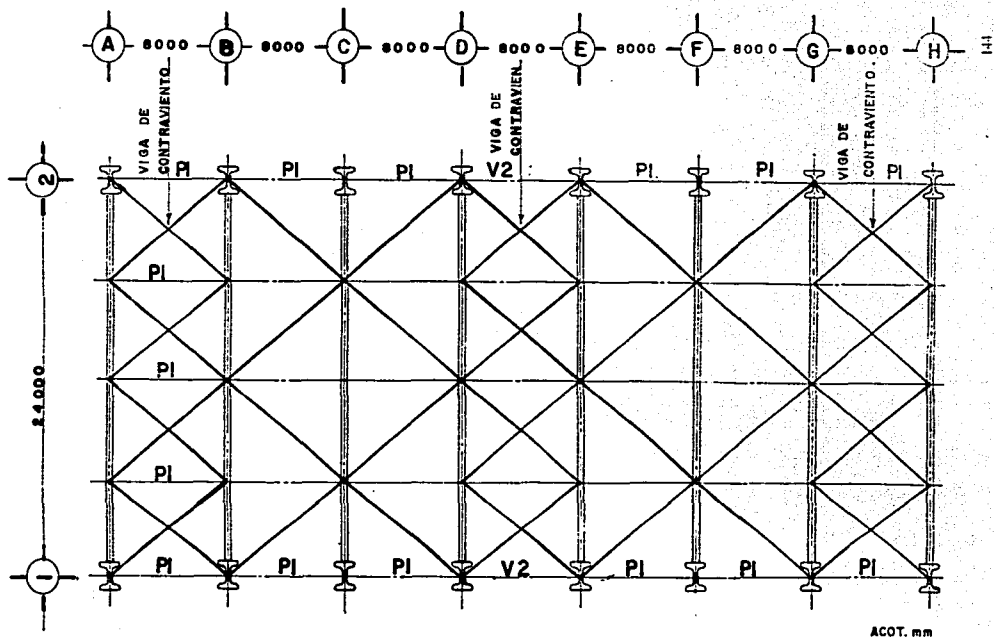


Figura IV.1.1. Planta cuerda superior

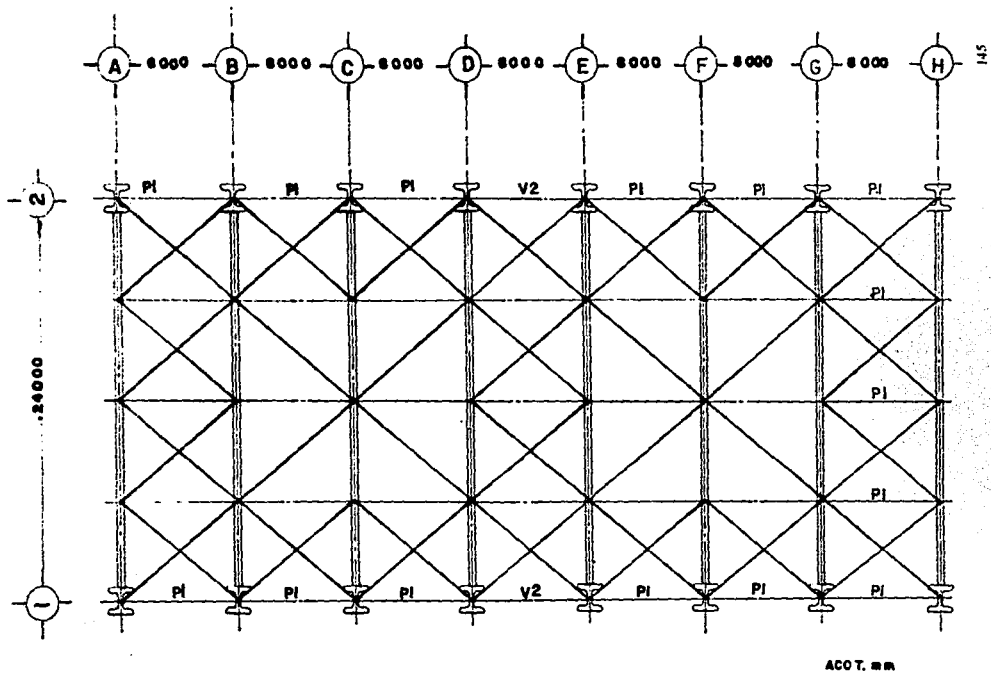


Figura IV.1.2. Planta cuerda inferior

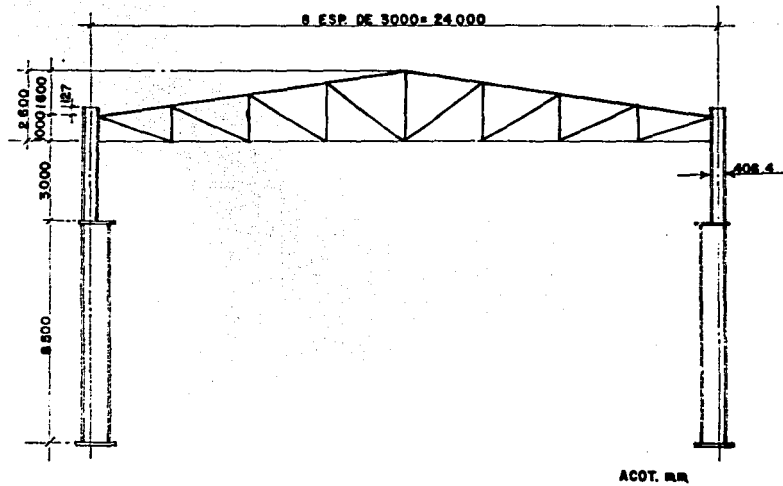
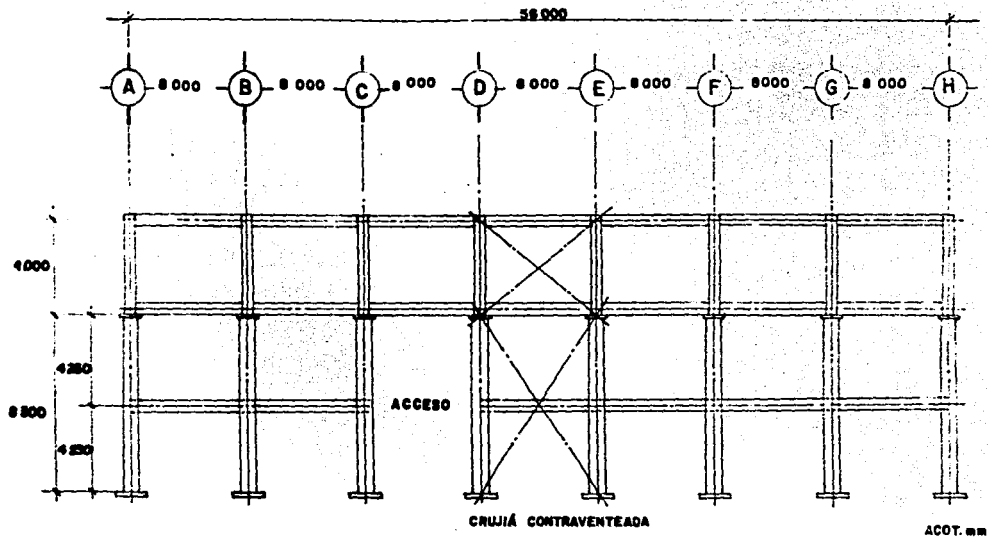


Figura IV.1.3. Sección transversal

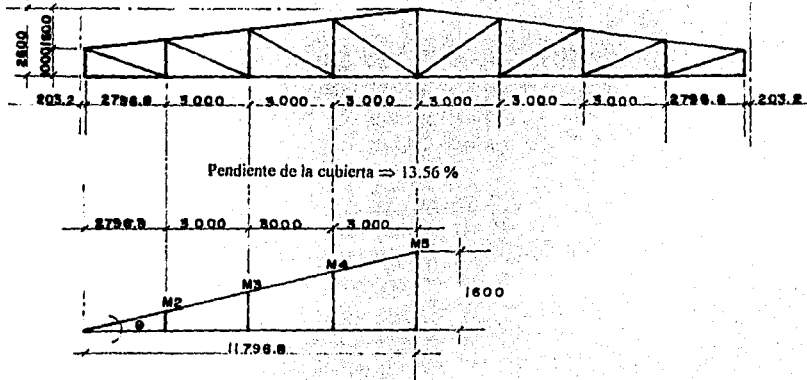


FALLA DE UNIÓN

Figura IV.1.4. Elevación por el eje 1 y 2. Ubicación del contraventeo vertical.

IV.2. Análisis y diseño de la cubierta de la nave

Armadura propuesta para la cubierta



$$\text{Tang } \theta = \frac{1600}{11796.8} = 0.1356; \quad \theta = \text{ángulo tang. } 0.1356 = 7.724^\circ$$

FALLA DE ORIGEN

Cálculo de la longitud de montantes

$$M = (S) (L) + (1000)$$

$$M_5 = (0.1356) (11796.8) + (1000) = 2600$$

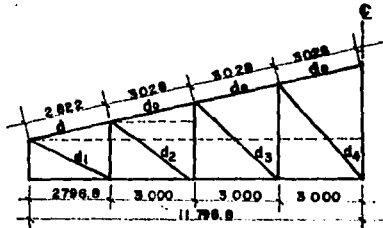
$$M_4 = (0.1356) (8796.8) + (1000) = 2193$$

$$M_3 = (0.1356) (5796.8) + (1000) = 1786$$

$$M_2 = (0.1356) (2796.8) + (1000) = 1379$$

$$M_1 = (0.1356) (0.0) + (1000) = 1000$$

Cálculo de la longitud de las diagonales



$$d_1 = \sqrt{(2796.8)^2 + (1000)^2} = 2970$$

$$d_2 = \sqrt{(3000)^2 + (1379)^2} = 3302$$

$$d_3 = \sqrt{(3000)^2 + (1786)^2} = 3491$$

$$d_4 = \sqrt{(3000)^2 + (2193)^2} = 3716$$

Calculo de la longitud de la cuerda superior (d y do)

$$d = \sqrt{(379)^2 + (2796.8)^2} = 2822.4$$

$$do = \sqrt{(407)^2 + (3000)^2} = 3077.5$$

Consideraciones de carga

Carga muerta

La cubierta que se propone es a base de lámina multy-panel RL 100, su gran resistencia estructural, permite manejar separaciones entre soportes de 3 a 4 metros para condiciones normales de diseño. En este caso tenemos apoyada la lámina multy-panel RL100 en largueros de 8.0 metros de claro y una separación entre largueros de 1.51 metros.

El peso de este tipo de cubierta se puede considerar como:

| | | |
|--|---|-------------------------------|
| Peso de lámina multy-panel (RL-100) 2" de espesor | = | 12.00 Kg/m ² |
| Peso de largueros metálicos | = | 15.00 Kg/m ² |
| Peso de las armaduras (incluye peso de arm de arriost.) | = | 53.00 Kg/m ² |
| carga muerta | = | <u>80.00 Kg/m²</u> |

Carga viva

Utilizando las recomendaciones del reglamento del DDF para techos con pendientes mayores de 5%

$$\text{Carga viva} = 40.00 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas de viento

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las cubiertas y fachadas de naves industriales. Por lo tanto las acciones que consideraremos serán las debidas al viento, utilizando los criterios del capítulo II.

Para el análisis de los efectos del viento, tanto para la cubierta de techo, como para el diseño de las armaduras de contraviento, se considerará la velocidad de viento máxima más representativa de la República Mexicana (ver tabla II.6.A.)

Velocidad regional máxima en la zona del Golfo de México = 67.50 m/s \approx 243.00 Km/hora

Estructura; Según su destino pertenece al grupo B
Según estructura pertenece al tipo I

Velocidad regional del viento (CFE) en zona 4 = 160.00 Km/hora

Velocidad regional máxima presentada (tabla II.6.A.) en zona 4 = 243.00 Km/hora

Altitud sobre el nivel del mar = 16 metros (tabla II.6.A.)

Tipo de terreno D

$$K = 1.20$$

$$\alpha = 0.10$$

$$Z\alpha = 200.00 \text{ mts}$$

$$Z = (12.50 + 14.10)/2 = 13.30 \text{ mts (altura máxima promedio)}$$

Por lo tanto la velocidad de diseño nos queda:

$$V_D = K V_r (z/10)^\alpha$$

$$V_D = (1.20) (243.00 \text{ Km/hora}) (13.30/10.00)^{0.10} = 300.00 \text{ Km/hora}$$

Para calcular la carga de viento en Kg/m² es necesario tomar en cuenta la geometría del edificio para determinar los factores de empuje sobre la cubierta y poder transformar la velocidad de diseño de KPH a Kg/ m².

La presión viene dada por:

$$P = 0.0048 (G) (C_n) V_n^2$$

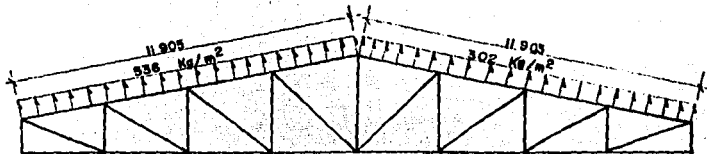
En donde:

G = Factor que depende de la altura sobre el nivel del mar

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h} = \frac{8 + (0.016)}{8 + 2(0.016)} = 0.998$$

Conservadoramente tomamos $G = 1.0$ con una altura sobre el nivel del mar igual a cero.

Considerando el viento en la dirección transversal para el diseño de las armaduras de techo.



Tomando del reglamento del Distrito Federal (RDF87) los coeficientes de empuje CD.

CD para techos inclinados lado de Barlovento

$$-0.80 < 0.04 \theta - 1.60 < 1.80$$

$$\theta = 7.724^\circ$$

$$0.04 (7.724) - 1.60 = -1.24 \therefore \text{Rige } -1.24$$

CD para techos inclinados lado de sotavento = -0.7

Cálculo de las presiones de succión

Zona de varlovento

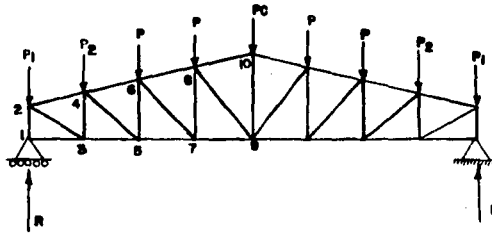
$$P = 0.0048 (1.0) (-1.24) (300)^2 = -536.00 \text{ Kg/m}^2$$

Zona de sotavento

$$P = 0.0048 (1.00) (-0.70) (300.00)^2 = -302.00 \text{ Kg/m}^2$$

Combinación de cargas propuestas para el análisis de la armadura

Condición de carga muerta = 80.00 kg/m²



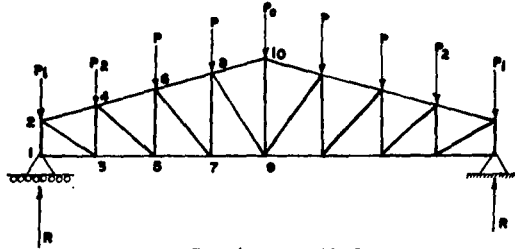
Reacciones = 7.61 ton

$$P = (3.028) (8.00) (80.00) = 1.94 \text{ Ton} = P \text{ al centro}$$

$$P_1 = (1.40) (8.00) (80.00) = 0.90 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (2.91) (8.00) (80.00) = 1.86 \text{ Ton}$$

Condiciones de carga muerta + carga viva = 80.00 + 40.00 = 120.00 Kg/m²



Reacciones = 11.43

$$P = (3.028) (8.00) (120.00) = 2.91 \text{ Ton}$$

$$P_1 = (1.411) (8.0) (120.00) = 1.35 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (2.925) (8.00) (120.00) = 2.81 \text{ Ton}$$

Condiciones de carga por viento:

Presión zona de varlovento = -536.00 Kg/m²

Presión de zona sotavento = -302.00 Kg/m²

No se considera presión interior, debido a que las aberturas no abarcan más del 30% de la superficie expuesta a la acción del viento.

Zona de varlovento

$$P = (3.028) (8.00) (536.00) = 12.98 \text{ Ton}$$

$$P_1 = (1.400) (8.00) (536.00) = 6.00 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (2.910) (8.00) (536.00) = 12.48 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{centro}} = (1.510) (8.00) (536.00) = 6.47 \text{ Ton}$$

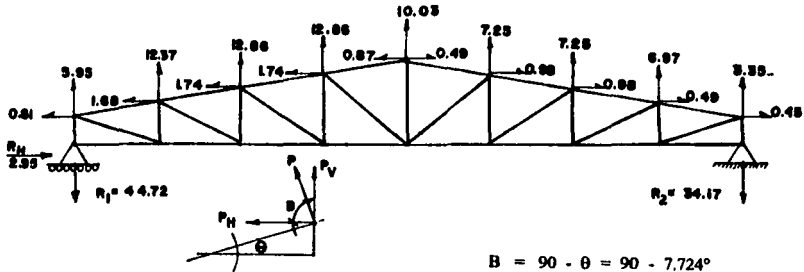
Zona de sotavento

$$P = (3.028) (8.00) (302.00) = 7.32 \text{ Ton}$$

$$P_1 = (1.400) (8.00) (302.00) = 3.38 \text{ Ton}$$

$$P_2 = (2.910) (8.00) (302.00) = 7.03 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{centro}} = (1.510) (8.00) (302.00) = 3.65 \text{ Ton}$$

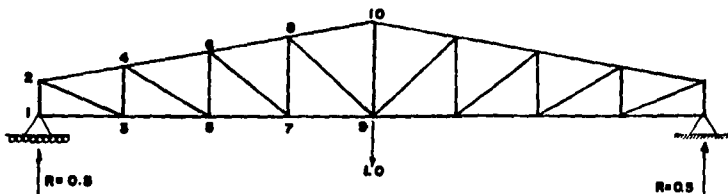


Cálculo de las componentes vertical y horizontal de la acción de viento sobre la armadura de techo

| ZONA | CARGA TIPO | VALOR DE CARGA | ANGULO β | SEN β | Pv | COS β | PH |
|------------|------------|----------------|----------------|-------------|-------|-------------|------|
| VARLOVENTO | P1 | 6.00 | 82.276 | 0.9909 | 5.95 | 0.1344 | 0.81 |
| | P2 | 12.48 | 82.276 | 0.9909 | 12.37 | 0.1344 | 1.68 |
| | P | 12.98 | 82.276 | 0.9909 | 12.86 | 0.1344 | 1.74 |
| | Pcentro | 6.47 | 82.276 | 0.9909 | 6.41* | 0.1344 | 0.87 |
| ZOTAVENTO | P1 | 3.38 | 82.276 | 0.9909 | 3.35 | 0.1344 | 0.45 |
| | P2 | 7.03 | 82.276 | 0.9909 | 6.97 | 0.1344 | 0.99 |
| | P | 7.32 | 82.276 | 0.9909 | 7.25 | 0.1344 | 0.98 |
| | Pcentro | 3.65 | 82.276 | 0.9909 | 3.62* | 0.1344 | 0.49 |

* Pcentro total = 6.41 + 3.62 = 10.03 Ton

Condición de carga unitaria al centro de la armadura para el cálculo de la flecha.



| ELEMENTO | FUERZA TON. |
|----------|----------------|
| 1-2 | -0.5 |
| 1-3 | 0.0 |
| 2-3 | +1.08 |
| 2-4 | -1.03 |
| 3-4 | -0.36 |
| 3-5 | +1.02 |
| 4-5 | +0.67 |
| 4-6 | -1.64 |
| 5-6 | -0.28 |
| 5-7 | +1.63 |
| 6-7 | +0.45 |
| 6-8 | -2.03 |
| 7-8 | -0.23 |
| 7-9 | +2.02 |
| 8-9 | +0.33 |
| 8-10 | -2.30 |
| 9-10 | +0.62 |

(+) Tensión, (-) Compresión

Tabla de análisis de fuerzas (Ton.)

| COMBINACION ELEMENTO | C. MUERTA | C. MUERTA + C. VIVA | C. VIENTO | C. MUERTA + C. VIENTO |
|-------------------------|-----------|------------------------|-----------|--------------------------|
| 1-2 | -7.61 | -11.43 | +44.72 | +37.11 |
| 1-3 | 0.00 | 0.00 | -2.95 | -2.95 |
| 2-3 | +14.46 | +21.70 | -83.40 | -68.94 |
| 2-4 | -13.75 | -20.62 | +80.08 | +66.33 |
| 3-4 | -4.86 | -7.31 | +28.05 | +23.19 |
| 3-5 | +13.62 | +20.43 | -81.50 | -67.88 |
| 4-5 | +5.55 | +8.31 | -28.56 | -23.02 |
| 4-6 | -18.83 | -28.24 | +107.96 | +89.83 |
| 5-6 | -2.32 | -3.47 | +11.94 | +9.62 |
| 5-7 | +18.66 | +27.98 | -107.45 | -88.79 |
| 6-7 | +0.60 | +0.90 | +1.84 | +2.44 |
| 6-8 | -19.35 | -29.02 | +108.12 | +88.77 |
| 7-8 | -0.31 | -0.46 | -0.94 | -1.25 |
| 7-9 | +19.18 | +28.75 | -105.87 | -86.69 |
| 8-9 | -2.33 | -3.50 | +20.08 | +17.75 |
| 8-10 | -17.45 | -26.16 | +93.51 | +76.06 |
| 9-10 | +2.72 | +4.13 | -15.14 | -12.72 |

(+) Tensión, (-) Compresión

Cargas de diseño.

Toda la cuerda superior se diseñará para una carga igual a:

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diseño}} &= (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) (1.40) \\
 &= (29.02) (1.40) = 40.63 \quad (\text{compresión})
 \end{aligned}$$

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga de viento}) (1.10)$$

$$P_{\text{diseño}} = (108.12) (1.10) = 118.93 \quad (\text{tensión})$$

Toda la cuerda inferior se diseñará para una carga igual a:

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga viento}) (1.10)$$

$$P_{\text{diseño}} = (107.45) (1.10) = 118.20 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) (1.40)$$

$$= (28.75) (1.40) = 40.25 \text{ Ton (Tensión)}$$

Los montantes se diseñaron para una carga igual a:

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga de viento}) (1.10)$$

$$= (15.14) (1.10) = 16.65 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga de viento}) (1.10)$$

$$P_{\text{diseño}} = (44.72) (1.10) = 49.19 \text{ Ton (Tensión)}$$

Las diagonales se diseñarán para una carga igual a :

Diagonales extremas (2-3 y 15-18)

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga Viento}) (1.10)$$

$$P_{\text{diseño}} = (84.40) (1.10) = 91.74 \text{ Ton. (Compresión)}$$

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) (1.40)$$

$$P_{\text{diseño}} = (21.70) (1.40) = 30.38 \text{ Ton (Tensión)}$$

Toda la cuerda inferior se diseñará para una carga igual a:

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga viento}) (1.10)$$

$$\text{Pdiseño} = (107.45) (1.10) = 118.20 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) (1.40)$$

$$= (28.75) (1.40) = 40.25 \text{ Ton (Tensión)}$$

Los montantes se diseñaron para una carga igual a:

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga de viento}) (1.10)$$

$$= (15.14) (1.10) = 16.65 \text{ Ton (Compresión)}$$

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga de viento}) (1.10)$$

$$\text{Pdiseño} = (44.72) (1.10) = 49.19 \text{ Ton (Tensión)}$$

Las diagonales se diseñarán para una carga igual a :

Diagonales extremas (2-3 y 15-18)

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga Viento}) (1.10)$$

$$\text{Pdiseño} = (84.40) (1.10) = 91.74 \text{ Ton. (Compresión)}$$

$$\text{Pdiseño} = (\text{Carga muerta} + \text{Carga viva}) (1.40)$$

$$\text{Pdiseño} = (21.70) (1.40) = 30.38 \text{ Ton (Tensión)}$$

Diagonales interiores

$$P_{\text{diseño}} = (\text{Carga viento}) (1.10)$$

$$P_{\text{diseño}} = (28.56) (1.10) = 31.42 \text{ Ton} \quad (\text{Compresión})$$

$$P_{\text{diseño}} = (20.08) (1.10) = 22.09 \text{ Ton} \quad (\text{Tensión})$$

Diseño de los elementos de la armadura de cubierta

Se utilizarán para este diseño, las especificaciones de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero. En el diseño se utilizará acero A-36.

Las placas de conexión tendrán un espesor de 1/2", que regirá la separación de las espaldas de los ángulos.

Diseño de la cuerda superior

$$\text{Compresión} \quad P = 40.63 \text{ Ton} \quad \text{Tensión} \quad P = 118.93$$

$$L = 3.03 \text{ mts} \quad L = 3.03 \text{ mts}$$

Se propone una sección de dos ángulos de lados iguales espalda con espalda de:

$$6 \times 6 \times 3/8 \quad \text{Área} = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 4.78 \text{ cm}$$

Calculando:

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.00) (303.00)}{4.78} = 63.39 < (KL/r)_c = \frac{6340.00}{\sqrt{F_y}} = 126.00$$

$$R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$R_c = (56.26) (2530.00) \left[1 - \frac{(63.39)^2}{2(126.00)^2} \right] (0.85)$$

$$R_c = 105.68 \text{ Ton} > P_{\text{diseño}} = 40.63 \text{ Ton}$$

Es importante aclarar que se deja sobrada la sección de la cuerda superior, porque las vigas de arriostramiento que irán en el plano de la cuerda superior, la someterán a esfuerzos adicionales.

Revisando cuando la sección trabaje en tensión.

$$R_t = A_t F_y F_R$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = (56.26) (2530.00) (0.90)$$

$$R_t = 128.10 \text{ Ton} > 118.93 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección es aceptable.

Diseño de la cuerda inferior

$$P = 118.20 \text{ Ton} \quad (\text{Compresión}) \qquad P = 40.25 \text{ Ton} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 3.00 \text{ mts}$$

$$L = 3.00 \text{ mts}$$

Se propone una sección de dos ángulos espalda con espalda de:

$$6 \times 6 \times 1/2 \qquad \text{Área} = 74.20 \text{ cm}^2$$

$$\qquad \qquad \text{Radio de giro} = 4.72 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1) (300.00)}{4.72} = 63.53 < (KL/r)_c = 126.00$$

Se tiene:

$$R_c = (74.20) (2530.00) \left[1 - \frac{(63.56)^2}{2(126.00)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 139.27 \text{ Ton} > 118.20 \text{ Ton}$$

Revisando cuando la sección trabaje en tensión.

$$R_t = (74.28) (2530.00) (0.90)$$

$$R_t = 168.95 \text{ Ton} \gg 40.25 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección es aceptable.

Diseño de los Montantes

$$P = 16.65 \text{ Ton} \quad (\text{Compresión}) \quad P = 44.19 \text{ Ton} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 2.60 \text{ mts} \quad L = 1.00 \text{ mts}$$

Se propone una sección de dos ángulos en estrella de:

$$2 \text{ } 1/2 \text{ X } 2 \text{ } 1/2 \text{ X } 3/8 \quad \text{Área} = 22.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 2.41 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1) (260.00)}{2.41} = 107.88 < (KL/r)_c = 126.00$$

Se tiene:

$$R_c = (22.32) (2530.00) \left[1 - \frac{(107.88)^2}{2(126.00)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 30.41 \text{ Ton} \gg 16.65 \text{ Ton}$$

Revisando cuando la sección trabaje en tensión

$$R_t = (22.32) (2530.00) (0.90)$$

$$R_t = 50.82 \text{ Ton} > 44.19 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección es aceptable.

Diseño de las Diagonales

Diagonales extremas

$$P = 91.74 \text{ Ton} \quad (\text{Compresión}) \quad P = 30.38 \text{ Ton} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 2.97 \text{ mts} \quad L = 2.97 \text{ mts}$$

Se propone una sección de dos ángulos de lados iguales espalda con espalda de:

$$6 \times 6 \times 3/8 \quad \text{Área} = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 4.78 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1) (297.00)}{4.78} = 62.13 < (KL/r)_c = 126.00$$

Se tiene:

$$R_c = (56.26) (2530.00) \left[1 - \frac{(62.13)^2}{2(126.00)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 106.28 \text{ Ton} > 91.74 \text{ Ton}$$

Revisando cuando la sección trabaje en tensión.

$$R_t = (56.26) (2530.00) (0.90) = 128.10 \text{ Ton} > 30.38 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección es aceptable.

Diagonales interiores

$$P = 31.42 \text{ Ton} \quad (\text{Compresión})$$

$$P = 22.09 \text{ Ton} \quad (\text{Tensión})$$

$$L = 3.30$$

$$L = 3.72 \text{ mts}$$

Se propone una sección de ángulos espalda con espalda de:

$$4 \times 4 \times 3/8$$

$$\text{Área} = 36.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 3.72 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1) (330.00)}{3.12} = 105.77 < (KL/r)_c = 126.00$$

Se tiene:

$$R_c = (36.90) (2530.00) \left[1 - \frac{(105.77)^2}{2(126.00)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 51.39 \text{ Ton} > 31.42 \text{ Ton}$$

Revisando cuando la sección trabaja en tensión

$$R_t = (36.96) (2530.00) (0.90)$$

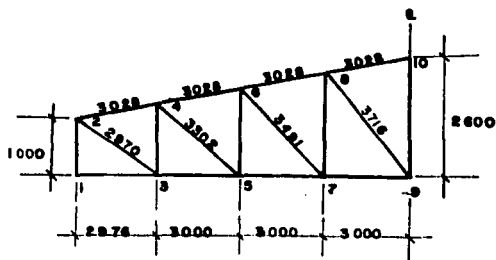
$$R_t = 84.16 \text{ Ton} > 22.09 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección es aceptable.

Resumen de los elementos de la armadura

| MIEMBRO | Nº DE PIEZAS | LONGITUD (mts) | POSICION | SECCION ADOPTADA | PESO UNITARIO (Kg/m) | PESO TOTAL (Kg) | AREA (cm ²) |
|---------|--------------|----------------|----------|------------------|----------------------|-----------------|-------------------------|
| 1-2 | 2.0 | 1.00 | Montante | 2∟ 2½ x 2½ x 3/8 | 22.32 | 44.64 | 22.32 |
| 1-3 | 2.0 | 2.98 | C. Inf. | 2∟ 6 x 6 x ½ | 58.34 | 347.71 | 74.20 |
| 2-3 | 2.0 | 2.97 | Diagonal | 2∟ 6 x 6 x 3/8 | 44.34 | 263.38 | 56.26 |
| 2-4 | 2.0 | 3.03 | C. Sup. | 2∟ 6 x 6 x 3/8 | 44.34 | 268.70 | 56.26 |
| 3-4 | 2.0 | 1.38 | Montante | 2∟ 2½ x 2½ x 3/8 | 22.32 | 61.60 | 22.32 |
| 3-5 | 2.0 | 3.00 | C. Inf. | 2∟ 6 x 6 x ½ | 58.34 | 350.04 | 74.20 |
| 4-5 | 2.0 | 3.30 | Diagonal | 2∟ 4 x 4 x 3/8 | 29.16 | 194.46 | 36.96 |
| 4-6 | 2.0 | 3.03 | C. Sup. | 2∟ 4 x 4 x 3/8 | 44.34 | 268.70 | 56.26 |
| 5-6 | 2.0 | 1.79 | Montante | 2∟ 2½ x 2½ x 3/8 | 22.32 | 79.91 | 22.32 |
| 5-7 | 2.0 | 3.00 | C. Inf. | 2∟ 6 x 6 x ½ | 58.34 | 350.04 | 74.20 |
| 6-7 | 2.0 | 3.49 | Diagonal | 2∟ 4 x 4 x 3/8 | 29.16 | 203.54 | 36.96 |
| 6-8 | 2.0 | 3.03 | C. Sup. | 2∟ 6 x 6 x 3/8 | 44.34 | 268.70 | 56.26 |
| 7-8 | 2.0 | 2.02 | Montante | 2∟ 2½ x 2½ x 3/8 | 22.32 | 90.17 | 22.32 |
| 7-9 | 2.0 | 3.00 | C. Inf. | 2∟ 6 x 6 x ½ | 58.34 | 350.04 | 74.20 |
| 8-9 | 2.0 | 3.72 | Diagonal | 2∟ 4 x 4 x 3/8 | 29.16 | 216.95 | 36.96 |
| 8-10 | 2.0 | 3.03 | C. sup | 2∟ 6 x 6 x 3/8 | 44.34 | 268.70 | 56.24 |
| 9-10 | 1.0 | 2.60 | Montante | 2∟ 2½ x 2½ x 3/8 | 22.32 | 58.03 | 22.32 |

Peso por armadura de cubierta = 3685.31 Kg



Cálculo de la flecha de la armadura de cubierta al centro del claro

Se utilizará la condición de carga muerta + carga viva. Para calcular la flecha se aplica el principio del trabajo virtual.

| MIEMBRO | LONG. (cm) | N (Kg) | n (Kg) | A (cm ²) | Nn L/A |
|---------|---------------|-----------|-----------|-------------------------|---------------------------|
| 1-2 | 100 | -11430 | -0.5 | 22.32 | 25.605 x 10 ³ |
| 1-3 | 298 | 0.00 | 0.00 | 74.20 | 0.0 |
| 2-3 | 297 | +21700 | +1.08 | 56.26 | 123.720 x 10 ³ |
| 2-4 | 303 | -20620 | -1.03 | 56.26 | 114.385 x 10 ³ |
| 3-4 | 138 | -7310 | -0.36 | 22.32 | 16.671 x 10 ³ |
| 3-5 | 300 | +20430 | +1.02 | 74.20 | 84.253 x 10 ³ |
| 4-5 | 330 | +8310 | +0.67 | 36.96 | 49.712 x 10 ³ |
| 4-6 | 303 | -28240 | -1.64 | 56.26 | 249.431 x 10 ³ |
| 5-6 | 179 | -3470 | -0.28 | 22.32 | 7.792 x 10 ³ |
| 5-7 | 300 | +27980 | +1.63 | 74.20 | 184.396 x 10 ³ |
| 6-7 | 349 | +900 | +0.45 | 36.96 | 3.824 x 10 ³ |
| 6-8 | 303 | -29020 | -2.03 | 56.26 | 317.275 x 10 ³ |
| 7-8 | 202 | -460 | -0.23 | 22.32 | 0.958 x 10 ³ |
| 7-9 | 300 | +28750 | +2.02 | 74.20 | 234.805 x 10 ³ |
| 8-9 | 372 | -3500 | +0.33 | 36.96 | -11.625 x 10 ³ |
| 8-10 | 303 | -26160 | -2.30 | 56.24 | 324.163 x 10 ³ |
| 9-10 | 260 | +4130 | +0.62 | 22.32 | 29.828 x 10 ³ |

$$\Sigma = 1755.193 \times 10^3$$

$$\text{Flecha} = \frac{1755.193 \times 10^3}{2039 \times 10^3} = 0.86 \text{ cm}$$

FALLA DE ORIGEN

La flecha vertical permisible del reglamento del distrito federal, será igual a:

$$\text{Flecha permisible} = 0.30 \text{ cm} + \frac{L}{480} = 0.30 + \frac{2400.00}{480} = 5.3 \text{ cm} > 0.81 \text{ cm}$$

En armaduras para techo de naves industriales donde existen grúas viajeras, una flecha excesiva puede interferir con el tránsito de la grúa, si esta tiene un espacio vertical, entre la cuerda inferior y el carro de la grúa muy restringido.

Diseño de largueros de cubierta

Separación de largueros = 1.52 m

Claro de largueros = 8.00 m

$$W_M = \text{Carga muerta} = 80.00 \text{ Kg/m}^2 (1.51 \text{ m}) = 121.00 \text{ Kg/ml}$$

$$W_V = \text{Carga viva} = 40.00 \text{ Kg/m}^2 (1.51 \text{ m}) = 60.00 \text{ Kg/ml}$$

$$W_A = \text{Carga viento} = 536.00 \text{ Kg/m}^2 (1.51 \text{ m}) = 809.00 \text{ Kg/ml}$$

Combinación de cargas propuestas

$$\text{a) Carga muerta} + \text{Carga viva} = = 181.00 \text{ Kg/ml}$$

Esta carga se aplicó en dirección vertical, de manera que produce flexión con respecto a los dos ejes principales de sección.

El ángulo de la línea de aplicación de la carga con respecto al eje vale

$$\theta = \frac{1.60}{11.80} = 7.722^\circ$$

$$\begin{aligned} \cos \theta &= 0.9909 \\ \text{Seno } \theta &= 0.1344 \\ W_{\text{gravitacional (x)}} &= (0.1344) (181.00 \text{ Kg/m}) = 24.00 \text{ Kg/ml} \\ W_{\text{GV}} &= (0.9909) (181.00 \text{ Kg/ml}) = 179.00 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

b) Carga viento - Carga muerta

Al incluir el efecto de viento debe considerarse nula la carga viva.

$$\text{Carga muerta} = 121.00 \text{ Kg/ml}$$

Proyectada sobre el eje "Y" y "X"

$$W_{\text{MY}} = (0.9909) (121.00) = 120.00 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{\text{MX}} = (0.1344) (121.00) = 16.00 \text{ Kg/ml}$$

La presión neta resultante

$$W_Y = 809.00 - 120.00 = 689.00 \text{ Kg/ m } \uparrow$$

Por lo tanto la condición más desfavorable es 689.00 Kg/m para el eje "Y" y 24.00 Kg/ml para el eje "X"

$$W_{\text{diseño y}} 1.10 (689.00) = 758.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{diseño x}} 1.40 (24.00) = 34.00 \text{ Kg/m}$$

Suponiendo el larguero simplemente apoyado

$$M_Y = \frac{W_y L^2}{8.00} = \frac{(758.00) (8.00)^2}{8.00} = 6064.00 \text{ Kg - m}$$

$$M_X = \frac{W_x L^2}{8.00} = \frac{(34.00) (8.00)^2}{8.00} = 272.00 \text{ Kg-m}$$

Es común para este tipo de estructuras emplear un criterio de diseño por esfuerzos admisibles en donde el esfuerzo permisible en flexión vale

$$f_b = 0.60 f_y$$

Se propone un perfil de acero mon - ten serie C en 12 MT 12-C-cajón

$$\begin{aligned} I_x &= 3650.30 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 239.30 \text{ cm}^3 \\ S_y &= 163.70 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$f_b = 0.60 f_y = (0.60) (3500.00) = 2100.00 \text{ Kg/cm}^2$$

Como se trata de una combinación que incluye acciones accidentales el esfuerzo permisible puede incrementarse un 33 %.

$$f_b = 1.33 (2100.00) = 2793.00 \text{ Kg/cm}^2$$

La revisión de esfuerzos se hace con la fórmula de la escuadria

$$\frac{M_y}{S_y} + \frac{M_x}{S_x} \leq f_b$$

Sustituyendo valores

$$\frac{606400.00}{239.30} + \frac{27200.00}{163.70} = 2534.06 + 166.16 = 2700.00 < f_b$$

Por lo tanto la sección es aceptable

Revisando la flecha

$$\text{Flecha Max.} = \frac{5w l^4}{384 E I} = \frac{5 (1.8100) (800.00)^4}{384 (2100000.00) (3650.30)} = 1.26 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha permisible} = 0.5 + \frac{L}{240} = 3.80 \text{ cm} > 1.26$$

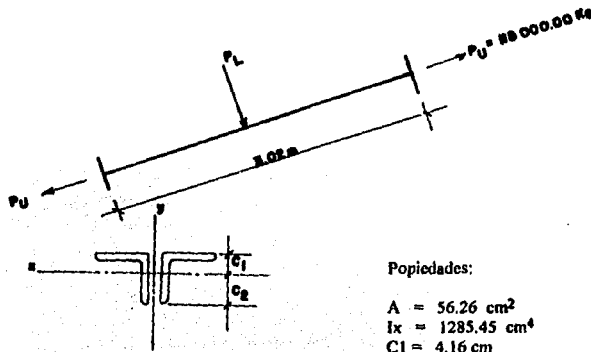
Por lo tanto la sección es aceptable por flecha.

$$\text{Peso del larguero} = \frac{21.28 \text{ Kg/m}}{1.51 \text{ m}} = 14.09 \text{ Kg/m}^2 < \text{peso supuesto}$$

$$\text{peso supuesto} = 15.00 \text{ Kg/m}$$

Revisión de la cuerda superior a flexotensión, debido a la presencia del larguero intermedio.

Se utilizarán las especificaciones del reglamento del Distrito Federal, ya que para el diseño de la armadura se utilizaron estas mismas.



Propiedades:

$$\begin{aligned} A &= 56.26 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 1285.45 \text{ cm}^4 \\ C_1 &= 4.16 \text{ cm} \\ C_2 &= 11.08 \text{ cm} \\ r_x &= 4.78 \text{ cm} \end{aligned}$$

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uo}}{M_R} < 1.00$$

Calculando:

$$P_L \quad W L/2 = (1.10) ((689.00) (8.00))/2 = 3030.00 \text{ Kg}$$

$$R_t = A_t F_y F_R = (56.26) (2530.00) (0.90) = 128104.02 \text{ Kg}$$

$$M_{uo} = \frac{P_L L}{8} = \frac{(3030.00) (302.00)}{8} = 114382.50 \text{ Kg-cm}$$

$P_L =$ a la reacción vertical del larguero en condiciones críticas (ver diseño de largueros)

$$M_R = F_R S F_y$$

$$S = \frac{I}{C_1} = \frac{1285.45}{4.16} = 309.00 \text{ cm}^3$$

$$M_R = (0.90) (309.00) (2530.00)$$

$$M_R = 703593.00 \text{ Kg-cm}$$

Sustituyendo en la fórmula de interacción y considerando acciones accidentales los esfuerzos permisibles pueden incrementarse un 33 %.

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uo}}{M_R} < 1.33$$

$$\frac{118000.00}{128104.02} + \frac{114382.50}{703593.00} = 0.92 + 0.16 = 1.08 < 1.33$$

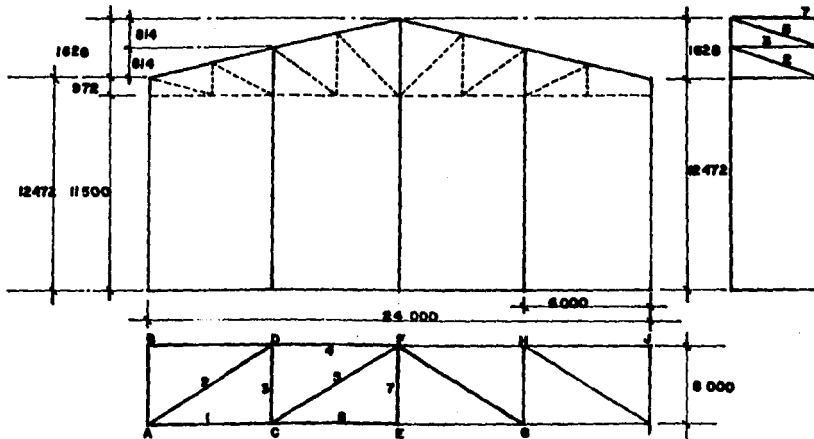
Por lo tanto la sección es adecuada

IV.3. Análisis y diseño de las vigas de contraviento

Para el diseño de las vigas de contraviento, que irán colocadas en el plano de la cuerda superior de las armaduras de techo, se va a suponer que las fuerzas de viento que actúan sobre la fachada de los muros extremos de la nave son resistidas en partes iguales por las tres vigas de contraviento (aceptando el fenómeno de cedencia todo lo que se necesita es que la capacidad de resistencia combinada de las tres vigas de contraviento sea igual a la carga total).

El razonamiento anterior se debe a que el acero es un material dúctil y no falla de repente, desarrollando su carga de fluencia, que permite que otros elementos estructurales compartan el desarrollo de la carga. Además se desprecia en el diseño la rigidez de los soportes.

Para el análisis por viento se utilizarán las especificaciones de las normas técnicas complementarias para el diseño por viento del Departamento del Distrito Federal. El diseño de los elementos estructurales se hará siguiendo las especificaciones de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero.



Análisis por viento

Velocidad regional (manual C.F.E.) en zona 4 = 160.00 Km/h

Velocidad regional máxima presentada (tabla II.6.A.) en zona 4 = 243.00 Km/h

Altura sobre el nivel del mar = 16.00 mts

Tipo de terreno D

$K = 1.20$

$\alpha = 0.10$

La velocidad de diseño se calcula para una $Z = 14.10$ que es la altura total de la nave.

$$VD = (1.20) (243.00 \text{ km/h}) (14.10 / 10.00)^{0.10} = 302.00 \text{ Km/h}$$

El coeficiente para muros se toma como:

$$C_D = 0.8 + 0.5 = 1.30$$

Se toma conservadoramente $G = 1.00$

Así se tiene que la presión será igual a

$$P = 0.0048 (1.00) (1.30) (301.00)^2 = 565.00 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de las cargas que actúan en los muros de las vigas de contraviento

$$\text{Nudo A; } P = (3.00) (6.24) (565.00) = 10577.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo D; } P = (6.00) (6.64) (565.00) = 22510.00 \text{ Kg}$$

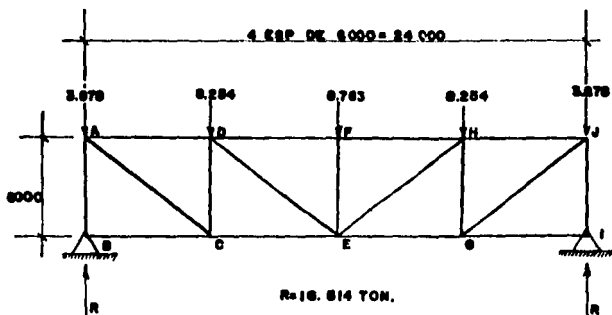
$$\text{Nudo F; } P = (6.00) (7.05) (565.00) = 23900.00 \text{ Kg}$$

Las cargas en los nudos se dividen en tres vigas de contraviento por lo tanto las cargas de diseño por viga serán:

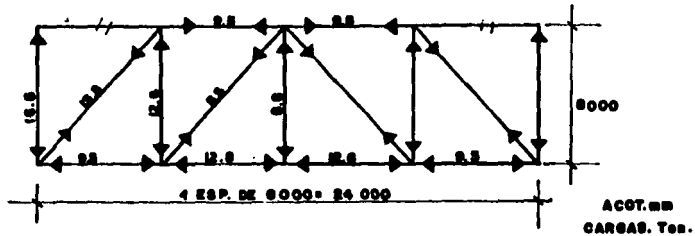
$$\text{Nudo A; } P_{Dis} = (10577.00/3.00) (1.10) = 3878.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo D; } P_{Dis} = (22510.00/3.00) (1.10) = 8254.00 \text{ Kg}$$

$$\text{Nudo F; } P_{Dis} = (23900.00/3.00) (1.10) = 8763.00 \text{ Kg}$$



Diseño de elementos de viga de contraviento



Los esfuerzos obtenidos son válidos solamente para las barras no inclinadas (3,7...). Para obtener el verdadero valor del esfuerzo en las barras inclinadas con respecto al plano horizontal, se dividirá sencillamente el valor de las fuerzas del dibujo anterior, por el coseno del ángulo α que cada forma con su proyección horizontal. En el caso que estudiamos, la viga transversal de contraviento forma un ángulo de:

$$\text{Ang. Tang.} = 1628.00/12000.00 = 0.1357$$

$$\alpha = 7.726^\circ$$

Las barras diagonales forman un ángulo de

$$\text{Ang. Tang.} = 0.814/10.00 = 0.0814$$

$$\alpha = 4.654^\circ$$

$$\text{Cos. } 7.726^\circ = 0.9909$$

$$\text{Cos. } 4.654^\circ = 0.9967$$

En el cuadro siguiente se indican los esfuerzos obtenidos en la viga proyectada horizontalmente y los esfuerzos verdaderos correspondientes al sistema espacial.

| BARRA | ESFUERZOS PROYECCION HORIZONTAL | ESFUERZOS REALES EN LA VIGA DE CONTRAVIENTO |
|-------|---------------------------------|---|
| 1 | 9500.00 | $9500.00/0.9909 = 9587.24$ |
| 2 | 15800.00 | $15800.00/0.9967 = 15852.31$ |
| 3 | 12600.00 | 12600.00 |
| 4 | 9500.00 | $9500.00/0.9909 = 9587.24$ |
| 5 | 5500.00 | $5500.00/0.9967 = 5518.21$ |
| 6 | 12800.00 | $12800.00/0.9909 = 12917.55$ |
| 7 | 8800.00 | 8800.00 |

Estos sistemas de arriostamiento tienen el inconveniente de que las cuerdas superiores de las armaduras quedan comprimidas tanto por formar parte de las armaduras de cubierta como de la viga de contraviento, sumándose por lo tanto, con el mismo signo los esfuerzos correspondientes (ref. 23).

Revisión de la cuerda superior

$$P = (\text{carga en la armadura de cubierta} + \text{carga en la armadura de contraviento})$$

Carga de compresión $P = 40.63 + 12.92 = 53.55 \text{ Ton}$

Carga de tensión $P = 118.93 + 9.59 = 128.52 \text{ Ton}$

$$L = 6.00 \text{ mts}$$

Se propuso una sección de dos ángulos de lados iguales espalda con espalda en la cuerda superior de la armadura de cubierta de:

$$6 \times 6 \times 3/8$$

$$\text{Area} = 56.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 4.78 \text{ cm}$$

Calculando:

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.00) (600.00)}{4.78} = 125.52$$

$$R_c = (56.26) (2530.00) \left[1 - \frac{(125.52)^2}{2 (126.00)^2} \right] 0.85$$

$$R_c = 60.95 \text{ Ton} > 53.55 \text{ Ton}$$

Revisando cuando la sección trabaje a tensión tenemos:

$$R_t = (56.26) (2530.00) (0.90)$$

$$R_t = 128.10 \text{ ton} \cong 128.52 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la sección se considera satisfactoria tanto por formar parte de las armaduras de cubierta como de la viga de contraviento, para ambos tipos de esfuerzos (tensión y compresión).

Diseño de diagonales de viga de contraviento

$$P = 15.85 \text{ Ton (tensión)}$$

$$L = 10.00 \text{ mts}$$

El área por resistencia necesaria para un ángulo, soldado a la placa de conexión sería:

$$A = \frac{P}{0.90 F_y}$$

$$A = \frac{15850.00}{0.90 \cdot 2530.00} = 7.37 \text{ cm}^2$$

Por resistencia se puede usar dos ángulos de 1 3/4 x 3/16 espalda con espalda, separados 3/8, cuyos radios de giro son:

$$r \text{ min} = 1.37 \text{ cm}$$

$$r \text{ max} = 2.24 \text{ cm}$$

$$\text{Area} = 8.06 \text{ cm}^2$$

Para determinar si se cumplen los requisitos de esbeltez deben considerarse dos longitudes libres, la mitad de la total en el plano del marco y la longitud completa fuera de él. De tal manera que el radio de giro mayor se utilice para calcular la relación de esbeltez fuera del plano (ref. 9).

Calculando los radios de giro mínimos tenemos:

$$r = L/300$$

$$r \text{ min} = 500.00/300 = 1.67 \text{ cm} > 1.37 \text{ cm}$$

$$r \text{ max} = 1000.00/3.33 = 3.33 \text{ cm} > 2.24 \text{ cm}$$

Por lo tanto el diseño de las diagonales de la armadura de contraviento, queda regido por requisitos de esbeltez y no de resistencia.

Utilizaremos dos ángulos espalda con espalda de 3 x 1/4 separados 3/8. Cuyos radios de giro son 2.36 cm y 3.50 cm, mínimo y máximo respectivamente.

Diseño de puntales de alero (P1)

$$P = 16.50 \text{ Ton}$$

$$L = 0.08 \text{ mts}$$

Radio de giro mínimo

$$\begin{aligned} r_{\min} &= L/200 \\ r_{\min} &= 800.00/200 = 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Utilizaremos:

IPR de 8 x 24 lb / ft

Cuyas propiedades son:

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 45.70 \text{ cm}^2 \\ \text{Radio de giro} &= 4.10 \text{ cm} \end{aligned}$$

Revisando los requisitos de resistencia

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.00)(800.00)}{4.10} = 195.12 > \left(\frac{KL}{r}\right)_c = 126.00$$

Por lo tanto el diseño por resistencia del puntal queda regido por la falla del pandeo elástico.

$$R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} \text{ At FR}$$

$$R_c = \frac{20120000}{(195.12)^2} (45.70) (0.85) = 21.18 \text{ Ton} > 16.50 \text{ Ton}$$

Por lo tanto el puntal propuesto es satisfactorio

Diseño de puntales interiores (P1)

Como el diseño queda regido por requisitos de rigidez, estos puntales serán de la misma sección que los puntales de alero.

Radio de giro mínimo

$$r_{\min} = 800/200 = 4.00 \text{ cm}$$

Utilizar sección de IPR de 8 x 24 lb/ft, con un radio de giro igual a 4.10 cm

Cálculo del peso de la viga de contraviento

| BARRA | Nº DE PIEZAS | LONGITUD (MTS) | POSICION | SECCION ADOPTADA | PESO UNITARIO (Kg/mts) | PESO TOTAL (Kg) | PESO ACUMULADO (Kg) |
|-------|--------------|----------------|----------|------------------|------------------------|-----------------|---------------------|
| A-B | 2.00 | 8.00 | puntal | IPR 12x8 | 35.90 | 574.40 | 574.40 |
| A-C | 4.00 | 10.00 | diagonal | 2∠ 3x3x1/4 | 14.58 | 583.20 | 1157.60 |
| A-D | | | cuerda | | | | |
| B-C | | | cuerda | | | | |
| C-D | 2.00 | 8.00 | puntal | IPR 12x8 | 35.90 | 574.40 | 1732.00 |
| C-E | | | cuerda | | | | |
| D-E | 4.00 | 10.00 | diagonal | 2∠ 3x3x1/4 | 14.58 | 583.20 | 2315.20 |
| D-F | | | cuerda | | | | |
| E-F | 1.00 | 10.00 | puntal | IPR 12x8 | 35.90 | 359.00 | 2674.20 |

$$\text{Peso de la armadura de cubierta} = 3685.31 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de la armadura de contraviento} = 2674.20 \text{ Kg}$$

$$\text{Total} = 6359.51 \text{ Kg}$$

$$\text{más 15\% de placas de conexión y soldadura} = 953.93 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{total}} = 7313.44 \text{ Kg}$$

$$7313.44/(24.00) (8.00) = 38.09 \text{ Kg/m}^2 < W_{\text{propuesto}} = 53.00 \text{ Kg/m}^2$$

Revisión de la cuerda inferior de la armadura de cubierta con el sistema de
 contraventeo propuesto (verfigura IV.1.2.)

$$P = 118.20 \text{ Ton} \quad (\text{compresión})$$

$$L = 6.00 \text{ mts}$$

Se propuso una sección de dos ángulos espalda con espalda de

$$6 \times 6 \times 1/2$$

$$\text{Area} = 74.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 4.72 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud arriostrada} = 600.000 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.00) (600.00)}{4.72} = 127.12 > \left(\frac{KL}{r}\right)_c = 126.00$$

Por lo tanto la resistencia en compresión estará dada por

$$R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} \text{ At FR}$$

$$R_c = \frac{20120000}{(127.12)^2} (74.20) (0.85) = 44.17 \text{ Ton} < 118.20 \text{ Ton}$$

Por lo tanto se hace necesario incrementar la sección.

Proponemos una sección de dos ángulos espalda con espalda con una separación de 1/2".

$$6 \times 6 \times 7/8$$

$$\text{Area} = 125.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radio de giro} = 4.60 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.00) (600.00)}{4.60} = 130.43 > \left(\frac{KL}{r}\right)_c = 126.00$$

$$R_c = \frac{20120000}{(KL/r)^2} \text{ At FR}$$

$$R_c = \frac{20120000}{(130.43)^2} (125.54) (0.85) = 126.20 \text{ Ton} > 118.20 \text{ Ton}$$

No se hace necesario recalcular el peso, debido a que estaban muy sobrados los pesos anteriores.

IV.4. Diseño de arriostamiento de la cuerda inferior de la armadura de cubierta

Diseño del apuntalamiento de la cuerda inferior (P.1)

Longitud 8.00 mts

$$\text{Radio de giro mínimo} = \frac{L}{200} = \frac{800}{200} = 4.00 \text{ cm}$$

Se propone la misma sección de puntal de la cuerda superior.

IPR 8 x 24 lb/ft Con un radio de giro = 4.10 cm

Diseño de diagonales para el arriostamiento inferior

Siguiendo el mismo criterio que para el diseño de las diagonales de la cuerda superior tenemos:

$$r_{\text{min}} = 500.00/300 = 1.67 \text{ cm}$$

$$r_{\text{min}} = 1000.00/300 = 3.33 \text{ cm}$$

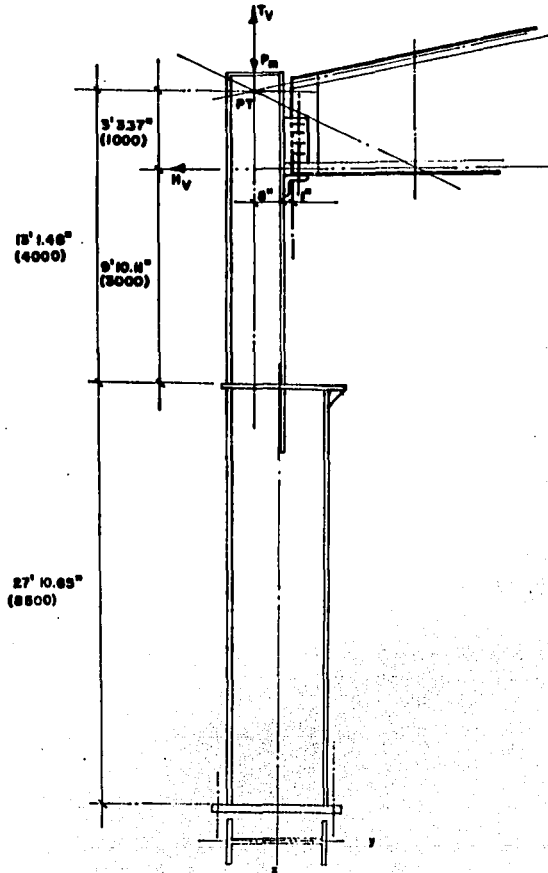
Igualmente utilizar dos ángulos espalda con espalda de 3" x 1/4 separados 3/8 con radios de giro igual a:

$$r_x = 2.36 \text{ cm} > 1.67 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.50 \text{ cm} > 3.33 \text{ cm}$$

IV.5. Análisis y diseño de las columnas del marco principal

Primeramente se dischará la parte de la columna que soporta la cubierta de techo, el diseño se hará bajo las siguientes condiciones de carga:



Por las condiciones de apoyo de la columna se considera la base empotrada. En la parte superior tenemos la traslación y el giro libre con respecto al eje "X", fijamos $K_x = 2.1$.

En torno al eje "Y" tenemos el giro libre y la traslación impedida debido al sistema de contraventeo en los muros laterales, fijamos $K_y = 0.8$.

La máxima relación de esbeltez.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(2.1) (151.48)}{6.65} = 49.73$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(0.8) (157.48)}{1.57} = 80.24$$

Rige 80.24

Como

$$\frac{K L}{r} < C_c = 126.10$$

La falla está regida por el pandeo inelástico.

$$F_s = 5/3 + \frac{3(KL/r)}{8 (C_c)} - \frac{(KL/r)^3}{8 (C_c)^3}$$

$$F_s = 5/3 + \frac{3(80.24)}{8 (126.1)} - \frac{(80.24)^3}{8 (126.1)^3}$$

$$F_s = 1.88 \quad \text{Esfuerzo axial unitario permisible.}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2}\right] F_y}{F_s}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(80.24)^2}{2(126.1)^2}\right] F_y}{1.88} \quad (36) = 15.27 \text{ Kip/in}^2$$

$$F_a = 15.27 \text{ Kip/in}^2$$

Relación de esfuerzos axiales.

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{2.72}{15.27} = (0.18) > 0.15$$

Por lo tanto usar la fórmula de interacción modificada para revisar la estabilidad de la columna.

$$\frac{f_a}{F_a} + \left[\frac{C_m}{1 - f_a/F_e} \right] \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

Factor de amplificación

$$F_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (K_b L_b/r_b)^2}$$

$$F_e = \frac{12 (3.1416)^2 (29000)}{23 (49.73)^2}$$

$$F_e = 60.38 \text{ Kip/in}^2$$

$$1 - \frac{f_a}{F_e}$$

$$1 - \frac{2.72}{60.38} = 0.95$$

$$C_m = 0.60$$

Esfuerzo flexionante permisible

$$\text{Tenemos } L_b = 13' 1.48''$$

Cálculo de L_c .

$$L_c = \frac{76 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{76 (7.05)}{\sqrt{36.00 (12.00)}} = 7.44 \text{ ft}$$

$$L_c = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} = \frac{20000}{(4.03) (36.00) (12.00)} = 11.46 \text{ ft}$$

Rige 7.44 ft.

Cálculo de L_u

$$r_T = 1.81 \text{ in}^2$$

$$(r_T) d/Af$$

$$(1.81) (4.03) = 7.30$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

Como $M_1 = 0$

$$C_b = 1.75$$

$$\frac{62.62 \sqrt{C_b}}{F_y} = \frac{62.62 \sqrt{1.75}}{\sqrt{36.00}} = 13.81$$

Como $(r_T) d/Af < \frac{62.62 \sqrt{C_b}}{\sqrt{F_y}}$

$$L_u = \left[\frac{20000}{(d/Af) F_y} \right] C_b$$

$$L_u = \left[\frac{20000}{(4.03) (36.00) (12.00)} \right] 1.75$$

$$L_u = 20.10 \text{ ft}$$

Como

$$L_c < L_b < L_u$$

Se toma el esfuerzo básico de flexión.

$$F_b = 0.60 F_y$$

$$F_b = 22.00 \text{ Kip/in}^2$$

Se comprueba la relación de esfuerzos para revisar su estabilidad.

$$\frac{f_a}{F_a} + \left[\frac{C_m}{1 - f_a/F_e} \right] \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$\frac{2.72}{15.27} + \left[\frac{0.60}{0.95} \right] \frac{11.62}{22.00} \leq 1.00$$

$$0.18 + 0.33 \leq 1.00$$

$$0.51 \leq 1.00$$

Como se incluyen acciones accidentales los esfuerzos permisibles se pueden incrementar en un 33 %, es decir, el resultado de la fórmula de interacción será menor o igual a 1.33.

$$0.51 < 1.33 \text{ La sección es adecuada}$$

Revisión de la relación de esfuerzos en el extremo de la columna

$$\frac{f_a}{0.60 f_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$\frac{2.72}{22.00} + \frac{11.62}{22.00} \leq 1.33$$

$$0.65 < 1.33 \text{ La sección es adecuada.}$$

Revisión de la columna cuando trabaje a flexotensión

$$\frac{f_y}{0.60 f_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{108.45}{13.30} = 8.15 \text{ Kip/in}^2$$

Tenemos:

$$\frac{8.15}{22.0} + \frac{11.62}{22.00} \leq 1.33$$

$$0.37 + 0.53 \leq 1.33$$

$$0.90 < 1.33$$

La sección es aceptada.

Como se puede observar el esfuerzo crítico es debido a flexotensión, aún así, se cuenta con una reserva de capacidad de carga del 43 %, que será utilizada cuando se revise el marco contraventeado, que recibe las reacciones de las tres armaduras de contraviento y la reacción longitudinal de la grúa viajera. Aquí es necesario hacer la observación que no se está considerando la acción del viento sobre las paredes laterales de la nave que originaría una carga uniforme sobre las columnas principales. En un caso común de diseño es necesario considerar esta acción sobre la columna principal y sobre posibles columnas secundarias (también llamadas columnas de viento). Esta acción originaría un aumento en el momento flexionante, en este caso, alrededor del eje "X" (ver referencia 23). Para este caso estamos suponiendo que las acciones horizontales sobre el muro longitudinal serán tomadas por las vigas longitudinales de contraviento y a su vez transmitidas a los muros laterales.

IV.5.1 Reacciones de la trabe carril

Suponemos las siguientes condiciones de carga, que son típicas para el diseño de traveses carril.

| | |
|-----------------------------|-------------|
| Carga útil | 15.00 Ton |
| Peso del carro puente | 5.50 Ton |
| Peso de traveses grúa | 7.50 Ton |
| Peso propio de trabe carril | 0.25 Ton /m |

Fuerza total en cada rueda por carga viva móvil.

| | |
|--------------------------------------|-----------|
| Carga útil | 15.00 Ton |
| Peso c. puente | 5.50 Ton |
| Peso de trabe grúa | 7.50 Ton |
| | <hr/> |
| Más 25 % de impacto | 28.00 Ton |
| | 7.84 Ton |
| | <hr/> |
| Carga viva móvil por tren de ruedas. | 35.84 Ton |

Suponemos un tren de dos ruedas, por lo tanto la carga por rueda será:

$$\text{Carga por rueda} = \frac{35.84}{2} = 17.92 \text{ Ton} \cong 18.00 \text{ Ton}$$

En cuanto a las cargas horizontales debidas a la grúa viajera (ver subcapítulo II.8.)

La *carga horizontal lateral*, se toma el 20 % de la carga útil más el peso del carro, para servicio mediano (ref. 14).

$$0.20 (15.00 + 5.50) = 4.10 \text{ Ton}$$

Esta carga se distribuye proporcionalmente a la rigidez de cada rueda y entre dos traveses carril. Suponemos las rigideces iguales.

$$\text{Carga por rueda} = \frac{4.10}{2} = 2.05 \text{ Ton} / 2 \text{ traveses carril} = 1.00 \text{ Ton}$$

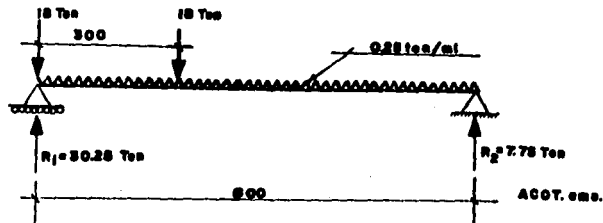
Empuje o fuerza longitudinal. Se aplica a las cargas máximas sobre una trabe carril. Si suponemos que el peso del carro puente se reparte por igual en las dos traveses grúa que forman el sistema.

$$0.10 (15 + 5.5/2) = 1.78 \text{ Ton} \cong 1.80 \text{ Ton}$$

Esta carga longitudinal la tomaremos con el contravento vertical de los muros laterales, al igual que las reacciones de las armaduras de contraviento ubicadas en el plano de las cuerdas superiores.

Tenemos el siguiente sistema de cargas sobre la trabe carril para calcular la reacción vertical sobre la columna debida a carga viva móvil y al peso propio de la trabe, para la posición más desfavorable.

Suponiendo una separación entre ejes de 300 cms.



Cargas y elementos mecánicos de diseño sobre la columna que soporta la cubierta.

H_v = Reacción en techumbre debida al viento

$$H_v = (6.05 \text{ Kip}) (1.10) = 7.15 \text{ Kip}$$

P_m = Reacción de la techumbre debida a la carga muerta más la carga viva más el peso propio de la columna.

$$P_m = (25.20 + 0.60) (1.40) = 36.12 \text{ Kip}$$

T_v = Reacción vertical de la techumbre debida al viento.

$$T_v = (98.59) (1.10) = 108.45 \text{ Kip}$$

La reacción horizontal H_v debida al viento provoca un momento flector alrededor del eje X-X.

$$M_{H_v} = \frac{(7.15) (118.11'')}{12} = 70.37 \text{ Kip-ft}$$

$$T_v = 108.45 \text{ Kip}$$

$$P_m = 36.01 \text{ Kip}$$

Se propone una sección IR 16 x 45 lb/ft

Propiedades de la sección propuesta:

$$A = 13.30 \text{ in}^2$$

$$I_y = 32.79 \text{ in}^4$$

$$I_x = 586.00 \text{ in}^4$$

$$S_y = 9.34 \text{ in}^3$$

$$S_x = 72.68 \text{ in}^3$$

$$r_y = 1.57 \text{ in}$$

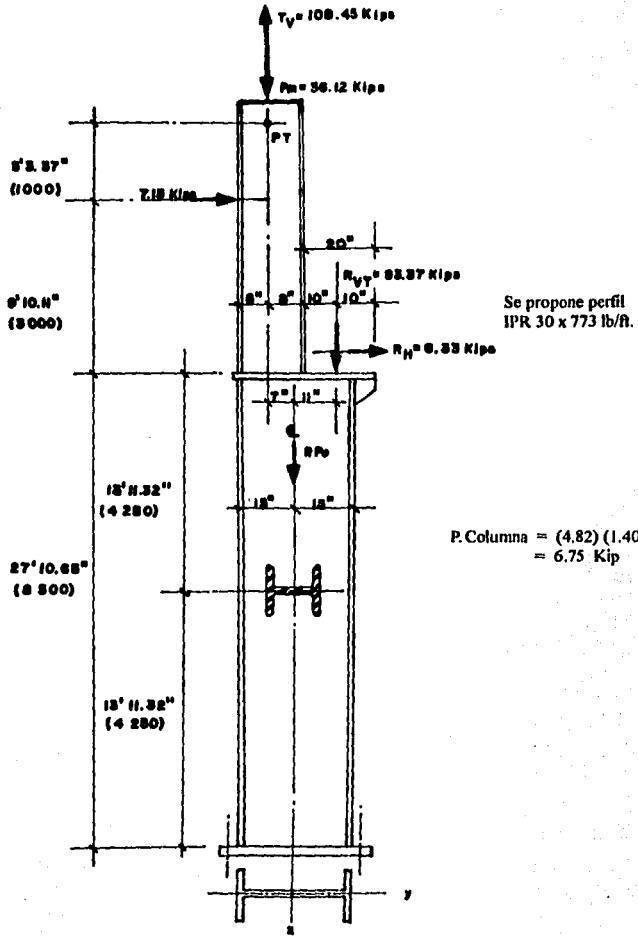
$$r_x = 6.65$$

Esfuerzo axial y esfuerzo flexionante reales unitarios

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{36.12}{13.30} = 2.72 \text{ Kip/in}^2$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{(70.37) (12.00)}{72.68} = 11.62 \text{ Kip/in}^2$$

Diseño de la columna inferior



Cargas y elementos mecánicos de diseño

R_v = Reacción vertical de trabe carril

R_v = 93.37 Kip

R_H = Reacción horizontal de la trabe carril

R_H = 6.33 Kip

Las demás literales quedan indicadas en el diseño de la columna que soporta la techumbre

Momento del diseño alrededor del eje "X".

$$M_x = \frac{(7.15)(452.76)}{12} + \frac{(6.33)(334.65)}{12} + \frac{(93.37)(11.00)}{12} - \frac{(7.00)(36.12)}{12}$$

$$(+)\ M_x = 269.77 + 176.53 + 85.59 - 21.07$$

$$(+)\ M_x = 510.82 \text{ Kip/ft}$$

$$P_T = 36.12 + 93.37 + 6.75$$

$$P_T = 136.24 \text{ Kips}$$

Se propone un perfil IPR 30 in x 173 lb/ft

Propiedades de la sección propuesta

$$A = 50.81 \text{ in}^2$$

$$I_y = 598.01 \text{ in}^4$$

$$I_x = 8199.99 \text{ in}^4$$

$$S_y = 79.82 \text{ in}^3$$

$$S_x = 539.02 \text{ in}^3$$

$$r_y = 3.43 \text{ in}$$

$$r_x = 12.72 \text{ in}$$

El esfuerzo axial y el esfuerzo flexionante reales unitarios.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{136.24}{50.81} = 2.68 \text{ Kip/in}^2$$

$$f_{b_x} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{(510.82) (12.00)}{539.02} = 11.37 \text{ Kip/in}^2$$

La base de la columna se encuentra empotrada. En la parte superior tenemos la traslación y el giro libre con respecto al eje "X", fijamos $K_x = 2.10$.

En torno al eje "Y" tenemos el giro libre y la traslación impedida debido al sistema de contraventeo en los muros laterales, fijamos $K_y = 0.80$. Además se encuentra sujeta en la parte intermedia por una viga que reduce la longitud efectiva de columna y del sistema de contraventeo, esa viga irá independientemente del contraventeo en todas las crujeas.

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{(2.1) (334.65)}{12.72} = 55.25$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{(0.80) (167.33)}{3.43} = 39.03$$

Rige 55.25

Como $\frac{KL}{r} < 126.1$

La falla está regida por el pandeo inelástico.

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 (C_c)} - \frac{(KL/r)^2}{8 (C_c)^2}$$

$$F_s = 5/3 + \frac{3(55.25)}{8 (126.10)} - \frac{(55.25)^3}{8 (126.10)^3}$$

$$F_s = 1.82$$

Esfuerzo axial unitario permisible

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 Cc^2} \right] F_y}{F_s}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(55.25)^2}{2 (126.10)^2} \right] (36.00)}{1.82}$$

$$F_a = 17.88 \text{ Kip/in}^2$$

Relación de esfuerzos axiales

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{2.68}{17.88} = 0.15 = 0.15$$

Probamos la relación de esfuerzos para comprobar la estabilidad de la columna.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

Esfuerzo flexionante permisible.

Tenemos $L_b = 13.94$ ft

Cálculo de L_c .

$$L_c = \frac{76 \text{ bf}}{\sqrt{F_y}} = \frac{76 (16.00)}{\sqrt{36.00} (12.00)} = 16.89 \text{ ft}$$

$$L_c = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} = \frac{20000}{(1.90) (36.00) (12.00)} = 24.37 \text{ ft}$$

Rige 16.89 ft

Cálculo de L_u

$$r_T = 3.94 \text{ in}$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

Como $M_1 = 0$

$$C_b = 1.75$$

$$(r_T) d/A_f = (3.94) (1.90) = 7.48$$

$$\frac{62.62 \sqrt{C_b}}{\sqrt{F_y}} = \frac{62.62 \sqrt{1.75}}{\sqrt{36.00}} = 13.81$$

Como $(r_T)^2 d/Af < \frac{62.62 \sqrt{Cb}}{\sqrt{F_y}}$

$$L_u = \left[\frac{20000}{(d/Af) F_y} \right] C_b$$

$$L_u = \left[\frac{20000}{(1.90)(36.00)(12.00)} \right] 1.75 = 42.65 \text{ ft}$$

$$L_u = 42.65$$

Como

$$L_b < L_c$$

$$L_b < L_u$$

Usamos:

$$F_b = 0.66 F_y$$

$$F_b = 24.00 \text{ Kip/in}^2$$

Se comprueba la relación de esfuerzos para revisar su estabilidad.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$\frac{2.68}{17.88} + \frac{11.37}{24.00} \leq 1.33$$

$$0.15 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.62 \leq 1.33$$

La sección es adecuada.

Se revisa la relación de esfuerzos en el extremo de la columna.

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$\frac{2.68}{22.00} + \frac{11.37}{24} \leq 1.33$$

$$0.12 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.59 \leq 1.33$$

La sección es adecuada.

Revisando la columna cuando trabaje a flexotensión.

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{108.45}{50.81} = 2.13 \text{ Kip/in}^2$$

Tenemos:

$$\frac{2.13}{22.00} + \frac{11.37}{24} \leq 1.33$$

$$0.10 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.57 < 1.33$$

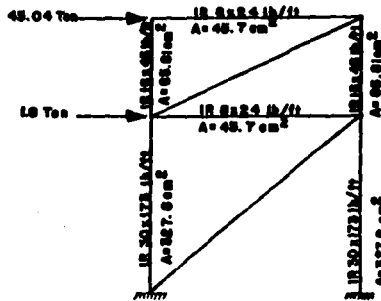
La sección es adecuada.

Al igual que en el diseño de la columna que soporta la techumbre, en este caso contamos con el 71% de capacidad de carga de reserva para ser considerado en el diseño del marco contraventeado que tendrá que soportar las acciones de las armaduras de contraviento así como la acción longitudinal de la grúa.

IV.6 Análisis y diseño del marco contraventeado

Se propone una sola crujía contraventeada en X para tomar las acciones longitudinales de viento y de la trabe carril.

Las fuerzas en el sistema vertical de contraventeo así como las vigas y columnas que resultaron del diseño del marco en el sentido transversal son:



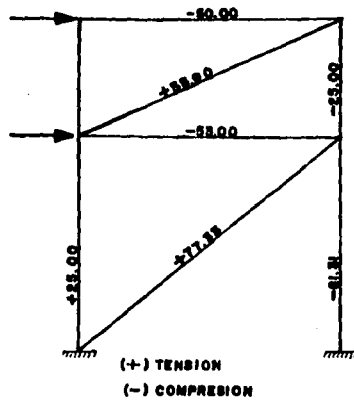
Tenemos 3 vigas de contraviento cuyas reacciones son:

$$3 \text{ vigas } (15.012) = 45.04 \text{ Ton}$$

$$\text{La acción de la fuerza longitudinal de la grúa aérea} = 1.80 \text{ Ton}$$

IV.6.1. Revisión de columnas y vigas por la acción de las fuerzas longitudinales

Acciones y cargas axiales en el marco contraventeado para la revisión de las vigas y las columnas.



$$P_{\text{Diseño}} = (1.10) (45.04) = 49.54 \cong 50.00 \text{ Ton} \quad (\text{viento})$$

$$P_{\text{Diseño}} = (1.40) (1.80) = 2.52 \cong 3.00 \text{ Ton} \quad (\text{grúa})$$

Revisión de las vigas (V₂)

Estas vigas trabajan a compresión axial, se había propuesto cuando se diseñaron los puntales de las vigas de arriostamiento una sección IR de 8 x 24 lb/ft. La carga axial sobre la sección superior es 110.23 Kip (50.00 Ton) y la carga para la sección intermedia 116.85 Kip (53.00 Ton), como no hay mucha diferencia entre las cargas axiales diseñaremos ambas vigas para 116.85 Kip.

Propiedades de la sección IR 8 x 24 lb/ft

$$\begin{aligned}A &= 7.08 \text{ in}^2 \\r_x &= 3.43 \text{ in} \\r_y &= 1.61 \text{ in}\end{aligned}$$

Relación de esbeltez real

$$\frac{K L}{r_{\min}} = \frac{(1.00) (314.96'')}{1.61} = 195.63$$

$$\text{Como } KL/r_{\min} > C_c = 126.10$$

Tenemos el esfuerzo axial permisible

$$\begin{aligned}F_a &= \frac{12 \pi^2 E}{23 (K L/r)^2} \\F_a &= \frac{12 (3.1416)^2 (29000)}{23 (195.63)^2} \\F_a &= 3.90 \text{ Kip/in}^2\end{aligned}$$

Carga axial Permissible

$$P = F_a A$$
$$P = 3.90 (7.08) = 27.61 \text{ Kip}$$

$$27.61 \text{ Kip} \ll 116.81 \text{ Kip}$$

Por lo tanto incrementamos la sección de la viga solo en la crujía contraventeada.

Proponemos una sección IR 10 x 49 lb/ft, con las siguientes propiedades:

$$A = 14.40 \text{ in}^2$$
$$r_x = 4.33 \text{ in}$$
$$r_y = 2.56 \text{ in}$$

$$\frac{K L}{r_{\min}} = \frac{(1.00) (314.96")}{2.56} = 123.03$$

Como

$$\frac{K L}{r_{\min}} < C_c = 126.10$$

Esfuerzo axial permisible

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(K L/r)^2}{2 C_c^2} \right] F_y}{F_s}$$

$$F_s = \frac{5}{3} + \frac{3(K L/r)}{8 (C_c)} - \frac{(K L/r)^3}{8 (C_c)^3}$$

$$F_s = 5/3 + \frac{3(123.03)}{8 (126.10)} - \frac{(123.03)^3}{8 (126.10)^3}$$

$$F_s = 1.92$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(123.03)^2}{2 (126.10)^2}\right]}{1.92} (36.00) = 9.83 \text{ kip/in}^2$$

Carga axial permisible

$$P = (9.83) (14.40) = 141.55 \text{ Kip} > 116.85 \text{ Kip}$$

Por lo tanto la sección es adecuada para ser utilizada en ambos niveles.

Revisión de la columna que soporta la cubierta

En estas columnas se tiene un perfil IR de 16 x 45 lb/ft.

En el diseño de esta columna se dejó sobrada su escuadria para tomar los esfuerzos del viento y de la grúa en el sentido longitudinal.

La carga adicional debida al viento y a la grúa es de 55.12 Kip (25.0 Ton) en compresión.

Esfuerzo axial real unitario

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{36.12 + 55.12}{13.30} = 6.86 \text{ Kip/in}^2$$

Relación de esfuerzos axiales

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{6.86}{15.27} = 0.45 > 0.15$$

Se comprueba la relación de esfuerzos

$$\frac{f_a}{F_a} + \left[\frac{C_m}{1 - (f_a/F_e)} \right] \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$0.45 + 0.36 \leq 1.33$$

$$0.81 < 1.33$$

La sección es adecuada

Se comprueba la relación de esfuerzos en el extremo de la columna.

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

Tenemos:

$$\frac{6.86}{22.00} + \frac{11.62}{22.00} \leq 1.33$$

$$0.84 < 1.33$$

La sección es adecuada.

En general la columna es adecuada tanto por formar parte del marco principal como por formar parte de la cruja contraventeada.

Se podrían disminuir las escuadrias de los marcos no contraventeados. Sin embargo se adopta el criterio de dejar estas columnas en estos marcos con las mismas propiedades, ya que en un momento dado se podría hacer necesario cambiar el contraventeo vertical a otra cruja, debido a necesidades de puertas de acceso.

Revisión de la columna inferior

Las cargas axiales adicionales sobre las columnas inferiores del marco contraventeado son:

| | | |
|-----------|--------------|------------|
| 25.00 Ton | (55.12 Kip) | Tensión |
| 81.31 Ton | (179.26 Kip) | Compresión |

Esfuerzo axial real unitario

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{136.24 + 179.26}{50.81} = 6.21 \text{ Kip/in}^2$$

Relación de esfuerzos axiales

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{6.21}{17.88} = 0.35 > 0.15$$

Por lo tanto se utiliza la fórmula de la interacción modificada para revisar su estabilidad.

$$\frac{f_a}{F_a} + \left[\frac{C_m}{1 - (f_a/F_e)} \right] \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$F_e = \frac{12 \pi^2 E}{23 (Kb Lb/rb)^2}$$

$$F_e = \frac{12 (3.1416)^2 (29000)}{23 (55.25)^2} = 48.92 \text{ Kip/in}^2$$

$$1 - \frac{f_a}{F_e}$$

$$1 - \frac{6.21}{48.92} = 0.87$$

$$C_m = 0.60$$

$$\frac{6.21}{17.88} + \left[\frac{0.60}{0.87} \right] \left[\frac{11.37}{24.00} \right] \leq 1.33$$

$$0.35 + 0.33 \leq 1.33$$

$$0.68 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Probar la relación de esfuerzos en el extremo de la columna.

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$\frac{6.21}{22.00} + \frac{11.37}{24.00} \leq 1.33$$

$$0.28 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.75 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Revisión de la sección cuando trabaje a flexotensión.

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.33$$

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{108.45 + 55.12}{50.81} = 3.22 \text{ Kip/in}^2$$

Probar la relación de esfuerzos

$$\frac{3.22}{22.00} + \frac{11.37}{24.00} \leq 1.33$$

$$0.15 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.62 < 1.33$$

La sección es adecuada.

Probar la relación de esfuerzos

$$\frac{3.22}{22.00} + \frac{11.37}{24.00} \leq 1.33$$

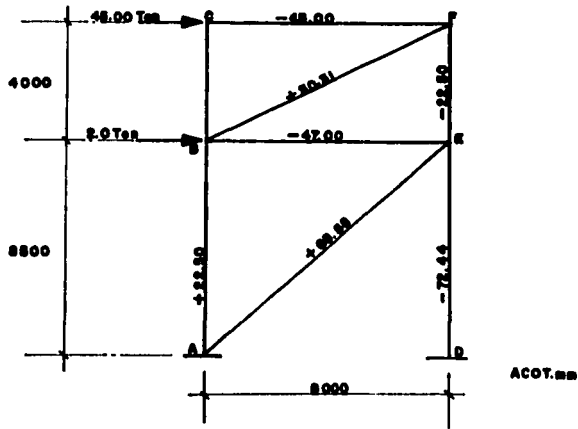
$$0.15 + 0.47 \leq 1.33$$

$$0.62 < 1.33$$

La sección es adecuada.

IV.6.2. Diseño de diagonales verticales de contravento

Fuerzas producidas en las barras en condiciones de servicio. Redondeando las cargas de servicio tenemos:



Como primer paso se determinan las áreas de las diagonales necesarias para limitar a un valor admisible, prefijando el desplazamiento producido por las cargas de servicio. Para determinar el área de las diagonales en estas condiciones se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_D = \frac{F_D L_D^2}{E \Delta_{ij} L - \sigma_v L^2 - \zeta_c h E}$$

Fijamos del reglamento $\Delta = 0.006 h$

De la ecuación tenemos:

A_D = área de la diagonal

F_D = fuerza de tensión en la diagonal

L_D = longitud de la diagonal

E = módulo de la elasticidad del material

Δ = desplazamiento lateral relativo de los niveles que limitan el entrepiso considerado ij

L = separación entre columnas

σ_v = esfuerzo de compresión en la viga situada inmediatamente encima de la diagonal a diseñar

ζ_c = suma de los cambios de longitud de las columnas situadas debajo de la diagonal

h = altura del entrepiso.

Cálculo de los cambios de longitud de las columnas del marco al quedar sometidas a la acción de las fuerzas horizontales.

| TRAMO | LONGITUD cm | P Kg | A cm ² | E Kg/cm ² | $\Delta = PL/AE$ |
|-------|----------------|---------|----------------------|-------------------------|------------------|
| A B | 850 | 22500 | 327.81 | 2000×10^3 | 0.029 |
| B C | 400 | 0 | 85.81 | 2000×10^3 | 0 |
| D E | 850 | 72440 | 327.81 | 2000×10^3 | 0.094 |
| E F | 400 | 22500 | 85.81 | 2000×10^3 | 0.052 |
| | | | | | 0.172 |

Área de la diagonal B F, F D = 50310.00 Kg

$$E L A = (2000 \times 10^3) (800) (0.006) (400) = 3840 \times 10^6$$

$$\sigma L^2 = (45000/92.90) (800)^2 = 310.01 \times 10^6$$

$$E \zeta_c h = (2000 \times 10^3) (0.175) (400) = 140 \times 10^6$$

$$A_D = \frac{(50310) (894.43)^2}{(3840 \times 10^6) - (310.01 \times 10^6) - (140 \times 10^6)} = 11.87 \text{ cm}^2$$

Area de la diagonal A E, F D = 68580 Kg

$$E L A = (2000 \times 10^3) (800) (0.006) (850) = 8160 \times 10^6$$

$$\sigma L^2 = (47000/92.90) (800)^2 = 323.79 \times 10^6$$

$$E \zeta_c h = (2000 \times 10^3) (0.094) (850) = 159.80 \times 10^6$$

$$A_D = \frac{(65580) (1167.26)^2}{(8160 \times 10^6) - (323.79 \times 10^6) - (159.80 \times 10^6)} = 12.17 \text{ cm}^2$$

Conocidas las áreas que deben tener las diagonales para darle la rigidez adecuada a la estructura, se calculan los esfuerzos que producen en ellas las acciones afectadas por el factor de carga (1.10 para acciones de viento y 1.40 acciones de la grúa viajera) los que no deben de exceder de $0.90 F_y$ (normalmente técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero).

Diagonal BF

$$\frac{F_D}{A_D} < 0.90 F_y$$

$$\frac{55900}{11.87} = 4709 \text{ Kg/cm}^2 > 0.90 F_y = 2277 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto el diseño de la diagonal queda regido por condiciones de resistencia.

$$A_D = \frac{F_D}{F_y R}$$

$$A_{D \text{ BF}} = \frac{55900}{(2530) (0.90)} = 24.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \text{ EA}} = \frac{68580}{(2530) (0.90)} = 30.12 \text{ cm}^2$$

Resumiendo:

| DIAGONAL | AREA NECESARIA (cm ²) | | SECCION ADOPTADA | AREA (cm ²) ADOPTADA | r _x | r _y |
|----------|-----------------------------------|-----------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|----------------|
| | Por rigidez | Por resistencia | | | | |
| B F | 11.87 | 24.50 | 2 ∠ 3 x 3/8 sep. 1/2 | 27.22 | 2.31 | 3.68 |
| A E | 12.17 | 30.12 | 2 ∠ 3 x 1/2 sep. 1/2 | 35.48 | 2.29 | 3.76 |

Se verifica que la relación de esbeltez no sea mayor que 300

Diagonal B F

$$(L/r)_x = 447.22/2.31 = 193.60 < 300$$

$$(L/r)_y = 894.43/3.68 = 243.05 < 300$$

Como en ambos casos L/r es menor a 300 la sección es aceptable.

Diagonal AE. En este caso se cuenta con una viga IR a mitad de la columna inferior, para reducir la longitud efectiva tanto de la columna como del contraventeo vertical inferior, se toma la mitad de la longitud de la diagonal para verificar su relación de esbeltez. Las dimensiones de la sección de dicha viga están controladas al igual que los puntales de la cubierta por sus relaciones máximas de esbeltez y se adopta una sección IR de 8 x 24 lb/ft.

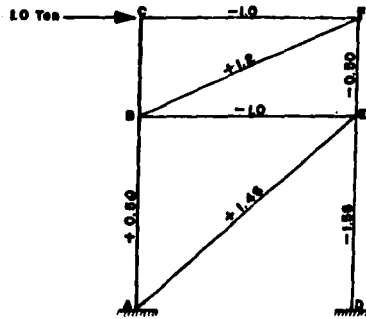
$$(L/r)_x = 583.63/2.29 = 254.86 < 300$$

La sección es aceptable.

IV.6.3. Cálculo de los desplazamientos del marco contraventado

Se utilizará el principio del trabajo virtual para calcular el desplazamiento del marco en el nivel superior.

Fuerzas en las barras producidas por una carga horizontal unitaria.



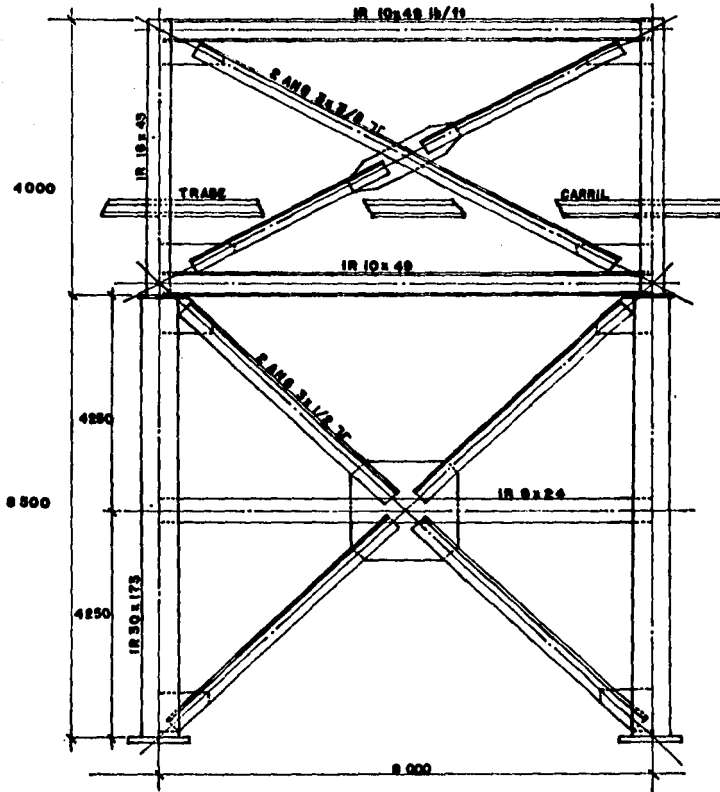
| BARRA | LONG. (cm) | N (kg) | n (Kg) | A (cm ²) | NnL/A |
|-------|------------|--------|--------|----------------------|---------------------------|
| AB | 850 | +22500 | +0.50 | 327.81 | 29.17 x 10 ³ |
| BC | 400 | 0 | 0 | 85.81 | 0 |
| DE | 850 | -72240 | -1.56 | 327.81 | 293.02 x 10 ³ |
| EF | 400 | -22500 | -0.50 | 85.81 | 386.15 x 10 ³ |
| Σ | | | | | 708.34 x 10 ³ |
| AE | 1167.26 | +68580 | +1.46 | 35.48 | 3294.08 x 10 ³ |
| BF | 894.43 | +50310 | +1.12 | 27.22 | 1851.53 x 10 ³ |
| Σ | | | | | 5145.61 x 10 ³ |
| BE | 800 | -47000 | -1.00 | 92.90 | 404.74 x 10 ³ |
| CF | 800 | -45000 | -1.00 | 92.90 | 387.51 x 10 ³ |
| Σ | | | | | 792.25 x 10 ³ |

$$\Delta = \frac{708.34 \times 10^3}{2000 \times 10^3} + \frac{5145.61 \times 10^3}{2000 \times 10^3} + \frac{792.25 \times 10^3}{2000 \times 10^3}$$

$$\Delta = 0.35 + 2.57 + 0.40$$

$$\Delta = 3.32 \text{ cm}$$

$$\frac{\Delta}{h} + \frac{3.32}{1250} = 0.003 < 0.006 \text{ Permitido.}$$



ARREGLO DE CRUJIA CONTRAVENTADA

ACOT mm

V. CONCLUSIONES

En base a lo expuesto en los cuatro capítulos de este trabajo podemos expresar los siguientes razonamientos:

1. La experiencia demuestra que en estructuras en base a armaduras y columnas, que soportan sistemas de grúas aéreas es conveniente colocar sistemas de contraviento completos en el plano de las cuerdas inferiores de dichas armaduras.
2. De los criterios de contraviento para conseguir la estabilidad transversal ante cargas horizontales en naves industriales, estimamos mejor los marcos con conexiones rígidas que no precisan de vigas de contraviento ni sistemas verticales de arriostramiento.
3. Pero se hace siempre necesario el sistema de contraviento para cuidar la indeformabilidad longitudinal de la estructura.
4. Sin embargo, creemos que las vigas de contraviento son recomendables cuando el suelo de sustentación no pudiera precisar un verdadero empotramiento en la cimentación, tal es el caso de los suelos de la zona del lago, donde los estratos macizos se encuentran muy profundos.
5. Por lo general, el efecto de torsión en cuerpos de naves industriales es significativo únicamente si el diafragma horizontal de la cubierta de techo es relativamente rígido, en general, los diafragmas consistentes de estructura metálica (contraviento a base de diagonales) son lo suficientemente flexibles, como para no considerar los efectos de torsión.
6. En condiciones de viento como las utilizadas para el cálculo de las vigas de contraviento, es conveniente ubicar éstas en los planos de las cuerdas superiores de las armaduras de techo, que en este caso en particular serían las que quedarían menos cargadas (cuerdas en tensión).

7. Si se colocan dichas vigas de contraviento en los planos de la cuerda inferior de la armadura de techo (cuerda comprimida), se tendrían que sumar los esfuerzos de compresión, resultando secciones muy robustas y pesadas.

8. Finalmente, es muy importante que el grado con el cual una estructura de una nave industrial esté contraventada y el patrón específico empleado, incluyendo la consideración de una posible acción de diafragma de la cubierta, comúnmente corresponde a una elección individual. Dependen de la evaluación del diseñador, de las fuerzas que se resistirán y la manera en que se sienta que pueden ser más eficientemente transmitidas a la cimentación. Y, por supuesto, se necesitará considerar la función de la nave y las características arquitectónicas deseadas. En términos generales, el contraviento es relativamente poco costoso en relación con la estructura en su conjunto, por lo tanto, no se debe intentar economizar en esta parte del diseño si no se tiene la suficiente experiencia.

VI. BIBLIOGRAFIA

1. **Ambros V.** Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo. 1a. reimpresión. Editorial Limusa. México. 1993.
2. **Bresler, Lin. y Scalzi.** Diseño de estructuras de acero. 6a. edición. Editorial Limusa. México. 1987.
3. **Boletín Técnico IMSA, Jefatura de asesoría técnica.** México. 1987.
4. **Blodgett, O.W.** Desing of welded structures The James F. Lincoln Arc Welding Foundation. E.U.A. 1966.
5. **Crespo, P.W.** Acciones y cargas (diseño estructural). Escuela Nacional de Estudios Profesionales, Aragón. México. 1991.
6. **Camba, J.L., Chacón, G. F. y Pérez, A.F.** Apuntes de análisis estructural I. Primera versión. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional autónoma de México. México, D.F. 1987
7. **De Buen, O.** Conecciones para marcos rígidos de acero, 1a. versión. Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F. 1966.
8. **De Buen, O.** Diseño sísmico de estructuras de acero. División de educación continua, Facultad de Ingeniería, UNAM. XIV Curso de ingeniería Sísmica. México 1986.
9. **De Buen, O.** Estructuras de acero comportamiento y diseño. 2a. reimpresión. Editorial Limusa. México. 1988.
10. **Díaz, V. M.** Estudio de una nave industrial y un sistema de trabe grúa y trabe carril. Tesis de licenciatura, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F. 1983.
11. **Jaramillo, L. Y.** Algunos métodos para diseñar bases de columnas de acero. Departamento de estructuras metálicas y recipientes Petrolcos Mexicanos.
12. **Mccormac, J.C.** Diseño de estructuras metálicas. 2a. edición. Editorial Alfa Omega. México. 1991.
13. **Manual AHMSA para ingenieros. Altos Hornos de México Sociedad Anónima.** Construcción de acero. México. 1975.

14. Manual de construcción en acero. 1a edición. Instituto Mexicano de la Construcción del Acero, A.C. Editorial Limusa. México. 1987.
15. Manual para el proyecto, cálculo y ejecución de construcciones en acero, El acero en la construcción. Editorial Reverté. España. 1972.
16. Meli, P. R. Diseño estructural. 4a. reimpresión. Editorial Limusa. México. 1991.
17. Morales, P. O. Manual para la selección de grúas viajeras. 1a versión, grúas Hércules.
18. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas. Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal. México, 1987.
19. Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. Gaceta oficial del Departamento del Distrito federal. México, 1987.
20. Normas técnicas complementarias para diseño por viento. Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal. México. 1987.
21. Parker. H. M. C. Diseño simplificado de armaduras de techo. 5a. reimpresión. Editorial Limusa. México. 1985.
22. Robles, F. Diseño estructural. 1a. reimpresión. Universidad Autónoma Metropolitana, División de Ciencias Básicas e Ingeniería. Departamento de materiales. México, 1982.
23. Rodríguez, F. y Azcunága, A. Construcciones metálicas. 6a. edición. Sección de publicaciones de la escuela técnica superior de ingenieros industriales. Madrid, España. 1968.
24. Stanley, W. y Dillon R.M. Estructuras de acero análisis y diseño. 1a. edición. Editorial Limusa. México. 1992.
25. Techos y fachadas. Boletín técnico. Servición, S.A.