

U. N. A. M.

TEMA :

PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA NAVE  
INDUSTRIAL PARA USO PESADO



No. Cta. 7219403-8

ROBERTO MURILLO SILVA

I N G E N I E R I A C I V I L

E N E P. A C A T L A N.

M-0028707





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**indice**

## INTRODUCCION

### CAPITULO 1 ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

1.1.	Información sobre el Sitio,-----	1
1.1.1.	localización, topografía y referencias,-----	1
1.1.2.	precipitación, -----	1
1.1.3.	viento. -----	1
1.1.4.	sismo. -----	3
1.2.	Descripción del Proyecto,-----	7
1.2.1.	localización en el predio,-----	7
1.2.2.	descripción de áreas,-----	7
1.2.3.	dimensiones. -----	7
1.2.4.	altura y niveles. -----	8
1.2.5.	servicios.-----	8
1.2.6.	estructuración,-----	9
1.2.7.	cimentación,-----	9
1.3.	Cargas y Combinaciones de Cargas,-----	10
1.3.1.	carga muerta. -----	10
1.3.2.	carga viva,-----	10
1.3.3.	cargas de grúas viajeras,-----	10
1.4.	Criterio de Diseño.- -----	12
1.4.1.	criterio de diseño,-----	12
1.4.2.	bases de diseño,-----	12



2.3.	Cargas Producidas por las Grúas. - - - - -	32
2.3.1.	datos de diseño de grúas. - - - - -	32
2.3.2.	carga máxima por rueda incluyendo impacto.- - - - -	33
2.3.3.	carga horizontal transversal por rueda. - - - - -	33
2.4.	Determinación de Descargas de Grúas sobre Columnas.....	34
2.4.1.	descargas para dos grúas de 75/10 tons.-- - - - -	34
2.4.2.	descargas para una grúa de 75/10 tons.-- - - - -	35
2.4.3.	descargas para dos grúas de 40/20 tons. - - - - -	36
2.4.4.	descargas para una grúa de 40/20 tons.-- - - - -	37
2.4.5.	descargas para una grúa de 10-- - - - -	37
2.4.6.	resumen de las descargas unitarias sobre columnas.-- - - - -	38
2.5.	Análisis de las Reacciones Debidas a la Carga por Rueda,-----	39
2.5.1.	carga por rueda. - - - - -	39
2.5.2.	factores de reducción,-----	39
2.5.3.	determinación de la carga máxima y mínima por rueda,-----	40
2.5.4.	análisis de la reacción máxima por rueda .-----	40
2.5.5.	descargas máximas y mínimas, definitivas. - - - - -	42

### CAPITULO 3 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Introducción - - - - -	43
3.1. Prediseño de los Miembros Estructurales,-----	46
3.1.1. prediseño de los largueros de cubierta,-----	46
3.1.2. prediseño de los contraventeos superior e inferior, - - - - -	46
3.1.3. prediseño del marco principal,-----	47

3.1.4.	prediseño de la columna	50
3.1.5.	prediseño de la armadura	52
3.1.6.	resumen de los miembros preliminares que constituyen la nave industrial	53
3.2.	Condiciones y Combinaciones de Carga del Marco Transversal y Factores de Carga	54
3.3.	Esqueleto del Marco Transversal	55
3.4.	Análisis de Cargas sobre el Marco Transversal	56
3.4.1.	1a. condición carga muerta	57
3.4.2.	2a. condición carga viva	60
3.4.3.	3a. condición de carga 2 grúas en F	60
3.4.4.	4a. condición de carga 2 grúas en E	60
3.4.5.	5a. condición de carga 3 grúas en E y D	60
3.4.6.	6a. condición de carga 3 grúas en F y E	61
3.4.7.	7a. condición de carga 3 grúas en E	61
3.4.8.	8a. condición de carga frenaje 2 grúas	61
3.4.9.	9a. condición de carga frenaje 2 grúas	61
3.4.10.	10a. condición de carga sismo 3 grúas	61
3.4.11.	11a. condición peso del trolley	63
3.4.12.	propiedades prismaticas de los miembros	64
3.5.	Análisis del Marco Transversal	65
3.5.1.	procedimiento de cálculo mediante computadora	65
3.5.2.	el método de rigideces	65
3.5.3.	listado de análisis por computadora	79
3.5.4.	resumen de resultados analizados en columnas	90
3.5.5.	resumen de resultados analizados en armaduras	92

3.5.6.	resumen de desplazamientos.	93
3.6.	Resumen de los Miembros Preliminares del Marco Longitudinal.	94
3.7.	Condiciones y Combinaciones de Carga del Marco Longitudinal y Factores de Carga	95
3.8.	Esqueleto del Marco Longitudinal.	96
3.9.	Análisis de Cargas sobre el Marco Longitudinal.	97
3.9.1.	1a. condición de carga muerta.	97
3.9.2.	2a. condición de carga frenaje distribuido en ejes D y F.	98
3.9.3.	3a. condición de carga frenaje concentrado en ejes D y F.	98
3.9.4.	4a. condición de carga frenaje distribuido en eje E.	98
3.9.5.	5a. condición de carga frenaje concentrado en eje E.	98
3.9.6.	6a. condición de carga y 7a. condición de carga sismo.	99
3.9.7.	8a. condición de carga sismo concentrado en eje D y F.	103
3.9.8.	9a. condición de carga sismo concentrado en eje E.	103
3.9.9.	10a. condición de carga temperatura.	103
3.10.	Resumen de Resultados del Análisis Longitudinal.	104

#### CAPITULO 4 REVISION DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

4.1.	Diseño de Largueros de Cubierta	105
4.1.1.	consideraciones de diseño	107
4.1.2.	análisis por cargas permanentes	108
4.1.3.	análisis por cargas accidentales	108
4.1.4.	elementos mecánicos de diseño	108
4.1.5.	revisión por flexión en dos sentidos	109
4.2.	Diseño de Contraventeo de la Cuerda Inferior	110
4.3.	Revisión de la Armadura Transversal	112

4.3.1.	revisión de la cuerda superior	112
4.3.2.	revisión de la cuerda inferior	114
4.3.3.	revisión de diagonales y montantes	116
4.4.	Revisión de Columnas.	117
4.4.1.	revisión de columnas extremas	123
4.4.2.	revisión de la columna central	126
4.5.	Diseño de Placa Base	129
4.5.1.	diseño de placa base para columnas extremas	129
4.5.2.	clasificación de placa base en función de la relación e/h	129
4.5.3.	análisis de placa base clase III	130
4.5.4.	revisión de la placa superior	135
4.5.5.	revisión de la placa inferior	135
4.5.6.	revisión de cartabones	136

CAPITULO 5      DETALLES ESTRUCTURALES

5.1.	Planta de Cubierta y Detalles	138
5.2.	Planta de Columnas	139
5.3.	Armaduras del Marco Transversal y Detalles	140
5.4.	Placa Base 1	145
5.5.	Armadura del Marco Longitudinal y Detalles	147

CONCLUSIONES

REFERENCIAS

# introduccion

Dentro del contexto de los fenómenos económicos y sociales que han sobresalido en las últimas décadas en México; en torno al proceso de industrialización, la elaboración y ejecución de proyectos ha contribuido decisivamente en el desarrollo de la Ingeniería Civil, realizando puentes, torres y otras estructuras fijas, ello ha coadyuvado a implementar una metodología del siguiente orden.

En este proyecto de ingeniería de estructuras se presenta en el capítulo 1, la fase de planteamiento que comprende las especificaciones técnicas generales en los que se consideran los diversos requisitos y factores que afectan a la disposición general y las dimensiones de la estructura y traen como consecuencia la elección del tipo de estructura a elegir que ofrece la mejor solución general.

La principal consideración es la función que ha de cumplir la estructura, para este caso es la de albergar y transportar elementos pesados que tendrán un papel preponderante en la industria de la producción de turbinas y así desarrollar la tecnología que requieren estos equipos e instalaciones para lograr el objetivo de generar la energía necesaria en apoyo al desarrollo del país.

Para lograr este esfuerzo intervienen factores de orden sociológico, legal y financiero.

La fase de proyecto comprende una consideración detallada de las soluciones posibles, elegidas en la fase de planteamiento, y conduce a hallar las proporciones, dimensiones y detalles más convenientes de los elementos estructurales y de acoplamiento que son necesarios para construir cada una de las soluciones que se consideren.

En el capítulo 2 y 3 se determinan las cargas actuantes y se analiza la estructura, éstos están entremezclados por las siguientes consideraciones. El peso de la estructura es una de las cargas que ésta debe soportar y este peso no se conoce exactamente hasta que está totalmente proyectada, en una estructura estáticamente indeterminada, los esfuerzos dependen de las propiedades elásticas de los elementos, que no se conocen hasta que estén proyectados los elementos principales, así en cierto sentido el proyecto avanza en aproximaciones sucesivas, por ejemplo es necesario suponer los pesos de los elementos para poderlos proyectar convenientemente. Después de proyectar la estructura deben calcularse los pesos verdaderos y salvo que sean muy

aproximados a los supuestos, hay que repetir el proceso. Al proyectar una estructura es importante darse cuenta que cada parte debe tener suficiente capacidad para resistir los esfuerzos máximos a que puede estar sometida. Para calcular estos esfuerzos máximos es necesario conocer no solo que cargas pueden actuar, sino la exacta posición en la estructura de las cargas que originarán que los esfuerzos considerados tengan su valor máximo.

Es difícil si no imposible dar una lista completa de instrucciones para el planteamiento de análisis de modelos para todos y cada uno de los problemas que se pueden encontrar, sin embargo hay ciertos factores que son más o menos comunes a la mayoría de tales problemas.

El primer factor a considerar en el análisis de la estructura que se propone, es realizar una adecuada idealización para obtener su semejanza con la estructura real, una vez observado y cumplido esto de una manera práctica, se procederá a elegir el método más apropiado de análisis; comparándolo con base en las ventajas e inconvenientes de los distintos métodos aplicables al problema considerado. Para analizarlo se empleará un método exacto, haciendo uso de un programa de computadora, de esta manera se - - -

simplificará la labor numérica, reduciéndose el problema a la introducción adecuada de las instrucciones codificadas en la computadora para su análisis, al tener los resultados se empleará cualquier comprobación física y se pasarán estos datos resumidos a una tabla.

El modelo con base en marcos rígidos constituye el esqueleto resistente de un gran número de construcciones modernas de muy diversos tipos. Su nombre proviene de que los elementos principales que los componen, vigas y columnas, están ligadas entre sí por medio de conexiones rígidas.

En estructuras industriales se utilizan con frecuencia marcos rígidos de un solo piso y cabezal inclinado.

En el capítulo 4 la revisión de los miembros que constituyen los marcos rígidos se hará siguiendo métodos convencionales, haciéndose la revisión de los perfiles preliminares obtenidos, se procederá a revisar las dimensiones de los miembros, para efectuar esta revisión se tienen especificaciones para el diseño, estando en vigor las especificaciones editadas por el American Institute Steel Construction AISC 80 (Instituto Americano de

de Construcciones de Acero), las que se aplican con base en las pruebas efectuadas a los distintos materiales y considerando sus propiedades físicas como - también las propiedades metalúrgicas que afectan , tanto a la fabricación como a su uso.

En el capítulo 5 se han elaborado los detalles es- - tructurales principales que constituyen la Nave Indus\_ trial

---

capitulo 1

especificaciones tecnicas

generales

## 1.1. INFORMACION SOBRE EL SITIO

### 1.1.1. Localización, topografía y referencias.

Localización. En la Zona Industrial de la Ciudad de Morelia  
Michoacán.

Topografía. Ver croquis de localización. Fig.1. El nivel  
es de 1900 Km. SNM\*

Infraestructura. Se cuenta con energía eléctrica, carretera pavimentada y ferrocarril.

### 1.1.2. Precipitación.

Lluvia.

- o Promedio Anual 30 mm/hr.
- o Máxima Diaria 60 mm/hr.
- o Máxima por hora para diseño (Tormenta 100 años)
- o Inundación súbita máxima por hora (Tormenta 10,000 años)

Nieve.

No se presenta este fenómeno.

### 1.1.3. Viento

Los efectos inducidos por el viento en la estructura:

Las características de empuje que induce el viento sobre las construcciones dependerá de la importancia y tipo de construcciones, ya que se producen diferentes tipos de efectos, en cualquiera de las siguientes categorías:

- a) Empuje estático.- producido bajo la acción del viento ejecutado sobre la estructura.

\*SNM. Sobre el nivel del mar.

- b) Vibraciones, por las turbulencias del aire
- c) Oscilaciones fuertes, debido a los remolinos de vecindad de construcciones.
- d) Movimiento inestable de la estructura.- causada por la corriente inestable del aire.

Para tener en cuenta estos efectos, se empleará el criterio y métodos que evaluarán las cargas causadas por la acción del viento sobre la estructura, siguiendo lo establecido en el "Manual de Diseño de Obras Civiles" C.I.4 C.F.E.

#### . Consideraciones Básicas

En el análisis estructural de la estabilidad de construcciones, se presupone la interacción del viento en dos direcciones y en ángulo recto, seleccionando una con la condición más desfavorable contra la estabilidad de la estructura o contra una parte de la estructura.

En general, se concluirá que cada estructura estará independiente de otras, y cualquier protección de una construcción adyacente podrá ser omitida.

Para propósitos de diseño, la acción de cargas permanentes y las cargas de empuje del viento, deberán ser tomadas actuando simultáneamente; generalmente, no deberá ser considerada la acción simultánea del viento y el sismo.

#### . Carga Permisible.

Para analizar empleando el análisis elástico, donde el área de la Sección Transversal de Miembros, está determinada por compresión o tensión.

y flexión, la carga permisible deberá ser incrementada en un 33 por ciento. Por tratarse de cargas accidentales.

1.1.4. Sismo.

El análisis sísmico se llevará a cabo, aplicando el Método de Análisis Estático, analizando el efecto de las aceleraciones verticales y horizontales en los dos planos ortogonales; por lo que se deberá revisar cada elemento estructural para la condición más desfavorable.

• Consideraciones Básicas

En el análisis sísmico de la estructura se considerará el movimiento en cada una de las dos direcciones de las componentes ortogonales horizontales, actuando una independientemente de la otra, y tendrá que ser verificada la capacidad de una estructura a resistir cada una de estas condiciones.

Para el cálculo de las fuerzas de diseño a diferentes niveles de la estructura, la posición de las fuerzas horizontales, se supondrá que actúan en cada uno de los puntos donde las masas de la estructura son concentradas. Cada una de estas fuerzas podrá ser tomada como igual al producto del peso de la correspondiente masa, multiplicado por un coeficiente lineal variable.

Este coeficiente lineal variable se determinará de acuerdo a los siguientes parámetros:

- a) La intensidad sísmica del sitio de la construcción

- b) La importancia de la estructura
- c) Las características de la resistencia y ductibilidad de la estructura.
- d) Periodo o modo de vibración de la estructura.

Estos parámetros se definirán empleando el criterio del "Manual de Diseño de Obras Civiles" C.I.3 C.F.E.

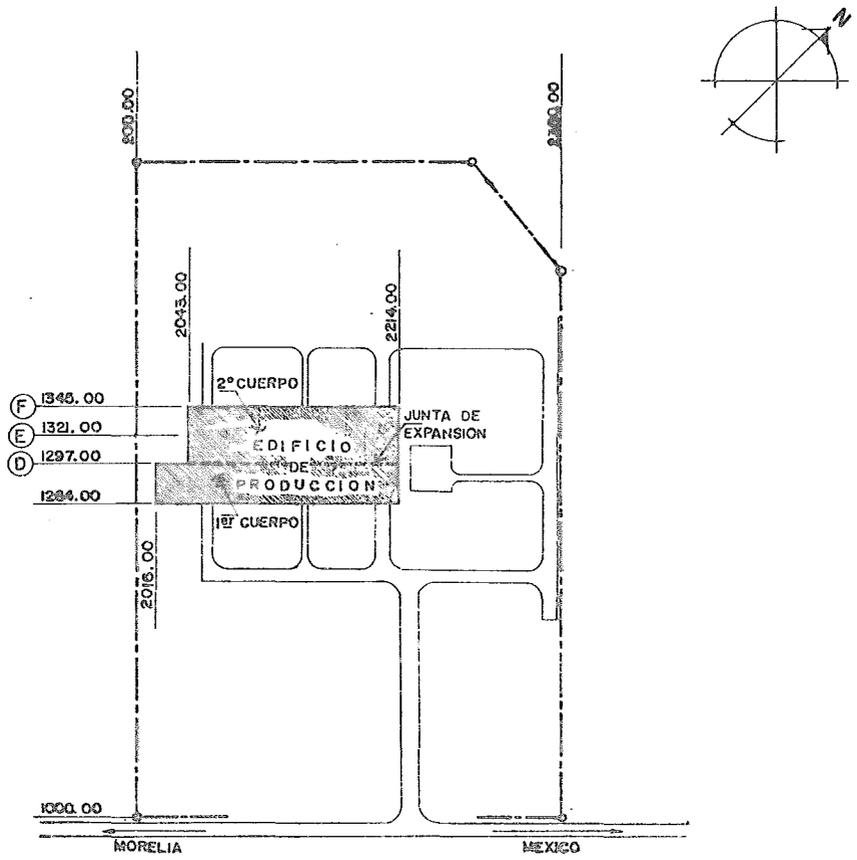
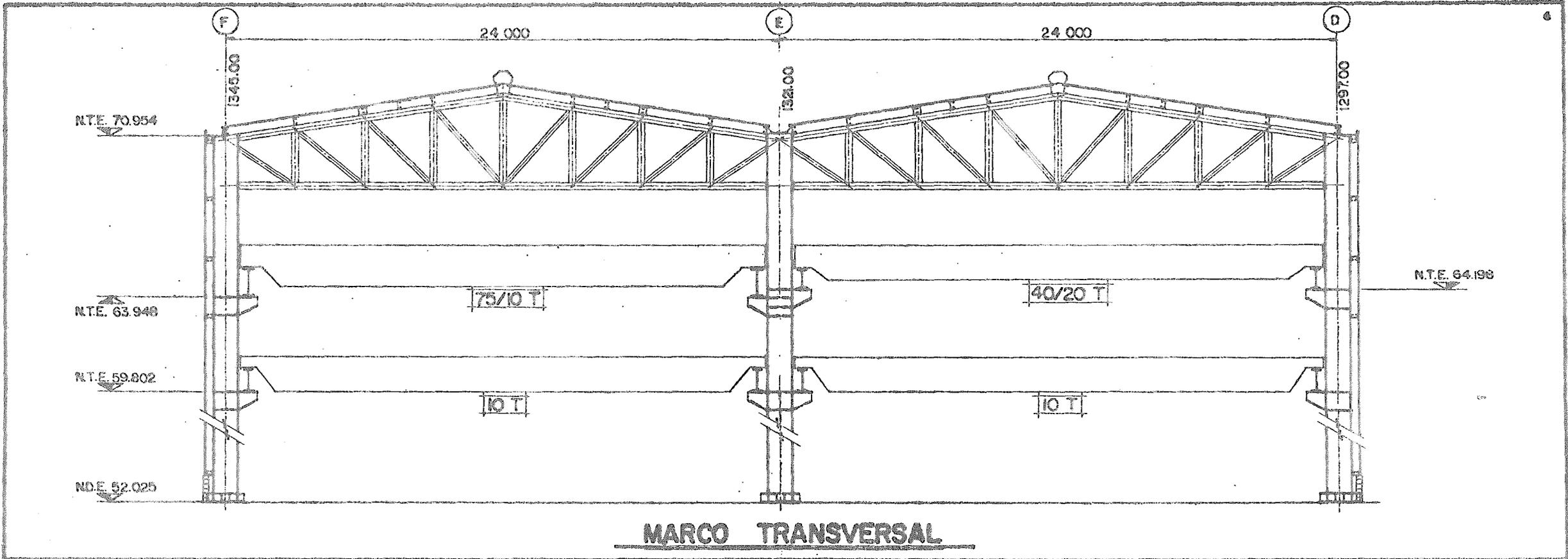


FIG. I CROQUIS DE LOCALIZACION



## 1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### 1.2.1. Localización en el Predio

El edificio se encuentra ubicado de la coordenada Este 2016.00 a la Este 2214 y de la coordenada Norte 1264.00 a la Norte - 1345.00

### 1.2.2. Descripción de Areas

Primer Cuerpo.	Area	6336.0 m <sup>2</sup>
a) de trabajo		5381.0 m <sup>2</sup>
b) de oficinas		341.0 m <sup>2</sup>
c) Alm. de herramientas		264.0 m <sup>2</sup>
d) Mant. y servicios		308.0 m <sup>2</sup>
e) enfermerfa		42.0 m <sup>2</sup>
Segundo Cuerpo	Area	8208.0 m <sup>2</sup>
a) de trabajo		8098.0 m <sup>2</sup>
b) de oficinas		20.0 m <sup>2</sup>
c) cuartos de pruebas		90.0 m <sup>2</sup>

### 1.2.3. Dimensiones

Ancho total 81.60 m (Dirección Norte-Sur) formada por:

- a) 1 entre-eje de 18.00m (A-B)
- b) 1 entre-eje de 14.00m (B-C)
- c) 1 junta entre los dos cuerpos de 1.60m (C-D)
- d) 2 entre-ejes de 24.00m (D-E y E-F)

Longitud total 198.00 m formada por:

- a) 22 entre-ejes de 9.0m (del 1-2 al 22-23)

#### 1.2.4. Alturas y Niveles

El Nivel 0.000 de proyecto, corresponde al nivel 50.60, respecto al Banco de Nivel Topográfico de referencia.

- a) N.P.T.\* 0.000 Planta Baja
- b) Alturas libres del primer cuerpo
  - 9.70 m del eje A al B y del eje 1 al 23
  - 9.70 m del eje B al C y del eje 1 al 4
  - 7.70 m del eje B al C y del eje 4 al 23
- c) Altura libre segundo cuerpo
  - 16.65 m.

#### 1.2.5. Servicios

##### Gruas

- a) Se requiere una grúa de 5 ton. N.H.R.\* 7.60m (aprox.) deberá correr del eje 1 al 5 y se apoyará en los ejes A y B.
- b) Se requiere una grúa de 10 ton. y una grúa de 5.0 ton. NHR 7.60m(aprox) que deberán correr del eje 5 al 23 y se apoyarán en los ejes A y B.
- c) Se requiere una grúa de 5.0 ton. y un gancho auxiliar de 1.0 ton. NHR 7.60m(aprox.) que deberán correr del eje 1 al 4 y se apoyarán en los ejes B y C.
- d) Se requiere una grúa de 5.0 ton NHR 5.60 m(aprox.) que deberá correr del eje 14 al 20 y se apoyarán en los ejes B y C.
- e) Se requieren dos grúas de 40 ton. con un gancho auxiliar de 20 ton. NHR 13.45m (aprox.) y una grúa de 10 ton NHR 8.65m (aprox.) que deberán correr del eje 4 al 23 y se apoyarán en los ejes D y E.

\* N.P.T.- Nivel piso terminado.

\* N.H.R.- Nivel hongo de nivel.

f) Se requieren dos grúas de 75.00 tons. con un gancho auxiliar de 10 ton. N.H.R. 13.45m (aprox.) y una grúa de 10 ton. NHR 8.65m (aprox.) que deberán correr del eje 4 al 23 y se apoyarán en los ejes E y F.

#### 1.2.6. Estructuración.

En el sentido transversal, el edificio está constituido por marcos rígidos formados por columnas de tres placas soldadas y armaduras o traveses formados de perfiles laminados, la cubierta está constituida por largueros y contraflambeos.

La rigidización en el sentido longitudinal, se proporciona mediante traveses y sistemas de contraventeo tanto en el sentido vertical, como en la cubierta, para distribuir los efectos debido a viento, sismo y grúas.

#### 1.2.7. Cimentación.

La cimentación está constituida por zapatas aisladas, rigidizadas entre sí por medio de contratraveses; para una zona se sustentará mediante pilas (de acuerdo al Estudio de Mecánica de Suelos).

### 1.3. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA,

#### 1.3.1. Carga Muerta

La carga muerta supuesta en el diseño consistirá en todo el peso del material y equipo fijado permanentemente a la estructura.

#### 1.3.2. Carga Viva

A menos que sea de otra manera especificado, la carga viva no deberá ser menor que los valores mínimos expuestos.

Los requerimientos de una estructura en particular deberán ser estudiados con respecto a las demandas futuras de almacenaje y otras consideraciones.

#### Cargas vivas por especificación

Concepto	Carga viva
Cubierta	60 Kg/m <sup>2</sup>
Cubierta (reducida para viento o sismo)	20 Kg/m <sup>2</sup>
Escaleras y pasillos	500 Kg/m <sup>2</sup>

Estos valores no incluyen las cargas de grúas y equipos.

#### 1.3.3. Cargas de Gruas Viajeras

- Las traveses de grúas viajeras y soportes de la estructura deberán ser diseñadas para tomar las cargas máximas por rueda y también soportar varias combinaciones de carga.
- El impacto vertical, el empuje lateral y la tracción:  
El impacto vertical y la fuerza de tracción deberán ser un porcentaje supuesto también de la carga máxima por rueda o

la carga máxima levantada, especificada en la tabla 1.1.

- El empuje lateral para cada lado no será menor que:
  - a) El especificado en la tabla 1.1.
  - b) El 10 por ciento de la combinación del peso de la carga fija, trolley, columna.
  - c) No menor que el 5 por ciento del peso de la carga fija y el peso de la grúa, incluyendo el trolley, el carro y las ruedas.

Para controles colgantes, las grúas usarán el 10 por ciento de la carga máxima por rueda para impacto vertical, el 20 por ciento de la carga máxima sobre el riel como la fuerza de tracción y el 5 por ciento de la carga levantada y el peso de la grúa incluyendo el trolley, carro y ruedas a cada lado como el empuje lateral.

Grúa Viajera	Impacto Vertical	Empuje lateral	Fuerza de tracción
	por ciento de carga máxima por rueda	por ciento carga levantada por cada lado	por ciento de carga máxima sobre el riel
	25	20	20

TABLA 1.1.

Se usará para cargas de ruedas, las cargas de los equipos y pesos de partes móviles; las que proporcionará el fabricante o el Whithing Crane Handbook.

No es necesario combinar las cargas producidas por la grúa con las cargas de viento.

#### 1.4. CRITERIO DE DISEÑO

##### 1.4.1. Criterio de Diseño

En la planeación del Diseño Estructural para Edificaciones Industriales, tendremos que tomar en cuenta, que tipo de consideraciones conceptuales podemos emplear para comprender los siguientes requerimientos.

Las condiciones de carga externas, tales como el viento, el suelo, la temperatura, las cargas muertas o vivas y cargas que producen las grúas, deberán ser evaluadas a fin de producir seguridad adecuada en la estructura. En particular, que por tener cargas en movimiento deberán ser analizadas en cooperación con Ingenieros Mecánicos.

Al realizar el análisis, se tendrá que tener especial cuidado para incluir todas las fuerzas que gravitan sobre la estructura, asegurando la transmisión uniforme de cargas al suelo.

En el diseño se tomarán en cuenta consideraciones estáticas, dinámicas, de estabilidad y compatibilidad de deformaciones.

Con esto, se garantiza que la construcción desempeñará un papel dentro de márgenes aceptables de confiabilidad, seguridad y eficiencia.

##### 1.4.2. Bases de Diseño

Análisis de la Nave Industrial

Los marcos rígidos serán analizados, usando un programa convencional de computadora.

Los marcos longitudinales podrán ser analizados usando un programa de computadora a fin de tener en cuenta cargas por temperatura.

- Análisis para traveses carril

Las traveses carril, serán contempladas como vigas simplemente soportadas, en el cálculo del momento máximo flexionante y cortante, las condiciones apropiadas de funcionamiento de la grúa serán tomadas en cuenta, con la carga vertical por rueda o el impacto lateral, considerando que estarán actuando sobre la traveses carril como cargas en movimiento.

- Análisis de miembros secundarios.

En el cálculo de cargas y deflexiones de largueros, vigas, etc., sus condiciones de apoyo se consideraran como simplemente soportadas o continuadas, dependiendo su costo y su facilidad de ejecución en obra.

- Diseño de la Nave Industrial

Para diseñar los miembros que forman la estructura, se hará uso de las especificaciones para diseño, fabricación y erección de edificios de estructura de acero del Manual AISC, Octava Edición.

- Junta de expansión

Al construirse una extensión grande, en este caso longitudinal-

mente, se prevee que bajo la influencia de calor existan dilataciones del material por lo que se hará uso de juntas de expansión a intervalos determinados en sitio.

## 1.5. MATERIALES DE CONSTRUCCION

### 1.5.1. Perfiles, Placas y Barras.

El acero para perfiles, placas y barras estará de acuerdo a la especificación ASTM designación A-36, excepto que se indique otro en los planos; deberá provenir de lingotes nuevos, no desechados ni rolados previamente.

Las tolerancias que se admitirán en los perfiles estructurales, placas y redondos, son las indicadas en la especificación ASTM designación 4-6.

Los fabricantes de perfiles, placas y barras cubiertos por esta sección deberán ser:

- a) Compañía Fundidora de fierro y acero de Monterrey, S. A.
- b) Altos Hornos de México, S. A.
- c) Hojalata y Lámina, S. A.

### 1.5.2. Perfiles ligeros de Acero, doblados en frío.

Los perfiles ligeros de acero, doblados en frío, serán de tipo Montem, fabricados por la Cía. Fundidora de fierro y acero de Monterrey, S. A., de acuerdo a la especificación ASTM designación A-440.

Las tolerancias en las dimensiones exteriores serán  $\pm 0.8$  mm. y en los atiesadores longitudinales de  $\pm 1.6$  mm.

En la proyección vertical del alabeo de un patín será de  $\pm 0.8$  mm.

La desviación máxima horizontal será de  $\pm 1.1$  mm. por metro de longitud del elemento.

La desviación máxima vertical será de  $\pm 1.5$  mm por metro de longitud del elemento.

La tolerancia en la longitud total será de  $\pm 3$  mm.

#### 1.5.3. Soldadura

Excepto que se indique otras series de electrodos en los planos, se utilizarán las siguientes:

Para el acero A-36 electrodos de la serie E-70 de Acuerdo a la especificación ASTM A-233.

#### 1.5.4. Tornillos, Tuercas y Rondanas.

Todos los tornillos, tuercas y rondanas, serán de acuerdo a la especificación ASTM designación A-325; las tuercas y cabezas de los tornillos serán hexagonales pesadas.

Todas las partes atornilladas llevarán rondanas por ambos extremos.

## 1.6. ESPECIFICACIONES CIVILES DE CONSTRUCCION

### 1.6.1. Planos de Diseño

Los planos de diseño deberán estar dibujados preferentemente a escala, conteniendo toda la información necesaria tal, como la sección y peso, debidamente localizados con referencia a los Ejes Principales, los Niveles de Trabajo, así como las notas complementarias.

### 1.6.2. Planos de Taller

Los planos de taller, deben incluir la información, completa para la fabricación de cada parte componente de una estructura, incluyendo el tipo y tamaño de remaches, tornillos y soldadura, etc.

Los planos de taller, deben hacerse de acuerdo con la más moderna práctica y buscando rapidez y economía, tanto en la fabricación como en el transporte y el montaje.

En general, los planos de taller deben estar de acuerdo a las especificaciones del AISC; como ejemplo de la representación gráfica y de los datos necesarios tómense los planos incluidos en el libro "Structural Steel Detailing" publicado por el AISC.

Adicionalmente, los planos de taller deben incluir una lista de material requerido para las piezas que incluyen, así como los siguientes datos en el lugar mas visible:

- a) No. del plano
- b) No. del plano de diseño del que se obtuvieron los datos

- c) No. del plano de montaje con el que deben montarse las piezas ahí detalladas.
- d) No. de las listas de material, tornillos y electrodos si se han hecho por separado

### 1.6.3. Planos de Montaje

Los planos de montaje deberán ser preparados por el contratista de fabricación de estructuras de acero, para servir de guía en el montaje, tratándose de estructuras pequeñas de acero misceláneo, se podrán dibujar los datos de montaje en los planos de taller.

Deben incluir los datos suficientes para que cualquier elemento ya fabricado, pueda ser definido en posición; no requiere definirse su conexión a los elementos cercanos, excepto que se haya pedido eso al contratista de estructuras de acero.

Deben indicarse directamente en esos planos, los pesos de los elementos por montar, cuando rebase el peso de 1,000 kg.

Como ejemplo de los planos de montaje, tómesese los que aparecen incluidos en el libro "Structural Steel Detailing" publicado por el AISC.

Los planos de montaje deben incluir los siguientes datos en el lugar más visible:

- a) número del plano
- b) número del plano de diseño del que se obtuvieron los datos
- c) número de los planos de taller en el que se detallaron las piezas por montar.

#### 1.6.4. Procedimiento de Fabricación

La fabricación de estructuras de acero en el taller debe tener a producir los elementos estructurales de manera que se reduzcan y simplifiquen los trabajos de montaje y conexión en el campo; el Contratista hará en el taller la mayor cantidad de conexiones y empalmes en los elementos estructurales solo restringiéndose por dimensiones máximas para transporte y capacidad del Equipo de Montaje.

Los elementos estructurales terminados deberán tener las bases, ménsulas, placas de conexión, clips, atiesadores, diafragmas, etc., ya conectados y los agujeros completos.

A las armaduras y trabes largas, deberán dárseles la flecha indicada en los planos de diseño para absorber la deflexión producida por las cargas muertas.

Las placas de conexión en armaduras serán del tamaño mínimo necesario para conectar los elementos estructurales, excepto cuando se reciba un solo montante o diagonal en cuyo caso las placas deberán ser simétricas a la línea de gramil del montante o la diagonal.

Elementos estructurales compuestos con perfiles laminados tales como ángulos en espalda o en estrella, o canales en espalda, deberán tener separadores a una distancia máxima de 40 veces el radio de giro mínimo de cada pieza tomada individualmente, excepto que se indique otra cosa en los planos de diseño.

Para los contravientos, se adoptarán las siguientes considera

ciones:

- a) Se tomará como punto de trabajo del contraviento, la intersección de las líneas de centro de los elementos con que se conectan, excepto que se indique otra cosa en los planos.
- b) La línea de centro de la placa de conexión del contraviento al nudo y el centro de la soldadura, coincidirán con la línea de centro del contraviento o con el gramil, si éste es un ángulo simple.

Corte.

El corte podrá hacerse con cizalla o soplete pero de acuerdo a las siguientes restricciones:

- a) Las superficies de corte deberán ser esmeriladas para evitar rebabas, protuberancias o grietas; serán tolerables grietas de 5mm de profundidad como máximo.
- b) El soplete se usará con una gufa mecánica que asegure un corte en línea recta o, en su caso, según la curva diseñada.
- c) Los cortes entrantes en el material por utilizar, deberán ser tangentes a una agujero de 50mm hecho por anticipado
- d) No deberán cortarse con cizalla, las superficies que vayan a recibir soldadura para uniones de traveses a columnas, ya sea en la columna, la trabe o en las placas de conexión.

Agujeros.

Los agujeros para tornillos serán de un diámetro igual al del tornillo más de 1.6mm.

### Juntas Atornilladas

Los tornillos que se empleen en las juntas atornilladas deberán tener el agarre suficiente, tomando en cuenta los espesores de las partes conectadas; la tuerca, las rondanas de la cabeza o de la tuerca. La longitud del tornillo se obtendrá según la tabla de agarres del manual de la Cía. Fundidora de Hierro y Acero de Monterrey, S. A.

### Soldadura.

Toda la soldadura se hará de acuerdo al procedimiento de arco eléctrico según las especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS), a las indicaciones del AISC especificaciones para el diseño, fabricación y erección de edificios de estructura de acero, pero sujetándose a lo mostrado en esta especificación:

- a) Las superficies por soldar deben estar libres de escoria, costra, herrumbre, grasas, pintura, rebabas y cualquier otra partícula extraña.
- b) La preparación de las superficies por soldar podrán hacerse con soplete, pero soportado en una gafa mecánica.
- c) Deben suministrarse los medios de enlace provisional que garanticen el correcto depósito de la soldadura y para evitar las deformaciones de las piezas por soldar, a fin de disminuir los esfuerzos residuales.
- d) La soldadura de taller se hará preferentemente en posición horizontal y por arriba; en los casos en que sea posible, se

emplearán soldadoras automáticas.

- e) La soldadura deberá formar parte homogénea y sólida con los materiales unidos, y no deberá presentar picaduras o escorias.
- f) En soldaduras en que se requieran varios pasos del electrodo para dar el espesor total, se deberá quitar la escoria después de cada paso; el siguiente paso se hará hasta que el anterior tenga una temperatura admisible al tacto de la mano.

#### Supervisión y Entrega de los Trabajos.

Todos los elementos estructurales terminados deberán ser inspeccionados y aceptados en el taller antes de su embarque por un inspector designado por el contratante. El inspector deberá tener acceso al taller del contratista, durante la ejecución de cualquiera de los trabajos.

#### Bases para estimaciones.

Las cubicaciones se harán en base a los pesos teóricos indicados en el manual para constructores de la Cía. Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A. de acuerdo al método de evaluación propuesta por el código de estándares prácticos de AISC última edición, sin ninguna adición por descalibre o pintura.

#### Procedimiento de montaje.

La estructura se montará estrictamente con los niveles, alineamientos, elevaciones y ejes mostrados en los planos; se conectará

rán los miembros estructurales temporalmente, con el número necesario de tornillos de montaje, con el fin de asegurarlos firmemente hasta que se hagan las conexiones finales.

El montaje se hará con toda precaución para evitar introducir esfuerzos parásitos a la estructura por efecto de plumas, malacates, colgantes, acumulación de materiales, etc.

Las columnas se colocarán sobre los pedestales de concreto y se nivelarán a su elevación exacta por medio de calzas de acero; se colará el espacio entre las placas base y el concreto con mortero de cemento.

El contratista será responsable del correcto alineamiento, nivel y verticalidad de todos los elementos estructurales; deberá colocar todos los contravientos y puntales necesarios para tal efecto y mantenerlos en posición hasta que se hayan ejecutado las conexiones definitivas o hasta que la estructura ya no lo requiera.

capitulo 2

determinacion de cargas  
actuantes

A handwritten signature or mark, possibly initials, enclosed in a circle. The signature is stylized and appears to be written in black ink.

## 2.1. CRITERIO DE ANALISIS POR VIENTO<sup>1</sup>

### 2.1.1. Cargas Debidas al Viento.

Se harán las siguientes consideraciones:

- . La Estructura se clasificará dentro del Grupo B  
Clasificación de Estructura según su destino.
- . La Estructura se clasificará dentro del tipo I  
Clasificación de Estructura por las características de su respuesta al Viento.
- . Velocidad Básica de Diseño, se calculará de acuerdo con -  
la expresión  $V_B = KV_R$  donde:

$V_B$  = Velocidad Básica es la Velocidad que, a una altura -  
de 10 metros sobre el terreno, se presenta en el lugar de  
desplante de la Estructura.

$K$  = Es un factor que depende de la topografía del Sitio, se  
tomará igual a 1.00 por estar a campo abierto, en terreno-  
plano.

$V_R$  = Velocidad Regional, en la Velocidad máxima probable -  
en una Zona o Región determinada para un cierto periodo de  
recurrencia, de acuerdo al criterio para elegir la Veloci-  
dad Regional y por al grupo de estructura B, el periodo de  
recurrencia es de 50 años; por lo tanto a la Zona Eolica 5  
grupo B.

$$V = 1.0 \times 80 = 80 \text{ Km/hr}$$

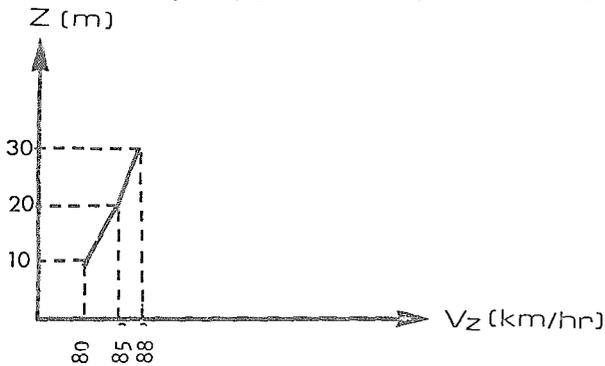
### 2.1.2. Variación de la Velocidad del Viento con la Altura

Se supondrá que la velocidad de diseño varía con la altura  
sobre el terreno de acuerdo con la relación  $V_Z = V \left(\frac{Z}{Z_0}\right)^\alpha$

$\alpha$ : Exponente cuyo valor se tomará igual a 0.085 para cualquier  
tipo de estructura.

<sup>1</sup> ver referencia 1

. Velocidad de Viento a diferentes alturas sobre el terreno.



(mts.) ALTURA	(km/hr) VELOCIDAD DE DISEÑO ( $V_z$ )
0	80
10	80
20	85
30	88

### 2.1.3. Fuerzas debidas al Viento

Los efectos del viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el area expuesta. Dicha fuerza se supondra perpendicular a la superficie en que actua y su valor se calculará con la expresión:

$$P = 0.0048 G C V_z^2$$

P : Presión o succión debida al viento  $\text{kg/m}^2$

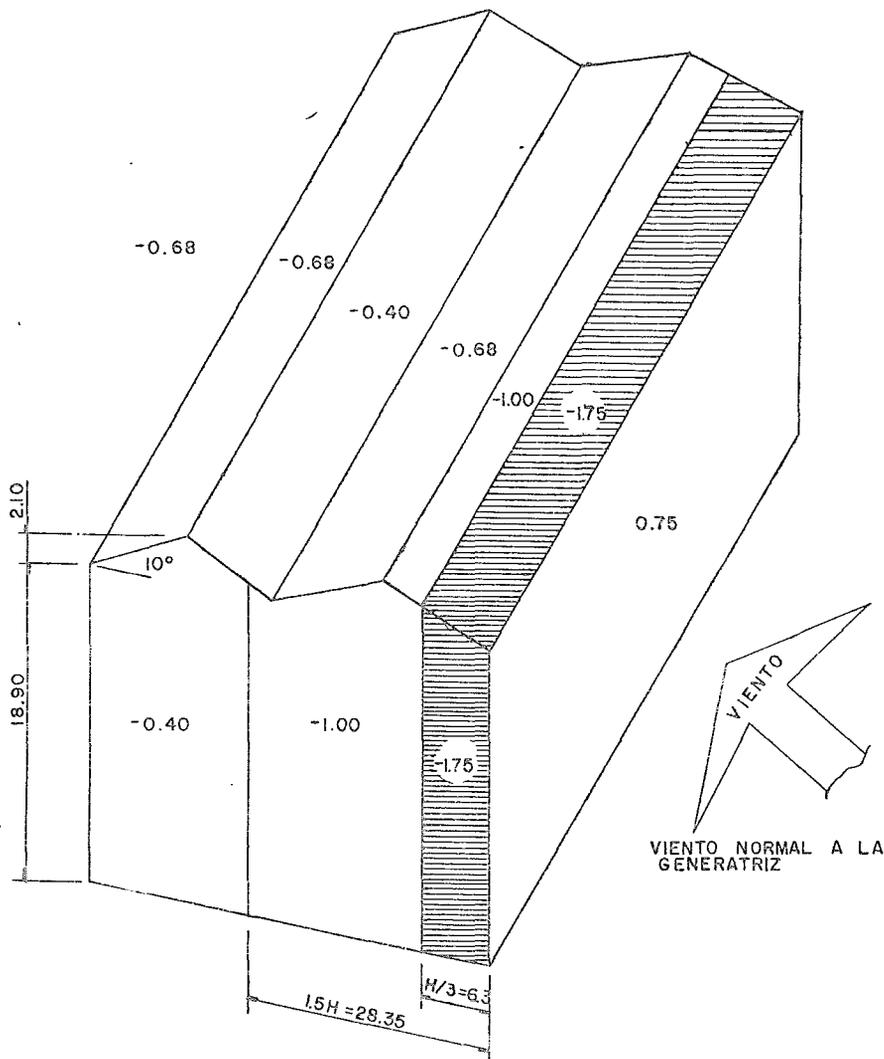
G :  $\frac{8 + h}{8 + 2h}$  factor de reducción por densidad de la atmósfera.

h : altura sobre el nivel del mar a 1900 km.

$$G: \frac{8 + 1.9}{8 + 2 \times 1.9} = 0.84$$

$V_z$  : Velocidad de diseño

C : Coeficiente de empuje, positivo o negativo según se trate de empuje o succión, respectivamente.



COEFICIENTE DE EMPUJE

SEGUNDO CUERPO

## 2.1.5. . .Cargas de presión o succión

Tabla de Cargas por Viento

0.0048	G	C	$V_{10}^2$	PRESION O SUCCION (kg/m <sup>2</sup> )	$V_{20}^2$	PRESION O SUCCION (kg/m <sup>2</sup> )
0.0048	0.84	0.75	80	19	85	22
0.0048	0.84	-0.68	80	- 18	85	- 20
0.0048	0.84	-1.75	80	- 45	85	- 51
0.0048	0.84	-1.00	80	- 26	85	- 29
0.0048	0.84	-0.40	80	- 10	85	- 12
0.0048	0.84	-0.68	80	- 18	85	- 20

## 2.2 CRITERIO DE ANÁLISIS POR SISMO<sup>2</sup>

### 2.2.1. Método Estático.

Para un análisis sísmico estático, la fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad de cada Nivel, se calculará usando la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{M W_i}{\sum M W_{ih}} \cdot C_s W_i h_i$$

Donde:

$F_i$  : Fuerza sísmica en el nivel considerado

$W_i$  : Peso del nivel considerado

$h_i$  : Altura del nivel considerado sobre el desplante

$C_s$  : Coeficiente sísmico

### 2.2.2. Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico es el factor que multiplicado por el peso total de la estructura, proporciona la fuerza cortante en la base debido a la acción de un sismo; su valor será definido tomando en cuenta los siguientes parámetros.

. Se clasificará dentro de la Región C

Localizándose en el plano de regionalización sísmica.

. Se clasificará dentro del Grupo B

Pertencen a este grupo las construcciones que de acuerdo a su destino al presentarse una falla ésta ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia.

. Se clasificará dentro del tipo 1

Esta clasificación es acuerdo a su estructuración, incluye

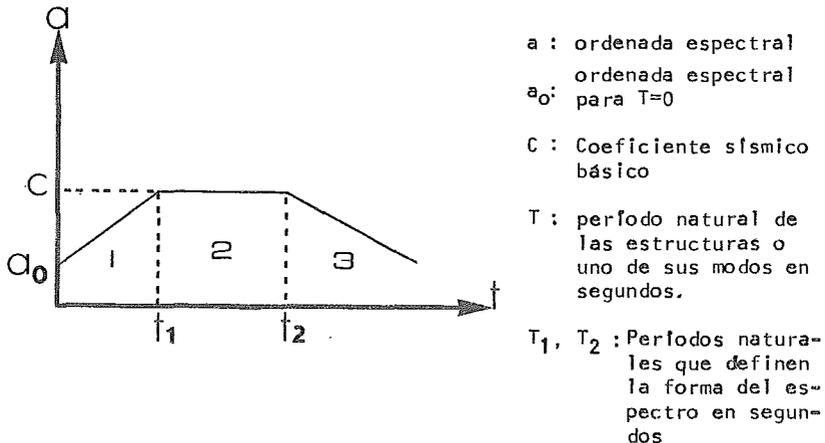
a todas aquellas construcciones las que, las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos, contraventeados o no, por diafragmas o muros, o por combinaciones de los sistemas mencionados.

Se clasificará dentro del tipo I correspondará al tipo de suelo a el terreno de cimentación - que de acuerdo al estudio de Mecánica de Suelos se tiene una arcilla muy compacta.

### 2.2.3. Espectro de diseño

El coeficiente sísmico expresado como función del período de vibración de la estructura, o uno de sus modos, es el espectro de Aceleraciones.

Para el Grupo B tomando en cuenta la Región Sísmica y el tipo de terreno se tendrá el siguiente espectro de diseño:



ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	Tipo de suelo	C	$a_0$	T.	$T_2$	r
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1

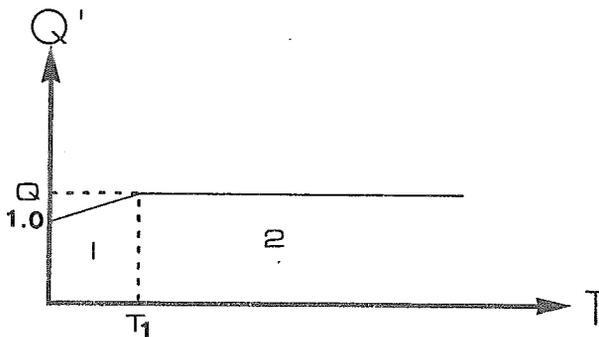
Tabla donde se presentan los valores y formas que debe tomar el espectro de diseño del grupo B.

### 2.2.4. Factor de Ductilidad ( $Q$ )

Las ordenadas del espectro de diseño pueden reducirse dividiéndolas entre un factor  $Q'$ , con el cual se obtiene  $Q$ .

El factor  $Q$  podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de ésta en tales direcciones.

Para estructuras Tipo I se tomará el caso 2, por tener la condición que la resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto, madera o acero, con o sin zona de fluencia definida, contraventeados o con marcos de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contravientos es cuando menos el 25 por ciento del total. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a su resistencia) entre la acción de diseño, no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.



$$Q' = 1 + (Q-1) \frac{T}{T_1} ; \text{ donde } Q' = Q$$

o o el coef. sísmico es:

$$C = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

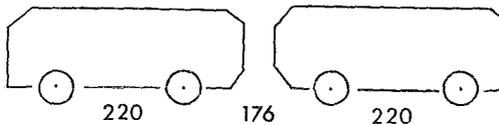
CASO	Factor de Ductilidad
2	4.0

## 2.3 CARGAS PRODUCIDAS POR LAS GRUAS

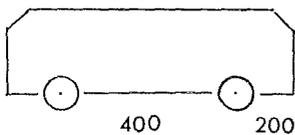
2.3.1. Datos de Diseño de las Gruas<sup>3</sup>

Estos datos son proporcionados por el fabricante.

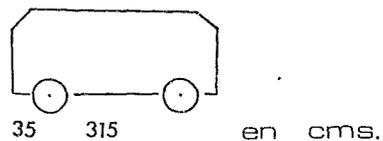
D A T O S	G R U A S			UNIDADES
	75/10	40/20	10	
Capacidad de la Grúa	75/10	40/20	10	Toneladas
Claro del Puente de la Grúa	22.40	22.40	22.70	Metros
Peso del Trolley	24.10	14.50	3.70	Toneladas
Carga máxima por rueda	30.18	36.32	8.8	Toneladas
Número de ruedas	4	2	2	
Separación entre Ruedas	2.20/ 1.76/220	4.00	3.15	Metros
Claro de la trabø carril	9.0	9.0	9.0	Metros
Peso del riel	50	62	20	Kg/m

GRUA  
75/10

GRUA 40/20



GRUA 10



<sup>3</sup> ver referencia 3

2.3.2. Carga Máxima Por Rueda Incluyendo Impacto.

$$P_1 = 1.25 P_{\max}$$

donde:  $P_1$ : Carga debida al Impacto

$P_{\max}$ : Carga máxima por rueda

1.25: Factor de Incremento de Carga por especificación

GRUA	$P_1$ en Toneladas
75/10	37.88
40/20	41.94
10	12.60

2.3.3. Carga Horizontal Transversal por rueda

$$P_H = 0.10 (W + W_T) / n$$

donde:  $P_H$ : Carga horizontal transversal

$n$ : Número de ruedas

$W$ : Peso del carro

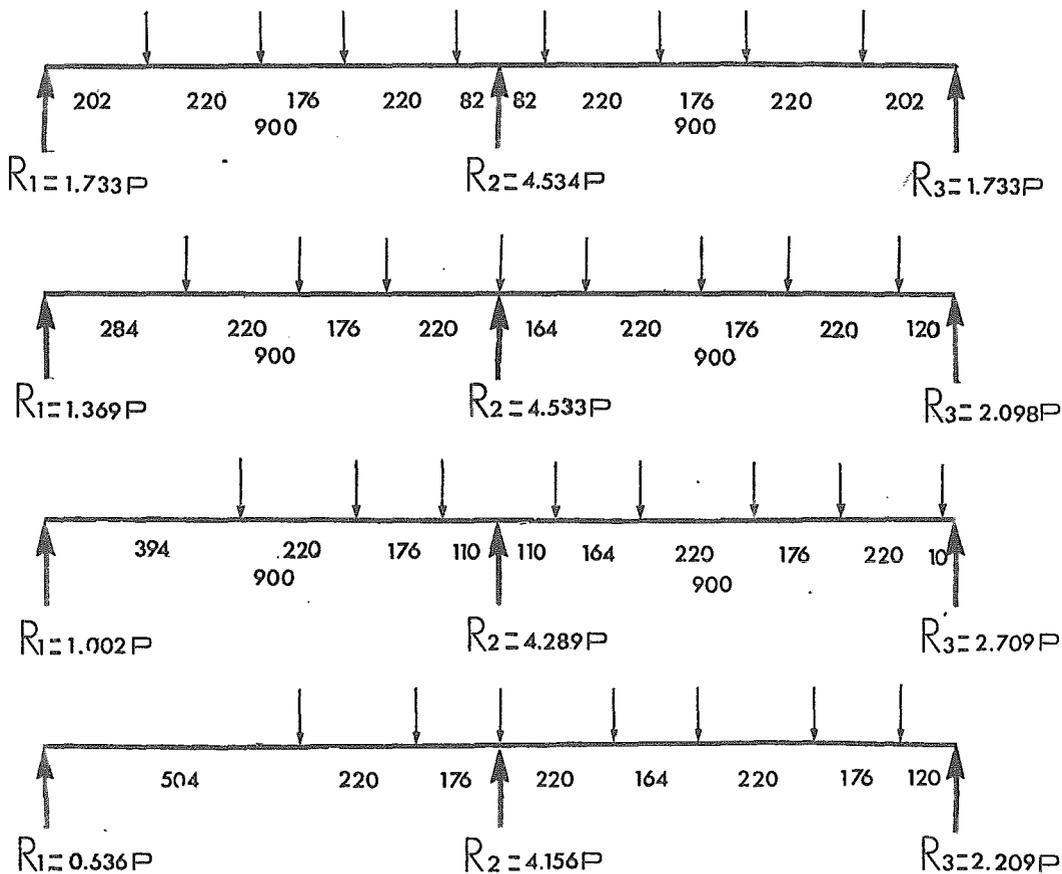
$W_T$ : Peso de Trolley

GRUA	$P_H$ en Toneladas
75/10	2.48
40/20	2.725
10	0.69

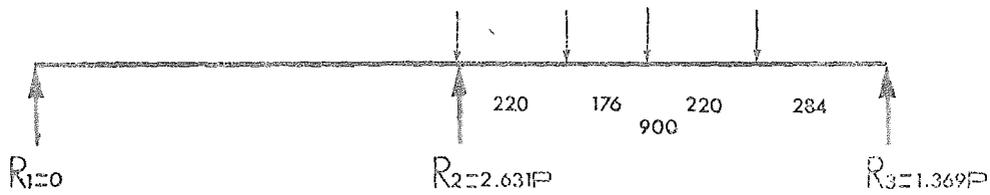
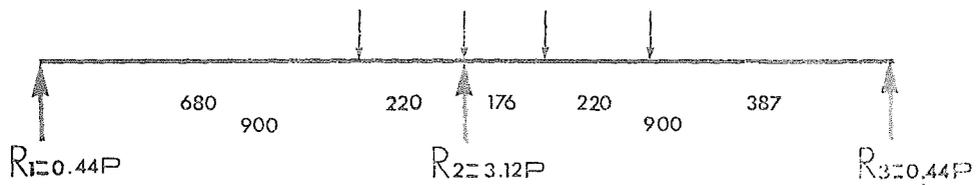
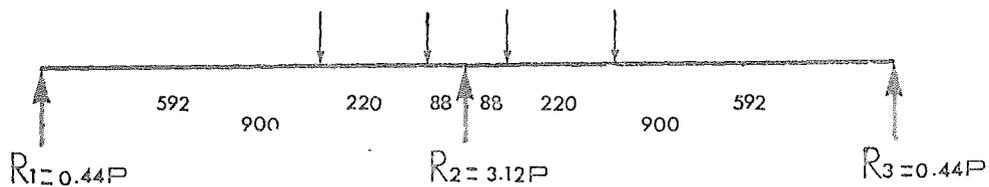
#### 2.4. DETERMINACION DE DESCARGAS DE GRUAS SOBRE COLUMNAS

Para encontrar la descarga máxima por columna, se harán las combinaciones necesarias del tren de cargas, encontrando la posición más desfavorable de descarga, haciendo el análisis para cargas unitarias.

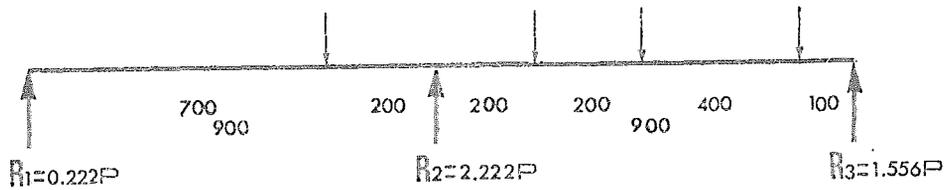
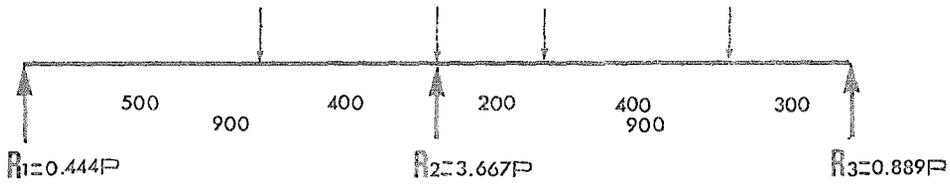
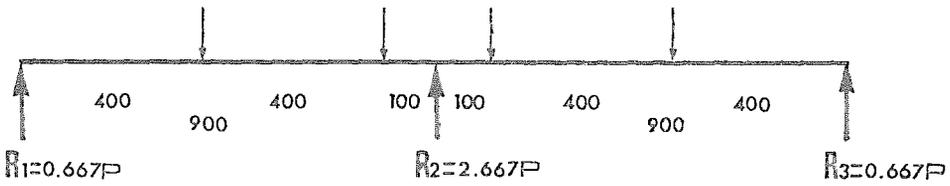
##### 2.4.1. Descargas para 2 grúas 75/10 $P= 1.0$ (Tipo)



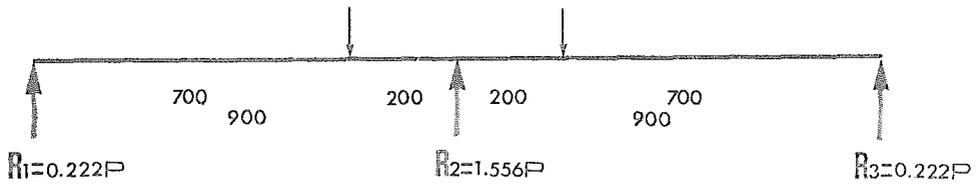
## 2.4.2. Descargas para un sola grúa 75/10



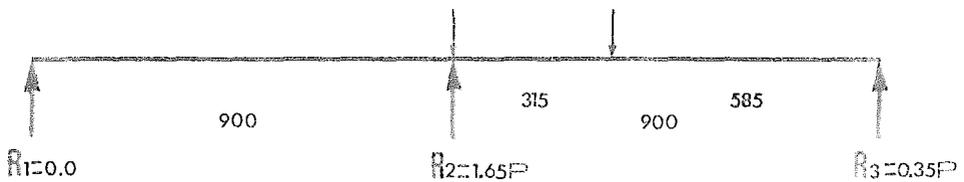
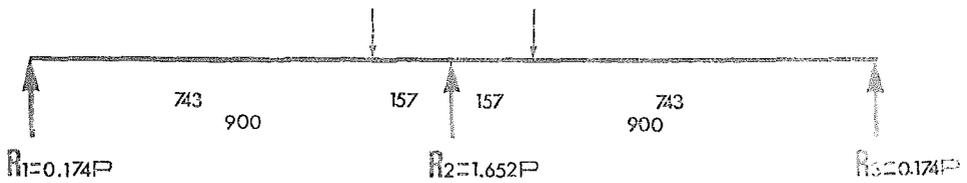
## 2.4.3. Descargas para 2 grúas de 40/20



2.4.4. Descargas para una grúa de 40/20 Tons.



2.4.5. Descargas para grúas de 10.



## 2.4.6. Resumen de las descargas Unitarias sobre Columnas.

No. Gruas (Tons)	Reacción Unitaria (Tons)
1 75/10	3.12
2 75/10	4.534
1 40/20	1.556
2 40/20	3.667
1 10	1.652

## 2.5 ANALISIS DE LAS REACCIONES DEBIDAS A LA CARGA POR RUEDA

### 2.5.1. Carga Por Rueda

Se rige por la proporcionada por el fabricante, aunque de proyecto se puede dar según las características geométricas de la estructura, empleando el Whiting Crane.

GRUA	P <sub>max</sub>	P <sub>min</sub>	F Horizontal
75/10	30.18	9.48	2.48
40/20	36.32	10.81	2.73
10 ó 5	8.8	3.16	"

Cargas en Toneladas

### 2.5.2. Factores de Reducción

Estos factores se han tomado en base a especificaciones y surgen de las conclusiones tomadas por Ingenieros Mecánicos de la Probabilidad de Combinaciones de Grúas.

CONDICION	FACTOR DE REDUCCION
1 de 6 grúas	1.00
2 de 6 grúas	0.959
3 de 6 grúas	0.919

## 2.5.3. Determinación de la Carga Máxima y Mínima por rueda.

Condición	Grúas (Tons)	Reacción Unitaria x carga máxima	TON
1	Una 75/10	3.12 x 30.18	94.16
2	Dos 75/10	4.534 x 30.18	136.84
3	Una 40/20	1.556 x 36.32	56.51
4	Dos 40/20	3.667 x 36.32	133.19
5	Una 10	1.652 x 8.8	14.54

Condición	Grúas (Tons)	Reacción Unitaria x carga mínima	TON
1	Una 75/10	3.12 x 9.48	29.58
2	Dos 75/10	4.534 x 9.48	42.98
3	Una 40/20	1.556 x 10.81	16.82
4	Dos 40/20	3.667 x 10.81	39.64
5	Una 10	1.652 x 3.16	5.22

## 2.5.4. Análisis de la Reacción Máxima por Rueda

Este análisis es con el objeto de elegir la combinación más desfavorable a que estará sujeto el marco; es obvio que por tenerse 2 niveles de grúas en un mismo entreeje no se consideren las grúas de 10 tons. por lo que se decidió tomar para efectos de análisis, la combinación 1.

Combinación	Grúa	Factor por reacción máxima por rueda	Total tons.
1	1 x 75/10	1.0 (94.16)	94.16
2	2 x 75/10	0.959 (136.84)	131.23
3	2 x 75/10 + 1 x 40/20	0.919 (136.84 + 56.51)	177.69
4	2 x 75/10 + 2 x 40/20	0.879 (136.84 + 133.19)	237.35
5	2 x 75/10 + 2 x 40/20 + 1 x 10	0.839 (136.84 + 133.19 + 14.54)	238.75
6	2 x 75/10 + 2 x 40/20 + 2 x 10	0.80 (136.84 + 133.19 + 29.08)	239.29
7	1 x 75/10 + 2 x 40/20	0.919 (94.16 + 133.19)	208.93
8	1 x 75/10 + 2 x 40/20 + 2 x 10	0.839 (94.16 + 133.19 + 29.08)	215.14
9	1 x 75/10 + 1 x 40/20 + 2 x 10	0.879 (94.16 + 56.51 + 29.08)	158.00
10	2 x 75/10 + 1 x 40/20 + 2 x 10	0.839 (136.84 + 56.51 + 29.08)	186.62

## 2.5.5. Descargas máximas y mínimas definitivas

Condición para dos grúas de 75/10 ó dos grúas de 40/20

2 grúas 75/10	$R_{\max}$	$0.959 \times 136.84 = 131.23 \text{ ton}$
	$R_{\min}$	$0.959 \times 42.98 = 41.22 \text{ ton}$
	$R_{\text{hor}}$	$0.959 \times 4.534 \times 2.48 = 10.78 \text{ ton}$

2 grúas 40/20	$R_{\max}$	$0.959 \times 133.19 = 127.73 \text{ tons}$
	$R_{\min}$	$0.959 \times 39.64 = 38.01 \text{ tons}$
	$R_{\text{hor}}$	$0.959 \times 3.667 \times 2.73 = 9.60 \text{ tons}$

Condición para una grúa de 75/10 y dos grúas de 40/20

1 grúa 75/10	$R_{\max}$	$0.919 \times 94.16 = 86.53 \text{ tons}$
	$R_{\min}$	$0.919 \times 29.58 = 27.18 \text{ tons}$
	$R_{\text{hor}}$	0.0

2 grúas 40/20	$R_{\max}$	$0.919 \times 133.19 = 122.40 \text{ tons}$
	$R_{\min}$	$0.919 \times 39.64 = 36.43 \text{ tons}$
	$R_{\text{hor}}$	$0.959 \times 3.667 \times 2.73 = 9.60 \text{ tons}$

capitulo 3

analisis de la  
estructura

A handwritten signature or mark, possibly initials, located in the bottom left corner of the page. It consists of a large, stylized letter 'A' with a horizontal line through it, and some smaller scribbles below.

## INTRODUCCION

Los márcos rígidos con cabezal de dos aguas se utilizan con frecuencia cuando se necesitan cubrir espacios considerables, con pocas columnas intermedias como sucede en gimnasios, auditorios, mercados, bodegas, fábricas, etc.

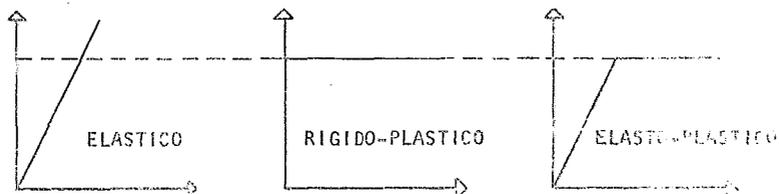
Cuando la cubierta es de lámina de asbesto cemento, aluminio o acero, se requieren pendientes considerables para desalojar el agua de lluvia sin que se introduzca entre las láminas, que en general están traslapadas sin ningún sello entre ellas; en estos casos se obtiene una buena solución utilizando marcos de cabezal de dos aguas, de una sola crujía o de varias crujías continuas.

En las estructuras industriales de un solo piso y cabezal inclinado, ligados entre sí por elementos que soportan la cubierta y proporcionan el soporte lateral necesario para que su resistencia no disminuya por abajo de límites aceptables, a causa de problemas de inestabilidad fuera de su plano.

Métodos de Análisis de Estructuras.<sup>4</sup>

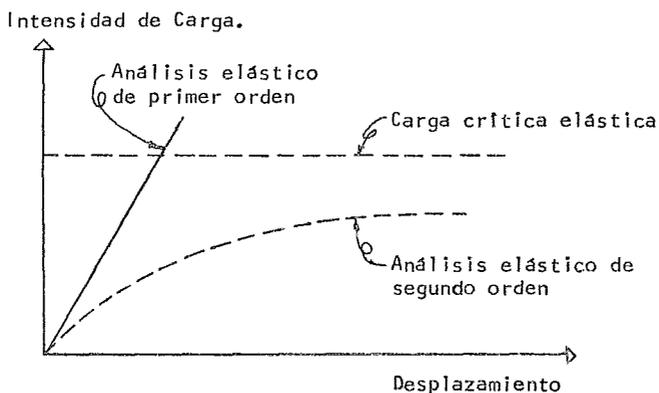
Para hacer posible el análisis estructural, en base a hipótesis relativas del material, se idealizará el diagrama esfuerzo-deformación del material.

## COMPORTAMIENTOS



<sup>4</sup> ver referencia 5

Puesto que los materiales reales tienen un comportamiento cercano al elástico lineal nada más cuando los esfuerzos son relativamente bajos, sólo la primera parte del diagrama representa con alguna precisión el comportamiento de la estructura de manera que el análisis elástico de primer orden es útil para investigar, la respuesta bajo cargas de trabajo, pero no proporciona ninguna información sobre las condiciones de colapso.



Si el equilibrio se plantea tomando como base la configuración deformada, y se tienen en cuenta efectos no considerados en el análisis de primer orden como son, por ejemplo, los momentos producidos por fuerzas normales que dejan de actuar a lo largo del eje de las piezas, el análisis es de segundo orden.

Para realizar el análisis de la estructura se hará un diseño preliminar para proponer las secciones, con las que se realizará el análisis definitivo, empleando un método convencional de computadora; analizando cada marco como una estructura plana, soportada lateralmente por los marcos normales a él, despreciando los momentos torsionantes en las vigas, pero teniendo en cuenta que las columnas están sometidas a flexión biaxial.

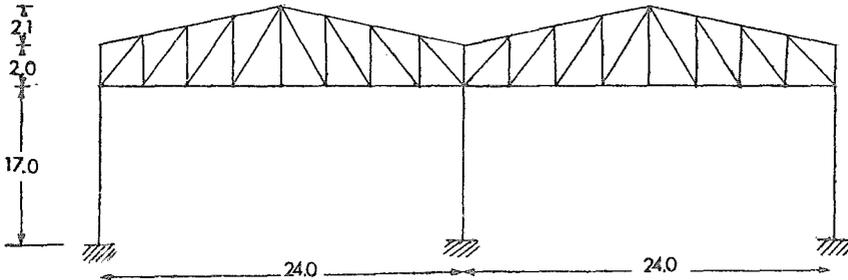
En la figura se muestran tres de las idealizaciones más usadas. De acuerdo con la primera idealización el material tiene un comportamiento elástico lineal ilimitado; de acuerdo con la segunda es rígido plástico, es decir las deformaciones son nulas hasta que el esfuerzo normal llega al límite de fluencia y crece sin límite, bajo esfuerzo constante, a partir de entonces; la tercera idealización corresponde a comportamiento elasto - plástico, y tiene características de cada una de las dos primeras.

Pueden utilizarse relaciones esfuerzo-deformación más complejas, que incluyen factores adicionales como endurecimiento por deformación, esfuerzos residuales, plastificación gradual de las secciones transversales, etc., pero se llega a modelos muy complicados que se emplean únicamente con fines de investigación.

Las fuerzas exteriores hacen que la estructura se deforme con lo que cambia la posición de las cargas y los efectos que ocasionan, como las deformaciones suelen ser pequeñas comparadas con las dimensiones originales, la costumbre ha sido ignorarlas y basar todo el análisis y en particular las ecuaciones de equilibrio, en las dimensiones y forma inicial de la estructura, cuando se parte de esta premisa se hace un análisis de primer orden.

En el análisis de primer orden se supone que el material tiene un comportamiento elástico lineal ilimitado y se formulan las ecuaciones de equilibrio tomando como base la geometría inicial, sin considerar las deformaciones; la respuesta de la estructura es lineal y la gráfica carga-desplazamiento es una recta inclinada.

## 3.1.3. Prediseño del marco principal.



- El criterio para conocer la rigidez de la armadura será por medio de la relación de esbeltez considerando la esbeltez máxima de acuerdo a lo siguiente:

COMPRESION	TENSION
$KL/r$	$KL/r$
120	240

Cuerda superior e inferior	$KL/r_x$	$KL/r_y$
IPR 14 x 8" (79 Kg/m)	$300/14.98=200$	$600/4.87=123$

Por lo tanto para prediseño se dejará esta sección:

IPR 14" x 8"

$$A = 100.58 \text{ cm}^2$$

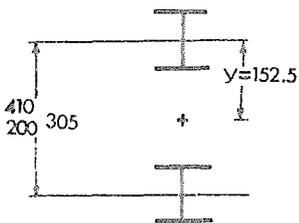
$$I_x = 22562 \text{ cm}^4$$

Cálculo de Inercia

Para la Inercia se empleará la separación media entre cuerdas

$$S = \frac{410 + 200}{2} = 305$$

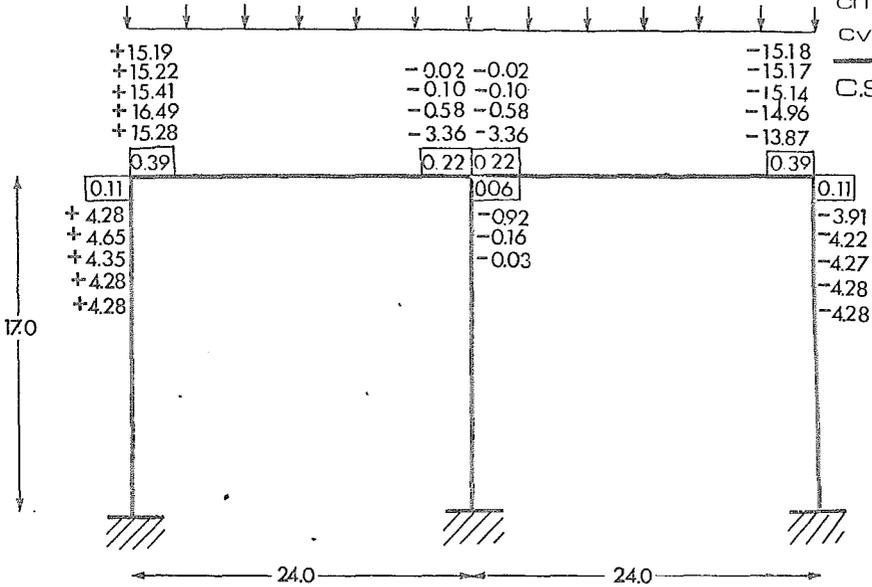
$$I_p = (22562 + 100.58 \times 152.5^2) \times 2 = 4'723,351 \text{ cm}^4$$



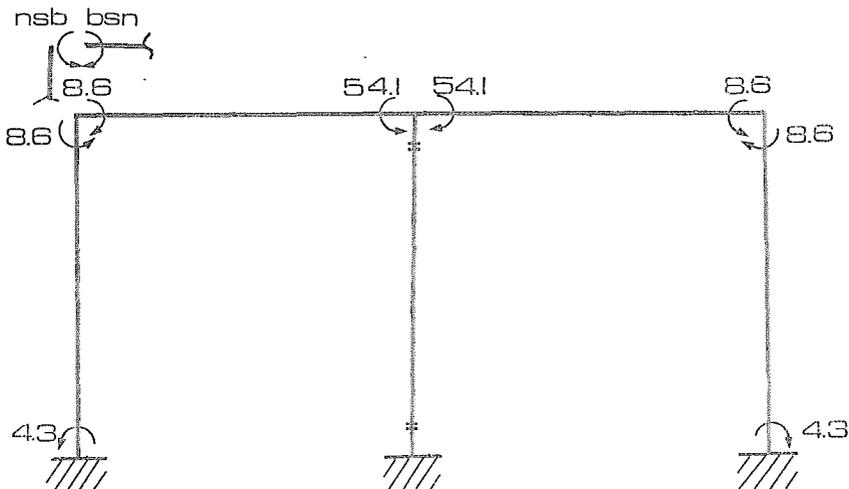
dim. CMS

La Idealización se hará de la siguiente manera:

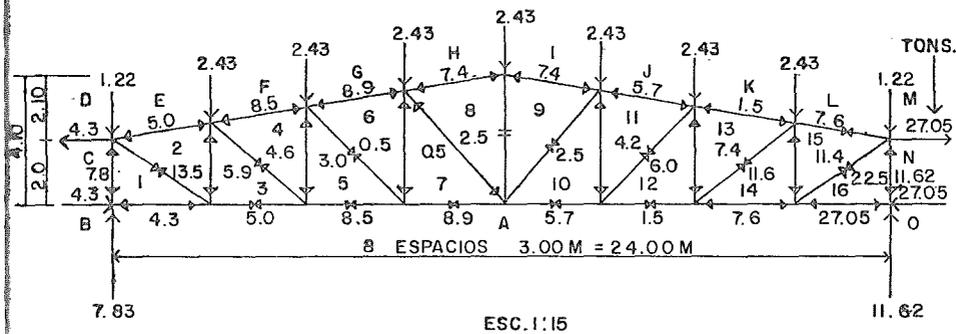
T/M  
 cm=0.271  
 cv=0.540  
 C.S.=0.811



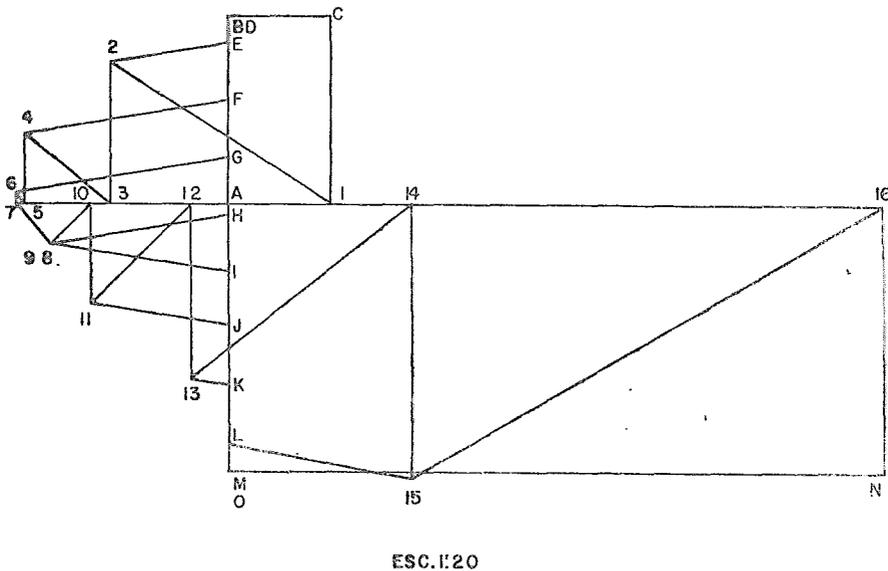
Elementos mecánicos preliminares, con el fin de analizar la armadura.



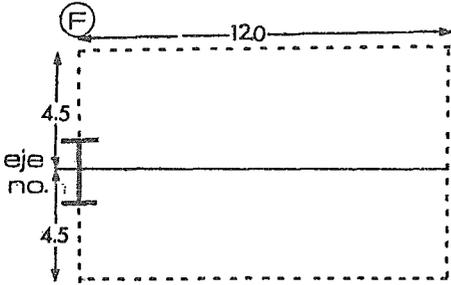
Considerando el par aplicado entre la distancia obtendremos, dos fuerzas aplicadas en los nudos del cabezal.



ANALISIS GRAFICO DE ARMADURA POR EL METODO DE CREMONA



3.1.4. El Prediseño de la Columna:



Cargas por área tributaria	Tons.
Carga viva $60 \text{ kg/m}^2 \times 12.0 \times 9.0$	--6.5
Carga lámina $12 \text{ kg/m}^2 \times 12.0 \times 9.0$	--1.3
Peso de media armadura	-----1.9
Peso debido a la carga máxima por rueda de la grúa 75/10	-----94.2
<b>Carga axial Total</b>	<b>103.9</b>

Se analizó la columna extrema, considerando que el momento que se presenta en esa posición es el más desfavorable, no sucediendo lo mismo con la carga axial; para este caso al aplicar la fórmula de interacción, la Flexión incrementa en mayor proporción los esfuerzos.

Momento debido a la excentricidad de la Columna con el apoyo de la Trabe carril	----- $94,224 \times 0,94$ -----	88.00
Peso propio trabe carril	-----	<u>3.82</u>
		92.39 t-m

Se deberá cumplir:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} = 1.0$$

$c_m = 0.85$   
 $C_c = 1.25$   
 $C_b = 2.3$

Sección IPC 46" x 16"

$A = 418.55 \text{ cm}^2$	$I_y = 62452 \text{ cm}^4$
$I_x = 891479 \text{ cm}^4$	$S_y = 2459 \text{ cm}^3$
$S_x = 16713 \text{ cm}^3$	$r_y = 12.2 \text{ cm}$
$r_x = 46 \text{ cm}$	$r_b = 13.7 \text{ cm}$

Se considerará la rotación restringida y la traslación libre para el valor de la longitud efectiva  $K=1.2$

$$KL/r_x = 1.2 \times 1900/46 = 49 \quad F'e = 4367 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 1.0 \times 903/12.2 = 74 \quad F_a = 1126 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{103900/418.55}{1126} + \frac{0.85 \times 9239000/16713}{\left(1 - \frac{1126}{4367}\right) 1518} = 0.22 + 0.42 = 0.64$$

Se dará como buena esta sección para fines de prediseño, y aunque está sobrada un 36%, se prevé que las cargas accidentales deberán de absorber esta diferencia.

El siguiente paso después de conocer la rigidez de las columnas y cabezal, será la idealización del marco, aplicando un método en el que se obtengan los elementos mecánicos para posteriormente analizar la armadura y poder dar un prediseño de ésta.

3.1.5. Prediseño de la armadura principal.

ELEMENTO	FUERZA	SECCION PROPUESTA	$L/r_x$ / $L/r_y$	Fa (kg/cm <sup>2</sup> )	$A_{nec} = \frac{P}{F_a}$	OBSERVACIONES
Cuerda Superior	+ 8.9	IPR 14"x8"	$\frac{300}{14.98} = 20$ $\frac{600}{4.87} = 123$	693	12.84	Rige relación de esbeltez, aunque se podría bajar a una IPR 12" x 8" (59.6 kg/m), pasando por esbeltez.
Cuerda Inferior	+27.05	IPR 14"x8"	Idem anterior	693	39.03	
Montantes	+11.62	2 $\angle$ 4"x1/4"	$\frac{200}{4.01} = 50$	1292	9.0	Este miembro está sobrado un 175%, se dejará previendo esb f u e r z o s m a y o r e s d e b i d o s a l a s d i f e r e n t e s c o m b i n a c i o n e s d e c a r g a .
Diagonales	-22.5	2 $\angle$ 4"x1/4"	$\frac{360}{4.01} = 90$	1520	15.0	Está sobrado un 66%.

(+) Compresión

(-) Tensión

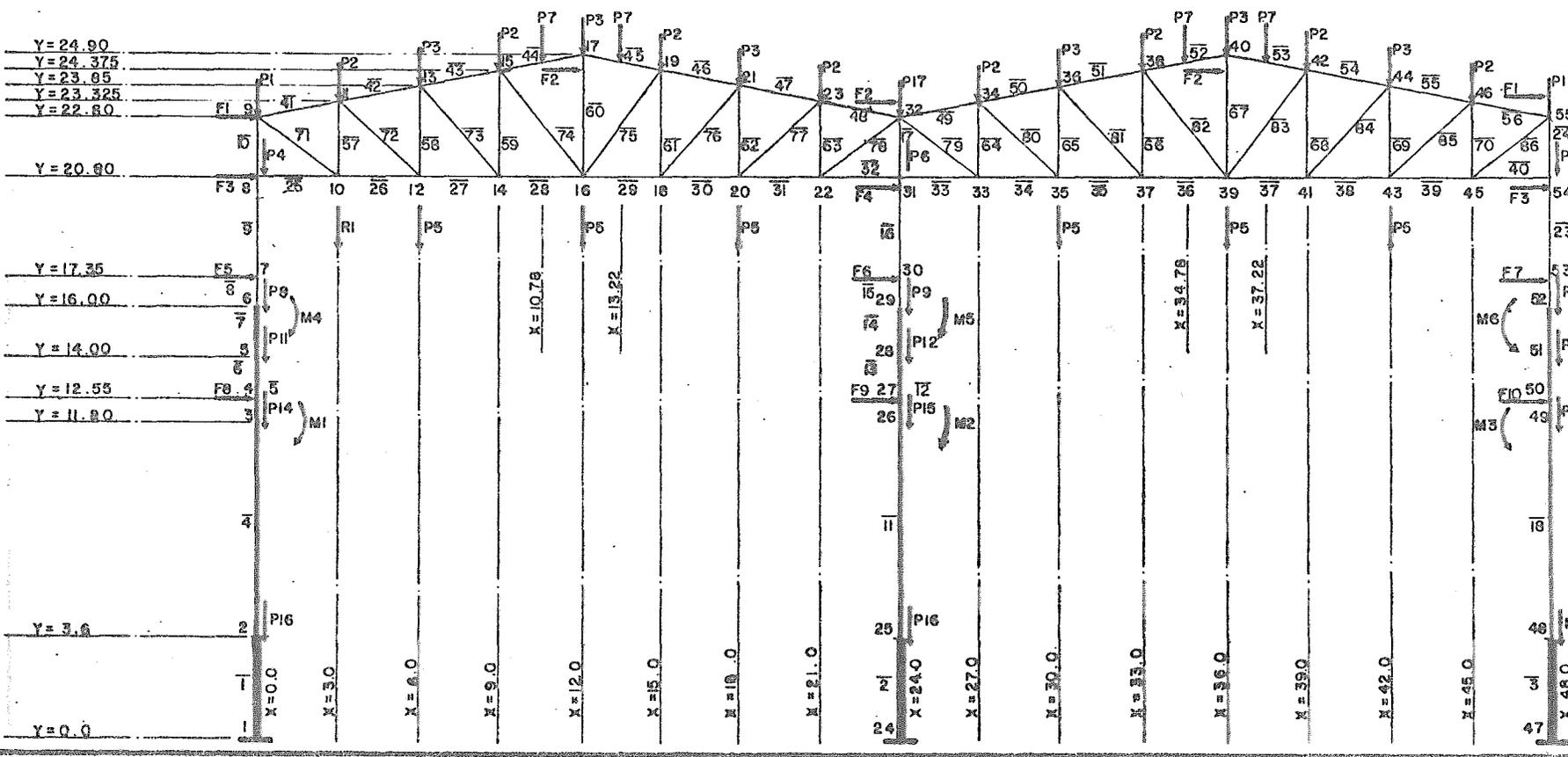
## 3.1.6 Resumen de los Miembros Preliminares que Constituyen

La Nave Industrial

MIEMBRO	SECCION	PESO EN Kg/m
COLUMNAS	IPC 106,7 x 50,8	330
Trabe Grúa 75/10 Tons.	IPC 135 x 70/40	402
Trabe Grúa 40/20 Tons.	IPC 120 x 65/35	322
Trabe Grúa 10 Tons.	IPC 74 x 46/25,4	142
Puntales	IPR 14"x 8"	59.6
Largueros de Cubierta	12 MT 10	13.8
Larguero de Cubierta	CPS	30.8
Armadura Principal:		
Cuerda Superior e Inf.	IPR 12"x 8"	59.6
Montantes	2 APS 102 x 6	19.64
Diagonales	2 APS 102 x 6	19.64
Armadura Secundaria:		
Cuerda Superior e Inf.	IPR 12"x 8"	59.6
Montantes	2 APS 2"x 1/4"	9.5
Diagonales	2 APS 2 1/2"x 1/4"	12.2
Contraventeo:		
Cuerda Superior e Inf.	2 APS 5"x 3/8"	36.6
Vertical	2 APS 6"x 3/8"	44,4
Puntales de Cubierta Sup.	2 CPS 12"	61.6
Puntales de Cubierta Inf.	2 APS 5" x 3/8"	36.6
Largueros de Fachada	10 MT 12	9.6

Condiciones de Carga	Combinaciones de Carga																
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
1.- Carga Muerta	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	1.0
2.- Carga Viva	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	1.0
3.- 2 Gruas en F	1.0	1.0															
4.- 2 Gruas en E			1.0	1.0													
5.- 3 Gruas en E y D					1.0	1.0					0.75	0.75					
6.- 3 Gruas en F y E							1.0	1.0					0.75	0.75			
7.- 3 Gruas en E									1.0	1.0					0.75	0.75	
8.- Frenaje 2 Gruas F,E	1.0	1.0	1.0	1.0													
9.- Frenaje 2 Gruas E,D					1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0							
10.- Sismo 3 Gruas											0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	
11.- Trolley																	1.0
12.- Frenaje																	

3.2. CONDICIONES , COMBINACIONES DE CARGA DEL MARCO TRANSVERSAL Y FACTORES DE CARGA.



### 3.3. ESQUELETO DEL MARCO TRANSVERSAL

#### TIPO

CARGAS EN EL MARCO	No. CONDICION DE CARGA
P1 a P7	1a. carga muerta
M1 a M6	1a. carga muerta
P1, 2, 3 y 17	2a. carga viva
P8 y 9, M4 y 5	3a, 4a y 5a. carga grues
P8, 9 y 10, M4, 5 y 6	6a y 7a. carga grues
F5 y 6	8a. carga frenaje
F6 y 7	9a. carga frenaje
F1 a F10	10a. carga sismo
R1, P8 y 9, M4 y 5	11a. carga peso trolley

### 3.4. ANALISIS DE CARGA SOBRE EL MARCO TRANSVERSAL

#### Condición de Carga Muerta.

Consiste en cuantificar el peso de la techumbre ó lámina y los miembros que forman parte de ella; ya sean los que proporcionan rigidez a la estructura ó los que sirven como miembros arquitectónicos..

Estos miembros estan en kilogramos por metro lineal, al multiplicarlos por su longitud y por el número de miembros tipo tendremos el peso en kilogramos; de esta manera obtendremos los pesos de cubierta, contraventeos superior e inferior, armadura secundaria, trabes carril, columnas y largueros de fachada.

#### Condición de Carga Viva.

El reglamento señala para este caso en el que se tiene una cubierta con inclinación mayor de  $5^\circ$  y menor de  $20^\circ$ ; ésta también se analiza por área tributaria de carga.

#### Condición de Carga de Grúas.

La 3a. condición es producida por dos grúas de 75/10, cargada hacia el eje F con carga máxima, induciendo en el lado contrario una carga mínima; teniendo un momento producido por la carga multiplicado por la distancia del centro del eje de las columnas al eje de la trabe carril.

Para la 3a. y 4a. condición se siguió la alternativa de que están actuando dos grúas de 75/10 en una sola cruzfa, con esto es probable que tengamos tensiones considerables en las áncas, por el efecto de volteo al encontrarse descargada la columna que forma el marco rígido con dos cruzfas.

En la 5a., 6a. y 7a. condiciones se establece la alternativa de tres grúas una de 75/10 y dos de 40/20 actuando en las dos cruzfas actuando las cargas en diferentes posiciones.

## 3.4.1. Primera Condición de Carga Muerta.

Peso en Kg.

## CUBIERTA

Lámina $12.0 \text{ kg/m}^2 \times 9.0 \times 49.0$	-----	5292
Cuerda Sup. $59.6 \text{ kg/m} \times 12.20 \times 4.$	-----	2908
Montantes $19.7 \text{ kg/m} \times 3.20 \times 14$	-----	883
Diagonales $19.7 \text{ kg/m} \times 4.15 \times 16$	-----	1308
Largueros MT $13.8 \text{ Kg/m} \times 9.0 \times 12$	-----	1490
Largueros CPS $30.8 \text{ kg/m} \times 9.0 \times 8$	-----	2218
Cuerda Inferior $59.6 \text{ kg/m} \times 24.0 \times 2$	-----	2861
	<hr/>	16959

Contraventeo Sup. $36.6 \text{ kg/m} \times 10.8$	-----	395
Contraventeo Inf. $36.6 \text{ kg/m} \times 10.8$	-----	395
Puntales Cuerda Inf. $36.6 \times 9.0$	-----	329

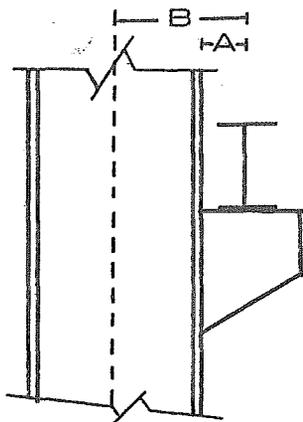
## ARMADURA SECUNDARIA

Cuerda Sup. $59.6 \text{ kg/m} \times 9.0$	-----	536
Cuerda Inf. $59.6 \text{ kg/m} \times 9.0$	-----	536
Diagonales $12.2 \text{ kg/m} \times 3.0 \times 4$	-----	146
Montantes $9.5 \text{ kg/m} \times 2.0 \times 3$	-----	57
	<hr/>	1276

Trabe Carril 75/10 Ton. $452 \text{ kg/m} \times 1.1 \times 9.0$	-----	4475
Trabe Carril 40/20 Ton. $384 \text{ kg/m} \times 1.2 \times 9.0$	-----	4147
Trabe Carril 10 Ton. $165 \text{ kg/m} \times 1.2 \times 9.0$	-----	1782
Peso Columnas $330 \text{ kg/m} \times 19.35$	-----	6386
Punta Long. $59.6 \text{ kg/m} \times 9.0$	-----	536

Larg. Eje F 9.6 kg/m x 9 x 9	778
Larg. Eje D 9.6 kg/m x 9 x 5	432
Lámina eje F 6.0 kg/m <sup>2</sup> x 19.95 x 9	1077
Lámina eje D 6.0 kg/m <sup>2</sup> x 11.40 x 9	6156
Ventilador 220 kg/m x 9.0	1980
Dado (160 x 90) 3456 kg/m x 3.60	12442

$P_1 = 14099.12/32 + 395.28/2 + 1276.2/2$	1276.34
$P_2 = 14099.12/16$	881.20
$P_3 = 14099.12/16 + 395.28$	1276.48
$P_4 = 2860.80/16 + 395.28/2 + 1276.2/2$	1014.54
$P_5 = 2860.80/8 + 395.28 + 329.40$	1082.28
$P_6 = 2860.80/8 + 395.28 + 1276.2/2$	1390.98
$P_7 = 1980/2$	990.00
$P_8 = 4474.80$	4474.80
$P_9 = 4474.80 + 4147.20$	8622.00
$P_{10} = 4147.20$	4147.20
$P_{11} = 6385.50 + 536.40 + 432.00 + 615.60$	7999.50
$P_{12} = 6385.50 + 536.40$	6921.90
$P_{13} = 6385.50 + 536.40 + 432.00 + 615.60$	7969.50
$P_{14} = 1782.00$	1782.00
$P_{15} = 1782.00 \times 2$	3564.00
$P_{16} = 12441.60$	12441.60
$P_{17} = 14099.12/16 + 395.28 + 1276.20/2$	1914.58



GRUA	A	B
75/10	40	53.5 ó 73.5
40/20	40	53.5 ó 73.5
10	30	83.5

Dimensiones en cms.

$$M_1 = 1.782 \times 0.835 \text{-----} = -1.25 \curvearrowright$$

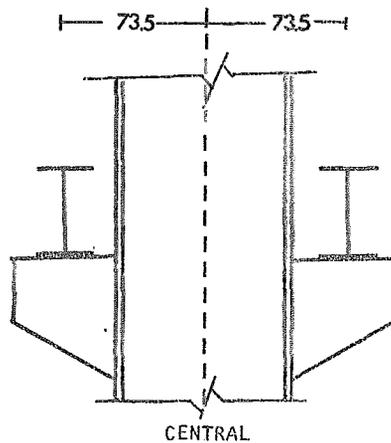
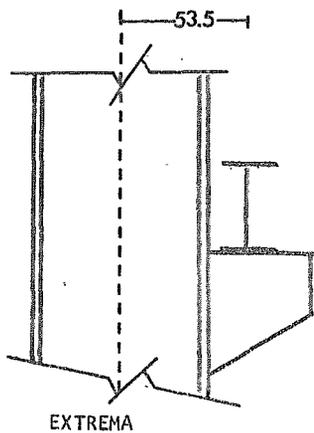
$$M_2 = 0 \text{-----} = 0$$

$$M_3 = 1.782 \times 0.835 \text{-----} = +1.488 \curvearrowleft$$

$$M_4 = 4.475 \times 0.535 \text{-----} = -2.394 \curvearrowright$$

$$M_5 = 0.328 \times 0.735 \text{-----} = +0.241 \curvearrowleft$$

$$M_6 = 4.147 \times 0.535 \text{-----} = +2.219 \curvearrowleft$$



## 3.4.2. 2a. Condición de Carga Viva

Carga viva =  $60 \text{ Kg/m}^2$                       Peso en Kg.

$$P_1 = 60 \text{ Kg/m}^2 \times 9.0 \times 2.0 \text{-----} = 1080$$

$$P_2 = 60 \text{ Kg/m}^2 \times 9.0 \times 3.0 \text{-----} = 1620$$

$$P_3 = P_{17} = 60 \text{ Kg/m}^2 \times 9.0 \times 3.0 \text{---} = 1620$$

## 3.4.3. 3a. Condición de Carga                      2 Grúas en F (75/10)

$$F \quad P_8 = 131.23 \text{ Ton}$$

$$M_4 = 131.23 \times 0.94 = 123.353 \text{ T-m } \rightarrow$$

$$E \quad P_9 = 41.22 \text{ Ton}$$

$$M_5 = 41.22 \times 0.94 = 38.75 \text{ T-m } \uparrow$$

## 3.4.4. 4a. Condición de Carga 2 Grúas en E (75/10)

$$F \quad P_8 = 41.22 \text{ Ton}$$

$$M_4 = 41.22 \times 0.94 = 38.75 \text{ T-m } \rightarrow$$

$$E \quad P_9 = 131.23 \text{ Ton}$$

$$M_5 = 131.23 \times 0.94 = 123.35 \text{ T-m } \uparrow$$

## 3.4.5. 5a. Condición de Carga 3 Grúas en E y D

$$F \quad P_8 = 27.18 \text{ Ton}$$

$$M_4 = 27.18 \times 0.94 = 25.55 \text{ T-m } \rightarrow$$

$$E \quad P_9 = 86.53 + 36.43 = 122.96 \text{ Ton}$$

$$M_5 = (86.53 + 36.43) \times 0.94 = 47.09 \text{ T-m } \uparrow$$

$$D \quad P_{10} = 122.40 \text{ Ton}$$

$$M_6 = 122.40 \times 0.94 = 115.05 \text{ T-m } \uparrow$$

## 3.4.6. 6a. Condición de Carga 3 Grúas en F y E.

$$\begin{aligned}
 & P_8 = 86.53 \text{ Ton} \\
 \text{F} & M_4 = 86.53 \times 0.94 = 81.34 \text{ t-m } \rightarrow \\
 & P_9 = 27.18 + 122.40 = 149.58 \text{ Ton} \\
 \text{E} & M_5 = (27.18 - 122.40) \times 0.94 = 89.50 \text{ t m } \rightarrow \\
 & P_{10} = 36.43 \text{ Ton} \\
 \text{D} & M_6 = 36.43 \times 0.94 = 34.24 \text{ t m } \left( \begin{array}{l} + \\ \rightarrow \end{array} \right)
 \end{aligned}$$

## 3.4.7. 7a. Condición de Carga 3 Grúas en E

$$\begin{aligned}
 & P_8 = 27.18 \text{ Ton} \\
 \text{F} & M_4 = 27.18 \times 0.94 = 25.54 \text{ t-m } \rightarrow \\
 & P_9 = 86.53 + 122.40 = 208.93 \text{ Ton} \\
 \text{E} & M_5 = (86.53 - 122.40) \times 0.94 = 33.71 \text{ t-m } \rightarrow \\
 & P_{10} = 36.43 \text{ Ton} \\
 \text{D} & M_6 = 36.43 \times 0.94 = 34.24 \left( \begin{array}{l} + \\ \rightarrow \end{array} \right)
 \end{aligned}$$

## 3.4.8. 8a. Condición de Carga Frenaje 2 Grúas

$$F_5 = F_6 = 10.78 \text{ Ton}$$

## 3.4.9. 9a. Condición de Carga Frenaje 2 Grúas

$$F_6 = F_7 = 10.783 \text{ Ton}$$

## 3.4.10. 10a. Condición de Carga Sismo 3 Grúas

Peso a Nivel de Cuerda Superior	Kilogramos
Carga Viva = $20 \text{ kg/m}^2 \times 49.0 \times 9.0 =$	8820.00
Lámina Cubierta = $12 \text{ Kg/m}^2 \times 49.0 \times 9.0 =$	5292.00

Peso a nivel de cuerda superior	Kilogramos
1/2 Arm. principal = 3980 kg x 1.0 - - - - - =	3980.00
1/2 Arm. secundaria = 425.4 Kg x 3 - - - - - =	1276.20
Contraventeo Sup = 395.28 kg x 8 - - - - - =	3162.24
Largueros cubierta = 124.20 kg x 12 - - - - - =	1490.40
Largueros cubierta = 277.20 kg x 8 - - - - - =	2217.60
Ventiladores = 220.00 kg/m x 9 x 2 =	3960.00
Columnas = 330.00 kg/m x 1.15 x 3 =	1138.50
Largueros fachada = 40.00 kg/m x 1.75 x 2 =	140.00
Lámina fachada = 54.00 kg/m x 1.75 x 2 - - =	<u>189.00</u>
	31665.94

Peso a Nivel de Cuerda Inferior	Kilogramos
1/2 Armadura principal = 3980.0 kg x 1.0 - - =	3980.00
1/2 Armadura secundaria = 425.4 kg x 3 - - =	1276.20
Contraventeo = 395.28 kg x 8 - - - - - =	3162.24
Puntales = 329.40 kg x 6 - - - - - =	1976.40
Columnas = 330.00 kg/m x 2.73 x 3 - - - - - =	2702.70
Largueros Fachada = 40.00 kg/m x 2.73 x 2 - =	218.40
Lámina fachada = 54.00 kg/m x 2.73 x 2 - - =	<u>294.84</u>
	13610.78

Peso a Nivel de Gruas de 75/10 y 40/20	Kilogramos
Trabe carril 75/10 = 4474.80 kg x 2 - - - - - =	8949.60
Trabe Carril 40/20 = 4147.20 kg x 2 - - - - - =	8294.40
Grúas 40/20 = 272543 kg - - - - - =	272543.75
Columnas = 330.00 kg/m x 4.125 x 3 - - - - - =	4083.75
Largueros fachada = 40.00 kg/m x 4.125 x 2 =	330.00
Lámina fachada = 54.00 kg/m x 4.125 x 2 - - =	<u>445.50</u>
	294646.90

Peso a Nivel de Grúas de 10 Tons.	Kilogramos
Trabe Carril = 1782.00 Kg x 4-----	7128.00
Columnas = 330.00 Kg/m x 6.875 x 3-----	6806.25
Larguero fachadas = 40.0 Kg/m x 6.875 x 2-----	550.00
Lámina fachadas = 54.00 Kg/m x 6.875 x 2-----	742.50
Puntales = 536.40 Kg x 3-----	<u>1609.20</u>
	16835.95

Nivel	Wi	Hi	WiHi	Fi
4	31.666	20.25	641.2365	2.70
3	13.611	17.20	234.1092	0.99
2	294.647	13.75	4051.3962	17.08
1	<u>16.836</u>	8.95	<u>150.6822</u>	0.64
	356.760		5077.4242	

$$F_i = \frac{0.06 \times 356.76}{5077.4242} \quad W_{ihi} = 0.0042 W_{ihi}$$

$$F_1 = 2.70/8 = 0.338$$

$$F_6 = 17.08 \times 0.5 = 8.54$$

$$F_2 = 2.70/4 = 0.675$$

$$F_7 = 17.08 \times 0.3 = 5.124$$

$$F_3 = 0.99/4 = 0.25$$

$$F_8 = 0.64/4 = 0.16$$

$$F_4 = 0.99/2 = 0.495$$

$$F_9 = 0.64/2 = 0.32$$

$$F_5 = 17.08 \times 0.2 = 3.416$$

$$F_{10} = 0.64/4 = 0.16$$

### 3.4.11. 11<sup>a</sup>. Condición de Carga peso del trolley.

$$P \text{ Grúa } 75/10 = 68.51 \text{ Ton.}$$

$$P \text{ Trolley} = 24.10 \text{ Ton.}$$

$$P \text{ Grúa } 40/20 = 54.25 \text{ Ton.}$$

$$P \text{ Trolley} = 14.48 \text{ Ton.}$$

$$R_{\max 75/10} = \frac{68.51}{8} \times 3.12 = 26.72 \text{ Ton.}$$

$$R_{\max 40/20} = \frac{54.25}{4} \times 1.554 = 21.10 \text{ Ton.}$$

$$R_1 = 24.10 \text{ Ton.}$$

$$P_8 = 26.72 \text{ Ton.}$$

$$M_4 = 26.72 \times 0.535 = 14.30 \text{ T-m}$$

$$P_9 = 26.72 \text{ Ton}$$

$$M_5 = 26.72 \times 0.735 = 19.64 \text{ T-m}$$

### 3.4.12. Propiedades Prismaticas de los Miembros

No. de Barra	Sección	Area	Inercia
1 a 3	160 x 90	14,400	30'720000
4 a 10 y 18 a 24	1PC 106,7 x 50.8	387.10	810818
11 a 17	1PC 106.7 x 50.8	418.55	891479
25 a 56	1PR 30.5 x 20.3	75.94	12907
57 a 70, 73 a 76 y 81 a 84	2 APS 7.6 x 0.8	22.96	200
71 a 72, 77 a 80 y 85 a 86	2 APS 7.6 x 0.8	18.58	164
Unidades	CMS.	CM <sup>2</sup>	CM <sup>4</sup>

### 3.5. ANALISIS DEL MARCO TRANSVERSAL

#### 3.5.1. Procedimiento de Cálculo mediante Computadora

La aparición de modernas calculadoras analógicas y digitales ha tenido ya un influjo considerable en la práctica. Ahora al disponer de calculadoras electrónicas automáticas, el ingeniero cuenta con la ayuda de cálculos de varios órdenes de magnitud más rápidos que los que haya tenido nunca.

Utilizando estas máquinas se reduce el costo de los cálculos a una pequeña fracción (a menudo se considera la cuarta parte) del costo del cálculo manual, ésto nos ayudará a realizar un trabajo que tiene más de ingeniería y menos de cálculo de auxilios. Aún más importante, es capaz de considerar posibles alternativas que anteriormente no era posible analizar o sólo haberlo muy someramente.

En la actualidad, parece que la manera más sencilla de organizar los cálculos de estructuras para realizarlos por computadora es la formulación matricial de la teoría de las estructuras con las notaciones y operaciones del álgebra matricial.

Para este modelo estructural se empleará de acuerdo a su estructuración un método de análisis ya comprobado y siguiendo el principio de rigideces.

#### 3.5.2. El Método de Rigideces.<sup>5</sup>

Para una estructura hiperestática dada, el método de rigideces considera para su solución que los desplazamientos angulares y lineales son las incógnitas.

<sup>5</sup> ver referencia 6

Por cada componente de desplazamiento desconocida, se establece una ecuación de equilibrio en función de las fuerzas externas conocidas y de las fuerzas internas no conocidas, las cuales están expresadas en términos de los desplazamientos, y se forma un sistema de ecuaciones cuyo número de componentes de desplazamiento son desconocidas.

La solución del sistema de ecuaciones permite conocer los valores de los desplazamientos, con los cuales se pueden calcular las fuerzas internas.

La rigidez angular es el valor del momento, aplicado en un extremo simplemente apoyado de un miembro, necesario para producir la rotación de un radián en dicho extremo, no permitiéndose la traslación de ninguno de los extremos, siendo el extremo opuesto simplemente apoyado, restringido o fijo.

La ecuación de trabajo para la deformación en cualquier punto de una viga estáticamente determinada debido a la aplicación de una carga es:<sup>6</sup>

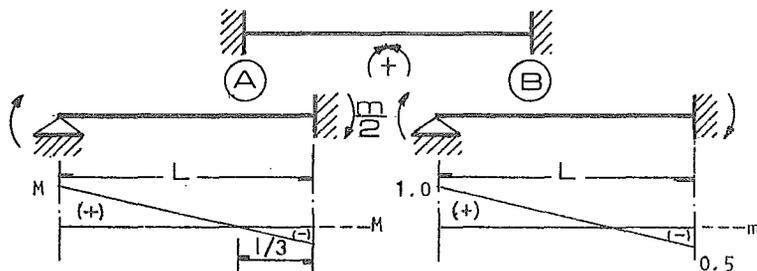
$$\Delta = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx$$

El ángulo de rotación  $\theta$ , denota el ángulo de radianes entre la tangente a la curva elástica a cualquier punto de la viga y la tangente original al mismo punto después de cargado, esto demuestra que:

$$\theta = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx$$

Evaluación de la Rigidez Angular.

Viga Doblemente Empotrada



de acuerdo a lo establecido anteriormente

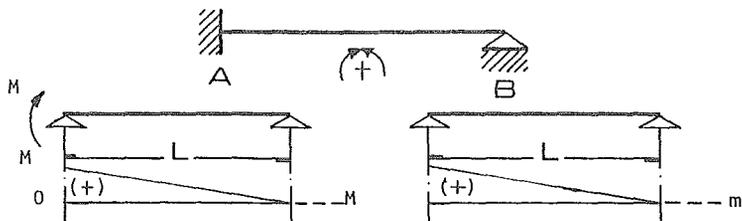
$$\theta = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx$$

$$EI\theta_A = 1/3 (2/3 L) (M) (1) + 1/3 (L/3) (M/2) (1/2)$$

$$= 9/36 LM = LM/4$$

$$M = \frac{4EI\theta_A}{L}$$

Viga Empotrada con un extremo simplemente apoyado.



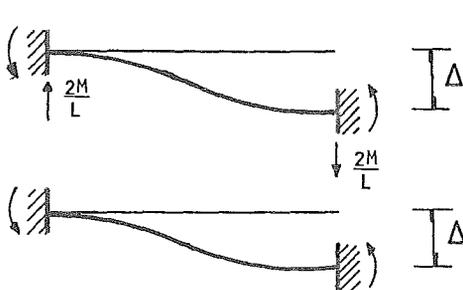
$$\theta_A = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx$$

$$EI\theta_A = 1/3 \text{ Sik} = 1/3 (L) (M) \quad (1)$$

$$= LM/3$$

$$M = \frac{3EI\theta_A}{L}$$

Evaluación de la Rigidez Lineal



$$= M + \frac{2M}{L} X \Big]_0^L \quad \text{---} M$$

$$= \frac{L}{2} + X \Big]_0^L \quad \text{---} m$$

$$\Delta = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx$$

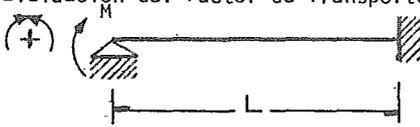
$$\Delta EI = \int_0^L (ML/2 - MX - MX + 2M/L \cdot X^2) dx$$

$$\Delta EI = \left[ MLX/2 - 2MX^2/2 + 2MX^3/3L \right]_0^L$$

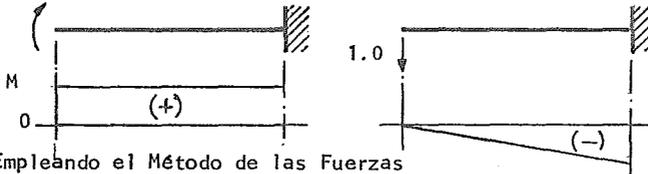
$$\Delta EI = -ML^2/2 + 2/3 ML^2 = ML^2/6$$

$$M = \frac{6EI\Delta}{L^2}$$

## Evaluación del Factor de Transporte



Si descomponemos



Empleando el Método de las Fuerzas

$$1,0 = 1/2 S_{ik} = 1/2 (L) (M) (L) = - \frac{ML^2}{2}$$

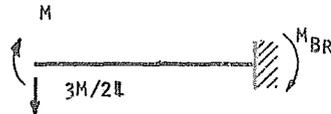
$$1,1 = 1/3 S_{ik} = 1/3 (L) (L) (L) = \frac{L^3}{3}$$

$$1,0 + 1,1 V = 0$$

$$- \frac{ML^2}{2} + \frac{L^3}{3} V = 0$$

$$V = \frac{ML^2}{2} + \frac{3}{L^3}$$

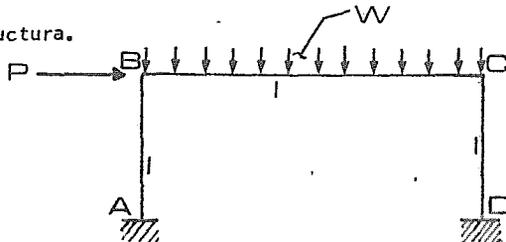
$$V = \frac{3}{2} \times \frac{M}{L}$$



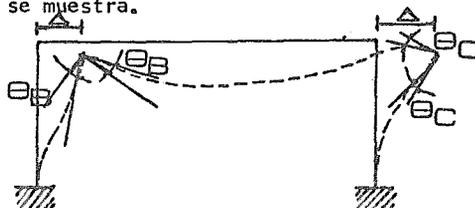
$$\text{Si hacemos } \sum M_B = M - \frac{3}{2} \frac{M}{L} L = -\frac{M}{2} \quad M_{BR} = -\frac{M}{2}$$

Si tomamos en cuenta los momentos ejercidos por la viga el factor de transporte para una viga prismática, con el extremo opuesto fijo será de  $+ \frac{1}{2}$

Planteamiento teórico del Metodo de Rigideces teniendo la siguiente estructura.



debido a estas cargas la estructura se deformará por giro y desplazamiento como se muestra.



Para este marco se tiene que el grado de libertad de un sistema mecánico o estructural es la diferencia entre el número total de incógnitas del sistema y el número total de ecuaciones independientes que pueden plantearse en función de las condiciones analíticas de equilibrio, es decir:

$$G_L = I - E$$

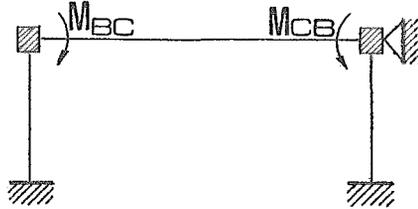
$$G_L = 18 - 15 = 3$$

En este caso en que el número de ecuaciones independientes es menor que el número de incógnitas del sistema mecánico o estructural, el sistema de ecuaciones planteado es compatible e indeterminado y tiene una infinidad de soluciones.

La estructura se descompone en este caso en los siguientes estados:

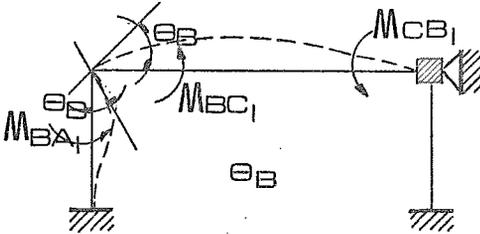
Estado Cero.

Las cargas externas inducen momento de empotramiento en la estructura, restringiéndose los tres grados de libertad.



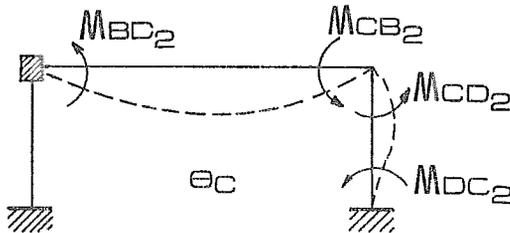
Estado Uno.

Se suelta el nudo B, esto provoca un giro en el nudo al aplicar un momento, induciendo momentos en los extremos al restringir el giro y desplazamiento lineal en el nudo.



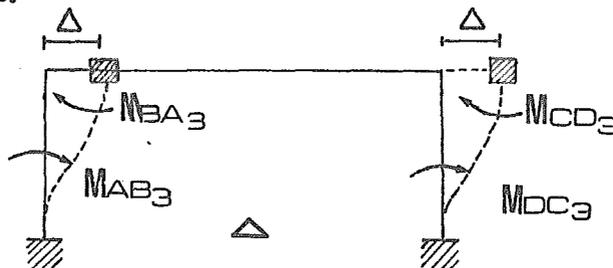
Estado Dos.

Se suelta el nudo C, permitiendo el giro y sujetando el desplazamiento, esto provoca momentos por giro en el nudo, induciendo momentos en los extremos; sujetando el nudo B.



Estado Tres.

Se permite el desplazamiento lineal del cabezal y columnas, reteniéndose momentos en las columnas, y restringiéndose los giros en los nudos.



Por Equilibrio de nudo  $\sum M_B = 0$ ,  $\sum M_C = 0$ ; de Cabezal  $\sum V_{cab} = 0$

$$\sum M_B = 0 \quad + M_{BC} - \left[ \frac{4EI_{AB}}{L_{AB}} \right] \theta_B - \left[ \frac{4EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_B - \left[ \frac{2EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_C + \left[ \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}^2} \right] \Delta = 0$$

$$\sum M_C = 0 \quad - M_{CB} - \left[ \frac{2EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_B - \left[ \frac{4EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_C - \left[ \frac{4EI_{CD}}{L_{CD}} \right] \theta_C + \left[ \frac{6EI_{CD}}{L_{CD}^2} \right] \Delta = 0$$

$$\sum V_{cab} = 0 \quad P + \left[ \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}^2} \right] \theta_B + \left[ \frac{6EI_{CD}}{L_{CD}^2} \right] \theta_C - \left[ \frac{12EI_{AB}}{L_{AB}^3} \right] \Delta - \left[ \frac{12EI_{CD}}{L_{CD}^3} \right] \Delta = 0$$

Las ecuaciones se deben de cumplir simultaneamente

$$\left[ \frac{4EI_{AB}}{L_{AB}} - \frac{4EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_B + \left[ \frac{2EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_C + \left[ \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}^2} \right] \Delta = 0$$

$$\left[ \frac{2EI_{BC}}{L_{BC}} \right] \theta_B + \left[ \frac{4EI_{BC}}{L_{BC}} - \frac{4EI_{CD}}{L_{CD}} \right] \theta_C + \left[ \frac{6EI_{CD}}{L_{CD}^2} \right] \Delta = 0$$

$$\left[ \frac{6EI_{AB}}{L_{AB}^2} \right] \theta_B + \left[ \frac{6EI_{CD}}{L_{CD}^2} \right] \theta_C + \left[ \frac{12EI_{AB}}{L_{AB}^3} - \frac{12EI_{CD}}{L_{CD}^3} \right] \Delta = 0$$

### Sistema de Ecuaciones<sup>7</sup>

Un sistema de Ecuaciones debe resolverse simultáneamente. Aplicando la definición de producto entre matrices, si se tiene un sistema de "n" ecuaciones algebraicas lineales con "n" incógnitas y puede - escribirse de la forma matricial.

$$\left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{4E_{AB}}{L_{AB}} \quad \frac{4E_{BC}}{L_{BC}} \right] + \left[ \frac{2E_{BC}}{L_{BC}} \right] + \left[ \frac{6E_{AB}}{L_{AB}^2} \right] \\ \left[ \frac{2E_{BC}}{L_{BC}} \right] + \left[ \frac{4E_{BC}}{L_{BC}} \quad \frac{4E_{CD}}{L_{CD}} \right] + \left[ \frac{6E_{CD}}{L_{CD}^2} \right] \\ \left[ \frac{6E_{AB}}{L_{AB}^2} \right] + \left[ \frac{6E_{CD}}{L_{CD}^2} \right] + \left[ \frac{12E_{AB}}{L_{AB}} \quad \frac{12E_{CD}}{L_{CD}} \right] \end{array} \right\} \begin{array}{l} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta \end{array} = \begin{array}{l} -M_{BC} \\ M_{CB} \\ P \end{array}$$

El sistema puede escribirse simbólicamente como

$$AX=b$$

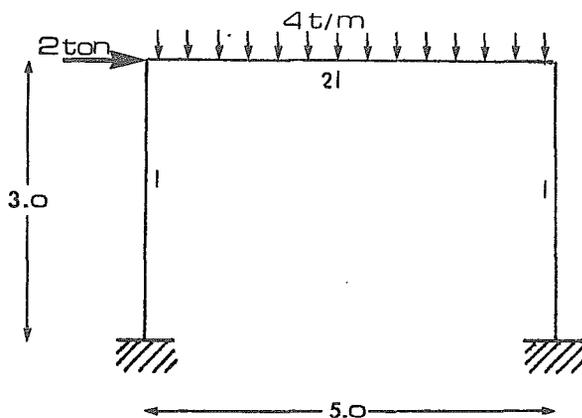
En donde A se llama la matriz del sistema. La matriz formada por A a la que se le ha agregado el vector de términos independientes como última columna, se le llama la matriz ampliada del sistema, que se representa con (A,b).

La solución de un sistema de ecuaciones es un conjunto de valores - de las incógnitas que verifican simultáneamente a todas y cada una - de las ecuaciones del sistema.

Para resolver sistemas lineales, el método de Gauss-Jordan puede decirse que es un método exacto. Básicamente consiste en sistematizar el Teorema fundamental de Equivalencia.

Después de resolver el sistema lineal, se sustituyen los valores para cada uno de los estados; y se aplica el principio de superposición de causas y efectos, obteniéndose los momentos y desplazamientos finales.

Ejemplo Numérico:



De lo establecido anteriormente

Rigidez Lineal:

$$L_{BA} = \frac{6EI}{L^2} = \frac{6EI}{9} = 0.666EI$$

$$L_{CD} = \frac{3EI}{L^2} = \frac{3EI}{9} = 0.333EI$$

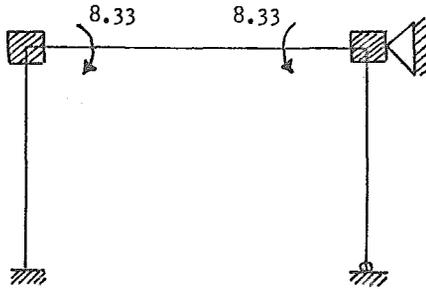
Rigidez Angular:

$$AB=BA = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{3} = 1.33EI$$

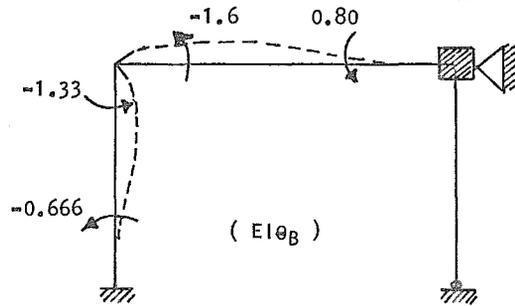
$$BC=CB = \frac{4E(2I)}{L} = \frac{8EI}{5} = 1.6EI$$

$$CD = \frac{3EI}{L} = \frac{3EI}{3} = 1.0EI$$

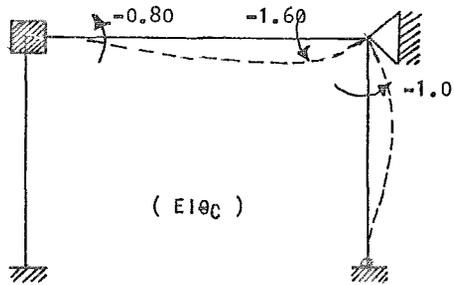
Estado Cero



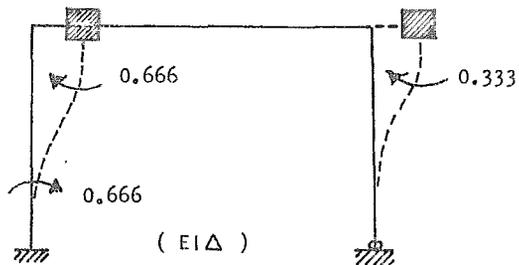
Estado Uno



Estado Dos



Estado Tres



Tendremos el siguiente sistema

$$\sum M_B = 0 \quad 8.33 - 2.933EI\theta_B = 0.8EI\theta_C + 0.666EI\Delta = 0$$

$$\sum M_C = 0 \quad -8.33 = 0.8EI\theta_B - 2.6EI\theta_C + 0.333EI\Delta = 0$$

$$\sum V_{cab} = 0 \quad 2.00 + 0.666EI\theta_B + 0.333EI\theta_C = 0.555EI\Delta = 0$$

Escribiendolo en forma Matricial

$$\begin{Bmatrix} -2.933 & -0.800 & +0.666 \\ -0.800 & -2.600 & +0.333 \\ +0.666 & +0.333 & -0.555 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -8.33 \\ +8.33 \\ -2.00 \end{Bmatrix}$$

Resolviendo por el metodo de Gauss-Jordan

$$\left[ \begin{array}{ccc|c} -2.933 & -0.800 & +0.666 & -8.33 \\ -0.800 & -2.600 & +0.333 & +8.33 \\ +0.666 & +0.333 & -0.555 & -2.00 \end{array} \right]$$

$$\left[ \begin{array}{ccc|c} +1.000 & +0.273 & -0.227 & +2.840 \\ 0.000 & -2.382 & +0.151 & +10.602 \\ 0.000 & +0.151 & -0.404 & -3.891 \end{array} \right]$$

$$\left[ \begin{array}{ccc|c} +1.000 & 0.000 & -0.210 & +4.055 \\ 0.000 & +1.000 & -0.063 & -4.451 \\ 0.000 & 0.000 & -0.394 & -3.219 \end{array} \right]$$

$$\left[ \begin{array}{ccc|c} +1.000 & 0.000 & 0.000 & -5.771 \\ 0.000 & +1.000 & 0.000 & -3.936 \\ 0.000 & 0.000 & +1.000 & +8.170 \end{array} \right]$$

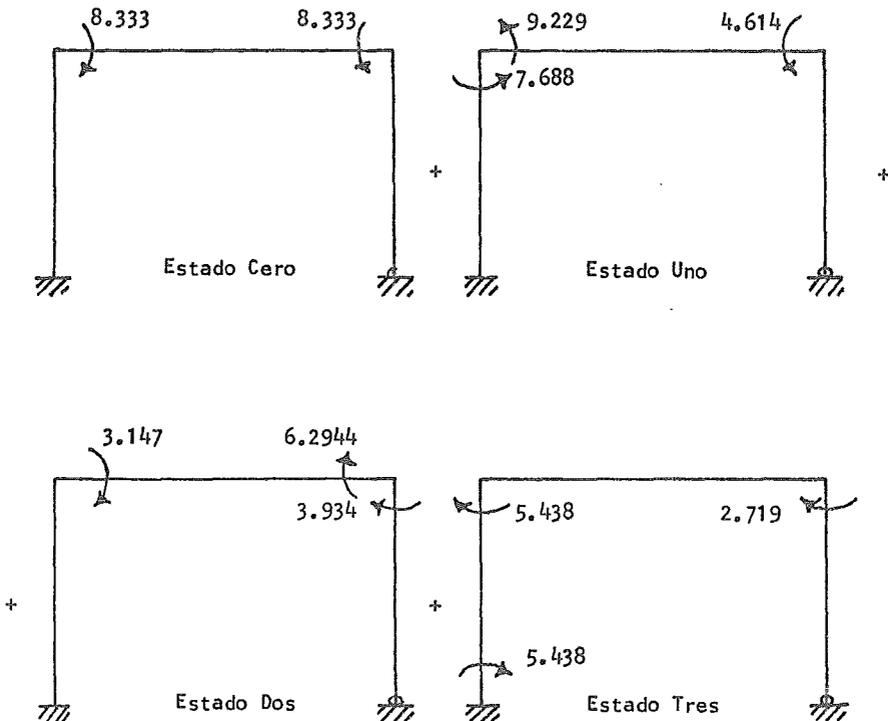
La sustitución de la solución anterior en el sistema inicial de ecuaciones, produce los resultados

$$\overbrace{-2.933(5.771)}^{-16.93} - \overbrace{0.8(-3.936)}^{+3.15} + \overbrace{0.666(8.17)}^{+5.44} = -8.34 = 8.33$$

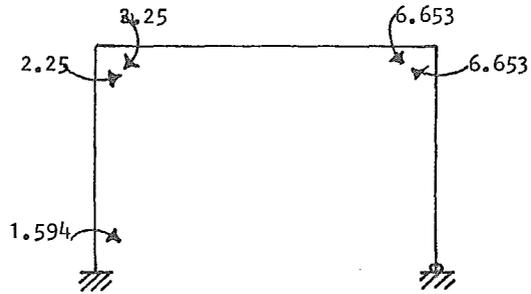
$$\overbrace{-0.800(5.771)}^{-4.62} - \overbrace{2.60(-3.936)}^{+10.23} + \overbrace{0.333(8.17)}^{+2.72} = +8.33 = 8.33$$

$$\overbrace{+0.666(5.771)}^{+3.84} + \overbrace{0.333(-3.936)}^{-1.31} - \overbrace{0.555(8.17)}^{-4.53} = -2.00 = 2.00$$

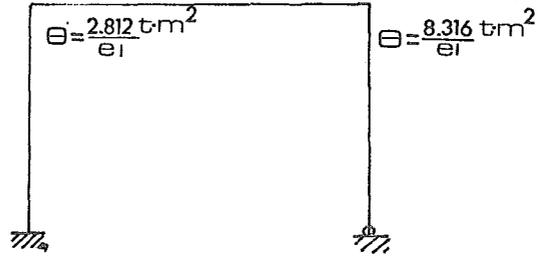
Sustituyendo valores para cada uno de los estados:



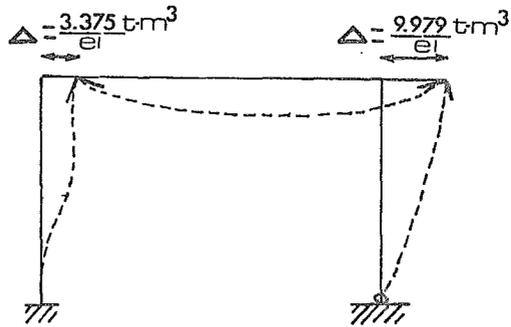
a) Momentos Finales



b) Desplazamientos y Giros



c) Elástica



### 3.5.3. Listado de Análisis por Computadora

Del análisis efectuado al marco transversal tipo empleando el programa RMS-1, se describen a continuación los conceptos esenciales para interpretar sus instrucciones y resultados.

Codificación de los datos de entrada:

- Se define la figura y el apoyo de los miembros (Topología) incluyendo las cargas en los nudos con la posición de las barras en el plano para la condición de carga 1 a 12.

Código de relajaciones:

- Se presentan las incidencias de los miembros y las propiedades prismáticas de los mismos.

Código de articulación o apoyo:

- Se explicará brevemente su simbología.



Empotramiento elástico o real en ambos extremos.



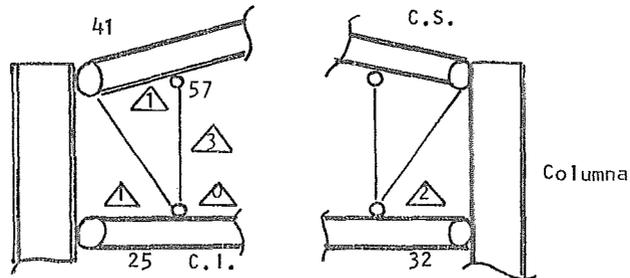
Articulación en el inicio de la barra y empotramiento en el extremo.



Empotramiento en el inicio de la barra y articulación en el extremo.



Articulación elástica o real en ambos extremos.



Momentos y cortantes de empotramiento:

- Estos valores se introducen como datos de entrada al programa, en otros programas estos son calculados internamente por la maquina.

REPORTES EN NUDDOS.

MC. NOLA. I

NO. DE NUDDO	RELAJACTICA	COORDENADAS		FUERZAS O DESPLAZAMIENTOS DE NUDDOS											
		X	Y	EN X	EN Y	ALR.2	EN X	EN Y	ALR.2	EN X	EN Y	ALR.2	EN X	EN Y	ALR.2
1	311	0.0	0.0	1 0.0	0.0	0.0	2 0.0	0.0	0.0	3 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				4 0.0	0.0	0.0	5 0.0	0.0	0.0	6 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				7 0.0	0.0	0.0	8 0.0	0.0	0.0	9 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				10 0.0	0.0	0.0	11 0.0	0.0	0.0	12 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0	0.0	3.60	13 0.0	-12.44	0.0	14 0.0	0.0	0.0	15 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				16 0.0	0.0	0.0	17 0.0	0.0	0.0	18 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				19 0.0	0.0	0.0	20 0.0	0.0	0.0	21 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0	0.0	11.80	22 0.0	-1.78	-1.75	23 0.0	0.0	0.0	24 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				25 0.0	0.0	0.0	26 0.0	0.0	0.0	27 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				28 0.0	0.0	0.0	29 0.0	0.0	0.0	30 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0	0.0	12.55	31 0.0	0.0	0.0	32 0.0	0.0	0.0	33 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				34 0.0	0.0	0.0	35 0.0	0.0	0.0	36 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				37 0.0	0.0	0.0	38 0.0	0.0	0.0	39 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0	0.0	14.00	40 0.0	0.0	0.0	41 0.0	0.0	0.0	42 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				43 0.0	0.0	0.0	44 0.0	0.0	0.0	45 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				46 0.0	0.0	0.0	47 0.0	0.0	0.0	48 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0	0.0	16.00	49 0.0	0.0	0.0	50 0.0	0.0	0.0	51 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				52 0.0	0.0	0.0	53 0.0	0.0	0.0	54 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				55 0.0	0.0	0.0	56 0.0	0.0	0.0	57 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				58 0.0	0.0	0.0	59 0.0	0.0	0.0	60 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0	0.0	17.35	61 0.0	0.0	0.0	62 0.0	0.0	0.0	63 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				64 0.0	0.0	0.0	65 0.0	0.0	0.0	66 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				67 0.0	0.0	0.0	68 0.0	0.0	0.0	69 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				70 0.0	0.0	0.0	71 0.0	0.0	0.0	72 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0	0.0	19.00	73 0.0	0.0	0.0	74 0.0	0.0	0.0	75 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				76 0.0	0.0	0.0	77 0.0	0.0	0.0	78 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				79 0.0	0.0	0.0	80 0.0	0.0	0.0	81 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0	0.0	22.00	82 0.0	0.0	0.0	83 0.0	0.0	0.0	84 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				85 0.0	0.0	0.0	86 0.0	0.0	0.0	87 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				88 0.0	0.0	0.0	89 0.0	0.0	0.0	90 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0	3.00	20.00	91 0.0	0.0	0.0	92 0.0	0.0	0.0	93 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				94 0.0	0.0	0.0	95 0.0	0.0	0.0	96 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				97 0.0	0.0	0.0	98 0.0	0.0	0.0	99 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				100 0.0	0.0	0.0	101 0.0	0.0	0.0	102 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0	3.00	23.32	103 0.0	0.0	0.0	104 0.0	0.0	0.0	105 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				106 0.0	0.0	0.0	107 0.0	0.0	0.0	108 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				109 0.0	0.0	0.0	110 0.0	0.0	0.0	111 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0	6.00	20.00	112 0.0	0.0	0.0	113 0.0	0.0	0.0	114 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				115 0.0	0.0	0.0	116 0.0	0.0	0.0	117 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				118 0.0	0.0	0.0	119 0.0	0.0	0.0	120 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	0	6.00	23.85	121 0.0	0.0	0.0	122 0.0	0.0	0.0	123 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				124 0.0	0.0	0.0	125 0.0	0.0	0.0	126 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				127 0.0	0.0	0.0	128 0.0	0.0	0.0	129 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
				130 0.0	0.0	0.0	131 0.0	0.0	0.0	132 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

← → CARGAS EN LOS NUDDOS



C A T A L O G O

NO. DE MIEMBRO	CODIGO DE ARTICULACION	INCIZENCIAS		TIPO DE MIEMBRO	SECCION VARIABLE	SECCION APEA	CONSTITUYENTE DE LA SECCION	MOMENTO DE INERCIA	MODULO DE ELASTICIDAD
		PRINCIPIO	FIN						
1	C	1	2	C.14400CE	G1	C.30720CE	CC	0.141420	E 07
2	O	24	25	C.14400CE	C1	C.30720CE	CC	0.141420	E 07
3	C	47	48	C.14400CE	C1	C.30720CE	CC	0.141420	E 07
4	O	2	2	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
5	O	3	4	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
6	O	4	5	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
7	C	5	6	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
8	C	6	7	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
9	O	7	8	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
10	O	8	9	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
11	O	25	26	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
12	O	26	27	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
13	O	27	28	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
14	O	28	29	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
15	O	29	30	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
16	O	30	31	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
17	O	31	32	C.41800CE	C1	C.89140CE	C2	0.200000	E 08
18	C	48	49	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
19	O	49	50	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
20	C	50	51	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
21	O	51	52	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
22	O	52	53	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
23	O	53	54	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
24	O	54	55	C.38700CE	C1	C.81080CE	C2	0.200000	E 08
25	1	8	10	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
26	O	10	12	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
27	O	12	14	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
28	O	14	16	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
29	O	16	18	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
30	O	18	20	C.75900CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
31	O	20	22	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
32	2	22	31	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
33	1	31	33	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
34	O	33	35	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
35	C	35	37	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
36	O	37	39	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
37	C	39	41	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
38	O	41	43	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
39	C	43	45	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
40	2	45	54	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
41	1	9	11	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
42	O	11	13	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
43	C	13	15	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
44	O	15	17	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
45	O	17	19	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
46	C	19	21	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08
47	C	21	23	C.75940CE	C2	C.12900CE	C3	0.200000	E 08

REPORTE NO. 3 DE MIEMBROS.													MC. MC.A. 8	
TABLA DE CARGAS PARA LOS MIEMBROS														
FUERZAS CARGAS Y ELEMENTOS CERCERES Y TRAECS														
MIEMBRO	COND. CARG.	INCR. TEMP.	CARGA UNIFORME	FUERZA 1		FUERZA 2		FUERZA 3		FUERZA 4		FUERZA 5		
				VALOR	DIST.									
44	1	C.	0.0	-0.990	1.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
45	1	C.	0.0	-0.990	1.22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
52	1	C.	0.0	-0.990	1.78	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
53	1	C.	0.0	-0.990	1.22	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

TABLA DE COEFICIENTES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

NO. H.C.I.A. 18

NO. DE MIEMBRO	CATEGORIA DE CARGA	P O S I C I O N		C O E F I C I E N T E S	
		PRINCIPIO	FIN	PRINCIPIO	FIN
42	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0
43	0	0	0	0	0
44	1	0.3	-0.4	0.4	0.6
44	2	0	0	0	0
44	3	0	0	0	0
44	4	0	0	0	0
44	5	0	0	0	0
44	6	0	0	0	0
44	7	0	0	0	0
44	8	0	0	0	0
44	9	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0
44	0	0	0	0	0
45	1	0.4	-0.3	0.6	0.3
45	2	0	0	0	0
45	3	0	0	0	0
45	4	0	0	0	0
45	5	0	0	0	0
45	6	0	0	0	0
45	7	0	0	0	0
45	8	0	0	0	0
45	9	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0
45	0	0	0	0	0
46	1	0	0	0	0
46	2	0	0	0	0
46	3	0	0	0	0
46	4	0	0	0	0
46	5	0	0	0	0
46	6	0	0	0	0
46	7	0	0	0	0
46	8	0	0	0	0
46	9	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0
46	0	0	0	0	0
47	1	0	0	0	0
47	2	0	0	0	0
47	3	0	0	0	0
47	4	0	0	0	0
47	5	0	0	0	0
47	6	0	0	0	0
47	7	0	0	0	0
47	8	0	0	0	0
47	9	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0
47	0	0	0	0	0
48	1	0	0	0	0
48	2	0	0	0	0
48	3	0	0	0	0
48	4	0	0	0	0
48	5	0	0	0	0
48	6	0	0	0	0

Resultados.

DESPLAZAMIENTOS DE PUNOS -EJES GLOBALES-

MC. MC.A... 28

CONDICION DE CARGA 1

NUDC	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	DIR. Z.
1	0.0	0.0	0.0
2	-0.9167E-04	-0.6227E-04	0.4650E-04
3	-0.7983E-03	-0.2113E-03	0.6425E-04
4	-0.8434E-03	-0.3323E-03	0.5549E-04
5	-0.9067E-03	-0.3728E-03	0.2980E-04
6	-0.9155E-03	-0.4060E-03	-0.2461E-04
7	-0.8749E-03	-0.4206E-03	-0.3725E-04
8	-0.6309E-03	-0.4579E-03	-0.1151E-03
9	-0.3580E-03	-0.4769E-03	-0.1471E-03
10	-0.6999E-03	-0.2601E-02	-0.6982E-03
11	-0.4204E-04	-0.2876E-02	-0.7109E-03
12	-0.6174E-03	-0.4437E-02	-0.4644E-03
13	0.7024E-04	-0.4607E-02	-0.4009E-03
14	-0.4539E-03	-0.5139E-02	-0.1831E-03
15	-0.2058E-07	-0.5424E-02	-0.1646E-03
16	-0.2673E-03	-0.5636E-02	-0.2258E-05
17	-0.1877E-03	-0.5569E-02	-0.1013E-04
18	-0.8766E-04	-0.5358E-02	0.1738E-03
19	-0.3846E-03	-0.5477E-02	0.1480E-03
20	0.6002E-04	-0.4451E-02	0.4526E-03
21	-0.4539E-03	-0.4656E-02	0.3909E-03
22	0.1143E-03	-0.2701E-02	0.6724E-03
23	-0.3323E-03	-0.3012E-02	0.6890E-03
24	0.0	0.0	0.0
25	0.1745E-05	-0.6453E-04	-0.8686E-06
26	0.1128E-04	-0.4215E-03	-0.1808E-06

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

NC. H.C.A. 31

CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA TOTAL	COMIENZO DEL MIEMBRO CORTANTE	MOMENTO	FIN DEL MIEMBRO CORTANTE	MIEMBRO CORTANTE
1	25.845	-0.89	-7.22	0.89	4.01
2	47.816	0.02	0.14	-0.02	-0.07
3	34.706	0.87	7.06	-0.87	-3.93
4	23.405	-0.89	-4.01	0.89	-3.30
5	21.623	-0.89	1.56	0.89	-2.23
6	21.623	-0.89	2.23	0.89	-3.52
7	12.846	-0.89	3.52	0.89	-5.30
8	8.371	-0.89	0.52	0.89	-2.12
9	6.371	-0.89	2.12	0.89	-5.20
10	7.342	2.60	5.20	-2.60	-0.00
11	35.376	0.02	0.07	-0.02	0.10
12	31.812	0.02	-0.10	-0.02	0.11
13	31.812	0.02	-0.11	-0.02	0.14
14	24.890	0.02	-0.14	-0.02	0.18
15	16.268	0.02	0.14	-0.02	-0.11
16	16.268	0.02	0.11	-0.02	-0.04
17	14.868	0.02	0.04	-0.02	-0.00
18	22.286	0.87	3.52	-0.87	3.21
19	20.485	0.87	-1.47	-0.87	2.12
20	20.485	0.87	-2.12	-0.87	3.38
21	12.515	0.87	-3.38	-0.87	5.13
22	8.368	0.87	-1.06	-0.87	2.24
23	8.368	0.87	-2.24	-0.87	5.24
24	7.339	-2.62	-5.24	2.62	0.00
25	3.489	0.01	0.0	-0.01	0.04
26	-4.174	0.11	-0.04	-0.11	0.36
27	-8.275	-0.08	-0.36	0.08	0.12
28	-5.440	0.02	-0.12	-0.02	0.19
29	-9.090	-0.02	-0.19	0.02	0.11
30	-7.473	0.08	-0.11	-0.08	0.36
31	-2.748	-0.12	-0.36	0.12	0.01
32	5.912	-0.00	-0.01	0.00	0.0
33	5.912	0.00	0.0	-0.00	0.01
34	-2.756	0.12	-0.01	-0.12	0.36
35	-7.487	-0.08	-0.36	0.08	0.12
36	-9.109	0.02	-0.12	-0.02	0.19
37	-5.438	-0.02	-0.19	0.02	0.12
38	-8.274	0.08	-0.12	-0.08	0.36
39	-4.172	-0.11	-0.36	0.11	0.04
40	3.492	-0.01	-0.04	0.01	0.0
41	5.154	0.07	0.0	-0.07	0.21
42	9.311	0.02	-0.21	-0.02	0.31
43	10.477	-0.08	-0.31	0.08	0.09
44	15.465	0.20	-0.09	-0.20	-0.54
45	17.462	0.81	0.54	0.81	0.10
46	70.123	0.07	-0.10	-0.07	0.31
47	8.498	-0.04	-0.31	0.04	0.19
48	3.705	-0.06	-0.19	0.06	0.0
49	3.693	0.06	0.0	-0.06	0.19
50	8.491	0.04	-0.19	-0.04	0.31

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

MC. HC.A., 88

## COMBINACION DE CARGA 1

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 2 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 3 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 4 MULTIPLICADA POR... 1.00

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	0.0	0.0	0.0
2	0.7037E-03	-0.3011E-02	-0.3896E-03
3	0.1338E-01	-0.1974E-02	-0.2683E-02
4	0.1547E-01	-0.2125E-02	-0.2879E-02
5	0.1991E-01	-0.2418E-02	-0.3254E-02
6	0.2694E-01	-0.2798E-02	-0.3767E-02
7	0.3153E-01	-0.2819E-02	-0.3045E-02
8	0.3929E-01	-0.2871E-02	-0.1582E-02
9	0.4204E-01	-0.2858E-02	-0.1270E-02
10	0.3959E-01	-0.2445E-02	-0.1321E-02
11	0.4226E-01	-0.2605E-02	-0.1274E-02
12	0.3996E-01	-0.1047E-01	-0.6930E-03
13	0.4213E-01	-0.1044E-01	-0.5771E-03
14	0.4035E-01	-0.1167E-01	-0.1352E-03
15	0.4174E-01	-0.1145E-01	-0.6530E-04
16	0.4068E-01	-0.1154E-01	0.1719E-03
17	0.4122E-01	-0.1125E-01	0.3361E-04
18	0.4089E-01	-0.1072E-01	0.4023E-03
19	0.4076E-01	-0.1114E-01	0.2383E-03
20	0.4099E-01	-0.6820E-02	0.9344E-03
21	0.4062E-01	-0.5442E-02	0.8324E-03

## FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

NO. H.C.A... 145

## COMBINACION DE CARGAS

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 2 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 7 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 5 MULTIPLICADA POR... -1.00

MIEMBRO	CARGA AXIAL	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	72.199	-7.88	-88.73	7.88	60.35
2	268.861	-10.19	-108.72	10.19	72.03
3	76.282	-5.62	-57.65	3.62	44.61
4	59.759	-7.88	-60.25	7.88	-4.30
5	57.977	-7.51	2.55	7.91	-8.49
6	57.977	-7.89	8.48	7.89	-19.92
7	49.200	-7.88	19.51	7.88	-35.67
8	17.545	-7.88	5.73	7.88	-16.38
9	17.545	-7.88	16.27	7.88	-43.56
10	16.574	21.78	43.56	-21.78	-0.00
11	256.421	-10.15	-72.03	10.15	-11.56
12	252.856	-10.26	11.59	10.26	-19.24
13	252.853	-10.16	15.22	10.16	-23.96
14	245.929	-10.16	33.52	10.16	-54.28
15	28.410	-10.17	20.89	10.17	-34.60
16	26.410	0.62	34.60	-0.62	-32.46
17	26.920	14.22	32.45	-14.22	-0.01
18	63.842	-3.62	-44.61	3.62	14.91
19	62.060	-3.62	-13.15	3.63	10.43
20	62.060	-3.62	-10.43	3.62	5.18
21	54.090	-3.62	-5.18	3.62	-2.06
22	13.513	-3.62	40.36	3.62	-45.25
23	13.513	7.17	45.25	-7.17	-20.53
24	12.386	10.27	20.53	-10.27	0.00
25	25.695	-0.04	0.0	0.04	-0.13
26	8.350	0.24	0.13	-0.24	0.59
27	-2.928	-0.12	-0.59	0.12	0.21
28	-7.934	0.01	-0.21	-0.01	0.25
29	-11.665	0.01	-0.25	-0.01	0.29
30	-11.678	0.08	-0.29	-0.08	0.54
31	-7.268	-0.09	-0.54	0.09	0.26
32	2.979	-0.05	-0.26	0.09	0.0
33	18.588	0.01	0.0	-0.01	0.04
34	0.052	0.19	-0.04	-0.19	0.62
35	-5.577	-0.11	-0.62	0.11	0.29
36	-13.322	-0.04	-0.29	0.04	0.16
37	-16.353	0.06	-0.16	-0.06	0.36
38	-16.688	0.07	-0.36	-0.07	0.58
39	-12.650	-0.08	-0.58	0.08	0.34
40	-3.103	-0.11	-0.34	0.11	0.0

## FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

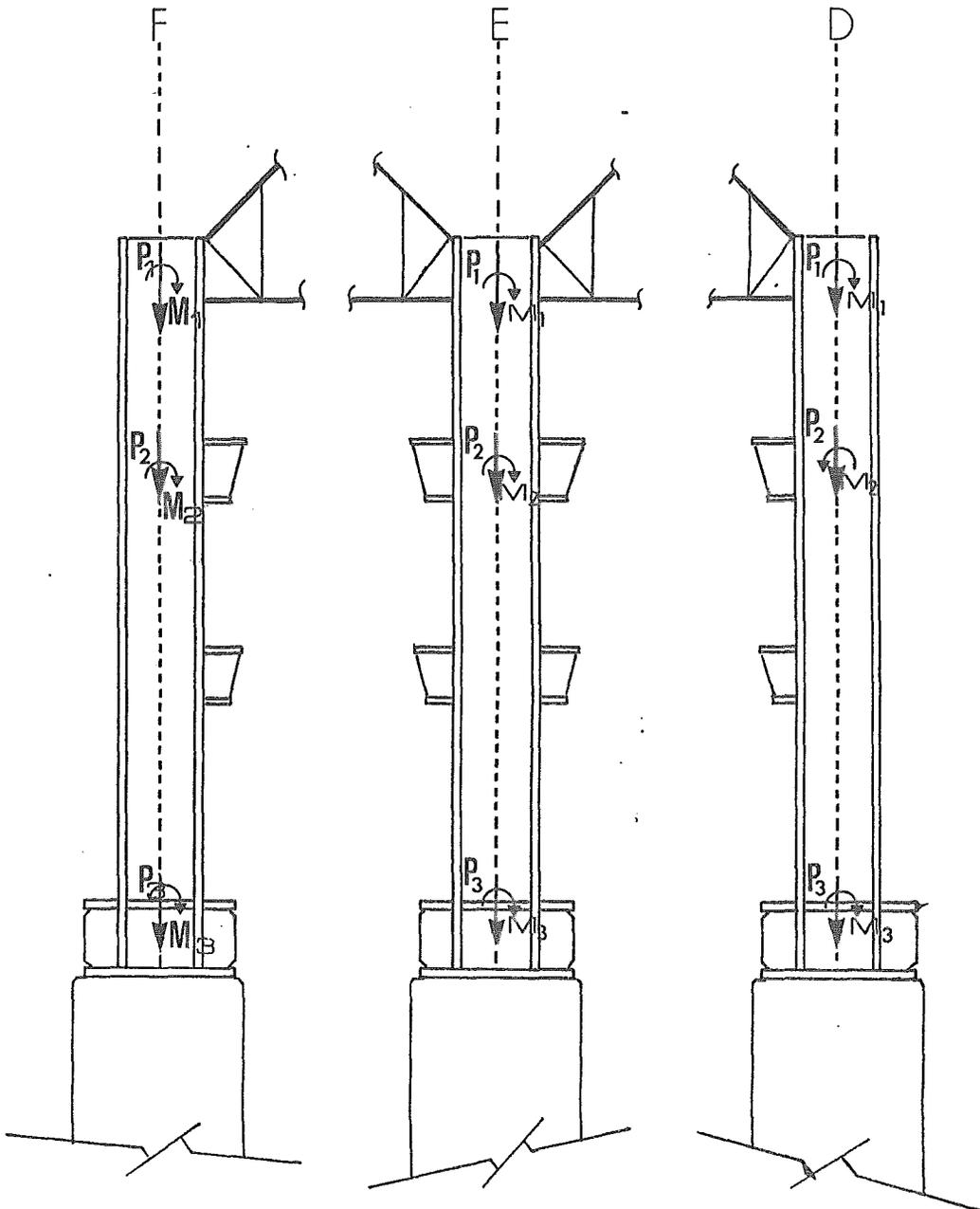
NC. MC.A., 191

## COMBINACION DE CARGA II

CARGA 1 PLTIFICADA PCR... 0.75  
 CARGA 2 PLTIFICADA PCR... 0.75  
 CARGA 3 PLTIFICADA PCR... 0.75  
 CARGA 4 PLTIFICADA PCR... 0.75

MIEMBRO	CARGA ADEL	CENTENZ C DEL MIEMBRO CORTANTE	FIN DEL MIEMBRO MOMENTO	FIN DEL MIEMBRO CORTANTE	FIN DEL MIEMBRO MOMENTO
1	51.444	0.49	16.22	-0.49	-14.49
2	138.304	4.15	59.82	-6.15	-37.68
3	123.308	5.49	83.58	-5.49	-49.29
4	42.114	0.49	14.49	-0.49	-10.51
5	40.777	0.47	9.15	-0.47	-8.83
6	40.777	0.36	8.23	-0.36	-8.30
7	36.195	0.36	8.20	-0.36	-7.57
8	10.453	0.27	-14.88	-0.37	15.37
9	10.453	-2.20	-15.37	2.20	7.78
10	9.618	-3.89	-7.75	3.89	0.00
11	128.974	4.15	37.68	-6.15	12.78
12	126.300	6.16	-12.78	-6.16	17.41
13	126.299	5.90	-17.40	-5.90	25.95
14	121.138	5.90	-25.95	-5.90	37.74
15	22.391	5.90	-24.18	-5.90	10.14
16	22.391	-0.51	-10.14	0.51	8.39
17	21.287	-4.19	-8.25	4.19	0.00
18	113.978	5.49	45.25	-5.49	28.40
19	112.641	5.51	-27.05	-5.51	34.22
20	112.641	9.27	-34.22	-9.27	47.80
21	106.484	9.27	-47.80	-9.27	66.52
22	11.754	5.26	22.64	-5.26	-10.20
23	11.754	5.52	10.20	-5.52	8.85
24	10.967	-4.42	-8.85	4.42	0.00
25	-1.596	0.07	0.0	-0.07	0.22
26	-9.804	0.07	-0.22	-0.07	0.44
27	-13.546	-0.06	-0.44	0.06	0.27
28	-13.818	-0.05	-0.27	0.05	0.13
29	-12.135	0.03	-0.13	-0.03	0.23
30	-9.422	0.08	-0.23	-0.08	0.47
31	-2.898	-0.12	-0.47	0.12	0.07
32	10.427	-0.02	-0.07	0.02	0.0
33	7.115	0.04	0.0	-0.04	0.12
34	-3.567	0.10	-0.12	-0.10	0.43
35	-8.768	-0.07	-0.43	0.07	0.22
36	-10.119	-0.02	-0.22	0.02	0.16
37	-9.739	0.02	-0.16	-0.02	0.22
38	-7.893	0.08	-0.22	-0.08	0.44
39	-2.018	-0.12	-0.44	0.12	0.08
40	9.758	-0.02	-0.08	0.03	0.0

## 3.5.4, Resumen de Resultados Analizados en Columnas.



EJE COMB.	F					E					D				
	P <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	P <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	P <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	P <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	P <sub>1</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	P <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
1	11.7	-50.6	-86.5	157.9	46.5	29.3	-54.1	-66.8	89.6	97.9	18.5	-60.4	-25.3	32.4	74.5
2	15.6	12.6	104.6	161.9	-82.0	30.6	29.9	47.4	90.9	-42.8	13.2	16.3	5.0	27.1	-29.8
3	14.2	-13.7	-40.2	70.4	32.4	28.6	-8.3	-100.1	178.9	78.4	16.7	-37.9	-13.8	30.6	42.8
4	18.2	49.5	66.3	74.4	-96.1	29.9	75.8	98.7	180.3	-62.3	11.3	38.8	12.4	25.2	-61.4
5	13.9	-11.6	16.5	56.2	13.7	30.4	-7.8	-52.8	172.6	49.9	15.1	-7.4	-97.9	151.4	70.5
6	19.3	65.0	42.8	61.5	-90.6	29.0	76.2	69.8	171.2	-90.7	11.1	55.8	84.6	147.4	-58.1
7	10.5	-57.5	-51.0	112.1	53.2	30.2	-81.8	-88.0	199.0	81.5	18.7	-57.5	-66.2	69.0	104.8
8	15.9	19.2	60.9	77.5	51.0	28.8	2.2	76.3	197.6	-59.2	14.7	5.7	35.5	65.1	-23.8
9	12.2	-33.1	-20.5	54.4	43.9	29.8	-51.6	54.3	257.9	68.6	17.5	42.7	-61.3	67.8	33.9
10	17.5	43.6	35.7	59.8	-60.4	28.4	32.5	54.3	256.4	-72.0	13.5	20.5	40.4	63.3	-44.6
11	10.5	-7.8	-14.9	42.1	12.5	22.4	-8.4	-31.7	128.9	37.7	11.8	-8.9	-66.5	113.9	49.4
12	14.5	47.8	36.9	46.2	-72.1	22.2	59.7	50.5	128.8	68.2	7.9	45.2	56.6	110.1	40.1
13	7.9	-42.2	-43.1	84.1	44.1	22.2	-63.9	-64.2	148.8	61.3	14.5	-46.4	-42.8	52.2	75.1
14	11.9	13.5	50.5	88.1	-42.5	22.1	4.2	55.4	148.6	-44.6	10.6	7.6	-19.7	48.4	-14.4
15	9.1	-23.9	-20.2	40.8	37.1	21.9	-41.2	-38.9	192.9	51.7	13.6	-35.3	-39.1	51.3	59.5
16	13.2	31.7	31.6	44.8	-49.5	21.8	26.9	38.9	192.8	-54.2	9.7	18.7	23.4	47.4	-30.0
17	36.1	15.6	27.9	77.8	-14.9	32.6	-1.7	-17.1	78.4	9.0	14.9	-11.7	-8.6	28.3	8.3

unidades en tons.

## 3.5.5. Resumen de los Resultados Analizados en Armaduras.

COMB	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7
MIEMBRO							
C. SUP. +	42 30.6	55 22.1	43 23.7	55 25.9	43 22.5	56 31.3	41 31.2
C. SUP. -	_____	_____	_____	_____	_____	_____	48 3.2
C. INF. +	40 38.4	33 15.3	40 24.0	25 27.2	32 11.0	25 43.4	40 31.9
C. INF. -	27 19.6	38 24.1	28 14.8	38 31.0	28 21.8	34 21.7	26 32.0
MONTANTE +	70 15.9	64 13.3	70 12.9	64 16.2	63 11.7	57 16.8	63 16.9
MONTANTE -	60 3.3	60 2.0	60 2.7	68 2.4	60 2.3	68 3.4	59 3.8
DIAGONAL +	74 6.1	83 3.3	74 2.5	83 5.7	74 2.5	83 6.8	74 7.2
DIAGONAL -	86 29.2	79 24.3	86 23.6	79 29.8	78 21.4	71 31.0	78 31.1

	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14
C. SUP. +	54 22.8	42 25.7	55 24.2	43 16.7	56 24.4	41 23.2	54 17.0
C. SUP. -	_____	56 0.2	_____	_____	_____	48 1.8	_____
C. INF. +	25 18.8	40 22.4	25 29.7	32 10.4	25 30.0	40 28.7	25 11.5
C. INF. -	37 13.2	27 28.0	38 16.7	28 13.8	39 20.1	26 21.5	37 12.7
MONTANTE +	57 11.0	63 14.6	57 13.9	63 8.7	57 12.6	63 12.6	64 8.4
MONTANTE -	67 2.6	60 2.3	67 2.6	60 1.8	68 3.0	59 2.8	67 1.9
DIAGONAL +	83 1.7	74 4.9	83 3.3	74 1.9	83 5.6	74 5.4	83 1.8
DIAGONAL -	71 20.1	78 26.7	71 25.6	78 15.9	71 23.2	78 23.2	79 15.3

	C-15	C-16
C. SUP. +	42 19.1	55 18.5
C. SUP. -	56 1.1	_____
C. INF. +	40 21.6	25 19.7
C. INF. -	27 18.5	38 15.8
MONTANTE +	70 11.0	57 10.4
MONTANTE -	60 1.8	67 1.9
DIAGONAL +	74 3.6	83 3.0
DIAGONAL -	86 20.2	71 19.1

★ Valores máximos de diseño en toneladas

COMB. NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14	C-15	C-16	C-17
8.55	2.41	1.90	1.74	2.48	1.59	2.43	2.73	1.31	2.15	1.75	1.50	2.56	2.64	1.33	2.05	1.76	0.40
13.35	3.56	2.23	2.08	3.66	1.77	3.95	4.11	1.55	3.13	2.53	1.70	3.99	4.04	1.62	3.06	2.57	0.32
16.80	4.03	2.27	2.17	4.14	1.70	4.61	4.69	1.59	3.49	2.82	1.72	4.68	4.71	1.71	3.51	2.94	0.29
18.80	4.22	2.27	2.26	4.28	1.65	4.82	4.87	1.62	3.57	2.90	1.72	4.93	4.94	1.72	3.64	3.05	0.23

NIVEL	DESPLAZAMIENTO MAXIMO	DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE $L/300$
8.55	2.73	2.85
13.35	4.11	4.45
16.80	4.71	5.60
18.80	4.94	6.26

## 3.6. RESUMEN DE LOS MIEMBROS PRELIMINARES DEL MARCO LONGITUDINAL

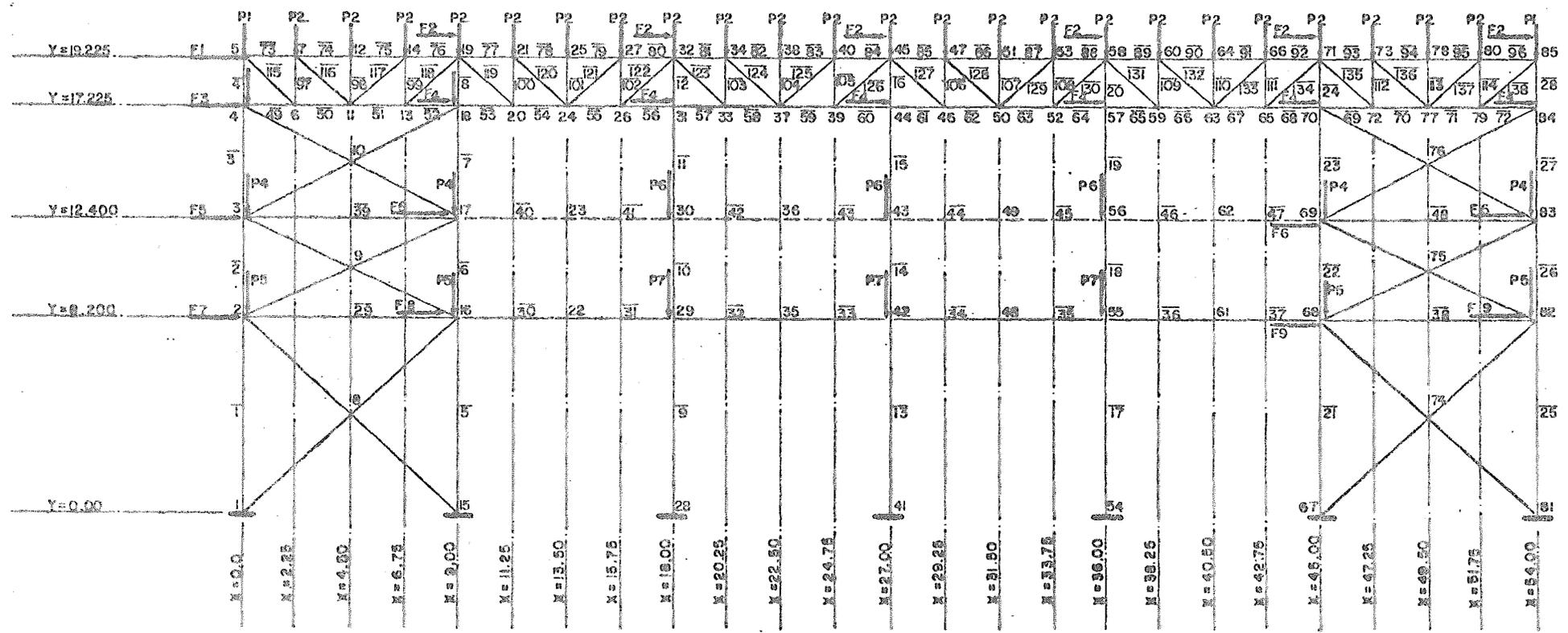
Elemento	Sección	k/m	Area (cm <sup>2</sup> )	Inercia (cm <sup>4</sup> )
Armadura Cuerda Sup.	IPR 305 x 203	(59.6)	75.94	12907
Armadura Cuerda Inf.	2 JL APS 152x10	(44.3)	56.26	1285
Montantes	2 JL APS 51 x 6	(9.5)	12.12	29
Diagonales	2 JL APS 51 x 6	(9.5)	12.12	29
Contraventeo Superior	2 L APS 102x6	(19.64)	25.04	403
Intermedio	2 L APS 102x6	(19.64)	25.04	403
Inferior	2 L APS 152x10	(44.34)	56.26	2038
Puntales	IPR 305 x 203	(59.60)	75.94	12907
Columnas	IPC 1070x501	(305.0)	387.1	55515

CONDICIONES DE CARGA	COMBINACIONES DE CARGA															
	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>5</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>7</sub>	C <sub>8</sub>	C <sub>9</sub>	C <sub>10</sub>	C <sub>11</sub>	C <sub>12</sub>	C <sub>13</sub>	C <sub>14</sub>	C <sub>15</sub>	C <sub>16</sub>
C. Muerta	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	.75	.75	.75	.75	.75	.75	.75	.75
Fren. Distr. D y F	1.0	1.0														
Fren. Conc. D y F			1.0	1.0												
Fren. Distr. E					1.0	1.0										
Fren. Conc. E							1.0	1.0								
Sismo D y F Distr.									.75	.75						
Sismo E Distr.											.75	.75				
Sismo D y F Conc.													.75	.75		
Sismo E Conc.															.75	.75
Temperatura	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	.75	.75	.75	.75	.75	.75	.75	.75

### 3.8. ESQUELETO

### DE MARCO LONGITUDINAL

TIP



## 3.9. ANALISIS DE CARGAS SOBRE EL MARCO LONGITUDINAL

## 3.9.1. 1a. Condición Carga Muerta

		Kilogramos
Cuerda Superior	59.60 Kg/m x 9.0 -----	536.40
Cuerda Inferior	44.30 kg/m x 9.0 -----	398.70
Montantes	9.5 Kg/m x 2.0 x 3 -----	57.00
Diagonales	9.5 kg/m x 3.0 x 4 -----	<u>114.00</u>
		1106.10 kg
Contr.Sup.	19.64 kg/m x 10.20 -----	200.33
Contr.Int.	19.64 kg/m x 9.93 -----	195.03
Contr.Inf.	44.34 kg/m x 12.18 -----	540.06
Puntales	59.60 kg/m x 9.00 -----	536.40

Fuerzas aplicadas en los nudos.

$P_1 = 1106.10/8$	-----	138.26
$P_2 = 1106.10/4$	-----	276.53
$P_3 = 200.33/2$	-----	100.16
$P_4 = 200.33/2 + 195.03/2 + 536.40$	-----	734.08
$P_5 = 195.03/2 + 540.06/2 + 536.40$	-----	903.95
$P_6 = 536.40$	-----	536.40
$P_7 = 536.40$	-----	536.40

Cargas Máximas por rueda

P/Grúa 75/10 Ton	$P_{max} = 30.18$ Ton
P/Grúa 40/20 Ton	$P_{max} = 36.32$ Ton
P/Grúa 10 Ton	$P_{max} = 14.20$ Ton

$$\text{Frenaje Longitudinal} = 0.10 P_{max}$$

3.9.2. 2a. Condición de Carga = Frenaje Distribuido en ejes D y F

$$F_{75/10} = 0.10 \times 30.18 \times 8 \text{ -----} 24.14 \text{ Tons.}$$

$$F_{10} = 0.10 \times 14.20 \times 2 \text{ -----} 2.84 \text{ Tons.}$$

Fuerzas aplicadas en los nudos.

$$F_6 = 24.14/4 \text{ -----} 6.036 \text{ Tons.}$$

$$F_8 = 2.84/2 \text{ -----} 1.420 \text{ Tons.}$$

3.9.3. 3a. Condición de Carga = Frenaje Concentrado en ejes D y F

Fuerzas aplicadas en los nudos.

$$F_5 = \text{-----} 24.14 \text{ Tons.}$$

$$F_7 = \text{-----} 2.84 \text{ Tons.}$$

3.9.4. 4a. Condición de Carga = Frenaje Distribuido en eje E

$$F_{75 \text{ y } 40} = (0.10 \times 30.18 \times 8) + (0.10 \times 36.32 \times 4) \times 0.80 \text{ -----} 30.94 \text{ Tons.}$$

$$F_{10} = 0.10 \times 14.20 \times 0.80 \text{ -----} 4.54 \text{ Tons.}$$

Fuerzas aplicadas en los nudos.

$$F_6 = 30.94/4 \text{ -----} 7.735 \text{ Tons.}$$

$$F_8 = 4.54/2 \text{ -----} 2.270 \text{ Tons.}$$

3.9.5. 5a. Condición de Carga = Frenaje Concentrado en eje E.

$$F_5 = \text{-----} 30.938 \text{ Tons.}$$

$$F_7 = \text{-----} 4.540 \text{ Tons.}$$

## 3.9.6. 6a. y 7a. Condicion de Carga - Sismo

Peso de la cubierta a nivel de cuerda superior

Carga Viva	20 kg/m <sup>2</sup> x 49.50 x 58.50	-----57915
Lámina Cubierta	12 kg/m <sup>2</sup> x 49.50 x 58.50	-----34938
1/2 Arm. Princ.	2451.56 kg x 14	-----34321
1/2 Arm. Sec.	703.98 kg x 19.5	-----13727
Contraventeo	212.44 kg x 48	-----10197
Largueros	23.32 kg/m x 9.00 x 24	-----5037
Ventiladores	220 kg/m x 58.50 x 2	-----25740
Columnas	305 kg/m x 1.152 x 14	-----4919
Columnas	330 kg/m x 1.152 x 7	-----2661
Largueros de fachada	9.59 kg/m x 58.50 x 0.5	-----308
Lámina de fachada	12 kg/m <sup>2</sup> x 58.50 x 1.652	----- <u>1159</u>
		190385

Peso de la cubierta a nivel de cuerda inferior

1/2 Arm. Principal	2451 kg x 14	-----34321
1/2 Arm. Secundaria	703 kg x 19.5	-----13727
Contraventeo	212.44 kg x 48	-----10197
Columnas	305 kg/m x 3.413 x 14	-----14573
Columnas	330 kg/m x 3.413 x 7	-----7884
Puntales	44.34 kg/m x 9.00 x 39	-----15563
Largueros de fachada	9.59 kg/m x 58.50 x 2 x 1.6	-----1795
Lámina de fachada	12.0 kg/m <sup>2</sup> x 58.50 x 3.413 x 2	-----4791
Contraventeo Vertical	200.31 kg x 12/2	----- <u>1201</u>
		104056

## Peso a nivel de grúas superiores en ejes D y F

Trabe carril	452.00 kg/m x 58.50	-----	26442
Puntales	59.60 kg/m x 58.50	-----	3486
Columnas	305 kg/m x 4.513 x 7	-----	9635
Contraventeo	200.31 kg x 4/2	-----	400
Contraventeo	195.03 kg x 4/2	-----	390
Lámina de fachada	12 kg/m <sup>2</sup> x 58.5 x 4.513	-----	3168
Largueros de fachada	9.59 kg/m x 58.5 x 2.12	----	1189
Grúa 75/10	30180 kg/rueda x 8	-----	<u>241440</u>
			286152

## Peso a nivel de grúas superiores en eje E

Trabe carril	452 kg/m x 58.50	-----	26442
Trabe carril	384 kg/m x 58.50	-----	22464
Puntales	59.6 kg/m x 58.50	-----	3486
Columnas	330.00 kg/m x 4.513 x 7	-----	10425
Contraventeo	200.31 kg x 2	-----	400
Contraventeo	195.03 kg x 2	-----	390
Grua 75/10	30180 kg/rueda x 8 x 0.8	-----	193152
Grua 40/20	36320 kg/rueda x 4 x 0.8	-----	<u>116224</u>
			372984

## Peso a nivel de grúas inferiores en ejes D y F

Trabe Carril	168.00 kg/m x 58.5	-----	9828
Puntales	59.6 kg/m x 58.5	-----	3486
Columnas	305 kg/m x 6.2 x 7	-----	13237
Contraventeo	195.03 kg x 2	-----	390
Contraventeo	540.06 kg x 2	-----	1080
Largueros de fachada	9.59 kg/m x 58.5 x 3	-----	1683
Lámina de fachada	12.00 kg/m <sup>2</sup> x 58.5 x 6.20	-----	4352
Grúa 10	1420 kg/rueda x 2	-----	28400

Peso a nivel de grúas inferiores en eje E

Trabe carril 168 kg/m x 58.5 x 2 -----19656

Puntales 59.60 kg/m x 58.5 ----- 3486

Columnas 330.00 kg/m x 6.20 x 7 ----- 14322

Contraventeo 195.03 kg x 2 - - - - - 390

Contraventeo 540.06 kg x 2 - - - - - 1080

Grúa 10 14200 kg/rueda x 4----- 56800

95734

Marco eje D y F	
Nivel	Peso
19.225	$190385/4 = 47596 \text{ kg.}$
17.225	$104056/4 = 26014 \text{ kg.}$
12.400	$= 286152 \text{ kg.}$
8.200	$= 62457 \text{ kg.}$
Marco eje E	
Nivel	Peso
19.225	$190385/2 = 95192 \text{ kg.}$
17.225	$104056/2 = 52028 \text{ kg.}$
12.400	$= 372984 \text{ kg.}$
8.200	$= 95735 \text{ kg.}$

Marcos ejes D y F

Nivel	$W_i$	$h_i$	$W_i \cdot h_i$	$F_i$
4	47.597	19.225	915.0523	4.274
3	26.014	17.225	448.0912	2.093
2	286.152	12.400	3548.2848	16.5738
1	62.457	8.200	512.1474	2.3922
	<u>422.220</u>		<u>5423.5757</u>	

$$F_i = 0.06 \times 422.22 \times \frac{W_i \cdot h_i}{5423.5757}$$

Marco eje E

Nivel	$W_i$	$h_i$	$W_i \cdot h_i$	$F_i$
4	95.193	19.225	1830.0854	8.313
3	52.028	17.225	896.1823	4.071
2	372.984	12.400	4625.0016	21.008
1	95.735	8.200	785.0270	3.566
	<u>615.940</u>		<u>8136.2963</u>	

$$F_i = 0.06 \times 615.94 \times \frac{W_i \cdot h_i}{8136.2963}$$

6a. Condición de Carga - Sismo distribuido en D y F.

$$F_1 = F_2 = 4.274/7 \text{ -----} = 0.611 \text{ Tons.}$$

$$F_3 = F_4 = 2.093/7 \text{ -----} = 0.299$$

$$F_5 = F_6 = 16.5738/4 \text{ -----} = 4.144$$

$$F_7 = F_8 = 2.3922/2 \text{ -----} = 1.200$$

7a. Condición de Carga = Sismo distribuido en eje E

$$F_1=F_2= 8.313/7 \text{ -----} = 1.188 \text{ Tons.}$$

$$F_3=F_4= 4.071/7 \text{ -----} = 0.582$$

$$F_5=F_6= 21.008/4 \text{ -----} = 5.252$$

$$F_7=F_8= 3.566/2 \text{ -----} = 1.883$$

3.9.7. 8a. Condición de Carga = Sismo concentrado en eje D y F

$$F_1=F_2= \text{-----} = 0.611 \text{ Tons.}$$

$$F_3=F_4= \text{-----} = 0.299$$

$$F_5= \text{-----} = 16.574$$

$$F_7= \text{-----} = 2.392$$

3.9.8. 9a. Condición de Carga = Sismo concentrado en eje E

$$F_1=F_2= \text{-----} = 1.118 \text{ Tons.}$$

$$F_3=F_4= \text{-----} = 0.582$$

$$F_5= \text{-----} = 21.008$$

$$F_7= \text{-----} = 3.566$$

3.9.9. 10a. Condición de Carga = Temperatura

Coefficiente de expansión = 0.000012

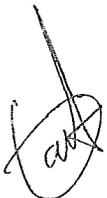
Variación de temperatura  $\pm 12^\circ\text{C}$

3.10. RESUMEN DE LOS RESULTADOS DEL ANALISIS LONGITUDINAL.

Miembro	C o T	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	C-11	C-12	C-13	C-14	C-15	C-16
Cuerda Superior	C T	1.43 -	1.89 -	2.96 -	3.05 -	1.50 -	1.96 -	3.58 -	13.68 -	1.4 -	1.61 0.12	1.83 0.21	1.85 0.44	2.06	2.11	2.79	1.19 1.94
Cuerda Inferior	C T	2.26 0.78	1.98 1.34	5.03 0.44	4.29 0.43	2.66 0.67	2.38 1.43	6.33 0.37	5.60 0.36	3.1 1.4	2.52 1.87	5.16 2.39	4.61 2.85	4.72 0.14	4.17 0.60	7.08 0.70	1.96 6.44
Montante	C T	1.49 -	1.62 -	1.70 -	1.75 -	1.53 -	1.66 -	1.83 -	1.89 -	1.3 -	1.42 -	1.57 -	1.66 -	1.44 -	1.38 -	1.75 -	1.89 -
Diagonal	C T	- 2.30	- 2.42	0.18 2.62	- 2.36	- 2.35	- 2.48	0.40 2.82	- 2.83	0.2 2.0	- 2.12	0.57 2.40	- 2.49	0.40 2.22	- 2.08	0.88 2.69	1.05 2.89
P. Contr. Superior	C T	7.99 -	6.56 -	19.2 -	20.4 -	9.88 -	8.30 -	24.8 -	25.9 -	7.1 -	5.54 -	10.1 -	8.28 -	11.8 -	12.6 -	16.3 -	- 17.1
P. Contr. Inferior	C T	20.4 -	11.5 -	20.3 -	16.8 -	24.1 -	16.2 -	23.6 -	21.8 -	15.2 -	9.34 -	18.9 -	13.3 -	14.9 -	11.6 -	18.4 -	- 16.1
Puntal Superior	C T	2.95 -	- 3.67	8.76 -	5.60 -	3.61 -	- 3.79	10.9 -	7.72 -	1.77 -	- 2.19	1.79 -	- 2.19	4.69 -	2.31 -	5.52 -	- 3.09
Puntal Inferior	C T	7.55 -	- 10.3	9.77 -	- 8.20	8.02 -	- 10.2	10.4 -	- 7.87	5.81 -	- 7.36	5.74 -	- 7.61	6.83 -	- 6.43	7.01 -	6.49 -
Contr. Superior	C T	- 2.32	- 2.11	2.58 5.08	1.17 4.55	- 3.05	- 2.52	3.16 6.50	1.75 5.97	- 3.59	- 3.51	- 6.10	- 5.81	- 4.98	- 4.58	- 7.68	7.39 -
Contr. Intermedio	C T	- 14.1	- 12.3	- 12.2	- 14.1	- 17.6	- 15.0	- 14.9	- 17.4	- 10.6	- 9.20	- 14.5	- 12.9	- 9.53	- 10.2	- 12.9	14.0 -
Contr. Inferior	C T	- 28.0	- 32.9	- 27.3	- 35.7	- 33.6	- 40.5	- 31.9	- 42.5	- 20.7	- 24.7	- 26.0	- 31.4	- 20.1	- 25.6	- 24.9	32.0 -

capitulo 4

revisión de los miembros  
estructurales



#### 4.1 DISEÑO DE LARGUERO DE CUBIERTA

Las secciones de acero generalmente usadas para largueros son las canales y las vigas I para techos inclinados, se acostumbra usar contraflameos, para proporcionar rigidez en la dirección paralela a la superficie del techo. Además de esto, los contraflameos mantienen a los largueros alineados durante la colocación de los materiales de techados. Dependiendo del tamaño del larguero, -- los contraflameos son generalmente varillas de 5/8" ó 3/4" de diámetro y se colocan dependiendo el claro que se tenga, en este caso se emplearán a unos 1/3 del claro. El larguero se diseña -- como viga simplemente apoyada con una carga uniformemente distribuida e igual a la componente perpendicular de la carga vertical. La componente de la carga vertical, que es tangencial a la superficie del techo, se resiste por medio de contraflameos. En la cima del techo se puede usar dos largueros, frecuentemente es necesario aumentar la sección de largueros de la cumbrera para proveer la componente vertical de los esfuerzos.

Para ilustrar el diseño de un larguero, suponemos que la carga vertical uniformemente distribuida e incluyendo el peso del larguero y la carga viva, esto para cargas permanentes; en cargas accidentales se considera la que ocasiona la presión del viento solamente omitiendo la carga viva.

La ecuación derivada de los textos de mecánica de materiales.

$$F_b = \frac{M \cos \theta}{S_x} + \frac{M \sin \theta}{S_x}$$

En donde  $S_x$  y  $S_y$  son los módulos de sección alrededor del eje  $XyY$  respectivamente.

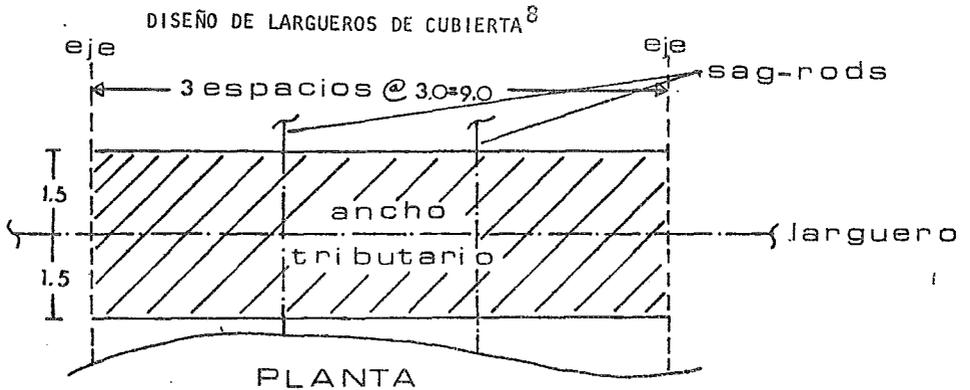
Esta ecuación es aplicable cuando el plano de cargas pasa a través del centroide de la sección y hace un ángulo de  $\theta^\circ$  con el --

eje Y.

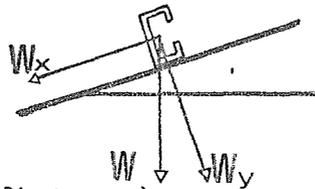
Cuando la carga es aplicada en el patín superior. Es evidente, que tal posición de la carga en el patín superior, toma una mayor porción de la componente horizontal. Por consiguiente, esto que será absorbido por la viga, es solamente el 50% eficiente en resistencia de esta componente, por lo que tendremos:

$$F_b = \frac{M \cos \theta}{S_x} \pm \frac{M \operatorname{sen} \theta}{\frac{1}{2} S_y}$$

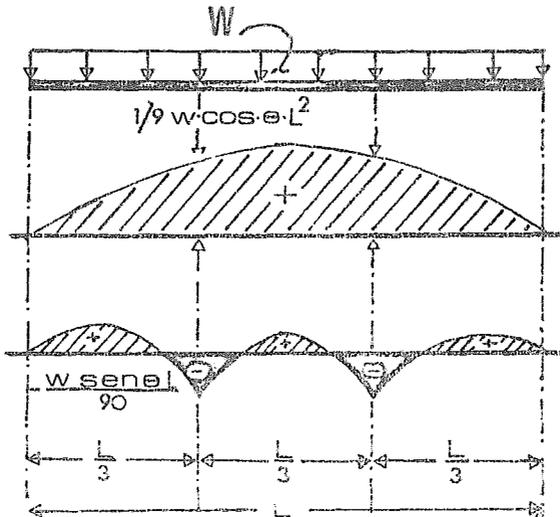
Esto es aplicable en un larguero que descansa sobre una superficie inclinada sobre la curva de una armadura. Aquí las cargas son verticales y los ejes principales de las vigas son inclinados.



4.1.1. Consideraciones de diseño



En el Diseño se considerarán los SAG-RODS a un tercio del largo, las componentes simultáneas de momento perpendicular y tangencial podrán ser derivadas de tal forma:



Por lo que la suma de componentes de momento a un tercio nos da la siguiente expresión.

$$F_b = \frac{WL^2 \cos \theta}{9 S_x} + \frac{WL^2 \operatorname{Sen} \theta}{0.5 S_y}$$

#### 4.1.2. Análisis por cargas permanentes.

W Larg.	14 Kg/m	—————	14 Kg/m
W Lam.	12 Kg/m <sup>2</sup>	x 3.0 m	————— 36 Kg/m
W Viva	60 Kg/m <sup>2</sup>	x 3.0 m	————— 180 Kg/m
			<u>230 Kg/m</u>

$$W_x = 230 \cos 10^\circ = 227 \text{ Kg/m Componente Perpendicular}$$

$$W_y = 230 \operatorname{Sen} 10^\circ = 40 \text{ Kg/m Componente Tangencial}$$

#### 4.1.3 Análisis por cargas accidentales.

W Larg.	14 Kg/m		14 Kg/m
W Lam.	12 Kg/m <sup>2</sup>	x 3.0 m	36 Kg/m
W Viento	63 Kg/m <sup>2</sup>	x 3.0 m	189 Kg/m

$$W_x = 189 = 50 \cos 10^\circ = 140 \text{ Kg/m}$$

$$W_y = 50 \operatorname{Sen} 10^\circ = 9 \text{ Kg/m}$$

El diseño está regido por cargas permanentes.

#### 4.1.4. Elementos mecánicos de diseño

$$M_x = 0.227 \times 9.0^2 / 9 = 2.04 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_y = 0.040 \times 3.0^2 / 10 = 0.04 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$A = 17.39 \quad I_x = 2333 \quad I_y = 164.5$$

$$S_x = 153 \quad S_y = 25$$

$$r_x = 11.6 \quad r_y = 3.08$$

## 4.1.5. Revisión por Flexión en dos sentidos.

$$\frac{M_x/S_x}{F_b} + \frac{M_y/0.5 S_y}{F_b} \quad 1.0 \quad F_b = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{204000/153}{2100} + \frac{4000/12.5}{2100} = 0.78 \quad 1.0$$

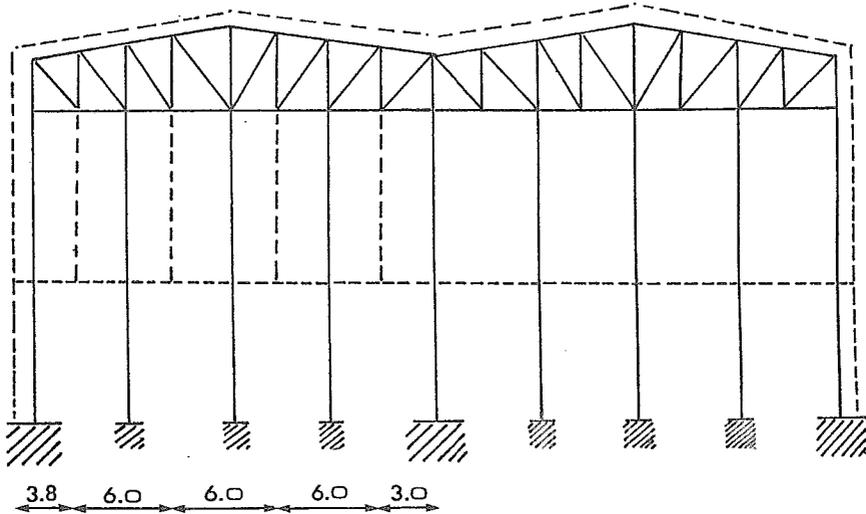
$$f_{\max} = \frac{5wL^4}{384E1} = \frac{5 \times 2.27 \times 900^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 2333} = 4.15 \text{ cm}$$

$$f_{\text{per}} = \frac{L}{180} = \frac{900}{180} = 5.0$$

$$f_{\max} < f_{\text{per}}$$

Larguero 12 Mt 10

4.2. DISEÑO DEL CONTRAVIENTO DE LA CUERDA INFERIOR  
Condición de Viento

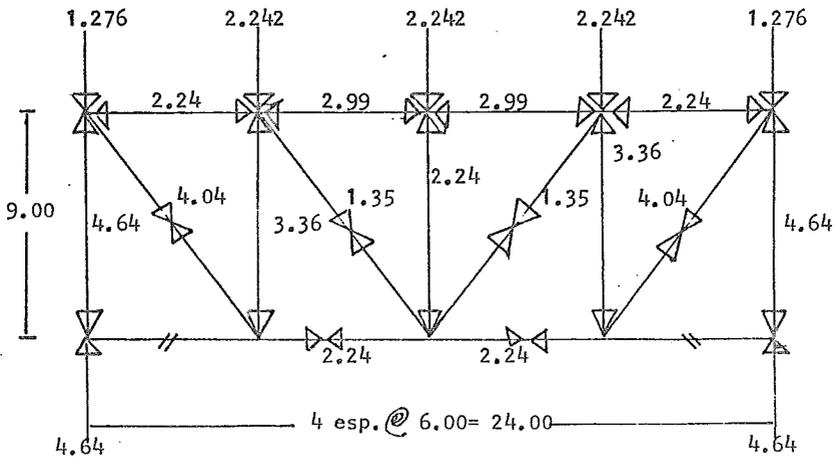


La presión del viento es 36 kg/m<sup>2</sup>

$$F_1 = 36 \text{ Kg/m}^2 \times 3.80 \times 9.33 = 1276 \text{ Kg}$$

$$F_2 = 36 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 \times 10.38 = 2242 \text{ Kg}$$

$$F_3 = 36 \text{ Kg/m}^2 \times 3.00 \times 9.33 = 1008 \text{ Kg}$$



Puntal Cuerda Inferior  $P_{\max} = 3.36$  Tons  
 Diagonales Cuerda Inferior  $T_{\max} = 4.04$  Tons

Según referencia 4 sección 1.8

Revisando la relación de Esbeltez

Si  $KL/r = 180$   $r_{\text{nec}} = 900/180 = 5.0$

Si empleamos 2- $\perp$  APS 127 x 10

$A = 46.58 \text{ cm}^2$

$KL/r = 900/6.02 = 150$   $F_a = 467 \text{ kg/cm}^2$

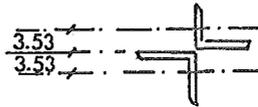
$I_x = 2320.0 \text{ cm}^4$

$S_x = 182 \text{ cm}^3$

$r_x = 5.03 \text{ cm}$

Peso = 36.6 kg/m.

$I = (579.6 + 46.58 \times 3.53^2)2 = 2320 \text{ cm}^4$



Revisión por Flexocompresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad \frac{4640/46.5}{467} + \frac{37000/182}{1520} = 0.35 < 1.0$$

La Flexión debido a peso propio

$$M_x = \frac{0.037 \times 9.0^2}{8} = 0.37 \text{ t-m}$$

Revisión por Pandeo de un sólo Angulo

$KL/r = 150$   $r_z = 3.05$   $L = 150 \times 3.05 = 457 \text{ cm.}$

Usaremos placas de liga de 3/8" @ 300 cm.

La carga que admiten los Angulos se reducirá al 75% de la capacidad total del miembro

$P_{ad} = 467 \text{ kg/cm}^2 \times 46.58 \text{ cm}^2 = 21,753 \text{ kg}$

$L_{\text{nec}} = \frac{21753 \times 0.75}{0.85 \times 1265 \times 0.7071 \times 0.63} = 34 \text{ cm}$

Emplearemos espesor de soldadura de 1/4"

### 4.3. REVISION DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

#### 4.3.1. Revisión de la Cuerda Superior

Elementos Mecánicos

Compresión Máxima	=	31.30 Tons.	} Combinación 6 Miembro $\bar{56}$
Momento	=	0.69 t-m.	
Cortante	=	0.23 tons.	

Sección Propuesta

PROPIEDADES IPR 12" x 8" (59.6 kg/m)							
Area cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>b</sub> cm
75.94	12907	850	13.03	1835	180	4.92	5.48

Revisión por Esbeltez

$$KL/r_x = 600/13.03 = 46 \quad \text{De la referencia 11 tabla VI} \quad F_e = 4955 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 600/4.92 = 122 \quad \text{De la referencia 11 tabla V} \quad F_a = 702 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \left[ 1 - \frac{(600/5.48)^2}{2 \times 125^2 \times 1.0} \right] 1518 = 936 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Flexocompresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mf} f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F_e}\right) F_b} \leq 1.0 \quad \text{de Referencia 4 Sección 1.6}$$

Sustituyendo valores

$$\frac{31300 / 75.94}{702} + \frac{69000 / 850}{\left(1 - \frac{412.17}{4955}\right) 936} = 0.68 < 1.0$$

Conexión con la Columna (Ver Capítulo 5 Detalle A)

Proponiendo Longitud de Soldadura ( $L_w$ ) = 40 cms.

y empleando soldadura de bisel

$$\text{Espesor de Soldadura } e_w = \frac{F}{0.85 \times f_w \times L_w}$$

F: Fuerza de compresión o tensión en Kg.

$f_w$ : Esfuerzo resistente de la soldadura

$L_w$ : Longitud de soldadura

$$e_w = \frac{31300}{0.85 \times 1265 \times 40} = 0.78 \text{ cm}$$

Por lo tanto el espesor es de 3/8"

Carga Resistente de la Soldadura.

$$C_{Rw} = 0.85 \times 1265 \times 40 \times .95 = 40,860 > 31,300$$

Conexión con la Trabe.

Si la Compresión  $C = 31300$  kg, y el espesor de soldadura  $e_w = 3/16$ "

$$L_{nec} = \frac{31300}{0.85 \times 1265 \times 0.7071 \times 0.48} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de Placa } L_p = \left[ \frac{90}{2} - 20 \right] \frac{1}{2} + 1 = 13.50 \text{ cm}$$

Pondremos placa de 15 cm x 3/8"

Carga Resistente de la Placa

$$C_{Rp} = 20 \times 2 \times 0.95 \times 1265 = 48,070 \text{ kg} > 31,300 \text{ kg}$$

Se acepta placa

## 4.3.2. Revisión de la Cuerda Inferior

## Elementos Mecánicos

$$\left. \begin{array}{l} \text{Compresión Máxima} = 43.40 \text{ Tons} \\ \text{Momento} = 0.10 \text{ t-m} \\ \text{Cortante} = 0.31 \text{ Tons} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Combinación 6} \\ \text{Barra } \bar{25} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tensión Máxima} = 32.01 \text{ Tons} \\ \text{Momento} = 0.66 \text{ t-m} \\ \text{Cortante} = 0.03 \text{ Tons} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Combinación 7} \\ \text{Barra } \bar{26} \end{array}$$

Sección Propuesta IPR 12" x 8" (59.60 kg/m)

Ver propiedades, revisión por esbeltez y esfuerzos permisibles en cuerda Superior.

Revisión por Flexocompresión.

$$\frac{43400/75.94}{702} + \frac{1.0 \times 31000/850}{(1 - \frac{571.50}{4955}) 936} = 0.86 < 1.0$$

Revisión por Flexotensión

$$\frac{32010/75.94}{702} + \frac{66000/850}{936} = 0.36 < 1.0$$

Conexión con la Columna (Ver Capítulo 5 Detalle G)

$$L_w = 30 + 40 + 30 = 100 \text{ cms.}$$

$$\text{Tensión del Miembro} = 75.94 \text{ cm}^2 \times 1518 \text{ kg/cm}^2 = 115277 \text{ kg}$$

$$50\% \text{ Tensión del Miembro} = 0.5 \times 115277 \text{ kg} = 57638 \text{ kg}$$

$$e_{wnec} = \frac{57638}{0.85 \times 1265 \times 100} = 0.54 \text{ cm} \quad e_w = 5/16''$$

Espesor de la Placa de Conexión

$$e_{\min} \text{ Placa} = 5/16'' + 1/16'' = 6/16'' \quad \text{Placa de } 3/8'' \text{ en el Alma}$$

$$e_{\min} \text{ Placa} = 0.79/0.66 = 1.20 \quad \text{Placa de } 1/2'' \text{ Cartabones.}$$

Conexión con la Trabe

Proponiendo espesor de Soldadura ( $e_w$ )

$$e_w = 3/16'' \quad L_{nec} = \frac{57638}{0.85 \times 1265 \times 0.7071 \times 0.48} = 160 \text{ cm}$$

$$e_w = 1/4'' \quad L_{nec} = \frac{57638}{0.85 \times 1265 \times 0.7071 \times 0.635} = 125 \text{ cm}$$

$$L_p = \left( \frac{125 - 40}{8} \right) + 1.0 = 11.62 \text{ cm}$$

Pondremos placa de 15 cm x 3/8''

Tensión Resistente de la Placa

$$T_{Rp} = \left[ (15 \times 1.27) + (40 \times 0.95) \right] 1265 = 72169 \text{ kg} > 57638 \text{ kg}$$

ELEMENTO	FUERZA Ton.	LONGITUD cm	SECCION PROPUESTA	KL/r	ESFUERZO PERMISIBLE kg/cm <sup>2</sup>	AREA NEC. cm <sup>2</sup>	SECCION DEFINITIVA
Diagonal	-31.1	392	2 $\frac{1}{2}$ APS 3" x 3/8"	133	1518	20.48	2 $\frac{1}{2}$ APS 3" x 3/8"
	+ 7.24	467		159			
Montante	+16.90	410	2 $\frac{1}{2}$ APS 4" x 1/4"	103	885	19.09	2 $\frac{1}{2}$ APS 4" x 1/4"

(+) COMPRESION

(-) TENSION

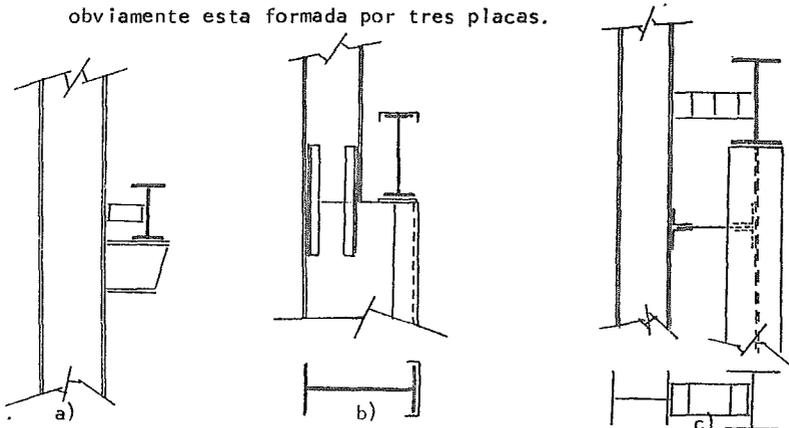
#### 4.4. REVISION DE COLUMNAS.

Existen en general tres tipos de columnas usadas para edificios industriales, que proporcionan soporte a las traveses carril. Para grúas ligeras (de 10 tons.), su arreglo consiste en perfiles rola dos I para seccion de columnas, con una mensula que da soporte a la trabe carril. ver fig. a.

Para grúas pesadas la columna puede ser escalonada al nivel de la grúa, la trabe carril estará centrada sobre el patin interior de la seccion ampliada, reforzada con un canal, este soporte requeri por fuera del patin; el tipo de columna puede consistir en seccion nes formadas de tres placas. ver fig. b.

Un tercer tipo es a veces usado cuando se tienen grúas pesadas, - este consiste en dos secciones separadas una de otra lo suficiente para proporcionar a la grúa el claro necesario y su conexión. - Las dos secciones son diseñadas independientemente una de otra, La columna principal deberá tomar las cargas permanentes y acci-- dentales a que estará sujeto el edificio y el empuje lateral de - la grúa. La columna de la grúa estará diseñada para soportar la - trabe carril, incluyendo el impacto. ver fig. c.

La columna empleada es como la que aparece en la fig. a, aunque - obviamente esta formada por tres placas.



Cada una de las columnas se diseña con los elementos mecánicos más desfavorables. En el caso de la columna extrema del eje F rige la combinación 2 ( cargamuerta + carga viva + dos grúas de 75- sobre ese eje ).

El tramo crítico es el inferior, a partir del apoyo de la trabe - carril la carga axial y el momento son de máxima intensidad; además la longitud libre de pandeo alrededor de "Y" es también considerablemente mayor.

Las especificaciones del AISC tienen en cuenta el complejo problema del pandeo de columnas que forman parte de marcos rígidos utilizando factores "K" que convierten su longitud no contraventeada real en una efectiva; los valores de "K" se obtienen haciendo consideraciones teoricas idealizadas, en las que se supone que todas las columnas del marco tienen rigideces y cargas iguales.

Las columnas de la cruzja que se están revisando tienen que ser iguales puesto que las grúas pueden acercarse a cualquiera de ellas y durante la operación de la planta una u otra quedará sometida, en distintos instantes, a las cargas máximas.

Sin embargo es imposible que esas cargas máximas actúen simultáneamente en las dos, de manera que la menos cargada tiene una reserva de resistencia que puede utilizar para ayudar a la más cargada.

El factor de longitud efectiva "K" se determino con el nomograma en el que se permite el desplazamiento lateral, entrando con los coeficientes "G" correspondientes a los perfiles reales de la sección del cabezal y a los de las columnas propuestas; se determinan dos coeficientes "K" para cada columna, uno para extremos que pueden desplazarse linealmente.

Las especificaciones de 1969 del AISC dividen las placas que forman parte de miembros estructurales en dos grupos: elementos atiesados que tienen un borde paralelo a la dirección del esfuerzo totalmente libre, y elementos atiesados, con soporte lateral a lo largo de los dos bordes longitudinales.

Las placas sujetas a compresión axial, o compresión uniforme debida a flexión, se consideran totalmente efectivas cuando sus relaciones ancho/grueso no exceden los límites siguientes:

Elementos no atiesados ref. 4 sección 1.9.1.2.

Puntales formados por dos angulos en contacto; angulos o placas que sobresalen de traveses, columnas u otros miembros comprimidos; patines comprimidos de vigas; atiesadores de traveses armadas.

$$b/t \leq 796/\sqrt{2530}$$

Elementos atiesados.

Todos los elementos atiesados comprimidos uniformemente que no están incluidos en las dos categorías anteriores.

$$h/t \leq 2120/\sqrt{2530}$$

Los valores anteriores se han obtenido partiendo de la condición de que nunca se presentan fenómenos de pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia; por consiguiente, son válidos para todos los casos de placas comprimidas uniformemente, lo mismo si forman parte de columnas con carga axial que de elementos en flexión o flexocompresión, y son independientes del esfuerzo crítico de pandeo de conjunto del miembro; en su obtención se ha supuesto que el acero se comporta elásticamente hasta el límite de fluencia y que las placas que forman los perfiles están libremente apoyados en su borde o bordes en contacto con otras, ignorando las restricciones proporcionadas por estas.

En el diseño basado en la resistencia posterior al pandeo, al tener que el comportamiento de placas apoyadas en los dos bordes -- longitudinales ( atiesados ) difiere sustancialmente del de las -- que están libres en uno de ellos ( no atiesados ); la resistencia posterior al pandeo de placas comprimidas qoyadas en los bordes-- longitudinales está basada en el concepto de ancho efectivo intro-- ducido por Von Karmán y modificado por Winter.

Cuando la relación de un elemento plano atiesado comprimido uni-- formemente excede el límite, el cálculo de las propiedades de la-- sección que contiene el elemento, para su diseño a flexión o para determinar el esfuerzo axial permisible en ella, debe efectuarse-- utilizando un ancho efectivo reducido  $b_e$ .

$$b_e = \frac{2121 t}{\sqrt{A}} = \left[ 1 - \frac{371}{(b/t)\sqrt{A}} \right] \frac{2120 t}{\sqrt{2530}}$$

Al mantener los esfuerzos permisibles con valores del orden de los críticos se evitan distorsiones excesivas bajo cargas de trabajo, -- y la resistencia posterior al pandeo proporciona un coeficiente de seguridad adecuado respecto a la falla.

No es conveniente emplear elementos planos no atiesados con rela-- ciones  $b/t$  mayores de 60, pues se deforman excesivamente bajo car-- gas de trabajo; además, desde un punto de vista económico es aconse-- jeable limitar esas relaciones a no más de 15 o 20, ya que si son más grandes los esfuerzos permisibles disminuyen rápidamente.

Para determinar el esfuerzo permisible en barras cargadas axialmen-- te formadas por elementos planos delgados, atiesados o no, el AISI propone la ecuación siguiente, aplicable a columnas en las que :

$$KL/r < C_c'$$

$$F_a = \frac{Q_s Q_a \left[ 1 - \frac{KL/r}{2 C_c} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8 C_c} + \frac{(KL/r)^3}{8 C_c^3}} F_y$$

siendo  $Q_a = \frac{A_{ef}}{A} = \text{Factor de forma.}$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{Q_s Q_a F_y}}$$

En la actualidad, el diseño de edificios de acero, se base en el empleo de las ecuaciones de interacción, debiéndose cumplir:

$$\frac{f_a}{F_A} + \frac{C_m f_b}{(1 - \frac{f_a}{F_A}) F_b} = 1.0$$

Esta ecuación tiene por objeto comprobar que el perfil empleado -- tiene un coeficiente de seguridad adecuado contra la falla por -- inestabilidad.

donde:

$F_a$  = esfuerzo de compresión axial que se permitiría si la barra estuviese sometida exclusivamente a compresión ya aclarado anteriormente.

$F_b$  = esfuerzo de compresión producido por flexión que se permitiría si hubiese únicamente flexión alrededor de uno de los ejes X o Y.

Este se obtendrá de manera conservadora.

$$F_b = 1.0 - \frac{(L/r_t)^2}{2 C_2 C_b} \cdot 0.6 F_y \text{ en Kg/cm}^2$$

$L$  = longitud del patín comprimido no contraventeado lateralmente.

$r_t$  = radio de giro de una sección T formada, por el patín comprimido y un sexto del alma alrededor del eje de simetría contenido en el plano de ésta.

$C_b$  = considera la ley de variación del momento flexionante sobre la resistencia de la viga al pandeo, si la columna pertenece a un marco en el que los desplazamientos lineales de entre piso no produce efectos significativos se toma como 1.0.

$$F_e = 12\pi^2 E / 23 (KL_b/r_b)^2$$

$L_b$  = longitud real no soportada lateralmente en el plano en que se está considerando la flexión.

$T_b$  = radio de giro correspondiente.

$f_a$  = esfuerzo de compresión producido por la fuerza axial.

$f_b$  = esfuerzo de compresión producido por uno de los momentos en el punto en consideración.

$C_m$  = un coeficiente cuyo valor se toma como sigue:

En miembros flexocomprimidos que forman parte de marcos cuyos nudos pueden desplazarse linealmente 0.85.

## 4.4. REVISION DE COLUMNAS

## 4.4.1. Revisión de las Columnas Extremas

## Elementos Mecánicos

Carga Axial	= 161.90 Tons.	} Combinacion 2 Eje F
Momento a Nivel de Grúa 75/10	= 104.60 Ton-m	
Momento a Nivel de Placa base	= 82.03 Ton-m	
Cortante	= 15.19 Tons.	

## Sección Propuesta

PROPIEDADES IPC 106.7 x 50.8 (305 Kg/m)							
AREA cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>b</sub> cm
418.55	810818	15200	45.76	55515	2185	11.90	13.57

## Revisión de Longitudes Efectivas de Pandeo

$$\text{Nudo inferior} = \frac{K_{col}}{K_{trabe}} = 1.0 \text{ por ser empotramiento}$$

$$\text{Nudo superior} = \frac{K_{col}}{K_{trabe}} = \frac{810818 / 1820}{0.5 \times 3'165,933 / 2400} = 0.68$$

$$K = 1.30 \quad \text{Referencia 11 sección 8}$$

## Inercia de la Armadura:

$$I_{t_1} = (75.94 \times 100^2 + 12907) \cdot 2 = 1'544,614 \text{ cm}^4$$

$$I_{t_2} = (75.94 \times 205^2 + 12907) \cdot 2 = 6'408,571 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{prom.}} = \frac{1544614 \times 2 + 6408571}{3} = 3'165,933 \text{ cm}^4$$

$$KL/r_x = 1.3 \times 1720 / 45.76 = 49 \quad \text{de la ref. 11 tabla VI} \quad F'e = 4367 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 1.3 \times 885 / 11.90 = 75 \quad \text{de la ref. 11 tabla V} \quad F_a = 1118 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 1.0 \times 835 / 11.90 = 70$$

Revisión de las Relaciones Ancho-Espesor de Placas

$$\text{Patines } b/t = 25.4 / 2.54 = 10 < 796 / \sqrt{2530} = 15.90 \quad \text{ref. 4 sección 1.9.1.2.}$$

$$\text{Alma } h/t = 101.6 / a.27 = 80 > 2120 / \sqrt{2530} = 42.14 \quad \text{ref. 4 sección 1.9.2.2.}$$

Cuando la relación ancho-espesor de un elemento plano atiesado comprimido uniformemente excede el límite aplicado dado en la sección 1.9.2.2., para su diseño a flexión o para determinar el esfuerzo axial permisible en ella, debe efectuarse un ancho efectivo reducido.

$$b_e = \frac{2121 \cdot t}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - \frac{371}{(b/t) \sqrt{F_y}} \right] \leq \frac{2120 \cdot t}{\sqrt{F_y}} \quad \text{referencia 4} \\ \text{apendice c sección C4}$$

$$b_e = \frac{2121 \times 1.27}{\sqrt{11181}} \left[ 1 - \frac{371}{80 \sqrt{11181}} \right] = 69.38 < 101.6 \text{ cms}$$

$$Q_a = \frac{387.1 - (101.6 - 69.38) 1.27}{387.1} = 0.894$$

$$C'c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 2 \times 10^6}{1.0 \times 0.894 \times 2530}} = 132$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 75}{8 \times 132} - \frac{75^3}{8 \times 132^3} = 1.857$$

$$F_a = \frac{0.894 (1 - \frac{75^2}{2 \times 132^2}) 2530}{1.857} = 1027 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \left[ 1 - \frac{(885/13.57)^2}{2 \times 125^2 \times 1.0} \right] 0.6 \times 2530 = 1311 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Flexocompresión referencia 4 sección 1.6

$$\frac{161900/387.1}{1021} + \frac{0.85 \times 10460000/15200}{\left(1 - \frac{161900/387.1}{n^2 4367}\right) 1311} \doteq 0.90 < 1.0$$

Revisión por Cortante

$$f_v = \frac{V}{d \times t} = \frac{15190}{106.7 \times 1.27} = 112 \text{ Kg/cm}^2$$

V : cortante máximo aplicado.

d : peralte total de la viga.

t : espesor del alma.

$$h/t = 80$$

$$\text{de la ref. 11 tabla VII } F_v = 809 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v > f_v \quad \text{la sección es adecuada.}$$

Diseño de Soldadura entre Patines y Alma.

$$f_s = \frac{V \cdot a \cdot y}{I_n} = \frac{15190 \times (50.8 \times 2.54) \times 32.07}{810818 \times 2} = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{para soldadura } 5/16'' \quad F_s = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s > f_s$$

## 4.4.2. Revisión de la columna Central

## Elementos Mecánicos

Carga Axial	=	199.00 Tons.	} Combinación 7
Momento a Nivel de Grúa superior	=	88.00 Ton-m	
Momento a Nivel de Placa Base	=	81.50 Ton-m	
Cortante	=	6.49 Tons	

Carga Axial	=	256.40 Tons	} Combinación 10
Momento a Nivel de Grúa superior	=	54.30 Ton-m	
Momento a Nivel de Placa Base	=	72.00 Ton-m	
Cortante	=	10.19 Tons	

## Sección Propuesta

AREA	PROPIEDADES						
	IPC 106.7 x 50.8 (330 kg/m)						
cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	S <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	r <sub>b</sub> cm
418.55	891479	16713	46	62452	2459	12.2	13.7

## Revisión de Longitudes efectivas de Pandeo

$$\text{Nudo inferior} = \frac{K_{\text{col}}}{K_{\text{trabe}}} = 1.0$$

$$\text{Nudo Superior} = \frac{K_{\text{col}}}{K_{\text{trabe}}} = \frac{891479/1820}{3'165933/2400} = 0.37$$

$$K = 1.3$$

$$KL/r_x = 1.3 \times 1720 / 46 = 49 \quad F'e = 4367 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 1.0 \times 885 / 12.20 = 73 \quad F_a = 1133 \text{ kg/cm}^2$$

$$KL/r_y = 1.0 \times 835 / 12.20 = 69$$

Revisión de las Relaciones Ancho-Espesor de Placas

$$\text{Patines } b/t = 25.4 / 2.86 = 8.88 < 15.94$$

$$\text{Alma } h/t = 100.98 / 1.27 = 79.51 > 42.14$$

Ancho efectivo del Alma

$$b_e = \frac{2121 \times 1.27}{\sqrt{1133}} \left[ 1 - \frac{371}{79.51 \sqrt{1133}} \right] = 68.93 < 100.98$$

$$Q_a = \frac{418.55 \times (100.98 - 68.93) \times 1.27}{418.55} = 0.903$$

$$C'c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{0.903 \times 2530}} = 131$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 73}{8 \times 131} - \frac{73^3}{8 \times 131^3} = 1.857$$

$$F_a = \frac{1.0 \times 0.903 (1 - 73^2 / 2 \times 127^2) 2530}{1.857} = 1027 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \left[ 1 - \frac{(885 / 13.7)^2}{2 \times 125^2 \times 1.0} \right] 0.6 \times 2530 = 1315 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Flexocompresión

$$\frac{256400 / 418.55}{1027} + \frac{0.85 \times 7200000 / 16713}{(1 - \frac{612.641}{4367}) 1315} = 0.92 < 1.0$$

la sección es adecuada

Revisión por Cortante

$$f_v = \frac{10190}{106.7 \times 1.27} = 79.5 \text{ Kg/cm}^2 < 809 \text{ kg/cm}^2$$

para la condición 7

Ancho efectivo

$$b_e = \frac{2121 \times 1.27}{\sqrt{1133^3}} \left[ 1 - \frac{371}{79.51 \sqrt{1133^3}} \right] = 68.93 < 100.98$$

$$Q_a = \frac{418.55 - (100.98 - 68.93)1.27}{418} = 0.903$$

$$C'c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2 \times 10^6}{1.0 \times 0.903 \times 2530}} = 131$$

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 73}{8 \times 131} - \frac{73^3}{8 \times 131^3} = 1.857$$

$$F_a = \frac{0.903 (1 - \frac{73^3}{2 \times 131^2}) 2530}{1.857} = 1039 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \left[ 1 - \frac{885/13.7}{2 \times 126^2 \times 1.0} \right] 1518 = 1315 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Flexocompresión

$$\frac{199000/418.55}{1039} + \frac{0.85 \times 8800000/16713}{(1 - \frac{475.346}{4747}) 1315} = 0.80 < 1.0$$

## 4.5 DISEÑO DE PLACA BASE

### 4.5.1. Diseño de placa base para columnas Extremas.

#### Elementos Mecánicos

Carga Axial	161.8 Tons.	}	Combinación 2 Eje D
Momento Máximo	82.03 Ton-m		
Cortante	15.19 Tons		

$$e = 82.03 / 161.8 = 0.51$$

Carga Axial	74.4 Tons.	}	Combinación 4 Eje D
Momento Máximo	96.12 Ton-m		
Cortante	18.24 Tons.		

$$e = 96.12 / 74.4 = 1.24$$

Carga Axial	69.04 Tons	}	Combinación Eje F
Momento Máximo	104.78 Ton-m		
Cortante	13.93 Tons		

$$e = 104.78 / 69.04 = 1.52$$

### 4.5.2. Clasificación de Placa Base en función de la relación $e/h$

Para propósitos de análisis y diseño, las placas base de una columna excentricamente cargada deberá hacerse por separado - de acuerdo al grado de excentricidad, en tres diferentes clasificaciones.

Clase	Relación
I	$e/h \leq 1/6$
II	$1/3 \geq e/h \geq 1/6$
III	$e/h \geq 1/3$

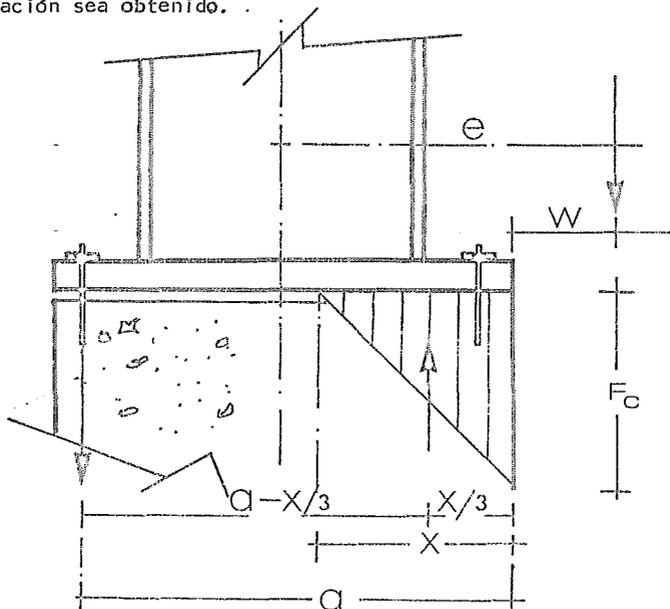
Los metodos a emplear para las tres clasificaciones son enteramente diferentes cada uno.

Revisión de la Relación  $e/h$ , proponiendo placa de 85 x 180 cms. con anclas  $1\ 3/4''$

Combinación	Relación	Clasificación
2	0.51	III
4	1.24	III
7	1.52	III

#### 4.5.3. Análisis de placa base clase III

El objetivo final en el siguiente análisis es llegar a una ecuación  $x$ , por medio del cual el eje neutro de las fuerzas actuantes sobre la cimentación sea obtenido.



## Propiedad de los Materiales

$$\begin{array}{l} \text{Acero} \quad E_s = 2 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Concreto} \quad E_s = 210633 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para } f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.49$$

## Resistencia del Material

$$F_c = 0.25 F_c = 50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } x \leq H/3$$

$$F_c = 0.315 F_c = 75 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } x > H/3$$

$$\text{Area Neta } \emptyset 1 \frac{3}{4}'' \quad A_s = 4 \times 11.25 = 45 \text{ cm}^2$$

$$a = 180 - 10 = 170 \text{ cm}$$

## Revisión para la combinación 7

$$W = 152 - 90 = 62 \text{ cms}$$

$$W = \frac{6n A_s (a + w)}{B}$$

$$W = \frac{6 \times 9.49 \times 45 \times 0 (170 + 62)}{85} = 6993.57$$

La ecuación para encontrar la profundidad del eje neutro

$$x^3 + 3wx^2 + Wx = Wa$$

Sustituyendo valores

$$x^3 + 3 \times 62 x^2 + 6993.57x = 6993.57 \times 170$$

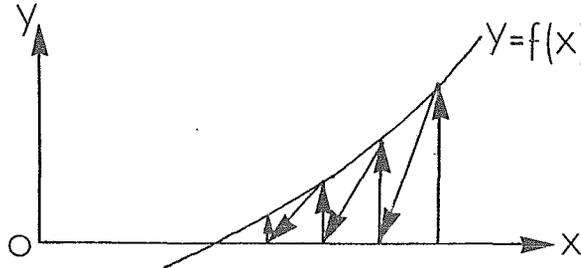
$$x^3 + 186 x^2 + 6993.57 x = 1'88906.9$$

Resolviendo la ecuación cúbica por el método iterativo de Newton

Raphson que se conoce como el método de las tangentes.

Consiste geoméricamente en trazar una vertical por la primera aproximación hasta cortar la curva de ecuación  $y=F(x)$ ; por el punto de corte trazar una tangente a la propia curva hasta intersectar el eje  $x$ ; en este punto de intersección se tendrá la nueva aproximación y habrá que repetir el proceso tantas veces como sea necesario.

Puesto que el método Newton-Raphson está establecido para resolver directamente la ecuación  $F(x)=0$ , sin transformación alguna.



Se determinara la traza en el eje x de la tangente de la curva  $Y=F(x)$ , en su punto de abscisa  $x_0$

de la figura. se ve que

$$\tan \theta = F'(x_0) = \frac{F(x_0)}{x_0 - x_1}$$

de donde se obtiene que al despejar  $x_1$  que

$$x_1 = x_0 - \frac{F(x_0)}{F'(x_0)}$$

procediendo de igual forma se obtiene que

$$x_2 = x_1 - \frac{F(x_1)}{F'(x_1)}$$

y al generalizar se llega

$$x_{n+1} = x_n - \frac{F(x_n)}{F'(x_n)}$$

Resolviendo la ecuación

$$x^3 + 186x^2 + 6993.57x - 1188906.9 = 0$$

$$F(x) = x^3 + 186x^2 + 6993.57x - 1188906.9 = 0$$

$$F'(x) = 3x^2 + 372x + 6993.57$$

$$x_1 = \frac{F(x_1)}{F'(x_1)} ; \text{ Sustituyendo valores y suponiendo } x_0 = 55$$

$$x_1 = 55 - \frac{55 + 186 \times 55 + 6993.57 \times 55 - 1188906.9}{3 \times 55^2 + 372 \times 55 + 6993.57} = 57.359$$

Tabulando los respectivos valores

Xo	55.000
X	57.059
X	57.020

$$\therefore X = 57.02$$

comprobando el valor de X

$$57.02^3 + 186 \times 57.02^2 + 6993.57 \times 57.02 = 1'188906.9$$

$$1'188899.5 \approx 1'188906.9$$

Revisando la tensión sobre los anclas

$$Tact. = P \left[ \frac{X + 3w}{3a - X} \right] = 69040 \quad \left[ \frac{243.02}{\frac{57.02 + 3 \times 62}{3 \times 170 - 57.02}} \right]$$

$$452.98$$

$$Tact. = 69040 \times 0.536 = 37,039 \text{ Kg.}$$

$$Tper = 1400 \text{ Kg/cm} \times 45.0 = 63,000 \text{ Kg.}$$

$$Tact < Tper.$$

Para checar el valor apropiado del ancho (B) de la placa, se revisará el esfuerzo del concreto ( $f_c$ )

$$f_{c\bar{A}ct} = \frac{2(P+T)}{Bx} = \frac{2(69040 + 37039)}{85 \times 57.02}$$

$$F_c = \frac{212,158}{4846.7} = 44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Como } 180/3 = 60 > 57.02 \quad F_{cper} = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 80 x 165 y 4 anclas  $\emptyset 1 \frac{5}{8}$ "

Por estar un poco sobrada

$$\text{Area Neta } \emptyset 1 \frac{5}{8}" \quad A_s = 4 \times 9.77 = 39.08 \text{ cm}^2$$

Revisión para la combinación 7

$$w = 151.8 - 82.5 = 69.3 \text{ cm.}$$

$$a = 165 - 10 = 155 \text{ cm}$$

$$w = \frac{6 \times 9,49 \times 39,08 (155 + 69,30)}{80} = 6238,95$$

$$x^3 + 3 \times 69,30 x^2 + 6238 x = 6238 \times 1,55$$

$$x^3 + 207,90 x^2 + 6238 x = 967037,25$$

$$x = 50,30 \text{ cm.}$$

Comprobando

$$967,088,42 \quad 967 \ 037,25$$

Revisando la tensión sobre las anclas

$$T_{act} = 69040 \frac{50,30 + 3 \times 69,30}{3 \times 155 - 50,30} = 69040 \times 0,622 = 42986 \text{ Kg}$$

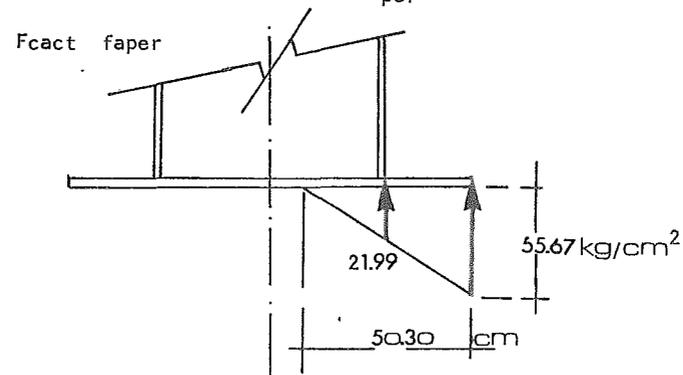
$$T_{per} = 1400 \text{ Kg} \times 39,08 = 54,712 \text{ Kg}$$

Tact      Tper

Esfuerzo en el concreto

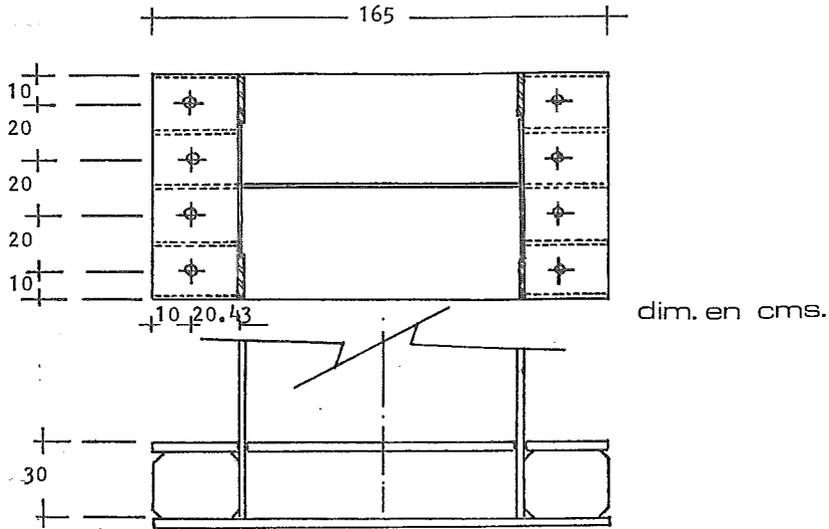
$$f_{c_{Act}} = \frac{2 (69040 + 42986)}{80 \times 50,30} = 55,67 \text{ Kg/cm}^2$$

Como  $155/3 = 51,66$      $50,30$      $f_{c_{per}} = 75 \text{ Kg/cm}^2$



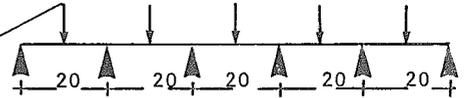
Proponiendo la siguiente disposición de placa base

Para determinar el calculo de espesores



#### 4.5.4 Revisión de la placa superior

$$P = 1400 \text{ Kg/cm}^2 \times 9.77 \text{ cm}^2$$



$$M (+) = 0.17 P = 0.17 \times 13.678 \times 0.20 = 0.465 \text{ T-m}$$

$$M (+) = 0.116 P = 0.116 \times 13.678 \times 0.20 = 0.317 \text{ T-m}$$

$$M (-) = 0.161 P = 0.161 \times 13.678 \times 0.20 = 0.440 \text{ T-m}$$

$$M (-) = 0.107 P = 0.107 \times 13.678 \times 0.20 = 0.293 \text{ T-m}$$

$$\text{Esfuerzo } f_b = 0.75 \times F_y = 0.75 \times 2530 \text{ Kg/cm}^2 = 1897 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Modulo de Sección Necesario } S_{nec} = \frac{M}{F_b} = \frac{46500}{1879} = 24.5/\text{cm}$$

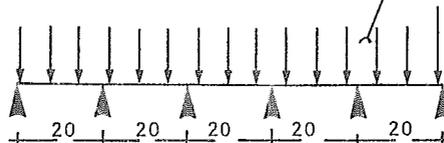
$$\text{Cálculo del Espesor } S = bt^2/6 \quad b=30.43 \quad t = 4.45 = 25.98 \text{ cm}$$

$$t = \frac{6S}{b} = \frac{6 \times 24.51}{25.98} = 2.34 \text{ cm}$$

Emplearemos placa superior de 1"

#### 4.5.5. Revisión de la placa inferior

$$w = 55.67 \text{ Kg/cm}^2 \times 30.43 = 1694.04 \text{ Kg/cm}$$



$$M (+) = 0.0772 \times 1694.04 \times 20^2 = 52312 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M (-) = 0.1071 \times 1694.04 \times 20^2 = 72573 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Para  $b_1 = 25.98 \text{ cm}$  Para momento positivo

$b_2 = 30.43 \text{ cm}$  Para momento negativo

$$S_{nec_1} = \frac{52312}{1897} = 27.57 \text{ cm}^3 \quad t = \frac{6 \times 27.57}{25.98} = 2.52 \text{ cm P } 1''$$

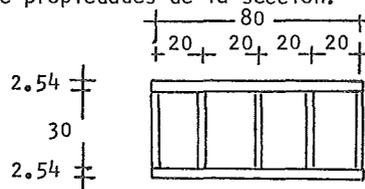
$$S_{nec_2} = \frac{72573}{1897} = 38.26 \text{ cm}^3 \quad t = \frac{6 \times 38.26}{25.98} = 2.74 \text{ cm P } 1 \frac{1}{8}''$$

Por lo que pondremos placa inferior de  $1 \frac{1}{8}'' = 2.85 \text{ cm}$

#### 4.5.6. Revisión de cartabones

$$t_{\min} = 30.43/16 = 1.90 \text{ placa } 3/4''$$

Calculo de propiedades de la sección.



$$\text{Inercia} = \frac{80 \times 35.08^3}{12} - \frac{70.5 \times 30^3}{12} = 129.172 \text{ cm}^4$$

$$\text{Modulo de sección} = \frac{129172}{17.54} = 7364 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento a que se somete la sección

$$\text{Para tensión} \quad P = 4 \times 13678 \text{ Kg} = 54712 \text{ Kg}$$

$$M = 54712 \text{ Kg} \times 20.43 \text{ cm} = 1'117766 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{fact} = \frac{1'117766}{7364} = 152 \text{ Kg/cm}$$

$$F_{per} = 0.6 \times 2530 \text{ Kg/cm}^2 = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{fact} < F_{per}$$

Para compresión

$$P = 21.99 \text{ Kg/cm}^2 \times 30.43 \times 80 = 53536 \text{ Kg}$$

$$M = 53,536 \times 30,43 = 1'629\ 090$$

$$fbact = \frac{1'629\ 090}{7364} = 221\ \text{Kg/cm}^2$$

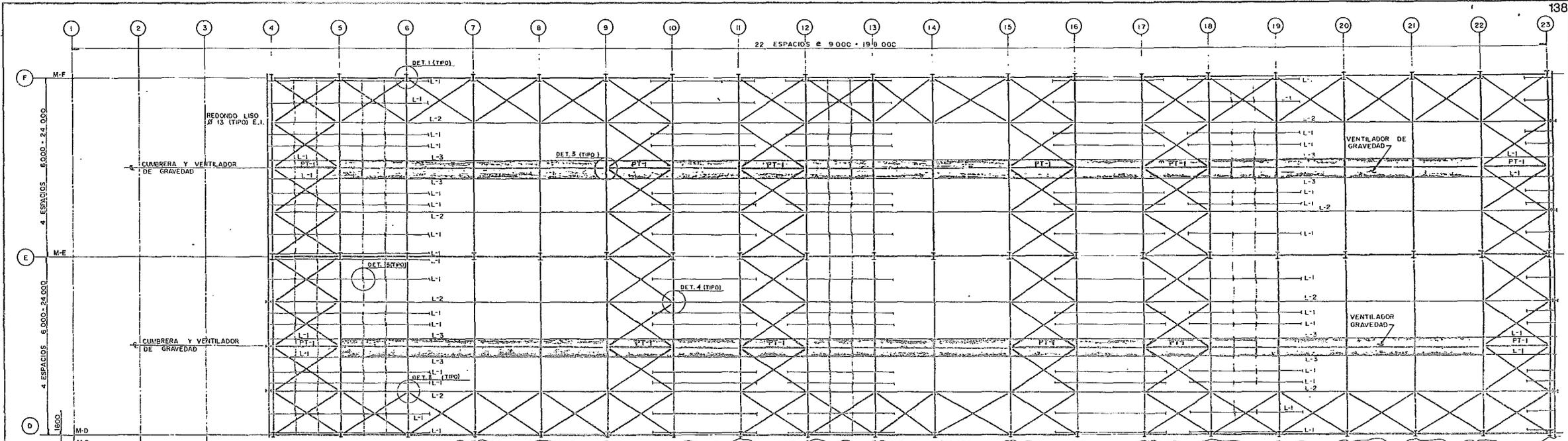
$$fbact < fbper$$

dejaremos la placa ya que rige espesor mínimo.

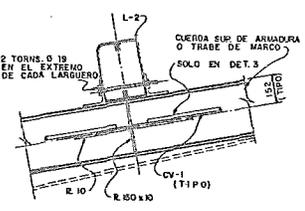
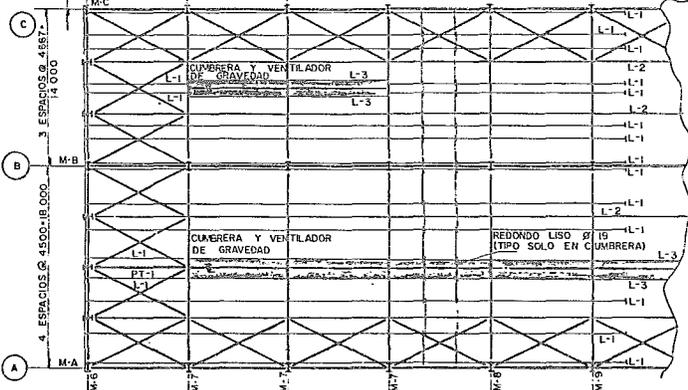
capitulo 5

detalles estructurales

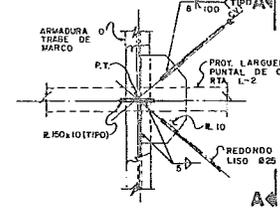
36



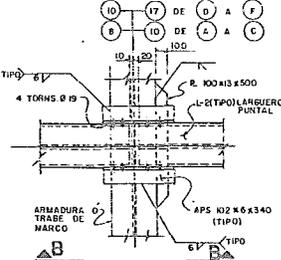
5.1. PLANTA DE CUBIERTA



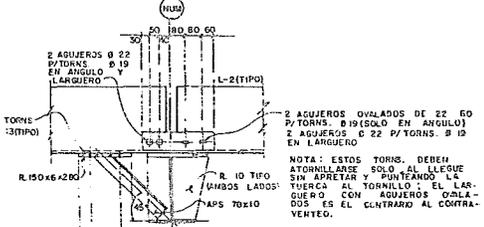
CORTE A-A



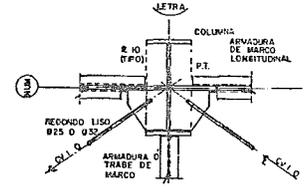
DETALLE 3



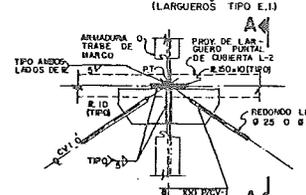
DETALLE 4



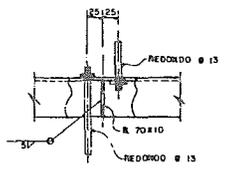
CORTE B-B



DETALLE 1



DETALLE 2



DETALLE 5

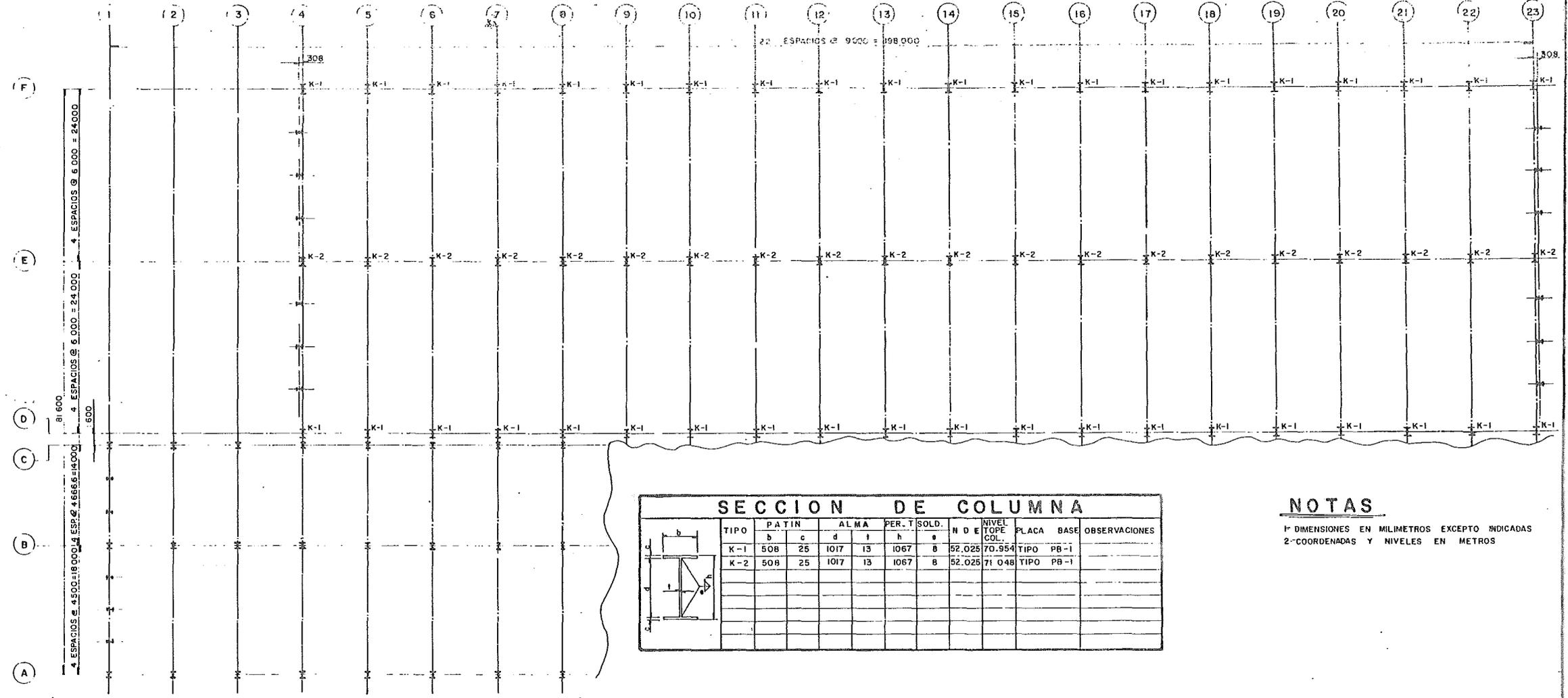
SIMBOLOGIA

- NDE = NIVEL DESPLANTE DE ESTRUCTURA.
- NTE = NIVEL TIPO DE ESTRUCTURA.
- PTM = NIVEL PUNTO DE TRABAJO.
- K = COLUMNA
- T = TRABE
- A = ARMADURA
- L = LANGUERO
- M = MARCO
- CV = CONTRAVENTADO
- CI = CUERDA SUPERIOR
- CS = CUERDA INFERIOR
- PT = PUNTAL
- D = DIAGONAL
- M = MONTANTE

NOTAS GENERALES

- 1.- DIMENSIONES EN MILIMETROS
- 2.- NIVELES EN METROS
- 3.- PERFILES ESTRUCTURALES A.S.T.M. A-36.
- 4.- LOS PERFILES MON-TEN SERAN A 40-66.
- 5.- LOS TORNILLOS SERAN ALTA RESISTENCIA A.S.T.M. A-325.
- 6.- LAS ANCLAS SERAN DE ACERO A.S.T.M. A-307.
- 7.- TODA LA SOLDADURA SERA DE LA SERIE E-60.
- 8.- TODA LA ESTRUCTURA IRA PINTADA DE TALLER SEGUN ESPECIFICACION EN CONTRATO, TODA LA PINTURA DE TALLER QUE HAYA SIDO DAÑADA DURANTE EL TRANSPORTE Y EL MONTAJE DEBERA SER RESTAURADA INMEDIATAMENTE DESPUES DEL MONTAJE.
- 9.- ESPECIFICACIONES DEL A.I.S.C. A.I.S.I., A.U.S.
- 10.- VER ESPECIFICACIONES

NOTA: ESTOS TORNOS DEBEN ATORNILLARSE SOLO AL LLEVE SIN APRIAR Y PUNTEANDO LA FUERZA AL TORNILLO. EL LARGUERO CON AGUJEROS OVALADOS ES EL CONTRARIO AL CONTRAVENTADO.

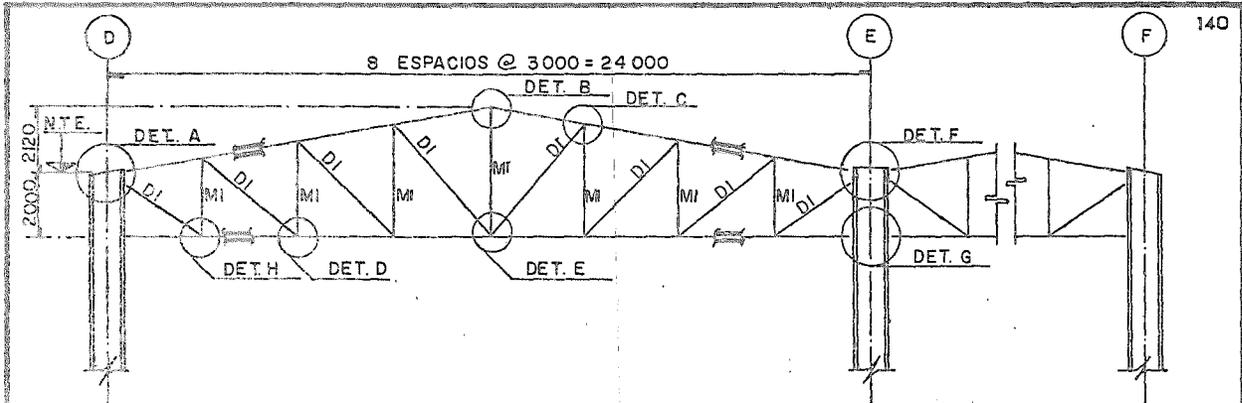


**SECCION DE COLUMNA**

TIPO	PATIN		ALMA		PER. T	SOLD.	N D E	NIVEL TOPE COL.	PLACA BASE	OBSERVACIONES
	b	c	d	t						
K-1	508	25	1017	13	1067	8	52.025	70.954	TIPO PB-1	
K-2	508	25	1017	13	1067	8	52.025	71.048	TIPO PB-1	

**NOTAS**  
 1- DIMENSIONES EN MILIMETROS EXCEPTO INDICADAS  
 2- COORDENADAS Y NIVELES EN METROS

52. PLANTA DE COLUMNAS

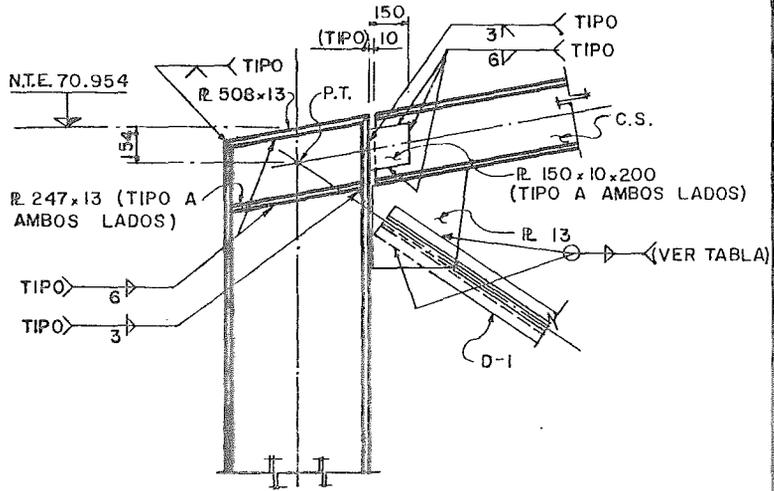


**5.3. ARMADURAS DEL MARCO TRANSVER. Y DETS.**

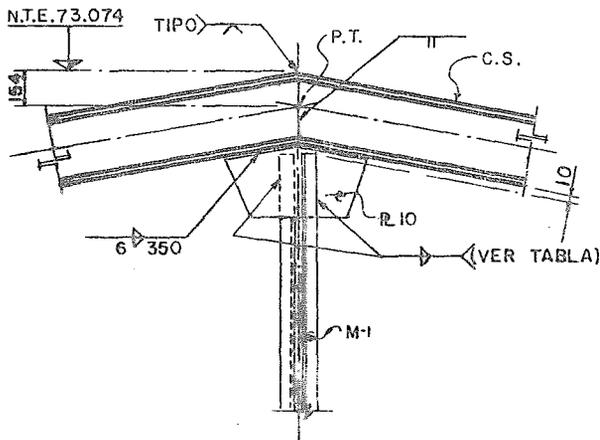
SOLD. DE ANGULOS				
ANGULO	e	L1	L2	
102 x 6	5	100	240	
76 x 10	8	110	250	

TABLA DE PERFILES	
ELEMENTO	PERFIL
C. S.	IPR 305 x 203 (59.60)
C. I.	IPR 305 x 203 (59.60)
M-1	2+APC 102 x 6
D-1	2+APS 76 x 10

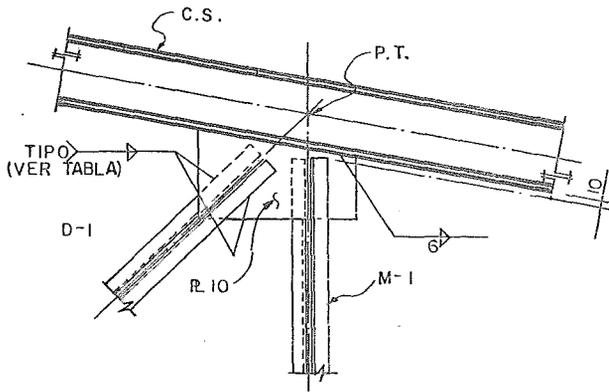
R 50 x 10 x 100  
 A L/2 (TIPO)  
 PARA M-1,  
 M-2, D-1 Y D-2



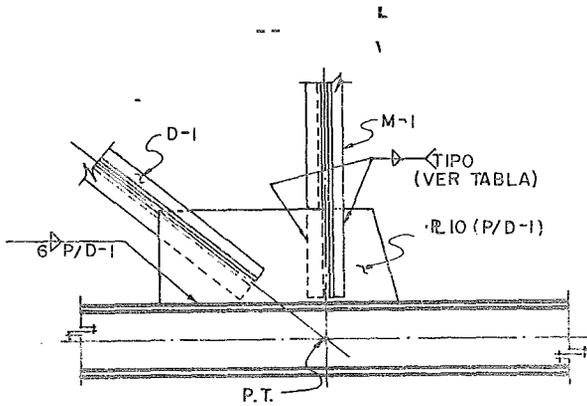
5.3. DETALLE A



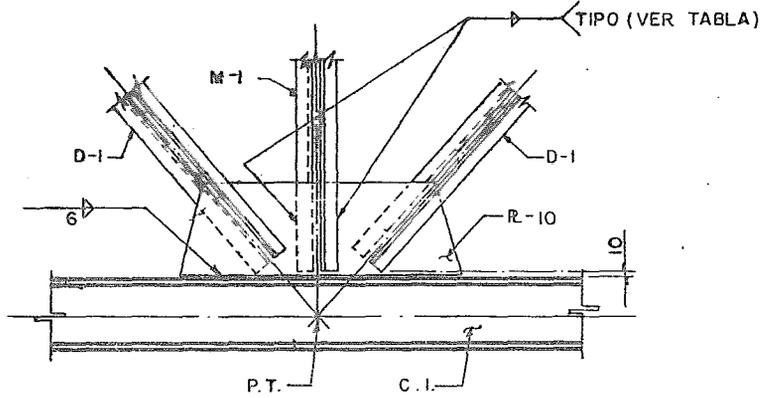
5.3. DETALLE B



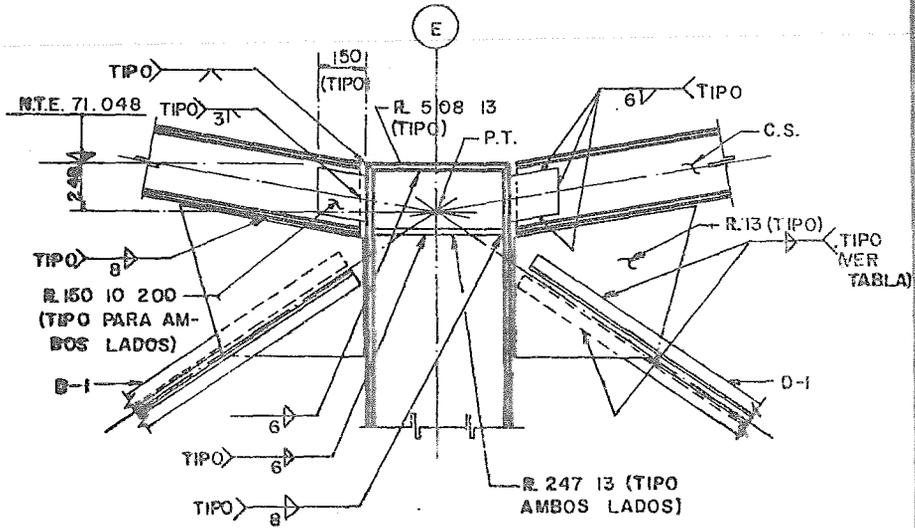
5.3. DETALLE C



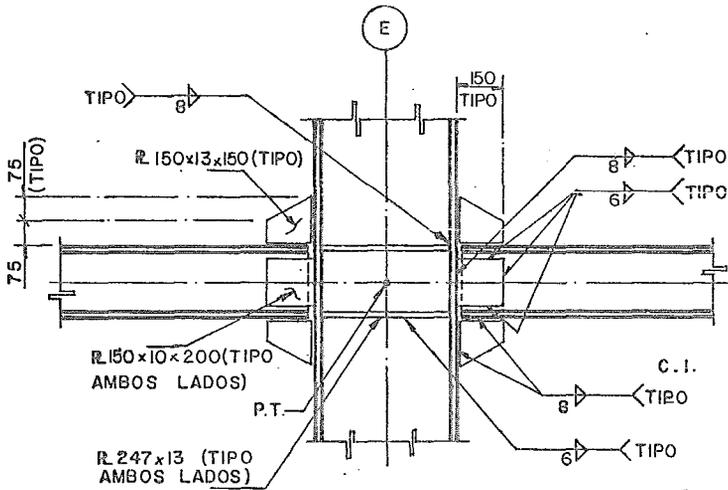
5.3. DETALLE D



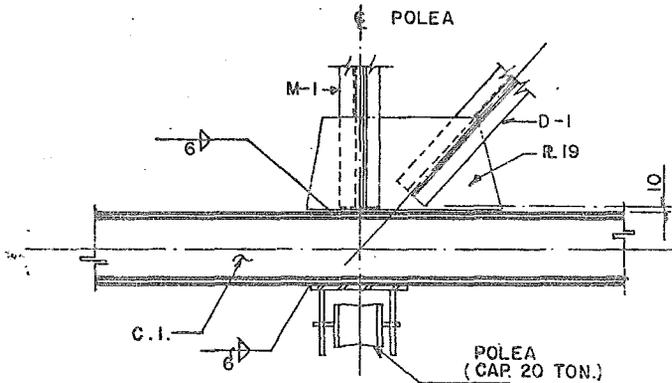
**5.3. DETALLE E**



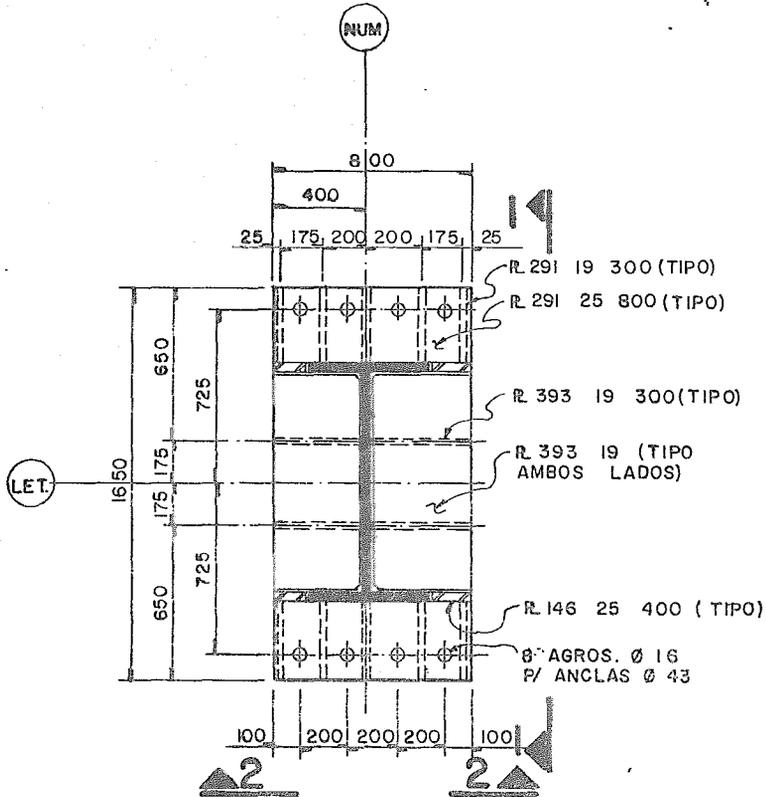
**5.3. DETALLE F**



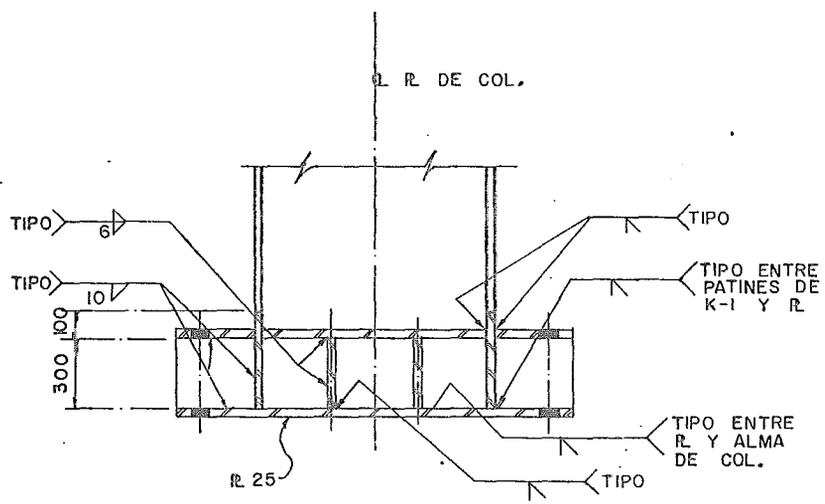
### 5.3. DETALLE G



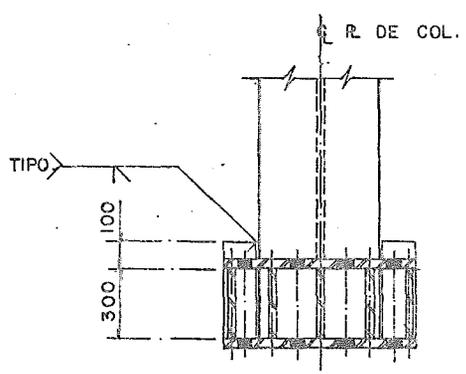
### 5.3. DETALLE H



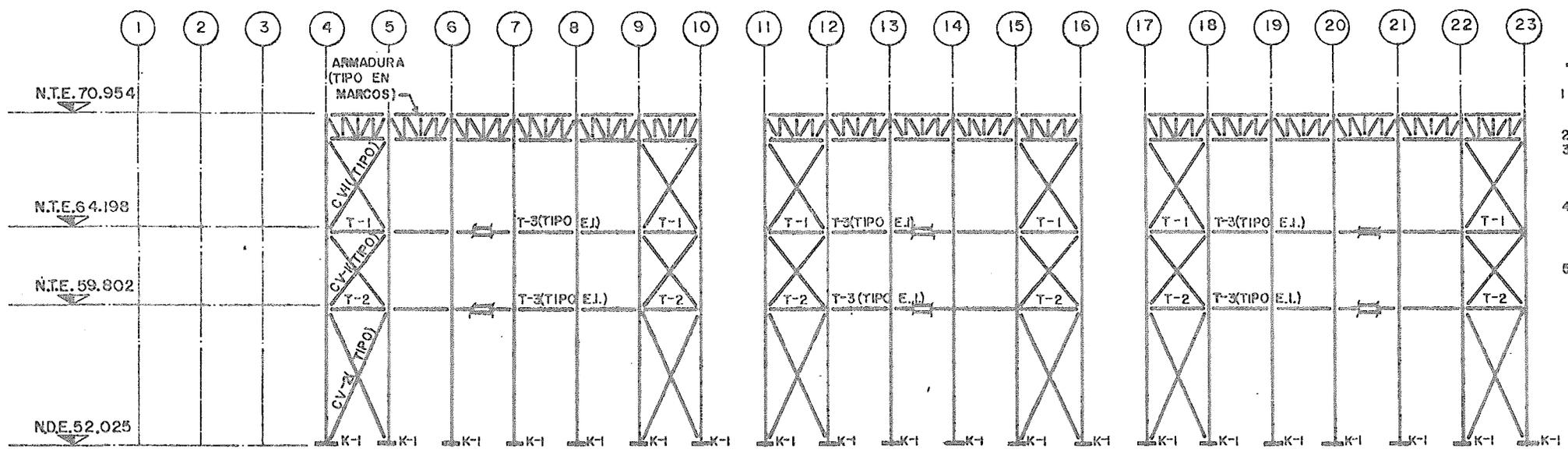
54. PLACA BASE I



5.4 VISTA I-I



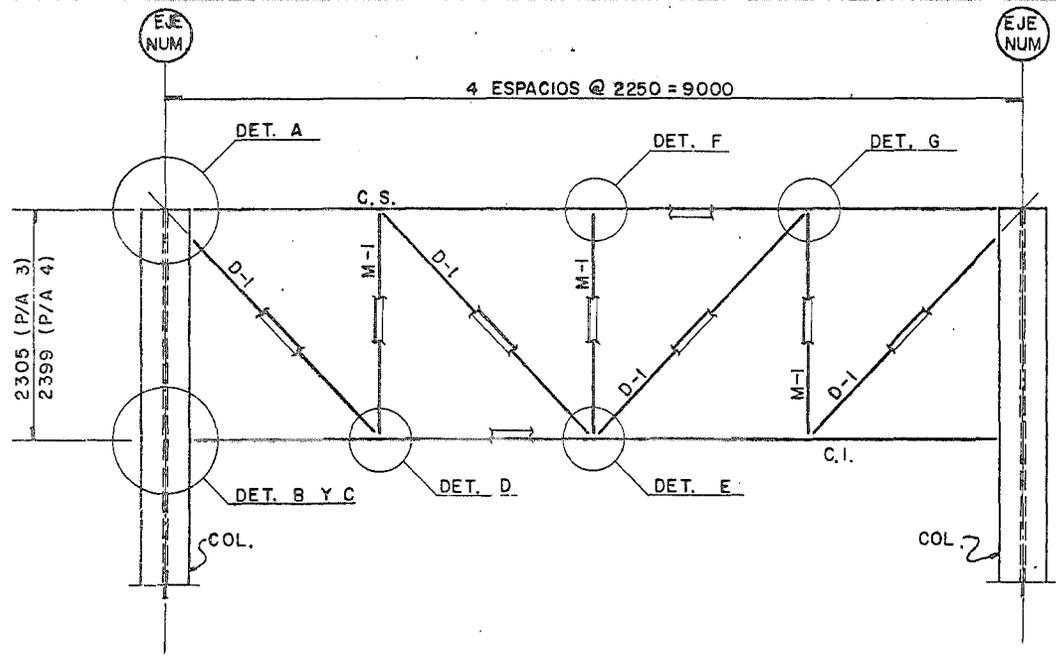
5.4 VISTA 2-2



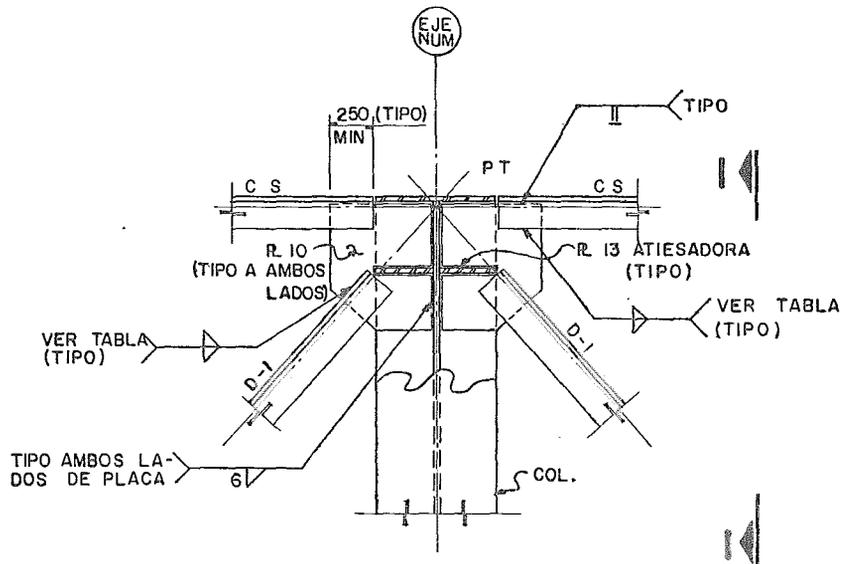
**NOTAS :**

- 1-DIMENSIONES EN MILI-METROS EXCEPTO INDICADO
- 2-NIVELES EN METROS
- 3-PARA NOTAS GENERALES Y SIMBOLOGIA VER PLANO PLANTA DE CUBIERTA
- 4-PARA SECCION Y CONEXION DE TRABES CONTRABENTEOS VER PLANOS
- 5-TODAS LAS PLACAS DE CONEXION DEBERAN RANURARSE CUANDO EXISTAN PLACAS AJUSTADORAS

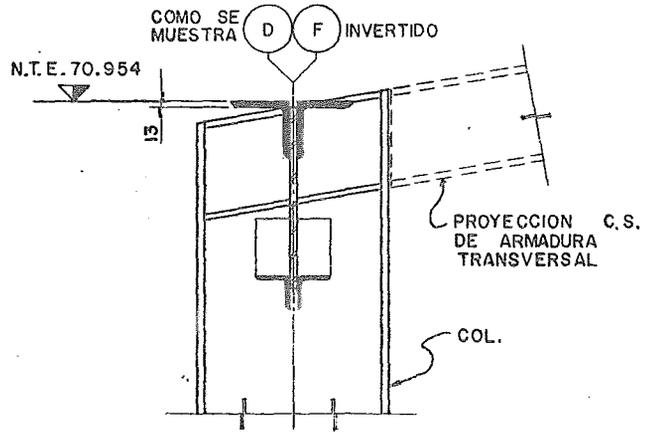
**5.5. ARMADURA DEL MARCO EJE LONGITUDINAL**



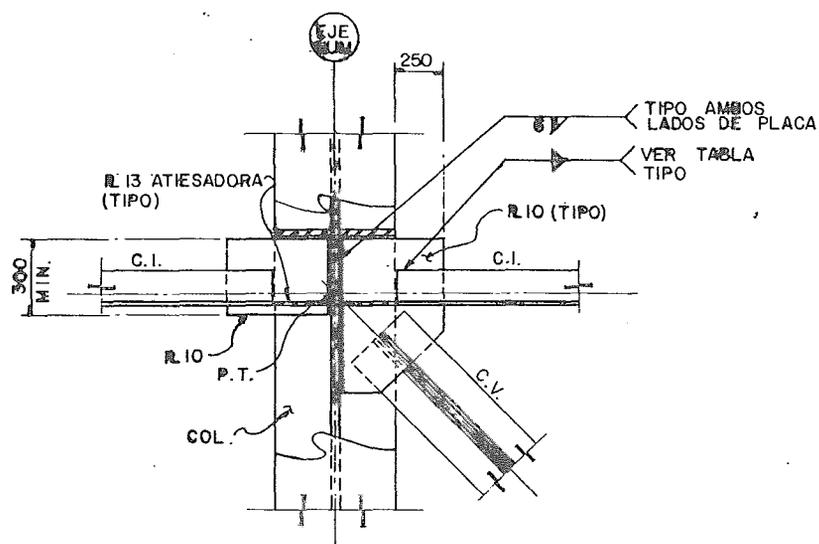
5.5. ARMADURA A-1 Y A-2



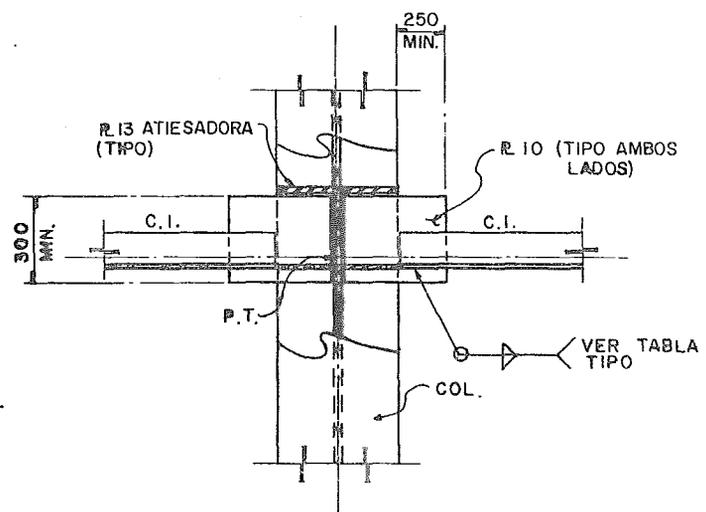
### 5.5. DETALLE A



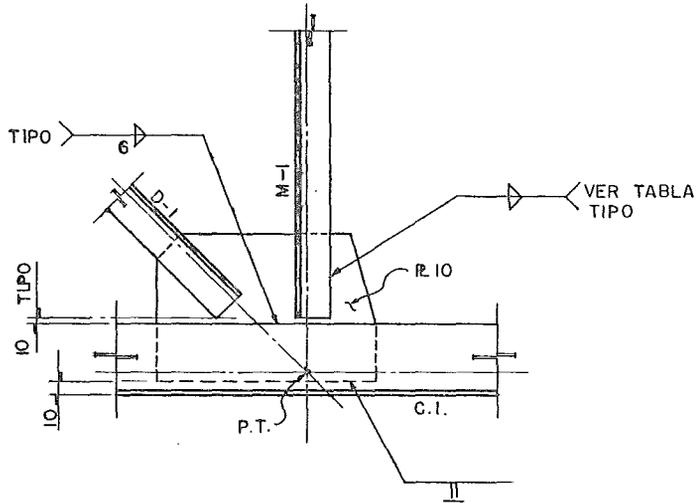
### CORTE I-I



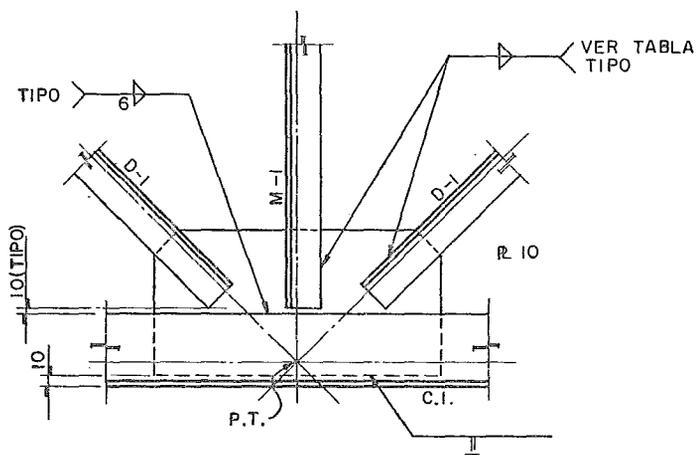
### 5.5. DETALLE B



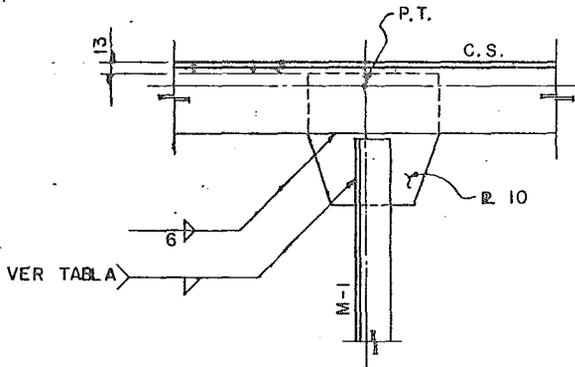
### 5.5. DETALLE C



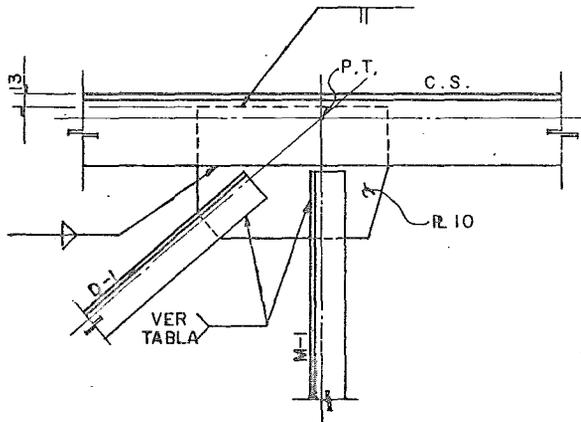
5.5. DETALLE D



5.5. DETALLE E



### 5.5. DETALLE F



### 5.5. DETALLE G

# conclusiones

Después de tener sustancialmente una variada gama de implicaciones teóricas, uno se pregunta la forma objetiva de su aplicación en el desarrollo social, económico y tecnológico del país.

Es bien conocido que existen limitaciones de tipo reglamentario -- que son impuestas por las autoridades del país en que se ejecuta - el inmueble, al presentarse un proyecto de esta índole y ante la - carencia de este tipo de desarrollo tecnológico en este campo ha - sido necesario importar la ingeniería básica de Suiza; entendiéndose esto por la distribución electromecánica (lay-out) de la nave propuesta, lo que origina como consecuencia el empleo normado de sus especificaciones técnicas, que se complementan con los códigos nacionales vigentes aplicados a los materiales existentes; siendo de tal forma que su correcta interpretación y aplicación radicará en beneficio de la estabilidad de la estructura, proporcionando seguridad a cada una de las partes involucradas en el proyecto y después del mismo.

En la determinación de cada una de las cargas que gravitan en la - estructura, es indispensable basarse en las especificaciones que - las condicionan, hay que hacer hincapié que para la combinación de cargas de grúas siendo estas las más complejas, se empleo el criterio de carga más desfavorable que fue la que provocó mayor descarga sobre las columnas, se establece un desarrollo para cuantificar estas descargas, pudiéndose emplear en cualquier modelo de estructura.

El criterio empleado para el prediseño es simplificar el marco de tal manera que se consideró con el cabezal horizontal, analizándolo con un Kani y obteniendo elementos mecánicos aproximados; aplicando el par en los extremos de la armadura se calculan los esfuerzos de tensión o compresión en las barras. Al prediseñarse la columna, se supone toda la carga que actuará, lo mismo que el momento máximo - que provoca la grúa, dejando sobrada la sección propuesta para que los esfuerzos adicionales sean tomados al combinar las cargas; teniendo de esta manera una tentativa de secciones llamadas preliminares.

Es un punto medular definir las condiciones de carga que para esta estructura se emplearon, siendo que las características de una nave industrial que además de tener las cargas fijas, propias de ella y la carga reglamentaria, hay que determinar las cargas móviles accionadas por dispositivos dinámicos, es obvio señalar que al tener --- grúas en dos niveles en una misma cruzla no podrán estar cargadas - al mismo tiempo, pero si podrán estarlo dos grúas en un mismo entre eje; evidentemente estas provocarán cargas adicionales debido al -- frenaje del carro.

La manera de combinar las cargas será una interpretación lógica de lo que puede actuar simultáneamente bajo las condiciones a que esta sujeto el marco. Es importante mencionar que el marco se tipificó, con el objeto de ahorrar recursos pues en realidad no se iustifica todo un análisis de cargas y del marco, para el caso de uno de extremo - que trabaja a la mitad de esfuerzos que el que se tipifico; elimi-- nando de esta manera la fabricación de piezas de otras dimensiones.

En el análisis de los marcos rígidos dispuestos en dos direcciones frecuentemente ortogonales, de manera que constituyen una estructura tridimensional, la práctica seguida para su análisis y diseño ha consistido tradicionalmente en separarlos en dos familias y analizar cada marco como una estructura plana, soportada lateralmente por los marcos normales a él. Aunque el empleo creciente de las computadoras electrónicas hace suponer que en un futuro cercano será económico y conveniente analizar las estructuras que se acaban de mencionar como lo que realmente son, de tres dimensiones, en la actualidad se siguen analizando, en la mayor parte de los casos, como estructuras planas, ya que la descomposición de los marcos tridimensionales reales en dos familias de marcos planos es posible por la pequeña rigidez torsional de las vigas.

El dimensionamiento definitivo de cada miembro se hizo exhaustivamente, revisando cada uno de los esfuerzos a que estarán sujetos o a una combinación de ellos; en el análisis y diseño se determina la condición de apoyo a que estarán sujetas las conexiones de los miembros principales y que al hacer los planos de diseño y taller el detalle corresponderá a estas.

## referencias

- 1.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección 6 (6.1.3) Diseño --- por Sismo, Comisión Federal de Electricidad, México, D.F. (1981).
- 2.- Manual de Diseño de Obras Civiles, Sección 6 (6.1.4.) Diseño --- por Viento, Comisión Federal de Electricidad México, D.F. (1981).
- 3.- Whiting Crane Handbook.
- 4.- Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), Nueva York (1980).
- 5.- Oscar de Buen López Heredia, Estructuras de Acero, Editorial - Limusa, México, D.F. (1980).
- 6.- Rodolfo Luthé, Análisis Estructural, Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería (1971).
- 7.- Chu-Kia Wang, Ph. D., Statically Indeterminate Structures, Mc. - Graw-Hill Book Company, INC. New York (1953).
- 8.- Rodolfo Luthé, Antonio Olivera, Fernando Schutz, Métodos Numéricos, Editorial Limusa, México D.F. (1978).
- 9.- John E. Lethers, Design in Structural Steel, third Edición, Prentice-Hall, INC., Englewood Cliffs, New Jersey (1972).
- 10.- Manual AHMSA para Ingenieros, Altos Hornos de México, S.A.
- 11.- Manual para Constructores, Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A. México, D.F. (1965).

