



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

A C A T L A N



ANALISIS Y DISEÑO DEL HANGAR QUE SE
CONSTRUIRA EN LAS BAJADAS, VERACRUZ

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N

JAVIER AQUINO VERA
JOSE ERNESTO BAUTISTA ARIAS
JOSE ANGEL GOMEZ DEL RIO

MEXICO, D. F.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

UNAM



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TEMA:

ANALISIS Y DISEÑO DEL HANGAR QUE SE CONSTRUIRA EN LAS
BAJADAS VERACRUZ.

I.- ASPECTOS GENERALES

II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

III.- SUPERESTRUCTURA

III.1 ANALISIS MANUAL

III.1.a PARA CARGA VERTICAL

III.1.b PARA SISMO

III.1.c PARA VIENTO

III.1.d PARA LA COMBINACION MAS DESFAVORABLE DE CARGAS

III.2 ANALISIS POR MEDIO DE COMPUTADORA

III.2.a PARA CARGA VERTICAL

III.2.b PARA SISMO

III.2.c PARA VIENTO

III.2.d PARA LA COMBINACION MAS DESFAVORABLE DE CARGAS

IV.- COMPARACION DE RESULTADOS

V.- DISEÑO

V.1. ESTRUCTURA METALICA

V.2. ESTRUCTURA DE CONCRETO

VI.- CIMENTACION

VI.1. ANALISIS

VI.2. DISEÑO

VII.- COMENTARIOS FINALES

.BIBLIOGRAFIA.

I.- ASPECTOS GENERALES

ASPECTOS GENERALES

La aviación moderna ha conseguido el acercamiento de muchas regiones de nuestro país eliminando las barreras de distancia y tiempo que en el pasado nos aislaron parcialmente.

Es necesario siempre estar al tanto de los avances técnicos, así como también de la información de los últimos adelantos de la misma; ya que hay que tomar en cuenta que la aviación es una ciencia dinámica, que requiere de una gran elasticidad de concepción, para dar soluciones buenas y efectivas. Dichas soluciones pueden ser, por ejemplo, para mejoramiento del señalamiento aéreo, pistas apropiadas para el incremento de tonelaje de las aeronaves, edificios adecuados para los pasajeros, observación meteorológica, carga de correos y fletes, dirección administrativa, etc. así como edificios apropiados para la conservación, mantenimiento y guarnición de las naves, llamadas hangares y talleres, los cuales han tenido mucha importancia a partir de la segunda guerra mundial, en la cual estas secciones ya existían y se improvisaba una pequeña área dentro de las mismas para la radio y la estación meteorológica.

Enfocándonos al problema primordial de las aeronaves que es el de proporcionarles estacionamiento y protección contra las inclemencias del tiempo (recordando -- que el avión es justamente un vehículo de transporte) se requiere de un lugar donde guardarlo y repararlo; Secreta

rías de Estado, empresas privadas, particulares, se han visto en la necesidad de construir un hangar para todos los aviones de su propiedad, ya que en los últimos años se ha incrementado su uso para fines de negocio y técnicos principalmente.

El tipo de hangar que se analizará en esta tesis, se diseñará para ser construido en Las Bajadas, Ver. está determinado por los tipos de aviones (pequeños), así como también helicópteros (otro tipo de transporte) que generalmente poseen las secretarías, empresas privadas y particulares principalmente.

Conforme los aviones van siendo mayores obviamente van siendo más grandes las dimensiones de los hangares; el suministrarles guarnición y mantenimiento hace que el problema económico vaya siendo progresivamente más serio, puesto que el incremento exigido en altura y en anchura libre, causa un rápido aumento en el costo de la construcción.

Lo anterior nos da una idea de la importancia que tiene en la actualidad la construcción de hangares para el almacenamiento de aviones y de talleres para el mantenimiento de los mismos.

El uso de las comunicaciones aéreas dentro de las Secretarías de Estado, empresas privadas y particulares ha ido incrementándose cada vez más, ya que día a día son más las compañías que rentan un área determinada para la protección de sus aviones dentro de hangares ajenos, por el número de aeronaves que actualmente existen y con

una previsión futura; varias Secretarías de Estado, así - como empresas particulares han pensado en adquirir lotes completos dentro del área federal del aeropuerto para la construcción de sus propios hangares.

La Compañía Supervisora Industrial, S. A., que vende y construye hangares en condominio, dió a conocer - la zona de aviación general, la cual fué lotificada en áreas de 100 x 100 m. así como también los servicios generales que se adquieren en dicha zona:

- a).- Energía Eléctrica
- b).- Líneas Telefónicas
- c).- Agua Potable
- d).- Drenaje
- e).- Meteorología
- f).- Oficina de Operaciones
- g).- Partes y Refacciones
- h).- Combustible
- i).- Radio
- j).- Taller de Mantenimiento
- k).- Lavado de Aviones
- l).- Estacionamiento para Automóviles
- m).- Vigilancia

El Departamento de Aeródromos y Aeropuertos Civiles, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes es el único autorizado para determinar alturas máximas para estacionamiento de aeronaves cercanas a las calles de rodaje.

El tipo de hangar que se analiza en esta tesis,

para ser construído en Las Bajadas, Veracruz (ver plano de localización), está determinado por la gran variedad de aviones pequeños que posee la Secretaría de Marina; el hangar tendrá un área libre de 52 x 44 m. (2,288 m².), la cual está dentro de las dimensiones de lotificación que son de 100 x 100 m.

El hangar a construir en esta área tendrá dos funciones primordiales:

- a).- Proporcionar almacenaje a los aviones
- b).- Dar servicio y revisión

El almacenaje se precisa, como anteriormente hicimos mención, para proteger de los elementos naturales a los aviones más pequeños y más ligeros. Los aparatos pequeños serán acumulados en tipos convencionales de hangares, así como los de transporte de tamaño mediano.

Los aviones mayores son atendidos en el tipo de hangar de nariz, en los que sólo se encierra la sección delantera del aeroplano, incluso los motores, quedando fuera la mayor parte del fuselaje y de las superficies de cola.

Las Secretarías de Estado como son la S.C.T., la S.A.R.H., la C.F.E., etc., operan en el sentido radial desde una base fija, es decir, sus hangares tienen dos funciones: la de almacenaje y la de servicio y mantenimiento.

En nuestro caso, el hangar propuesto funciona con el servicio de sentido radial.

II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto del hangar que se presenta en este trabajo se localiza en el aeropuerto de la Ciudad de Veracruz, Ver., que se encuentra comprendido aproximadamente en el meridiano $96^{\circ} 10'$ al Oeste de Greenwich y el paralelo $19^{\circ} 09'$.

El sitio del hangar está ubicado en la Colonia Las Bajadas, Ver., dentro de la zona del aeropuerto (ver plano No. 1).

OBJETIVO

El objetivo de este proyecto es la construcción de un nuevo hangar para dar mayor servicio, ya que el existente no cubre las necesidades, dado que hay una mayor frecuencia de vuelos.

CARACTERISTICAS DEL HANGAR

El hangar está constituido por cuatro cuerpos - (ver Figura No. 1 y Plano Arquitectónico).

El cuerpo I es la zona del hangar donde se aloja el avión Grumman HU-16 Albatros.

En el cuerpo IIa. se encuentran los servicios de guardia, enfermería, laminastería, pintura, almacén, tapicería, entelado y carpintería.

El cuerpo IIb. es igual al IIa., alojándose los servicios de helicópteros, vestidores y sanitarios, con-

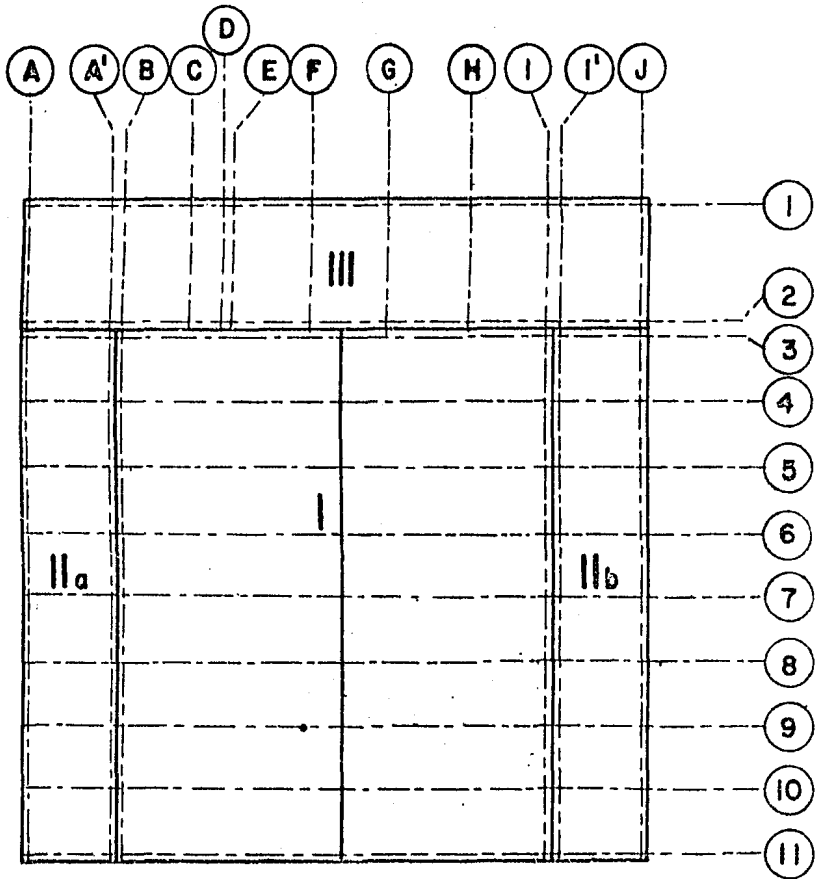


Fig. I Localizacion de Cuerpos

trol de aviones, manuales y hélices.

El cuerpo III está constituido por dos plantas: en la planta baja están los servicios eléctricos, hidráulico, carburación y soldadura. En la planta alta, los servicios de instrumentos, electrónica, dirección y subdirección, administración, archivo, sala de usos múltiples y sanitarios.

La puerta de acceso al hangar es de carrera lateral, es la más usual y la menos costosa. A continuación damos una descripción del funcionamiento de estas puertas, de las que existen dos tipos:

- a).- Las que operan sobre el principio de acordeón empleando hojas de 1.22 m. de ancho, las cuales se pliegan dentro del receptáculo de puertas.
- b).- Cada hoja compensada por la adyacente, cada una se mueve en sus carriles propios y a diferente velocidad de sus vecinas, de manera que todas llegan a su posición abierta o cerrada simultáneamente.

En algunos casos se emplea una combinación de correderas laterales y puerta de cola enrollable, como es el caso de la puerta que nos ocupa.

A continuación describimos las características del avión en el cual se basó el proyecto del hangar.

CARACTERISTICAS DEL AVION
GRUMMAN HU - 16 ALBATROS

País de origen: U.S.A., tipo anfibio, su utilidad de transporte es tanto aérea como marina, es un avión de rescate.

Fuentes de potencia: dos motores R - 1820 - 76A radiales de 1425 HP ó (CSR - 110), R - 1820 - 82 radiales de 1525 HP.

Rendimiento: según especificaciones relativas - HU - 16B, relacionando al HU - 16A, velocidad máxima 236 (245) m.p.h. a 236 (270) m.p.h. a 18,800 ft.

Pesos: vacío 22,883 (20,100) lb., cargado 30,353 (27,500) lb., máximo 35,700 lb.

Comodidades: equipo (misión de rescate) de 6 a - 12 camillas), o (misión de transporte) equipo de 3 y para 10 a 22 pasajeros.

Historia de producción: aproximadamente 460 -- construidos entre 1948 y 1961.

Variantes: HU - 16B perfeccionado del HU - 16A, con alargamiento y modificación en las alas, la mayoría - de los 16A ha sido convertido en 16B.

Dimensiones: HU - 16B, embergadura 96 (80) ft. con una longitud de 62 (60) ft., altura 25 (24) ft., área del ala 1035 (833)ft². (Figura No. 2).

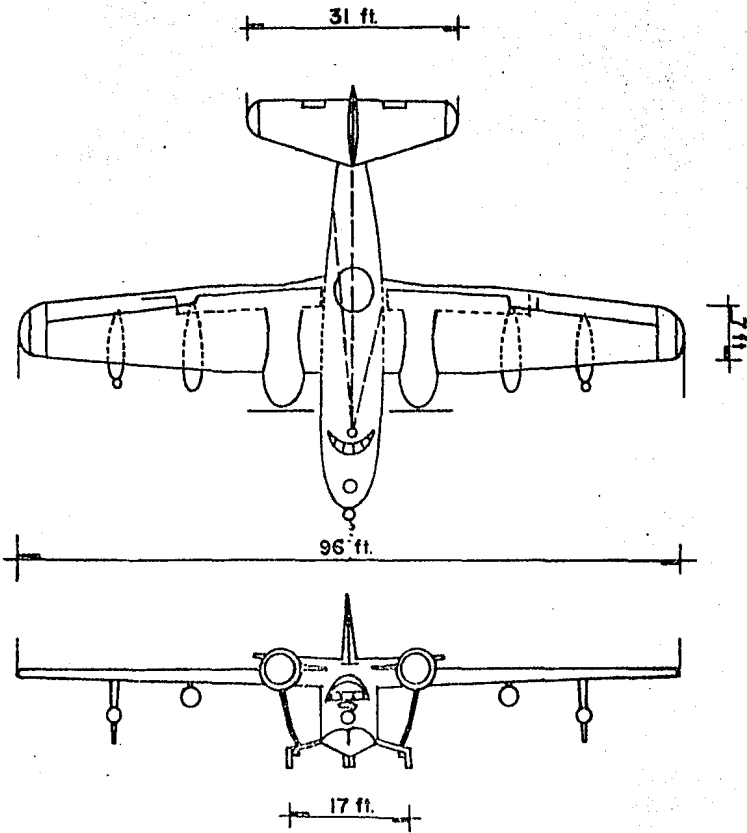
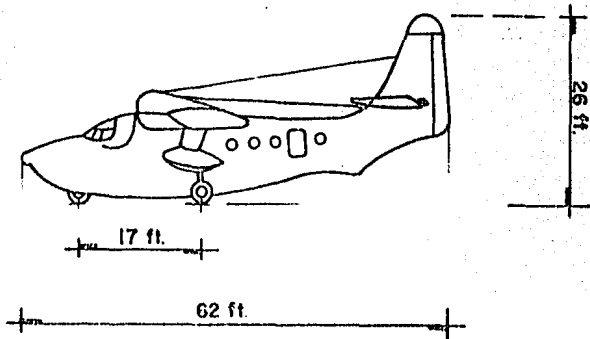


Fig. 2



DESCRIPCION DE LOS CUERPOS
DE LA ESTRUCTURA

La estructura está constituida por tres cuerpos, que son los siguientes:

CUERPO I.

Está formado por siete marcos rígidos, de acero de sección variable y dos armaduras de acero tipo Pratt, las que se apoyan sobre columnas en celosía, tanto los marcos de sección variable, como las columnas, serán articulados en la cimentación.

CUERPOS IIa y IIb.

Estos cuerpos son similares en forma y dimensión; serán solucionados a base de marcos de concreto con acero de refuerzo, los elementos estructurales que forman estos cuerpos son: losas planas macizas, traveses, columnas y zapatas de cimentación.

CUERPO III.

Será solucionado a base de marcos de concreto con acero de refuerzo; sus elementos estructurales son: losas planas aligeradas, traveses, columnas y zapatas de cimentación.

Las losas planas aligeradas, apoyarán directamente sobre las columnas y éstas a su vez enviarán la carga a las zapatas de cimentación.

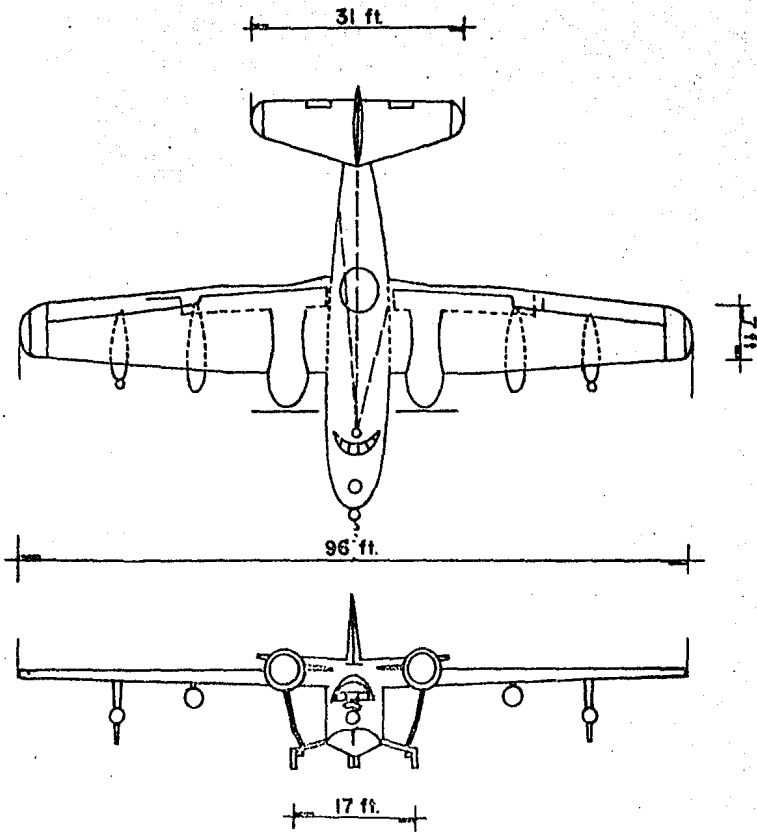
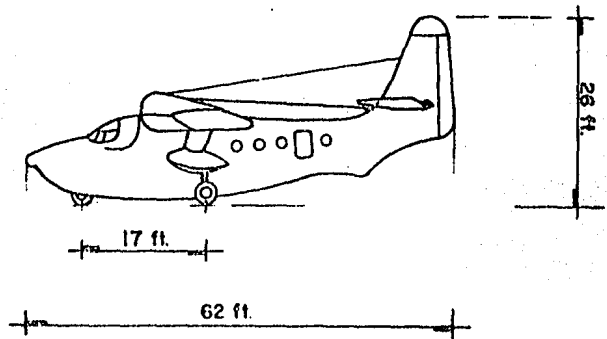


Fig. 2



DESCRIPCION DE LOS CUERPOS DE LA ESTRUCTURA

La estructura está constituida por tres cuerpos, que son los siguientes:

CUERPO I.

Está formado por siete marcos rígidos, de acero de sección variable y dos armaduras de acero tipo Pratt, las que se apoyan sobre columnas en celosía, tanto los marcos de sección variable, como las columnas, serán articulados en la cimentación.

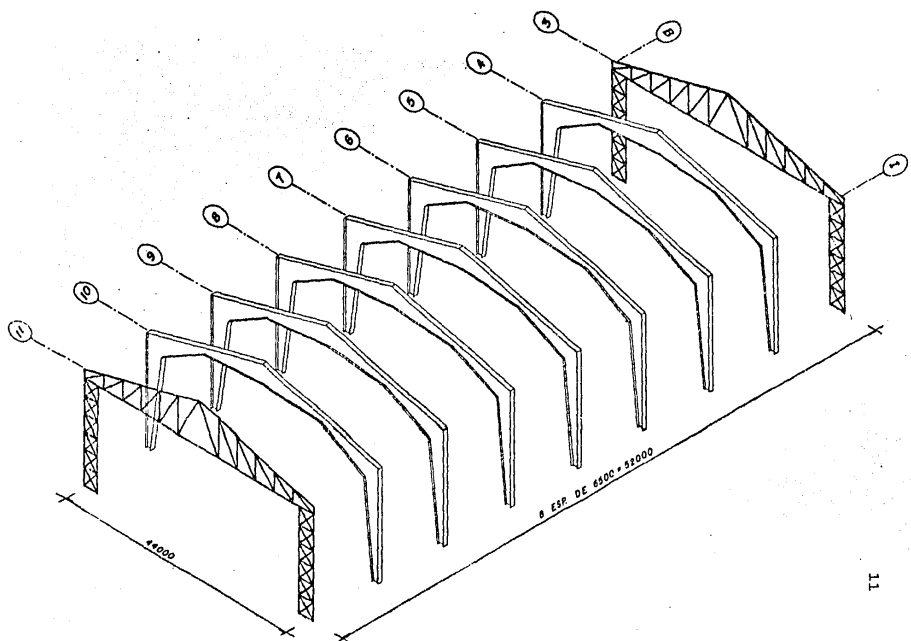
CUERPOS IIa y IIb.

Estos cuerpos son similares en forma y dimensión; serán solucionados a base de marcos de concreto con acero de refuerzo, los elementos estructurales que forman estos cuerpos son: losas planas macizas, trabes, columnas y zapatas de cimentación.

CUERPO III.

Será solucionado a base de marcos de concreto con acero de refuerzo; sus elementos estructurales son: losas planas aligeradas, trabes, columnas y zapatas de cimentación.

Las losas planas aligeradas, apoyarán directamente sobre las columnas y éstas a su vez enviarán la carga a las zapatas de cimentación.



LOCALIZACION DE MARCOS Y ARMADURAS

III. - SUPERESTRUCTURA.

SUPERESTRUCTURA

En este capítulo se analizarán los cuerpos que constituyen el hangar; como se dijo anteriormente el Cuerpo I será resuelto con estructura metálica, las fachadas principal y posterior las constituyen armaduras de cuerdas convergentes localizadas en los ejes (3) y (11) entre los ejes (B) e (I), éstas serán analizadas por los siguientes métodos.

- a).- Método de Nudos
- b).- Método de Cremona
- c).- Análisis por computadora (STRUDE)

En los marcos de sección variable localizados en los ejes del (4) al (10), entre los ejes (B) e (I) los métodos de análisis serán:

- a).- Método de Valerian Leontovich
- b).- Análisis por computadora

Los cuerpos IIa, IIb y III constituidos por marcos de concreto reforzado, serán analizados por:

- a).- Método de Cross
- b).- Método de Kani
- c).- Método de Bowman
- d).- Análisis por computadora

El análisis lo iniciaremos con la armadura tipo Pratt.

A continuación se dará una explicación del cri-

terio que se siguió, para poder partir de una base e iniciar los cálculos para el dimensionamiento de los diferentes elementos de la armadura.

PESO ESTIMADO DE LA CUBIERTA

Estas naves se caracterizan por su poca altura y por la ligereza de sus cubiertas, cuya función es proteger de la intemperie el espacio interior. Por estas características, las fuerzas debidas a sismo generalmente pierden importancia en comparación con las producidas por el viento.


La estructura está formada por armaduras de acero tipo Pratt y por marcos de sección variable a una separación de 6.50 m. La cubierta de dicha armadura será a base de lámina ROMSA sección HR en calibre No. 20, apoyada en largueros metálicos de 6.50 m. de claro que se apoyan en las armaduras y en los marcos.

Análisis de cargas:

1.- Especificaciones de carga.

1.1.- Condición carga muerta:

-Lámina ROMSA sección HR para sobre carga máxima de 336 Kg/m^2 . en calibre No. 20 - - - - - 9.87 Kg/m^2 .

-Peso largueros considerando perfil 8MT10 doble  2.00 m. c.a.c.
 peso de larguero 19.83 Kg/m .
 área tributaria $2.00 \text{ m}^2/\text{m}$.

$\frac{19.83}{2.00} = - - - - - 9.92 \text{ Kg/m}^2$.

-Contraventeo, se estima de - - - -	1.00 kg/m ² .
-Instalaciones - - - - - - - - - -	<u>5.00</u> kg/m ² .
	C. M. $\hat{=}$ 26.00 kg/m ² .

PESO ESTIMADO DE LA ARMADURA

El peso de una armadura se puede estimar en base a la experiencia previa o mediante alguna referencia a diversas tablas, o fórmulas que han sido desarrolladas para tal fin. Un factor muy importante que debe tenerse presente es que no se puede estimar las cargas de nieve, hielo o viento con más de 1% de aproximación. Además, solo se puede estimar con cierta aproximación lo que los usuarios del edificio pueden colgar de las armaduras. Esto muestra que es ilusorio esperar que se estimen en el cálculo los pesos de las armaduras con una aproximación del 1%; de hecho, estimaciones con el 10% son razonables.

Un método de aproximarse al valor del peso de una armadura y su arriostramiento, es considerarlo aproximadamente al 10% de la carga que se requiere que soporte. Para claros grandes, el porcentaje deberá aumentar un poco; cuando el diseño de la armadura se termina, deberá calcularse su peso y compararse con el estimado originalmente para ver si tal estimación estuvo dentro de lo razonable.

Con base en experiencias previas, se puede estimar el peso de las armaduras considerando un cierto número de Kg/m² de superficie de techo; el Dr. L. E. Grinter recomienda los valores siguientes, que varían un poco se-

gún los diferentes claros e inclinaciones de los techos:

- 1.- Para los claros de 12 m. y relación de peralte a claro de 1/3 o 1/4, el peso estimado de la armadura varía entre 10 y 17.5 Kg/m².
- 2.- Por cada 3.00 m. de incremento del claro, hasta 24 m., los valores indicados deben aumentarse aproximadamente en 0.5 Kg.
- 3.- Aumentar los valores de 2.5 a 5 Kg/m². de superficie, para techos planos.
- 4.- Disminuir los valores en aproximadamente 2.5 a 5 Kg/m². de superficie de techo, en las cubiertas de pendiente fuerte.

Con los años se han desarrollado algunas fórmulas absolutamente empíricas para estimar el peso de las armaduras de acero. Casi todas estas expresiones darán estimaciones razonables si son aplicadas con propiedad.

Una expresión satisfactoria para estimar el peso de las armaduras de acero, fué presentada en Engineering News Record, en 1919, en un artículo de Robins Fleming titulado "Weight of Roof Trusses By Empiric Formulas" (Peso de Armaduras de Techo Mediante Fórmulas Empíricas). Esta expresión, que incluye un valor de esfuerzo permisible, es la siguiente:

$$W = \sqrt{\frac{Wa}{S}} (4L^2 + 60L)$$

Donde:

W peso total de la armadura

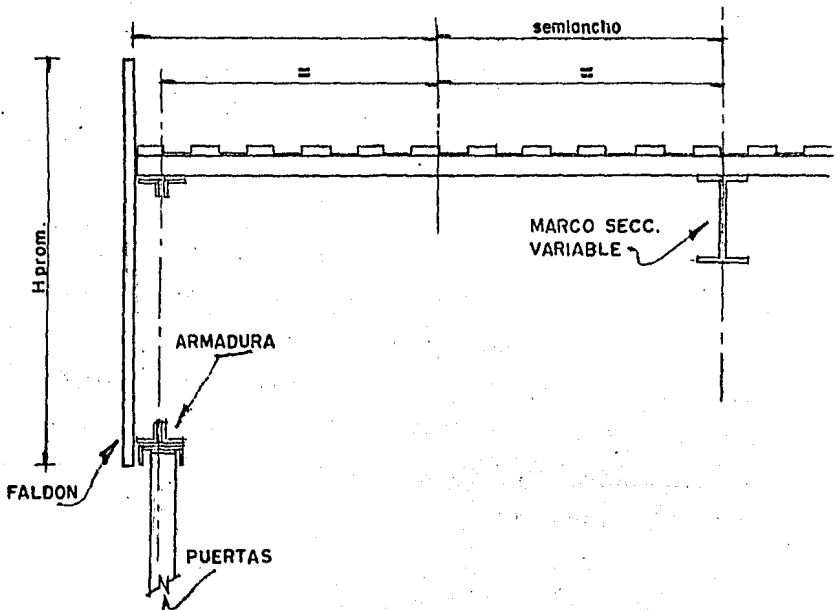
w carga vertical total por pie cuadrado horizontal

S Esfuerzo permisible promedio en psi, utilizado en el diseño

a distancia de centro a centro de armaduras

L claro de la armadura, en pies

Para nuestro caso y considerando lo anterior, - se tiene: 17.5 Kg/m^2 . incrementando con 5 Kg/m^2 . de su superficie.



DETALLE PARA LA OBTENCION DE CARGAS

Por análisis se estima que el peso de la fachada es igual al peso de cubierta que es de 26 Kg/m^2 .

Peso de la techumbre:

a) Cubierta	26.00 Kg/m^2 .
b) Peso propio armadura	22.50 Kg/m^2 .
	<hr/>
Carga Muerta	48.50 Kg/m^2 .
c) Carga viva	30.00 Kg/m^2 .
	<hr/>
Carga Total	78.50 Kg/m^2 .
	$\doteq 79.00 \text{ Kg/m}^2$.

Para el análisis de las fuerzas por carga vertical, las cargas distribuidas se transforman en cargas de nudo, multiplicando estas cargas por el área tributaria respectiva. Los valores así obtenidos se proyectan sobre el nudo correspondiente. (Ver Figuras 3 y 4)

Para la fachada se tomará una altura promedio - de 3.25 m.

$$\text{Peso de fachada} = 26 \text{ Kg/m}^2 \cdot x \ 3.25 = 84.50 \text{ Kg/M}$$

$$\text{Peso de techumbre} = 79 \text{ Kg/m}^2 \cdot x \ (3.25 + 0.20) = 272.55 \text{ Kg/M}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 357.05 \text{ Kg/M}$$

Ejemplo de obtención de carga:

Para el nudo e será:

$$0.36 \text{ T/M} \cdot x \ 3.02 \text{ M} = 1.09 \text{ Ton.}$$

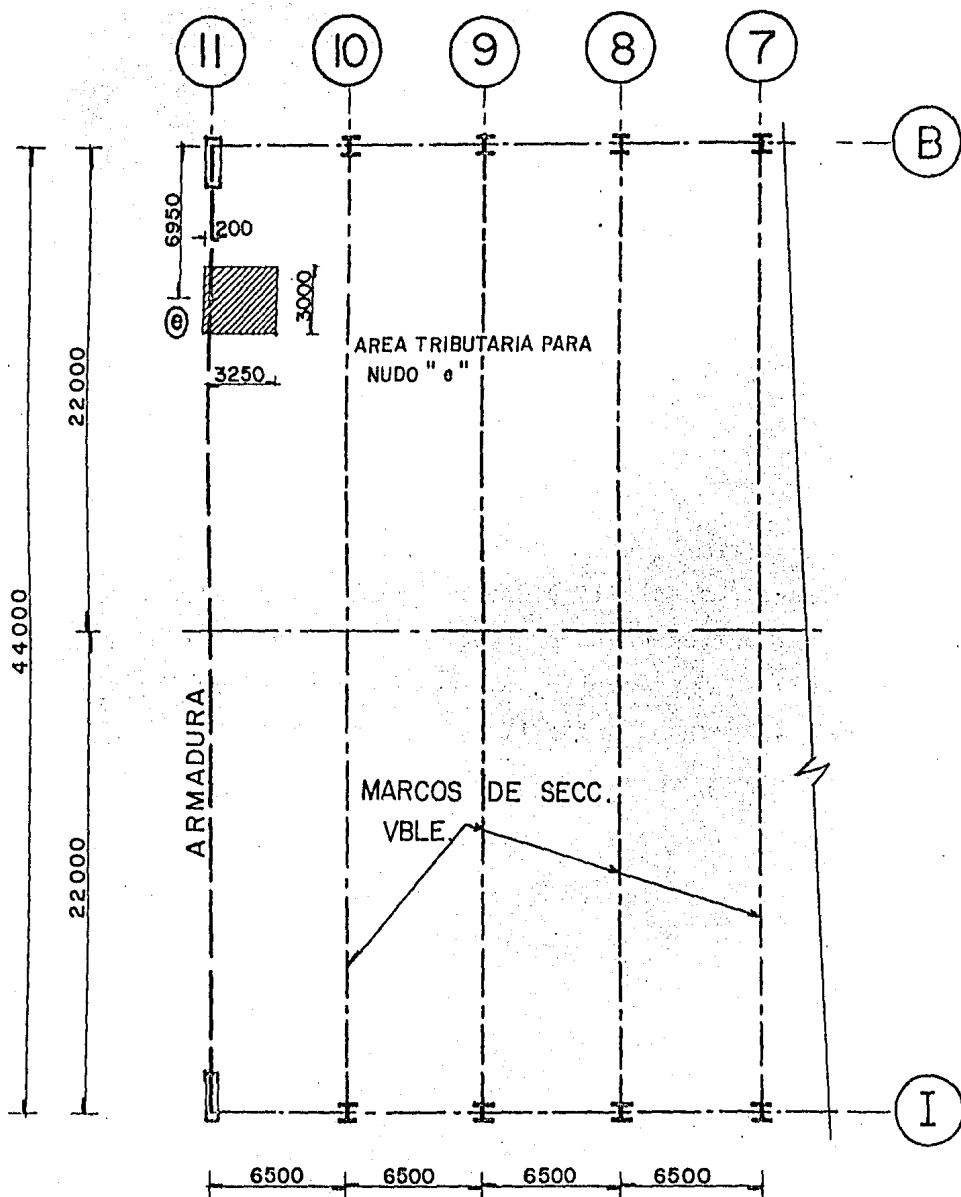
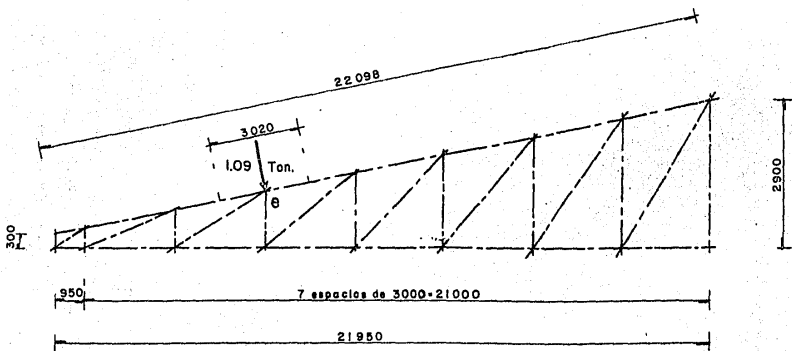


Fig.3 PLANTA



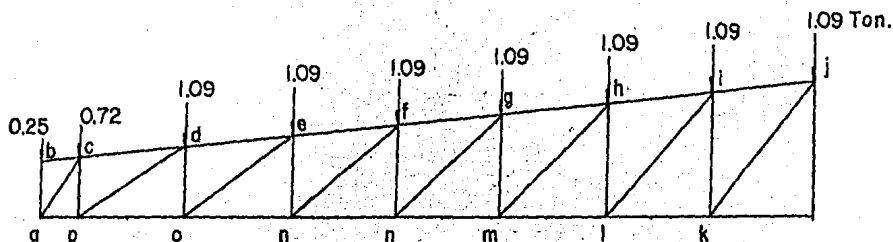
ARMADURA

De manera similar, se obtuvieron las cargas actuantes en cada nudo.

Acot. en mm.

Fig. 4

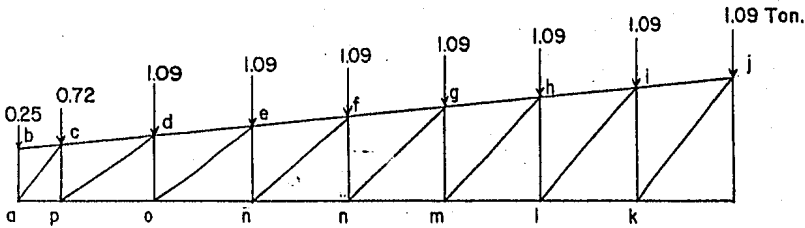
En base a lo descrito anteriormente, obtendremos las cargas que actúan sobre la armadura y que son -- las siguientes:



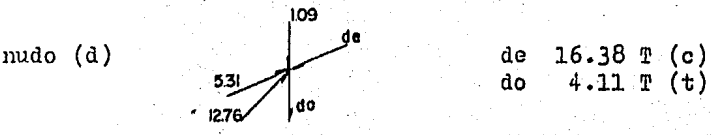
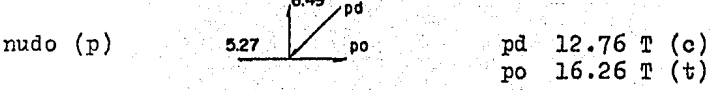
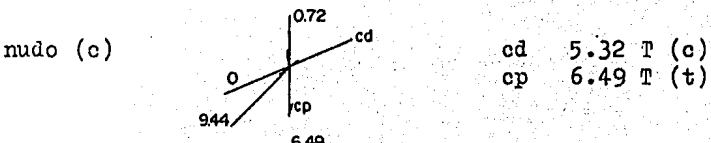
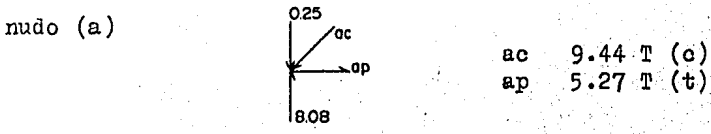
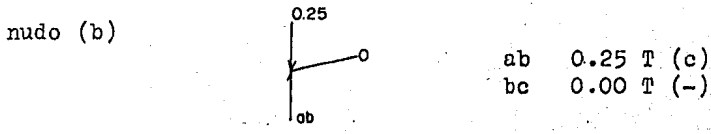
METODO DE NUDOS

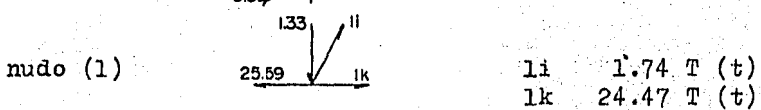
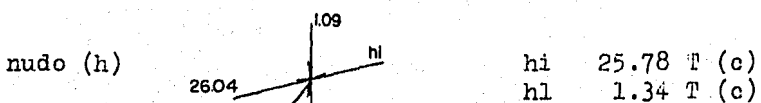
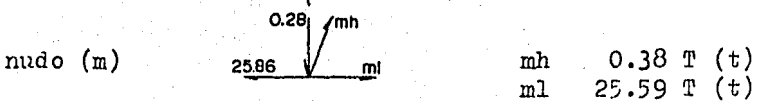
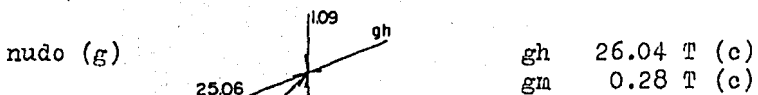
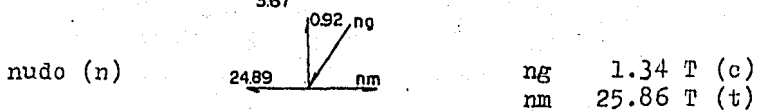
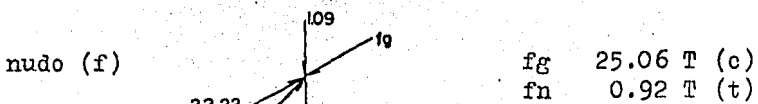
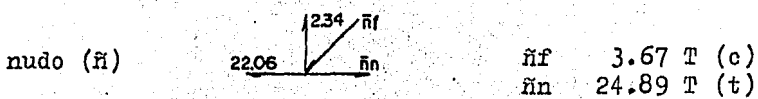
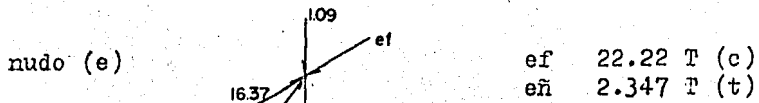
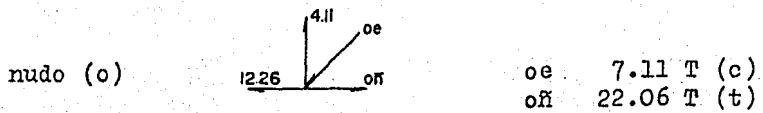
Para la solución de la armadura, tenemos que encontrar cómo trabaja cada uno de los elementos, podemos elegir entre los métodos que existen y entre ellos optamos por el Método de Nudos y que se describe a continuación: Este método de los nudos es un procedimiento para evaluar los esfuerzos de compresión ó tracción en las barras de una armadura. El método se basa en el hecho de que los nudos de una armadura están en equilibrio. Para cada uno - se traza un diagrama de cuerpo libre, los esfuerzos en todas las barras, así como las reacciones en los puntos de apoyo del entramado que se determinan resolviendo las ecuciones correspondientes al equilibrio de cada nudo. Se determinan las incógnitas procediendo de un nudo al siguiente, ayudándose con el diagrama de cuerpo libre del - nudo; de esta manera y siguiendo este procedimiento pasamos al análisis de la armadura y debido a la simetría en forma y carga se analizará sólo la mitad.

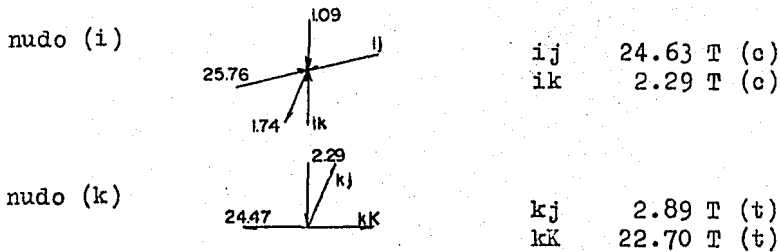
III.1.a. ANALISIS PARA CARGA VERTICAL



$W_{total} = 16.5 \text{ Ton.}$ $R_a=R_b= 8.08 \text{ Ton.}$







Para carga vertical y tomando en cuenta que la armadura es simétrica, los resultados obtenidos son los mismos para el lado derecho.

III.1.b.- ANÁLISIS PARA CARGA DE VIENTO

Para establecer recomendaciones para el diseño de estructuras, es necesario contar con datos sobre las máximas velocidades anticipadas y la frecuencia con que pueden presentarse. Esta información se obtiene haciendo estudios de los registros de velocidades proporcionados por anemógrafos. Para estandarizar la información - las velocidades suelen referirse a una altura de 10 m.

Si se miden velocidades medias de viento a alturas diversas a lo largo de una vertical, se observa - que a medida que la altura aumenta, la velocidad media varía lentamente, hasta que puede considerarse constante. La velocidad del viento por encima de esa altura se denomina "velocidad gradiente".

TABLA 1

VALORES DE LA VELOCIDAD REGIONAL
PARA LA REPUBLICA MEXICANA

Periodo de recurrencia: 60 años
Intervalos de medición: 15 seg.

Z o n a	Vo (Km/hr.)
Keza Central	140
Zona Costera (faja de 150 Km. de ancho a lo largo de cada costa)	
Península de Baja California y de Yucatán	170
Valle de México	100

TABLA 2.

EFFECTO DE LA TOPOGRAFIA
SORRE LAS VELOCIDADES EN DISEÑO (K1)

TOPOGRAFIA

	Estructura poco sensible a ráfaga cortas (tipo 1)	Estructura sen- sible a ráfaga cortas (tipo 2 y 3)	
Muy accidentada, como en el centro de ciudades impor- tantes.	0.70	1.20	0.675
Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales e industriales.	0.80	1.20	0.675
Campo abierto, te- rreno plano.	1.00	1.20	0.685
Promontorios.	1.20	1.20	0.70

Ráfaga: Velocidad instantánea del viento, con duración
de unos cuantos segundos.

Entre el viento de la zona y la altura a la que se presenta la velocidad gradiente, la velocidad media durante un temporal varía de acuerdo con una ley que puede representarse por la ecuación:

$$V_{\text{Diseño}} = V \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha$$

de donde:

$V_{\text{Diseño}}$ = Velocidad de diseño a una altura "Z" sobre el terreno. (Km/hr.)

V = Velocidad básica (Km/hr.)

Z_0 = 10 m.

α = Coeficiente que depende de la topografía (Tabla 2)

La velocidad básica se obtiene:

$$V = K_1 \cdot K_2 \cdot V_0$$

en donde:

V_0 = Velocidad regional

K_1 = Factor de topografía

K_2 = Factor de tiempo recurrencia

Los valores que presenta la tabla 1, se obtuvieron estadísticamente. Las velocidades indicadas son representativas de las que ocurren en terreno plano con períodos de recurrencia de 60 años e intervalos de medición del orden de varios minutos.

CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras se pueden clasificar: por su destino y por las características de su respuesta ante la acción del viento.

De acuerdo con su destino, las construcciones se clasifican igual que para el caso de diseño sísmico, teniendo en cuenta la importancia y las consecuencias de una falla. Por su destino las construcciones pueden pertenecer a los grupos A, B ó C.

Según los efectos que el viento produce en las construcciones, el Reglamento de Construcciones las clasifica en los siguientes tipos:

a).- Estructura Tipo I.

De acuerdo con algunas observaciones sobre ráfagas y su efecto en estructuras se concluye que, para que una ráfaga actúe en forma efectiva debe ser capaz de recorrer aproximadamente la dimensión de la estructura en la dirección del viento. Para estructuras de 20 m. de profundidad paralela al viento, ésto conduce a basar el diseño en la ráfaga de máxima velocidad, con duración no menor de 20 seg. La designación de las estructuras que pertenecen al tipo I, se basó en tener en cuenta sus dimensiones ordinarias y en la brevedad de sus períodos fundamentales. Ejemplo:

- 1).- Edificios de habitación u oficinas con altura menor de 60 m. ó período natural menor de 2 seg.

2).- Bodegas, naves industriales, auditorios, -
construcciones cerradas, techadas con sis-
temas de cubiertas rígidas (armaduras, lo-
sas, cascarones) que sean capaces de to-
mar las cargas por viento que varíe su --
geometría.

3).- Puentes formados por losas, trabes, arma-
duras o marcos.

b).- Estructura Tipo II.

Estructura cuya esbeltez o dimensiones reduci-
das en su sección transversal, las hacen especialmente -
sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos perio-
dos naturales largos, favorecen la ocurrencia de oscila-
ciones importantes. Comprenden los edificios con perio-
do fundamental mayor de 2 seg. y altura mayor de 60 m. y
relación de esbeltez mayor de 5. Ejemplo:

Torres de transmisión, tanques elevados, bar -
das, anuncios y en general las estructuras que
presentan una dimensión muy corta, paralela a
la dirección del viento.

c).- Estructura Tipo III.

Estructuras semejantes a las del tipo II y que
además, la forma de su sección transversal favorece la
generación periódica de vórtices o remolinos de ejes pa-
rales a la mayor dimensión de la estructura. Estos -
vórtices pueden ocasionar fuerzas transversales periódicas,
susceptibles de sufrir amplificación dinámica exce-

siva. Ejemplos:

Estructuras aproximadamente cilíndricas como:
chimeneas, líneas de transmisión, torres, etc.

d).- Estructura Tipo IV.

Se incluyen en este tipo de estructuras aquéllas que ofrecen problemas aerodinámicos especiales, difíciles de cuantificar por medios analíticos. Su diseño por viento usualmente requiere pruebas representativas - en túnel de viento.

Se incluyen en este tipo, las cubiertas colgantes, con estructuras flexibles, de gran superficie y de gran curvatura, sobre las que incide el viento con ángulos de ataque pequeños y que pueden provocar vibraciones excesivas.

TABLA 3.

FACTORES DE TIEMPO DE RECURRENCIA

Clasificación de los edificios (por su destino)	Valor del coeficiente K_2
GRUPO "A" (Edificios gubernamentales y de servicio público, hospitales y con frecuente aglomeración de personal.)	1.20
GRUPO "B" (Construcciones de habitación. privada.)	1.00
GRUPO "C" (Construcciones aisladas no con- tenidas en los grupos anterior- es.)	No se requiere diseño por viento

EMPUJES ESTATICOS

Los efectos de viento se toman equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Esta fuerza se supone perpendicular a la superficie sobre la que actúa y su valor por unidad de área se calcula por medio de la ecuación:

$$P = 0.0048 GCV^2$$

en donde:

- C = Coeficiente de empuje (sin dimensiones)
- P = Presión o succión debida al viento (Kg/m^2)
- V = Velocidad de diseño
- G = $\frac{8-h}{8-2H}$ Factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura h (Km) sobre el nivel del mar.

Cuando es positivo, se trata de un empuje sobre el área expuesta; cuando es negativo, se trata de succión. (A continuación se dan los valores de los coeficientes de empuje anexos en la Figura 5)

A continuación analizaremos los distintos efectos por el viento, relacionados con nuestro diseño:

Determinación de la Velocidad de Diseño:

Velocidad regional $V_0=170$ Km/Hr.

Factor de topografía $K_1=1.20$

Exponente de variación
con la altura $\alpha=0.10$

Factor de tiempo de re-
currencia $K_2=1.20$

Velocidad básica $V=K_1 \cdot K_2 \cdot V_0 =$

$$(1.20)(1.20)(170)=2.44.80 \text{ Km/Hr.}$$

Corrección por la altura:

Altura sobre el terreno considerada en la cumbrera. Z 14.00

$$V_z = V \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha = 244.8 \left(\frac{14}{10} \right)^{0.10} = 253 \text{ Km/H.}$$

Presión, o succión debida al viento:

$$p=0.0048 \text{ GCV}^2$$

Considerando el Factor de reducción de densidad de la atmósfera

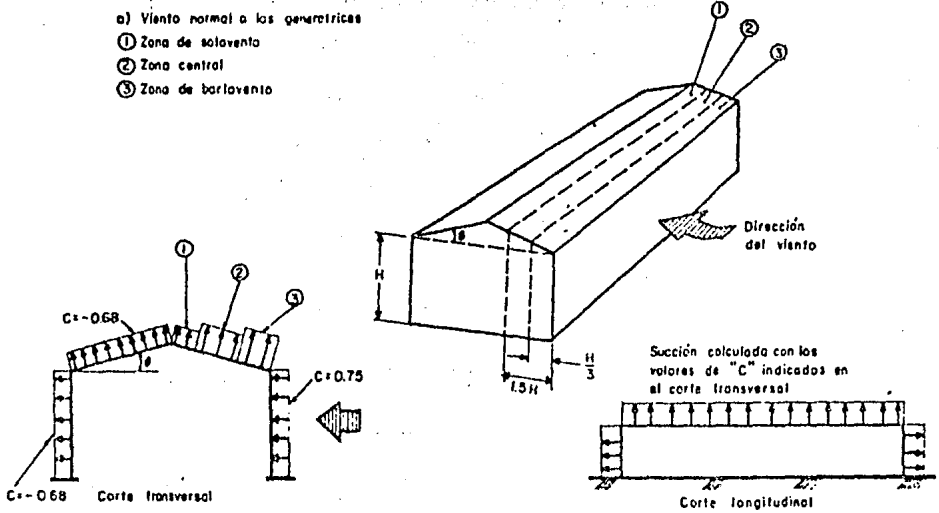
$$G=1$$

puesto que

$$h=0$$

$$p=0.0048 \times 1 \times 253^2 \text{ C}=307.24 \text{ C Kg/m}^2.$$

donde la distribución de los coeficientes de presión es la que aparece en la Figura 5.



VALORES DE C				
θ	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	Z O N A S			
	de barlovento	central	de sotovento	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$ tómase el mayor de los sig	$-2.1 + 0.023 \theta$ d' 0.012 θ	$-1.2 + 0.013 \theta$ d' 0.007 θ	-0.40	-0.68
$> 65^\circ$	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) Viento paralelo a las generatrices

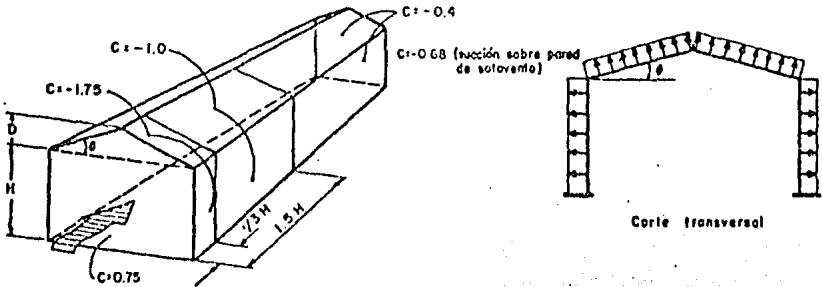


Fig.5 Distribución del coeficiente de empuje, cubiertas de dos aguas

Obtención Tipo de cubierta, según catálogo de Romsa.

Presión o succión debida a viento:

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

$$C = \text{coeficiente de empuje} = -1.75$$

$$G = \text{factor de reducción de densidad de la atmósfera} = 1.0$$

$$P = 0.0048 (1.0)(-1.75)(253)^2 = 537.67 \text{ Kg/m}^2.$$

Por tratarse de un efecto producido por una carga accidental, lo reducimos en un 50% para no incrementar el esfuerzo permisible en el acero.

$$P = 537.67 (0.50) = 268.88 \text{ Kg/m}^2.$$

Para una sobre carga máxima de 268.88 Kg/m^2 , y con una distancia c.a.c. entre largueros de 2.00 metros, del catálogo de "ROMSA" se deduce que se puede usar:

SECCION HR calibre No. 20

Presión debida al viento en las láminas de muros.

Sobrecarga debida al viento paralelo a las generatrices en zona 3 (Barlovento) y por ser $\theta < 15^\circ$ tenemos que:

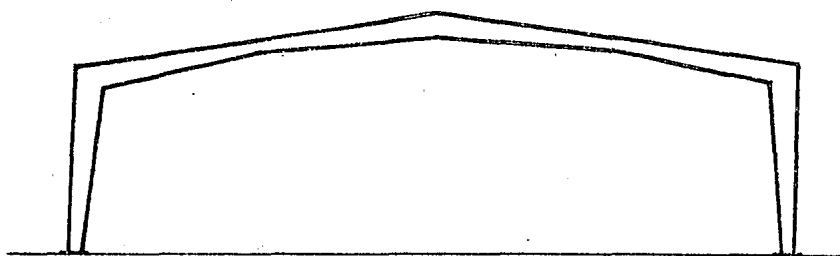
$$C = -1.75$$

La velocidad regional (zona costera)

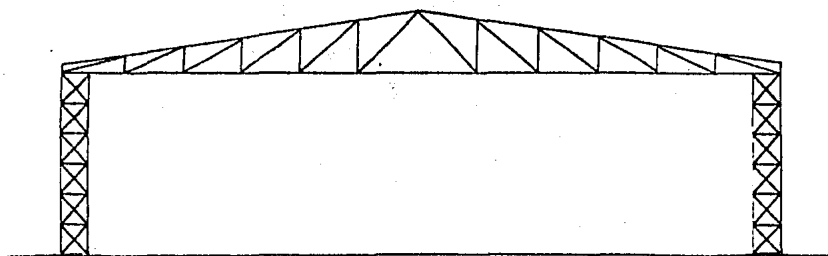
$$V_0 = 170 \text{ Km/Hr.}$$

$$K_1 = 1.20$$

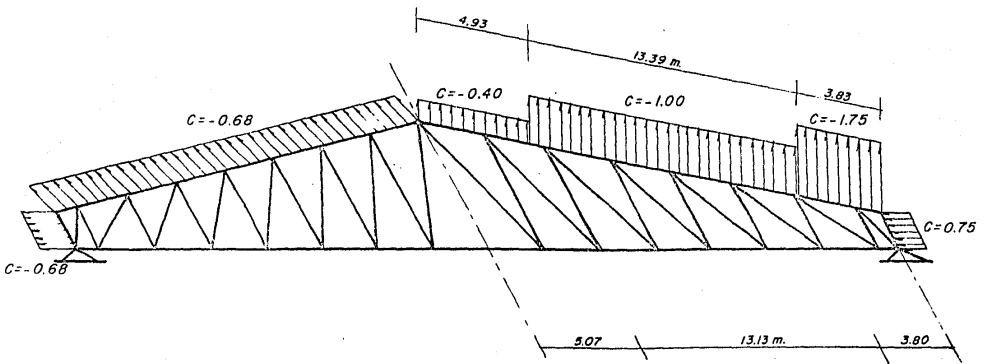
$$K_2 = 1.20$$



MARCO TIPO



ARMADURA TIPO



DISTRIBUCION DE COEFICIENTES DE PRESION
 VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

$$P = 0.0048 \text{ GCV}^2$$

$$P = 0.0048 (1.0) C (253)^2 = 307.24 (C) \text{ Kg/m}^2$$

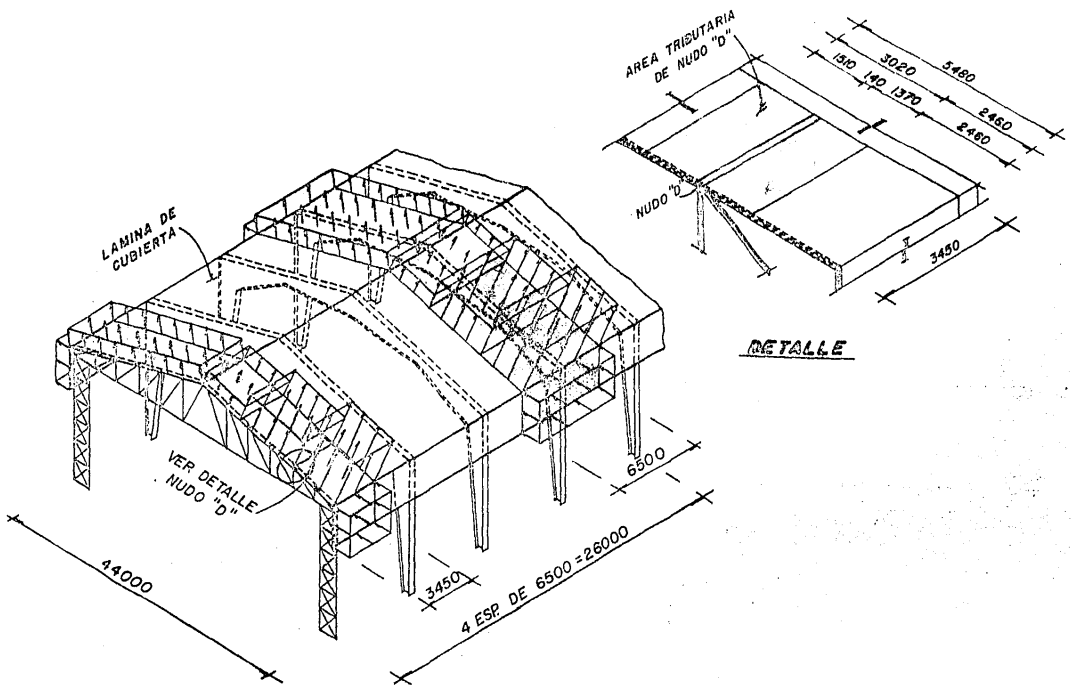
$$P = 307.24 (0.68) = 209 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 307.24 (0.40) = 123 \text{ Kg/m}^2$$

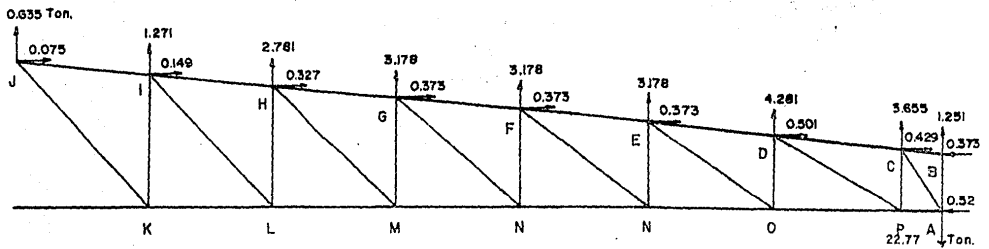
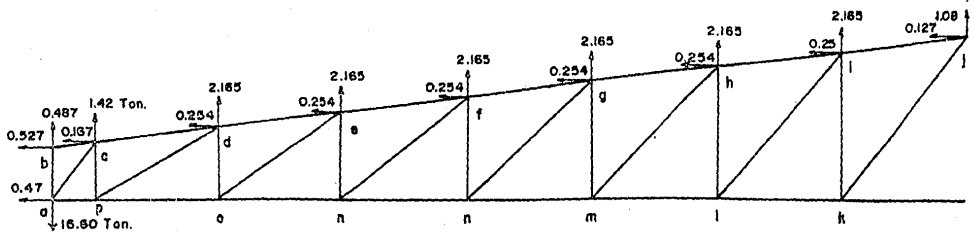
$$P = 307.24 (1.00) = 307 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 307.24 (1.75) = 537 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 307.24 (0.75) = 230 \text{ Kg/m}^2$$



CARGA DE VIENTO NORMAL A LAS GENERADORAS SOBRE MARCOS Y ARMADURAS.



FUERZAS RESULTANTES SOBRE LA ARMADURA BAJO LA CONDICION DE CARGA DE VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

$$\alpha = 0.10$$

$$V = (1.20)(1.20)(170) = 244.8 \text{ Km/Hr.}$$

para una altura de $Z = 10.50 \text{ m.}$

$$V_z = V \left(\frac{Z}{Z_0} \right)^\alpha$$

$$V_z = 244.8 \left(\frac{10.50}{10.00} \right)^{0.10} = 246.00 \text{ Km/Hr.}$$

$$..P = 0.0048(1.0)(-1.75)(246)^2 = 508.33 \text{ Kg. m}^2.$$

=====

VIENTO PARALELO A LAS GENERADICES

Cálculo de fuerzas.

$$P = 0.0048 \text{ GV}^2 \text{ C}$$

Coefficiente de viento paralelo $C = -1.75$

se debe a que la armadura se encuentra en ese rango de presión, o sea a una distancia $H/3$ (Ver Figura A)

$$P = 307.24 \text{ C}$$

$$P = (307.24)(-1.75) = 537 \text{ Kg/m}^2.$$

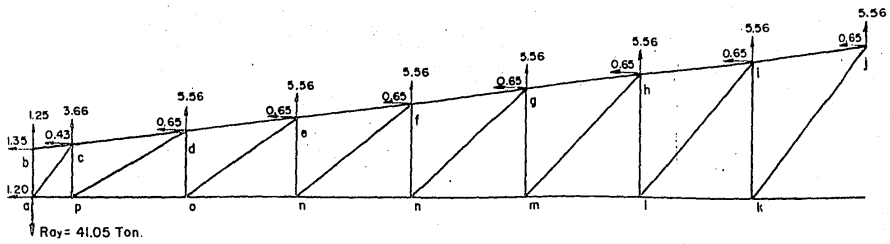
=====

Ahora, para determinar la fuerza obtenemos el área tributaria del nudo. (Ver ejemplo del nudo "D"), entonces tenemos:

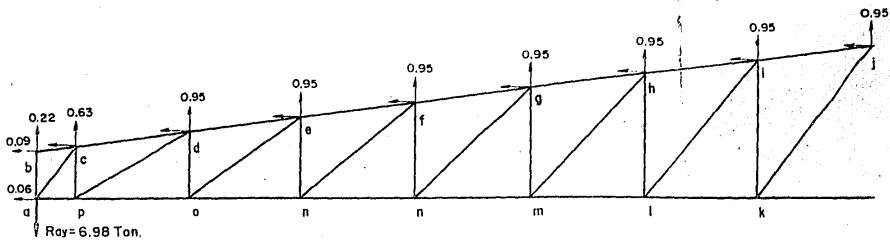
$$(537 \text{ Kg/m}^2)(3.02\text{m})(3.45\text{m}) = 5595 \text{ Kg.} =$$

$$5.59 \text{ Ton.}$$

La fuerza actuante en el nudo es de 5.59 que, descomponiéndola en "Fx" y "Fy", se obtienen los valores mostrados en el dibujo correspondiente al viento paralelo.



FUERZAS RESULTANTES SOBRE LA ARMADURA BAJO LA CONDICION DE CARGA DE VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES



FUERZAS RESULTANTES SOBRE LA ARMADURA BAJO LA CONDICION DE CARGA DE VIENTO INTERIOR

RESUMEN DEL ANALISIS DE LAS CARGAS OBTENIDAS POR EFECTO
DEL VIENTO SOBRE LA ARMADURA TIPO PRATT

Miembro	Viento Normal	Viento Paralelo	Viento Interior
a b	0.55 Ton.(t)	1.41 Ton.(t)	0.23 Ton.(t)
b c	0.53 " (t)	1.36 " (t)	0.09 " (t)
a c	19.35 " (t)	47.78 " (t)	8.14 " (t)
a p	10.33 " (c)	25.48 " (c)	4.48 " (c)
c d	11.58 " (t)	28.65 " (t)	4.74 " (t)
c p	13.34 " (c)	32.79 " (c)	5.58 " (c)
p d	27.27 " (t)	64.55 " (t)	10.98 " (t)
p o	32.96 " (t)	81.08 " (c)	13.94 " (c)
d e	34.62 " (t)	85.29 " (t)	14.37 " (t)
d o	8.49 " (c)	20.62 " (c)	3.50 " (c)
o e	14.69 " (t)	35.67 " (t)	6.06 " (t)
o ñ	44.95 " (c)	110.19 " (c)	18.88 " (c)
e f	46.95 " (t)	115.25 " (t)	19.33 " (t)
e ñ	4.89 " (c)	11.56 " (c)	1.97 " (c)
ñ f	7.67 " (t)	18.14 " (t)	3.38 " (t)
ñ n	50.86 " (c)	124.17 " (c)	21.48 " (c)
f g	52.79 " (t)	129.98 " (t)	22.06 " (t)
f n	2.04 " (c)	4.28 " (c)	0.88 " (c)
n g	2.97 " (t)	6.23 " (t)	1.28 " (t)
n m	53.02 " (c)	128.70 " (c)	22.41 " (c)
g h	55.22 " (t)	135.19 " (t)	23.11 " (t)
g m	0.41 " (t)	1.85 " (t)	0.19 " (t)
m h	0.56 " (c)	2.54 " (c)	0.26 " (c)
m l	52.64 " (c)	126.95 " (c)	22.23 " (c)
h i	55.09 " (t)	134.09 " (t)	23.04 " (t)
h l	2.56 " (t)	7.30 " (t)	1.13 " (t)
l i	3.35 " (c)	9.56 " (c)	1.48 " (c)
l k	50.48 " (c)	120.78 " (c)	21.27 " (c)
i j	53.17 " (t)	128.53 " (t)	22.19 " (t)
i k	4.50 " (t)	12.21 " (t)	1.98 " (t)
k j	5.68 " (c)	15.40 " (c)	2.49 " (c)
k k	47.02 " (c)	111.39 " (c)	19.75 " (c)

RESUMEN DEL ANALISIS DE LAS CARGAS OBTENIDAS POR EFECTO
DEL VIENTO SOBRE LA ARMADURA TIPO PRATT

Miembro	Viento Normal
B A	1.33 Ton. (t)
B C	0.67 " (t)
A C	25.84 " (t)
A P	13.91 " (c)
C D	15.63 " (t)
C P	16.04 " (c)
P D	31.58 " (t)
P O	41.11 " (c)
D E	43.52 " (t)
D O	8.53 " (c)
O E	14.76 " (t)
O Ñ	53.15 " (c)
E F	56.00 " (t)
E Ñ	3.90 " (c)
Ñ F	6.12 " (t)
Ñ N	57.87 " (c)
F G	61.12 " (t)
F N	0.12 " (c)
N G	0.17 " (t)
N M	57.99 " (c)
G H	61.62 " (t)
G N	3.12 " (t)
M H	4.28 " (c)
M L	55.06 " (c)
H I	59.00 " (t)
H L	5.59 " (t)
L I	7.32 " (c)
L K	50.33 " (c)
I J	54.39 " (t)
I K	6.32 " (t)
K J	7.97 " (c)
K R	45.47 " (c)

Nota: Debido a que el empuje del viento normal a las generatrices, produce fuerzas asimétricas en los nudos de la armadura, se presentan los esfuerzos generados por estas cargas.

LARGUEROS PARA TECHO

La distribución de los tableros de una armadura dependerá del espaciamiento entre los largueros, ya que es económico colocar éstos en los nudos de la armadura, para evitar flexión en la cuerda superior.

En armaduras grandes es económico, en ocasiones, tener dos largueros por tablero, ya que la sección de la cuerda superior, puede ser capaz de soportar eficientemente el momento flexionante.

Los largueros son vigas secundarias que cubren el claro entre las armaduras, para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta del techo. Se colocan con separaciones de 0.6 a 1.5 m. ó mayores, según el material de la cubierta; por lo general se hacen de vigas I ó canales, aunque a veces se emplean largueros de ángulos de dos barras redondas en celosía.

Los largueros se diseñan como vigas simplemente apoyadas, continuas o en voladizo. El diseño de viga doblemente apoyada produce los momentos y deformaciones más grandes y, por otro lado, la continuidad no puede lograrse a través de los empalmes de los largueros; por consiguiente, a menudo se prefiere el diseño en voladizo.

Cuando la pendiente del techo es apreciable, debe considerarse la componente de la cara vertical que actúa en el plano débil del larguero; como la rigidez de una viga I o de una canal es bastante pequeña con respecto a su eje débil, frecuentemente se instalan varillas

de contra-flamdeo en el plano de la pendiente; general - mente existen dos juegos de varillas en cada crujía, los cuales se conectan a los largueros de la cumbrera; éstos se hacen de una viga I ó de dos canales y deben ser más fuertes que los demás, para resistir las cargas que les transmiten los contra-flambeos. Cuando se usa una cubierta de acero corrugado, puede suponerse que la lámina transmite esta componente de carga y teóricamente pueden eliminarse los contra-flambeos, aunque por lo general siguen siendo necesarios para efectos de montaje.

Conociéndose la carga transmitida por los contraflambeos o por la lámina, pueden calcularse sus componentes verticales, que actúan sobre el larguero de cumbrera, considerando la carga simétrica sobre las dos pendientes; la componente horizontal se calcula suponiendo carga solamente sobre una pendiente, la cual produce un "tirón" desequilibrado.

Debe señalarse que las cargas de los contraflambeos son únicamente estimadas, ya que se fijan en su sitio haciéndoles roscas en los extremos, templándolos por medio de tuercas y, por tanto, la distribución real de las cargas entre los distintos largueros no es bien conocida.

Aunque los contraflambeos reducen considerablemente el claro de los largueros en la dirección débil, los esfuerzos en esa dirección pueden no ser despreciables; son del orden del 10 al 20% de los esfuerzos de la dirección mayor, lo que depende de la pendiente y del má

mero de contra-flambeos colocados. Al diseñar las secciones de los largueros, es usual elegir un módulo de sección un poco mayor que el requerido por flexión en el -- plano más fuerte y revisar después, por el efecto combinado de la flexión en las dos direcciones, con dos ó tres intentos debe llegarse a una sección satisfactoria.

DISEÑO DE LARGUEROS

$$\text{Carga vertical (muerta + viva)} = 56 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viento (de diseño)} = 307 \text{ Kg/m}^2$$

(Viento I)

Sección 2 EJ 0MT-10

Propiedades:

Esf. de trabajo p/perfiles con patines atiesados

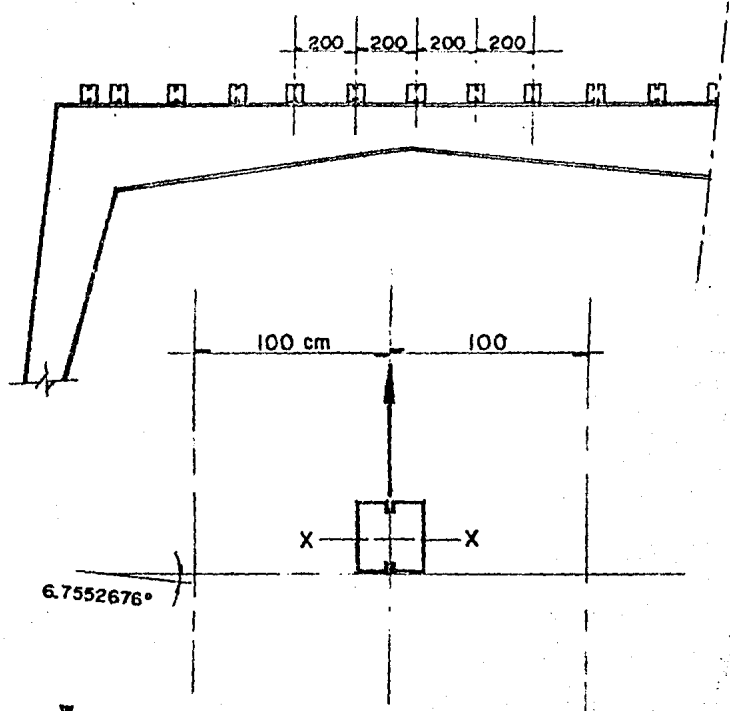
$$F_b = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 24.67 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 148.50 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 119.16 \text{ cm}^3$$

Análisis per Viento.

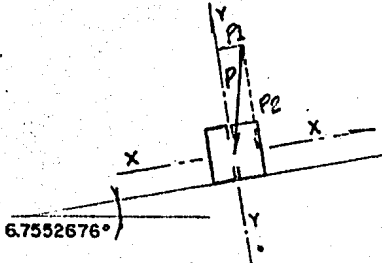


$$\begin{aligned}
 W &= 307 \times 2 = 614 \text{ Kg/ml.} \\
 M &= \frac{614 \times 6.5^2}{8} = 3242.69 \text{ Kg-m.} \\
 f_b &= \frac{3242.69}{148.50} = 2183.63
 \end{aligned}$$

Reducido por ser carga accidental

$$f_b = \frac{2183.63}{1.33} = 1642 < F_b$$

Esfuerzos por carga muerta



$$P = 56 \times 2 = 112 \text{ Kg/M.}$$

$$\text{Sen } \theta = 0.117629$$

$$\text{cos } \theta = 0.99306$$

$$P_1 = 56 \text{ sen } \theta = 13.1744 \text{ Kg/M}$$

$$P_2 = 56 \text{ cos } \theta = 111.22$$

$$M_x = \frac{111.22 \times 6.5^2}{8} = 587.39 \text{ Kg-M.}$$

$$M_y = (-0.1)(P_1)(l^2) = -0.1 \times 13.1744 \times 2.16^2 = 2.84 \text{ Kg-M.}$$

$$f_{b_x} = \frac{587.39}{148.50} = 395.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{b_y} = \frac{284}{119.16} = -2.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

$$\frac{395.55}{2100} + \frac{2.39}{2100} = 0.19 \leq 1$$

Se usará la secc. propuesta ya que para análisis de viento lo requiere.

$$2 - 8 \text{ MT} - 10 \text{ CJ}$$

Nota:

No se evaluó la combinación de carga muerta + carga de viento debido a que es más crítica la condición de -- viento.

APLICACION DEL METODO DE CREMONA (METODO GRAFICO) PARA LA COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS POR EL METODO DE NUDOS (METODO EXACTO).

El fundamento principal de este método es que - las fuerzas que pasan por una junta de la armadura forman un polígono cerrado; por otra parte, sabemos que las cargas exteriores como las fuerzas que se desarrollan en los miembros que concurren en un nudo deben estar en equilibrio. De aquí que el método de cremona sea la solución gráficamente, con el que se obtiene el equilibrio de cargas exteriores y fuerzas que se producen en los elementos que concurren en un nudo, porque al combinar estas fuerzas, deberán formar un polígono dinámico cerrado.

Ahora bien, para utilizar este método gráfico - es necesario seguir las siguientes condiciones:

- a) Las fuerzas conocidas y los miembros de la armadura han de colocarse en el diagrama en el mismo orden en que aparecen en la estructura al recorrerla en cierto sentido.
- b) Debe principiarse la operación en un nudo en el cual sólo concurren dos barras, siguiendo con otro nudo donde también se desconocen las fuerzas de dos elementos.

- c) Se determinan regiones exteriores en la armadura que son limitadas por las fuerzas que actúan en ésta.
- d) Para la identificación de los miembros se marca con numeración progresiva en las áreas comprendidas por éstos, escogiendo un cierto sentido.
- e) Para identificar cómo están trabajando los elementos, indicaremos con flechas el sentido que siguen los miembros al cerrar el polígono; por lo tanto, si la fuerza va hacia el nudo, es de compresión y si se aleja del nudo será de tracción.
- f) Se elegirá una escala cualquiera para representar las fuerzas actuantes y leer las magnitudes obtenidas de los miembros.

Ejemplo:

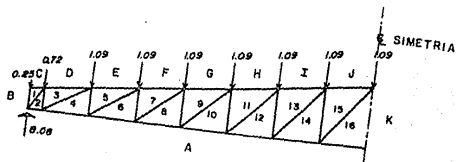
Se analiza la armadura tipo Pratt por condición de carga vertical. (Ver "solución de Armadura por el Método de Cremona")

Se observa que la región "A" (Ver croquis) está comprendida por la cuerda inferior y la reacción " R_{ay} ", - la región "B" está comprendida por la reacción " R_{ay} " y la carga de 0.25 T y así sucesivamente, en cuanto a la identificación de los elementos usamos números consecutivos - en las áreas que éstos forman, por ejemplo: el elemento B-1 es el primer montante, C-1 el primer elemento de la cuerda superior, A-2 primer elemento de la cuerda inferior, 1-2 primer diagonal, etc., se hace notar que se utiliza siempre un recorrido porque muy bien los elementos

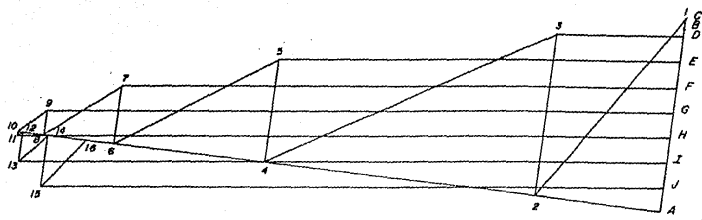
descritos anteriormente podrán ser los "A", "K", "15", - "16".

Ahora bien, escogemos el lugar donde tenemos dos incógnitas y una fuerza conocida, paso seguido representamos dicha fuerza a una escala determinada, en este caso - 1:100, ahora trazamos la fuerza C-B (Ver croquis) cuyo valor es de 0.25 T y nos damos cuenta que éste es el valor del montante B-1, ya que el valor de C-1 es cero, porque en el momento que el montante toma el valor B-1 que se encuentra actuando a compresión ya que concurre al nudo, se cierra el polígono con el valor C-1 = 0, una vez obtenidos estos valores, pasamos al nudo donde desconocemos dos elementos, en este caso los elementos A-2 y 1-2; bien, pues proseguimos trazando el valor de la reacción A-B y a hora trasladamos la diagonal partiendo del punto "1" que en este caso es C-1 y la cuerda inferior que parte del punto "A" en nuestro diagrama hasta interceptarse donde será el punto "2", de tal manera que la lectura de la diagonal 1-2 y la barra de la cuerda inferior A-2, con la escala que estamos usando es de 1-2 = 9.5 T (c), A-2 = 5.3T (t), etc.

La representación gráfica de la estructura en este caso armadura tipo Pratt, podrá ser hecha a cualquier escala, pero siempre respetando ésta para todas las dimensiones tanto para la longitud como para la altura ya que de otra manera variarían los ángulos de los elementos y se obtendrían otros resultados.

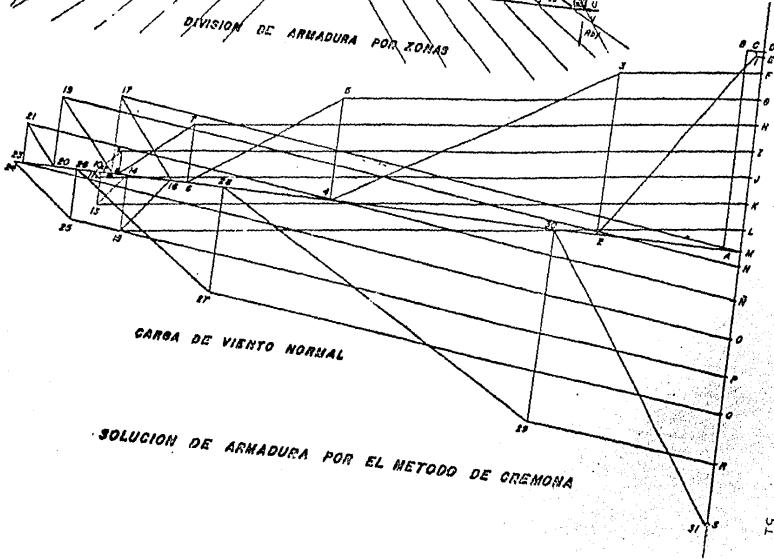
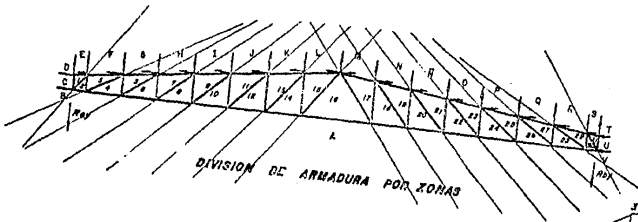


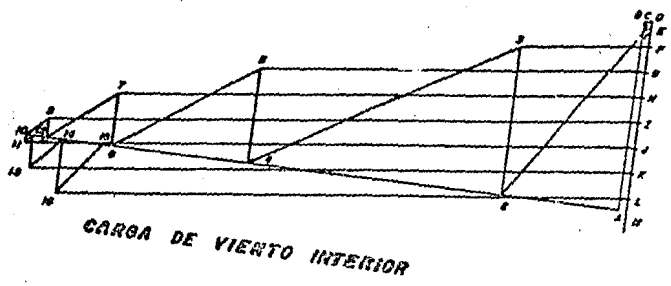
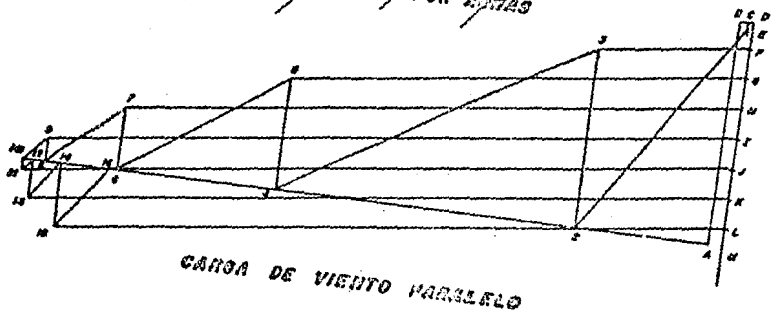
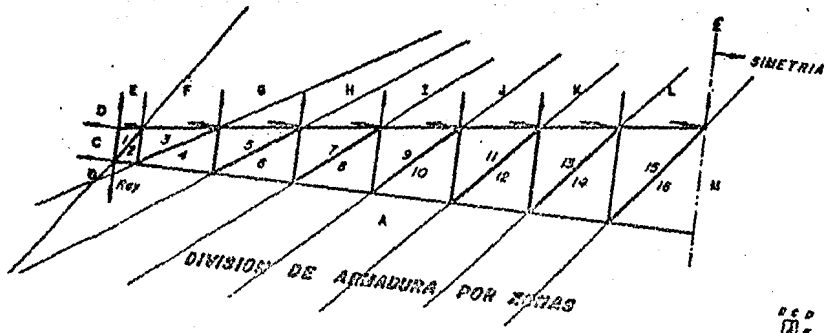
DIVISION DE ARMADURA POR ZONAS



CARGA VERTICAL

SOLUCION DE ARMADURA POR EL METODO DE CREMONA

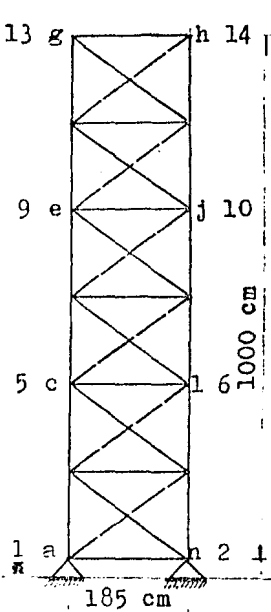




SOLUCION DE ARMADURA POR EL METODO DE CREMONA

ANALISIS DE COLUMNA EN CELOSIA
POR EL METODO DE NUDOS

CONDICION CARGA VIVA O GRANIZO



Columna de celosia (Tipo) en ejes 3 y 11

nudo (g)	gh = 0.00 T gf = 1.15 T (c) gi = 0.00 T
nudo (f)	fi = 0.00 T fe = 1.15 T (c) fj = 0.00 T
nudo (e)	ej = 0.00 T ed = 1.15 T (c) ek = 0.00 T
nudo (d)	dk = 0.00 T dc = 1.15 T (c) dl = 0.00 T
nudo (c)	cl = 0.00 T cb = 1.15 T (c) cm = 0.00 T
nudo (b)	bm = 0.00 T ba = 1.15 T (c) bn = 0.00 T
nudo (a)	an = 0.00 T am = 0.00 T Ra = 1.15 T (c)

Por simetría los valores de los miembros restantes son iguales a los expuestos en este análisis.

CONDICION CARGA VERTICAL

nudo (g)	gh = 0.00 T gi = 0.00 T gf = 4.03 T (c)
----------	---

* Numeración empleada en el análisis por computadora

nudo (f)	fh = 0.00 T fi = 0.00 T fe = 4.28 T (c)
nudo (e)	ei = 0.00 T ej = 0.00 T ed = 4.53 T (c)
nudo (d)	dj = 0.00 T dk = 0.00 T dc = 4.78 T (c)
nudo (c)	ck = 0.00 T cl = 0.00 T cb = 5.03 T (c)
nudo (b)	bl = 0.00 T bm = 0.00 T ba = 5.28 T (c)
nudo (a)	am = 0.00 T an = 0.00 T Ra = 5.53 T (c)

Por simetría los valores de los miembros restantes son iguales a los expuestos en este análisis.

CONDICION VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

nudo (g)	gh = 0.00 T gf = 11.42 T (t)
nudo (h)	hf = 46.53 T (t) hi = 19.71 T (c)
nudo (f)	fi = 34.58 T (c) fe = 42.86 T (t)
nudo (i)	ie = 46.53 T (t) ij = 50.85 T (c)
nudo (e)	ej = 34.58 T (c) ed = 73.99 T (t)

nudo (j)	jd = 46.53 T (t) jk = 81.98 T (c)
nudo (d)	dk = 34.58 T (c) dc = 105.12 T (t)
nudo (k)	kc = 46.53 T (t) kl = 113.11 T (c)
nudo (c)	cl = 34.58 T (c) cb = 136.25 T (t)
nudo (l)	lb = 46.53 T (t) lm = 144.25 T (c)
nudo (b)	bm = 34.58 T (c) ba = 167.39 T (t)
nudo (m)	ma = 47.28 T (t) mn = 176.49 T (c)
nudo (a)	an = 34.58 T (c) Ra = 199.63 T (t)
nudo (n)	Rn = 176.49 (c)
nudo (d)	dk = 1.20 T (c) dc = 23.77 T (t)
nudo (k)	kc = 1.61 T (t) kl = 16.21 T (t)
nudo (c)	cl = 1.20 T (c) cb = 24.85 T (t)
nudo (l)	lb = 1.61 T (t) lm = 15.13 T (t)
nudo (b)	bm = 1.20 T (c) ba = 25.93 T (t)
nudo (m)	ma = 1.64 T (t) mn = 14.01 T (t)

CONDICION VIENTO PARALELO A L S GENERATRICES

nudo (g)	gh = 0.00 T gf = 20.53 T (t)
nudo (h)	hf = 1.61 T (t) hi = 19.45 T (t)
nudo (f)	fi = 1.20 T (c) fe = 21.61 T (t)
nudo (i)	ie = 1.61 T (t) ij = 18.37 T (t)
nudo (e)	ej = 1.20 T (c) ed = 22.69 T (t)
nudo (j)	jd = 1.61 T (t) jk = 17.29 T (t)
nudo (a)	an = 1.20 T (c) Ra = 27.05 T (t)
nudo (n)	Rb = 14.01 T (t)

COMBINACION DE CARGAS QUE OBRAN EN LA COLUMNA DE CELOSIA

BARRA	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	VIENTO NORMAL	VIENTO PARA LELO	C.VIVA + MUERTA	C.MUERTA + VIENTO NORMAL	C.MUERTA + VIENTO PARALELO
1	0	0	- 34.58	- 1.20	0	+ 34.58	- 1.20
2	-5.28	-1.15	167.39	25.93	-6.43	162.11	20.65
3	0	0	47.28	1.64	0	47.28	1.64
4	-5.28	-1.15	-176.49	14.01	-6.43	-181.77	8.73
5	0	0	- 34.58	- 1.20	0	- 34.58	- 1.20
6	-5.03	-1.15	136.25	24.85	-6.18	131.22	19.82
7	0	0	46.53	1.61	0	46.53	1.61
8	-5.03	-1.15	-144.25	15.13	-6.18	-149.28	10.10
9	0	0	- 34.58	- 1.20	0	- 34.58	- 1.20
10	-4.78	-1.15	105.12	23.77	-5.93	100.34	18.99
11	0	0	46.53	1.61	0	46.53	1.61
12	-4.78	-1.15	-113.11	16.21	-5.93	-117.89	11.43
13	0	0	- 34.58	- 1.20	0	- 34.58	- 1.20
14	-4.53	-1.15	73.99	22.69	-5.68	69.46	18.16
15	0	0	46.53	1.61	0	46.53	1.61
16	-4.53	-1.15	- 81.98	17.29	-5.68	- 86.51	12.76
17	0	0	- 34.58	- 1.20	0	- 34.58	- 1.20
18	-4.28	-1.15	42.86	21.61	-5.43	38.58	17.33
19	0	0	46.53	1.61	0	46.53	1.61
20	-4.28	-1.15	- 50.85	18.37	-5.43	- 55.13	14.09
21	0	0	- 34.58	- 1.20	0	- 34.58	- 1.20
22	-4.03	-1.15	11.42	20.53	-5.18	7.39	16.50
23	0	0	46.53	1.61	0	46.53	1.61
24	-4.03	-1.15	-19.71	19.45	-5.18	- 23.74	15.42
25	0	0	0	0	0	0	0

Carga Max. Diag. Tensión = 47.28 Ton. CS Tensión = 162.11
 CC Compresión = -181.77 Ton. Montante
 compresión = - 34.58

MARCOS DE SECCION VARIABLE

Por diseño arquitectónico, se seleccionaron los marcos de sección variable debido al componente armónico de sus partes, que presta nitidez y elegancia a la estructura y además, estos pórticos encuentran considerable aplicación en la construcción moderna; este desarrollo ha puesto énfasis especial sobre la rapidez y la calidad del diseño de ingeniería.

GENERALIDADES

Todas las ecuaciones dadas están formuladas en términos generales y son aplicables a estructuras SIMETRICAS con miembros de varias formas y proporciones.

EJES DE LOS MIEMBROS

El criterio que da la Asociación de Cemento Portland (Portland Cement Association), recomienda que se tome como eje longitudinal de un miembro recto de sección transversal variable, a la línea paralela al borde recto del miembro y que pase a través del centro de gravedad de la sección transversal más pequeña. Se consideran como longitudes de estos miembros, las distancias entre las intersecciones de los ejes; las formas de los miembros se definen extendiendo el acartelamiento hasta las líneas trazadas normalmente a los ejes de los miembros a través de los puntos de intersección ya mencionados.

PARAMETROS ELASTICOS Y CONSTANTES DE CARGA

Para desarrollar el análisis de estructuras con

miembros de sección transversal variable, en una forma general, aplicable a varios tipos y formas de miembros, hay que en modo adecuado a las propiedades elásticas de los miembros introducirlos en el análisis: Las propiedades elásticas de los miembros rectos de sección transversal variable están definidas por tres parámetros: α_n , α_m , β_j β_m , que caracterizan completamente a todas las propiedades elásticas del miembro y que se obtendrán de las tablas que para tal fin están presentadas en el libro Valerian Leontovich, págs. 471, 472 y 473.

Las propiedades del área de momentos del miembro cargado con sección transversal variable, quedan definidas por las dos constantes de carga: R_n y R_m , que también serán obtenidos del libro Valerian Leontovich, pág. 481.

Los valores numéricos de los parámetros, dependen sólo de la forma del miembro, en tanto que los valores de las constantes de carga dependen de la forma del miembro y de la carga. Los valores de los parámetros y de las constantes de carga se pueden aplicar a los miembros tanto con soportes articulados, como con soportes fijos.

Cuando se considera separadamente un miembro recto no simétrico con el propósito de seleccionar los valores numéricos de los parámetros elásticos y de las constantes de carga de las gráficas y de las tablas, se hace una distinción entre los extremos, usando los términos -- "extremo grande" y "extremo pequeño". De acuerdo con es-

to, todos los valores en las tablas y en las gráficas se dan para los extremos grande y pequeño del miembro.

Soluciones condensadas de análisis, una vez encontrados los valores numéricos de los parámetros elásticos y de las constantes de carga, se pueden calcular fácilmente las magnitudes hiperestáticas de la estructura, empleando las soluciones de ecuaciones condensadas de análisis. Una vez determinadas las magnitudes hiperestáticas de la estructura se pueden obtener sin mayores dificultades los momentos y las fuerzas axial y cortante en cualquier sección de la estructura, como una ayuda adicional, las soluciones condensadas proveen asimismo, las expresiones para el momento en cualquier sección de la estructura.

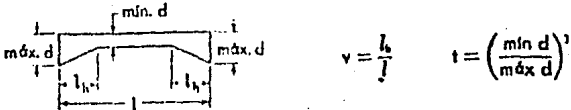
VENTAJAS DE LOS MARCOS RIGIDOS

Economía, apariencia y ahorro en altura libre.

ANÁLISIS APROXIMADO DE MARCOS RIGIDOS.

Un marco rígido de dos articulaciones o un marco rígido con apoyos empotrados es hiperestático, como resultado de ello, el análisis es afectado por las dimensiones relativas de las piezas que lo constituyen. Se necesita suponer dimensiones de prueba o cuando menos, dimensiones relativas para cada miembro y analizar la estructura resultante, para ver si las secciones consideradas resultan satisfactorias. Si las dimensiones iniciales consideradas resultan deficientes, debe considerarse otro grupo de dimensiones, verificarlas y en caso necesario, repetir el procedimiento.

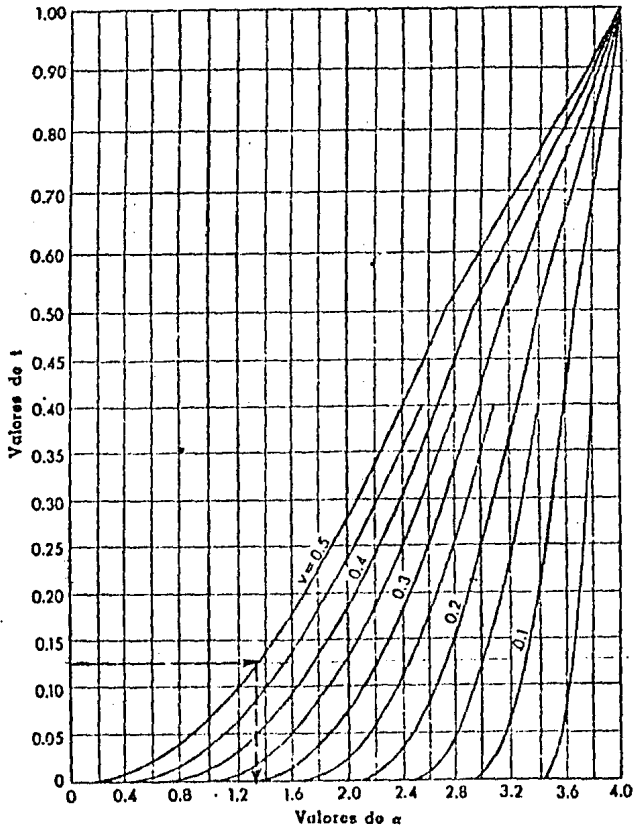
GRAFICA 1. VALORES DEL PARAMETRO ELASTICO α , para cualquier extremo de miembros simétricos con cartelas rectas



Para notas explicativas, véase página 67

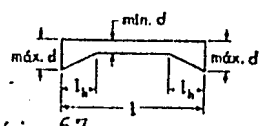
Los valores de los parámetros α están determinados por la ecuación

$$\alpha = \frac{12}{l^3} \int_0^l (l-x)^2 dx$$



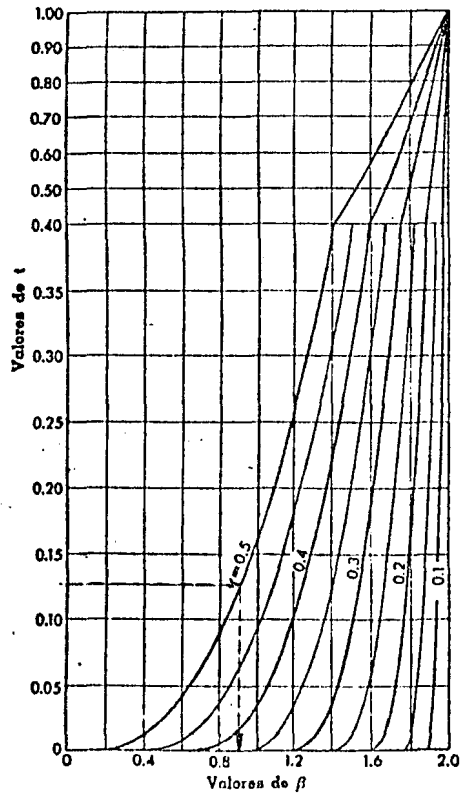
GRÁFICA 2. VALORES DEL PARAMETRO ELASTICO β , para cualquier extremo de miembros simétricos con cartelas rectas

$$v = \frac{l_h}{l} \quad t = \left(\frac{\text{mín } d}{\text{máx } d} \right)^3$$

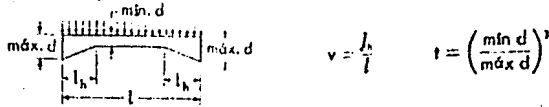


Para notas explicativas, véase página 67.
 Los valores del parámetro β están determinados por la ecuación

$$\beta = \frac{12}{EI} \int_0^{l_h} (l-x)\pi dx$$

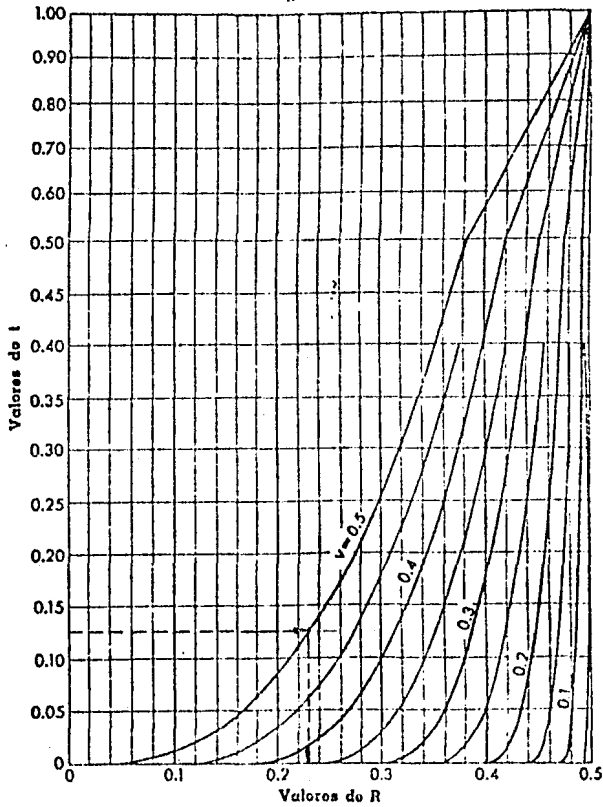


GRAFICA 3. VALORES DE LA CONSTANTE DE CARGA R, para cualquier extremo de miembros simétricos con cartelas rectas; carga uniformemente distribuida



Para notas explicativas, véase página 67
 Los valores de la constante R están determinados por la ecuación

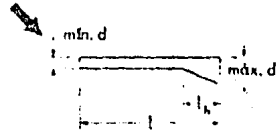
$$R = \frac{12}{W I^3} \int_0^{l/2} M(l-x) dx$$



GRAFICA 4. VALORES DEL PARAMETRO ELASTICO α , para el extremo pequeño de miembros con una cartela recta

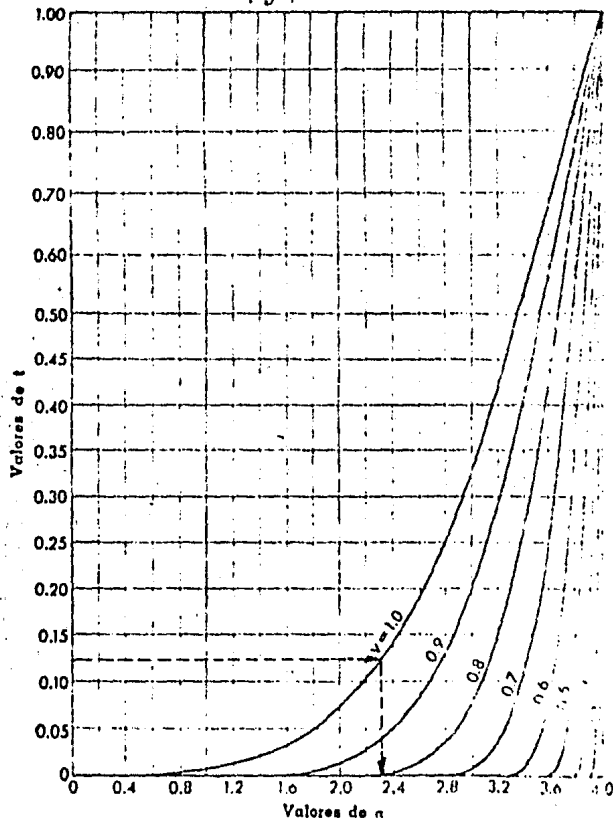
$$v = \frac{l_k}{l}$$

$$t = \left(\frac{\text{mín } d}{\text{máx } d} \right)^3$$

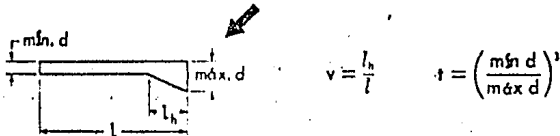


Para notas explicativas, véase página 67
 Los valores del parámetro α están determinados por la ecuación

$$\alpha = \frac{12}{P} \int_0^{l_0} (l-x)^2 dx$$



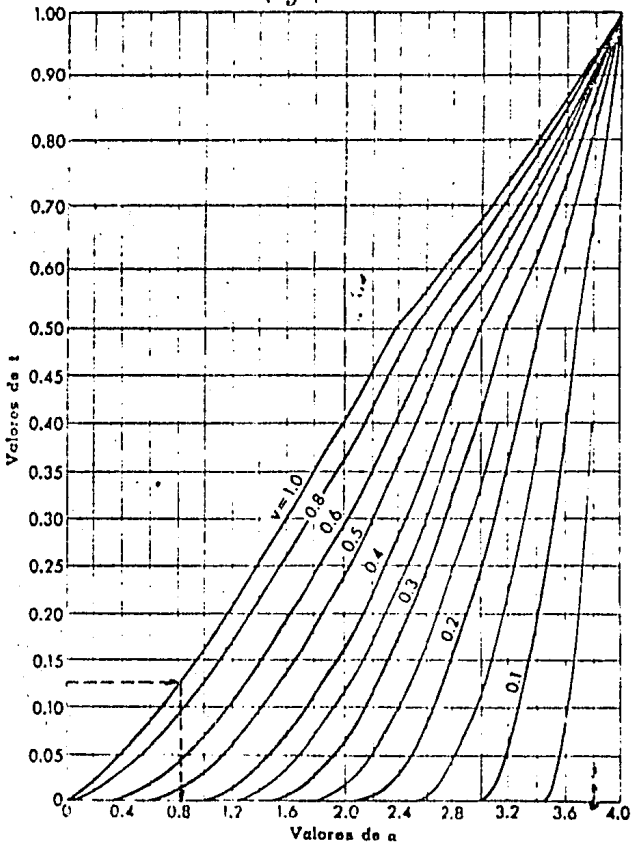
GRAFICA5. VALORES DEL PARAMETRO ELASTICO α , para el extremo grande de miembros con una cartela recta



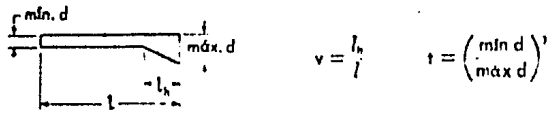
Para notas explicativas, véase página 67

Los valores del parámetro α están determinados por la ecuación

$$\alpha = \frac{12}{l^3} \int_0^{l_0} x^2 dx$$



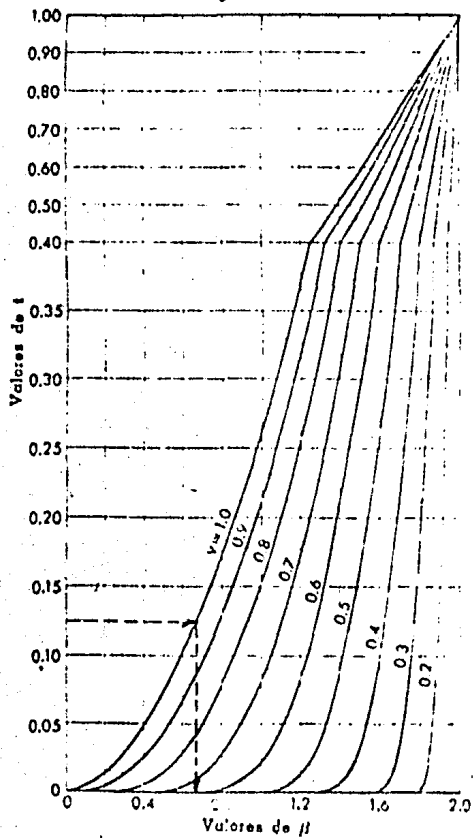
GRAFICA 6. VALORES DEL PARAMETRO ELASTICO β , para cualquier extremo de miembros con una cartela recta



Para notas explicativas, véase página 67

Los valores del parámetro β están determinados por la ecuación:

$$\beta = \frac{12}{\pi} \int_0^1 (1-x)x \, dx$$



NOTAS EXPLICATIVAS PARA LAS GRAFICAS
Y LAS TABLAS

1.- Para la presentación de las Gráficas de la uno a la seis que aparecen en las páginas 61 a 66 de ésta Tesis, se han utilizado parcialmente las gráficas aparecidas en la obra "Porticos y Arcos" cuyo autor es Valerian Leontovich, M.S.

2.- Los valores de las distintas constantes dadas en las tablas y las gráficas, corresponden a miembros rectos de espesor constante.

3.- Las ecuaciones de las distintas constantes, tal como se reproducen en los títulos de las gráficas, se refieren siempre al sistema de coordenadas cartesiano XY con su origen en el extremo izquierdo del miembro. Para más detalles consultarse el artículo publicado en el - - Proc. Am Concrete Inst., bajo el título "Concept of Elastic Parameters", Vol. 54 págs. 987-1008, 1958.

En el análisis de los marcos de sección variable, se tomará como marco representativo para la estimación de cargas, el marco localizado en el Eje ⑤ (segundo marco interior).

Las cargas por considerar en el marco serán:

- 1.- Carga muerta.
- 2.- Carga viva o de granizo.
- 3.- Carga de viento normal a las generatrices.
- 4.- Carga de viento paralelo a las generatrices.

Estimación de cargas:

- 1.- Carga muerta:

$$\text{Peso trabe (aprox)} = W. = 0.0147 \text{ m}^3/\text{m} \times$$

$$W1 = 0.0147 \text{ m}^3/\text{m} \times 7.85 \text{ Ton}/\text{m}^3 = 0.116 \text{ Ton}/\text{m}$$

Peso cubierta

$$W2 = 26 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.5 \text{ m} = 0.169 \text{ Ton}/\text{m}$$

$$= 0.285 \text{ Ton}/\text{m}$$

- 2.- Carga viva o de granizo:

$$W = 30 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 0.20 \text{ Ton}/\text{m}$$

- 3.- Carga de viento normal a las generatrices:

$$W1 = 215 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 1398 \text{ Kg}/\text{m}$$

$$W2 = 195.6 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 1271 \text{ "}$$

$$W3 = 537.7 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 3495 \text{ "}$$

$$W4 = 327.2 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 1997 \text{ "}$$

$$W5 = 209.0 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 1359 \text{ "}$$

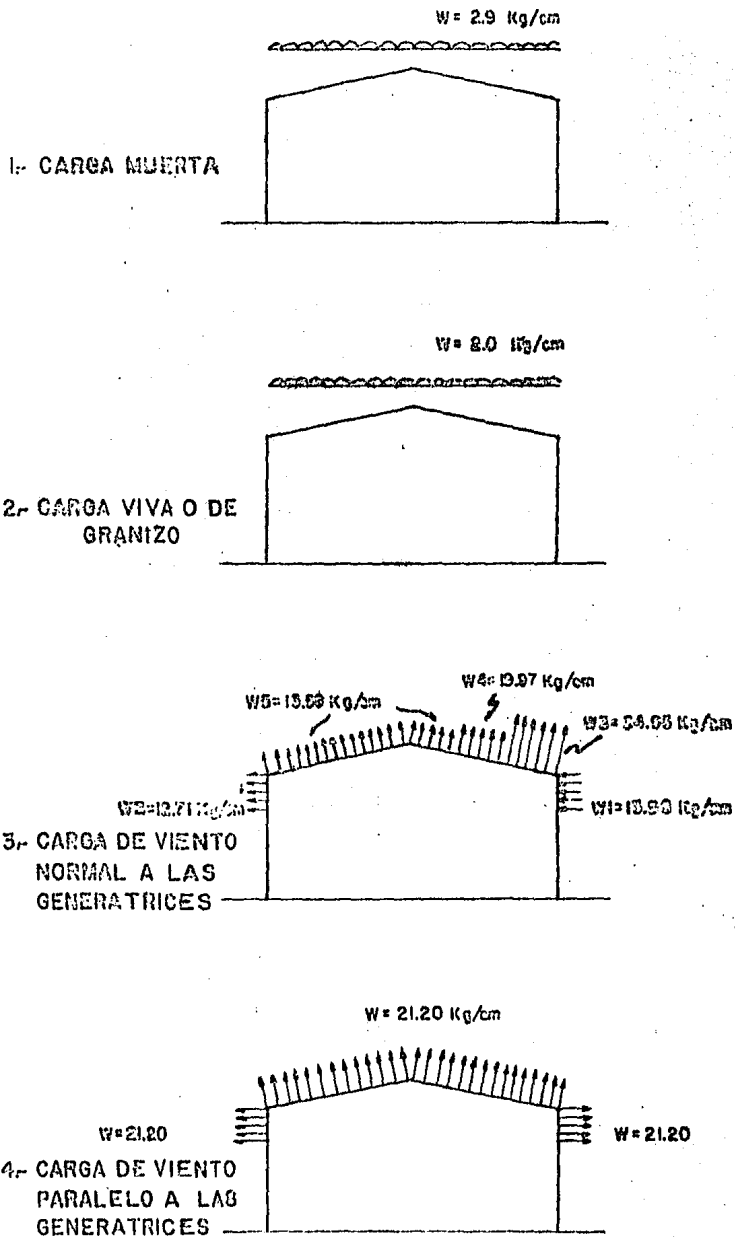
$$W6 = 209.0 \text{ Kg}/\text{m}^2 \times 6.50 \text{ m} = 1359 \text{ "}$$

- 4.- Carga de viento paralelo a las generatrices:

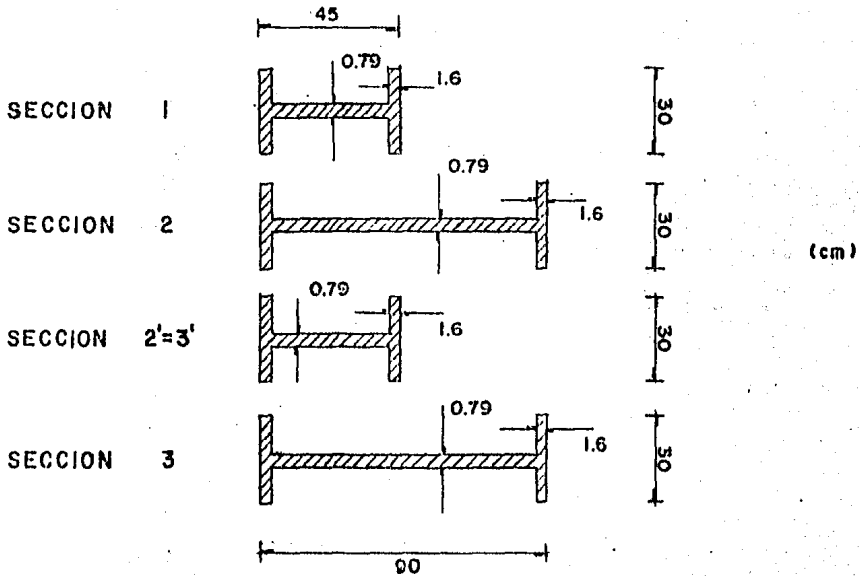
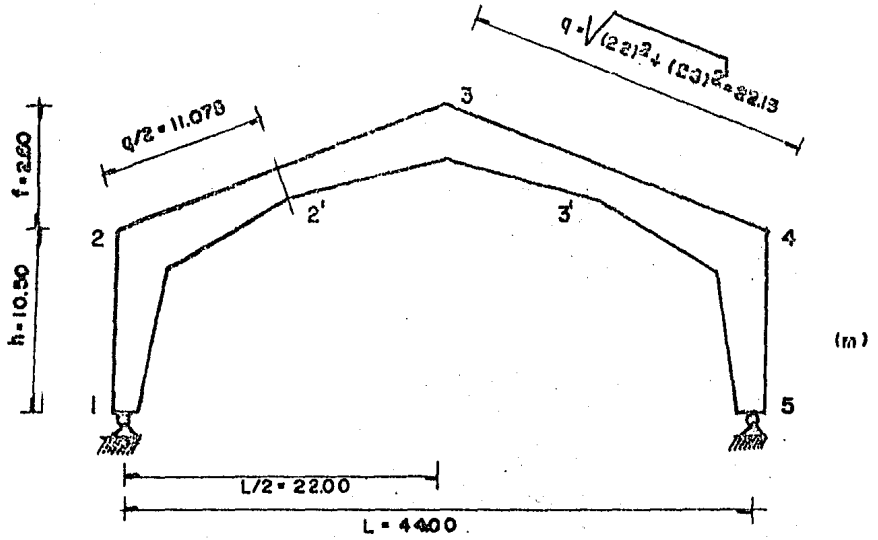
$$= 2120 \text{ Kg}/\text{m}$$

Ver croquis de cargas y lugar de aplicación en la hoja sig.

RESUMEN DE CARGAS SOBRE MARCOS



ANALISIS DEL MARCO DE ACERO
GEOMETRIA PRELIMINAR



Obtenidas las cargas que actuarán sobre la estructura y las secciones preliminares propuestas, se analizará la estructura:

a).-- CALCULO DE MOMENTOS DE INERCIA

SECCION 1

$$I = \frac{0.79 (20.9)^3}{3} + \frac{1}{12} \times 30 (1.6)^3 + 48 (21.7)^2 =$$

$$I_1 = 50,034 \text{ cm}^4 ; \text{ Inercia relativa } \Rightarrow (1)$$

SECCION 2

$$I_2 = \frac{30 (90)^3}{12} - \frac{29.21 (86.8)^3}{12} =$$

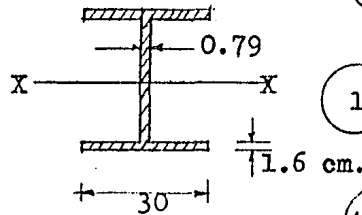
$$I_2 = 230,623 \text{ cm}^4 \quad (4.61)$$

SECCION 2'

$$I_{2'} = 50,034 \text{ cm}^4 \quad (1)$$

SECCION 3

$$I_3 = 230,623 \text{ cm}^4 \quad (4.61)$$



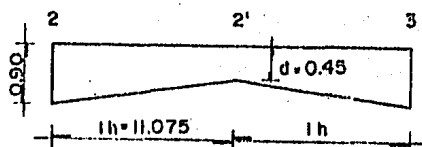
b).-- CALCULO DE CONSTANTES GENERALES DE LA ESTRUCTURA

$$\phi = \frac{\min I_{1-2}}{\min I_{2-3}} \cdot \frac{g}{h} = \frac{1}{1} \cdot \frac{22.15}{10.50} = 2.11$$

$$\psi = \frac{f}{h} = \frac{2.60}{10.50} = 0.247$$

$$\theta_{2-3} = \alpha_{23} + \alpha_{32} + \beta_{23}$$

- max d = 0.90 m
- lh = 11.075 m
- L = 22.150 m



$$v = \frac{1 h}{L} = \frac{11.075}{22.15} = 0.50 \quad R_{2-3} = 0.23$$

$$R_{3-2} = 0.23$$

$$t = \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3 = \left(\frac{45}{90} \right)^3 = 0.125$$

y de las gráficas 1, 2 y 3 se obtienen los siguientes valores (Ver hojas 61 a 66)

$$\alpha_{23} = 1.35$$

$$\beta_{23} = 0.90$$

$$\alpha_{32} = 1.35$$

$$\beta_{32} = 0.90$$

1.- CONDICION CARGA MUERTA

Para el miembro 1 - 2

$$v = \frac{1 h}{L} = \frac{10.50}{10.50} = 1.00 \quad y$$

$$t = \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3 = \left(\frac{45}{90} \right)^3 = 0.125$$

Obteniéndose de las gráficas 4, 5 y 6 los siguientes valores de los parámetros elásticos:

$$\alpha_{12} = 2.32 \quad \alpha_{21} = 0.82 \quad \beta_{12} = 0.69$$

Similarmente y observando que para el miembro

2 - 3

$$v = \frac{1 h}{L} = \frac{11.075}{22.150} = 0.5 \quad y$$

$$t = \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3 = \left(\frac{45}{90} \right)^3 = 0.125$$

Los parámetros elásticos se obtienen de las gráficas 1 y 2, que son:

$$\alpha_{23} = \alpha_{32} = 1.35 \quad \text{y} \quad \beta_{23} = 0.90$$

Inmediatamente y usando las relaciones geométricas del miembro 2-3, determinadas anteriormente, se obtienen de la gráfica 3 las constantes de carga:

$$R = 0.23 \quad R_{23} = R_{32} = 0.23$$

Notando que los momentos mínimos de inercia de la columna y la viga son idénticos ($I_r = 1$), se determinan las constantes de la estructura en la forma que sigue, mediante la aplicación de:

$$\phi = \frac{\min I_{1-2}}{\min I_{2-3}} \cdot \frac{a}{h} = \frac{1 \times 22.15}{1 \times 10.50} = 2.11$$

$$\psi = \frac{f}{h} = \frac{2.60}{10.50} = 0.247$$

$$\theta_{23} = \alpha_{23} + \alpha_{32} + 2\beta_{23} = 1.35 + 1.35 + 2(0.90) = 4.50$$

$$A = \theta_{23} + \psi^2 \alpha_{32} + 2\psi(\alpha_{23} + \beta_{23}) + \frac{21}{\phi}$$

$$A = 4.50 + (0.247)^2(1.35) + 2(0.247)(1.35 + 0.90) + \frac{0.82}{2.11} = 5.082$$

$$P = \alpha_{32}(1 - \psi) + \beta_{23}$$

$$B = 1.35(1 + 0.247) + 0.90 = 2.583$$

$$K = R_{23} + R_{32}(1 + \psi)$$

$$K = 0.23 + 0.23(1 + 0.247) = 0.517$$

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8ah} (B + 2K)$$

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8Ah} (B + 2K)$$

$$\frac{H_1}{H_5} > = \frac{(12.76)(44.00)}{8(6.082)(10.50)} (2.583 + 2(0.517)) = 3.975 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2} = \frac{12.76}{2} = 6.38 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = M_4 = -H_5 h = -3.975(10.50) = -41.738 \text{ Ton.-m}$$

Para cualquier sección del M_{2-3}

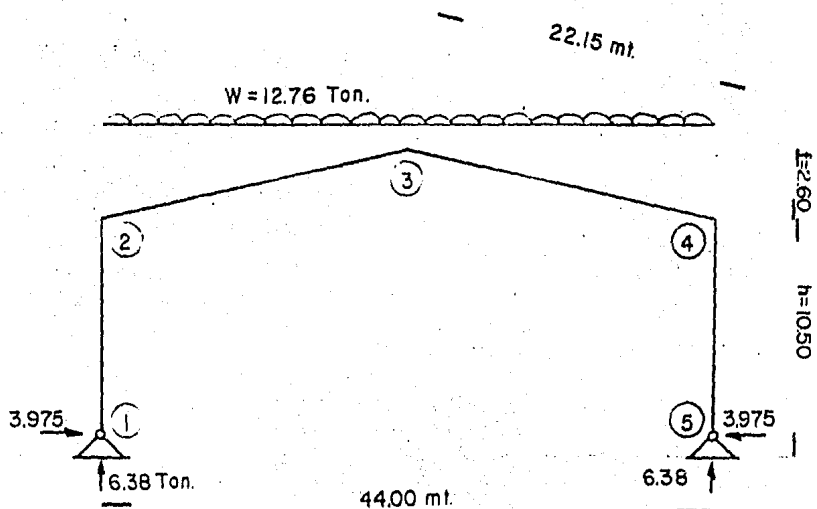
$$Mx_2 = \left(\frac{Wx_2}{4} + M_2 \right) \left(1 - \frac{2x_2}{L} \right) + M_3 \frac{2x_2}{L}$$

$$M_3 = \frac{WL}{8} - H_5 h (1 + \psi)$$

$$M_3 = \frac{12.76 \times 44.00}{8} - 3.975 (10.50) (1 + 0.247) =$$

$$M_3 = 18.133 \text{ Ton.-m}$$

VERIFICACION ESTATICA:



La verificación estática resulta siempre prudente; comprobar los resultados del análisis dá una mayor confianza al diseñador, para lograrlo se considera una parte de la estructura en equilibrio. Con referencia a la Fig. anterior, el momento en las juntas 2 y 3 es:

$$M_2 = 6.380(44.00) - 3.975(10.50) - 12.76(22.00) \\ = -41.738 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = 6.380(22.00) - 3.975(13.10) - \frac{12.76}{2}(11.00) \\ = +18.108 \text{ Ton-m.}$$

La verificación muestra una concordancia exacta con los valores previamente determinados.

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS.

El diagrama de momentos se construirá con la siguiente ecuación, con la que se calculará el valor del momento en las traveses a cada 50 cm.

$$\text{Con } M_{x_2} = (M_2 + \frac{Wx_2}{4})(1 - \frac{2x_2}{L}) + M_3 \cdot \frac{2x_2}{L}$$

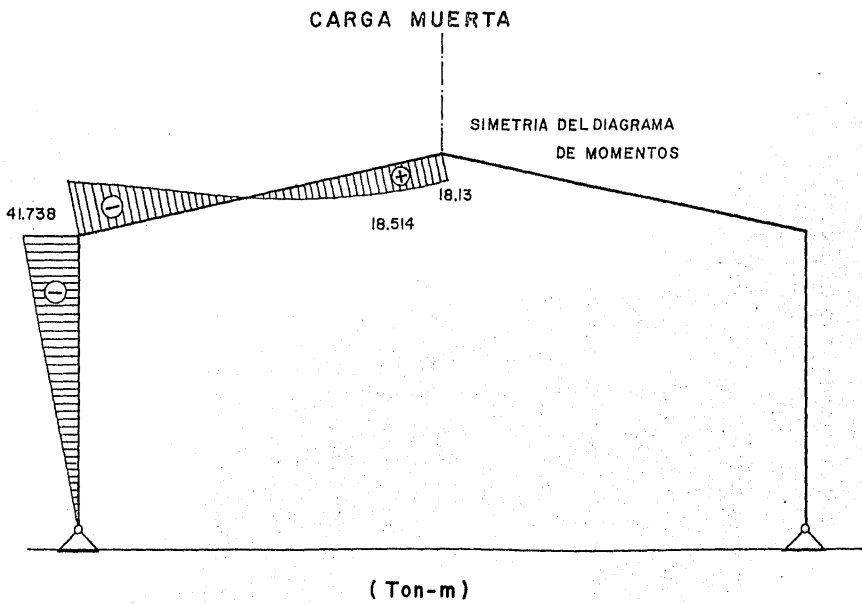
a cada 0.5 m.

$$M_{x_2} = (-41.738 + \frac{12.76x_2}{4}) (1 - \frac{2x_2}{44.0}) + (18.133) (\frac{2x_2}{44.0})$$

Valores que se sustituyen en la ecuación indicada en Libro - Valerian Leontovich.

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS.

$M_{0.0} = -41.738$	$M_{11.5} = + 7.067$
$M_{0.5} = -38.819$	$M_{12.0} = + 8.319$
$M_{1.0} = -35.972$	$M_{12.5} = + 9.498$
$M_{1.5} = -33.197$	$M_{13.0} = +10.605$
$M_{2.0} = -30.496$	$M_{13.5} = +11.640$
$M_{2.5} = -27.866$	$M_{14.0} = +12.602$
$M_{3.0} = -25.309$	$M_{14.5} = +13.491$
$M_{3.5} = -22.825$	$M_{15.0} = +14.308$
$M_{4.0} = -20.413$	$M_{15.5} = +15.053$
$M_{4.5} = -18.074$	$M_{16.0} = +15.053$
$M_{5.0} = -15.807$	$M_{16.5} = +16.325$
$M_{5.5} = -13.612$	$M_{17.0} = +16.852$
$M_{6.0} = -11.490$	$M_{17.5} = +17.306$
$M_{6.5} = - 9.441$	$M_{18.0} = +17.689$
$M_{7.0} = - 7.464$	$M_{18.5} = +17.998$
$M_{7.5} = - 5.559$	$M_{19.0} = 18.235$
$M_{8.0} = - 3.727$	$M_{19.5} = 18.400$
$M_{8.5} = - 1.968$	$M_{20.0} = +18.492$
$M_{9.0} = - 0.281$	$M_{20.5} = +18.512$
$M_{9.5} = + 0.281$	$M_{21.0} = +18.459$
$M_{10.0} = + 2.876$	$M_{21.5} = +18.334$
$M_{10.5} = + 4.345$	$M_{22.0} = +18.136$
$M_{11.0} = + 5.742$	



2.-CONDICION CARGA VIVA O GRANIZO

$$w = (30 \text{ Kg/m}^2)(6.50 \text{ m.}) = 195 \text{ Kg/m} \dots\dots\dots 0.20 \text{ Ton/m.}$$

$$H_1 = H_5 = \frac{(8.80)(44.00)}{8(6.082)(10.50)} \quad 2.583 + 2(0.517) =$$

$$H_1 = H_5 = 2.741 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2} = \frac{8.80}{2} = 4.40 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = M_4 = -H_5 h = 2.741(10.50) = -28.780 \text{ Ton-m}$$

$$M_3 = \frac{8.80(44.00)}{8} - 2.741(10.50)(1 + 0.247) =$$

$$M_3 = 12.511 \text{ Ton-m}$$

VERIFICACION ESTATICA

$$M_2 = 4.40(44.00) - 2.71(10.50) - 8.80(22.00) = -28.780 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = 4.40(22.00) - 2.741(13.10) - \frac{8.80}{2} (11.00) =$$

$$M_3 = 12.493 \text{ Ton-m.}$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

$$M_{x2} = (-28.78 + \frac{8.8}{4} x)(1 - \frac{2x}{44}) + 12.511 (\frac{2x}{44})$$

$$M_x = -0.09999 x^2 + 4.07673 x - 28.78$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

$M_0 = -28.780$	$M_{11} = + 3.965$
$M_1 = -24.803$	$M_{12} = + 5.742$
$M_2 = -21.026$	$M_{13} = + 7.319$
$M_3 = -17.450$	$M_{14} = + 8.696$
$M_4 = -14.073$	$M_{15} = + 9.873$
$M_5 = -10.896$	$M_{16} = +10.850$
$M_6 = - 7.919$	$M_{17} = +11.627$
$M_7 = - 5.142$	$M_{18} = +12.204$
$M_8 = - 2.566$	$M_{19} = +12.582$
$M_9 = - 0.189$	$M_{20} = +12.759$
$M_{10} = + 1.988$	$M_{21} = +12.736$
	$M_{22} = +12.513$

3.-CONDICION VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES.

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8Ah} (B + 2K)$$

$$W = -1.821(44.00) = -80.124 \text{ Ton.}$$

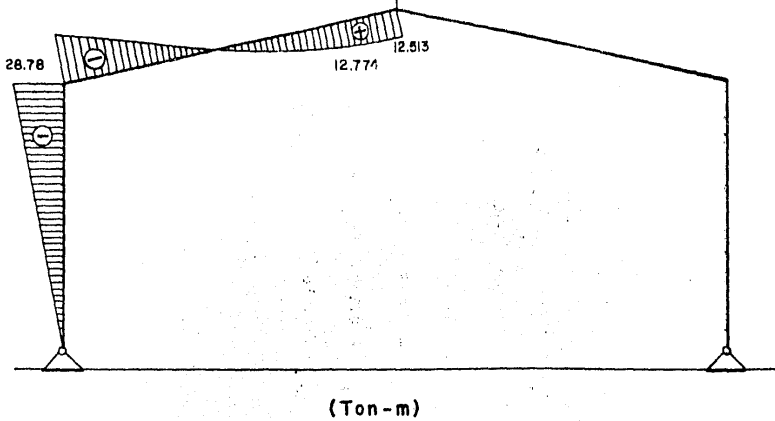
$$H_1 = H_5 = \frac{(-80.124)(44.00)}{8(6.082)(10.50)} 2.583 + 2 (0.517) =$$

$$H_1 = H_5 = -24.960 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2} = \frac{-80.124}{2} = -40.062 \text{ Ton.}$$

CARGA VIVA O DE GRANIZO

SIMETRIA DEL DIAGRAMA
DE MOMENTOS



$$M_2 = M_4 = -H_5 h = -(-24.960)(10.50) = +262.080 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = \frac{WL}{8} = H_5 h(1 + \psi) = \frac{(-80.124)(44.00)}{8} -$$

$$= (-24.960)(10.50)(1 + 0.247) = -113.868 \text{ Ton-m.}$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

$$Mx_2 = \left(\frac{Wx_2}{4} + M_2 \right) \left(1 - \frac{2x_2}{L} \right) + M_3 \frac{2x_2}{L}$$

$$Mx_2 = 262.080 - 11.91272 x - 20.031 x + 0.9105 -$$

$$- 5.175818 x$$

$$Mx_2 = 0.9105 x^2 - 37.119545x + 262.080$$

$$\bar{x}_1 = 9.0849 \rightarrow M = 0$$

$$V = \frac{dM}{dx} = 2x - 40.7683 = 0 \Rightarrow \bar{x} = 20.384 \text{ m.}$$

$$M_{\text{máx}} = -116.245 \text{ Ton-m.}$$

$$M_0 = 262.080$$

$$M_2 = 191.483$$

$$M_4 = 128.170$$

$$M_6 = 72.141$$

$$M_8 = 23.396$$

$$M_{10} = -18.065$$

$$M_{12} = -52.243$$

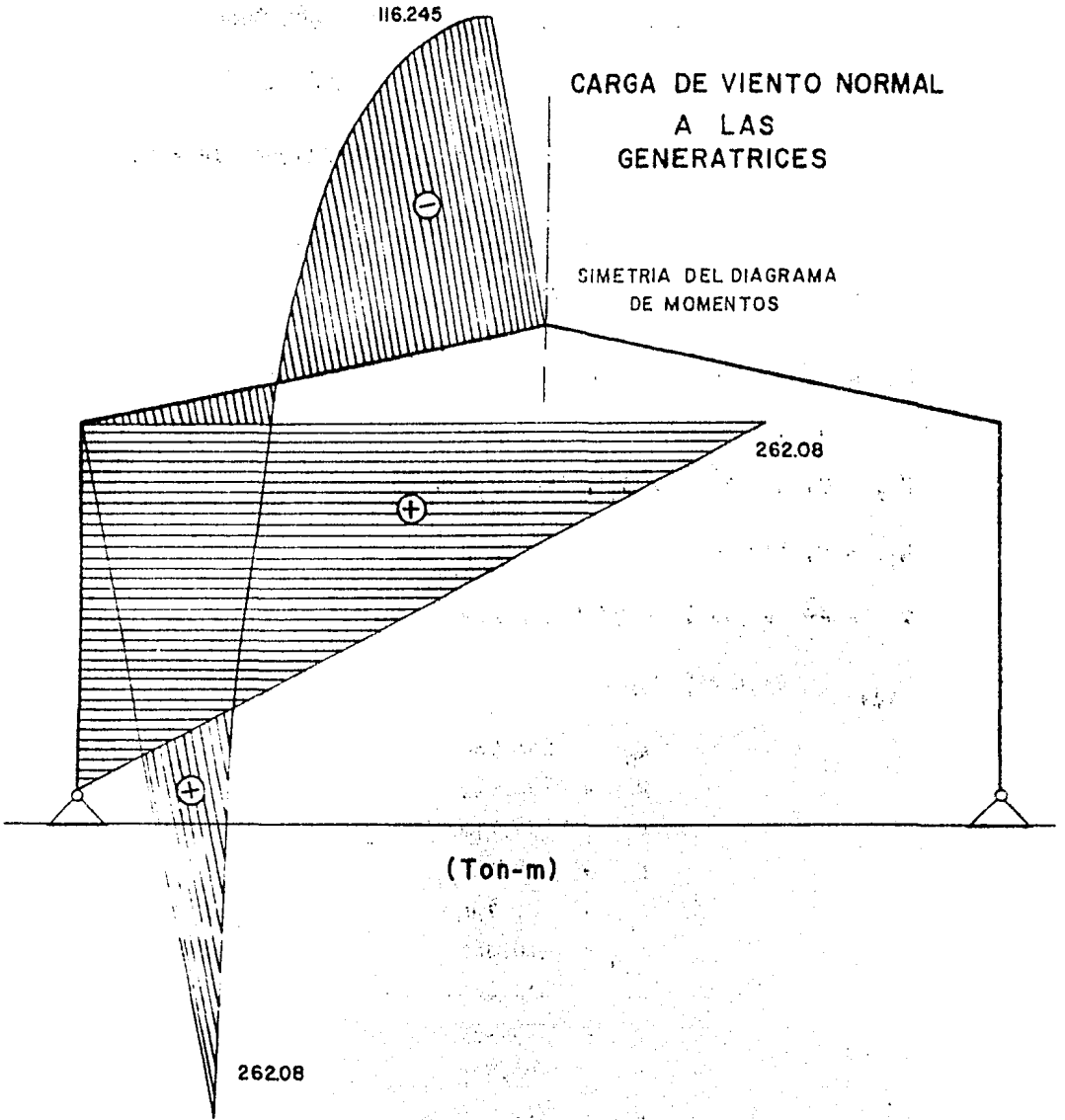
$$M_{14} = -79.136$$

$$M_{16} = -98.745$$

$$M_{18} = -111.076$$

$$M_{20} = -116.111$$

$$M_{22} = -113.868$$



4.- CONDICION VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES.

$$H_1 = H_5 = \frac{WL}{8Ah} (B + 2K)$$

$$W = -2.12(44.00) = -93.28 \text{ Ton.}$$

$$H_1 = H_5 = \frac{(-93.28)(44.00)}{8(6.082)(10.50)} 2.583 + 2(0.517) =$$

$$H_1 = H_5 = -29.058 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{W}{2} = \frac{-93.28}{2} = -46.640 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = M_4 = -H_5 h = -(-29.058)(10.50) = 305.108 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = \frac{WL}{8} - H_5 h(1 + \psi) = \frac{(-93.28)(44.00)}{8} -$$

$$- (-29.058)(10.50)(1 + 0.247) =$$

$$M_3 = -132.569 \text{ Ton-m.}$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

$$Mx_2 = (305.108 - \frac{93.28}{4.00} X) (1 - \frac{2X}{44.00}) +$$

$$+ (-132.569 \frac{2X}{44.00})$$

$$Mx_2 = (305.108 - 23.32X)(1 - 0.04545X) - (6.026X)$$

$$\bar{X}_1 = 9.08488 \text{ m} \rightarrow M = 0$$

$$V = \frac{dM}{dx} = 2X - 40.771209 = 0 \Rightarrow \bar{X} = 20.386 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = -135.355 \text{ T-m.}$$

CONSTRUCCION DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS.

$$M_0 = +305.108$$

$$M_2 = +222.921$$

$$M_4 = +149.214$$

$$M_6 = + 83.985$$

$$M_8 = + 27.236$$

$$M_{10} = - 21.034$$

$$M_{12} = - 60.825$$

$$M_{14} = - 92.137$$

$$M_{16} = -114.970$$

$$M_{18} = -129.323$$

$$M_{20} = -135.198$$

$$M_{22} = -132.593$$

135.355

85

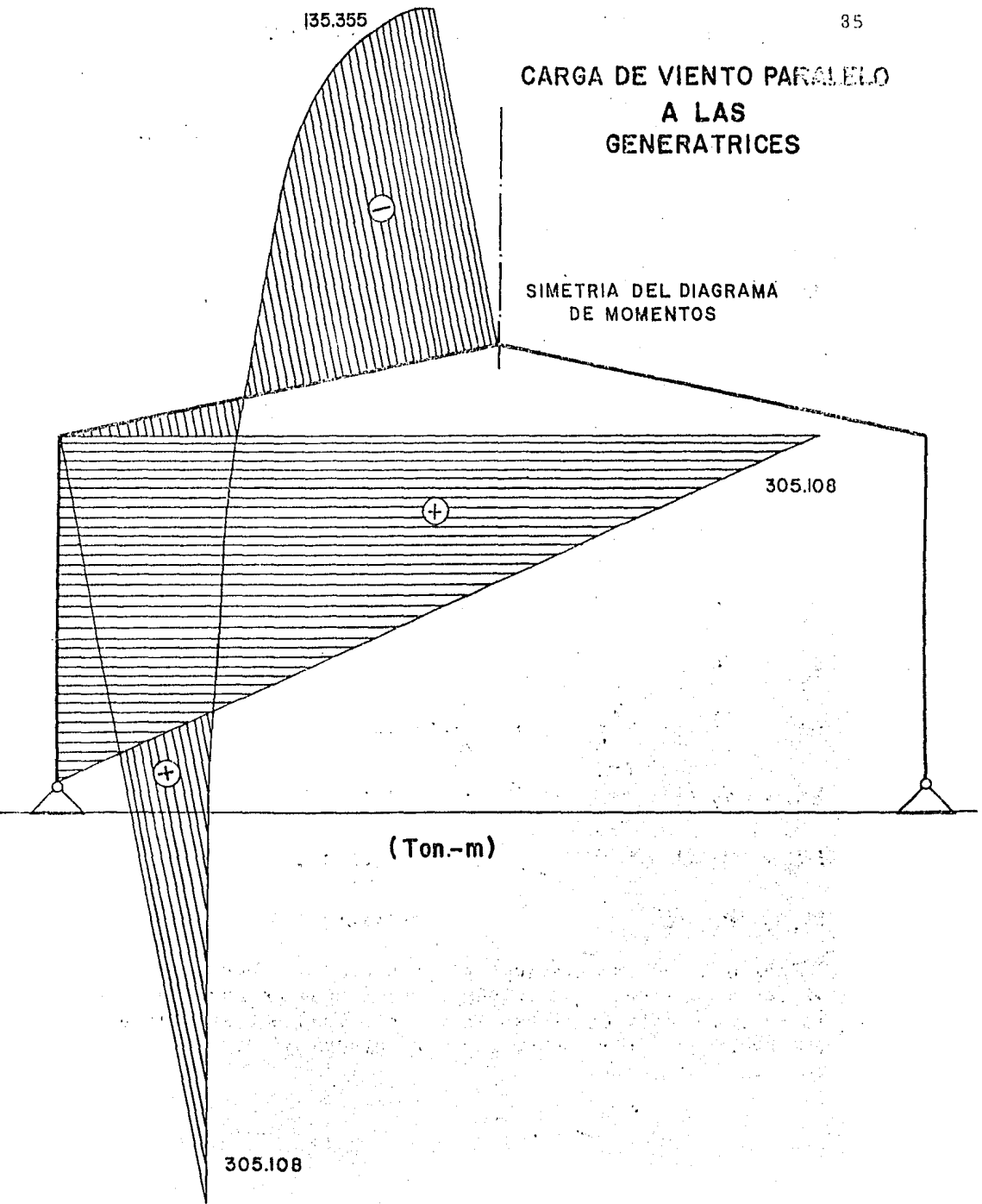
CARGA DE VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

SIMETRIA DEL DIAGRAMA
DE MOMENTOS

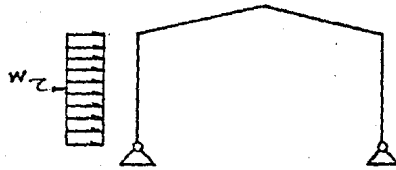
305.108

(Ton.-m)

305.108



3.- VIENTO NORMAL A LA COLUMNA DEL MARCO*



$$w = 127 \text{ Kg/m.}$$

$$H_5 = \frac{WN}{4A} = \frac{1.448(5.574)}{4(6.082)} = 0.332 \text{ Ton.}$$

$$H_1 = -(W - H_5) = -(1.448 - 0.332) = -1.116 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = (10.50) \left(\frac{1.448}{2} - 0.332 \right) = 4.116 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = h \left(\frac{W}{4} - H_5 (1 + \psi) \right) =$$

$$M_3 = (10.50) \left(\frac{1.448}{4} - 0.332 (1 + 0.247) \right) = -0.546 \text{ Ton-m.}$$

$$M_4 = -H_5 h = -0.332 (10.50) = -3.486 \text{ Ton-m.}$$

$$V_5 = \frac{Wh}{2L} = \frac{1.448(10.50)}{2(44.00)} = 0.173 \text{ Ton.}$$

$$My_1 = \frac{Wy_1}{2} \left(1 - \frac{y_1}{h} \right) + M_2 \frac{y_1}{h} \text{ "Miembro 1-2"}$$

$$Mx_2 = M_2 \left(1 - \frac{2x_2}{L} \right) + M_3 \frac{2x_2}{L} \text{ "Miembro 2-3"}$$

$$Mx_3 = M_3 \left(1 - \frac{2x_3}{L} \right) + M_4 \frac{2x_3}{L} \text{ "Miembro 3-4"}$$

$$My_5 = M_4 \frac{y_5}{h} \text{ "Miembro 4-5"}$$

* Debido a que las gráficas no presentan las condiciones de carga de viento que actúan en el marco, se hará uso de la superposición de efectos, sumando y restando los elementos mecánicos, para tener las condiciones más representativas.

Miembro 1-2.- Construcción del Diagrama de Momentos.

$$M_{y_1} = \frac{1.448y_1}{2} \left(1 - \frac{y_1}{10.50}\right) + 4.116 \frac{y_1}{10.50}$$

$$M_{y_1} = 0.724 y_1 (1 - 0.09524 y_1) + 0.392 y_1$$

Y_0	= 0.000
$Y_{0.5}$	= 0.541
$Y_{1.0}$	= 1.047
$Y_{1.5}$	= 1.519
$Y_{2.0}$	= 1.956
$Y_{2.5}$	= 2.359
$Y_{3.0}$	= 2.727
$Y_{3.5}$	= 3.061
$Y_{4.0}$	= 3.361
$Y_{4.5}$	= 3.626
$Y_{5.0}$	= 3.856
$Y_{5.5}$	= 4.052
$Y_{6.0}$	= 4.214
$Y_{6.5}$	= 4.341
$Y_{7.0}$	= 4.433
$Y_{7.5}$	= 4.491
$Y_{8.0}$	= 4.515
$Y_{8.5}$	= 4.504
$Y_{9.0}$	= 4.459
$Y_{9.5}$	= 4.379
$Y_{10.0}$	= 4.265
$Y_{10.5}$	= 4.116

Miembro 2-3.- Construcción del Diagrama de Momentos.

$$Mx_2 = 4.116 \left(1 - \frac{2}{44} x_2\right) + (-0.546) \frac{2x_2}{44}$$

$$Mx_2 = 4.116 - 0.2119091 x_2$$

x_0	=	4.116
x_1	=	3.904
x_2	=	3.692
x_3	=	3.480
x_4	=	3.268
x_5	=	3.056
x_6	=	2.845
x_7	=	2.633
x_8	=	2.421
x_9	=	2.209
x_{10}	=	1.997
x_{11}	=	1.785
x_{12}	=	1.573
x_{13}	=	1.361
x_{14}	=	1.149
x_{15}	=	0.937
x_{16}	=	0.725
x_{17}	=	0.514
x_{18}	=	0.302
x_{19}	=	0.090
x_{20}	=	-0.122
x_{21}	=	-0.334
x_{22}	=	-0.546

Miembro 3-4.- Construcción del Diagrama de Momentos.

$$Mx_3 = 0.546 \left(1 - \frac{2x_3}{44}\right) + (-3.486) \frac{2x_3}{44}$$

$$Mx_3 = -0.546 + 0.0248182 x_3 - 0.1584545 x_3$$

$$X_{22} = -0.546$$

$$X_{23} = -0.680$$

$$X_{24} = -0.813$$

$$X_{25} = -0.947$$

$$X_{26} = -1.084$$

$$X_{27} = -1.214$$

$$X_{28} = -1.348$$

$$X_{29} = -1.481$$

$$X_{30} = -1.615$$

$$X_{31} = -1.749$$

$$X_{32} = -1.882$$

$$X_{33} = -2.016$$

$$X_{34} = -2.150$$

$$X_{35} = -2.283$$

$$X_{36} = -2.417$$

$$X_{37} = -2.551$$

$$X_{38} = -2.684$$

$$X_{39} = -2.818$$

$$X_{40} = -2.951$$

$$X_{41} = -3.085$$

$$X_{42} = -3.219$$

$$X_{43} = -3.352$$

$$X_{44} = -3.486$$

Miembro 4-5 .- Construcción del Diagrama de Momentos.

$$M_{y_5} = -3.486 \left(\frac{y_5}{10.5} \right)$$

$$M_{y_5} = -0.332 y_5$$

$$Y_0 = 0$$

$$Y_{1.0} = -0.332$$

$$Y_{2.0} = -0.664$$

$$Y_{3.0} = -0.996$$

$$Y_{4.0} = -1.328$$

$$Y_{5.0} = -1.660$$

$$Y_{6.0} = -1.992$$

$$Y_{7.0} = -2.324$$

$$Y_{8.0} = -2.656$$

$$Y_{9.0} = -2.988$$

$$Y_{10.0} = -3.320$$

$$Y_{10.5} = -3.486$$

CARGA DE VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES
(ACTUANDO EN LA COLUMNA DEL MARCO)

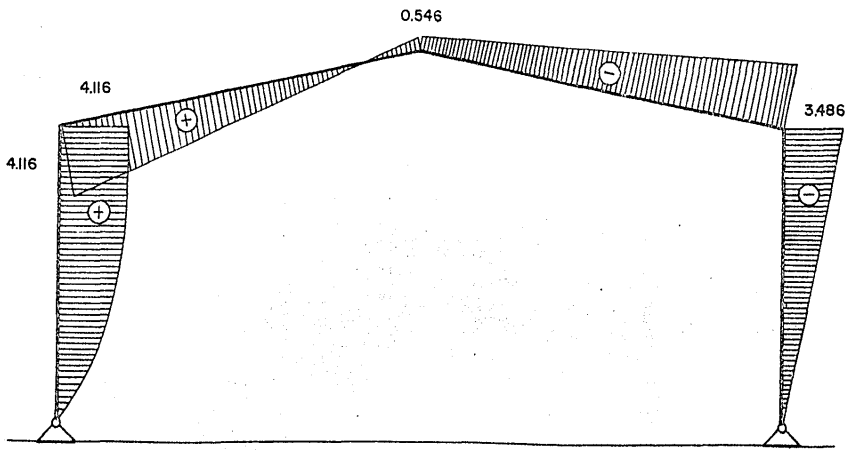
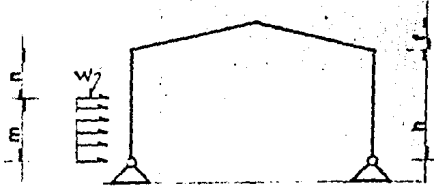


DIAGRAMA DE MOMENTOS (Ton-m)



* Ver Nota Hoja No.86

$$g = \frac{m}{h} = \frac{7.04}{10.50} = 0.670$$

$$J = \frac{g(2 - g^2)}{2} = \frac{0.670(2 - 0.67^2)}{2(2.11)} = 0.246$$

$$K = 2Jh + m(B + C)$$

$$K = 2(0.246)(10.50) + 7.04(2.583 + 2.861) = 43.492$$

$$H_5 = \frac{W K}{4Ah} = \frac{(0.965)(43.492)}{(4)(6.082)(10.50)} = 0.164 \text{ Ton.}$$

$$H_1 = -(W - H_5) = -(0.965 - 0.164) = -0.801 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = \frac{Wm}{2} - H_5 h = \frac{(0.965)(7.04)}{2} - (0.164)(10.50) =$$

$$M_2 = 1.675 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = \frac{Wm}{2} - H_5 h (1 + \psi) = \frac{(0.965)(7.04)}{4} - (0.164)(10.50) \left(\begin{array}{l} 1 + 0.247 \end{array} \right) = -0.499 \text{ Ton-m.}$$

$$M_4 = -H_5 h = -(0.164)(10.50) = -1.722 \text{ Ton-m.}$$

$$V_5 = \frac{Wm}{2L} = \frac{(0.965)(7.04)}{(2)(44.00)} = 0.077 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = -V_5 = -0.077 \text{ Ton.}$$

$$M_{y_1} = \frac{W y_1}{2} \left(\frac{n}{h} + \frac{m - y_1}{m} \right) + M_2 \frac{y_1}{h} \quad y_1 \leq m$$

$$M_{y_1} = \frac{Wm}{2} \left(1 - \frac{y_1}{h} \right) + M_2 \frac{y_1}{h} \quad y_1 > m$$

CONSTRUCCION DE DIAGRAMA DE MOMENTOS.

$$0 = y = 7.04$$

$$My_1 = \frac{0.965y_1}{2} \left(\frac{3.46}{10.50} + \frac{7.04 - y_1}{7.04} \right) + 1.675 \left(\frac{y_1}{10.50} \right)$$

$$Y_0 = 0.000$$

$$Y_1 = 0.732$$

$$Y_2 = 1.328$$

$$Y_3 = 1.786$$

$$Y_4 = 2.107$$

$$Y_5 = 2.292$$

$$Y_6 = 2.339$$

$$Y_7 = 2.249$$

$$Y_{7.04} = 2.242$$

Para 7.04 Y 10.50

$$My_1 = \frac{0.965(7.04)}{2} \left(1 - \frac{y_1}{10.5} \right) + 1.675 \frac{y_1}{10.5} =$$

$$= 3.3968 - 0.163981 y_1$$

$$Y_{7.04} = 2.242$$

$$Y_{8.00} = 2.085$$

$$Y_{9.00} = 1.921$$

$$Y_{10.0} = 1.757$$

$$Y_{10.5} = 1.675$$

CONSTRUCCION DE DIAGRAMA DE MOMENTOS.

Para el miembro 2-3

$$Mx_2 = 1.675 \left(1 - \frac{2x_2}{44.0}\right) + (-0.449) \frac{2x_2}{44.0} =$$

$$Mx_2 = 1.675 - 0.0965455 x_2$$

x_0	=	1.675
x_1	=	1.578
x_2	=	1.482
x_3	=	1.385
x_4	=	1.289
x_5	=	1.192
x_6	=	1.096
x_7	=	1.000
x_8	=	0.903
x_9	=	0.806
x_{10}	=	0.710
x_{11}	=	0.613
x_{12}	=	0.516
x_{13}	=	0.420
x_{14}	=	0.323
x_{15}	=	0.227
x_{16}	=	0.130
x_{17}	=	0.034
x_{18}	=	-0.063
x_{19}	=	-0.159
x_{20}	=	-0.256
x_{21}	=	-0.352
x_{22}	=	-0.449

Miembro 3-4.- Construcción de Diagrama de Momentos.

$$Mx_3 = (-0.449)\left(1 - \frac{2x_3}{44}\right) + (-1.722 \frac{2x_3}{44})$$

$$Mx_3 = -0.449 - 0.0578636x_3$$

$$X_{22} = -0.449$$

$$X_{23} = -0.507$$

$$X_{24} = -0.565$$

$$X_{25} = -0.623$$

$$X_{26} = -0.680$$

$$X_{27} = -0.738$$

$$X_{28} = -0.796$$

$$X_{29} = -0.854$$

$$X_{30} = -0.912$$

$$X_{31} = -0.970$$

$$X_{32} = -1.028$$

$$X_{33} = -1.085$$

$$X_{34} = -1.143$$

$$X_{35} = -1.201$$

$$X_{36} = -1.259$$

$$X_{37} = -1.317$$

$$X_{38} = -1.375$$

$$X_{39} = -1.433$$

$$X_{40} = -1.491$$

$$X_{41} = -1.548$$

$$X_{42} = -1.606$$

$$X_{43} = -1.664$$

$$X_{44} = -1.722$$

Miembro 4-5.- Construcción de Diagrama de Momentos.

$$M_{y_5} = M_4 \frac{y_5}{h}$$

$$M_{y_5} = -1.722 \frac{y_5}{10.5} = -0.164 y_5$$

$$Y_0 = 0.000$$

$$Y_1 = -0.164$$

$$Y_2 = -0.328$$

$$Y_3 = -0.492$$

$$Y_4 = -0.656$$

$$Y_5 = -0.820$$

$$Y_6 = -0.984$$

$$Y_7 = -1.148$$

$$Y_8 = -1.312$$

$$Y_9 = -1.476$$

$$Y_{10} = -1.640$$

$$Y_{10.50} = -1.722$$

4.- VIENTO PARALELO A LA COLUMNA DEL MARCO

Variable

$$V = \frac{Ih}{L} = 1.00$$

$$t = \left(\frac{d_{\min}}{d_{\max}} \right)^3 = 0.125$$

$$C = \alpha_{23} + \beta_{23}(1 + \psi) + \frac{\alpha_{21}}{\phi}$$

$$C = 1.35 + 0.90(1 + 0.247) + \frac{0.82}{2.11} = \underline{2.861}$$

CARGA DE VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES
(ACTUANDO EN LA COLUMNA DEL MARCO)

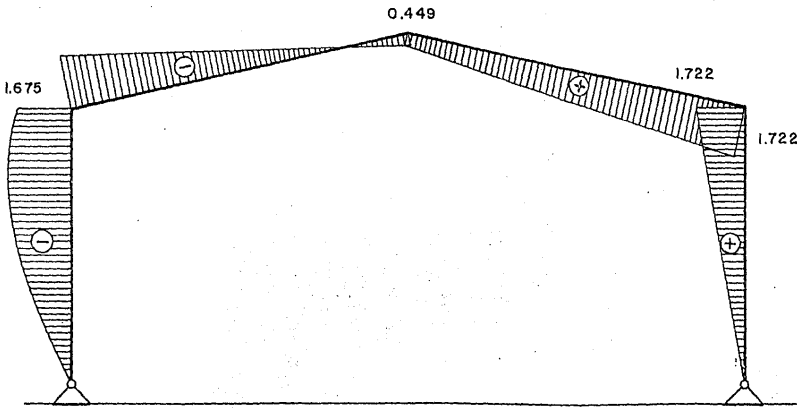


DIAGRAMA DE MOMENTOS (Ton-m)

Obteniéndose de las gráficas 7 y 8 el valor de la Constante "R" de carga para extremo pequeño:

$$R_{1-2} = 0.206$$

para el extremo grande:

$$R_{2-1} = 0.137$$

$$N = B + C + \frac{2R_{21}}{\phi}$$

$$N = 2.583 + 2.861 + \frac{2(0.137)}{2.11} = 5.574$$

$$H_5 = \frac{WN}{4_A} = \frac{(-22.26)(5.574)}{4(6.082)} = -5.100 \text{ Ton.}$$

$$H_1 = -(W - H_5) = -(-22.26 - (-5.100)) = 17.160 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = h\left(\frac{W}{2} - H_5\right) = (10.50) \left(\frac{-22.26}{2} - (-5.1)\right) =$$

$$M_2 = 63.315 \text{ Ton-m.}$$

$$M_3 = h \frac{W}{4} - H_5 (1 + \mu)$$

$$= (10.50) \frac{-22.26}{4} = (-5.1)(1 + 0.247) =$$

$$M_3 = 8.344 \text{ Ton-m.}$$

$$M_4 = -H_5 h = -(-5.100)(10.50) = 53.550 \text{ Ton-m.}$$

$$V_5 = \frac{Wh}{2L}$$

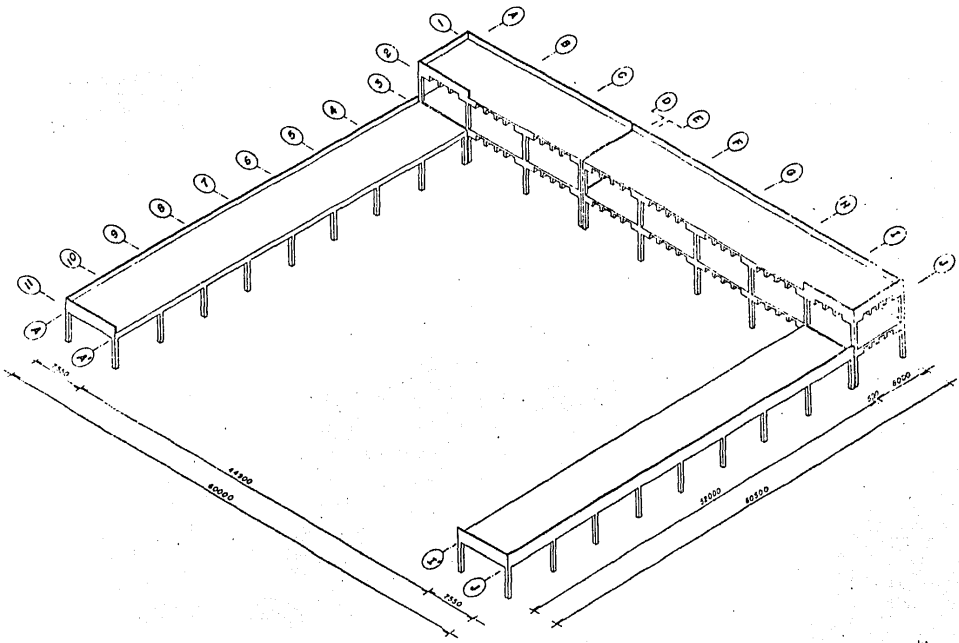
$$V_5 = \frac{-(22.26)(10.50)}{(2)(44.00)} = -2.656 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = -V_5$$

$$V_1 = -(-2.656) = 2.656 \text{ Ton. } W_1 = \frac{Wy_1}{2} \left(1 - \frac{y_1}{h}\right) + M_2 \frac{y_1}{h}$$

CPE.

ANALISIS DE LA ESTRUCTURA
DE CONCRETO



LOCALIZACION DE CUERPOS LATERALES

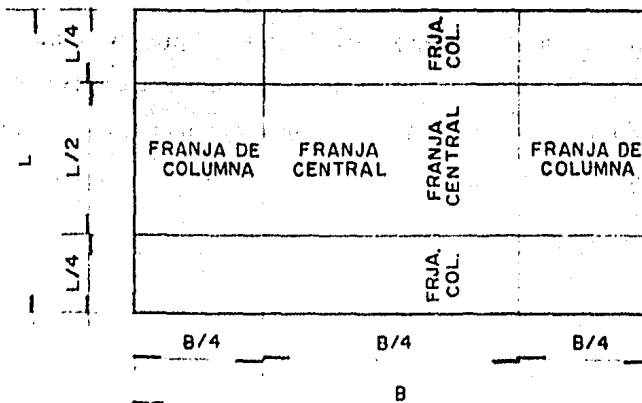
ANALISIS DEL CUERPO III

El cuerpo III (ver Fig. 1) será estructurado a base de Losas Reticulares o Planas y Columnas de Concreto Armado, las cuales estarán cimentadas sobre zapatas corridas.

Descripción del tipo de Losa a usar en el cuerpo III.- Losas planas son aquellas que transfieren la carga directamente a las columnas, en general sin la ayuda de trabes. Pueden ser macizas de peralte constante, ó aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, moldes para formar alveolos en la losa, etc.)

La losa puede apoyar directamente sobre columnas ó a través de ábacos, capiteles ó una combinación de ambos.

En cada tablero de una losa plana se distinguen tres franjas en cada dirección. La central, de ancho igual a la mitad del claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho y las extremas ó de columna, cada una de ancho igual a un cuarto de dicho claro. Ejemplo:



HIPOTESIS PARA EL ANALISIS DE LAS LOSAS PLANAS

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elásticos, considerando los siguientes conceptos:

a).- Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con un ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

b).- Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columnas o de trabes) puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta los requisitos siguientes:

Para valuar el momento de inercia de las losas, se considerará un ancho equivalente a cada lado del eje de columnas igual a:

$$A_q = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3c \leq 0.5L_2$$

Donde L_2 es el claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente y L_1 es el claro en la dirección en que se analiza. Si no hay capitel, "c" es la dimensión de la columna en la dirección de L_2 .

DISTRIBUCION DE LOS MOMENTOS EN LAS FRANJAS

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco, se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados, como se muestra a continuación:

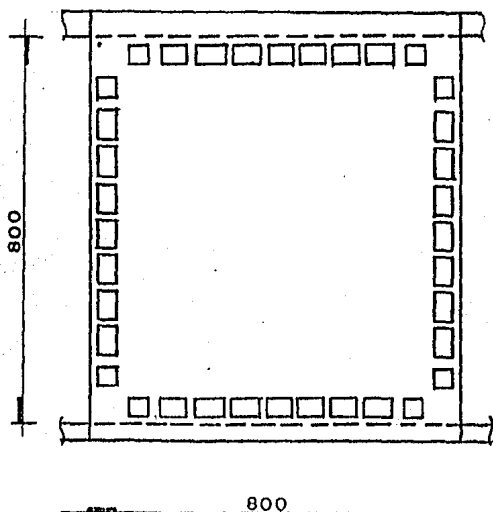
	Franjas de Columnas	Franjas Centrales
Momentos Positivos	60	40
Momentos Negativos	75	25

En base a los conceptos anteriores se hará el análisis y diseño de la losa reticular.

A. Geometría Preliminar.

A.1.- Losa de Entrepiso.

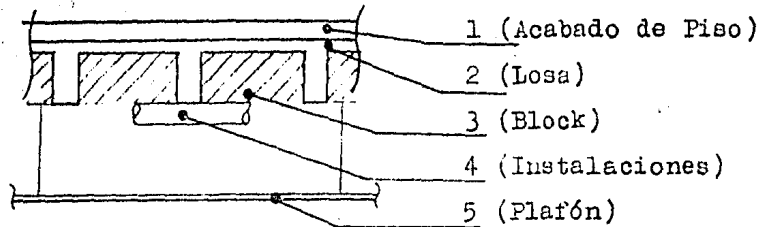
Distribución de Casetones



VER MODULACION DE CASETONES EN EL PLANO N° 5

B. Cálculo Preliminar del Feralte Total.

B.1.- Estimación del Feralte de la Losa (C.F.E.)



Sección Transversal

Usando una fórmula empírica para obtener el espesor aproximado de la losa, y, en función de las cargas actuantes se tiene que:

$$h = \frac{L}{32} \quad \text{si} \quad w = 1000 \text{ Kg/m}^2.$$

6

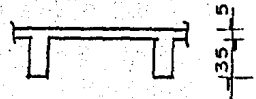
$$h = \frac{L}{36} \quad \text{si} \quad w = 500 \text{ Kg/m}^2.$$

Estos valores se multiplicarán por 1.3 si se trata de losa aligerada

Tomando el claro mayor:

$$h = \frac{800}{32} \times 1.3 = 32.5 \text{ cm.}$$

se propone $h = 40 \text{ cm.}$



C. Análisis de Cargas.

Losa de Entrepiso

C.1.- Concreto y Blocks.

$$\text{Volumen de losa} = 8.0 (8.0) (0.4) = 25.60 \text{ m}^3.$$

Volumen de Blocks =

$$(0.40) (0.40) (0.35) (16 \text{ pzas.}) = 0.896 \text{ m}^3.$$

$$(0.40) (0.60) (0.35) (56 \text{ pzas.}) = 4.704 \text{ m}^3.$$

$$(0.60) (0.60) (0.35) (49 \text{ pzas.}) = \frac{6.174}{11.774} \text{ m}^3.$$

El volumen total de concreto será:

V Losa-V Block = 13.83 m^3 .

Peso del concreto:

$13.83 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = \underline{33.19 \text{ Ton.}}$

Peso de Blocks:

De 0.40 x 0.40 son 16 pzas. de 0.027 T/Pza. = 0.432 Ton.

De 0.40 x 0.60 son 56 pzas. de 0.041 T/Pza. = 2.296 Ton.

De 0.60 x 0.60 son 49 pzas. de 0.062 T/Pza. = 3.038 Ton.

5.766 Ton.

Peso Total = 38.95 Ton.

Peso por $\text{m}^2 = \frac{38.95 \text{ Ton.}}{64.00 \text{ m}^2} = 0.61 \text{ T/m}^2$.

C.2.- Acabado de Piso 0.10 T/m^2 .

C.3.- Falso Plafón 0.03 T/m^2 .

C.4.- Instalaciones 0.01 T/m^2 .

C.5.- Densidad de Muros

$(92.40 \text{ m}^2/\text{tablero})(0.275 \text{ T/m}^2) =$
25.41 Ton.

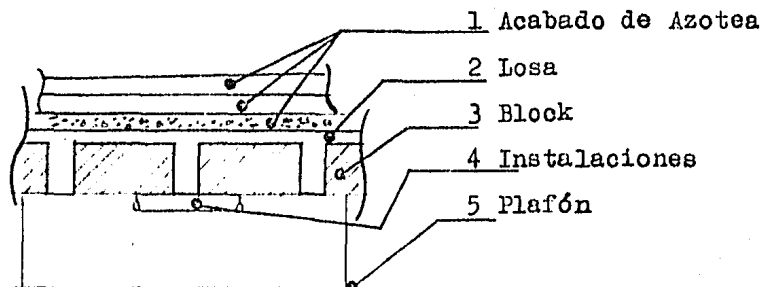
$\frac{25.41 \text{ Ton.}}{(8.00)(8.00)} = 0.397 \text{ T/m}^2$. 0.40 T/m^2 .

C. M. = 1.15 T/m^2 .

(Carga viva Manual C.F.E.) C.V. 0.25 T/m^2 .

Carga Total: 1.40 T/m^2 .

LOSA DE AZOTEA:



C.1'.	- Losa Reticular	0.61 T/m ² .
C.2'.	{ Relleno para dar pendiente con siderando 12 cm. de espesor pro medio:	(0.12 m)(1.35 T/m ³)
		Entortado y Enladrillado
		Impermeabilizante
		C.3'.
C.4'.	- Instalaciones	<u>0.01</u> T/m ² .
	C. M. =	0.94 T/m ² .
	C. V. =	<u>0.10</u> T/m ² .
	Carga Total =	1.04 T/m ² .

Cálculo del ancho equivalente para evaluar el momento de Inercia de las nervaduras que funcionan como trabe.

D. Ancho equivalente

$$L = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2/L_1} + 0.3c \approx 0.5L_2$$

L₂ distancia perpendicular del lado del tablero considerado.

L₁ distancia en la dirección del análisis.

Marcos Ejes (1) y (2)

L₁ = 8.00 m. L₂ = 8.00 m.

Long. E-F = Long. F-G = Long. G-H = Long. H-I =

Long. I-J = L₁

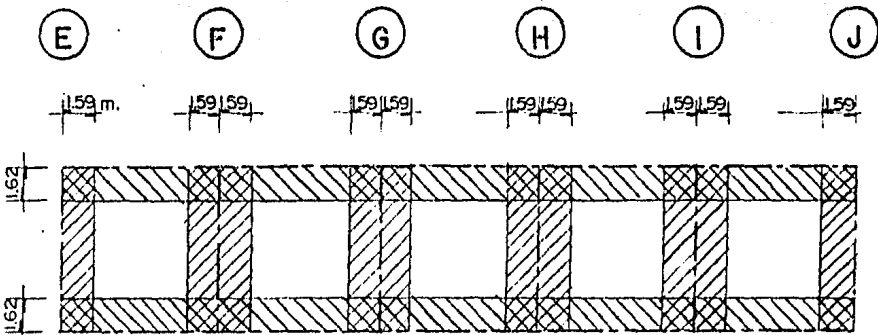
$$L_{E-F} = \frac{0.5 (8.00)}{1 + 1.67 \left(\frac{8.00}{8.00}\right)} + 0.30 (0.40) = 1.62 \text{ m}$$

Marcos Ejes (E) (F) (G) (H) (I) y (J)

$$L_1 = 8.00 \text{ m}$$

$$L_2 = 8.00 \text{ m}$$

$$L_{1-2} = \frac{0.5 (8.00)}{1 + 1.67 \left(\frac{8.00}{8.00} \right)} + 0.30(0.30) = 1.59 \text{ m}$$

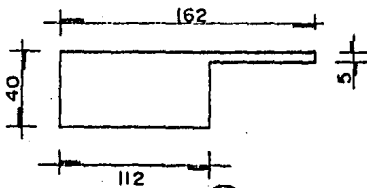


En base al cálculo anterior se obtienen las siguientes secciones equivalentes:

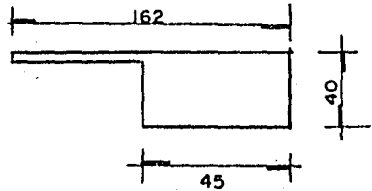
Entre Ejes (E) y (J)

AZOTEA

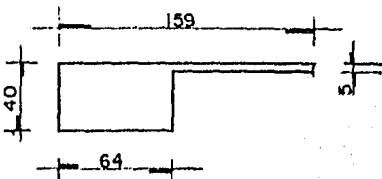
Marco Eje (1)

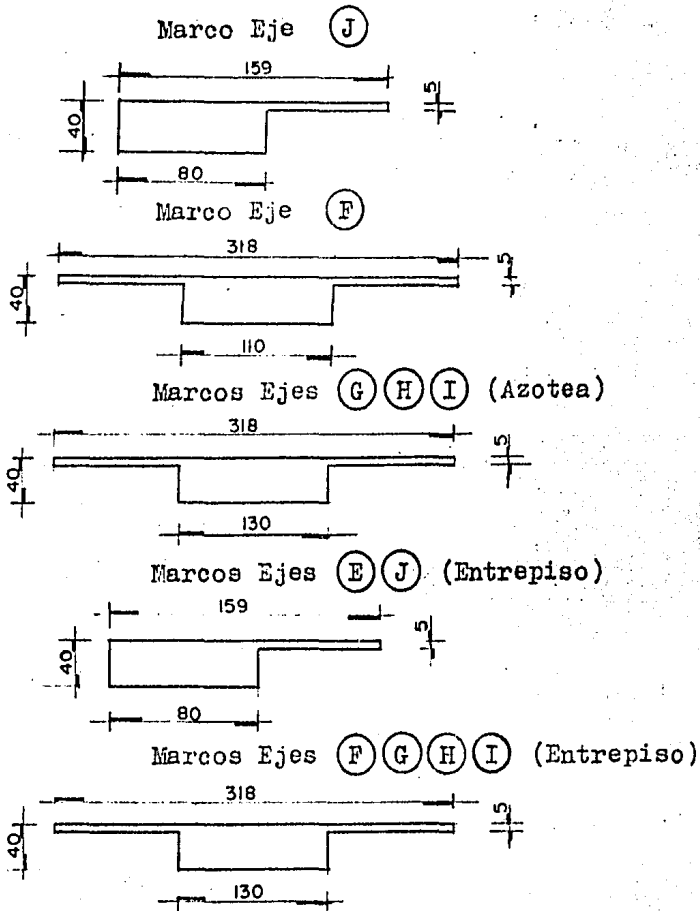


Marco Eje (2)



Marco Eje (E)





D.1.- Obtención de los momentos de inercia de las secciones equivalentes.

AZOTEA

Marco Eje (1)

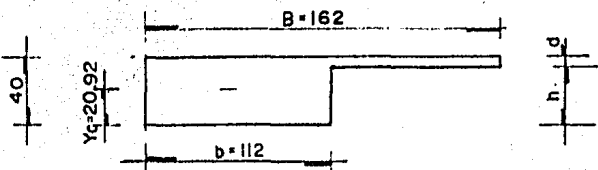


TABLA DE CALCULO

A_i (cm ²)	X_{ci} (cm)	$X_{ci}A_i$ (cm ³)	Y_{ci} (cm)	$Y_{ci}A_i$ (cm ³)
Bd	$\frac{B}{2}$	$\frac{B^2d}{2}$	$h + \frac{d}{2}$	$Bdh + \frac{Bd^2}{2}$
$\frac{Bh}{Bd + bh}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{b^2h}{2}$	$\frac{h}{2}$	$Bdh + \frac{Bd^2}{2} + \frac{bh^2}{2}$

$$X_c = \frac{\frac{B^2d}{2} + \frac{b^2h}{2}}{Bd + bh} = \frac{\frac{162^2(5)}{2} + \frac{112^2(35)}{2}}{162(5) + 112(35)} = 60.28 \text{ cm.}$$

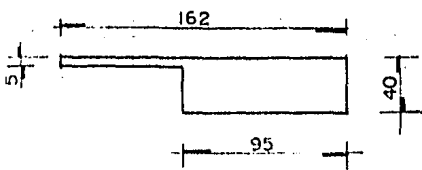
$$Y_c = \frac{Bdh + \frac{Bd^2}{2} + \frac{bh^2}{2}}{Bd + bh} =$$

$$Y_c = \frac{162(5)(35) + \frac{(162)^2(5)}{2} + \frac{(112)(35)^2}{2}}{4730} = 20.92 \text{ cm.}$$

$$I_x = \frac{bh^3}{3} + \frac{1}{12} Bd^3 + Bd\left(h + \frac{d}{2}\right)^2 = 2741416.70 \text{ cm}^4.$$

$$I_x = I_{xc} \quad \therefore I_{xg} = I_x - AY_c^2 = 671349.23 \text{ cm}^4.$$

Marco Eje (2)

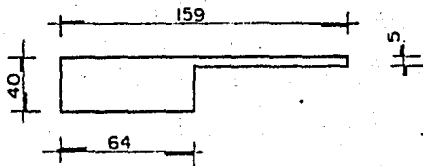


$$Y_c = 21.41 \text{ cm.}$$

$$I_x = 2498458.3 \text{ cm}^4.$$

$$I_{xg} = 603023.5 \text{ cm}^4.$$

Marco Eje (E)

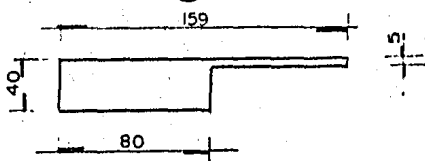


$$Y_c = 22.74 \text{ cm.}$$

$$I_x = 2034291.7 \text{ cm}^4.$$

$$I_{xg} = 464870.13 \text{ cm}^4.$$

Marco Eje (J)

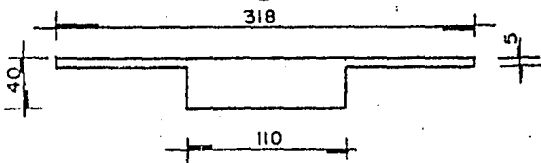


$$Y_c = 21.92 \text{ cm.}$$

$$I_x = 2262958.30 \text{ cm}^4.$$

$$I_{xg} = 535609.70 \text{ cm}^4.$$

Marco Eje (F)

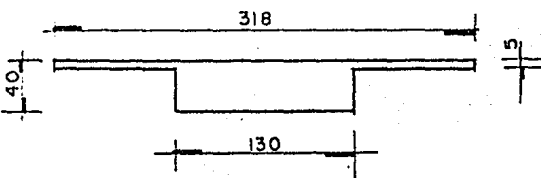


$$Y_c = 23.35 \text{ cm.}$$

$$I_x = 3811333.33 \text{ cm}^4.$$

$$I_{xg} = 845322.93 \text{ cm}^4.$$

Marcos Ejes (G) (H) (I)



$$Y_c = 22.68 \text{ cm.}$$

$$I_x = 4097166.67 \text{ cm}^4.$$

$$I_{xg} = 938858.73 \text{ cm}^4.$$

Una vez obtenidas las cargas gravitacionales, se procede a calcular las cargas horizontales (accidentales) que actuarán sobre la estructura, siendo las cargas predominantes las producidas por efecto sísmico; para evaluar las fuerzas sísmicas, existen varios métodos y dada la geometría, la estructuración y la forma del edificio, el manual de diseño CFE, nos permite utilizar el método de análisis estático. A continuación se indicará el desarrollo de la teoría y cálculo de las fuerzas sísmicas.

El análisis por sismo es indispensable en todas - las estructuras de nuestro país ya que toda la República Mexicana es zona sísmica. Este análisis tiene como fin va luar los esfuerzos en la estructura producidos por el sis- mo, que es una fuerza accidental, como lo es también el -- viento. Los movimientos del terreno por efecto sísmico - son complejos y varían de una región a otra.

Los métodos para analizar una estructura por sis- mo son: el Análisis Estático y el Análisis Dinámico.

El método estático es bastante aceptable y dá re- sultados conservadores cuando se aplica a estructuras con- tínuas, regulares y con una distribución más ó menos unifor- me de rigideces, masas y hasta cierta altura limitada. De lo contrario habrá que realizar un Análisis Dinámico, apli- cable a las estructuras esbeltas. Una estructura es esbel- ta cuando la relación entre la altura y la dimensión míni- ma de la base es mayor que 5.

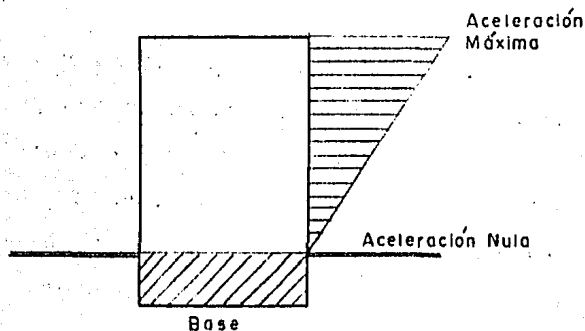
HIPOTESIS DEL METODO ESTATICO.

El método estático se basa en las siguientes hi- pótesis:

- 1.- Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso, actúa paralelamente a un sistema de elementos que resistan empujes laterales en una sólo dirección, paralela a su plano. Debe suponerse además, que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de e- lementos resistentes y que trabajan independien- temente. En tal caso siempre será posible des- componer la cortante sísmica de un entrepiso en

dos componentes que satisfagan la condición impuesta al principio de este inciso.

- 2.- La rigidez de entrepiso de cada marco ó muro es conocida. En general, es posible usar valores aproximados para fines de una distribución preliminar y refinarlos, teniendo en cuenta el sistema de fuerzas laterales obtenido en cada elemento, mediante la primera estimación de rigideces.
- 3.- Las losas de piso son indeformables.
- 4.- Se supondrá que el efecto del temblor equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel.
- 5.- Se supone una distribución lineal de aceleraciones con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el nivel superior.



COEFICIENTE SISMICO.

Se entiende por coeficiente sísmico " C_s ", el coeficiente de la fuerza cortante horizontal " V " en la base del

edificio y el peso "W" del mismo sobre dicho nivel.

$$C_s = \frac{V}{W} ; \text{ en la base del edificio.}$$

El coeficiente sísmico se obtiene por el tipo - de estructuración del edificio, el grupo a que pertenece ó destino de la construcción y la zona en donde se vaya a construir el edificio, ya sea de baja o de alta compresibilidad.

Estructuración Tipo 1.

Estructuras que posean alineados en la dirección que se analiza, dos ó más elementos resistentes a fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esencialmente a flexión de los miembros estructurales. Se incluyen en esta clase, las estructuras para edificios que posean marcos constituidos por trabes (ó armaduras y losas planas) y columnas metálicas ó de concreto reforzado, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50 por ciento de la fuerza cortante de diseño - que le tocaría si trabajara aislado, sin requerir para ello la colaboración de muros ni contravientos diagonales, los pisos y cubiertas de estas estructuras serán suficientemente rígidas y resistentes para distribuir las fuerzas laterales entre los elementos de diversa flexibilidad.

Estructuración Tipo 2.

Estructuras cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en la dirección que se analiza, sean debidas esencialmente a esfuerzo cortante ó en fuerza axial en los miembros estructurales. Se consideran en esta clase, los edificios soportados únicamente por muros de -

carga y aquéllos cuyos marcos son incapaces de resistir -- por sí mismos en cada dirección el 50 por ciento de la -- fuerza cortante de diseño, que les correspondería si traba-- bajaran aislados. Se exceptúan de esta clasificación a-- aquellas construcciones que se incluyen entre las de estruc-- turación Tipo 1.

Estructuración Tipo 3.

Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas -- construcciones que se hallen soportadas por una columna ó una hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección que se analiza ó cuyas columnas no están liga-- das en la cubierta y en los pisos por elementos de sufi-- ciente rigidez y resistencia para distribuir las fuerzas horizontales entre las columnas de diversa flexibilidad. El coeficiente de cortante en la base igual a 0.10 para -- estructuras de Tipo 3, cimentadas en terrenos de baja com-- presibilidad, se funda en la experiencia de California y o-- tros lugares intensamente sísmicos, en los cuales ha dado resultados satisfactorios.

AGRUPACION DE LAS CONSTRUCCIONES.

GRUPO A

Edificios gubernamentales, municipales y de ser-- vicios públicos, como: plantas de bombeo, centrales eléc-- tricas y telefónicas, estaciones de bomberos, etc., aqué-- llos cuyo funcionamiento es especialmente importante a ru-- iz de un temblor, como hospitales; aquéllos cuyo conteni-- do es de gran valor, como museos; y aquéllos con área to-- tal construída superior a 400 m^2 , donde existe frecuente aglomeración de personas, como: escuelas, estadios, salas

de espectáculos, templos, estaciones, etc.

GRUPO B

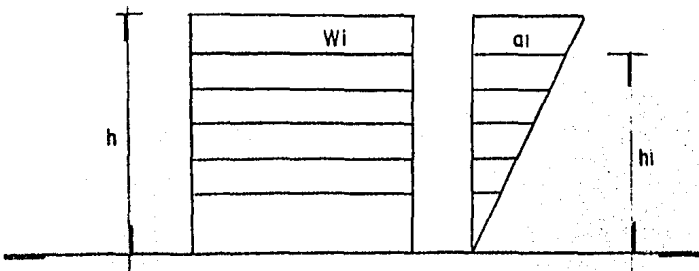
Construcciones destinadas a la habitación privada ó al uso público en donde no existe frecuente aglomeración de personas: hoteles, viviendas, edificios de departamentos ó despachos, plantas industriales, gasolineras, etc., edificios con área total construída no mayor de 400 m^2 ; también construcciones que sirvan para guardar materiales ó equipos costosos y aquéllas cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A.

GRUPO C

Construcciones aisladas, cuya ejecución no exija la intervención de Director de Obra responsable y cuya falla por temblor no pueda, normalmente, causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos ó materiales ó equipos costosos.

VALUACION DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA.

Para valuar la fuerza cortante sísmica en cada nivel, se hace uso de la hipótesis 5 del método estático, la cual supone una distribución lineal de aceleraciones horizontales con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el nivel superior.



De acuerdo con la 2a. Ley de Newton:

$$F = m \cdot a \dots \dots \dots (1)$$

$m = \frac{W}{g}$ en donde $W =$ peso
 $g =$ acel. de la gravedad

De la figura y por triángulos semejantes.

$$a_i = \frac{a}{h} h_i \text{ y sustituyendo en } \dots \dots (1)$$

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{a}{h} h_i \dots \dots \dots (2)$$

Por definición de cortante sísmico:

$$C_s = \frac{V}{W}; \text{ en la base } \dots \dots \dots (3)$$

en donde:

$$V = \sum F_i \text{ y } W = \sum W_i$$

Sustituyendo en la ecuación (3)

$$C_s = \frac{\sum F_i}{\sum W_i} \dots \sum F_i = C_s \sum W_i \text{ ó lo que es lo}$$

mismo:

$$\sum F_i = C_s W \dots \dots \dots (4)$$

De acuerdo con la ecuación (2) podemos escribir:

$$\sum F_i = \frac{a}{gh} \sum W_i h_i \dots \dots \dots (5)$$

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones (4) y (5):

$$\frac{a}{gh} \sum W_i h_i = C_s W \dots a = C_s W \frac{gh}{\sum W_i h_i} (6)$$

Sustituyendo (6) en la ecuación (2):

$$F_i = \frac{W_i}{g} \frac{C_s W \frac{gh}{\sum W_i h_i}}{h} h_i$$

Simplificando, nos queda:

$$F_i = C_s W \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \dots \dots \dots (7)$$

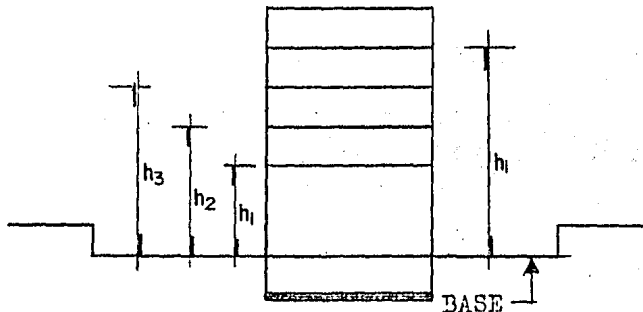
Generalizando la fórmula para "n" niveles.

$$F_i = C_s W \frac{W_i h_i}{W_1 h_1 + W_2 h_2 + \dots \dots \dots W_n h_n}$$

En esta fórmula, F_i es la fuerza sísmica aplicada en el nivel i que se obtiene tomando todas las cargas muertas como: muros, trabes, columnas, losas, acabados y en general todas las cargas que actúan permanentemente en la estructura y las cargas vivas reducidas para Diseño Sísmico especificadas en el Reglamento.

C_s coeficiente para diseño sísmico, especificado en el reglamento.

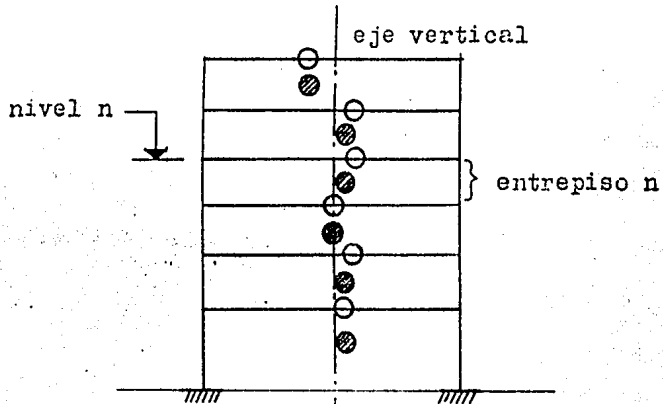
h_i , elevación del nivel i medido desde la base de la estructura, es decir, desde el nivel a partir del cual las deformaciones de ésta, pueden ser apreciables.



DETERMINACION DE LA POSICION DE LA FUERZA CORTANTE

En la hipótesis (4) del método estático se supone la fuerza sísmica actuando en el centro de gravedad de las cargas de cada nivel; pero debido a requerimientos de funcionalidad ó requisitos arquitectónicos, las cargas de

una estructura podrán ir variando de nivel en nivel en -- cuanto a su localización en planta, lo cual hace que los centros de gravedad de dichas cargas no estén alojadas sobre un mismo eje vertical. Esto quiere decir que una -- fuerza sísmica de un nivel "n" se verá afectada por la posición de otra en el nivel inmediato superior, al tratar de moverla de su posición original.



- centro de gravedad de las cargas y posición inicial de la fuerza sísmica.
- Posición final de la fuerza cortante sísmica.

Para determinar la posición de la fuerza cortante en cada nivel, se hace uso de la siguiente tabla que -- nos simplifica los cálculos.

Fuerzas Sísmicas, Cortantes, Posición Final del Cortante en cada piso

Niv	Entre piso	w_i	h_i	$w_i h_i$	Fza. Horiz.		Cortantes		C. G.	
					F_{ix}	F_{iy}	V_x	V_y	\bar{y}	\bar{x}
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪

$$F_{ix} \bar{y} \quad F_{iy} \bar{x} \quad F_{ix} \bar{y} \quad F_{iy} \bar{x} \quad \text{Posición final del cortante}$$

$$y = \sum F_{ix} \bar{y} / V_x \quad x = \sum F_{iy} \bar{x} / V_y$$

⑫

⑬

⑭

⑮

⑯

⑰

Explicación de la Tabla:

- ① Se refiere al piso considerado
- ② Se refiere al espacio comprendido entre dos niveles consecutivos
- ③ Peso del nivel considerado que incluye cargas permanentes y cargas vivas reducidas para el diseño sísmico de acuerdo con el Reglamento
- ④ Altura desde la base de la estructura al nivel considerado
- ⑤ Producto de ③ x ④
- ⑥ Fuerza sísmica en el nivel i calculado con la fórmula (7), considerando el tipo de estructuración que existe en la dirección "x,y" que influye directamente en la obtención del coeficiente sísmico
- ⑦ Fuerza sísmica en el nivel i calculada con las condiciones que prevalecen en la dirección "y" ⑥ y ⑦ podrán ser iguales si el tipo de estructuración es el mismo en las direcciones "x, y".
- ⑧ Fuerza cortante en el entrepiso considerado -- (fuerza sísmica acumulada en dicho entrepiso) para la dirección x.
- ⑨ Fuerza cortante en el entrepiso considerado -- (fuerza sísmica acumulada en dicho entrepiso) para

ra la dirección y.

- ⑩ Ordenada del centro de gravedad de las cargas -- respecto a unos ejes de referencia fijos en toda la estructura
- ⑪ Abscisa del centro de gravedad de las cargas respecto a unos ejes de referencia fijos en toda la estructura.
- ⑫ Producto de ⑥ x ⑩
- ⑬ Producto de ⑦ x ⑪
- ⑭ Suma acumulada de la columna ⑫ en cada nivel
- ⑮ Suma acumulada de la columna ⑬ en cada nivel
- ⑯ Ordenada de la posición final del cortante que se obtiene del cociente ⑭ / ⑧
- ⑰ Abscisa de la posición final del cortante que se obtiene del cociente ⑮ / ⑨

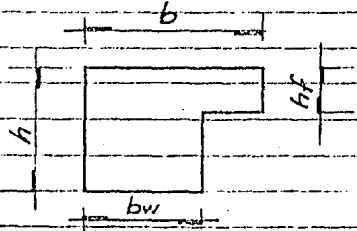
NOTA: A CONTINUACION SE INCLUIRA UN PROGRAMA PARA -
CALCULAR AREAS E INERCIAS.

PROGRAM DESCRIPTION

ESTE PROGRAMA CALCULA EL AREA Y EL MOMENTO DE INERCIA DE LAS SECCIONES EQUIVALENTES DE LAS LOSAS NERVURADAS.

USER INSTRUCTIONS

STEP	PROCEDURE	ENTER	PRESS	DISPLAY
1	COLOCAR EL PROGRAMA AL INICIO	0.00	A	0.00
2	PERALTE TOTAL	h.hh	R/S	h.hh
3	PERALTE PARCIAL	hf.hf/hf	R/S	hf.hf/hf
4	ANCHO TOTAL	b.bb	R/S	b.bb
5	ANCHO PARCIAL	bw.bw/bw	R/S	A.AA-III



USER DEFINED KEYS	DATA REGISTERS (IND) (EX)	LABELS (Op 08)
A	0	INV INV CLR CLR RT
B	1	CE 1/2 STO HCL CLR 7
C	2	DEL 1 1 + CLR 0
D	3	SW - RST + R/S
E	4	ON = CLR INV RT
A'	5	ON INV RT CLR R/S
B'	6	INV CLR CLR CLR RT
C'	7	1 2 CLR CLR 7
D'	8	RT 1 CLR CLR CLR
E'	9	1 CLR



LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
0	76			5	05			110	06		
1	11			6	03			1	06		
2	01			7	55			2	06		
3	42			8	43			3	58		
4	01			9	08			4	02		
5	01			60	85			5	06		
6	42			1	01			6	43		
7	02			2	95			7	11		
8	01			3	42			8	01		
9	42			4	09			9	11		
10	03			5	43			0			
1	01			6	06			1			
2	42			7	33			2			
3	04			8	05			3			
4	43			9	43			4			
5	03			70	07			5			
6	55			1	85			6			
7	43			2	43			7			
8	04			3	09			8			
9	95			4	95			9			
20	42			5	42			0			
1	05			6	10			1			
2	43			7	43			2			
3	02			8	01			3			
4	55			9	45			4			
5	43			80	03			5			
6	01			1	05			6			
7	95			2	43			7			
8	42			3	04			8			
9	06			4	55			9			PROGRAMA DE PRUEBA
30	43			5	01			0			
1	05			6	02			1			$h = 20 \text{ cm}$
2	75			7	05			2			$hf = 10 \text{ cm}$
3	01			8	43			3			$b = 20 \text{ cm}$
4	95			9	10			4			$bhf = 10 \text{ cm}$
5	05			90	95			5			RESULTADOS
6	43			1	42			6			$A = 300.00 \text{ cm}^2$
7	06			2	11			7			$I = 9166.67 \text{ cm}^4$
8	95			3	43			8			
9	42			4	01			9			
40	01			5	05			0			
1	85			8	43			1			
2	01			7	04			2			
3	95			8	05			3			
4	42			9	53			4			
5	08			100	43			5			
6	01			1	03			6			
7	75			2	75			7			
8	43			3	43			8			
9	06			4	04			9			
50	95			5	64						
1	83			6	05						
2	05			7	43						
3	43			8	02						
4	01			9	95						

MERGED CODES

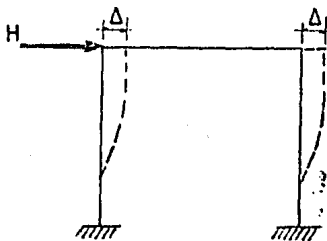
62	63	64	72 (std)	73 (std)	74 (std)	82 (std)	83 (std)
65	66	67	75 (std)	76 (std)	77 (std)	84 (std)	85 (std)
68	69	70	78 (std)	79 (std)	80 (std)	86 (std)	87 (std)

TEXAS INSTRUMENTS
INCORPORATED

RIGIDEZ DE ENTREPISO.

Para distribuir las fuerzas cortantes horizontales entre los elementos que resisten fuerzas laterales, es necesario calcular la rigidez en cualquier entrepiso de todos los marcos ó muros resistentes de que se compone el edificio.

Se define como rigidez de entrepiso a la relación entre la fuerza cortante resistida por un marco, muro ó contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles consecutivos.



$$R = \frac{H}{\Delta}$$

La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por lo tanto, para calcularla con rigor, debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en casos generales no es posible.

En marcos comunes de edificios, el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduce errores de poca importancia y usualmente las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

La variación de las fuerzas laterales se debe

a que la rigidez de entrepiso es función de la fuerza y el desplazamiento, es decir, si se tiene una fuerza F_1 se provocará un desplazamiento Δ_1 , dándonos una rigidez:

$$R_1 = \frac{F_1}{\Delta_1}$$

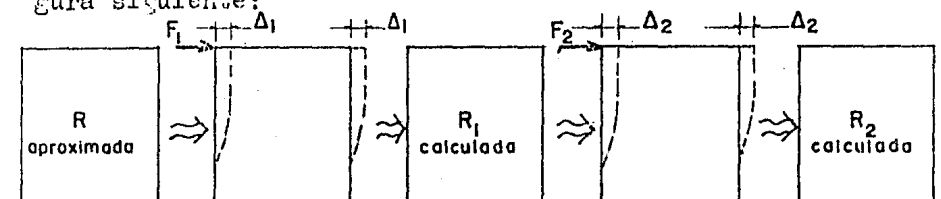
Ahora bien, si tenemos una fuerza F_2 , nos provocará un desplazamiento Δ_2 , dándonos una rigidez:

$$R_2 = \frac{F_2}{\Delta_2}$$

En una estructura desconocemos las rigideces de entrepiso, pues ignoramos las fuerzas laterales a que están sometidas y consecuentemente sus desplazamientos, por lo que es necesario valuarlas con métodos aproximados, (Fórmulas de Wilbur). Con estas rigideces aproximadas, podemos obtener las fuerzas cortantes que obran en cada elemento resistente (marco, muro ó contraviento) y, analizando la estructura para dichas fuerzas laterales encontraremos los desplazamientos.

La relación entre la fuerza lateral aplicada y el desplazamiento relativo obtenidos, nos darán las rigideces de entrepisos buscadas; pero veremos que estas rigideces no serán iguales a las encontradas con el método aproximado, por lo cual habrá que realizar nuevamente un análisis completo con las nuevas rigideces encontradas, obteniéndose otro sistema de fuerzas laterales y calculando nuevamente los desplazamientos provocados para valuar unas nuevas rigideces de entrepiso y así, sucesivamente, hasta que el sistema de fuerzas laterales nos provoque --

desplazamientos que nos definan rigideces de entrepiso iguales a las últimas calculadas, como se muestra en la figura siguiente:



Si "R" aproximada = "R₁" calculada ... se repite "n" veces hasta que:

R_{n-1} calculada = R_n calculada y se tendrá un sistema real de fuerzas laterales y rigidez.

Se hace necesario calcular las rigideces de entrepiso en cada nivel de la estructura para conocer el centro de rigideces de los elementos resistentes de los marcos, muros y contravientos.

Para determinar los rigideces de entrepiso de marcos regulares formados por piezas de eje recto y momento de inercia constante, se utilizan las fórmulas de Wilbur, cuya demostración se hará a continuación, considerando lo siguiente:

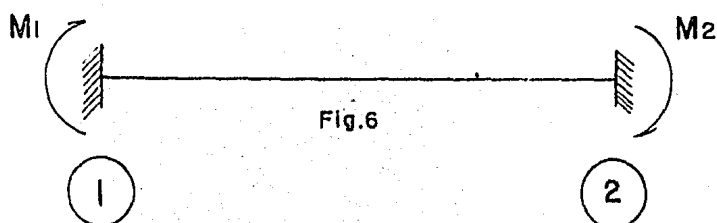


Fig.6

El giro en 1, α_1 será: $\alpha_1 = \alpha_{11} + \alpha_{12}$

DEMOSTRACION DE LAS NORMAS DE RIGIDEZ DE ENTREPISO.

1.- Los giros (θ) de todos los nudos en un nivel y los de los niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, - en donde puede suponerse empotramiento ó articulación, según el caso.

2.- La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes al que interesa, son iguales a la de éste.

Nomenclatura a usar:

m, n, o = niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_m, h_n, h_o = altura de los entrepisos m, n, o.

K_{cn} = rigidez relativa ($\frac{I}{h_n}$) de las columnas del entrepiso "n".

K_{tm} , K_{tn} , K_{to} = rigidez relativa ($\frac{I}{L}$) de las traveses de los niveles m, n, o.

R_n = rigidez del entrepiso "n".

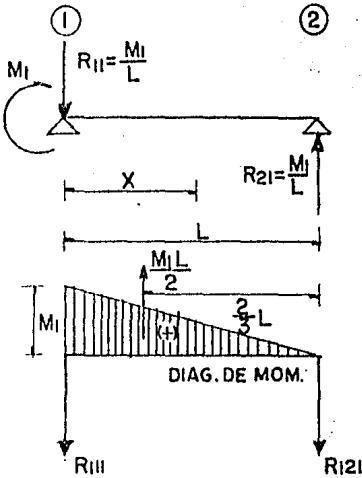
"V_n" = fuerza cortante en el entrepiso "n".

Para la deducción de las fórmulas de Wilbur, se hace uso del 2o. teorema de MOHR como sigue:

Sea la barra 1-2 que se muestra en la Figura 6 sometida a los momentos de reacción M1 y M2.

Discretizando la estructura y aplicando el 2o. teorema de Mohr, se tiene:

a).- Debido a la acción de M_1 :



$$M_2 = 0 ; M_1 - R_{11}(L) = 0 \quad R_{11} = \frac{M_1}{L}$$

$$F_y = 0 ; -\frac{M_1}{L} + R_{21} = 0 \quad R_{21} = \frac{M_1}{L}$$

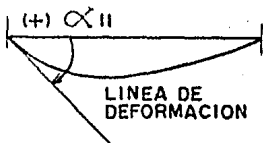
$$\int_0^L M_x = M_1 - R_{11}(x) = M_1 - \frac{M_1}{L}(x)$$

$$\text{si } x = 0 ; M_x = M_1$$

$$\text{si } x = L ; M_x = 0$$

$$M_2 = 0 ; \frac{M_1 L}{2} \left(\frac{2}{3} L \right) - R_{11} L = 0$$

$$R_{11} = \frac{M_1(L^2)}{3L} = \frac{M_1(L)}{3}$$

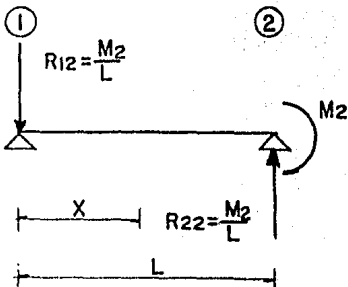


Según el 2o. teorema de Mohr:

$$\alpha_{11} = \frac{R_i \text{ (del diag. de mom.)}}{E.I}$$

$$\alpha_{11} = + \frac{M_1(L)}{3EI}$$

b).- Debido a la acción de M_2 :



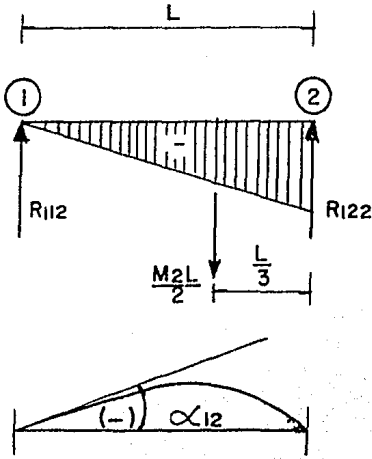
$$M_1 = 0 ; M_2 - R_{22} L = 0 \quad R_{22} = \frac{M_2}{L}$$

$$F_y = 0 ; \frac{M_2}{L} - R_{12} = 0 \quad R_{12} = \frac{M_2}{L}$$

$$\int_0^L M_x = -R_{12} x = -\frac{M_2}{L}(x)$$

$$\text{si } x = 0 ; M_x = 0$$

$$\text{si } x = L ; M_x = -M_2$$



$$M_2 = 0; R_{112} (L) - \frac{M_2(L)}{2} \left(\frac{L}{3}\right) = 0$$

$$R_{112} = - \frac{M_2(L^2)}{6L} = - \frac{M_2(L)}{6}$$

$$12 = - \frac{M_2 \cdot L}{6EI}$$

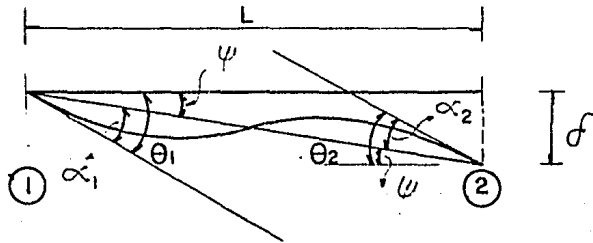
$$1 = 11 + 12 = \frac{M_1(L)}{3EI} - \frac{M_2(L)}{6EI}$$

$$1 = \frac{L}{6EI} (2M_1 - M_2)$$

Análogamente

$$2 = \frac{L}{6EI} (2M_2 - M_1)$$

Si adicionalmente introducimos un desplazamiento relativo (δ) entre los puntos 1 y 2. Se tienen las siguientes relaciones:



Llamando $\tan \psi = \psi = \frac{\delta}{L}$

$$\theta_1 = \alpha_1 + \psi; \text{ sustituyendo el valor de } \alpha_1: \theta_1 = \frac{L}{6EI}$$

$$(2M_1 - M_2) + \psi$$

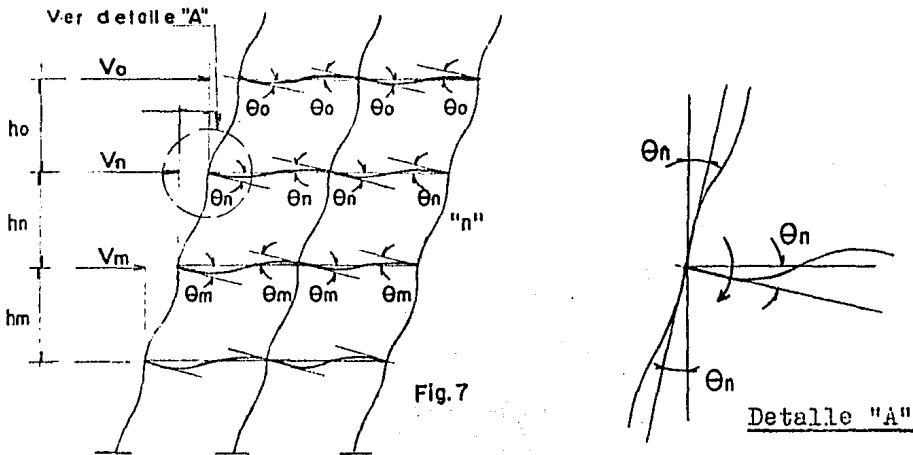
$$\theta_2 = \alpha_2 + \psi; \text{ sustituyendo el valor de } \alpha_2: \theta_2 = \frac{L}{6EI}$$

$$(2M_2 - M_1) + \psi$$

De donde:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{2EI}{L} (2\theta_1 + \theta_2 - 3\psi) \\ & \vee \\ M_2 &= \frac{2EI}{L} (2\theta_2 + \theta_1 - 3\psi) \end{aligned} \right\} \textcircled{A}$$

Aplicando las ecuaciones (A) a la estructura -- que se esquematiza en la Figura 7 , sujeta a fuerzas horizontales que producen esfuerzos cortantes V se tiene:



Equilibrio de momentos en el entrepiso "n"

$$\frac{V_o(h_o)}{2} + \frac{V_n(h_n)}{2} = \frac{2EI}{L} (2\theta_n + \theta_n + 2\theta_n + \theta_n)$$

Función del momento en un extremo de la barra	Función del momento en otro extremo de la barra
$\frac{M_1}{L}$	$\frac{M_2}{L}$

Llenando $\frac{I}{L} = K_{tn}$.

$$\frac{V_o(h_o)}{2} + \frac{V_n(h_n)}{2} = 2E \sum K_{tn} (6\theta_n)$$

$$\theta_n = \frac{V_o \cdot h_o + V_n \cdot h_n}{24E \sum K_{tn}} \quad \text{y análogamente: } \theta_m = \frac{V_r(h_n) + V_m(h_m)}{24E \sum K_{tm}}^{130}$$

Aplicando otra vez las ecuaciones (A) en el caso de una columna:

$$M_{nm} = \text{Momento en el extremo sup.} = \frac{2EI}{h} (2\theta_n + \theta_m - 3\psi)$$

$$M_{mn} = \text{Momento en el extremo inf.} = \frac{2EI}{h} (2\theta_m + \theta_n - 3\psi)$$

$$\text{Si hacemos } \frac{I}{h} = K_{cn}$$

Momento en la columna del entrepiso "n" es igual a:

$$M = M_{nm} + M_{mn} = 2E K_{cn} (3\theta + 3\theta_m - 6\psi).$$

Por equilibrio de momentos en el entrepiso "n" podemos plantear que:

$$V_n(h_n) + 2E \sum K_{cn} (3\theta_n + 3\theta_m - 6\psi) = 0$$

de donde despejando a ψ se tiene:

$$3\theta_n + 3\theta_m - 6\psi = - \frac{V_n(h_n)}{2E \sum K_{cn}}$$

$$\therefore \psi = \frac{V_n(h_n)}{12 \sum K_{cn}} + \frac{\theta_n}{2} + \frac{\theta_m}{2}$$

Sustituyendo los valores de θ_n y θ_m obtenidos anteriormente tendremos:

$$\psi = \frac{\Delta_n}{h_n} = \frac{V_n(h_n)}{12E \sum K_{cn}} + \frac{V_o(h_o) + V_n(h_n)}{48E \sum K_{tn}} + \frac{V_n(h_n) + V_m(h_m)}{48E \sum K_{tm}}$$

$$\therefore \Delta_n = \frac{h_n}{48E} \left[\frac{4 V_n(h_n)}{\sum K_{cn}} + \frac{V_o(h_o) + V_n(h_n)}{\sum K_{tn}} + \frac{V_n(h_n) + V_m(h_m)}{\sum K_{tm}} \right]$$

Si se supone que $V_n = V_m = V_o$

$$\Delta_n = \frac{v_n (h_n)}{48 E} \left[\frac{4 h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{\sum k_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum k_{tm}} \right]$$

$$R_n = \frac{V_n}{\Delta_n} = \frac{V_n}{\frac{v_n (h_n)}{48 E} \left[\frac{4 h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{\sum k_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum k_{tm}} \right]}$$

$$= \frac{48 E V_n}{V_n h_n \left[\frac{4 h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{\sum k_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum k_{tm}} \right]}$$

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4 h_n}{\sum k_{cn}} + \frac{h_o + h_n}{\sum k_{tn}} + \frac{h_n + h_m}{\sum k_{tm}} \right]}$$

De manera semejante, para el 1er. entreciso

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} \right]}$$

Cuando las columnas están empotradas en cimentación

$$R_1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{8 h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

Cuando las columnas están articuladas en cimentación

Para el 2º entreciso:

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t1} + \frac{\sum k_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} \right]}$$

Cuando las columnas están empotradas en cimentación

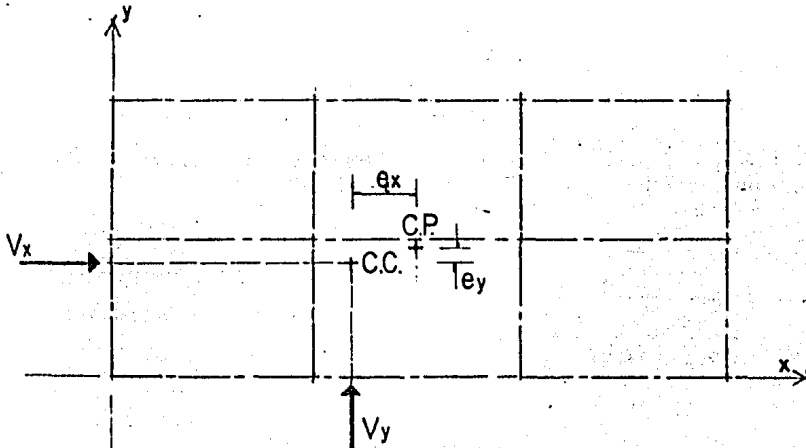
$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

Cuando las columnas están articuladas en cimentación

OBTENCION DEL CENTRO DE RIGIDECES O CENTRO DE TORSION

Una vez obtenidas las rigideces, se determina el centro de rigideces, tomando momentos estáticos en las dos direcciones con respecto a uno ejes arbitrarios.

Ubicando en planta el centro de rigidez de un nivel dado y la posición final del cortante obtenido de la Tabla 4, se puede apreciar en la generalidad de los casos que no coinciden, provocándose excentricidades en dos sentidos, lo cual nos produce un momento torsionante en la estructura en cada dirección, que se tomará alternativamente, es decir uno u otro, dependiendo de la dirección que se analiza y que nos inducirá fuerzas cortantes adicionales a la fuerza cortante directa, V_x ó V_y .



$$M_{Tx} = V_x \cdot e_y$$

$$M_{Ty} = V_y \cdot e_x$$

Los momentos torsionantes indicados han sido modificados de la siguiente manera:

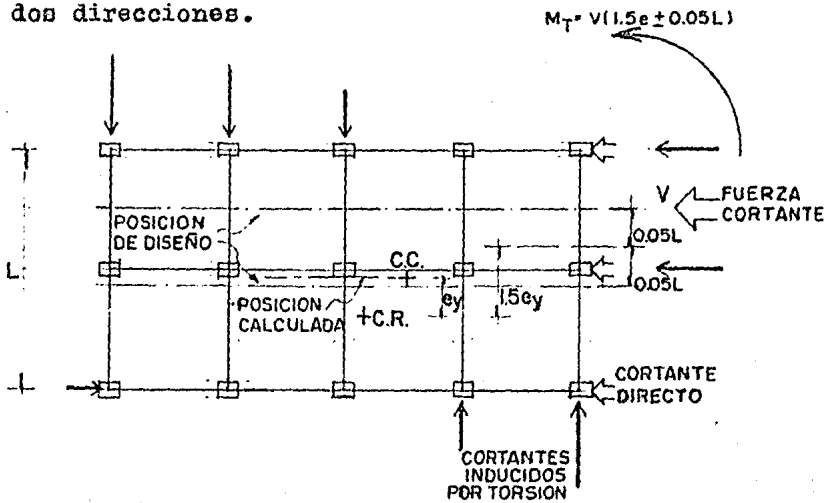
$$M_T = V (1.5 e \pm 0.05 L) \text{ para "X" y para "y"}$$

donde L es la mayor dimensión de la planta considerada - del edificio, medida perpendicularmente a la dirección - del sismo. El signo deberá tomarse en cada marco en tal forma que dé lugar a los máximos esfuerzos.

Esta modificación supone que en un momento da- do, la concentración de carga viva sea tal que nos incre- mente la excentricidad calculada, es decir, una excentri- cidad accidental.

Para la obtención del cortante total que será la suma del cortante inducido por torsión, las operacio- nes se presentan en la Tabla 4 .

En la figura siguiente se muestra el fenómeno antes descrito, pudiéndose observar que la fuerza cortan- te directa sólo es tomada por los elementos resistentes paralelos a la dirección de la fuerza analizada y las - fuerzas cortantes adicionales inducidas por el momento - torsionante son tomadas por los elementos resistentes de las dos direcciones.



La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso, es igual a la suma de los dos efectos descritos anteriormente. Fuerza cortante directa y la inducida por momento torsionante.

La fuerza cortante directa será tomada proporcionalmente a la rigidez de entrepiso de los marcos; para el sentido "x":

$$V_x = \text{cortante de piso}$$

$$\frac{V_x K_{ix}}{\sum K_{ix}} \quad \text{en donde} \quad K_{ix} = \text{rigidez de entrepiso de un marco}$$

$$\frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}} = \text{factor de distribución}$$

Para el sentido "y":

$$\frac{V_y K_{iy}}{\sum K_{iy}}$$

La fuerza cortante inducida por torsión:

$$\text{en los marcos "x"} \quad \frac{M_{Tx} K_{ix} Y_{it}}{K_{ix} Y_{it}^2 + K_{iy} X_{it}^2}$$

$$\text{en los marcos "y"} \quad \frac{M_{Ty} K_{iy} X_{it}}{K_{ix} Y_{it}^2 + K_{iy} X_{it}^2}$$

en donde:

$$M_T = \text{momento torsionante.}$$

(X_{it}, Y_{it}) = coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de rigideces del entrepiso en cuestión.

$$K_{ix} Y_{it}^2 + K_{iy} X_{it}^2 = \text{momento polar de inercia.}$$

Construcción de la Tabla 4

EJE X-X

NIVEL "n"

Eje	K _{ix}	Y _i	K _{ix} ·Y _i	Y _{it}	K _{ix} ·Y _{it}	K _{ix} ·Y _{it} ²	EFECTO DE V _x		EF. DE V _x	
							DTO.	TORSION	TOT.	TORSION
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩

EJE Y-Y

NIVEL "n"

Eje	K _{ix}	Y _i	K _{ix} ·Y _i	Y _{it}	K _{ix} ·Y _{it}	K _{ix} ·Y _{it} ²	EFECTO DE V _y		EF. DE V _x	
							DTO.	TORSION	TOT.	TORSION
	①'	②'	③'	④'	⑤'	⑥'	⑦'	⑧'	⑨'	⑩'

Explicación de la Tabla 4 (Eje X-X)

- 1 Rigidez del entrepiso en el nivel considerado.
- 2 Distancia a que se encuentran los ejes del edificio - con respecto a los ejes "x" e "y".
- 3 Producto de ① x ②
- 4 Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso considerado.
- 5 Producto de ① x ④
- 6 Producto de ① por el cuadrado de ④ ó producto de ④ x ⑤
- 7 Resultado de la operación $(V) \left(\frac{\textcircled{1}}{\sum \textcircled{1}} \right)$
- 8 Resultado de la operación $(M_{tx}) \left(\frac{\textcircled{5}}{\sum \textcircled{6} + \sum \textcircled{6}'} \right)$
- 9 Suma de ⑦ + ⑧
- 10 Resultado de la operación $(M_{ty}) \left(\frac{\textcircled{5}}{\sum \textcircled{6} + \sum \textcircled{6}'} \right)$

Esta tabla también nos simplifica el cálculo de los centros de torsión:

$$x_t = \frac{\sum \textcircled{3}}{\sum \textcircled{1}}$$

$$y_t = \frac{\sum \textcircled{3}}{\sum \textcircled{1}}$$

La tabla para el eje Y-Y se obtiene en forma análoga.

Posición final del cortante:

$$Y_V = \frac{\sum F_{ix} \bar{Y}}{V_x} ; \quad X_V = \frac{\sum F_{iy} \bar{X}}{V_y}$$

Aplicando toda la teoría anterior al análisis del edificio Cuerpo III y según sus características particulares, se tiene que:

Clasificación de la Construcción	GRUPO A
Estructuración	TIPO I
Tipo de Terreno (Compresible)	TIPO III

Determinación del coeficiente sísmico:

Terreno Tipo III 0.24

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo "A" el valor 0.24 - se multiplica por 1.3

$$c = 0.24 \times 1.3 = 0.312$$

El factor de ductilidad de la estructura Tipo I y el caso 2 es igual a . . 4.0

Por lo tanto el coeficiente sísmico reducido - por ductilidad será:

$$C_s = \frac{0.312}{4} = 0.078$$

Ahora bien, para obtener nuestras fuerzas horizontales:

$$F_{ix}, F_{iy} = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} = C_s \sum W_i \dots$$

$$= \frac{W_i h_i}{5975.6} (0.078)(1000) = 0.0131 W_i h_i$$

DETERMINACION DE PESO TOTAL EN EL NIVEL 1 Y 2

NIVEL I

Losas	$(1.40 \text{ T/m}^2)(40.3 \times 8.77)$	-----	494.80	Ton
Columnas	$(0.30 \times 0.40 \times 4.29 \times 2.4 \text{ T/m}^3)(12)$	-	14.83	"
Muros Fachadas	$(98.14 \times 3.9 \times 0.14)(1.5 \text{ T/m}^3)$		80.38	"
Enyesado	$(98.14 \times 3.9 \times 0.01)(1.5 \text{ T/m}^3)$		5.74	"
			<u>595.75</u>	Ton

PESO TOTAL ----- 595.75 Ton

NIVEL II

Tres tanques de agua con capacidad de:

3,050 Lts. cada uno	-----	9.15	Ton
Losas	$(1.04 \text{ T/m}^2)(40.3 \times 8.77)$	-----	367.59 "
Columnas	$(0.30 \times 0.40 \times 1.95 \times 2.4 \text{ T/m}^3)(12)$	-	6.74 "
Pretil	$(0.21 \text{ T/m})(98.14)$	-----	20.61 "
			<u>404.09</u>

PESO TOTAL ----- 404.09 Ton

CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS CARGAS

ELEMENTO	DESCRIPCION	PESO	\bar{X}	\bar{Y}	Q'_y	Q'_x
I	EQUIPOS	9.15	20.15	4.38	184.37	40.08
II	ESTRUC. Y ACAB.	394.94	20.15	4.38	7958.04	1729.84
		Σ 404.09 Ton			Σ 8142.41	1769.92

$$\bar{X} = \frac{8142.41}{404.09} = 20.15 \text{ m}$$

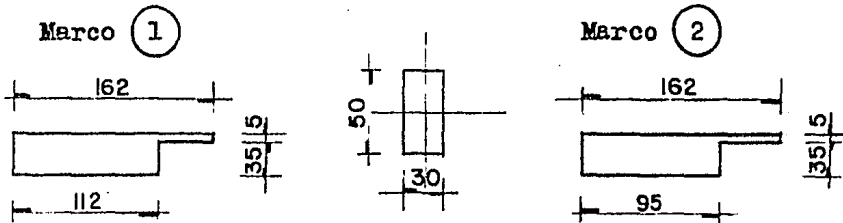
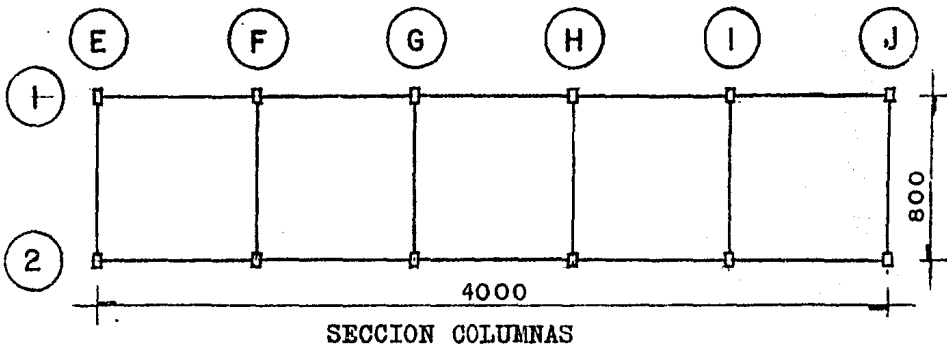
$$\bar{Y} = \frac{1769.92}{404.09} = 4.38 \text{ m}$$

NIVEL	ENTRE PISO	W_i	h_i	$W_i h_i$	FZA. Fix	HZ. Fix	Cort. V_x V_y	C.G. \bar{Y} \bar{X}	Carg. F_{ix} F_{iy}
2		404	8.3	3353.2	44	44		4.38 20.15	192.72 886.60
	2						44 44		
1		596	4.4	2622.4	35	35		4.38 20.15	153.30 705.25
	1						79 79		
		$\Sigma 1000$		$\Sigma 5975.6$					
F_{ix}	F_{iy}	Posc. final del Cort.							
192.72	886.6	Y_v	X_v						
		4.38	20.15						
346.02	1591.85	4.38	20.15						

Para la obtención de esta tabla vease el tema "Análisis Sísmico"

Se deberá tener en cuenta que ante la acción de cargas accidentales (Sismo ó Viento) las cargas vivas a considerar en el análisis son reducidas en un determinado porcentaje.

CALCULO DE RIGIDECES DE ENTREPISO

 I_x

Marcos Eje (1)

$$I_{y \text{ col}} = \frac{50 \times (30)^3}{12} = 112,500 \text{ cm}^4$$

$$L_1 = 4.40 \text{ m.}$$

$$L_2 = 3.90 \text{ m.}$$

$$K_{y \text{ col}} = \frac{112,500}{440} = 255.68 \text{ cm}^3.$$

$$K_{y \text{ col}} = 288.46 \text{ cm}^3.$$

$$K_{x \text{ tr}} = \frac{671,349}{800} = 839 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Marco (1)} \quad \sum K_{y \text{ col}} = 1534 \text{ cm}^3.$$

$$\quad \quad \quad \sum K_{x \text{ tr}} = 4195 \text{ cm}^3.$$

Marco (2)

Marco Eje (2)

$$K_{x \text{ tr}} = \frac{603,023.5}{800} = 753.78 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Marco (2)} \quad \sum K_{y \text{ col}} = 1534 \text{ cm}^3$$

$$\quad \quad \quad \sum K_{x \text{ tr}} = 3769 \text{ cm}^3$$

Marcos Ejes (E), (F), (G), (H), (I) y (J) Entrepiso

Marcos Ejes (E) y (J)

Marcos Ejes (F), (G), (H)

$$I_{xcol} = \frac{30 \times (50)^3}{12} = 312,500 \text{ cm}^4.$$

$$I_x = 938,859 \text{ cm}^4.$$

$$L = 440 \text{ cm.}$$

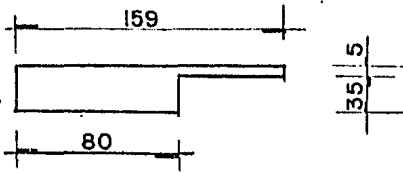
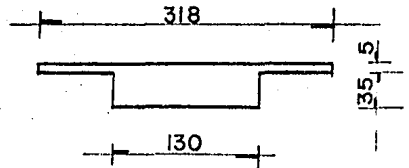
$$K_{xcol} = \frac{312,500}{440} = 710 \text{ cm}^3.$$

$$K_{xtr} = \frac{938,859}{800} = 1174 \text{ cm}^3$$

$$K_{xcol} = \frac{312,500}{390} = 801 \text{ cm}^3.$$

$$I_{xtr} = 535,610 \text{ cm}^3.$$

$$K_{xtr} = \frac{535,610}{800} = 670 \text{ cm}^3.$$



$$\sum K_{xcol} = 1420 \text{ cm}^3.$$

$$\sum K_{xtr} = 670 \text{ cm}^3.$$

$$\sum K_{xcol} = 1420 \text{ cm}^3.$$

$$\sum K_{tr} = 1174 \text{ cm}^3.$$

Azotea

$$\sum K_{col} = 1602$$

$$I_{tr} = 464,870 \text{ cm}^4.$$

(E)

$$K_{xtr} = \frac{464,870}{800} = 581$$

(E)

$$\sum K_{tr} = 581$$

(E)

$$I_{tr} = 535,610 \text{ cm}^4.$$

$$\sum K_{xtr} = \frac{535,610}{800} = 670$$

(J)

$$I_{tr} = 845,323 \text{ cm}^4.$$

$$\sum K_{tr} = \frac{845,323}{800} =$$

$$1,057 \text{ cm}^3.$$

Marcos (G), (H), (I)

$$I_{tr} = 938,859 \text{ cm}^4:$$

$$\sum K_{tr} = \frac{938,859}{800} =$$

$$1,174 \text{ cm}^4.$$

$$K_{tr} = 670 \text{ cm}^3.$$

(J)

1er. Entrepiso, columnas empotradas en la cimentación; Marco eje (1)

$$R_x = \frac{48E}{h_1 \left(\frac{4h_1}{K_{coll}} + \frac{h_1 h_2}{K_{tr1} + \frac{K_{coll}}{12}} \right)} = \frac{48E}{440 \left(\frac{4 \times 440}{1534} + \frac{440 + 390}{4195 + \frac{1534}{12}} \right)}$$

$$= 0.081E = 11455 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

Marco eje (2)

$$R_x = \frac{48E}{440 \left(\frac{4 \times 440}{1534} + \frac{440 + 390}{3769 + \frac{1534}{12}} \right)} = 0.08E = 11313 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

Para los marcos // al eje "Y"

Marcos (E) y (J)

$$R_y = \frac{48E}{440 \left(\frac{4 \times 440}{1420} + \frac{440 + 390}{670 + \frac{1420}{12}} \right)} = 0.048E = 6730 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

Marcos Ejes (F), (G), (H), (I)

$$R_y = \frac{48E}{440 \left(\frac{4 \times 440}{1420} + \frac{440 + 390}{1174 + \frac{1420}{12}} \right)} = 0.058E = 8199 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

2o. Entrepiso, columnas empotradas en la cimentación eje x; Marco (1)

$$R_x = \frac{48E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{K_{t1} + \frac{K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{K_{t2}} \right)}$$

$$R = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1534} + \frac{440}{4195} + \frac{390}{\frac{1534}{12}} + \frac{390}{4195} \right)} = 0.095E = 13369 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}^{142}$$

2o. Entrepiso Marco eje 2

$$R_x = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1534} + \frac{440 + 390}{3769} + \frac{390}{\frac{1534}{12}} + \frac{390}{3769} \right)} = 0.092E = 13053 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

$$R_{y \textcircled{E}} = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1602} + \frac{440 + 390}{670} + \frac{390}{\frac{1420}{12}} + \frac{390}{581} \right)} = 0.046E = 6451 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

$$R_{y \textcircled{F}} = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1602} + \frac{440 + 390}{1174} + \frac{390}{\frac{1420}{12}} + \frac{390}{1057} \right)} = 0.062E = 8768 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

$$R_{y \textcircled{G}, \textcircled{H}, \textcircled{I}} = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1602} + \frac{440 + 390}{1174} + \frac{390}{\frac{1420}{12}} + \frac{390}{1174} \right)} = 0.063E =$$

$$= 8934 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

$$R_{y \textcircled{J}} = \frac{48E}{390 \left(\frac{4 \times 390}{1602} + \frac{440 + 390}{670} + \frac{390}{\frac{1420}{12}} + \frac{390}{670} \right)} = 0.047E = 6672 \frac{\text{Kg.}}{\text{cm.}}$$

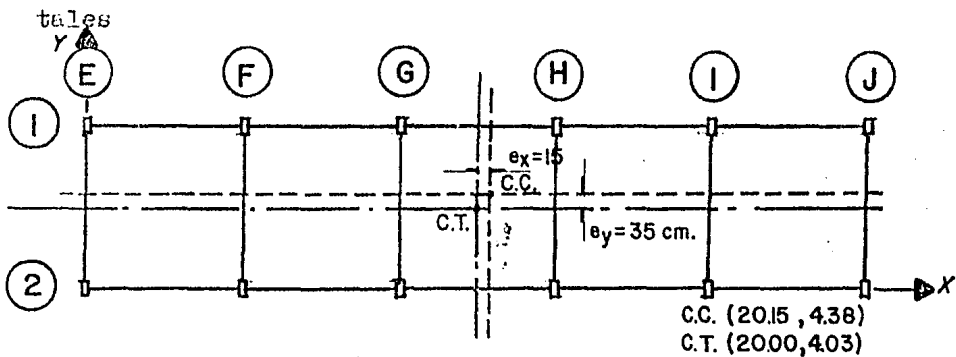
Resumen y Simplificación de Rigideces.

Marcos Ejes		Entrepiso 1	Entrepiso 2	
	①	Kix	11455	13369
	②	Kix	11313	13053
	ⓔ	Kiy	6730	6451
	ⓕ	Kiy	8199	8768
	ⓖ	Kiy	8199	8934
	ⓓ	Kiy	8199	8934
	ⓓ	Kiy	8199	8934
	ⓓ	Kiy	8199	8934
	ⓓ	Kiy	6730	6672

Cálculo de Rigideces Relativas.

Marcos Ejes		Entrepiso 1	Entrepiso 2
①	Kix	1.78	2.07
②	Kix	1.75	2.02
E	Kiy	1.04	1.00
F	Kiy	1.27	1.36
G	Kiy	1.27	1.38
H	Kiy	1.27	1.38
I	Kiy	1.27	1.38
J	Kiy	1.04	1.03

A continuación se muestran las tabulaciones para las obtenciones de cortantes directos, de torsión y to



$$M_{tx} = V_x(1.5e_y \pm 0.05L_y) = 79(1.5 \times 0.35 \pm 0.05 \times 8.00) = 73.08 \text{ T m.}$$

$$M_{ty} = V_y(1.5e_x \pm 0.05L_x) = 79(1.5 \times 0.15 \pm 0.05 \times 40.00) = 175.78 \text{ T-m.}$$

2o. Entrepiso

$$M_{tx} = 44(1.5 \times 0.33 \pm 0.05 \times 8.00) = 39.38 \text{ t-m.}$$

$$M_{ty} = 44(1.5 \times 0.04 \pm 0.05 \times 40.00) = 90.64 \text{ T-m.}$$

Entrepiso 1o.

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	Efecto de Vx		Cortantes	
							Directo	Torsión	Total	Efecto de Vy Torsión
1	1.76	8.00	14.24	3.97	7.07	28.05	39.64	0.40	40.24	0.96
2	1.75	0.00	0.00	-4.03	-7.05	28.42	39.16	-0.40	38.76	-0.96
Σ	3.53		14.24			56.47	79.00			

$$Y_t = \frac{KixYi}{Kix} = \frac{14.24}{3.53} = 4.03 \text{ m.}$$

$$X_t = \frac{KiyYi}{Kiy} = \frac{143.20}{7.16} = 20.00 \text{ m.}$$

Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Yit	KiyYit	KiyYit ²	Efecto de Vy		Cortantes	
							Directo	Torsión	Total	Efecto de Vx Torsión
E	1.04	0.00	0.00	-20.00	-20.08	416.00	11.475	-2.73	8.75	-1.13
F	1.27	8.00	10.16	-12.00	-15.24	182.88	14.01	-2.07	11.94	-0.86
G	1.27	16.00	20.32	-4.00	-5.08	20.32	14.01	-0.69	13.32	-0.29
H	1.27	24.00	30.48	4.00	5.08	20.32	14.01	0.69	14.70	0.29
I	1.27	32.00	40.64	12.00	15.24	182.88	14.01	2.07	16.08	0.86
J	1.04	40.00	41.60	20.00	20.08	416.00	11.475	2.73	14.21	1.13
Σ	7.16		143.20			1238.40	79.00			

Entrepiso 2o.

Eje	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	Efecto de Vx		Cortantes	
							Directo	Torsión	Total	Efecto Vy Torsión
1	2.07	8.00	16.56	3.95	8.18	32.30	22.27	0.24	22.51	0.56
2	2.02	0.00	0.00	-4.05	-8.18	33.13	21.73	-0.24	21.49	-0.56
Σ	4.09		16.56			65.43	44.00			

$$Y_t = \frac{16.56}{4.09} = 4.05 \text{ m.}$$

$$X_t = \frac{151.44}{7.53} = 20.11 \text{ m.}$$

G. C. (20.15, 4.38)

G. T. (20.11, 4.05)

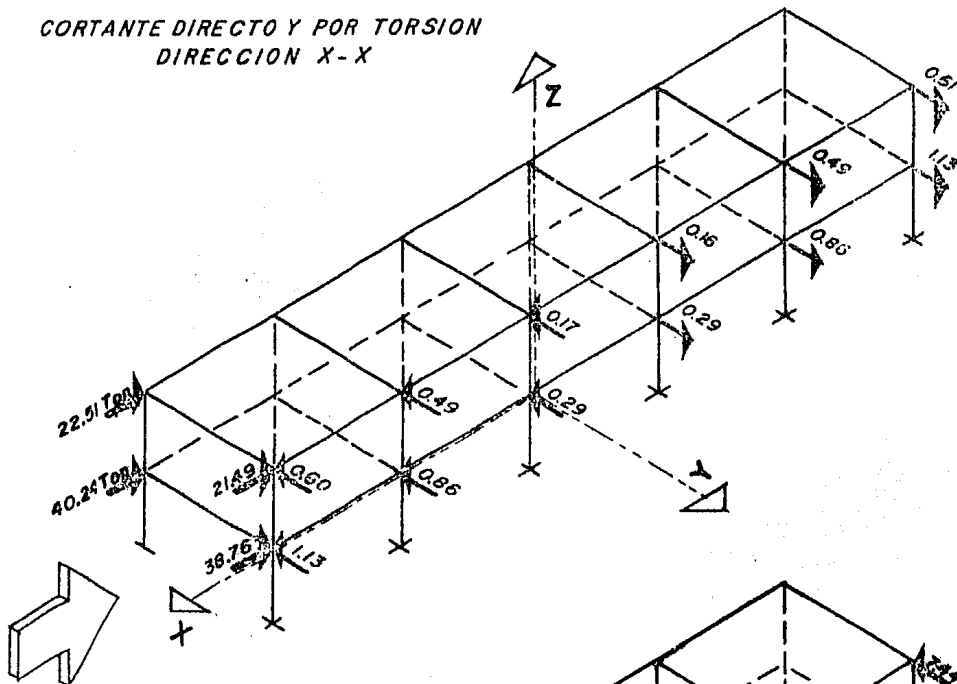
Eje	Kiy	Xi	KiyXi	Yit	KiyYit	KiyYit ²	Efecto de Vy		Cortantes	
							Directo	Torsión	Total	Efecto Vx Torsión
E	1.00	0.00	0.00	-20.11	-20.11	404.41	5.83	-1.39	4.44	-0.60
F	1.36	8.00	10.88	-12.11	-16.47	199.45	7.95	-3.13	6.82	-0.49
G	1.38	16.00	22.08	-4.11	-5.67	23.31	8.06	-0.39	7.67	-0.17
H	1.38	24.00	33.12	3.89	5.37	20.88	8.06	0.37	8.43	0.16
I	1.38	32.00	44.16	11.89	16.41	195.09	8.06	1.13	9.19	0.49
J	1.03	40.00	41.20	19.89	20.49	407.48	8.03	1.41	7.44	0.61
Σ	7.53		151.44			1250.62	44.00			

A continuación se indican en la figura siguiente la aplicación y magnitud de las fuerzas cortantes totales.

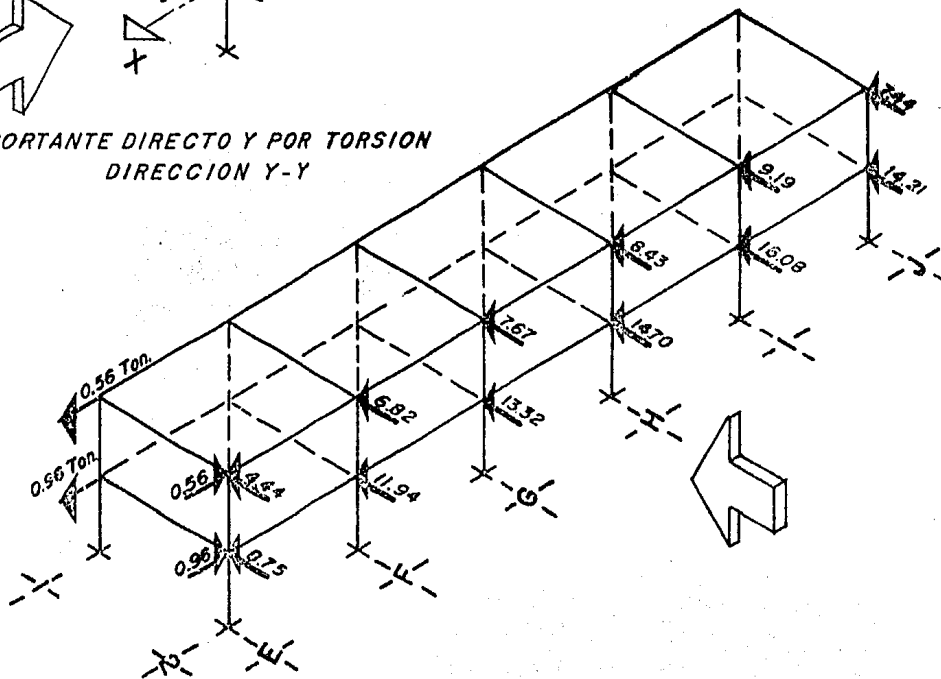
Nota: Es igual manera se obtuvieron las fuerzas sísmicas actuantes en los cuerpos laterales para realizar su análisis correspondiente.

CARGAS SISMICAS OBTENIDAS DEL ANALISIS ESTATICO ¹⁴⁵

CORTANTE DIRECTO Y POR TORSION
DIRECCION X-X



CORTANTE DIRECTO Y POR TORSION
DIRECCION Y-Y



METODO DE KANI

Teniendo el sistema total de cargas que actúan sobre la estructura, se procede a analizar los marcos para cada condición de carga, determinándose después la combinación de cargas más desfavorable que en un momento dado pueden presentarse en el edificio.

Del análisis por computadora (ver hojas 272-294) se observó que la combinación más desfavorable de cargas, era la que producían la carga muerta más la carga viva reducida más el sismo y para ilustrar la aplicación del método de Kani actuando cargas verticales y horizontales, - se analizará la estructura con éstas y se comprobarán los resultados con los obtenidos por la computadora.

El método de Kani es un método exacto, de aproximaciones sucesivas, que presenta ventajas sobre el método de Cross en el análisis de marcos rígidos sujetos a carga vertical y horizontal. Las ecuaciones que a continuación se describen ligan los momentos aplicados en los extremos de una pieza de eje recto y momento de inercia constante, con los desplazamientos que se presentan. (Figura 8).

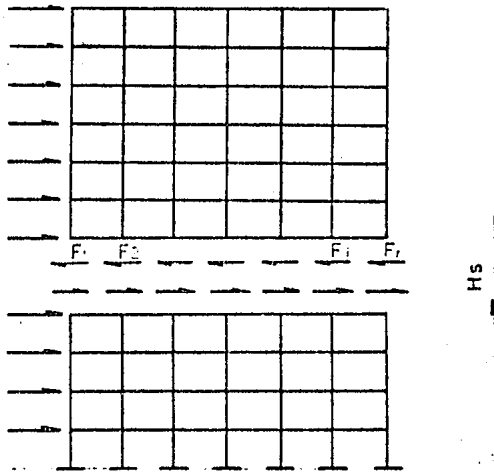
$$M_1 = 2EK_{12}(2\theta_1 + \theta_2 - 3\psi_{12}) \dots\dots (a)$$

$$M_2 = 2EK_{12}(\theta_1 + 2\theta_2 - 3\psi_{12}) \dots\dots (b)$$

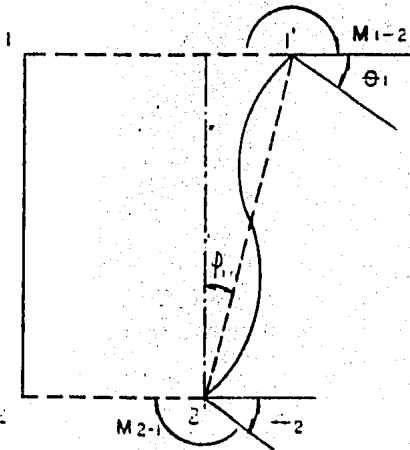
Las ecuaciones (a) y (b) son equivalentes a la siguiente:

$$M = 2m + m' + m'' \dots\dots (c)$$

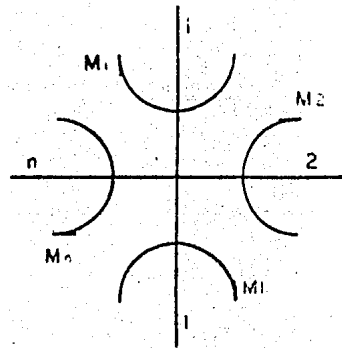
donde:



a- EQUILIBRIO DE LA FUERZA CORTANTE EN UN ENTREPISO



b- DESPLAZAMIENTOS EN LA PARRA



c- EQUILIBRIO DEL NUDO

fig. 8- ELEMENTOS MECANICOS DE RIGIDEZ

$m = 2EK_{12} \theta_1$ se denomina contribución por rotación del extremo de la barra "12" cercano al nudo en estudio.

$m' = 2EK_{12} \theta_2$ se denomina contribución por rotación del extremo lejano.

$m'' = -6EK_{12} \psi_{12}$ se denomina contribución por desplazamiento lineal transversal relativo de la barra "12".

Para satisfacer el equilibrio de un nudo (Fig.

8c)

$$\sum_{i=1}^n M_i = 0 \text{ de aquí}$$

$$\sum_{i=1}^n m_i = -\frac{1}{2} \sum_{j=1}^n (m'_j + m''_j)$$

$$m_i = -\frac{1}{2} \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \sum_{i=1}^n (m'_i + m''_i)$$

sea,

$$m_i = f_i \sum_{i=1}^n (m'_i + m''_i) \quad \dots (d)$$

$$f_i = -\frac{1}{2} \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} \quad \dots (e)$$

Por equilibrio de la fuerza cortante en un entrepiso (Fig. 8a)

$$\sum M + Vh = 0$$

Es decir:

$$\sum_{j=1}^r (3m_j + 2m''_j) + Vh = 0 \quad \dots (f)$$

$$\sum_{j=1}^r m_j' = - \frac{3}{2} \left(\frac{V_h}{3} + \sum_{j=1}^r m_j \right)$$

$$m_j' = f_j' \left(\frac{V_h}{3} + \sum_{j=1}^r m_j \right) \dots (g)$$

donde

$$f_j' = - \frac{3}{2} \frac{K_j}{\sum_{j=1}^r K_j} \dots (h)$$

En las ecuaciones (f) y (g), m_j incluye las contribuciones angulares de los extremos superiores e inferiores de todas las columnas del entrepiso en estudio.

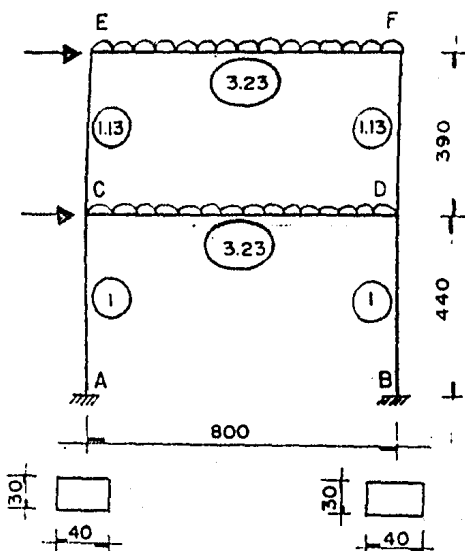
Las ecuaciones (d) y (g) constituyen la base -- del procedimiento iterativo que a continuación se describe:

- 1) Por medio de las ecuaciones (e) y (h) calcúlense los factores de distribución angular y lineal para todos los nudos y entrepisos respectivamente.
- 2) Supóngase un valor arbitrario para las contribuciones angulares y lineales de todas -- las barras. Si los valores supuestos son co rrectos, se satisfarán las ecuaciones (d) y (g).
- 3) Si los valores supuestos no son correctos, -- se aplicarán las ecuaciones (d) y (g) para -- obtener valores aproximados de las contribu-- ciones. Estas se refinarán en ciclos sucesi-- vos, hasta lograr que en dos ciclos consecuti-- vos las obtenidas sean sensiblemente las -- mismas.

Análisis de los Marcos para carga Vertical y Horizontal.

Usando el Método de Kani.

Del Marco Transversal intermedio de los ejes:



Cálculo de las rigideces relativas:

Rigidez base:

$$I_{col} = 160,000 \text{ cm}^4.$$

$$L = 440 \text{ cm.}$$

$$r_{rel} = \frac{160,000}{440} = 363.6 =$$

1

$$I_{trabe} = 938858.7 \text{ cm}^4.$$

$$L = 800 \text{ cm.}$$

$$r_{rel} = \frac{I_{trabe}}{L} \times \frac{1}{363.6} =$$

3.23

Las demás rigideces relativas se obtuvieron en la misma forma.

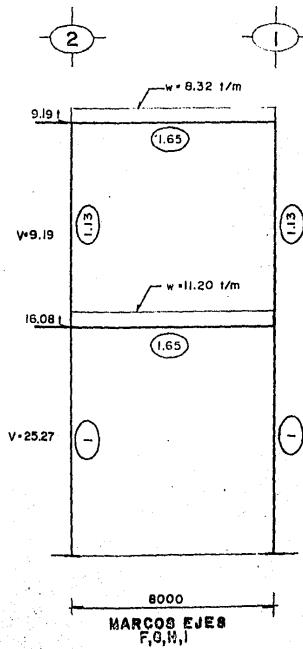
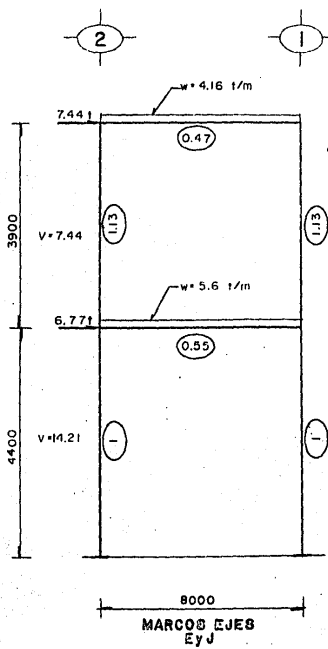
Momentos de Inercia:

Sección propuesta de columnas 30 x 40 cm.

$$I_{col.} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160,000 \text{ cm}^4.$$

Cálculo de rigideces y factores de distribución.

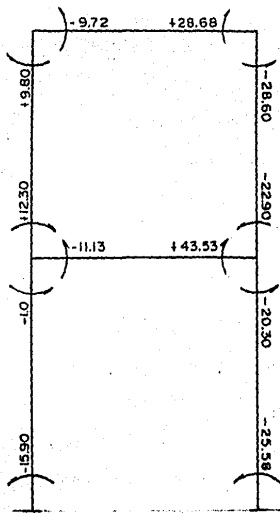
		F.D.	F.D. KANI
$r_{A-C} = \frac{4EI}{L} = \frac{1}{4.40} = 0.23$		0.25	0.13
$r_{E-C} = \frac{1.13}{3.90} = 0.29$		0.32	0.16
$r_{D-C} = \frac{3.23}{8.00} = 0.40$		0.43	0.21
		<u>0.92</u>	



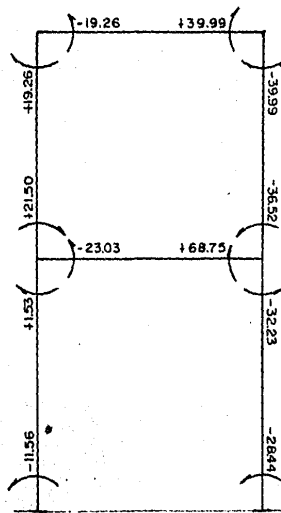
INFORMACION PARA ANALIZAR LOS MARCOS EJES E, F, G, H, I, J.

ANALISIS POR EL METODO DE KANI EN LOS MARCOS EJES F,G,H,I

-44.37	0.72 11.28 16.30 19.93 19.93 16.02 18.15 18.17 18.20 19.20	-1.29 -1.29 -1.29 -1.31 -1.41 -1.52 -1.59	+44.37
-0.203			-0.203
7.71			-10.39
11.18			8.87
11.09			8.82
12.10			6.08
12.31			7.60
12.39			7.75
12.42			7.72
12.43			7.72
12.44			7.72
11.95	0.72 -4.48 -8.31 -16.72 -16.08 -19.92 -20.19 -20.28 -20.30		-0.75 -9.31 -10.83 -16.72 -19.08 -18.92 -20.28 -20.30
14.67			4.25
14.67			4.26
14.67			4.27
14.65			4.33
14.59			4.49
14.38			4.90
13.61			5.54
13.77			6.24
10.88			7.75
-0.149			-0.149
-59.73	0.72 15.92 20.15 21.02 21.34 21.44 21.48 21.46 21.46	6.24 6.25 6.25 6.34 6.37 6.10 6.14 6.32	59.73
-0.133			-0.133
9.72			6.91
12.26			8.57
12.15			4.94
12.84			4.37
13.02			4.01
13.08			3.87
13.09			3.82
13.09			3.80
13.09			3.79
23.38	0.72 -8.84 -19.79 -24.02 -24.03 -24.44 -24.59 -24.65 -24.65		-0.75 -16.74 -19.79 -23.09 -24.03 -24.44 -24.59 -24.65



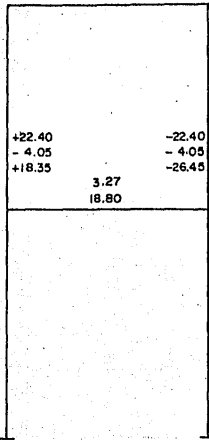
MARCOS EJES
E y J



MARCOS EJES
F, G, H e I

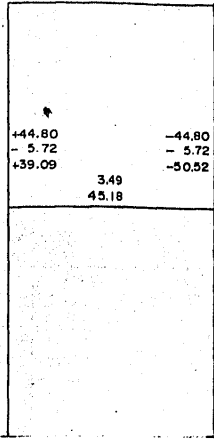
MOMENTOS FINALES PARA DISEÑO

Vi	+16.64	-16.64
Vh	-22.37	- 2.37
Vl	+14.27	-19.00
X	3.43	
M±	14.80	



MARCOS EJES
EyJ

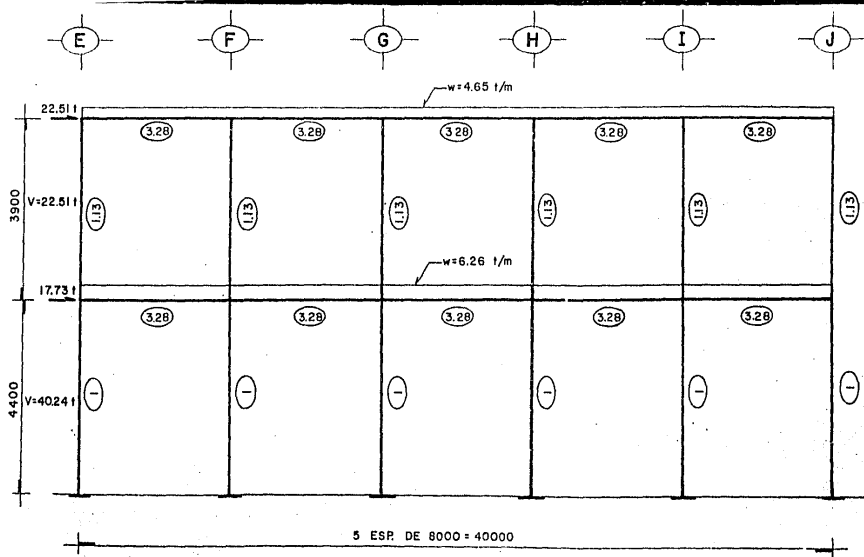
Vi	+33.28	-33.28
Vh	- 2.59	- 2.59
Vl	+30.69	-35.87
X	3.69	
M±	37.34	



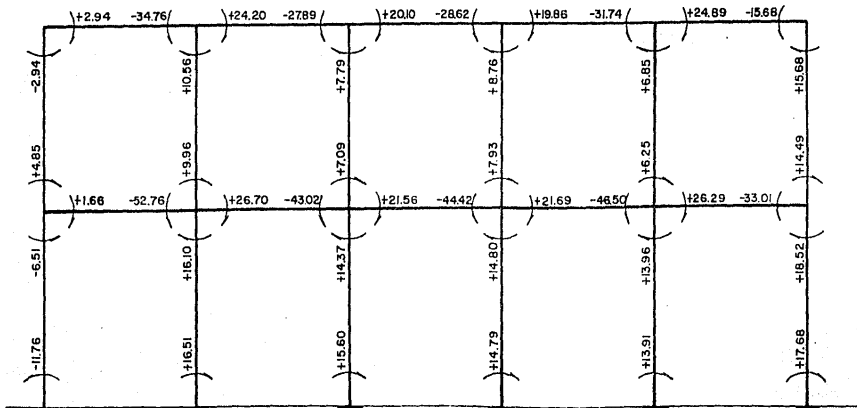
MARCOS EJES
F,G,H e I

INFORMACION ADICIONAL PARA DISEÑO

11



INFORMACION PARA ANALIZAR LOS MARCOS EJES 1 Y 2



MOMENTOS FINALES PARA DISEÑO EN LOS MARCOS EJES 1 Y 2

VI	+18.60	-18.60	+18.60	-18.60	+18.60	-18.60	+18.60	-18.60	+18.60	-18.60
Vh	- 3.97	- 3.97	- 0.46	- 0.46	- 1.06	- 1.06	- 1.48	- 1.48	+ 1.15	+ 1.15
VI	+14.63	-22.57	+18.14	-19.06	+17.54	-19.66	+17.12	-20.08	+19.75	-17.45
X	3.15		3.90		3.71		3.68		4.25	
Mt	20.02		11.18		12.98		11.66		17.05	

VI	+25.04	-25.04	+25.04	-25.04	+25.04	-25.04	+25.04	-25.04	+25.04	-25.04
Vh	- 6.39	- 6.39	- 2.04	- 2.04	- 2.86	- 2.86	- 3.10	- 3.10	- 0.84	- 0.84
VI	+18.65	-31.43	+23.00	-27.08	+22.18	-27.90	+21.94	-28.14	+24.20	-25.88
X	2.98		3.67		3.54		3.50		3.87	
Mt	26.12		15.55		17.73		16.76		20.49	

INFORMACION ADICIONAL PARA DISEÑO EN LOS MARCOS EJES 1 Y 2

ANALISIS DE LOS CUERPOS LATERALES

Los cuerpos laterales serán analizados únicamente para mostrar la aplicación del método utilizado por la computadora, que es el Método de Rigideces; dada la versatilidad de este método, es posible conocer de inmediato los desplazamientos que se presentarán en la estructura ante la acción de las cargas.

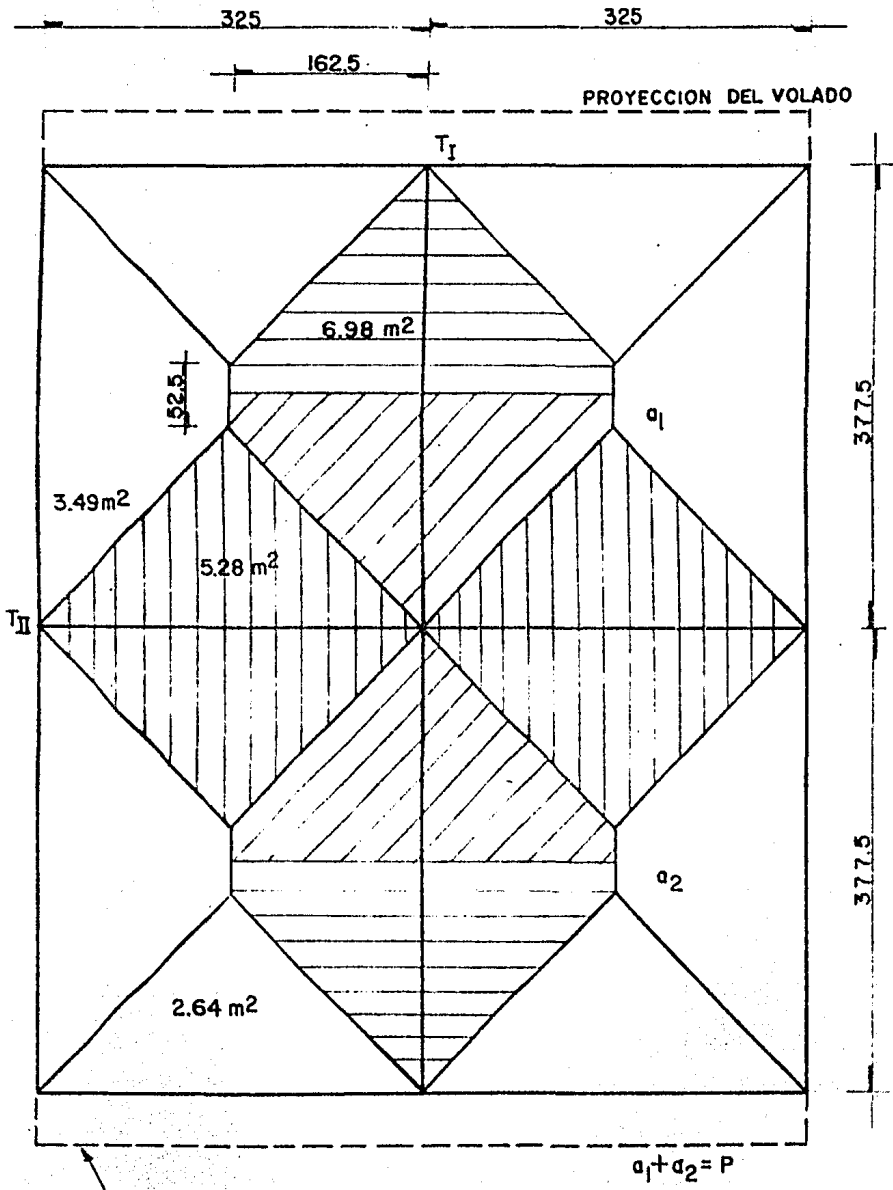
Para cargar los marcos se optó por estructurar a base de losas macizas, apoyadas en forma perimetral y sobre traveses secundarias, con el objeto de evitar grandes flechas y peraltes muy robustos debido a los claros que se tienen.

Las cargas que actúan sobre la losa se distribuirán como se muestra en la Fig. 9, ya que para analizar las traveses secundarias se tienen dos alternativas:

- 1.- Analizar la trabe con las cargas reales ó efectivas, o bien
- 2.- Analizar la trabe con cargas equivalentes afectadas por factores de carga especificados en el A. C. I.

Se hará un análisis para evaluar el coeficiente de carga que se aplicará a las cargas triangulares ó trapecoidales y se comparará con los resultados obtenidos de considerar la carga uniformemente repartida, sin considerar los factores de carga equivalente que marca el A. C. I.

2.1 DIAGRAMA DE CARGAS TRIBUTARIAS



Proyección del Volado y "Faldon"

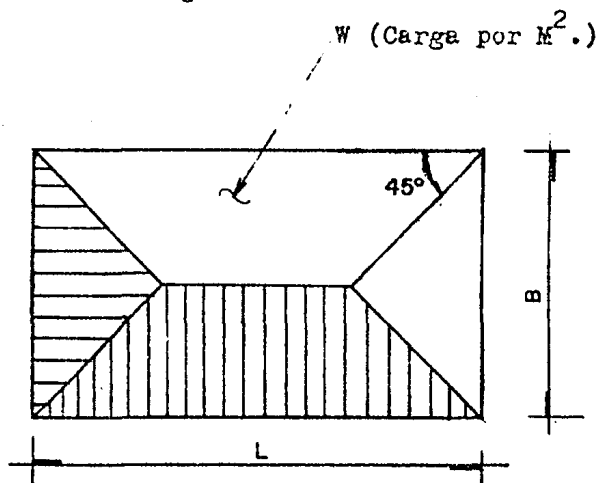
fig. 9

$$W_{\text{volado}} = (6.5)(0.70) = 4.55 \text{ m}^2.$$

$$W_{\text{faldon ext.}} = (6.5)(1.40)(0.10)(2.4) = 2.18 \text{ Ton.}$$

EQUIVALENCIA DE CARGAS PARA CÁLCULO DE
ELEMENTOS MECANICOS

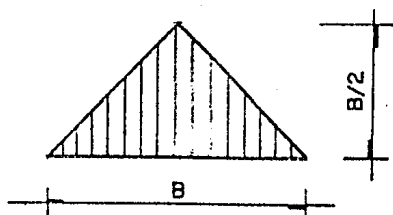
Debido a que al apoyar la losa sobre traveses, -- transmite cargas trapeciales ó triangulares según sea el lado largo ó el lado corto; por facilidad se hará el cálculo para transformar estas cargas a unas cargas uniformes, en las que se consideren los esfuerzos máximos que producirán esas cargas.

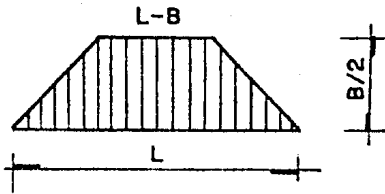


Carga Triangular:

$$W_{\Delta} = \frac{(B)(B/2)}{2} (W)$$

$$W_{\Delta} = \frac{B^2 W}{4}$$





Carga Trapezoidal:

$$W_{\Delta} = \left(\frac{L-B}{2} + L \right) \left(\frac{B}{2} \right) (w)$$

$$W_{\Delta} = \frac{BW}{4} (2L-B)$$

Estas son cargas totales transmitidas al apoyo de la losa, que en este caso es la trabe; pero conviene - trabajar con cargas uniformes en el cálculo de momentos - en las trabes.

CARGAS PARA MOMENTOS

Para conseguir trabajar con cargas uniformes, - se iguala el momento máximo que produce una carga triangular con el producido por una carga uniforme y se despeja la carga uniforme, con esto tendremos una carga por metro lineal en el claro corto de la losa para momento:

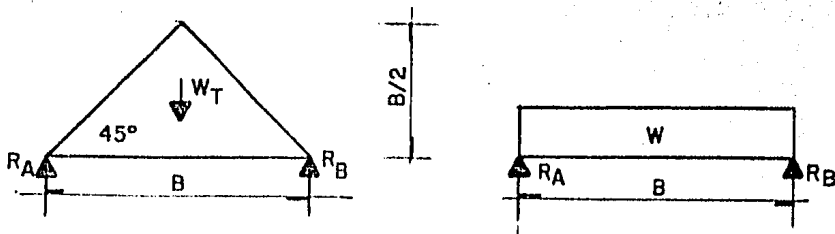
$$M_{\max. \text{triangulo}} = M_{\max. \Delta}$$

Asimismo, se iguala el momento máximo que produce una carga trapezoidal con el momento máximo que produce una carga uniforme y se despeja a la carga uniforme, así tendremos una carga por metro lineal en el claro largo de la losa:

$$M_{\max. \text{trapezoidal}} = M_{\max. \Delta}$$

DEMOSTRACION

a.- Carga Triangular



$$R_A = R_B = \left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(WT)$$

$$R_A = R_B = \frac{WMB}{2}$$

Momento en el centro de la carga triangular =

$$M = \left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)(WT) - \left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{B/2}{3}\right)(WT) =$$

$$M_{max.} = \frac{B^3 WT}{16} - \frac{B^3 WT}{48} \Rightarrow M_{max} = \frac{B^3 WT}{24}$$

Momento en el centro de la carga uniforme =

$$M = \left(\frac{WM}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right) - (WM)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{B/2}{2}\right)$$

$$M_{max.} = \frac{WMB^2}{4} - \frac{WMB^2}{8} \Rightarrow M_{max} = \frac{WMB^2}{8}$$

Igualando

$$\frac{B^3 WT}{24} = \frac{WMB^2}{8} \Rightarrow WM = \frac{BWT}{3}$$

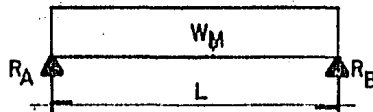
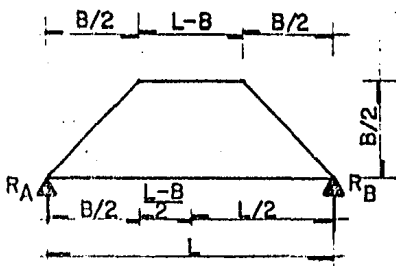
en donde:

WM.- carga uniforme para momento en el claro corto de la losa

WT.- carga por metro cuadrado sobre la losa

B.- claro corto de la losa

b.- Carga Trapezoidal



$$K_A = K_B = \left(\frac{WTB}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right) + \left(\frac{WTB}{2}\right)\left(\frac{L-B}{2}\right) \quad R_A = R_B = \frac{WML}{2}$$

$$K_A = K_B = \frac{WTBL}{4} - \frac{WTB^2}{8}$$

$$M_{\max.} = \left(\frac{WTBL}{4} - \frac{WTB^2}{8}\right)\left(\frac{L}{2}\right) - \left(\frac{WTB}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{B}{3} + \frac{L-B}{2}\right) -$$

$$\left(\frac{WTB}{2}\right)\left(\frac{L-B}{2}\right)\left(\frac{L-B}{2}\right)$$

$$M_{\max.} = \frac{WTBL^2}{16} - \frac{WTB^3}{48} \Rightarrow M_{\max.} = \frac{WTB}{16} \left(L^2 - \frac{B^2}{3}\right)$$

Momento en el centro de la carga uniforme =

$$M = \left(\frac{WML}{2}\right)\left(\frac{L}{2}\right) - (WM)\left(\frac{L}{2}\right)\left(\frac{L}{2}\right)$$

$$M_{\max.} = \frac{WML^2}{2}$$

Igualando

$$\frac{WML^2}{8} = \frac{WTB}{16} \left(L^2 - \frac{B^2}{3}\right) \Rightarrow WM = \frac{WTB}{2} \left(1 - \frac{1}{3\left(\frac{L}{B}\right)^2}\right)$$

donde las literales ya quedaron definidas anteriormente, excepto L, ya que "L" es el claro largo.

CARGAS PARA CORTANTE

En forma similar a la carga para momento, es conveniente tener cargas uniformes sobre la viga para su cálculo, en este caso para la carga que nos transmite la losa para esfuerzo cortante.

Utilizando los diagramas anteriores y haciendo la igualación del cortante máximo que produce las cargas triangulares y trapezoidales con el que genera la carga

uniforme y se tendrá la carga por metro lineal para cortante en el claro corto y en el claro largo de la losa:

$$V_{\max. \text{corto}} = V_{\max. \triangle}$$

$$V_{\max. \text{largo}} = V_{\max. \nabla}$$

DEMOSTRACION

a).- Carga Triangular

$$V_{\max.} = \left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{B}{2}\right)\left(\frac{1}{2}\right)(WT) = \frac{B^2 WT}{8}$$

cortante máximo de la carga uniforme = $V_{\max.} = \frac{WcB}{2}$

$$\frac{B^2 WT}{8} = \frac{WcB}{2} \Rightarrow Wc = \frac{WTB}{4} \quad \text{que es la carga para - cortante en el lado menor de la losa.}$$

b).- Carga trapezoidal

$$V_{\max.} = \frac{WTBL}{4} - \frac{WTB^2}{8}$$

cortante máximo para carga uniforme = $V_{\max.} = \frac{WcL}{2}$

$$\frac{WTBL}{4} - \frac{WTB^2}{8} = \frac{WcL}{2} \Rightarrow Wc = \frac{2}{L} \left(\frac{WTBL}{4} - \frac{WTB^2}{8} \right)$$

$$Wc = \frac{WTB}{2} \left(1 - \frac{1}{2\left(\frac{L}{B}\right)} \right) \quad \text{carga para cortante en el lado mayor de la losa.}$$

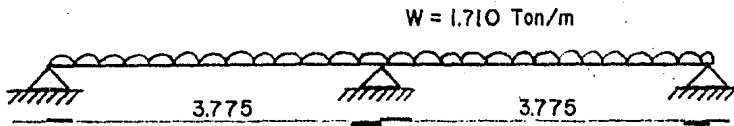
ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA I

Puesto que sobre la viga I apoyan los lados mayores de la losa, se tendrán cargas trapezoidales, las que se transformarán a uniformes; más la correspondiente al P.F. considerando una sección de 20 x 35 cm.

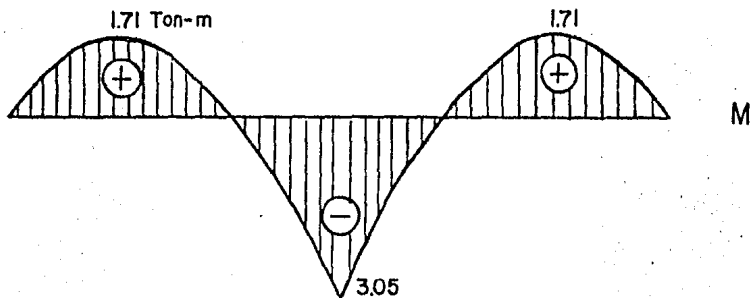
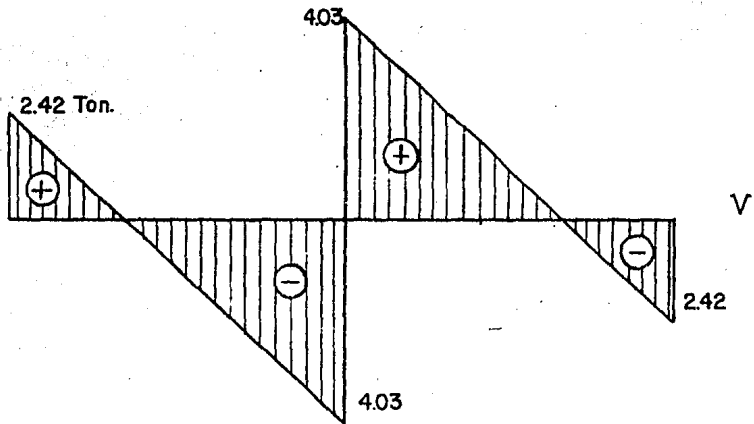
$$WM = \frac{WTB}{2} \left[1 - \frac{1}{3\left(\frac{L}{B}\right)^2} \right] 2 + P.F. = 1542 + 168 = 1710 \text{ Kg/m. (M)} \quad \text{(Momento)}$$

$$w_c = \frac{WTB}{Z} \left(1 - \frac{1}{2\left(\frac{L}{B}\right)} \right) Z + P.P. = 1166 + 168 =$$

1334 Kg/m. (Cortante)



M_b	0	-3.05	+3.05	0
V_i	3.23	3.23	3.23	3.23
V_h	0.81	0.81	0.81	0.81
V_T	2.42	4.03	4.03	2.42
\bar{x}		1.415		2.360
$M(+)$		1.71		1.71

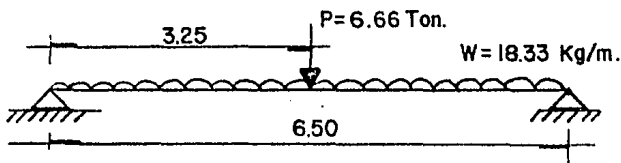


ANALISIS Y DISEÑO DE LA VIGA II

Sobre la viga II, además de cargar los lados menores de la losa, están actuando las cargas producidas por la viga I. Transformando las cargas triangulares a uniformes y considerando una sección de 30 x 65

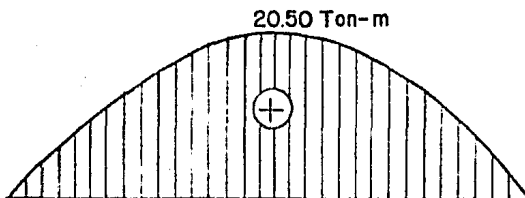
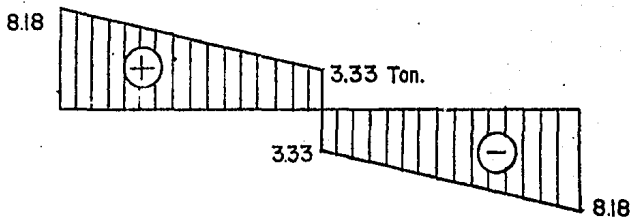
$$W_M = \frac{WTB}{3} \times 2 + P.F. = 1365 + 468 = 1833 \text{ Kg/m. (Momento)}$$

$$W_c = \frac{WTB}{4} \times 2 + P.F. = 1024 + 468 = 1492 \text{ Kg/m. (Cortante)}$$



$$M = \frac{wL^2}{8} = 9.68 \text{ Ton.} \quad R = \frac{wL}{2} = 4.85 \text{ Ton.}$$

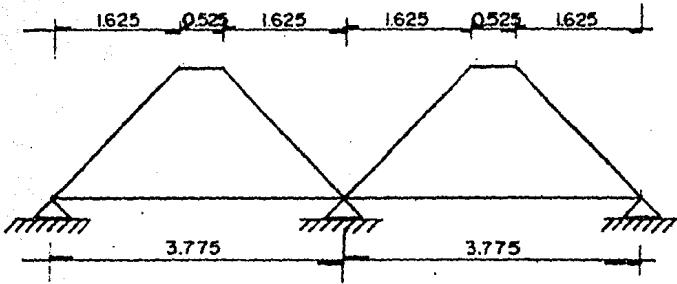
$$M = \frac{PL}{4} = 10.82 \text{ Ton.} \quad R = \frac{P}{2} = 3.33 \text{ Ton.}$$



V

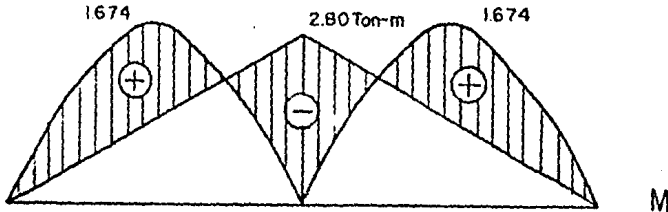
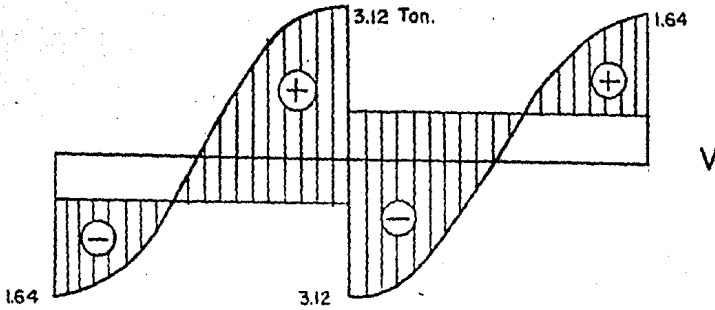
M

VIGA I



Mf	0	-2.80	+2.80	0
Vi	2.38	2.38	2.38	2.38
Vh	0.74	0.74	0.74	0.74
VT	1.64	3.12	3.12	1.64

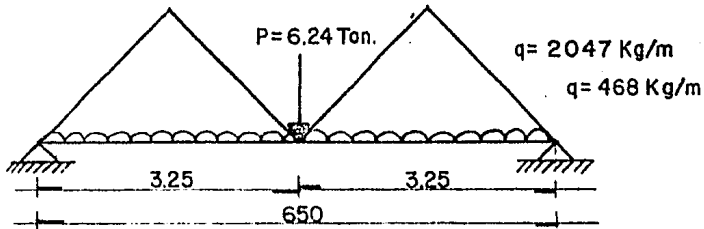
Mi 2959 2959



+ Por ser pequeño el P.T., se considera que también sigue una distribución trapezoidal, el cual es sumado a las cargas de trabajo.

VIGA II

Referencia de cálculo: Vigas continuas, pórticos y vigas pretensadas Günter Baum.



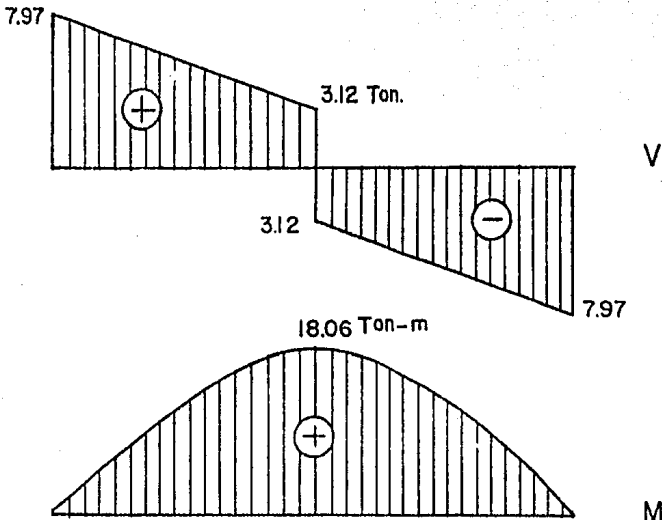
$$K = 0.25 \times 2.047 \times 6.5 + 6.24 \times 0.50 + 0.468 \times 6.5 \times 0.50 = 7.967 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{1}{8} \times 2.047 \times 6.5^2 = 5.45 \text{ Ton-m.}$$

$$M = \frac{6.24 \times 6.5}{4} = 10.14 \text{ Ton-m.}$$

$$M = \frac{0.468 \times 6.5^2}{8} = 2.47 \text{ Ton-m.}$$

$$MT = 5.45 + 10.14 + 2.47 = 18.06 \text{ Ton-m.}$$



Este análisis demuestra que hay una diferencia mínima al considerar las cargas equivalentes uniformes a las cargas trapezoidales y triangulares; por lo tanto, no afecta al diseño de las vigas. (Esta diferencia de cargas se absorbe en el diseño elástico ya que es conservador en su teoría).

El método de rigideces, el cual se describe a continuación, teniendo como ejemplo el análisis de los cuerpos laterales y la aplicación al marco transversal del Cuerpo III, del cual se dejará indicada solamente la matriz de rigideces, ya que la secuencia de cálculo es la misma, procurando desglosar al máximo la formación de dicha matriz.

Método de Rigideces.

Para aplicar el método de las rigideces ó de los desplazamientos en la solución de una estructura hiperestática, se necesita determinar primero las componentes independientes de los desplazamientos (lineales y angulares) que se desconocen. Estos desplazamientos se consideran las incógnitas del problema y utilizando las relaciones esfuerzo-deformación del material, las fuerzas internas de la estructura se pueden expresar en función de estos desplazamientos.

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; se forma un sistema de ecuaciones cuyo número es igual al número de componentes de desplazamiento desconocidas.

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

De esta forma se determinan todas las fuerzas,

excepto las reacciones externas en los apoyos, las que se pueden evaluar por medio de las ecuaciones de equilibrio que no se utilizaron al establecer las ecuaciones para calcular los desplazamientos desconocidos. El análisis se limita al rango elástico de deformaciones.

Definiciones.

Grado de Libertad:

Es la coordenada necesaria para describir el movimiento de una estructura ($k_{i,j}$)

Coefficiente de Rigidez:

Es la fuerza que hay que aplicar en la dirección del desplazamiento en i , cuando existe un desplazamiento unitario en j .

Secuencia del Método de Rigideces:

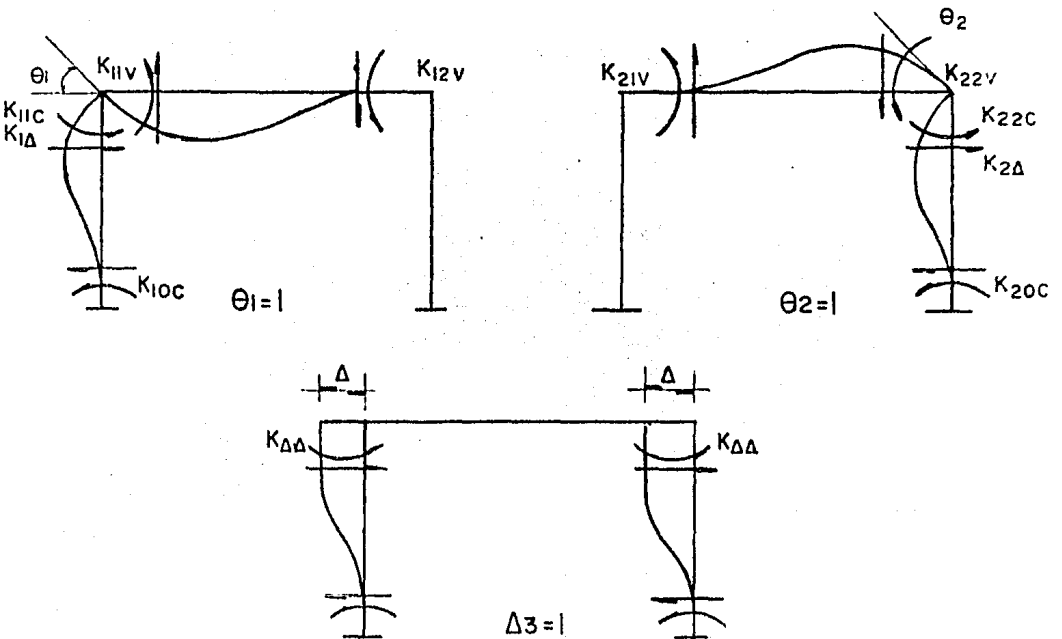
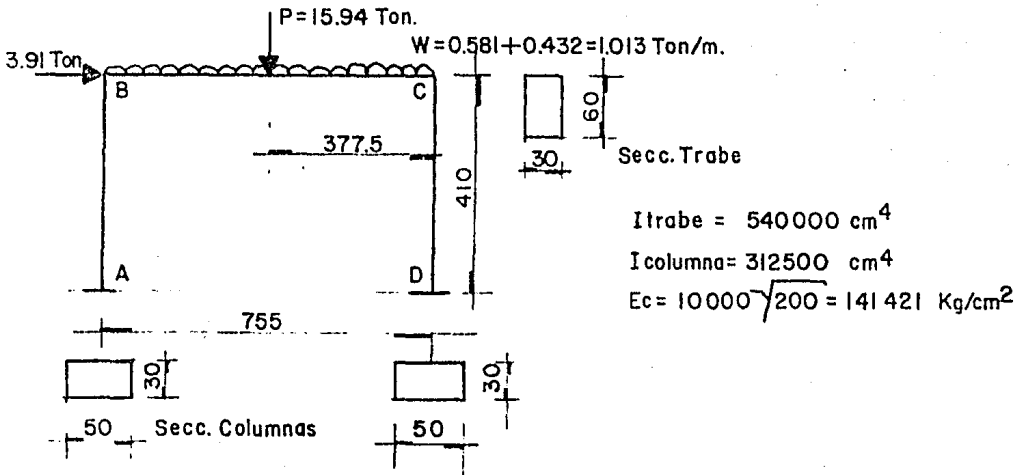
- 1.- Definir una estructura cinemáticamente determinada en la que no actúan las cargas externas (estructura primaria).
- 2.- Aplicar las cargas externas a la estructura primaria, con lo que se obtiene la fuerza de empotramiento (solución particular).
- 3.- Forzar el equilibrio de la estructura y obtener sus rigideces respectivas (solución complementaria).
- 4.- Determinar las ecuaciones de equilibrio.
- 5.- Resolver el sistema de ecuaciones.
- 6.- Con los valores obtenidos, se calculan los momentos reales de la estructura original.

CUERPOS LATERALES

Cálculo del Marco Transversal de apoyo por el Método de Rigideces.

Carga Muerta + C. Viva + C. Sismo.

Geometría y tipos de cargas aplicadas.



Rigideces Angulares

$$K_{10c} = \frac{2EI}{L} = 2.1558 \times 10^8$$

$$K_{11c} = \frac{4EI}{L} = 4.3116 \times 10^8$$

$$K_{12v} = \frac{2EI}{L} = 2.023 \times 10^8$$

$$K_{11v} = \frac{4EI}{L} = 4.046 \times 10^8$$

Rigideces Lineales

$$K_{1\Delta} = \frac{6EI}{L^2} = 1.5774 \times 10^6$$

$$K_{\Delta\Delta} = \frac{12EI}{L^3} = 7694.7532 \quad \sum K_{\Delta\Delta} = 2K_{\Delta\Delta} =$$

$$= 15389.5064$$

Momento de empotramiento

$$M = \frac{WL^2}{12} = 4.812 \text{ Ton-m.} \quad M_T = 19.855 \text{ Ton-m.}$$

$$M = \frac{PL}{8} = 15.043 \text{ Ton-m.}$$

Planteando la matriz de rigidez

$$\left(\begin{array}{ccc|c} 8.3576 \times 10^8 & 2.023 \times 10^8 & 1.5774 \times 10^6 & -1.9855 \times 10^6 \\ 2.023 \times 10^8 & 8.3576 \times 10^8 & 1.5774 \times 10^6 & 1.9855 \times 10^6 \\ 1.5774 \times 10^6 & 1.5774 \times 10^6 & 1.5390 \times 10^4 & 3910 \end{array} \right)$$

La solución de la matriz es

$$\theta_1 = 0.003695$$

$$\theta_2 = -0.0025736$$

$$\Delta = -0.369$$

Cálculo de los Momentos Finales

Cálculo de los Momentos Finales

175

$$MB-C = K_{11v} \times \theta_1 + K_{21v} \theta_2 - M$$

$$= 4.046 \times 10^8 (0.003695) + 2.023 \times 10^8 (-0.0025736) - 1.9855 \times 10^6$$

$$= -1.011 \times 10^6 \text{ Kg-cm.}$$

$$MB-A = K_{11c} \theta_1 + K_{1\Delta} \Delta$$

$$= 4.3116 \times 10^8 (0.003695) + 1.5774 \times 10^6 (-0.369)$$

$$= 1.011 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

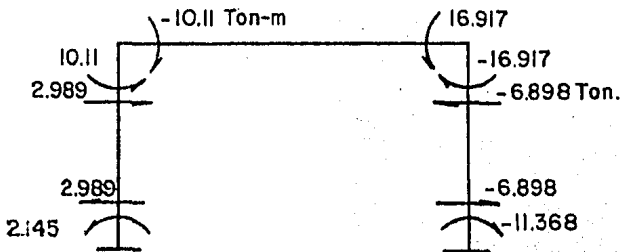
$$MC-B = K_{22v} \times \theta_2 + K_{12v} \theta_1 + M = 1.0917 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$MC-D = K_{22c} \times \theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = -1.6917 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$MA-B = K_{10c} \theta_1 + K_{1\Delta} \times \Delta = 0.2145 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$MD-C = K_{20c} \theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = 1.1368 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

RESUMEN.

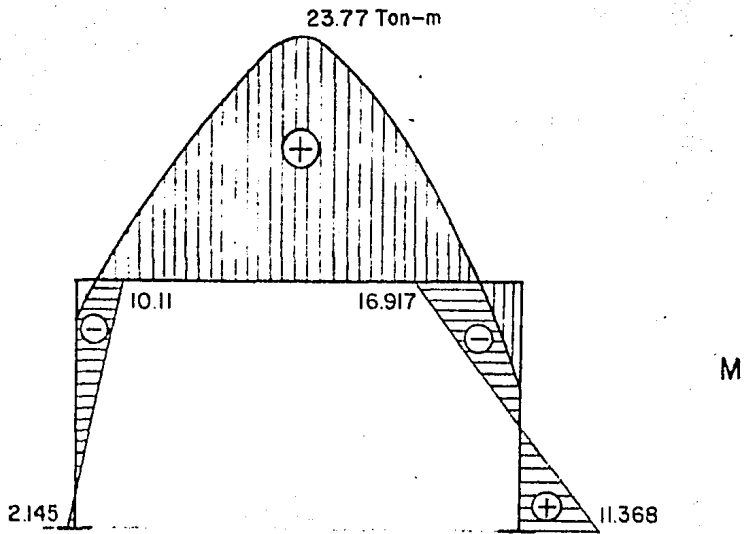
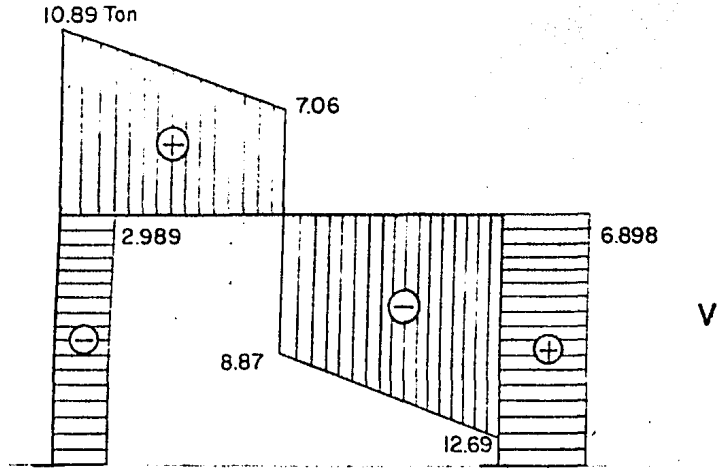


Cálculo del Cortante.

$$V_{AB} = 1.5774 \times 10^6 \times \theta_1 + 7694.7532 \times \Delta = 2.989 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$V_{DC} = 1.5774 \times 10^6 \times \theta_2 + 7694.7532 \times \Delta = -6.898 \times 10^3 \text{ Kg}$$

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS
CM+CV+CS



CARGA MUERTA + CARGA VIVA

Utilizando otra vez la misma matriz, pero con otro vector de fuerzas, se tiene que

$$\begin{aligned}\theta_1 &= 0.003134 \\ \theta_2 &= -0.003134 \\ \Delta &= -5.6625 \times 10^{-13}\end{aligned}$$

Cálculo de Momentos Finales

$$M_{F-C} = K_{11V} \times \theta_1 + K_{12V} \times \theta_2 - M = -1.351 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{B-A} = K_{11C} \times \theta_1 + K_{1\Delta} \times \Delta = 1.351 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{C-B} = K_{22V} \times \theta_2 + K_{21V} \times \theta_1 + M = 1.351 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{C-D} = K_{22C} \times \theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = -1.351 \times 10^6 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{A-B} = K_{10C} \times \theta_1 + K_{1\Delta} \times \Delta = 6.756 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{D-C} = K_{20C} \times \theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = -6.756 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

$$V_{A-B} = 1.5774 \times 10^6 \times \theta_1 + 7694.7532 \times \Delta = +4.943 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$V_{D-C} = 1.5774 \times 10^6 \times \theta_2 + 7694.7532 \times \Delta = -4.943 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Resumen

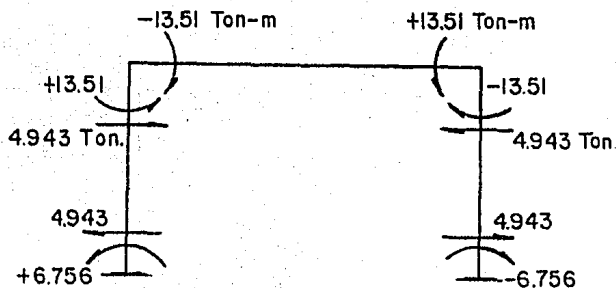
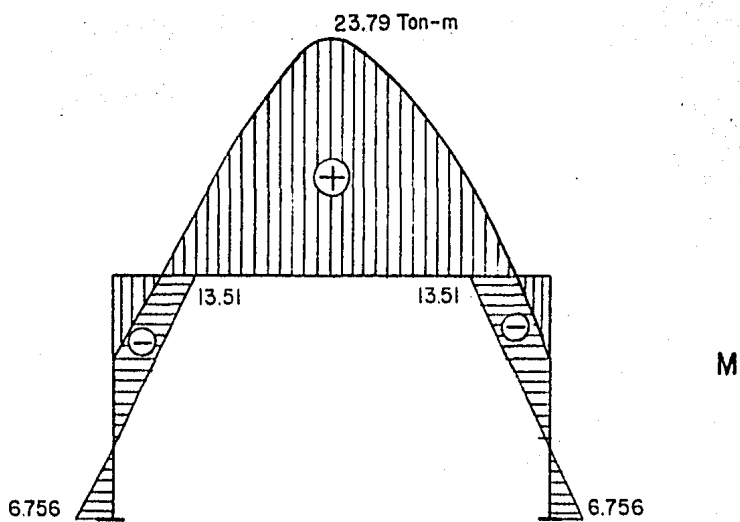
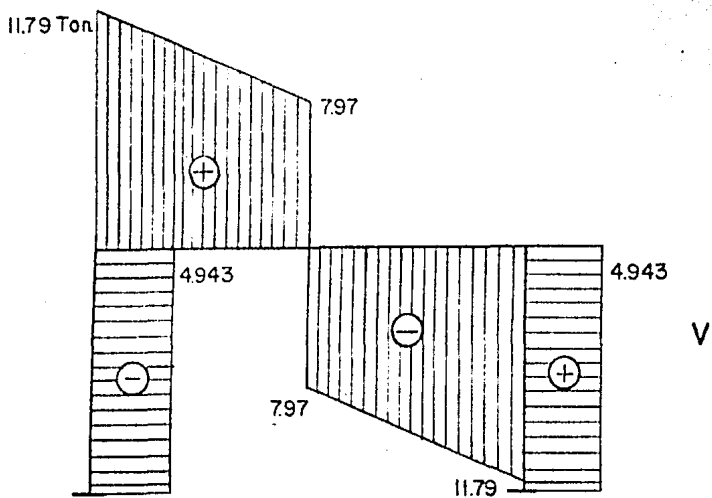


DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS CM + CV



CARGA SISMICA

Se analizará para la condición de carga lateral utilizando la misma matriz, pero cambiando el vector de fuerzas.

$$\left[\begin{array}{ccc|c} 8.3576 \times 10^8 & 2.023 \times 10^8 & 1.5774 \times 10^6 & 0 \\ 2.023 \times 10^8 & 8.3576 \times 10^8 & 1.5774 \times 10^6 & 0 \\ 1.5774 \times 10^6 & 1.5774 \times 10^6 & 1.5390 \times 10^4 & 3910 \end{array} \right]$$

De donde

Momentos Finales

$$\begin{aligned} \Theta_1 &= 0.00056 & M_{B-C} &= K_{11V} \times \Theta_1 + K_{21V} \Theta_2 = 3.4 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\ \Theta_2 &= 0.00056 & M_{B-A} &= K_{11C} \times \Theta_1 + K_{1\Delta} \times \Delta = -3.4 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\ \Delta &= -0.369 & M_{C-B} &= K_{22} \times \Theta_2 + K_{12V} \Theta_1 = 3.4 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\ & & M_{C-D} &= K_{22C} \Theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = -3.4 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\ & & M_{A-B} &= K_{10C} \times \Theta_1 + K_{1\Delta} \times \Delta = -4.61 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \\ & & M_{D-C} &= K_{20C} \times \Theta_2 + K_{2\Delta} \times \Delta = -4.61 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \end{aligned}$$

Cálculo del Cortante

$$V_{A-B} = 1.5774 \times 10^6 \times \Theta_1 + 7694.7532 \times \Delta = -1.956 \times 10^3 \text{ Kg}$$

$$V_{C-D} = 1.5774 \times 10^6 \times \Theta_2 + 7694.7532 \times \Delta = -1.956 \times 10^3 \text{ Kg}$$

Resumen

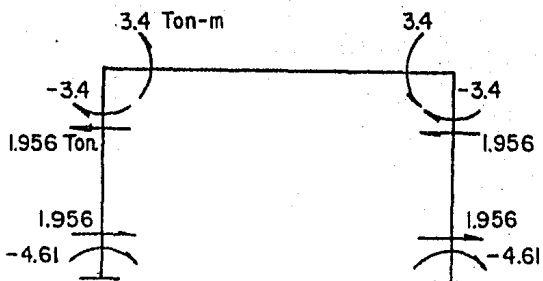
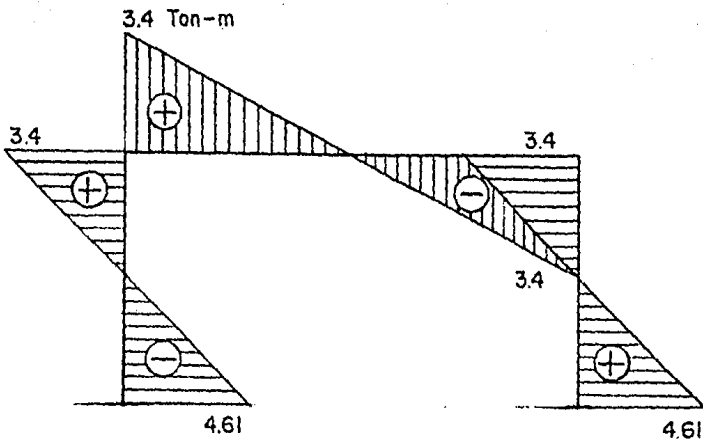
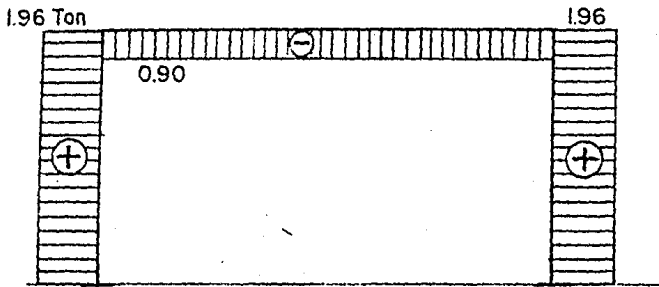
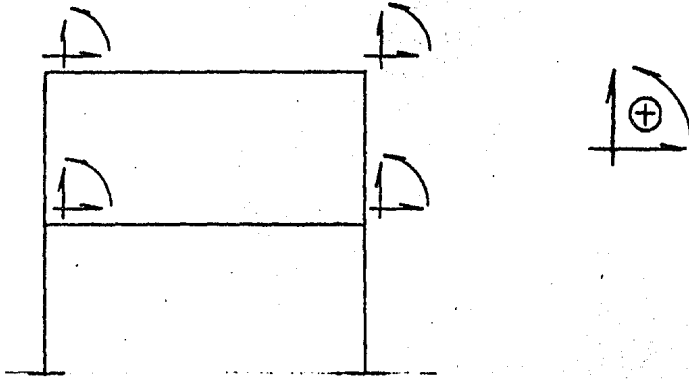


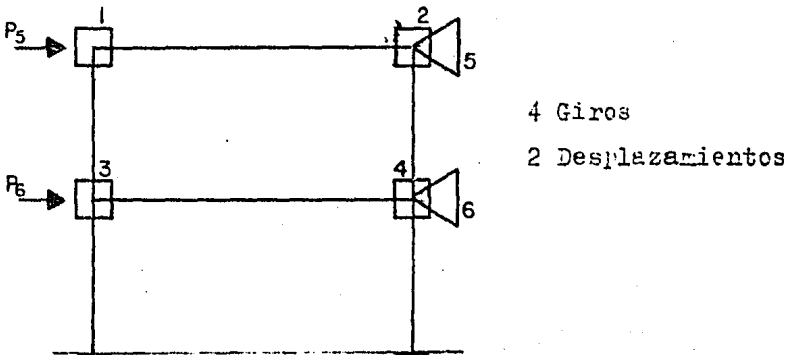
DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS C.S.



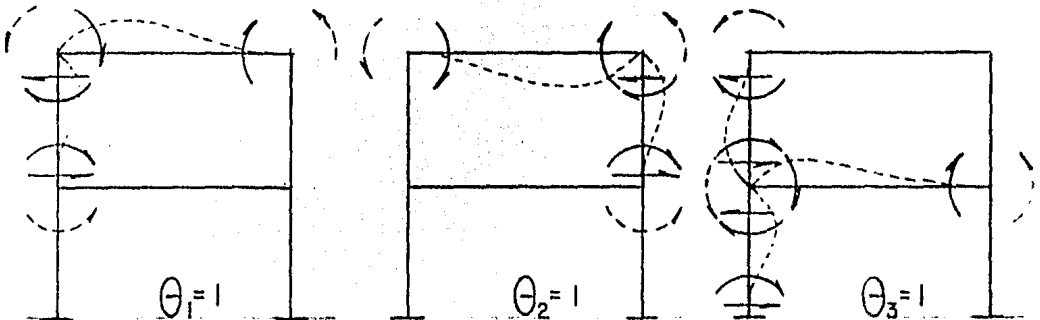
Y aplicando lo anterior a nuestro marco transversal, tenemos:

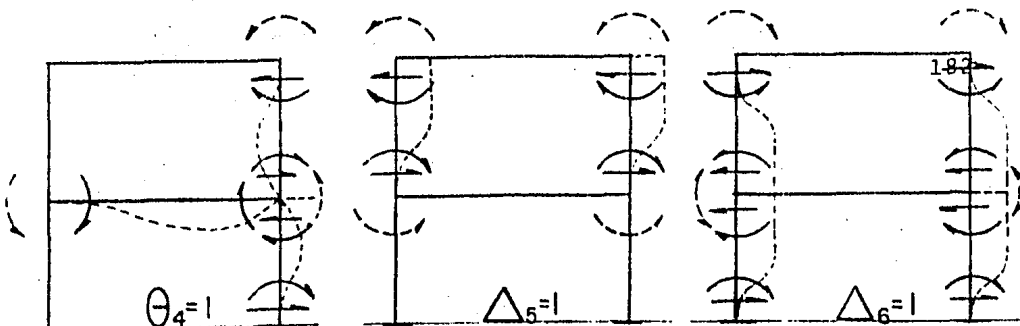


Se tienen 3 grados de libertad por nudo	12 G.L.
Si el acortamiento es impedido	8 G.L.
Si se impide el acortamiento en vigas	6 G.L.



Las deformadas al aplicar giros y desplazamientos unitarios.





Fuerzas Externas - - -

Fuerzas Internas ———

Como ya habíamos establecido que el número de ecuaciones era igual al número de componentes de desplazamientos desconocidos, tenemos entonces que se forma una matriz de 6 x 6, que es la siguiente:

$$\begin{pmatrix} K_{11} & K_{21} & K_{31} & K_{41} & K_{51} & K_{61} \\ K_{12} & K_{22} & K_{32} & K_{42} & K_{52} & K_{62} \\ K_{13} & K_{23} & K_{33} & K_{43} & K_{53} & K_{63} \\ K_{14} & K_{24} & K_{34} & K_{44} & K_{54} & K_{64} \\ K_{15} & K_{25} & K_{35} & K_{45} & K_{55} & K_{65} \\ K_{16} & K_{26} & K_{36} & K_{46} & K_{56} & K_{66} \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ P_5 \\ P_6 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} K_{\theta\theta} & K_{\theta D} \\ K_{D\theta} & K_{DD} \end{pmatrix}
 \begin{pmatrix} D_{\theta} \\ D_D \end{pmatrix}
 =
 \begin{pmatrix} F_{\theta} \\ F_D \end{pmatrix}$$

$$K_{\theta\theta} D_{\theta} + K_{\theta D} D_D = F_{\theta} = 0 \quad \text{--- (1)}$$

$$K_{D\theta} D_{\theta} + K_{DD} D_D = F_D \quad \text{--- (2)}$$

Despejando D_{θ} de (1) $\Rightarrow D_{\theta} = -K_{\theta\theta}^{-1} K_{\theta D} D_D$ ---- (3)

Sustituyendo (2) en (3)

$$-K_{D\theta} K_{\theta\theta}^{-1} K_{\theta D} D_D = P_D$$

$$D_D (K_{DD} - K_{D\theta}^{-1} K_{\theta D}) = P_D$$

$$D_D (K_{DD} - K_{D\theta}^{-1} K_{\theta D}) = P_D$$

$$K_L D_D = P_D$$

$$K d = P$$

} Condensación Estática

ANALISIS POR COMPUTADORA

El análisis por computadora de este capítulo, es resuelto por el programa paquete STRUJL, originalmente -- llamado STRESS (Structural Engineering System Solver), -- que es un sistema de programas y un modo de programación para resolver problemas de ingeniería estructural mediante computadoras electrónicas.

El stress fué desarrollado en el Instituto Tecnológico de Massachusetts por el Departamento de Ingeniería, a partir de 1962.

El sistema de cómputo STRUJL permite la solución de una gran variedad de problemas de análisis y diseño estructural de manera muy eficiente y presenta la ventaja de que la preparación de datos puede hacerse en forma muy libre y relativamente fácil.

Con este sistema pueden realizarse análisis estáticos y dinámicos de estructuras tridimensionales a base de barras ó de una gran variedad de elementos típicos como placas, cascarones, tubos, etc. Se tienen opciones para generar en forma automática los nudos y la malla de la estructura, para revisar los esfuerzos en secciones de acero y para graficar planos específicos del sistema estructural.

El gran número de opciones que pueden resolverse, dá lugar a que el manual del usuario que ha sido elaborado para el empleo del programa sea muy voluminoso y resulte relativamente laborioso extraer de él las indicaciones necesarias para la solución de un problema particular.

Por esta razón, se ha pensado elaborar un instructivo simplificado extrayendo del manual solamente aquellas partes que son necesarias para la solución del problema más usual que se presenta en la práctica del diseño y que corresponde al análisis de marcos y armaduras en el plano.

PROCEDIMIENTO DE VACIADO DE DATOS EN HOJAS DE CODIFICACION

1. Se considera que la estructura se encuentra en el plano xy .
2. Se recomienda que se dibuje la estructura identificando: distancia entre miembros, cargas a que está sujeta y apoyos; conviene que se numeren los nudos y miembros.
3. Se recomienda que el origen de los ejes coordenados se ubique en el nudo inferior izquierdo de la estructura. Se considera como nudo el empotramiento o apoyo de la estructura, y donde concurren 2 ó más miembros.
4. En la numeración de los nudos, se buscará -- que la diferencia entre el número del nudo -- en el inicio de cada barra y el nudo en el -- final de la misma sea la menor posible. Para un marco regular esto se logra de la manera siguiente:

Si la estructura tiene más niveles que cru -- zias, se deberá numerar del origen (en el o -- rigen se colocará el nudo 1) en sentido posi -- tivo del eje de la "X" y pasar a los siguien -- tes niveles sucesivamente (ver Fig. 10).

Si la estructura tiene más crujeas que niveles, se deberá numerar del origen (en el origen se colocará el nudo 1) en sentido positivo del eje "Y" y pasar a las siguientes crujeas sucesivamente (ver Fig. 11).

En los ejemplos de la Fig. 10, la máxima diferencia entre los extremos de los miembros es 3. Entre menor sea la diferencia entre los números de los nudos en los extremos de los miembros, menor será el tiempo de ejecución del programa en la computadora.

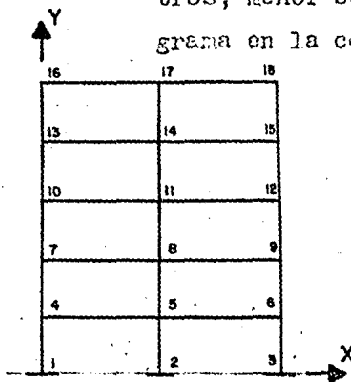


Fig. 10

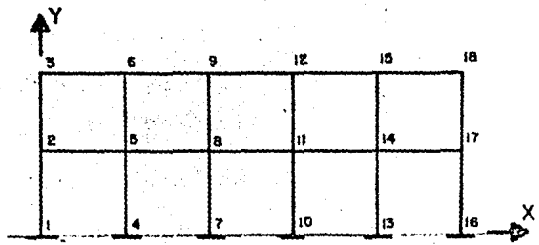


Fig. 11

5. La numeración de miembros se hará como más convenga al diseñador.
6. En la numeración de los nudos y miembros conviene iniciar del 1 en adelante; deberá ser consecutivo y no omitirse ningún nudo ó miembro.

El método de análisis usado en el 'strudl' es el de la matriz de rigidez, el 'strudl' resuelve un sistema de ecuaciones simultáneas que relaciona los componentes de los desplazamientos "desconocidos", en cada junta. Para

cada miembro existe una matriz fuerza-desplazamiento, que relaciona acciones y desplazamientos en los extremos del miembro.

La matriz de los coeficientes en el sistema de ecuaciones simultáneas es la matriz de rigidez de toda la estructura formada, sumando en cada junta las matrices de rigidez de todos los miembros incidentes a esa junta, la matriz de rigidez es invertida para resolver el sistema de ecuaciones. El método es pues exacto, no iterativo, una vez conocidos los desplazamientos en las juntas, son halladas las reacciones.

El "strudl" no realiza conversiones de unidades, esto es, que todos los datos que se suministren al programa deben ser homogéneos, por ejemplo: en nuestro programa de Armadura tipo Pratt, las cargas están dadas en toneladas y las longitudes en metros, entonces el módulo de elasticidad del acero será $E=21,000,000 \text{ Ton/M}^2$.

Si no se proporciona el módulo de elasticidad E es tomado como 1.0 y el módulo de cortante G , como 0.4

En el "strudl" los miembros son representados por sus ejes y son analizados como elementos elásticos lineales, las juntas y los miembros están referidos para su identificación por números asignados arbitrariamente con una restricción, los números de identificación de los miembros y juntas no puede exceder el número especificado de miembros y juntas respectivamente.

Los datos de entrada del sistema "strudl" consisten en comandos, por ahora los anotaremos y posteriormente

te los vamos a describir en base a los programas codificados¹⁸⁸ que se muestran en este capítulo a manera de ejemplo.

- a) Comando de encabezamiento
STRUCTURE
- b) Descriptores de tamaño
NUMBER OF JOINTS
NUMBER OF SUPPORTS
NUMBER OF MEMBERS
NUMBER OF LOADS
- c) Descriptores de proceso
TYPE
TABULATE
- d) Descriptores de los datos estructurales
JOINT COORDINATES
JOINT RELEASES
MEMBER INCIDENCES
MEMBER PROPERTIES
MEMBER RELEASES
CONSTANTS
- e) Identificador de los datos de carga
JOINT LOADS
JOINT DISPLACEMENTS
MEMBER DISTORSIONS
MEMBER LOADS
COMBINE
- f) Comandos finales
SOLVE
SOLVE THIS PART

A continuación se da la descripción de cada co-

mando según la codificación que se muestra de la armadura pratt y del marco de concreto.

El primer comando para todo problema es la palabra STRUCTURE y es la que sirve para iniciar el análisis.

STRUCTURE comentario

El comentario se usa para la identificación, fecha, ejemplo (ver codificación)

STRUCTURE ARMADURA PRATT ISOSTATICA

STRUCTURE MARCO PLANO EJE I

La segunda orden en nuestra codificación es la palabra TYPE que es la que define el tipo de estructura - por analizar, éstas pueden ser:

TYPE PLANE TRUSS	Armadura plana
TYPE PLANE FRAME	marco plano
TYPE PLANE GRID	retícula plana
TYPE SPACE TRUSS	armadura en el espacio
TYPE SPACE FRAME	marco en el espacio

Solamente una orden TYPE se usará en el programa, en nuestros programas las órdenes TYPE son:

TYPE PLANE TRUSS

TYPE PLANE FRAME

Proseguimos con órdenes descriptivas que indican el tamaño de la estructura, la tercera orden en nuestros programas es la de:

NUMERO DE JOINTS N⁺

Que es el número de juntas de que consta la estructura, + N número entero (sin punto decimal).

NUMERO DE JOINTS 33

NUMBER OF JOINTS 18

Estas juntas están referidas a un sistema coordenado cartesiano para situar la estructura, éste puede ser representado en el plano o en el espacio, los llamaremos ejes generales.

La cuarta orden es la de:

NUMBER OF MEMBERS N^+ (Número de miembros)

NUMBER OF MEMBERS 63

NUMBER OF MEMBERS 22

La quinta orden de los comandos descriptivos es:

NUMBER OF SUPPORTS N^+ (Número de soportes)

NUMBER OF SUPPORTS 2

NUMBER OF SUPPORTS 6

La siguiente orden es la de:

NUMBER OF LOADINGS N^+ (Número de cargas)

NUMBER OF LOADINGS 4

NUMBER OF LOADINGS 2

El número de cargas es el número de condiciones de carga, No individuales, para las cuales se busca solución; se incluirán aquí también, las cargas correspondientes a combinación de cargas (COMBINE); si se requiere.

El siguiente comando es el de:

JOINT COORDINATES encabezado

J $X\alpha_1$ $Y\alpha_2$ $Z\alpha_3$ tabulación

Donde J es la junta que se esté tratando, coordenada X, coordenada Y, coordenada Z. Como se observa este comando describe las coordenadas de las juntas por medio de un sistema coordenado cartesiano establecido que

des de ésta, se usa para indicar la condición de que una junta no está completamente fija contra desplazamientos - en todas las direcciones componentes posibles. Las desviaciones de la fijación total, se dan listando las componentes que tienen libertad de movimiento, esto es, que están relajados.

En nuestra codificación tenemos:

JOINT RELEASES

16 FORCE X

El siguiente comando es el de: MEMBER PROPERTIES, la palabra PROPERTIES se usa solamente en el encabezamiento de la tabla, el cual debe tener la forma antes mencionada o puede incluir el tipo de propiedades, tales como:

MEMBER PROPERTIES IRISMATIC encabezado

M AX₁ AY₂ AZ₃ IX₄ IY₅ IZ₆

6.

MA THRU MB AX₁ AY₂ AZ₃ IX₄ IY₅ IZ₆ tabular

O puede contener en adición datos comunes a todos ó casi todos los miembros a listarse. Se nota la presencia de la palabra THRU, mediante esta proposición es posible establecer, para éste y otros casos (Member loads) que un determinado número de miembros tienen las mismas propiedades.

M miembro que se está estudiando

MA miembro inicial

MB miembro final

THRU "hasta"

AX área normal

des de ésta, se usa para indicar la condición de que una junta no esté completamente fija contra desplazamientos - en todas las direcciones componentes posibles. Las desviaciones de la fijación total, se dan listando las componentes que tienen libertad de movimiento, esto es, que están relajados.

En nuestra codificación tenemos:

JOINT RELEASES

16 FORCE X

El siguiente comando es el de: MEMBER PROPER - TIES, la palabra PROPERTIES se usa solamente en el encabezamiento de la tabla, el cual debe tener la forma antes mencionada o puede incluir el tipo de propiedades, tales como:

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC encabizado

M A α_1 A γ_1 A α_2 A γ_2 A α_3 I α_4 I γ_4 I α_5 I γ_5 I α_6

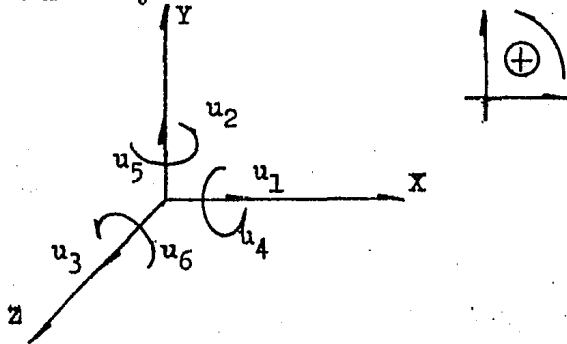
6

MA THRU MB A α_1 A γ_1 A α_2 A γ_2 A α_3 I α_4 I γ_4 I α_5 I γ_5 I α_6 tabular

O puede contener en adición datos comunes a todos ó casi todos los miembros a listarse. Se nota la presencia de la palabra THRU, mediante esta proposición es posible establecer, para éste y otros casos (Member loads) que un determinado número de miembros tienen las mismas propiedades.

M	miembro que se está estudiando
MA	miembro inicial
MB	miembro final
THRU	"hasta"
A α	área normal

nos sirve para situar la estructura, ésta puede ser representada en el plano ó en el espacio, este sistema coordenado se le denomina Ejes Generales.



Si el estado de la junta es un apoyo, se indica mediante la palabra ~~SUPPORT~~ ó simplemente S. Si el estado de la junta se omite, se supone que la junta está libre. La coordenada Z puede omitirse en estructuras planas.

Por ejemplo en nuestra codificación

JUNTA	X	Y	
16	43.90	0.00	S
8	8.00	4.40	

La junta 16 de la armadura, se trata de un soporte, lo está indicando la letra S, mientras que la junta 8 del marco de concreto nos indica únicamente las coordenadas de la junta; ambos programas son resueltos en el plano por eso se omite la coordenada Z.

El siguiente comando en nuestra codificación, es la de:

JØINT RELEASES	encabezado
J FORCE XYZ MØMENT XYZ	tabular

Donde J es la junta que nos indice las liberta -

- AY área efectiva de cortante en la dirección y'
- AZ área efectiva de cortante en la dirección z'
- IX constante de torsión
- IY momento de inercia alrededor del eje y'
- IZ momento de inercia alrededor del eje z'

Todas las propiedades anteriores sólo son necesarias cuando se está estudiando la estructura en el espacio, de acuerdo a nuestra codificación, las propiedades prismáticas son:

```
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
1 THRU 63 AX=0.005948 m2.
MEMBER PROPERTIES PRISMATIC
1 THRU 12 AX 0.150 IZ 0.00122500
13 THRU 22 AX 0.473 IZ 0.00671349
```

El siguiente comando en nuestros programas es - la orden:

```
MEMBER INCIDENCES
M    JA    JB
```

Donde M miembro del que se trate, JA junta donde empieza el miembro y JB junta donde termina el miembro. Aquí es importante hacer notar que en el STRESS aparte de los Ejes Generales existen los Ejes Locales.

Estos ejes locales se definen en la suposición de que el eje x' está contenido en el eje centroidal y principal del miembro en análisis, para esto es necesario dar un sentido que queda definido con las incidencias, esto es:

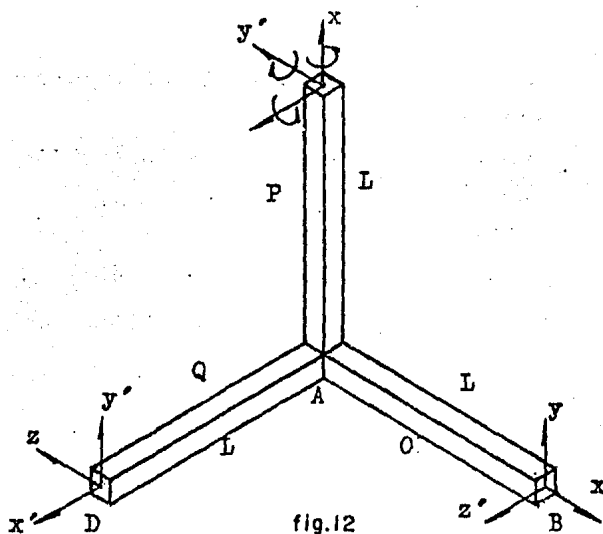


fig.12

En la figura 12, el sentido del miembro Q establece que va de A a D según nos muestra la dirección del eje x' , el eje Y' es perpendicular al X' , el eje Z' siguiendo la regla del tornillo derecho, quedando perpendicular al plano formado por X', Y' . Por lo tanto, se observa que el miembro P tiene sentido de A a C y el miembro O de A a B.

Por lo tanto, concluimos que hay un sistema de ejes locales para cada miembro en el cual el eje X' coincide con el eje del miembro y su dirección va desde el origen hasta el final del miembro, usado para especificar los datos de carga de este miembro.

De nuestros ejemplos tenemos:

MEMBER INCIDENCES

1	1	2	ARMADURA FRATT
---	---	---	----------------

MEMBER INCIDENCES

1	1	7	MARCO DE CONCRETO
---	---	---	-------------------

Al observar la numeración de la armadura y el marco, vemos que el miembro 1 de la armadura tiene direc-

ción y sentido de 1 a 2 como ya vimos anteriormente.

El siguiente comando en nuestros programas es -
el de:

C~~O~~NSTANTS nombre α_1

C~~O~~NSTANTS nombre α_1 , ALL BUT $\alpha_2 M_1 \dots M_n$

Las constantes relativas pueden darse individualmente ó en general como se señala. Puede darse cualquiera de las siguientes:

E Módulo de Young
G Módulo de cortante (si no es dado $G=0.4E$)
ALL Para todos los miembros
BUT Para especificar un cambio para otros -
 miembros, otro valor de la constante
 M_1 Miembros que tienen el segundo valor de
 M_n la constante.

En nuestros ejemplos tenemos:

C~~O~~NSTANTS E=21000000.0 ALL

C~~O~~NSTANTS E=1414213.562 ALL

Después del comando C~~O~~NSTANTS, tenemos el comando:

TABULATE nombre

Con este comando pueden especificarse resultados tabulados para todas las juntas y miembros mediante uno ó más comandos, comenzando con la palabra TABULATE, seguida por cualesquiera de los siguientes identificadores:

FORCES (fuerzas en los miembros)
REACTIONS (reacciones en los apoyos)
DISPLACEMENTS (desplazamientos de juntas)

ALL

(los tres anteriores)

En la codificación de ambos programas pedimos to
dos los resultados.

TABULATE ALL

El siguiente comando es el dato de carga:

LOADING nombre

En este comando todos los datos de carga que si-
guen a un encabezamiento LOADING, se considera que pertene-
cen a un mismo caso de carga. El número de cargas es arbi-
trario. Los identificadores se usan de la misma manera -
que para los datos estructurales.

En nuestras codificaciones tenemos cuatro condi-
ciones de carga para la armadura Pratt. (Carga Vertical,
Viento Normal, Viento Paralelo, Viento Interior), mientras
que en el marco de concreto tenemos dos (Carga Vertical y
Carga Sísmica); ahora bien, es necesario referir donde ac-
tuán estas cargas, para eso contamos con el comando:

JOINT LOADS

J FORCE X Y 1 MOMENT MYZ

Las cargas en las juntas son fuerzas concentra-
das y momentos que actúan en las juntas de la estructura.
Hay 6 identificadores para las 6 componentes posibles de -
las cargas en las juntas.

En nuestros ejemplos tenemos:

JOINTS LOADS

1 FORCE X -0.470

Esto es sólo en la armadura donde las cargas fue-
ron concentradas en las juntas, mientras que en el marco -

de concreto son los miembros los que están cargados, para esto es necesario el comando:

MEMBER LOADS

M Dirección, tipo, identificadores, datos.

Un comando de cargas en los miembros especifica una componente de fuerza ó momento actuando entre los extremos del miembro.

Dirección es un identificador que puede ser uno de los siguientes:

FØRCE	X	MØMENT	X
FØRCE	Y	MØMENT	Y
FØRCE	Z	MØMENT	Z

Los momentos aplicados se especifican en términos de los ejes sobre los cuales actúan.

Se aceptan tres tipos de cargas en los miembros y se identifican de la siguiente manera:

CONCENTRATED	P	L		
UNIFORM	W	LA	LB	
LINEAR	WA	WB	LA	LB

Donde:

P	Intensidad de la carga
L	Distancia desde el origen del miembro al punto de aplicación
W	Intensidad de la carga uniforme entre LA y LB
LA	Distancia desde el origen del miembro al comienzo de la carga
LB	Distancia desde el origen del miembro a la terminación de la carga

WA Intensidad de la carga al principio de la misma

WB Intensidad de la carga al final de la misma

Si LA y LB no se dan ó son iguales a cero, se asegura que la carga se extiende sobre el largo completo del miembro.

De nuestro ejemplo: (Marco de concreto)

MEMBER LOADS

13 FORCE Y UNIFORM W -11.20

Por último, el comando final:

SOLVE

6

SOLVE THIS PART

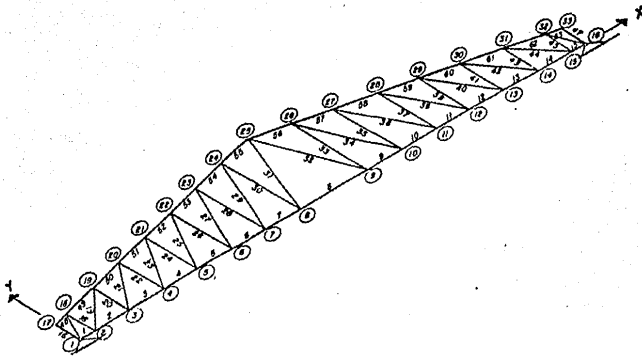
Estos comando terminan los datos de entrada de una parte ó todo el problema, pidiendo la solución de éste.

A continuación se mostrará el listado de los BATCH utilizados en el análisis por computadora de las siguientes estructuras:

	De Hoja a Hoja	
1.- Análisis de armadura pratt isostática,	200	229
2.- Columna de celosía en Ejes ③ y ⑪	230	238
3.- Marco de concreto Eje ⑥ (Marco Intermedio)	239	244
4.- Marco de concreto Eje ① Grupo III	245	249

5.- Análisis y diseño ⁺ de los	de hoja	a hoja
marcos de sección variable	250	250

+ Este programa optimiza las secciones estructurales que forman la estructura; por lo tanto la estructura resultante es la ideal.



MODELACION DE ARMADURA PARA EL -
ANALISIS POR COMPUTADORA

```

SSSSSSSSSS TT TTTTTT RRRRRR UU UU DUUUUU LL
SSSSSSSSSS TT TTTTTT RRRRRR RR UU UU DUUUUU LL
SS SS TT RR RR UU UU DUUUUU LL
SS SS TT RR RR UU UU DUUUUU LL
SSSSSSSS TT TT TTTTTT RRRRRR RR UU UU DUUUUU LL
SSSSSSSS TT TT TTTTTT RRRRRR RR UU UU DUUUUU LL
SS SS TT RR RR UU UU DUUUUU LL
SSSSSSSS TT TT TTTTTT RRRRRR RR UU UU DUUUUU LL
SSSSSSSS TT TT TTTTTT RRRRRR RR UU UU DUUUUU LL

```

JJJJJJJJJ	444	5555555555	111	6666666666	AAAAAAAAAA
JJJJJJJJJ	4444	5555555555	111	6666666666	AAAAAAAAAA
JJ	44 44	55	1111	66 66	AA AA
JJ	44 44	55	11	66	AA AA
JJ	44 44	55	11	66	AA AA
JJ	4444444444	55555555	11	6666666666	AAAAAAAAAA
JJ	4444444444	55555555	11	6666666666	AAAAAAAAAA
JJ	44	55	11	66	AA AA
JJ	44	55	11	66	AA AA
JJ	44	55	11	66	AA AA
JJJJJJJ	44	5555555555	1111111111	6666666666	AA AA
JJJJJJJ	44	5555555555	1111111111	6666666666	AA AA

```

0000A END JUN 4516 S1RUDL ME901434715028JG534F INIT ESTR 5:25+12 PM 25 NOV 92 R36,PK1 SYS 5478 R36,RD1 END A0000
0000A END JUN 4516 S1RUDL ME901434715028JG534F INIT ESTR 5:25+12 PM 25 NOV 92 R36,PK1 SYS 5478 R36,RD1 END A0000
0000A END JUN 4516 S1RUDL ME901434715028JG534F INIT ESTR 5:25+12 PM 25 NOV 92 R36,PK1 SYS 5478 R36,RD1 END A0000
0000A END JUN 4516 S1RUDL ME901434715028JG534F INIT ESTR 5:25+12 PM 25 NOV 92 R36,PK1 SYS 5478 R36,RD1 END A0000

```


20	6.75	2.125
21	9.75	2.681
22	12.75	2.837
23	15.75	3.189
24	18.75	3.549
25	21.75	3.905
26	24.75	3.549
27	27.75	3.499
28	30.75	2.837
29	33.75	2.681
30	36.75	2.125
31	39.75	1.769
32	42.75	1.613
33	45.75	1.300

JUL 16 REL FOR X

NUMBER	INFLUENCES
1	1 2
2	2 3
3	3 4
4	4 5
5	5 6
6	6 7
7	7 8
8	8 9
9	9 10
10	10 11
11	11 12
12	12 13
13	13 14
14	14 15

15 15 16
16 1 17
17 1 18
18 2 18
19 2 19
20 1 19
21 1 20
22 4 20
23 4 21
24 5 21
25 5 22
26 6 22
27 6 23
28 7 23
29 7 24
30 8 24
31 8 25
32 9 25
33 9 26
34 10 26
35 10 27
36 11 27
37 11 28
38 12 28
39 12 29
40 13 29
41 13 30
42 14 30
43 14 31
44 15 31

45 15 32
 46 15 32
 47 16 33
 48 17 18
 49 18 19
 50 17 20
 51 20 21
 52 21 22
 53 22 23
 54 23 24
 55 24 25
 56 25 26
 57 26 27
 58 27 28
 59 28 29
 60 29 30
 61 30 31
 62 31 32
 63 32 33

UNITS MET

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 10 15	AX	0.005949	12	0.0000554
16 10 47	AX	0.002974	12	0.0000277
48 10 53	AX	0.005949	12	0.0000554

CONSTANTS

* 21000000 ALL

UNITS * TOR

8
0
1

LOA 1 * 1 VTIEND PARALELO *

701 1	LOA FOR	X	-1+20
701 1	LOA FOR	Y	0.000

JUL 17	LDA FOK	X	-1.25
JUL 17	LDA FOK	Y	1.25
JUL 18	LDA FOK	X	-0.75
JUL 18	LDA FOK	Y	3.00
JUL 19	LDA FOK	X	-0.65
JUL 19	LDA FOK	Y	5.55
JUL 20	LDA FOK	X	-0.65
JUL 20	LDA FOK	Y	5.56
JUL 21	LDA FOK	X	-0.65
JUL 21	LDA FOK	Y	5.55
JUL 22	LDA FOK	X	-0.65
JUL 22	LDA FOK	Y	5.56
JUL 23	LDA FOK	X	-0.65
JUL 23	LDA FOK	Y	5.56
JUL 24	LDA FOK	X	-0.65
JUL 24	LDA FOK	Y	5.55
JUL 25	LDA FOK	X	0.00
JUL 25	LDA FOK	Y	5.56
JUL 26	LDA FOK	X	0.65
JUL 26	LDA FOK	Y	5.55
JUL 27	LDA FOK	X	0.65
JUL 27	LDA FOK	Y	5.56
JUL 28	LDA FOK	X	0.65
JUL 28	LDA FOK	Y	5.56
JUL 29	LDA FOK	X	0.65
JUL 29	LDA FOK	Y	5.56
JUL 30	LDA FOK	X	0.65
JUL 30	LDA FOK	Y	5.56
JUL 31	LDA FOK	X	0.65
JUL 31	LDA FOK	Y	5.56

JUL 32	LOA FDR	X	0.43
JUL 32	LOA FDR	Y	3.65
JUL 33	LOA FDR	X	1.35
JUL 33	LOA FDR	Y	1.25
JUL 16	LOA FDR	X	1.20
JUL 16	LOA FDR	Y	0.00
LGA 2 * II VIENTO INTERIOR *			
JUL 1	LOA FDR	X	-0.05
JUL 1	LOA FDR	Y	0.00
JUL 17	LOA FDR	X	-0.09
JUL 17	LOA FDR	Y	0.22
JUL 18	LOA FDR	X	-0.07
JUL 18	LOA FDR	Y	0.63
JUL 19	LOA FDR	X	-0.11
JUL 19	LOA FDR	Y	0.95
JUL 20	LOA FDR	X	-0.11
JUL 20	LOA FDR	Y	0.95
JUL 21	LOA FDR	X	-0.11
JUL 21	LOA FDR	Y	0.95
JUL 22	LOA FDR	X	-0.11
JUL 22	LOA FDR	Y	0.95
JUL 23	LOA FDR	X	-0.11
JUL 23	LOA FDR	Y	0.95
JUL 24	LOA FDR	X	-0.11
JUL 24	LOA FDR	Y	0.95
JUL 25	LOA FDR	X	0.00
JUL 25	LOA FDR	Y	0.95
JUL 26	LOA FDR	X	0.11
JUL 26	LOA FDR	Y	0.95
JUL 27	LOA FDR	X	0.11

JUL 27					
JUL 28					
JUL 29		LDA FOR	Y	0.95	
JUL 29		LDA FOR	X	0.11	
JUL 29		LDA FOR	Y	0.95	
JUL 30		LDA FOR	X	0.11	
JUL 30		LDA FOR	Y	0.95	
JUL 31		LDA FOR	X	0.11	
JUL 31		LDA FOR	Y	0.95	
JUL 32		LDA FOR	X	0.11	
JUL 32		LDA FOR	Y	0.95	
JUL 33		LDA FOR	X	0.07	
JUL 33		LDA FOR	Y	0.63	
JUL 16		LDA FOR	X	0.09	
JUL 16		LDA FOR	Y	0.22	
JUL 16		LDA FOR	X	0.06	
JUL 16		LDA FOR	Y	0.00	
LUA 3	III CANGA VERTICAL				
JUL 17		LDA FOR	Y	0.25	
JUL 18		LDA FOR	Y	-0.72	
JUL 19		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 20		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 21		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 22		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 23		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 24		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 25		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 26		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 27		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 28		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 29		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 30		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 31		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 32		LDA FOR	Y	-1.09	
JUL 33		LDA FOR	Y	-1.09	

JUL 31		LDA FOR	Y	-1.09
JUL 32		LDA FOR	Y	-0.72
JUL 33		LDA FOR	Y	-0.25
LDA 4	IV VIENTO NORMAL			
JUL 1		LDA FOR	X	-0.47
JUL 1		LDA FOR	Y	0.00
JUL 17		LDA FOR	X	-0.527
JUL 17		LDA FOR	Y	0.487
JUL 18		LDA FOR	X	-0.167
JUL 18		LDA FOR	Y	1.420
JUL 19		LDA FOR	X	-0.254
JUL 19		LDA FOR	Y	2.165
JUL 20		LDA FOR	X	-0.254
JUL 20		LDA FOR	Y	2.165
JUL 21		LDA FOR	X	-0.254
JUL 21		LDA FOR	Y	2.165
JUL 22		LDA FOR	X	-0.254
JUL 22		LDA FOR	Y	2.165
JUL 23		LDA FOR	X	-0.254
JUL 23		LDA FOR	Y	2.165
JUL 24		LDA FOR	X	-0.254
JUL 24		LDA FOR	Y	2.165
JUL 25		LDA FOR	X	-0.052
JUL 25		LDA FOR	Y	1.718
JUL 26		LDA FOR	X	0.149
JUL 26		LDA FOR	Y	1.471
JUL 27		LDA FOR	X	0.377
JUL 27		LDA FOR	Y	2.781
JUL 28		LDA FOR	X	0.373
JUL 28		LDA FOR	Y	3.174

JUL 29	LDA FOR	X	0.373
JUL 29	LDA FOR	Y	3.178
JUL 30	LDA FOR	X	0.373
JUL 30	LDA FOR	Y	3.178
JUL 31	LDA FOR	X	0.501
JUL 31	LDA FOR	Y	4.261
JUL 32	LDA FOR	X	0.429
JUL 32	LDA FOR	Y	3.655
JUL 33	LDA FOR	X	0.657
JUL 33	LDA FOR	Y	1.251
JUL 10	LDA FOR	X	0.920
JUL 16	LDA FOR	Y	0.000

LDA CUM 5 * CARGA VERTICAL * VIENTO PARALELO * CUM 3 1.0 1 1.0
LDA CUM 6 * CARGA VERTICAL * VIENTO NORMAL * CUM 3 1.0 2 1.0
LDA CUM 7 * CARGA VERTICAL * VIENTO INTERIOR * CUM 3 1.0 2 1.0

PRINT DATA

1	5	-126.21273
2	6	-22.1679310
3	6	25.667014
4	6	-51.5978051
5	6	-102.6136169
6	6	-25.9319035
7	6	3.5226095
8	7	-126.9866911
9	7	-21.660336
10	7	25.3309697
11	7	-51.1973159
12	7	-101.1839680
13	7	-25.9797562
14	7	3.5327311
15	8	-126.1505236
16	8	-20.7697996
17	8	28.2925051
18	8	-60.0997826
19	8	-95.9860342
20	8	-25.6769336
21	8	3.4326973
22	9	-110.7127380
23	9	-19.1697955
24	9	28.9187991
25	9	-45.3842133
26	9	-80.2779284
27	9	-22.29695392
28	9	3.2517563
29	10	-126.1506930
30	10	-20.7697796
31	10	28.2925051
32	10	-50.230077
33	10	-95.9559937
34	10	-25.6735236
35	10	3.4326773
36	11	-126.5898017
37	11	-21.6609250
38	11	25.3309697
39	11	-55.0697637
40	11	-111.1431705
41	11	-25.6601250
42	11	3.4357332
43	12	-126.2797089
44	12	-22.1639310
45	12	25.667014
46	12	-51.9605331
47	12	-102.6136169
48	12	-32.276277
49	12	3.5226304
50	13	-123.3592365
51	13	-21.3796998
52	13	28.739591
53	13	-51.5977166

10
10

1	6	17627775
2	6	-2241876110
3	6	2726879218
4	6	-512971051
5	6	-10246136169
6	6	-252919635
7	6	32576399
1	7	-1262907311
2	7	-21269356
3	7	292365631
4	7	-512141531
5	7	-101103950
6	7	-252921562
7	7	32557113
1	8	-1262150536
2	8	-202697976
3	8	29202551
4	8	-42007576
5	8	-92950352
6	8	-252676536
7	8	32526913
1	9	-1102127380
2	9	-192609959
3	9	224187691
4	9	-42007213
5	9	-82979296
6	9	-224069592
7	9	32537963
1	10	-12621506930
2	10	-202697796
3	10	292025661
4	10	-502300077
5	10	-92955787
6	10	-224035236
7	10	32526913
10	11	-12621509817
2	11	-212699250
3	11	292365607
4	11	-520561627
5	11	-1011039709
6	11	-252666150
7	11	32537912
11	12	-1262797099
2	12	-2241876110
3	12	2726879218
4	12	-512966311
5	12	-10246136169
6	12	-252919635
7	12	32576399
12	13	-12621507359
2	13	-21269690
3	13	292365651
4	13	-42007576

	5	13	-99.1273651
	6	13	-13.1167442
	7	13	3.3566653
13	1	14	-110.0036212
	2	14	-10.9994965
	3	14	21.9551239
	4	14	-53.1796265
	5	14	-89.0530608
	6	14	-31.2246073
	7	14	2.9556293
14	1	15	-91.0180359
	2	15	-14.0285320
	3	15	10.2007251
	4	15	-91.1651611
	5	15	-64.0112793
	6	15	-24.9504170
	7	15	2.1782674
15	1	16	-29.4465920
	2	16	-4.2019734
	3	16	3.2616995
	4	16	-13.9236460
	5	16	-20.2039945
	6	16	-8.6731956
	7	16	0.7395212
16	1	17	1.4105778
	2	17	0.2307050
	3	17	-0.2499979
	4	17	0.5496849
	5	17	1.1605778
	6	17	0.2976651
	7	17	-0.0192948
17	1	18	47.7654419
	2	18	0.1811204
	3	18	-9.4093140
	4	18	19.2853276
	5	18	30.3604176
	6	18	9.2809470
	7	18	-1.2178930
18	1	18	-32.7661078
	2	18	-9.0137912
	3	18	0.6622669
	4	18	-13.2882652
	5	18	-20.3037093
	6	18	-0.8257763
	7	18	0.0443954
19	1	19	64.9085297
	2	19	11.0524665
	3	19	-14.7224650
	4	19	20.1613077
	5	19	51.1454097
	6	19	13.4105073
	7	19	-1.6721403

	1	19	-20.535035
	2	19	-3.5211096
	3	19	4.0717051
	4	19	-2.6107291
	5	19	-10.4632416
	6	19	-4.3471451
	7	19	0.5526736
21	1	20	35.5266418
	2	20	6.0917006
	3	20	-7.0443715
	4	20	14.5851751
	5	20	20.4622338
	6	20	7.5207690
	7	20	-0.4526930
22	1	20	-11.4577303
	2	20	-1.9641759
	3	20	2.2998511
	4	20	-4.8133797
	5	20	-9.1500791
	6	20	-2.5137380
	7	20	0.3314750
23	1	21	17.9789461
	2	21	3.0983030
	3	21	-3.6084200
	4	21	7.5527037
	5	21	14.3301258
	6	21	3.9443598
	7	21	-0.5201248
24	1	21	-4.1755432
	2	21	-0.7227122
	3	21	0.8796792
	4	21	-1.4275837
	5	21	-3.2708630
	6	21	-1.0519059
	7	21	0.1507080
25	1	22	6.6070970
	2	22	1.0513000
	3	22	-1.2807900
	4	22	2.8052094
	5	22	4.7982055
	6	22	1.5251293
	7	22	-0.2284497
26	1	22	1.8022019
	2	22	0.3902459
	3	22	-0.2306080
	4	22	0.436493
	5	22	1.5171153
	6	22	0.1497523
	7	22	0.0141399
27	1	23	-2.4799155
	2	23	-0.6127028
	3	23	0.3932497
	4	23	-0.5717060

95
94
93
92
91
90
89
88

21	-0.97666
22	-0.202974
23	-0.014411
24	1.592274
25	1.292709
26	-1.412540
27	2.220534
28	0.144967
29	1.186671
30	-1.572794
31	-1.080331
32	-1.466571
33	1.420251
34	1.292709
35	1.292709
36	0.134959
37	-2.604737
38	-1.504746
39	0.293200
40	-1.504697
41	-2.604737
42	-1.504697
43	0.293200
44	-1.504697
45	-2.604737
46	-1.504697
47	0.293200
48	-1.504697
49	-2.604737
50	-1.504697
51	0.293200
52	-1.504697
53	-2.604737
54	-1.504697
55	0.293200
56	-1.504697
57	-2.604737
58	-1.504697
59	0.293200
60	-1.504697
61	-2.604737
62	-1.504697
63	0.293200
64	-1.504697
65	-2.604737
66	-1.504697
67	0.293200
68	-1.504697
69	-2.604737
70	-1.504697
71	0.293200
72	-1.504697
73	-2.604737
74	-1.504697
75	0.293200
76	-1.504697
77	-2.604737
78	-1.504697
79	0.293200
80	-1.504697
81	-2.604737
82	-1.504697
83	0.293200
84	-1.504697
85	-2.604737
86	-1.504697
87	0.293200
88	-1.504697
89	-2.604737
90	-1.504697
91	0.293200
92	-1.504697
93	-2.604737
94	-1.504697
95	0.293200

	1	21	7.5913175
	2	21	1.2701076
	3	21	-1.4125911
	4	21	5.1027920
	5	21	6.1867191
	6	21	4.2931642
10	7	21	-0.1218701
	1	21	-2.4777793
	2	21	-0.4127565
	3	21	0.3932275
	4	21	-4.2089063
	5	21	-2.0866644
	6	21	-3.6195604
	7	21	-0.0196141
11	1	20	1.0061733
	2	20	0.306610
	3	20	-0.2854676
	4	20	3.0650004
	5	20	1.210026
	6	20	2.171176
	7	20	0.0191604
30	1	20	0.0765093
	2	20	1.0518293
	3	20	-1.272773
	4	20	0.1251222
	5	20	4.794302
	6	20	-1.1593555
	7	20	-0.226690
39	1	29	-4.176022
	2	29	-0.7227051
	3	29	0.0796731
	4	29	-0.0058331
	5	29	-3.2964302
	6	29	0.7293669
	7	29	0.1569650
40	1	29	17.736072
	2	29	3.0383150
	3	29	-3.6986394
	4	29	6.0604506
	5	29	14.3701764
	6	29	2.952102
	7	29	-0.5201268
41	1	30	-11.4577560
	2	30	-1.9661007
	3	30	2.2969550
	4	30	-3.0624190
	5	30	-7.1501091
	6	30	-1.5626611
	7	30	0.3314765
42	1	30	35.275518
	2	30	6.0919936
	3	30	-7.0659916
	4	30	1.2731277

	5	30	24.4422376	
	6	30	7.6757901	
	7	30	-0.4525930	
43	1	31	-20.5320362	
	2	31	-3.5211096	
	3	31	4.0717631	
	4	31	-0.5122525	
	5	31	-16.453716	
	6	31	-0.4306735	
	7	31	0.5505736	
44	1	31	64.5026365	
	2	31	11.0564798	
	3	31	-12.7225020	
	4	31	31.6249779	
	5	31	51.785797	
	6	31	16.4022217	
	7	31	-1.6731822	
45	1	32	-32.7622048	
	2	32	-5.0137431	
	3	32	0.4622499	
	4	32	-10.6633850	
	5	32	-20.3037093	
	6	32	-9.0011057	
	7	32	0.2433554	
46	1	32	47.7653809	
	2	32	8.1871119	
	3	32	-9.6057065	
	4	32	25.6370650	
	5	32	16.3593516	
	6	32	16.4427862	
	7	32	-1.2178917	
47	1	33	1.4125797	
	2	33	0.2707050	
	3	33	-0.2499996	
	4	33	1.3333566	
	5	33	1.1565737	
	6	33	1.0433266	
	7	33	-0.6122748	
48	1	18	1.3595152	
	2	18	0.0906363	
	3	18	0.0090000	
	4	18	0.537146	
	5	18	1.3595152	
	6	18	0.537146	
	7	18	0.0906363	
49	1	19	28.6311575	
	2	19	4.7611635	
	3	19	-5.2843301	
	4	19	11.534425	
	5	19	23.3658252	
	6	19	0.255465	
	7	19	-0.5231678	

	1	20	85.2419	
	2	20	14.452762	
	3	20	-16.323648	
	4	20	36.423773	
	5	20	60.421473	
	6	20	18.165284	
	7	20	-1.091176	
51	1	21	115.090515	
	2	21	19.575372	
	3	21	-22.109176	
	4	21	40.700546	
	5	21	92.111345	
	6	21	24.597118	
	7	21	-2.513209	
52	1	22	129.690821	
	2	22	22.043270	
	3	22	-24.997333	
	4	22	52.125433	
	5	22	104.717393	
	6	22	27.916193	
	7	22	-2.076136	
53	1	23	136.777969	
	2	23	22.460767	
	3	23	-25.042132	
	4	23	50.122470	
	5	23	104.935938	
	6	23	29.283405	
	7	23	-2.042067	
54	1	24	133.763351	
	2	24	22.793124	
	3	24	-25.576659	
	4	24	51.986971	
	5	24	104.184566	
	6	24	29.402042	
	7	24	-2.715277	
55	1	25	127.929828	
	2	25	21.001681	
	3	25	-24.372292	
	4	25	52.409371	
	5	25	103.557255	
	6	25	24.537079	
	7	25	-2.573601	
56	1	26	127.929828	
	2	26	21.001681	
	3	26	-24.372292	
	4	26	52.409371	
	5	26	103.557255	
	6	26	24.537079	
	7	26	-2.573601	
57	1	27	133.763352	
	2	27	22.793124	
	3	27	-25.576659	
	4	27	51.986971	

	27	105.18451	
6	27	33.4615475	
7	27	-2.0955149	
1	28	134.777396	
2	28	22.7627877	
3	28	-75.4421326	
4	28	61.2751640	
5	28	108.7330368	
6	28	35.7541962	
7	28	-2.0827667	
1	29	129.6968662	
2	29	26.0732672	
3	29	-26.9096086	
4	29	61.1362555	
5	29	104.7974003	
6	29	36.2214466	
7	29	-2.0761395	
1	30	115.0724646	
2	30	19.5758826	
3	30	-22.1091166	
4	30	50.0602284	
5	30	92.9613080	
6	30	33.9510496	
7	30	-2.0337304	
1	31	85.2419231	
2	31	14.4592762	
3	31	-10.3234498	
4	31	42.5853154	
5	31	68.9214783	
6	31	22.2653656	
7	31	-1.8611766	
1	32	28.6129859	
2	32	4.7611976	
3	32	-5.2863161	
4	32	15.6469721	
5	32	23.3627889	
6	32	10.3643950	
7	32	-0.5731658	
1	33	1.3595152	
2	33	0.0905363	
3	33	0.0	
4	33	0.6717016	
5	33	1.3595152	
6	33	0.6717016	
7	33	0.0735363	

 <RESULTS OF LATEST ANALYSIS>

PROBLEM - ANALYSIS TITLE - NO DESCRIPTION

ACTIVE UNITS M TON RAD DEGF SEC

ACTIVE STRUCTURE TYPE PLANE TRUSS

ACTIVE COORDINATE AXES X Y

JOINT

SUPPORTS

JOINT LOADING /-----DISPLACEMENTS-----/

		X DISP	Y DISP	Z DISP
1	GLOBAL			
	1	0.0	0.0	
	2	0.0	0.0	
	3	0.0	0.0	
	4	0.0	0.0	
	5	0.0	0.0	
	6	0.0	0.0	
16	GLOBAL			
	1	-0.0368453	0.0	
	2	-0.0067139	0.0	
	3	0.0077932	0.0	
	4	-0.0165873	0.0	
	5	-0.0310521	0.0	
	6	-0.0757470	0.0	
7	0.0010193	0.0		

JOINT

FREE JOINTS

JOINT LOADING /-----DISPLACEMENTS-----/

		X DISP	Y DISP	Z DISP
2	GLOBAL			
1	-0.0001436	0.0152054		

END

		2	-0.0000343	-0.0022057
		3	0.0000399	-0.0022755
		4	-0.0000709	0.0062037
		5	-0.0001337	0.0122274
		6	-0.0002110	0.0233081
		7	0.0000456	-0.0000693
3	GLOBAL			
		1	-0.0021394	0.0536694
		2	-0.0003712	0.0107150
		3	0.0004272	-0.0124773
		4	-0.0008359	0.0203397
		5	-0.0017193	0.0511921
		6	-0.0030468	0.0113302
		7	0.0000579	-0.0014617
4	GLOBAL			
		1	-0.0047016	0.1025019
		2	-0.0009275	0.0175760
		3	0.0009565	-0.0009961
		4	-0.0013064	0.0042559
		5	-0.0034251	0.0082059
		6	-0.0069300	0.0224697
		7	0.0001299	-0.0025291
5	GLOBAL			
		1	-0.0077565	0.1319234
		2	-0.0013410	0.0226263
		3	0.0021500	-0.0209746
		4	-0.0039767	0.0550464
		5	-0.0062059	0.1126090
		6	-0.0015262	0.0291290
		7	0.0002095	-0.0032593
6	GLOBAL			
		1	-0.0109375	0.1525141
		2	-0.0018229	0.0261750
		3	0.0021670	-0.0299651
		4	-0.0043160	0.0539614
		5	-0.0086705	0.1225600
		6	-0.0021490	0.0339953
		7	0.0002941	-0.0033767
7	GLOBAL			
		1	-0.0138777	0.1555074
		2	-0.0023979	0.0243750
		3	0.0027770	-0.0324740
		4	-0.0035454	0.0049591
		5	-0.0011107	0.1327336
		6	-0.0027094	0.0372173
		7	0.0003791	-0.0036991
8	GLOBAL			
		1	-0.0167030	0.1710004
		2	-0.0024960	0.0293565
		3	0.0033593	-0.0336170
		4	-0.0067174	0.0725972
		5	-0.0136053	0.1176070
		6	-0.0033012	0.0036780
		7	0.0006015	-0.0042563
9	GLOBAL			
		1	-0.0200117	0.1710004
		2	-0.0038172	0.0293565
		3	0.0046350	-0.0336170
		4	-0.0089795	0.0737463
		5	-0.0170050	0.1176070

NS

		2	-0.00732661	0.00726787
		3	-0.00737477	-0.00729093
		5	-0.00737956	0.00737630
		5	-0.00736337	0.00731637
		5	-0.00736277	0.00731537
		7	0.00706520	-0.00701576
19	GLOBAL	1	-0.00747571	0.00737073
		2	-0.00741070	0.00737157
		3	0.00747512	-0.00742620
		4	-0.00707030	0.00726102
		5	-0.00707007	0.00707261
		6	-0.00707113	0.00737372
		7	0.00705711	-0.00715662
20	GLOBAL	1	-0.00758069	0.00721121
		2	-0.00766021	0.007175070
		3	0.00757222	-0.007207179
		4	-0.00711555	0.00723992
		5	-0.00715647	0.00720963
		6	-0.00707753	0.00721753
		7	0.00706600	-0.00725056
21	GLOBAL	1	-0.00775017	0.00717574
		2	-0.00747207	0.00725956
		3	0.00756195	-0.00727395
		4	-0.00715263	0.00747673
		5	-0.00721071	0.00709174
		6	-0.00707911	0.00720682
		7	0.00706056	-0.00732463
22	GLOBAL	1	-0.00769475	0.00725961
		2	-0.00766177	0.00726195
		3	0.00752967	-0.00729592
		4	-0.00711291	0.00733611
		5	-0.00715508	0.00727370
		6	-0.00707767	0.00737070
		7	0.00706790	-0.00737607
23	GLOBAL	1	-0.00751029	0.00707953
		2	-0.00743228	0.00706618
		3	0.00749710	-0.00732561
		4	-0.00706371	0.00739211
		5	-0.00720131	0.00732692
		6	-0.00705671	0.007372650
		7	0.00706682	-0.00731069
24	GLOBAL	1	-0.00725619	0.00717791
		2	-0.00738913	0.00726736
		3	0.00746915	-0.00737430
		4	-0.007276971	0.00728173
		5	-0.007100795	0.00733369
		6	-0.007151656	0.00730753
		7	0.00706682	-0.00726075
25	GLOBAL	1	-0.0079427	0.00715016
		2	-0.00733570	0.00724455
		3	0.00738966	-0.00737526
		4	-0.00708669	0.00732959
		5	-0.00715660	0.00737690

N
C

26	GLOBAL	5	-0.0365283	0.0335229
		7	0.0305397	-0.0375201
		1	-0.01102934	0.1711791
		2	-0.0378226	0.0276736
		3	0.0011010	-0.0337430
		6	-0.03780379	0.0770271
		9	-0.0129616	0.1317351
27	GLOBAL	6	-0.0331294	0.0553344
		7	0.0306791	-0.0375293
		1	-0.0137475	0.1557976
		2	-0.0321111	0.02718410
		3	0.0029274	-0.0325461
		4	-0.0372013	0.0725073
		5	-0.0109293	0.1335092
28	GLOBAL	6	-0.0329391	0.0339617
		7	0.0306311	-0.0375146
		1	-0.0119770	0.1526962
		2	-0.0320962	0.0261976
		3	0.0024989	-0.0327992
		4	-0.0364231	0.06677019
		5	-0.0095213	0.1227371
29	GLOBAL	6	-0.0323266	0.0337427
		7	0.0304393	-0.037637
		1	-0.0113237	0.1317575
		2	-0.0319060	0.0225956
		3	0.0023787	-0.0325997
		4	-0.03763372	0.0572112
		5	-0.0100060	0.1377177
30	GLOBAL	6	-0.0312905	0.0333912
		7	0.0303437	-0.0373441
		1	-0.0120376	0.1321121
		2	-0.0321114	0.0175070
		3	0.0024311	-0.0307170
		4	-0.0366757	0.0465732
		5	-0.0099236	0.12829363
31	GLOBAL	6	-0.0310860	0.0268953
		7	0.0306173	-0.0325098
		1	-0.0145932	0.0537074
		2	-0.0322939	0.0134159
		3	0.0023012	-0.0323220
		4	-0.0354653	0.072075
		5	-0.0115511	0.0507258
32	GLOBAL	6	-0.0326233	0.0162276
		7	0.0305392	-0.0315452
		1	-0.0179577	0.0144640
		2	-0.0333773	0.0326787
		3	0.0034060	-0.0324293
		4	-0.0377960	0.0707660
		5	-0.0154213	0.0115347
33	GLOBAL	6	-0.0332139	0.0333547
		7	0.0305173	-0.0337596
		1	-0.0121315	0.0300000

2	-0.033736	-0.030304
3	0.029469	-0.030705
4	-0.026553	0.030727
5	-0.016917	0.030242
6	-0.026172	0.030323
7	0.030657	-0.030007

25

POST PLANE

PLANE IDENTIFIED BY - PLANE
 Z EQUALS 0.0

IN PLANE JOINTS		COORDINATES		
JOINT	X	Y	Z	
1	0.0	0.0	0.0	
2	0.9500	0.0	0.0	
3	3.9500	0.0	0.0	
4	6.9500	0.0	0.0	
5	9.9500	0.0	0.0	
6	12.9500	0.0	0.0	
7	15.9500	0.0	0.0	
8	18.9500	0.0	0.0	
9	21.9500	0.0	0.0	
10	24.9500	0.0	0.0	
11	27.9500	0.0	0.0	
12	30.9500	0.0	0.0	
13	33.9500	0.0	0.0	
14	36.9500	0.0	0.0	
15	39.9500	0.0	0.0	
16	42.9000	0.0	0.0	
17	0.0	1.3000	0.0	
18	0.9500	1.1130	0.0	
19	3.9500	1.7690	0.0	
20	6.9500	2.1250	0.0	
21	9.9500	2.4810	0.0	
22	12.9500	2.8370	0.0	
23	15.9500	3.1890	0.0	
24	18.9500	3.5490	0.0	
25	21.9500	3.7350	0.0	
26	24.9500	3.8490	0.0	
27	27.9500	3.8890	0.0	
28	30.9500	2.8370	0.0	
29	33.9500	2.4810	0.0	
30	36.9500	2.1250	0.0	
31	39.9500	1.7690	0.0	
32	42.9500	1.4130	0.0	
33	43.9000	1.3000	0.0	

IN PLANE MEMBERS
 MEMBER INCIDENCES

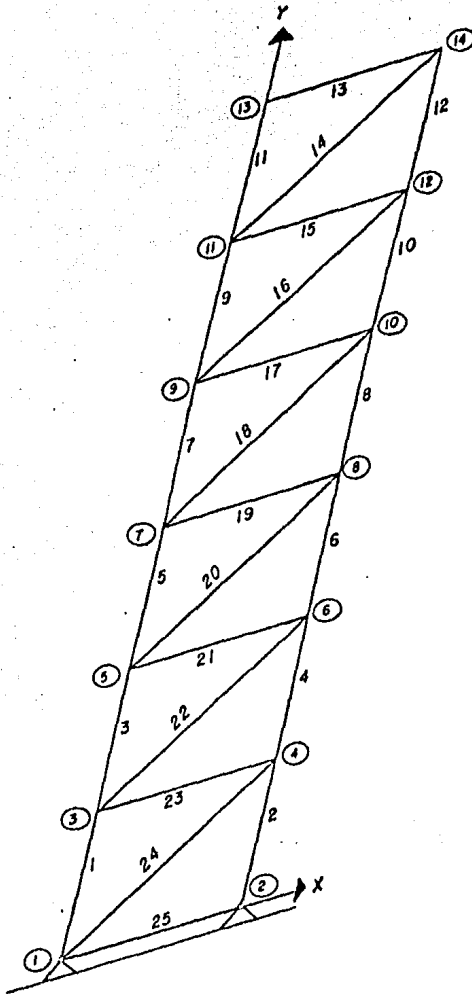
MEMBER	START	END
1	1	2
16	1	17
17	1	18
2	2	3

14	2	16
17	2	17
18	3	4
19	3	19
21	3	20
2	4	5
26	4	20
23	4	21
5	5	6
26	5	21
29	5	22
6	6	7
26	6	22
27	6	23
7	7	8
29	7	23
29	7	24
8	8	9
30	8	24
31	8	25
9	9	10
32	9	25
33	9	26
10	10	11
34	10	26
35	10	27
11	11	12
36	11	27
37	11	28
12	12	13
38	12	28
39	12	29
13	13	14
40	13	29
41	13	30
14	14	15
42	14	30
43	14	31
15	15	16
44	15	31
45	15	32
46	16	32
47	16	33
48	17	18
49	18	19
50	17	20
51	20	21
52	21	22
53	22	23
54	23	24
55	24	25
56	25	26
57	26	27
58	27	28
59	28	29
60	29	30
61	30	31
62	31	32
63	32	33


```

- 0 00 0
- 00 0
- X0270000100X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 000 0
0025 +X02700000000X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
0000 0
X025 0
0 00 0
- 0 00 0
0020 -X02400000000X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- X0230000070X
000 0
0015 + 0 0 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 22 X00000000X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
000 0
0010 + 21 X0000050X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 20 X000040X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
0005 + 0 0 0
- 0 00 0
- 19 X000030X
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 0 00 0
- 18 X00020X
0000 0
0 17 X0010X

```



MODELACION DE COLUMNA EN CELOSIA
PARA EL ANALISIS POR COMPUTADORA

4 4 6
 5 5 7
 6 6 8
 7 7 9
 8 8 10
 9 9 11
 10 10 12
 11 11 13
 12 12 14
 13 13 14
 14 11 14
 15 11 12
 16 9 12
 17 9 10
 18 7 10
 19 7 8
 20 5 8
 21 5 6
 22 3 6
 23 3 4
 24 1 4
 25 1 2

UNITS MET

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1 TO 12	AX	0.0135229	IZ	0.00016624
13 TO 25	AX	0.0058790	IZ	0.00001231

CONSTANTS

E 21000000 ALL

UNITS M TON

LOA 1 * 1 CARGA VERTICAL *

3
5
3

JOI 1	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 2	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 3	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 4	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 5	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 6	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 7	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 8	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 9	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 10	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 11	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 12	LDA FDR	Y	-0.25
JOI 13	LDA FDR	Y	-4.03
JOI 14	LDA FDR	Y	-4.03
LOA 2 * II CARGA VIVA O DE GRANIZO			
JOI 13	LDA FDR	Y	-1.15
JOI 14	LDA FDR	Y	-1.15
LOA 3 * III CARGA DE VIENTO PARALELO			
JOI 13	LDA FDR	Y	20.53
JOI 14	LDA FDR	X	1.20
JOI 14	LDA FDR	Y	20.53
LOA 4 * IV CARGA DE VIENTO NORMAL			
JOI 13	LDA FDR	Y	11.42
JOI 14	LDA FDR	X	1.44
JOI 14	LDA FDR	Y	11.42
LOA 5 * V CARGA SISMICA			
JOI 14	LDA FDR	X	33.14
LOA COM 6 * CARGA VERTICAL + CARGA VIVA O GRANIZO * COM 1 1-0 2 1-0			
LOA COM 7 * CARGA VERTICAL + VIENTO PARALELO * COM -1 1-0 3 1-0			
LOA COM 8 * CARGA VERTICAL + VIENTO NORMAL * COM 1 1-0 4 1-0			

... L * SISMO * COM 1 1.0 5 1.0

... L * SISMO * VIENTO NORMAL * COM 1 1.0 4 0.3 5 1.0

OUT DEC 7

OUT BY MEM

LIST FOR ALL

12
13

12
13

14
14

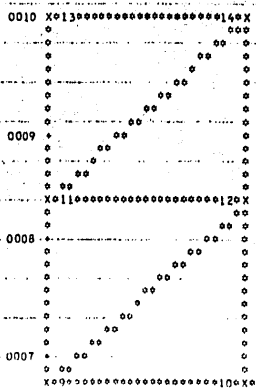
Y
o
o
o

HORIZONTAL SCALE 0.7000 UNITS PER INCH

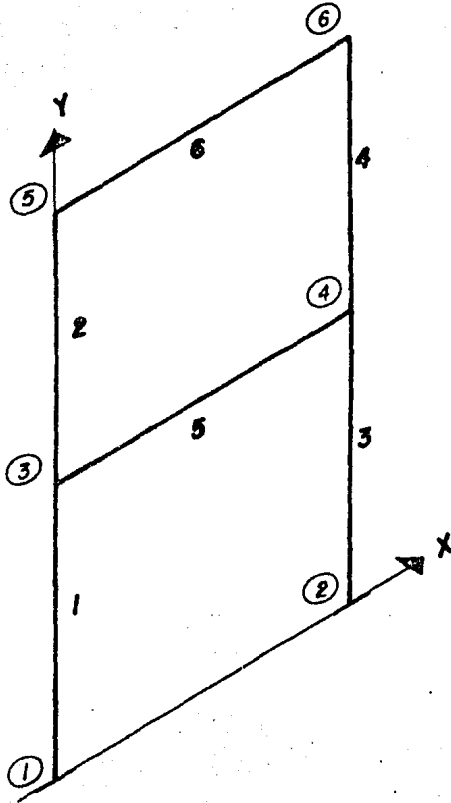
ORIENTATION

o o o o X

VERTICAL SCALE 0.7000 UNITS PER INCH



33
34



**MODELACION DE MARCO PARA EL -
ANALISIS POR COMPUTADORA**

CON 1

MEM 5

LUA F Y GLO UN' W -11-20

MEM 6

LUA F Y GLO UNI W -8-32

LUA 2 * CARGA SISMICA *

JUT 3

JUT 5

LDA FOR X 15.08

LUA CUM 3 * CARGA VERTICAL * CARGA SISMICA

LDA FOR X 9.19

COM 1 1. 2 1.

STIFFNESS ANALYSIS

JUT DEC 7

JUT HY MEH

LIST FOR ALL

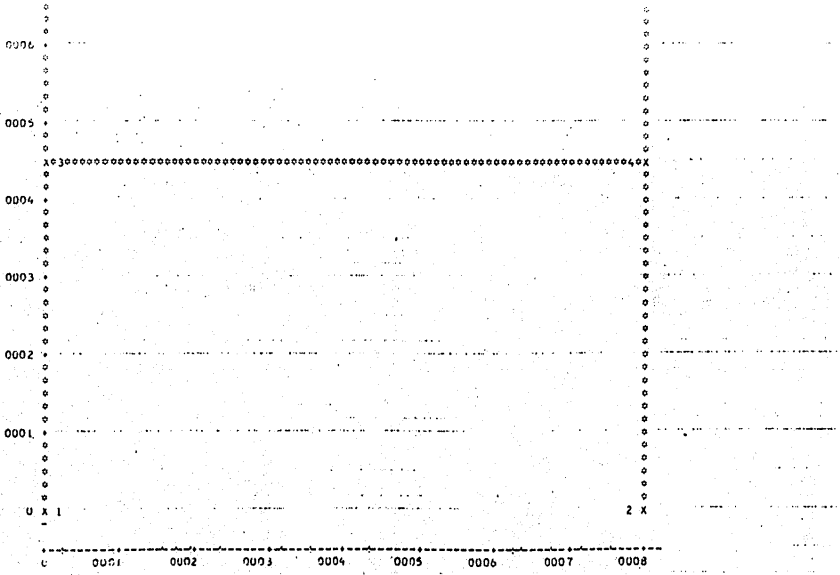
PLANE IDENTIFIED BY - PLANE 7 EQUALS 0.0

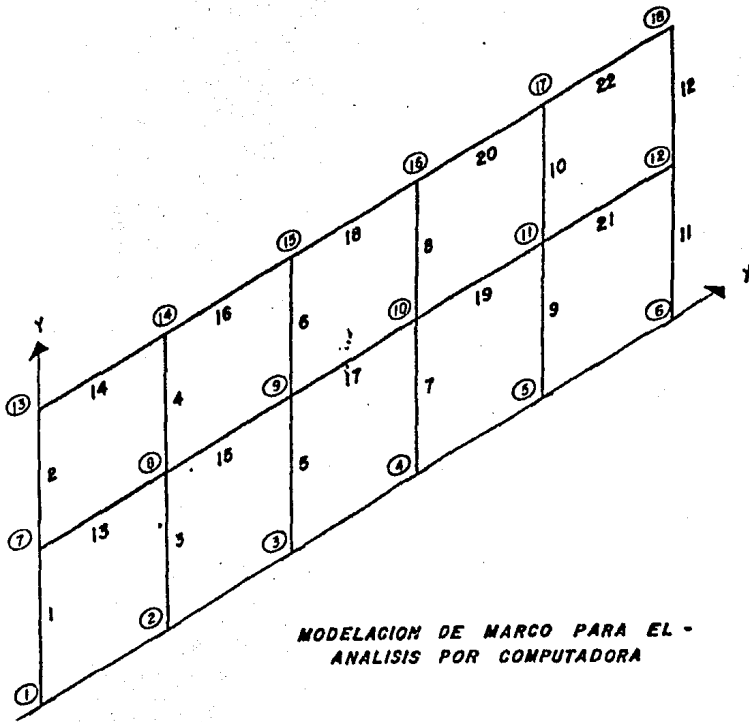
IN PLANE JOINTS

JOINT	COORDINATES		
	X	Y	Z
1	0.0	0.0	0.0
2	8.0000	0.0	0.0
3	0.0	8.0000	0.0
4	8.0000	8.0000	0.0
5	0.0	8.0000	0.0
6	8.0000	8.0000	0.0

IN PLANE MEMBERS
MEMBER INCIDENCES

MEMBER	START	END
1	1	2
2	1	3
3	2	4
4	3	4
5	4	5
6	5	6





PLANE IDENTIFIED BY - PLANE 'Z EQUALS' 0.0

III PLANE JOINTS

JOINT	COORDINATES		
	X	Y	Z
1	0.0	0.0	0.0
2	8.0000	0.0	0.0
3	16.0000	0.0	0.0
4	24.0000	0.0	0.0
5	32.0000	0.0	0.0
6	40.0000	0.0	0.0
7	0.0	4.0000	0.0
8	8.0000	4.0000	0.0
9	16.0000	4.0000	0.0
10	24.0000	4.0000	0.0
11	32.0000	4.0000	0.0
12	40.0000	4.0000	0.0
13	0.0	8.0000	0.0
14	8.0000	8.0000	0.0
15	16.0000	8.0000	0.0
16	24.0000	8.0000	0.0
17	32.0000	8.0000	0.0
18	40.0000	8.0000	0.0

IV PLANE MEMBERS
MEMBER INCIDENCES

MEMBER	START	END
1	1	7
3	2	8
5	3	9
7	4	10
9	5	11
11	6	12
2	7	13
4	8	14
15	8	9
6	9	15
17	9	10
8	10	16
17	10	11
10	11	17
21	11	12
12	12	18
14	13	14
16	14	15
18	15	16

20
22

16
17

17
18

X HORIZONTAL SCALE 3.0000 UNITS PER INCH

o

o

o

o

ORIENTATION

oooooY

VERTICAL SCALE 3.0000 UNITS PER INCH

0040 x|8*****12x*****5x

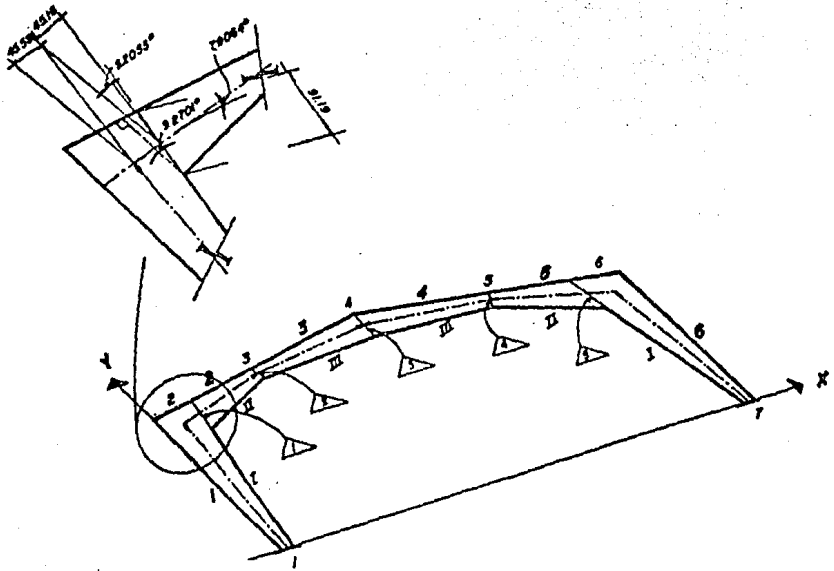
o
o
o
o
o
o
o
o
o
o

0035 +
o
o
o
o
o
o

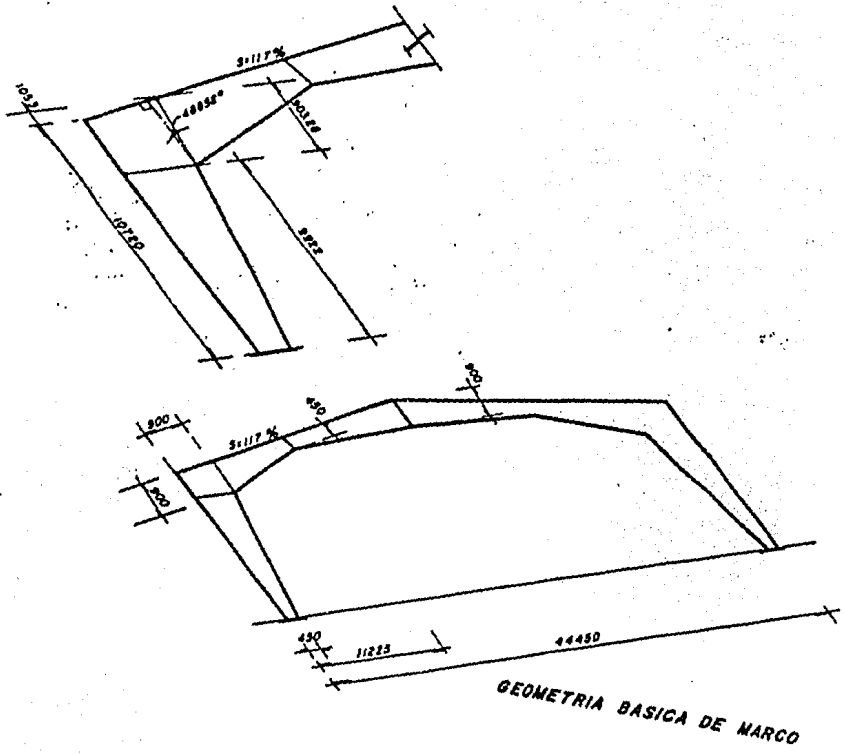
x|7*****11x*****5x

o
o
o
o
o
o
o
o

0030 +
o
o
o
o
o
o



MODELACION DE MARCO PARA ANALISIS -
(Y DISEÑO) POR COMPUTADORA



```

01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789
01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789
01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789

```

```

TTTTTTTTT EEEEEEEEE SS888888 IIIIII 88888888
TTTTTTTTT EEEEEEEEE SS888888 IIIIII 88888888
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EEEEEEEE SS8888 II 888888
TT EEEEEEEE SS8888 II 888888
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EE SS II 88
TT EEEEEEEE SS888888 IIIIII 88888888
TT EEEEEEEE SS888888 IIIIII 88888888

```

```

****
****
****

```

```

IIIIII NN NN FFFFFFFF IIII 44 44
IIIIII NN NN FFFFFFFF IIII 44 44
II NN NN PP PP IIII 44 44
II NN NN PP PP IIII 44 44
II NNNN NN PP PP IIII 44 44
II NNNN NN PP PP IIII 4444444444
II NN NN NN FFFFFFFF IIII 4444444444
II NN NNNN PP IIII 44
II NN NN PP IIII 44
II NN NN PP IIII 44
II NN NN PP IIII 44
II NN NN PP IIII 44
II NN NN PP IIII 44

```

```

01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789
01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789
01234567890123456789 ** RSX-11M V3.2 ** 27-NOV-82 15:48:37 DL11C100,153TE818,INP14 01234567890123456789

```

01234567890123456789	** RSX-11M V3.2 **	27-NOV-82	15148137	DL1:[C100,15]TESIS.INP14	01234567890123456789
01234567890123456789	** RSX-11M V3.2 **	27-NOV-82	15148137	DL1:[C100,15]TESIS.INP14	01234567890123456789
01234567890123456789	** RSX-11M V3.2 **	27-NOV-82	15148137	DL1:[C100,15]TESIS.INP14	01234567890123456789

INGENIEROS JOSE GOMEZ Y JAVIER AQUINO.
 TESIS PROFESIONAL
 ANALISIS Y DISEÑO DEL HANGAR.

MUROS 7
 1 21.49 0.00
 2 42.87 1031.51
 3 1119.05 1180.66
 4 2235.00 1287.52
 5 3330.15 1180.66
 6 4494.33 1031.51
 7 4427.50 0.00

AFUJOS 4
 1 1 1 0
 2 1 1 0
 3 1 1 0
 4 1 1 0

PISO 3
 1 4.99 91.76 1031.28 1550 412 412 00
 2 21.67 44.99 1084.29 4445 300 300 00
 3 44.99 89.98 1110.30 4445 300 300 00

ELEMENTOS 4
 1 1 1 1
 2 1 1 1
 3 1 1 1
 4 1 1 1

CARGAS 6
 1 2 6 1
 2 0.4 0.0
 3 0.4 0.0

CARGAS MUERTAS
 1 UNIF -2.90 0 0 0 VER
 2 UNIF -2.90 0 0 0 VER
 3 UNIF -2.90 0 0 0 VER
 4 UNIF -2.90 0 0 0 VER

CARGAS VIVAS
 1 UNIF -5.00 0 0 0 VFR
 2 UNIF -5.00 0 0 0 VFR
 3 UNIF -5.00 0 0 0 VFR
 4 UNIF -5.00 0 0 0 VFR

CARGAS DE VIENTO LATERAL
 1 UNIF -12.71 780 0 0 HOR
 2 UNIF 13.59 0 0 0 PEX
 3 UNIF 13.59 0 0 0 PEX
 4 UNIF 19.87 0 592 0 PIN
 5 UNIF 13.59 592 0 0 PIN
 6 UNIF 14.55 0 335 0 PIN
 7 UNIF 19.87 335 0 0 PIN
 8 UNIF -13.98 780 0 0 HOR

CARGAS DE VIENTO FRONTAL
 1 UNIF -21.20 780 0 0 HOR
 2 UNIF 21.20 0 0 0 PEX
 3 UNIF 21.20 0 0 0 PEX
 4 UNIF 21.20 0 0 0 PIN
 5 UNIF 21.20 0 0 0 PIN
 6 UNIF 21.20 780 0 0 HOR

COMPARTECIENTES 3
 1 100X 1 100X 2
 2 CARGA MUERTA + CARGA VIVA
 3 100X 1 100X 3
 4 CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL
 5 100X 1 100X 4

01234567890123456789 ** RGX-11H V3.2 ** 27-NOV-82 18124124 DL111100:1531E818.0UT14 01234567890123456789
 01234567890123456789 ** RGX-11H V3.2 ** 27-NOV-82 18124124 DL111100:1531E818.0UT14 01234567890123456789
 01234567890123456789 ** RGX-11H V3.2 ** 27-NOV-82 18124124 DL111100:1531E818.0UT14 01234567890123456789

```

MH      MH      AAAAAAAAA RRRRRRRR      CCCCCCCC      00000000      33333333
MHH     MHH     AAAAAAAAAA RRRRRRRRRR    CCCCCCCCCC    0000000000    3333333333
MHHM   MHHM   AA      AA      RR      RR      CC      CC      00      00      33      33
MH     MH     AA      AA      RR      RR      CC      CC      00      00      33      33
MH     MH     AAAAAAAAAA RRRRRRRRRR    CCCCCCCCCC    00      00      33      33
MH     MH     AA      AA      RR      RR      CC      CC      00      00      33      33
MH     MH     AA      AA      RR      RR      CCCCCCCC    0000000000    3333333333
MH     MH     AA      AA      RR      RR      CCCCCCCC    0000000000    3333333333
  
```

```

*****
*
*   PROGRAMA PARA ANALISIS Y DISEÑO DE MARCOB DE ACERO
*
*   VERSION 3.0                               JULIO 1982
*
*   CADING, S. C.                             TEL. 574-9805
*
*   AVE. MEXICO 99-503
*   COL. WINDSORO
*   DEL. CUAUHTLHC
*   06170 MEXICO, D. F.
*
*   NOTA: ESTE PROGRAMA HA SIDO UTILIZADO Y REVISADO
*   EXTENSAMENTE PARA ASEGURAR SU EXACTITUD, SIN
*   EMBARGO, SIEMPRE SE DEBERA HACER USO DE LA
*   EXPERIENCIA PARA JUZGAR LOS RESULTADOS. CA-
*   DENO NO TOMARA NINGUNA RESPONSABILIDAD POR
*   ERRORES QUE RESULTEN DEL USO DEL PROGRAMA.
*
*****
  
```

```

CLIENTE : TESIS PROFESIONAL.
FECHA   : 27-NOV-82
TITULO  : ANALISIS Y DISEÑO DEL HANGAR.
  
```

DDDD	A	TTTT	000	SSS
D	A	T	00	S
D	A	T	00	S
D	AAAA	T	000	SSS
DDDD	A	T	000	SSS

M A T E R I A L

MODULO DE ELASTICIDAD	=	2100000, KG/CM2
COEFICIENTE DE DILATACION	=	0,0000117 1/GRAD CENT
PESO VOLUMETRICO	=	0,007860 KG/CM3
ESFUERZO DE FLUENCIA	=	2530, KG/CM2

N U D O S

NUMERO DE NUDDOS = 7

NUDDO	X (CM)	Y (CM)
1	22,49	0,00
2	45,97	1031,51
3	1119,85	1180,66
4	2225,00	1287,52
5	3330,15	1180,66
6	4404,13	1031,51
7	4427,50	0,00

A P O Y O S

NUMERO DE APOYOS = 4

APOYO NUMERO	MUDO	DIRECCION	RIGIDEZ (KG/CM O KG/CM/RAD)
1	1	1	10000000.
2	1	2	10000000.
3	7	1	10000000.
4	7	2	10000000.

TIPOS DE VIGAS

TIPOS DIFERENTES DE VIGAS = 3

TIPO	PERALTE INICIAL (CM)	PERALTE FINAL (CM)	LONGITUD REAL (CM)	LONGITUD EFECTIVA (CM)	BEP BOP LAT INT (CM)	BEP BOP LAT EXT (CM)	ARTIC. INI FIN (0=NO 1=B1)	
1	44.99	91.74	1031.78	1350.00	412.00	412.00	0	0
2	91.67	43.99	1084.29	4425.00	300.00	300.00	0	0
3	44.99	89.58	1110.30	4425.00	300.00	300.00	0	0

E L E M E N T O S

NUMERO TOTAL DE ELEMENTOS = 6

VIGA NUMERO	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	TIPO NUMERO
1	1	2	1
2	2	3	1
3	3	4	1
4	4	5	1
5	5	6	1

01234567890123456789 ** R9V-11H V3.2 ** 27-NOV-82 15:24:24 DL11C100:153TEB18.0UT14 01234567890123456789
 01234567890123456789 ** R9V-11H V3.2 ** 27-NOV-82 15:24:24 DL11C100:153TEB18.0UT14 01234567890123456789
 01234567890123456789 ** R9V-11H V3.2 ** 35-NOV-82 15:24:24 DL11E100:153TEB18.0UT14 01234567890123456789

 C O N E X I O N E S

NUMERO DE CONEXIONES = 5

CONEXION NUMERO	EN VIGA NUMERO	δ (CM)	INCLINACION (GRADOS)
1	2	45.59	-9.21
2	3	0.00	0.00
3	4	110.00	0.00
4	5	0.00	0.00
5	6	45.59	9.21

GRUPOS DE CARGAS

NUMERO DE GRUPOS DE CARGAS = 4

GRUPO DE CARGAS 1 : CARGAS MUERTAS

CARGAS EN VIGAS = 4

VIGA NUMERO	TIPO DE CARGA	MAGNITUD (KG O KG/CM)	DESDE (CM)	HASTA (CM)	EXCENTR. (CM)	ANGULO (GRADOS)
2	UNIF	-2,90	0,00	0,00	0,00	VER
3	UNIF	-2,90	0,00	0,00	0,00	VER
4	UNIF	-2,90	0,00	0,00	0,00	VER
5	UNIF	-2,90	0,00	0,00	0,00	VER

GRUPO DE CARGAS 2 : CARGAS VIVAS

CARGAS EN VIGAS = 4

VIGA NUMERO	TIPO DE CARGA	MAGNITUD (KG O KG/CM)	DESDE (CM)	HASTA (CM)	EXCENTR. (CM)	ANGULO (GRADOS)
2	UNIF	-2.00	0.00	0.00	0.00	VER
3	UNIF	-2.00	0.00	0.00	0.00	VER
4	UNIF	-2.00	0.00	0.00	0.00	VER
5	UNIF	-2.00	0.00	0.00	0.00	VER

GRUPO DE CARGAS 3 : CARGAS DE VIENTO LATERAL

CARGAS EN VIGAS = 8

VIGA NUMERO	TIPO DE CARGA	MAGNITUD (KG O KG/CM)	DESDE (CM)	HASTA (CM)	EXCENTR. (CM)	ANGULO (GRADOS)
1	UNIF	-12.71	780.00	0.00	0.00	HDR
2	UNIF	13.59	0.00	0.00	0.00	PEX
3	UNIF	13.59	0.00	0.00	0.00	PEX
4	UNIF	13.59	0.00	592.00	0.00	PIH
5	UNIF	13.59	592.00	0.00	0.00	PIH
6	UNIF	34.95	0.00	335.00	0.00	PIH
7	UNIF	34.95	335.00	0.00	0.00	PIH
8	UNIF	-13.98	780.00	0.00	0.00	HDR

GRUPO DE CARGAS 4 : CARGAS DE VIENTO FRONTAL

CARGAS EN VIGAS = 6

VIGA NUMERO	TIPO DE CARGA	MAGNITUD (KG O KG/CH)	DESDE (CH)	HASTA (CH)	EXCENTR. (CH)	ANGULO (GRADOS)
1	UNIF	-21.20	780.00	0.00	0.00	HDR
2	UNIF	21.20	0.00	0.00	0.00	PEX
3	UNIF	21.20	0.00	0.00	0.00	PEX
4	UNIF	21.20	0.00	0.00	0.00	PIL
5	UNIF	21.20	0.00	0.00	0.00	PIN
6	UNIF	21.20	780.00	0.00	0.00	HDR

COMBINACIONES DE CARGAS

NUMERO DE COMBINACIONES DE CARGAS = 3

COMBINACION DE CARGAS -1 : CARGA HUERTA + CARGA VIVA

X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO
100.00	1	100.00	2				

COMBINACION DE CARGAS -2 : CARGA HUERTA + VIENTO LATERAL

X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO
100.00	1	100.00	3				

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA HUERTA + VIENTO FRONTAL

X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO	X	GRUPO
100.00	1	100.00	4				

DESPLAZAMIENTOS NODALES Y REACCIONES

COMBINACION DE CARGAS 1 : CARGA MUERTA + CARGA VIVA

DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X (CM)	Y (CM)	GIRO (GRADOS)
1	-0.00	-0.00	0.16
2	-0.88	0.00	-0.10
3	-0.27	-4.49	-0.21
4	0.00	-7.52	0.00
5	0.27	-4.49	0.21
6	0.88	0.00	0.10
7	0.00	-0.00	-0.16

REACCIONES

APOYO	REACCION (KG O KGCM)
1	7300.96
2	10753.50
3	-7300.90
4	10753.51

COMBINACION DE CARGAS -2 + CARGA HUERTA + VIENTO LATERAL

DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X (CM)	Y (CM)	GIRO (GRADOS)
1	0.00	0.00	-0.39
2	2.42	-0.02	0.21
3	1.04	10.16	0.75
4	0.28	18.72	0.11
5	-0.24	12.80	-0.82
6	-1.98	0.01	-0.34
7	-0.00	0.00	0.44

REACCIONES

APOYO	REACCION (KG O KG*CM)
1	-16601.10
2	-24577.15
3	21510.41
4	-37412.44

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

DESPLAZAMIENTOS

NUDO	X (CM)	Y (CM)	GIRO (GRADOS)
1	0,00	0,00	-0,56
2	3,09	-0,01	0,37
3	0,93	15,95	1,11
4	-0,00	26,23	-0,00
6	-0,93	15,95	-1,11
7	-3,09	-0,01	-0,37
	-0,00	0,00	0,56

REACCIONES

APOYO	REACCION (KG O KG*CM)
1	-25623,81
2	-39043,81
4	35623,88
	-39043,84

ELEMENTOS MECANICOS Y ESFUERZOS ACTUANTES

VIGA NUMERO 1 (DEL NUDD 1 AL NUDD 2)

COMBINACION DE CARGAS 1 : CARGA MUERTA + CARGA VIVA

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	-10916.	-7055.	0.	0.00	-32.14	0.00	-143.77
128.97	-10916.	-7055.	-909955.	0.35	-31.48	132.60	-124.88
257.94	-10916.	-7055.	-1819909.	0.64	-30.82	232.82	-110.37
386.92	-10916.	-7055.	-2729864.	0.91	-30.18	310.69	-98.89
515.89	-10916.	-7055.	-3639819.	1.09	-29.58	373.52	-89.37
644.86	-10916.	-7055.	-4549773.	1.17	-28.99	422.44	-81.85
773.83	-10916.	-7055.	-5459728.	1.17	-28.43	463.31	-75.36
902.80	-10916.	-7055.	-6369683.	1.07	-27.89	497.12	-69.82
1031.77	-10916.	-7055.	-7279637.	0.88	-27.37	525.35	-65.04

COMBINACION DE CARGAS -2 : CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	24947.	16040.	0.	-0.00	73.50	-0.00	376.84
128.97	24947.	16040.	2068710.	-0.85	71.93	-301.45	283.98
257.94	24947.	16040.	4137419.	-1.51	70.37	-577.23	200.63
386.92	24947.	16040.	6206128.	-2.00	68.98	-846.89	136.63
515.89	24947.	16040.	8274837.	-2.36	67.59	-1096.39	86.05
644.86	24947.	16040.	10343547.	-2.52	66.26	-1323.41	41.18
773.83	24947.	16040.	12412257.	-2.57	64.98	-1537.84	17.33
902.80	24947.	16040.	14480967.	-2.50	63.75	-1734.41	17.18
1031.77	24947.	16040.	16549677.	-2.42	62.57	-1923.41	17.13

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	40416.	24714.	0.	-0.00	119.08	0.00	593.63
128.97	40416.	24714.	3107468.	-1.23	116.33	-464.47	437.34
257.94	40416.	24714.	6174937.	-2.33	114.09	-815.33	386.63
386.92	40416.	24714.	9242406.	-3.20	111.75	-1188.33	346.40
515.89	40416.	24714.	12299875.	-3.88	109.50	-1584.09	311.25
644.86	40416.	24714.	15347344.	-4.40	107.34	-1999.77	285.77
773.83	40416.	24714.	18384813.	-4.87	105.27	-2432.41	264.88
902.80	40416.	24714.	21412282.	-5.21	103.42	-2881.08	249.34
1031.77	40416.	30051.	24439751.	-5.47	101.65	-3344.77	238.81

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
1041.77	25020.	19235.	16952420.	-2.42	42.75	-1223.41	177.37
0.00	40416.	24714.	-1.	-0.00	119.08	0.00	503.63
130.97	40416.	24714.	3187469.	-1.73	116.53	-465.47	437.44
257.74	40416.	24714.	6374937.	-1.33	114.09	-815.53	366.63
386.72	40416.	24714.	9562400.	-1.20	111.75	-1088.33	346.40
515.09	40416.	24714.	12749870.	-1.00	109.60	-1394.89	318.75
644.06	40416.	24714.	15937346.	-4.10	107.34	-1479.77	286.72
773.03	40416.	24714.	19124816.	-4.09	105.27	-1625.91	263.98
902.00	40425.	24717.	22472090.	-3.75	103.42	-1753.03	270.34
1031.77	40537.	30051.	26171524.	-3.09	101.65	-1888.73	277.04

VIGA NUMERO 2 (DEL NUDDO 2 AL NUDDO 3)

COMBINACION DE CARGAS 1 1 CARGA HUERTA + CARGA VIVA

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	-8711.	9847.	-7279438.	0.13	-21.85	525.97	89.03
135.54	-9619.	8989.	-6616703.	-0.17	-22.03	470.08	89.05
271.07	-8520.	8131.	-4843924.	-0.54	-25.22	411.35	89.07
406.61	-8437.	7474.	-3208300.	-1.04	-25.41	339.29	89.10
542.14	-8345.	7016.	-2762837.	-1.60	-25.61	292.99	89.13
677.68	-8254.	6358.	-1856532.	-2.34	-25.85	211.43	89.17
813.22	-8163.	5700.	-1039303.	-3.23	-23.04	133.03	89.21
948.75	-8071.	5043.	-311373.	-3.87	-23.27	95.39	89.17
1084.29	-7980.	4384.	327444.	-4.41	-23.51	-55.28	89.35

COMBINACION DE CARGAS -2 : CARGA HUERTA + VIENTO LATERAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	22944.	-21420.	14952418.	-0.35	57.68	-1224.84	-199.52
135.54	23008.	-20168.	14120273.	0.27	58.00	-1103.24	-199.79
271.07	23073.	-18715.	11485253.	1.15	59.98	-975.92	-200.09
406.61	23037.	-17263.	9097222.	2.18	61.90	-849.79	-200.44
542.14	23052.	-15811.	6805979.	3.44	62.44	-677.11	-200.86
677.68	23064.	-14359.	4761423.	4.88	63.78	-512.66	-201.55
813.22	23077.	-12907.	2913700.	6.46	65.16	-372.92	-202.00
948.75	23075.	-11454.	1263748.	8.16	66.59	-184.06	-202.79
1084.29	23189.	-10002.	-191482.	9.92	68.09	32.29	-203.82

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA HUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	36148.	-35208.	26171530.	-0.44	90.67	-1890.94	-324.93
135.54	36140.	-34255.	23477854.	0.41	92.39	-1685.09	-324.18
271.07	36132.	-33241.	17300766.	2.00	94.13	-1469.59	-323.31
406.61	36125.	-32298.	13370562.	3.70	95.86	-1242.33	-322.30
542.14	36117.	-31325.	9776346.	5.71	97.07	-1001.35	-321.09
677.68	36109.	-30391.	6519817.	7.95	99.08	-792.43	-319.63
813.22	36101.	-29508.	3598276.	10.43	101.92	-460.54	-317.84
948.75	36074.	-17424.	1041425.	13.03	104.07	-147.81	-315.57
1084.29	36085.	-15441.	-1233442.	15.67	106.32	208.22	-312.62

CAR	RAJIL (KG)	LUXIONTE (KG)	FLEXIONTE (KG/CM)	INNOV/ERDIL (CM)	RAJIL (KG/CM2)	FLEXIONTE (KG/CM)	LUXIONTE (KG/CM2)
0.00	36146.	-35000.	26121530.	-0.44	90.67	-1190.94	-324.93
135.58	36146.	-32725.	21574054.	0.41	92.37	-1605.99	-324.11
271.07	36142.	-30241.	17766.	-0.00	94.13	-1467.	-323.30
406.61	36125.	-27500.	13766.	3.70	95.94	-124.3	-323.00
542.14	36117.	-25075.	9740346.	5.71	97.67	-1001.35	-321.69
677.68	36109.	-22591.	6510917.	7.96	99.05	-742.82	-319.64
813.22	36101.	-20000.	3590276.	10.43	101.92	-460.54	-317.84
948.75	36094.	-17874.	1014175.	13.03	104.09	-147.01	-315.52
1084.29	36086.	-15441.	-1234047.	15.67	106.42	208.22	-312.52

V I G A N U M E R O 3 (D E L N U D O 3 A L N U D O 4)

COMBINACION DE CARGAS 1 : CARGA MUERTA + CARGA VIVA

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGR/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	-7791.	4713.	327415.	-4.45	-42.38	-97.09	183.04
130.79	-7725.	4036.	934817.	-5.17	-41.23	-242.07	137.80
277.58	-7660.	3359.	1477644.	-5.85	-40.13	-332.41	102.55
416.36	-7594.	2682.	1868050.	-6.36	-39.06	-364.81	70.25
555.15	-7529.	2005.	2192000.	-6.79	-39.03	-408.63	50.24
693.94	-7463.	1328.	2423216.	-7.11	-37.04	-413.19	30.57
832.73	-7398.	651.	2560687.	-7.32	-36.00	-406.07	13.86
971.52	-7332.	0.	2604011.	-7.48	-35.15	-394.85	-8.51
1110.30	-7267.	-785.	2540417.	-7.48	-34.26	-342.15	-13.00

COMBINACION DE CARGAS -2 1 CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGR/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	22673.	-10950.	-1191207.	10.01	123.35	56.72	-425.49
130.79	22700.	-9470.	-1608602.	11.70	121.43	416.69	-323.45
277.58	22826.	-7984.	-2019790.	14.41	119.50	647.48	-243.24
416.36	22953.	-6499.	-2424076.	14.63	117.60	707.60	-170.73
555.15	22979.	-5014.	-4623835.	16.03	116.08	861.94	-123.66
693.94	23077.	-3529.	-5166676.	16.99	114.42	802.32	-81.33
832.73	23173.	-2044.	-5604390.	17.73	112.85	754.26	-41.80
971.52	23207.	-959.	-5704000.	18.26	111.25	634.80	-11.06
1110.30	23286.	926.	-5720484.	18.61	109.77	771.58	17.18

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGR/CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	35417.	-14829.	-1233448.	15.70	192.68	365.71	-453.43
130.79	35514.	-14082.	-1492710.	18.36	189.56	870.83	-487.87
277.58	35612.	-11746.	-5199300.	20.63	186.56	1193.86	-357.85
416.36	35710.	-9205.	-6652114.	22.53	183.67	1369.99	-253.14
555.15	35808.	-6664.	-7724826.	24.03	180.88	1445.53	-167.01
693.94	35907.	-4123.	-8504025.	25.13	178.18	1446.80	-94.91
832.73	36004.	-1582.	-8964917.	25.87	175.59	1390.34	-33.67
971.52	36101.	939.	-8941134.	26.28	173.08	1290.62	18.98
1110.30	36199.	3500.	-8632601.	26.40	170.65	1156.70	64.75

			(KG)	(KG/CH2)	(KG/CH2)	(KG/CH2)
0.00	35417.	-16829.	-1233440.	15.70	192.60	365.71
130.79	35514.	-14267.	-3392710.	10.36	189.56	870.81
277.50	35612.	-11746.	-519930.	20.63	106.56	1193.86
416.36	35710.	-9205.	-65522.	32.53	103.67	1369.99
555.15	35808.	-6644.	-77544.	44.03	100.00	1445.53
693.94	35905.	-4123.	-89302.	55.13	170.10	1490.30
832.73	36003.	-1582.	-898917.	25.07	175.59	1390.14
971.52	36101.	879.	-894134.	26.20	173.00	1290.62
1110.30	36199.	3500.	-8632601.	26.40	170.65	1156.70

V I D A N U M E R O 4 (DEL NUDO 5 AL NUDO 4)

COMBINACION DE CARGAS 1 : CARGA MUERTA + CARGA VIVA

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOENTO FLEXIONANTE (KG*CH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CH)	ESFUERZO AXIAL (KG/CH2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CH2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CH2)
0.00	-7791.	-4713.	-327425.	4.45	-42.30	97.00	-193.04
130.79	-7725.	-4036.	-934501.	5.17	-41.23	242.07	-132.00
277.50	-7660.	-3352.	-1447630.	5.82	-40.13	333.40	-101.50
416.36	-7594.	-2667.	-1866912.	6.36	-39.06	406.43	-74.93
555.15	-7529.	-2005.	-2192049.	6.79	-38.03	460.43	-50.25
693.94	-7463.	-1320.	-2423339.	7.11	-37.04	412.19	-30.57
832.73	-7398.	-651.	-2540668.	7.32	-36.08	400.67	-13.68
971.52	-7333.	26.	-2504091.	7.44	-35.15	375.05	0.51
1110.30	-7267.	703.	-2553533.	7.40	-34.26	342.15	13.00

COMBINACION DE CARGAS -2 : CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOENTO FLEXIONANTE (KG*CH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CH)	ESFUERZO AXIAL (KG/CH2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CH2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CH2)
0.00	22344.	12046.	2006400.	-12.72	121.56	-594.92	467.87
130.79	22438.	9609.	3914779.	-14.54	119.77	-910.45	230.86
277.50	22533.	7333.	489010.	-16.04	118.04	-1070.29	233.59
416.36	22627.	4976.	5550179.	-17.22	116.30	-1142.86	136.04
555.15	22721.	2620.	6077290.	-18.05	114.77	-1135.89	65.65
693.94	22802.	803.	6309764.	-18.57	113.16	-1073.20	20.79
832.73	22879.	-502.	6332256.	-18.85	111.50	-909.33	-13.59
971.52	22955.	-2067.	6180829.	-19.04	110.05	-887.40	-40.91
1110.30	23032.	-3552.	5750484.	-19.66	108.50	-771.50	-65.71

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOENTO FLEXIONANTE (KG*CH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CH)	ESFUERZO AXIAL (KG/CH2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CH2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CH2)
0.00	35417.	14029.	1233309.	-15.70	192.60	-365.70	653.64
130.79	35514.	14280.	3392659.	-10.36	189.56	-878.02	487.87
277.50	35612.	11746.	5199255.	-20.63	106.56	-1193.86	357.05
416.36	35710.	9205.	6553177.	-32.53	103.67	-1369.99	253.14
555.15	35808.	6644.	7754426.	-44.03	100.00	-1445.53	167.01
693.94	35905.	4123.	8930000.	-55.13	170.10	-1363.90	93.91
832.73	36003.	1582.	8989902.	-25.07	175.59	-1390.14	31.67
971.52	36101.	-879.	8941127.	-26.20	173.00	-1290.62	-10.90
1110.30	36199.	-3500.	8632601.	-26.40	170.65	-1156.70	-40.74

	(KGD)	CORTANTE (KGD)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGDERS)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	35417.	16089.	1233309.	-15.78	192.60	-365.70	653.64
139.79	35514.	14200.	3392659.	-18.36	189.56	-478.82	497.07
277.58	35612.	11746.	5199255.	-20.63	186.56	-1193.05	357.05
416.36	35710.	9205.	6633177.	-22.53	183.67	-1869.89	253.18
555.15	35808.	6664.	7754856.	-24.03	180.88	-1449.53	167.01
693.94	35906.	4123.	8593000.	-25.13	178.19	-1448.30	94.94
832.73	36004.	1582.	8998902.	-25.87	175.59	-1390.34	33.67
971.52	36101.	-959.	8942127.	-26.28	173.08	-1290.62	-18.90
1110.30	36199.	-3500.	8632681.	-26.40	170.65	-1156.70	-64.74

V I G A N U M E R O 5 (D E L N U D O 6 A L N U D O 5)

COMBINACION DE CARGAS 1 : CARGA MUERTA + CARGA VIVA

A (CM)	FUERZA AXIAL (KGD)	FUERZA CORTANTE (KGD)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGDCH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	-8711.	-9647.	7279603.	-0.13	-21.85	-595.97	-89.03
135.54	-8419.	-8989.	6016744.	0.17	-22.03	-479.89	-89.05
271.07	-8128.	-8331.	4850762.	0.56	-22.22	-411.38	-99.07
406.61	-8437.	-7674.	3750337.	1.04	-22.41	-349.27	-89.10
542.14	-8345.	-7018.	2752070.	1.60	-22.61	-289.99	-89.13
677.68	-8254.	-6359.	1856559.	2.24	-22.82	-211.44	-89.17
813.22	-8163.	-5700.	1059406.	2.93	-23.04	-133.03	-89.21
948.75	-8071.	-5042.	211181.	3.67	-23.27	-46.57	-89.25
1084.29	-7980.	-4385.	-327428.	4.41	-23.51	59.27	-89.35

COMBINACION DE CARGAS -2 : CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KGD)	FUERZA CORTANTE (KGD)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGDCH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	27966.	34502.	-20871000.	0.26	57.60	1507.96	319.15
135.54	25910.	30236.	-16470456.	-0.67	58.57	1287.46	299.52
271.07	23854.	25809.	-12674990.	-1.87	59.58	1076.66	276.78
406.61	21849.	21622.	-9422004.	-3.30	60.69	872.61	262.66
542.14	20341.	20319.	-6511906.	-4.94	61.89	686.99	258.13
677.68	18837.	18084.	-3941827.	-6.75	63.15	485.76	252.66
813.22	17334.	17114.	-1625451.	-8.68	64.46	288.42	245.92
948.75	15830.	15897.	345103.	-10.68	65.83	-50.30	217.40
1084.29	14326.	14106.	2006483.	-12.65	67.25	-338.71	226.33

COMBINACION DE CARGAS -3 : CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CM)	FUERZA AXIAL (KGD)	FUERZA CORTANTE (KGD)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGDCH)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM2)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM2)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM2)
0.00	36148.	35208.	-26171680.	0.44	98.67	1890.95	324.93
135.54	36140.	33725.	-21567094.	0.11	92.37	1689.10	324.18
271.07	36132.	30241.	-17300890.	-2.00	84.13	1469.60	323.31
406.61	36124.	26758.	-13370370.	-3.79	75.96	1262.54	322.30
542.14	36117.	23275.	-9776451.	-5.71	67.87	1001.36	317.07
677.68	36109.	20791.	-6519111.	-7.96	59.85	747.83	319.63
813.22	36101.	18308.	-3598566.	-10.43	51.92	468.55	317.84
948.75	36093.	15825.	-1014191.	-13.03	44.07	147.82	315.57
1084.29	36085.	13341.	1233390.	-15.67	36.32	-200.21	312.62

	(KG)	(KG)	(KG*CM)	(CM)	(KG*CM ²)	KG*CM ³	(KG/CM ²)
0.00	36148.	35200.	-26171/10.	0.44	90.67	1190.95	324.93
135.54	36140.	32725.	-21567994.	-0.61	92.37	1305.10	374.16
271.07	36132.	30250.	-17960990.	-2.00	94.13	1420.60	423.31
406.61	36124.	27725.	-1337637.	-3.70	95.96	1542.54	472.40
542.14	36117.	25200.	-971644.	-5.76	97.77	1670.16	521.09
677.68	36109.	22701.	-604911.	-7.96	99.65	1802.36	570.30
813.22	36101.	20400.	-359836.	-10.43	101.92	1940.55	619.84
948.75	36093.	17825.	-104191.	-13.03	104.07	148.02	412.57
1084.29	36085.	15341.	1233390.	-15.67	106.32	-208.21	312.62

V I G A N U M E R O 6 (DEL NUDO 7 AL NUDO 6)

COMBINACION DE CARGAS 1 1 CARGA MUERTA + CARGA VIVA

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG*CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM ²)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM ²)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM ²)
0.00	-10916.	7055.	0.	-0.00	-32.16	-0.00	143.78
129.97	-10916.	7055.	909920.	-0.35	-31.47	-132.60	124.88
259.94	-10916.	7055.	1819920.	-0.66	-30.82	-262.82	110.38
389.92	-10916.	7055.	2729880.	-0.91	-30.18	-393.76	98.89
519.89	-10916.	7055.	3639840.	-1.09	-29.58	-524.52	89.57
644.86	-10916.	7055.	4549801.	-1.17	-28.99	-652.44	81.85
774.83	-10916.	7055.	5459762.	-1.17	-28.41	-783.31	75.36
904.80	-10916.	7055.	6369723.	-1.07	-27.89	-912.12	69.82
1031.77	-10916.	7055.	7279683.	-0.88	-27.37	-1035.36	65.04

COMBINACION DE CARGAS -2 1 CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG*CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM ²)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM ²)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM ²)
0.00	37870.	-20657.	0.	0.00	111.64	-0.00	-420.96
129.97	37870.	-20657.	-2664248.	0.95	109.25	380.23	-385.64
259.94	37870.	-20657.	-5328498.	1.79	106.96	681.66	-323.17
389.92	37870.	-20657.	-7992743.	2.45	104.76	909.68	-289.54
519.89	37870.	-20657.	-10656990.	2.87	102.66	1090.70	-262.24
644.86	37870.	-20657.	-13321239.	3.05	100.63	1236.86	-239.66
774.83	37870.	-20657.	-15985488.	2.98	98.69	1356.31	-220.65
904.80	37870.	-20657.	-18649738.	2.60	96.72	1447.29	-187.45
1031.77	37870.	-17139.	-20870998.	1.98	94.81	1506.20	-150.00

COMBINACION DE CARGAS -3 1 CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

A (CH)	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KG*CM)	DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL (CM)	ESFUERZO AXIAL (KG/CM ²)	ESFUERZO FLEXIONANTE (KG/CM ²)	ESFUERZO CORTANTE (KG/CM ²)
0.00	40416.	-24714.	0.	0.00	119.08	-0.00	-503.63
129.97	40416.	-24714.	-3197489.	1.23	116.33	484.47	-437.44
259.94	40416.	-24714.	-6394977.	2.33	114.09	815.34	-366.63
389.92	40416.	-24714.	-9592464.	3.20	111.25	1089.33	-346.40
519.89	40416.	-24714.	-12789953.	3.80	109.40	1304.90	-313.78
644.86	40416.	-24714.	-15987441.	4.10	107.34	1479.70	-286.72
774.83	40416.	-24714.	-19184930.	4.09	105.27	1622.92	-263.98
904.80	40416.	-24714.	-22382420.	3.75	103.42	1753.04	-270.34
1031.77	40537.	-30051.	-26171674.	3.09	101.65	1888.74	-277.04

CM	AXIAL (KG)	CORTANTE (KG)	FLEXIONANTE (KG/CM)	TRANSVERSAL (CM)	AXIAL (KG/CM2)	FLEXIONANTE (KG/CM2)	CORTANTE (KG/CM2)
0.00	40414.	-24714.	1.	0.00	119.08	-0.00	-503.63
129.97	40414.	-24714.	-311.90	1.23	116.53	464.	-437.64
257.94	40414.	-24714.	-623.77	2.33	114.07	815.	-386.63
386.92	40414.	-24714.	-935.64	3.20	111.75	1068.33	-344.40
514.89	40414.	-24714.	-1247.51	3.80	109.56	1304.93	-313.75
642.86	40414.	-24714.	-1559.38	4.10	107.34	1524.78	-286.75
770.83	40414.	-24714.	-1871.25	4.09	105.27	1723.92	-263.98
898.80	40414.	-24714.	-2183.12	3.75	103.42	1903.04	-250.34
1026.77	40537.	-30031.	-2517.674.	3.09	101.65	1868.74	-277.04

ESFUERZOS PERMISIBLES

VIGA TIPO 1

A (CM)	TENSION (KG/CM2)	COMPRESION (KG/CM2)	FLEXION PAT INT (KG/CM2)	FLEXION PAT EXT (KG/CM2)	EULER (KG/CM2)	CORTANTE (KG/CM2)
0.00	1518.00	1101.89	1518.00	1518.00	1747.22	1012.00
129.97	1518.00	1168.55	1518.00	1518.00	2263.00	1012.00
257.95	1518.00	1217.74	1518.00	1518.00	2814.88	1012.00
386.92	1518.00	1255.35	1518.00	1518.00	3418.64	1012.00
514.89	1518.00	1284.94	1518.00	1518.00	4073.33	1012.00
644.86	1518.00	1308.75	1518.00	1518.00	4777.97	1012.00
773.84	1518.00	1328.99	1518.00	1518.00	5530.40	1012.00
902.81	1518.00	1344.57	1518.00	1518.00	6330.13	1012.00
1031.78	1518.00	1358.34	1518.00	1518.00	7175.37	1012.00

VIGA TIPO 2

A (CM)	TENSION (KG/CM2)	COMPRESION (KG/CM2)	FLEXION PAT INT (KG/CM2)	FLEXION PAT EXT (KG/CM2)	EULER (KG/CM2)	CORTANTE (KG/CM2)
0.00	1518.00	822.39	1518.00	1518.00	870.88	1012.00
135.74	1518.00	753.86	1518.00	1518.00	738.37	1012.00
271.07	1518.00	671.23	1518.00	1518.00	671.41	1012.00
406.41	1518.00	580.13	1518.00	1518.00	580.13	1012.00
542.15	1518.00	494.07	1518.00	1518.00	494.69	1012.00
677.68	1518.00	415.25	1518.00	1518.00	415.25	1012.00
813.22	1518.00	342.01	1518.00	1518.00	342.01	1012.00
948.75	1518.00	275.15	1518.00	1518.00	275.15	1012.00
1084.29	1518.00	214.89	1518.00	1518.00	214.89	1012.00

VIGA TIPO 3

A (CM)	TENSION (KG/CM2)	COMPRESION (KG/CM2)	FLEXION PAT INT (KG/CM2)	FLEXION PAT EXT (KG/CM2)	EULER (KG/CM2)	CORTANTE (KG/CM2)
0.00	1518.00	225.90	1518.00	1518.00	225.90	1012.00
139.79	1518.00	285.12	1518.00	1518.00	285.12	1012.00
279.58	1518.00	350.40	1518.00	1518.00	350.40	1012.00
419.36	1518.00	421.81	1518.00	1518.00	421.81	1012.00
559.15	1518.00	499.94	1518.00	1518.00	499.94	1012.00
698.94	1518.00	581.71	1518.00	1518.00	581.71	1012.00
838.73	1518.00	669.04	1518.00	1518.00	669.04	1012.00
978.51	1518.00	760.76	1518.00	1518.00	760.76	1012.00
1118.30	1518.00	856.81	1518.00	1518.00	856.81	1012.00

VIGA TIPO 3

A (CM)	TENSION (KG/CM2)	COMPRESION (KG/CM2)	FLEXION INT (KG/CM2)	FLEXION EXT (KG/CM2)	EULER (KG/CM2)	COMB 10 (KG/CM2)
0.00	1518.00	225.90	1518.00	1518.00	225.90	1012.00
130.29	1518.00	285.12	1518.00	1518.00	285.12	1012.00
272.58	1518.00	359.48	1518.00	1518.00	359.48	1012.00
414.86	1518.00	421.81	1518.00	1518.00	421.81	1012.00
557.15	1518.00	498.94	1518.00	1518.00	498.94	1012.00
699.43	1518.00	581.71	1518.00	1518.00	581.71	1012.00
841.73	1518.00	669.04	1518.00	1518.00	669.04	1012.00
984.01	1518.00	759.24	1518.00	1518.00	759.24	1012.00
1126.30	1518.00	857.34	1518.00	1518.00	857.34	1012.00

INTERACCION DE ESFUERZOS NORMALES

VIGA NUMERO 1 (TIPO 1)

A (CM)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.029	0.036	0.059							
120.97	0.114	0.104	0.287							
257.95	0.179	0.216	0.459							
386.92	0.229	0.303	0.593							
515.89	0.268	0.453	0.699							
644.86	0.300	0.507	0.784							
773.84	0.327	0.553	0.854							
902.81	0.348	0.594	0.918							
1031.78	0.366	0.635	0.983							

VIGA NUMERO 2 (TIPO 2)

A (CM)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.373	0.634	0.979							
135.54	0.339	0.574	0.678							
271.07	0.304	0.512	0.723							
406.61	0.269	0.446	0.661							
542.15	0.232	0.375	0.543							
677.68	0.194	0.299	0.416							
813.22	0.155	0.216	0.278							
948.75	0.114	0.124	0.154							
1084.29	0.146	0.050	0.155							

VIGA NUMERO 3 (TIPO 3)

A (CM)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.766	0.889	0.276							
130.29	0.394	0.266	0.328							
272.58	0.113	0.179	0.682							
414.86	0.346	0.447	0.768							
557.15	0.345	0.303	0.804							
699.43	0.315	0.493	0.893							
841.73	0.317	0.408	0.774							
984.01	0.274	0.467	0.723							

V I G A N U M E R O 3 (T I P O 3)

A (CH)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.266	0.089	0.276							
138.79	0.304	0.266	0.528							
277.58	0.333	0.379	0.682							
416.36	0.366	0.447	0.766							
555.15	0.395	0.483	0.804							
693.94	0.425	0.488	0.803							
832.73	0.317	0.488	0.774							
971.51	0.294	0.467	0.733							
1110.30	0.267	0.435	0.656							

V I G A N U M E R O 4 (T I P O 3)

A (CH)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.266	0.354	0.276							
138.79	0.304	0.509	0.528							
277.58	0.333	0.791	0.682							
416.36	0.366	0.622	0.766							
555.15	0.395	0.616	0.804							
693.94	0.425	0.508	0.803							
832.73	0.317	0.544	0.774							
971.51	0.294	0.493	0.733							
1110.30	0.267	0.435	0.656							

V I G A N U M E R O 5 (T I P O 2)

A (CH)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.373	0.774	0.979							
135.54	0.339	0.665	0.878							
271.07	0.304	0.561	0.773							
406.61	0.269	0.463	0.661							
542.15	0.232	0.360	0.563							
677.68	0.194	0.251	0.416							
813.22	0.155	0.135	0.278							
948.75	0.114	0.057	0.124							
1084.29	0.146	0.201	0.155							

V I G A N U M E R O 6 (T I P O 1)

A (CH)	COMB 1	COMB 2	COMB 3	COMB 4	COMB 5	COMB 6	COMB 7	COMB 8	COMB 9	COMB 10
0.00	0.027	0.055	0.059							
128.97	0.114	0.246	0.287							
257.95	0.179	0.490	0.559							
386.92	0.229	0.601	0.699							
515.89	0.268	0.590	0.699							
644.86	0.300	0.661	0.704							
773.84	0.327	0.719	0.854							
902.81	0.368	0.763	0.918							
1031.78	0.356	0.791	0.983							

776.99	7.2201	0.596	0.677
644.86	0.309	0.261	0.714
723.04	0.357	0.715	0.054
902.01	0.348	0.703	0.918
1031.78	0.366	0.791	0.981

RESUMEN DE INTERACCIONES MAXIMAS

VIGA TIPO 1

A (CH)	ESFUERZO NORMAL	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE	ESFUERZO CORTANTE	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE
0.00	0.059	-3	1	0.373	-3	6
125.57	0.287	-3	6	0.324	-3	6
257.95	0.459	-3	6	0.287	-3	6
386.92	0.593	-3	6	0.257	-3	6
512.89	0.699	-3	6	0.233	-3	6
643.84	0.784	-3	6	0.212	-3	6
773.84	0.854	-3	6	0.196	-3	6
902.91	0.918	-3	6	0.200	-3	6
1031.78	0.983	-3	6	0.209	-3	6
MAXIMO	0.983			0.373		
PROMEDIO	0.626			0.254		

VIGA TIPO 2

A (CH)	ESFUERZO NORMAL	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE	ESFUERZO CORTANTE	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE
0.00	0.979	-3	5	0.241	-3	5
125.58	0.070	-3	5	0.240	-3	5
271.07	0.773	-3	5	0.240	-3	5
404.61	0.661	-3	5	0.239	-3	5
532.13	0.543	-3	5	0.238	-3	5
677.68	0.416	-3	5	0.237	-3	5
813.22	0.278	-3	5	0.236	-3	5
949.75	0.124	-3	5	0.235	-3	5
1084.29	0.001	-3	5	0.234	-3	5
MAXIMO	0.979			0.241		
PROMEDIO	0.539			0.237		

VIGA TIPO 3

A (CH)	ESFUERZO NORMAL	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE	ESFUERZO CORTANTE	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE
0.00	0.354	-2	4	0.404	-3	4
130.77	0.228	-3	4	0.362	-3	4
277.58	0.682	-3	4	0.265	-3	4
416.36	0.760	-3	4	0.198	-3	4
555.15	0.004	-3	4	0.124	-3	4
722.15	0.000	-3	4			

MAXIMO 0.929
 PROMEDIO 0.539

0.241
 0.237

VIGA TIPO 3

A (CM)	ESFUERZO NORMAL	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE	ESFUERZO CORTANTE	COMBINACION QUE RIGE	VIGA QUE RIGE
0.00	0.354	-	4	0.484	-	4
138.79	0.528	-	4	0.362	-	4
277.58	0.682	-	4	0.245	-	4
416.38	0.968	-	4	0.189	-	4
555.18	0.804	-	4	0.124	-	4
693.94	0.603	-	4	0.070	-	4
832.73	0.774	-	3	0.032	-	3
971.51	0.723	-	3	0.030	-	3
1110.30	0.654	-	3	0.049	-	4
MAXIMO	0.804	-	4	0.484	-	4
PROMEDIO	0.677	-	4	0.176	-	4

E L E M E N T O S M E C A N I C O S E N L A S C O N E X I O N E S

C O N E X I O N 1

PENALTE MINIMO DE LA CONEXION . . = 90.00 CH
 ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . = 45.72 CH

COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	-7060.	10493.	-6054820.
2	19322.	-24530.	15979870.
3	30101.	-37712.	24623002.

C O N E X I O N 2

PENALTE MINIMO DE LA CONEXION . . = 45.00 CH
 ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . = 35.56 CH

COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	-7604.	4555.	327440.
2	22900.	-10497.	-191207.
3	35747.	-16114.	-1233440.

C O N E X I O N 3

PENALTE MINIMO DE LA CONEXION . . = 90.00 CH
 ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . = 35.56 CH

COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	-7301.	0.	2553531.
2	23267.	-1319.	-0708004.
3	36360.	0.	-0632601.

C O N E X I O N 4

PENALTE MINIMO DE LA CONEXION . . = 45.00 CH
 ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . = 35.56 CH

PERALTE MINIMO DE LA CONEXION . . . = 30.00 CM

COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	-7301.	-0.	2550041.
2	23267.	-1319.	-5730404.
3	36360.	0.	-8632601.

C O N E X I O N 4

PERALTE MINIMO DE LA CONEXION . . . = -45.00 CM
ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . . = 35.56 CM

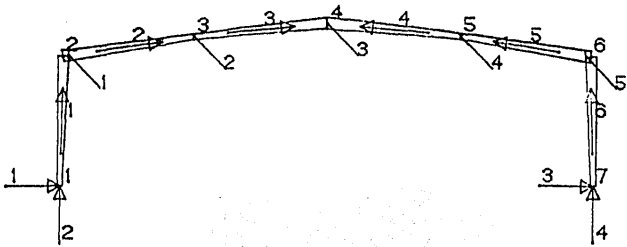
COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	7004.	4555.	-327425.
2	-22502.	-11595.	2006480.
3	-35747.	-16114.	1233309.

C O N E X I O N 5

PERALTE MINIMO DE LA CONEXION . . . = 90.00 CM
ANCHO MINIMO DE LA CONEXION . . . = 45.72 CM

COMBINACION	FUERZA AXIAL (KG)	FUERZA CORTANTE (KG)	MOMENTO FLEXIONANTE (KGCM)
1	-7060.	-10493.	6054871.
2	17356.	36365.	-1939404.
3	30181.	39712.	-24623150.

ANALISIS Y DISEÑO DEL HANGAR.

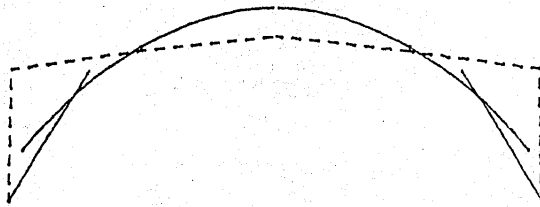


CARGA MUERTA + CARGA VIVA

MOMENTOS

7279683.

ESCALA
GRAFICA

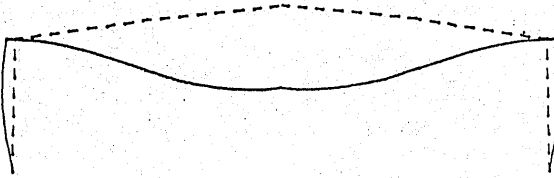


CARGA MUERTA + CARGA VIVA

DESPLAZAMIENTOS

7.4811

ESCALA
GRAFICA

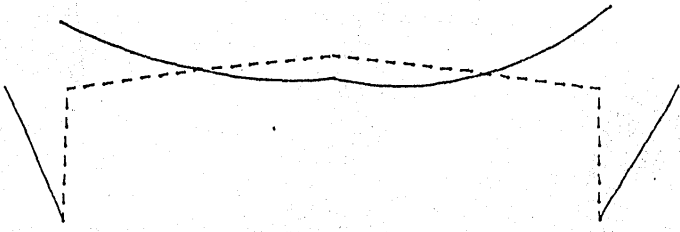


CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

MOMENTOS

20871000.

ESCALA
GRAFICA

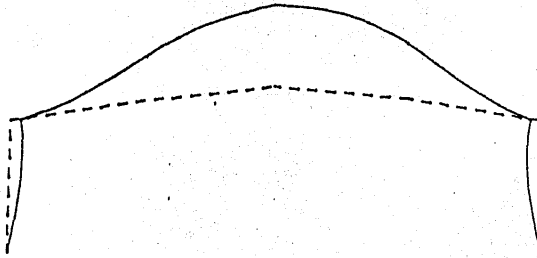


CARGA MUERTA + VIENTO LATERAL

DESPLAZAMIENTOS

18.8383

ESCALA
GRAFICA

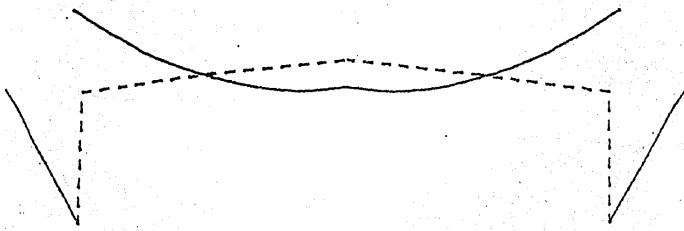


CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

MOMENTOS

26171688.

ESCALA
GRAFICA

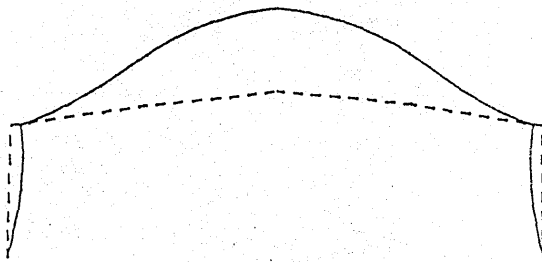


CARGA MUERTA + VIENTO FRONTAL

DESPLAZAMIENTOS

26.4022

ESCALA
GRAFICA



IV.- COMPARACION DE RESULTADOS.

En este Capítulo se hará la comparación de resultados del análisis manual y el análisis por computadora.

ARMADURA TIPO PRATT (CARGA VERTICAL)

292

<u>MIEMBRO</u>		<u>ANALISIS MANUAL</u>	<u>ANALISIS COMPUTADORA</u>
ab	16	0.25 Ton. (c)	0.25
bc	48	0.00 "	0.00
ac	17	9.44 " (c)	9.41
ap	1	5.27 " (t)	5.25
cd	49	5.31 " (c)	5.28
cp	18	6.49 " (t)	6.46
pd	19	12.76 " (c)	12.72
po	2	16.26 " (t)	16.21
de	50	16.38 " (c)	16.32
do	20	4.11 " (t)	4.07
oe	21	7.11 " (c)	7.04
oñ	3	22.06 " (t)	21.96
ef	51	22.22 " (c)	22.11
eñ	22	2.34 " (t)	2.30
ñf	23	3.67 " (c)	3.61
ñn	4	24.89 " (t)	24.74
fg	52	25.06 " (c)	24.91
fn	24	0.92 " (t)	0.88
ng	25	1.34 " (c)	1.28
nm	5	25.86 " (t)	25.67
gh	53	26.04 " (c)	25.84
gm	26	0.28 " (c)	0.29
mh	27	0.38 " (t)	0.39
ml	6	25.59 " (t)	25.40
hi	54	25.78 " (c)	25.58
hl	28	1.34 " (c)	1.41
li	29	1.87 " (t)	1.85
lk	7	24.38 " (t)	24.20
ij	55	24.63 " (c)	24.37
ik	30	2.29 " (c)	2.33
kj	31	2.89 " (t)	2.93
kk	8	22.70 " (t)	22.42

ARMADURA PRATT (VIENTO PERPENDICULAR A LAS GENERATRICES)

<u>MIEMBRO</u>		<u>ANALISIS MANUAL</u>	<u>ANALISIS COMPUTADORA</u>
DA	47	1.33 Ton. (t)	1.33
BC	63	0.67 " (t)	0.67
AC	46	25.84 " (t)	25.92
AP	15	13.91 " (c)	13.94
CD	62	15.63 " (t)	15.66
CF	45	16.04 " (c)	16.13
PD	44	31.58 " (t)	31.86
PO	14	41.11 " (c)	41.41
DE	61	43.52 " (t)	43.85
DO	43	8.53 " (c)	8.38
OE	42	14.76 " (t)	14.51
ON	13	53.15 " (c)	53.25
EF	60	56.00 " (t)	56.13
EN	41	3.90 " (c)	3.88
NF	40	6.12 " (t)	6.08
NN	12	57.87 " (c)	57.94
FG	59	61.12 " (t)	61.23
FN	39	0.12 " (c)	0.10
NG	38	0.17 " (t)	0.14
NM	11	57.99 " (c)	58.04
GH	58	61.62 " (t)	61.70
GM	37	3.12 " (t)	3.06
MH	36	4.28 " (c)	4.19
ML	10	55.06 " (c)	55.17
HI	57	59.00 " (t)	59.15
HL	35	5.59 " (t)	5.69
LI	34	7.32 " (c)	7.46
LK	9	50.33 " (c)	50.36
IJ	56	54.39 " (t)	53.07
IK	33	6.32 " (t)	6.33
KJ	32	7.97 " (c)	7.98
KR	8	45.47 " (c)	45.49

ARMADURA FRATE (VIENTO PERPENDICULAR A LAS GENERADORAS)

<u>MIEMBRO</u>		<u>ANALISIS MANUAL</u>	<u>ANALISIS COMPUTADORA</u>
ab	16	0.55 Ton. (t)	0.55
bc	48	0.53 " (t)	0.53
ac	17	19.35 " (t)	19.38
ap	1	10.33 " (c)	9.37
cd	49	11.58 " (t)	11.59
cp	18	13.34 " (c)	13.36
pd	19	27.27 " (t)	26.30
po	2	32.96 " (c)	32.03
de	50	34.62 " (t)	34.66
do	20	8.49 " (c)	8.48
oe	21	14.69 " (t)	14.66
of	3	44.95 " (c)	43.99
ef	51	46.95 " (t)	46.96
ef	22	4.89 " (c)	4.86
ff	23	7.67 " (t)	7.63
fn	4	50.86 " (c)	49.87
fg	52	52.79 " (t)	53.14
fn	24	2.04 " (c)	1.87
ng	25	2.97 " (t)	2.72
nm	5	53.02 " (c)	51.85
gh	53	55.22 " (t)	55.37
gm	26	0.41 " (t)	0.49
mh	27	0.56 " (c)	0.67
ml	6	52.64 " (c)	51.39
hi	54	55.09 " (t)	55.19
hl	28	2.56 " (t)	2.78
li	29	3.35 " (c)	3.63
lk	7	50.48 " (c)	49.04
ij	55	53.17 " (t)	53.07
ik	30	4.50 " (t)	4.62
kj	31	5.68 " (c)	5.83
kK	8	47.02 " (c)	45.49

ARMADURA PRATT (VIENTO PARALELO)

295

<u>MIEMBRO</u>		<u>ANALISIS MANUAL</u>	<u>ANALISIS COMPUTADORA</u>
ab	16	1.41 Ton. (t)	1.41
bc	40	1.36 " (t)	1.36
ac	17	47.78 " (t)	47.77
ap	1	25.48 " (c)	25.45
cd	49	28.65 " (t)	28.63
cp	18	32.79 " (c)	32.77
pd	19	64.55 " (t)	64.51
po	2	81.08 " (c)	81.02
de	50	85.29 " (t)	85.24
do	20	20.62 " (c)	20.54
oe	21	35.67 " (t)	35.53
oñ	3	110.19 " (c)	110.01
ef	51	115.25 " (t)	115.09
eñ	22	11.56 " (c)	11.46
ñf	23	18.14 " (t)	17.98
ñn	4	124.17 " (c)	123.86
fg	52	129.98 " (t)	129.70
fn	24	4.28 " (c)	4.18
ng	25	6.23 " (t)	6.08
nm	5	128.70 " (c)	128.28
gh	53	135.19 " (t)	134.78
gm	26	1.85 " (t)	1.81
mh	27	2.54 " (c)	2.48
ml	6	126.95 " (c)	126.58
hi	54	134.09 " (t)	133.76
hl	28	7.30 " (t)	7.59
li	29	9.56 " (c)	9.94
lk	7	120.78 " (c)	120.16
ij	55	128.53 " (t)	127.93
ik	30	12.21 " (t)	12.29
kj	31	15.40 " (c)	15.50
kK	8	111.39 " (c)	110.71

ARMADURA TIPO FEATE (VIERNO INTERIOR)

296

<u>MIEMBRO</u>		<u>ANALISIS MANUAL</u>	<u>ANALISIS COMPUTADORA</u>
ab	16	0.23 Ton. (t)	0.23
bc	48	0.09 " (t)	0.09
ac	17	8.14 " (t)	8.19
ap	1	4.48 " (c)	4.51
cd	49	4.74 " (t)	4.76
cp	18	5.58 " (c)	5.61
pd	19	10.98 " (t)	11.05
po	2	13.94 " (c)	14.03
de	50	14.37 " (t)	14.46
do	20	3.50 " (c)	3.52
oe	21	6.06 " (t)	6.09
oñ	3	18.88 " (c)	19.00
ef	51	19.33 " (t)	19.58
eñ	22	1.97 " (c)	1.97
ff	23	3.38 " (t)	3.09
ñn	4	21.48 " (c)	21.38
fg	52	22.06 " (t)	22.08
fn	24	0.88 " (c)	0.72
ng	25	1.28 " (t)	1.05
nm	5	22.41 " (c)	22.14
gh	53	23.11 " (t)	22.96
gm	26	0.19 " (t)	0.30
mh	27	0.26 " (c)	0.41
ml	6	22.23 " (c)	21.86
hi	54	23.04 " (t)	22.79
hl	28	1.13 " (t)	1.29
li	29	1.48 " (c)	1.69
lk	7	21.27 " (c)	20.77
ij	55	22.19 " (t)	21.80
ik	30	1.98 " (t)	2.09
kj	31	2.49 " (c)	2.64
kK	8	19.75 " (c)	19.16

MARCO DE CONCRETO EN LOS EJES ① ②
DEL CUERPO III

COMBINACION CARGA VERTICAL MAS SISMO

M I E M B R O ANALISIS MANUAL		M I E M B R O ANALISIS COMP.		RESULTADO ANALISIS MANUAL	RESULTADO ANALISIS COMPUTADORA
MIEMBRO	JUNTA	MIEMBRO	JUNTA		
AB	A	1	1	-11.76	11.65
BA	B	1	7	- 6.62	6.11
BC	B	2	7	4.85	- 5.67
CB	C	2	13	- 2.91	- 3.91
FE	F	3	2	16.51	16.60
EF	E	3	8	16.13	16.08
ED	E	4	8	9.96	9.97
DE	D	4	14	10.61	10.67
IH	I	5	3	15.60	15.70
HI	H	5	9	14.33	14.34
HG	H	6	9	7.09	7.21
GH	G	6	15	7.89	8.07
LK	L	7	4	14.79	15.86
KL	K	7	10	14.79	14.71
KJ	K	8	10	7.93	7.84
JK	J	8	16	8.77	8.73
ON	O	9	5	13.91	15.46
NO	N	9	11	13.91	13.92
NM	N	10	11	6.25	6.29
MN	M	10	17	6.90	6.99
RQ	R	11	6	17.68	17.85
QR	Q	11	12	18.47	18.71
QP	Q	12	12	14.49	15.00
PQ	P	12	18	15.67	16.35
BE	B	13	7	1.66	- 0.44
EB	E	13	8	-52.76	-52.07

MARCO DE CONCRETO EJES ①② DEL CUERPO III

M I E M B R O		M I E M B R O		RESULTADO	RESULTADO
ANALISIS MANUAL		ANALISIS COMP.		ANALISIS	ANALISIS
MIEMBRO	JUNTA	MIEMBRO	JUNTA	MANUAL	COMPUTADORA
CD	C	14	13	2.99	3.91
DC	D	14	14	-34.76	-34.09
EH	E	15	8	26.70	26.01
HE	H	15	9	-43.02	-43.29
DG	D	16	14	24.20	23.42
GD	G	16	15	-27.89	-28.25
HK	H	17	9	21.56	21.73
KH	K	17	10	-44.42	-44.43
GJ	G	18	15	20.10	20.17
JG	J	18	16	-28.62	-28.73
KN	K	19	10	21.69	21.87
NK	N	19	11	-46.50	-46.04
JM	J	20	16	19.86	20.00
MJ	M	20	17	-31.74	-31.26
NQ	N	21	11	26.29	25.82
QN	Q	21	12	-33.01	-33.72
MP	M	22	17	24.89	24.26
PM	P	22	18	-15.68	-16.35

COMPARACION DE RESULTADOS DE MOMENTOS

299

CUERPO III

MARCO DE CONCRETO TRANSVERSAL EN LOS EJES (F)(G)(H)(I)

ANALISIS DE CARGA VERTICAL

ANALISIS MANUAL	ANALISIS COMP.	RESULTADO	RESULTADO		
MIEMBRO	JUNTA	ANALISIS	ANALISIS		
MIEMBRO	JUNTA	MANUAL	COMPUTADORA		
AE	A	1	1	8.48	8.47
BA	B	1	3	16.96	16.89
BC	B	2	3	28.87	28.92
CB	C	2	5	29.52	29.54
CD	C	6	5	29.52	29.54
DC	D	6	6	29.52	29.54
DE	D	4	6	29.52	29.54
ED	E	4	4	28.87	28.92
EF	E	3	4	16.96	16.89
FE	F	3	2	8.48	8.48
BE	B	5	3	45.84	45.82
EB	E	5	4	45.84	45.82

COMPARACION DE RESULTADOS DE MOMENTOS

MARCO DE SECCION VARIABLE

CARGA MUERTA + CARGA VIVA.

M I E M B R O		RESULTADO	RESULTADO
MANUAL	COMPUTAD.	ANALISIS MANUAL	ANALISIS COMP.
M 0.0	2	70.518	70.796
M 11	2	3.96	3.27
M 22	3	30.54	25.53

V.- DISEÑO.

DISEÑO DE: { ESTRUCTURA METALICA
ESTRUCTURA DE CONCRETO

DISEÑO ESTRUCTURAL

El proceso de diseño de un sistema estructural principia con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico, se parte de consideraciones generales que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema.

Un examen del costo dentro de los límites económicos y exigencias estéticas nos hace pensar en la complejidad del diseño de los sistemas estructurales; por lo que hay que tener en mente las siguientes cuestiones: ¿Qué puede considerarse como seguridad razonable ó como resistencia adecuada? ¿Qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento sea satisfactorio en condiciones de servicio? ¿Qué es un costo aceptable? ¿Es estéticamente aceptable la estructura? Estas son las preguntas que debe formularse el ingeniero y que para su solución debe usar su intuición y experiencia basándose en el análisis y la experimentación.

En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, supuestas ciertas solicitaciones razonables y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. En esta fase del diseño es donde la intuición y experiencia del ingeniero desempeñan un papel primordial; la elección del tipo de estructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto; los refinamientos posteriores en el dimensionamiento de secciones son de mu

cha menor importancia.

Un proceso muy importante en diseño es la determinación del material que va a usarse y del perfil y dimensiones de los miembros individuales de la estructura. Este procedimiento viene precedido de un análisis que nos dá los valores de corte, cargas axiales y momentos flexionantes en los miembros; la selección de la sección, generalmente conocido como diseño, se encuentra afectado por muchos factores.

La resistencia es el factor que controla generalmente la selección final de una sección; los miembros deben ser lo bastante resistentes para dar un factor satisfactorio contra falla por todas las cargas posibles -- (tales como carga muerta, carga viva, viento, sismo, impacto, etc.); generalmente se considera la posibilidad de cargas futuras que pueden resultar de la alteración ó conversión de una estructura.

La sección elegida nó solamente debe ser lo bastante resistente para evitar fallas, sino que tambien debe ser lo bastante rígida para que una deformación excesiva no destruya el valor funcional de la estructura ó lleve a ocasionar fallas del material al que se encuentra unida.

El peso de la sección debe siempre de considerarse como un factor de economía, ya que una sección más pesada cuesta más que una ligera, el peso también aumenta la carga muerta, así que los otros miembros de soporte a su vez, deben hacerse más pesados; por lo tanto, es una buena práctica de diseño elegir la sección más ligera.

Si se elige la sección más ligera para cada miembro, la estructura resultante puede contener un número crecido de perfiles aún cuando los miembros deben ser individualmente los más económicos, colectivamente pueden no ser la solución más económica; debido a las pequeñas cantidades que se requieren de cada perfil, los costos unitarios pueden elevarse; los detalles de conexiones serán también de gran variedad y puede aumentar los costos de fabricación; en tales casos, es frecuentemente descabido limitar el número de perfiles diferentes que se usan cuando algunos miembros pueden ser más resistentes y pesados de lo estrictamente necesario.

La disponibilidad del material también debe considerarse; la sección más ligera seguramente no es la más económica cuando es necesario obtenerla desde una gran distancia ó si es necesario que los laminadores fabriquen una pequeña cantidad de esa sección para llenar los requisitos indicados por diseño.

DISEÑO DE ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO PARA CUERDA INFERIOR

-110.19		(oñ)	-113.41	(c)
- 18.88	VIENTO	"	22.06	(t)
15.66	C.M.	"		
<hr/>				
-113.41		(c)		

Por lo que:

$$Q_{\max} = -113.41 \text{ Ton. (Efecto Accidental)}$$

$$f_t = 1520 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Kf_t = 2280 \text{ "}$$

$$A_r = \frac{113410}{2280} = 49.74 \text{ cm}^2.$$

de donde escogiendo 2W de 4" x 1/2" (101.6 x 12.7)

K 1/r ≤ 120 (Miembros principales) Del MM Pág.194

Propiedades del Angulo.

$$A = 24.19 \text{ cm}^2. \quad ; \quad 29.74 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 231.40 \text{ cm}^4. \quad ; \quad 277.20 \text{ cm}^4$$

$$r_{x-x} = 3.10 \text{ cm.} \quad ; \quad 3.05 \text{ cm}$$

$$S = 32.30 \text{ cm}^3. \quad ; \quad 39.30 \text{ cm}^3$$

$$K 1/r = \frac{300}{3.10} = 96.77 = Fa = 939 \text{ Kg/cm}^2. \therefore \text{no p}$$

Si utilizamos 2W de 5" x 5/8" MM Pág.194

$$A = 37.81 \text{ cm}^2.$$

$$I = 565.30 \text{ cm}^4.$$

$$r = 3.86 \text{ cm.}$$

$$S = 63.30 \text{ cm}^3.$$

$$K 1/r = 77.72 \quad Fa = 1095 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_p = 1095 \times 2 \times 1.5 \times 37.81 = 124,205 \text{ Kg.} \checkmark$$

Dado que para la longitud efectiva de 300 cm. se

ARMADURA: Las fuerzas en los miembros de la armadura producidas por las diferentes sollicitaciones analizadas son:

MIEMBRO	CARGA MUERTA	CARGA MUERTA + CARGA VIVA	V I E N T O		CARGA MUERTA + FUERZA DE VIENTO
			PRESSION EXTERIOR	PRESSION INTERIOR	
bc	0.00	0.00	1.36	0.09	1.45
cd	- 3.75	- 5.31	28.65	4.74	29.64
de	-11.58	-16.38	85.29	14.37	80.08
ef	-15.71	-22.22	115.25	19.33	110.87
fg	-17.72	-25.06	129.98	22.06	134.32
gh	-18.41	-26.04	135.19	23.11	139.89
hi	-18.23	-25.78	134.09	23.04	138.90
ij	-17.41	-24.63	130.67	22.19	135.45
ji	-17.41	-24.63	130.67	22.19	135.45
ih	-18.23	-25.78	134.09	23.04	138.90
hg	-18.41	-26.04	135.19	23.11	139.89
ge	-17.72	-25.06	129.98	22.06	134.32
fe	-15.71	-22.22	115.25	19.33	118.87
ed	-11.58	-16.38	85.29	14.37	80.08
dc	- 3.75	- 5.31	28.65	4.74	29.64
cb	0.00	0.00	1.36	0.09	1.45
AP	3.74	5.27	- 25.48	- 4.48	- 26.22
FO	11.54	16.26	- 81.08	-13.94	- 83.48
ON	15.66	22.06	-110.19	-18.88	-113.41
BN	17.67	24.89	- 25.17	-21.48	- 28.98
HN	18.36	25.86	- 29.70	-22.41	- 33.75
ML	18.17	25.59	- 27.96	-22.23	- 32.82
LK	17.37	24.47	- 24.93	-21.27	- 28.83
Kk	16.12	22.70	- 18.19	-19.75	- 21.82
kl	17.37	24.47	- 24.93	-21.27	- 28.83
Lu	18.17	25.59	- 27.96	-22.23	- 32.82
wa	18.36	25.86	- 29.70	-22.41	- 33.75
BM	17.67	24.89	- 25.17	-21.48	- 28.98
Bo	15.66	22.06	-110.19	-18.88	-113.41
op	11.54	16.26	- 81.08	-13.94	- 83.48
pa	3.74	5.27	- 25.48	- 4.48	- 26.22

MIEMBRO	CARGA MUERTA	CARGA MUERTA + CARGA VIVA	V I E N T O		CARGA MUERTA + FUERZA DE VIENTO
			PRENSION EXTERIOR	PRENSION INTERIOR	
ab	-0.18	-0.25	1.41	0.23	1.46
pc	4.61	6.49	-32.79	-5.58	-33.76
od	2.92	4.11	-20.62	-3.50	-21.20
Ho	1.66	2.34	-11.56	-1.97	-11.87
nr	0.65	0.92	- 4.28	-0.88	- 4.51
ng	-0.20	-0.28	1.05	0.19	1.84
lh	-0.95	-1.34	3.58	1.13	3.76
ki	-1.63	-2.29	8.75	1.98	9.10
KI	-1.63	-2.29	8.75	1.98	9.10
JH	-0.95	-1.34	3.58	1.13	3.76
MG	-0.20	-0.28	1.05	0.19	1.84
NF	0.65	0.92	- 4.28	-0.88	- 4.51
NE	1.66	2.34	-11.56	-1.97	-11.87
OD	2.92	4.11	-20.62	-3.50	-21.20
PC	4.61	6.49	-32.79	-5.58	-33.76
AB	-0.18	-0.25	1.41	0.23	1.46
ac	-6.70	- 9.44	47.78	8.14	49.22
pd	-9.06	-12.76	64.55	10.98	66.47
oe	-5.05	- 7.11	39.67	6.06	36.68
if	-2.61	- 3.67	18.14	3.38	18.91
ng	-0.95	- 1.34	6.23	1.28	6.56
nh	0.27	0.38	- 2.54	- 0.26	- 2.53
li	1.24	1.74	- 4.69	- 1.48	- 4.93
kj	2.05	2.89	-11.04	- 2.49	-11.48
KJ	2.05	2.89	-11.04	- 2.49	-11.48
LI	1.24	1.74	- 4.69	- 1.48	- 4.93
NH	0.27	0.38	- 2.54	- 0.26	- 2.53
NG	-0.95	- 1.34	6.23	1.28	6.56
IF	-2.61	- 3.67	18.14	3.38	18.91
OE	-5.05	- 7.11	39.67	6.06	36.68
PD	-9.06	-12.76	64.55	10.98	66.47
AC	-6.70	- 9.44	47.78	8.14	49.22

necesita un área de acero demasiado grande, se proporcionará arriostamiento en su parte media para disminuir la longitud libre; por lo tanto, volviendo a revisar el ángulo de 4" x 5/8" :

Características del Angulo, 4" x 5/8"

$$A = 29.74 \text{ cm}^2.$$

$$I = 277.20 \text{ cm}^4.$$

$$r = 3.05 \text{ cm.}$$

$$S = 39.30 \text{ cm}^3.$$

$$K \quad 1/r = \frac{1 \times 150}{3.05} = 49.18 \quad 49 = F_a = 1297 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_p = 1297 \times 1.5 \times 2 \times 29.74 = 115,718.34 > 113,412 \text{ Kg.}$$

Se aceptan 2 \square de 4" x 5/8" Manual M. Pág. 194

Diseño de Montantes

- 32.79			
- 5.58	VIENTO	(pc)	-33.76 Ton. (c)
4.61	C.M.		+ 6.49 Ton. (t)
<hr style="width: 10%; margin-left: 0;"/>			
- 33.76	Ton.		

$$C_{\max} = -33.76 \text{ Ton. (Efecto accidental)}$$

$$A_r = \frac{33760}{2280} = 14.80 \text{ cm}^2.$$

Escogiendo 2 \square de 4" x 3/8".

Propiedades del ángulo

$$A = 18.45 \text{ cm}^2$$

$$I = 181.5 \text{ cm}^4$$

$$r = 3.12 \text{ cm}$$

$$S = 24.9 \text{ cm}^3$$

$$\frac{KI}{r} = \frac{1.0 \times 141.3}{r} = 120 \quad \therefore r = 1.18 \text{ cm.}$$

$$1 \frac{1}{4}'' \times 3/16''$$

$$A = 2.81 \text{ cm}^2.$$

$$I = 2.54 \text{ cm}^4.$$

$$r = 0.97 \text{ cm.}$$

$$S = 1.16 \text{ cm}^3.$$

$$K \frac{1}{r} = \frac{141.3}{0.97} = 145.67 \Rightarrow F_a = 566 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_p = 566 \times 2 \times 1.5 \times 2.81 = 4771.38 < 33,760 \text{ Kg.}$$

SEGUNDO TANTEO: 4" x 3/8" MM Pág. 194

$$A = 18.45 \text{ cm}^2.$$

$$I = 181.50 \text{ cm}^4.$$

$$r = 3.12 \text{ cm.}$$

$$S = 24.90 \text{ cm}^3.$$

$$K \frac{1}{r} = \frac{141.3}{3.12} = 45.29 \Rightarrow F_a = 1320 \text{ Kg/cm}^2.$$

Valor obtenido de la Tabla V MM Pág. 69

$$F_p = 1320 \times 1.5 \times 18.45 = 36,531 \text{ Kg.} > 33,760 \text{ Kg. O.K.}$$

DISEÑO DE DIAGONALES

$$64.55 \quad (\text{pd}) \quad + 64.47 \text{ Ton. (t)}$$

$$10.98 \quad - 12.76 \quad " \quad (\text{c})$$

$$\underline{- 9.06}$$

$$64.47 \text{ Ton.}$$

$$K_f_t = 2,280 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{64470}{2280} = 29.15 \text{ cm}^2.$$

Seleccionando un ángulo de 4" x 5/8"

$$A = 29.74 \text{ cm}^2. \quad r = 3.05 \text{ cm.}$$

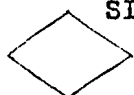
$$I = 277.20 \text{ cm}^4. \quad S = 39.03 \text{ cm}^3.$$

$$K \frac{1}{r} = \frac{348}{3.05} = 114.1 < 120 \text{ O.K.}$$

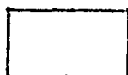
V.-a.- METODOLOGIA PARA DISEÑAR LOS MARCOS DE SECCION
VARIABLE

Al haber hecho el análisis y obtener los elementos mecánicos actuantes en los miembros, los cuales rigen el diseño de éstos marcos, se procede según los siguientes diagramas de flujo, elaborados para definir los esfuerzos permisibles.

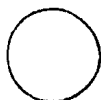
SIMBOLOGIA UTILIZADA PARA LOS DIAGRAMAS DE FLUJO



Requisito de decisión (si ó no). Punto del diagrama donde un cierto criterio de la especificación en cuestión se satisface ó no y la respuesta determina cual de las dos alternativas se debe seguir para la salida de este símbolo.



Requisito del proceso ó orden de ejecución. Punto del diagrama donde se inicia ó termina el proceso, ó bien donde una determinada operación específica se debe hacer.



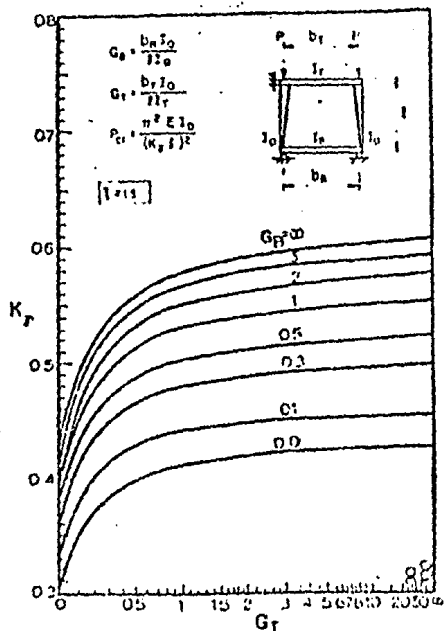
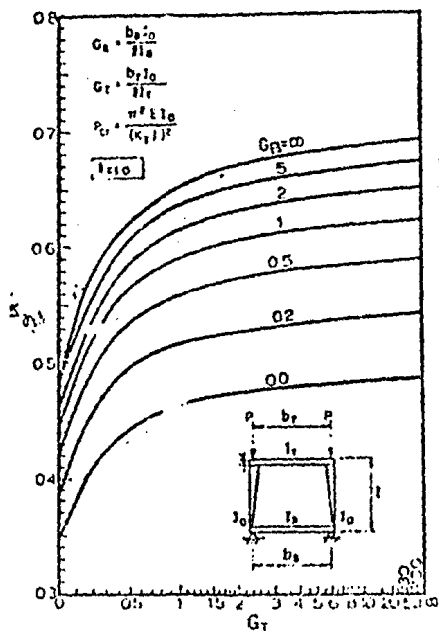
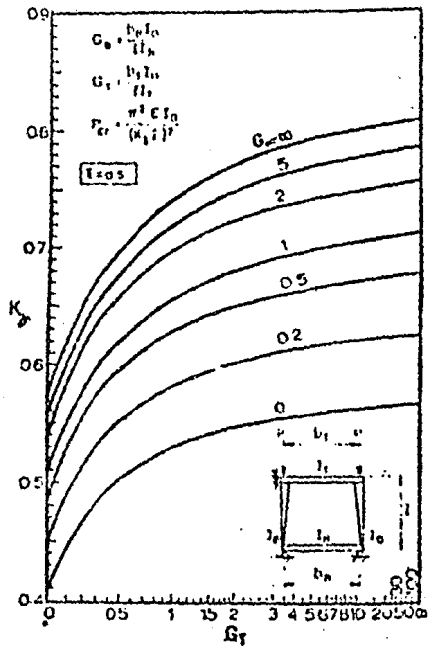
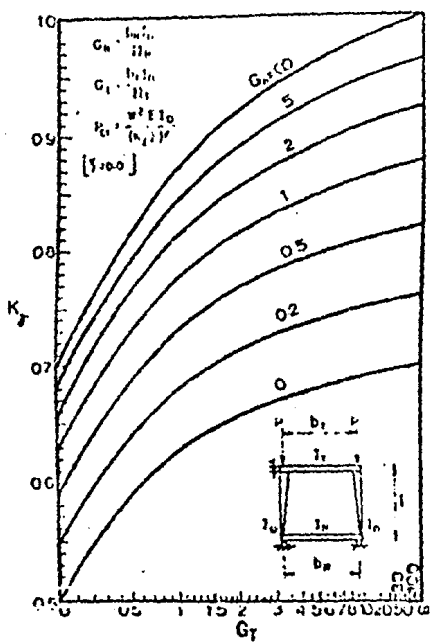
Conector. Representa el punto de unión en la línea de flujo. Un carácter alfabético identifica a un conector único que debe transferirse dentro del diagrama de flujo.



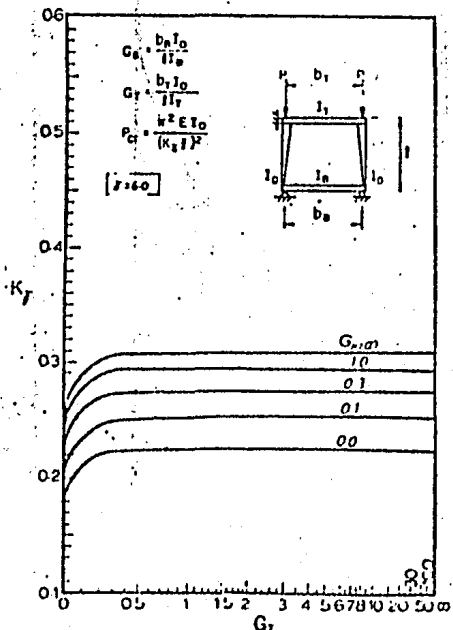
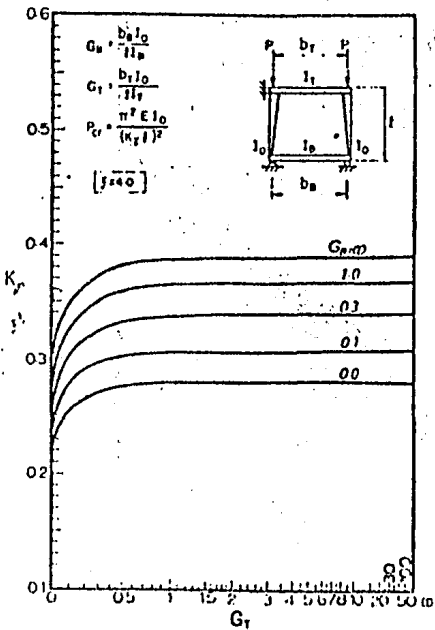
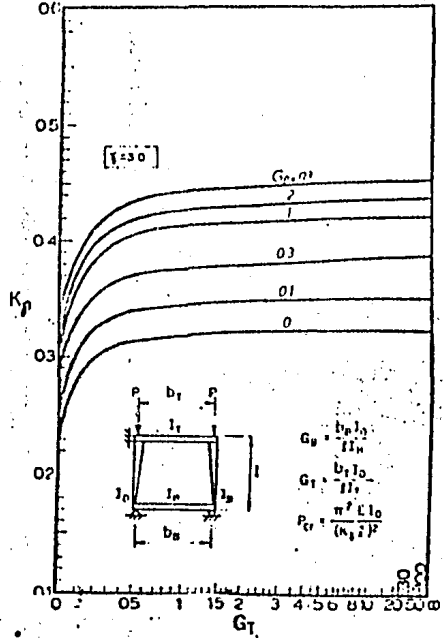
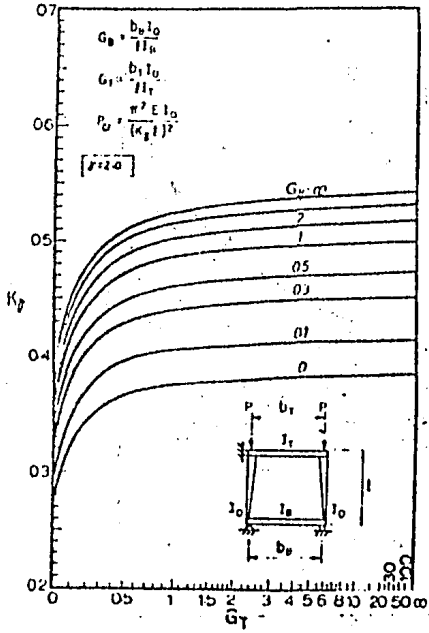
Conector a otra sección ó página. Cuando un determinado diagrama de flujo no quede en una cierta hoja, se determina con este símbolo y se continúa donde vuelva a aparecer dicho símbolo en otra hoja.

Dentro de la metodología para el diseño de los marcos de sección variable, deberá tenerse en cuenta la longitud efectiva de las columnas, en base a los modificadores de sujeción GT y GB, para lo cual, se anexan las gráficas que propone el AISC-1980.

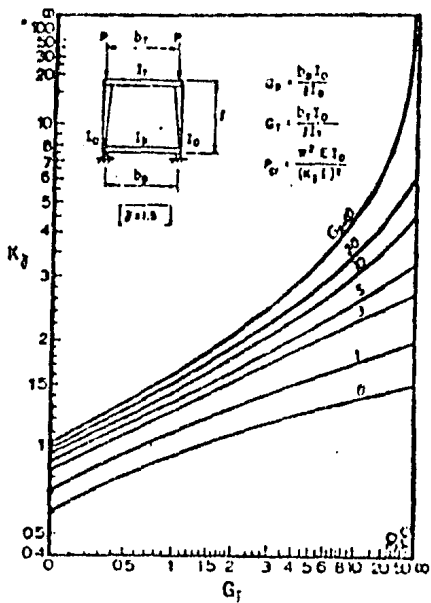
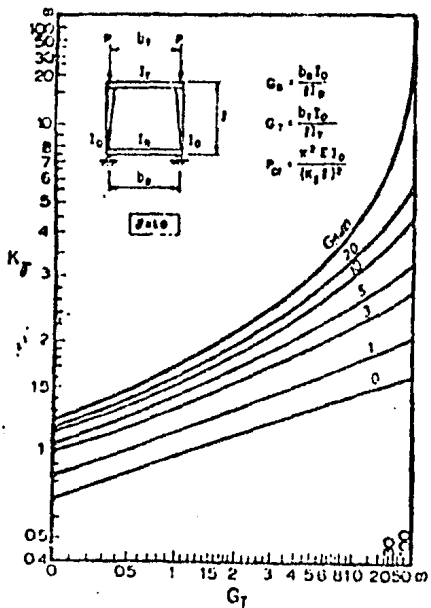
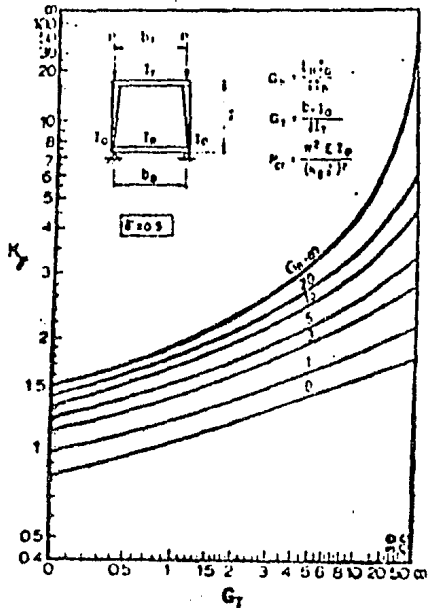
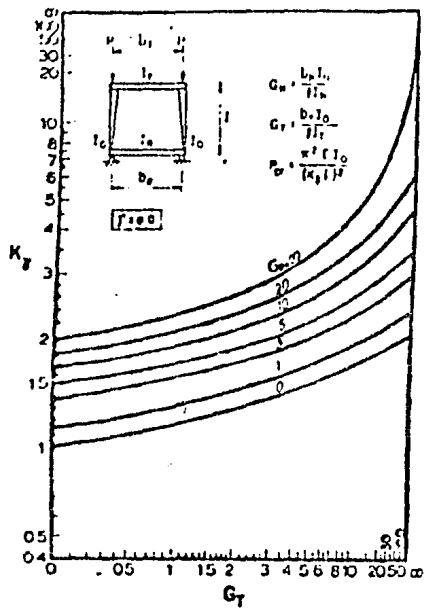
Factores de longitud efectiva para columnas de sección variable sin desplazamiento lateral. Gráficas II-1, II-2, II-3 y II-4



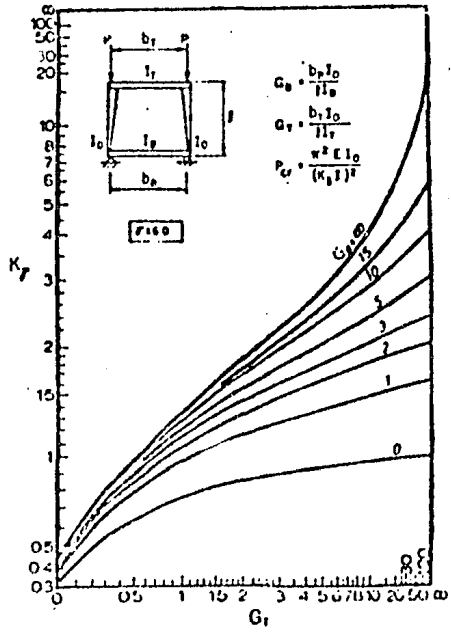
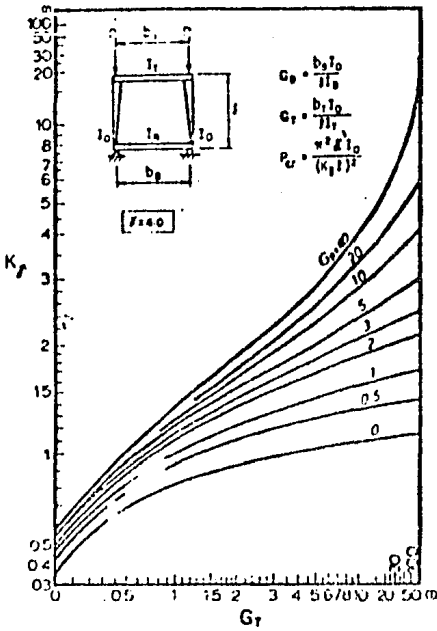
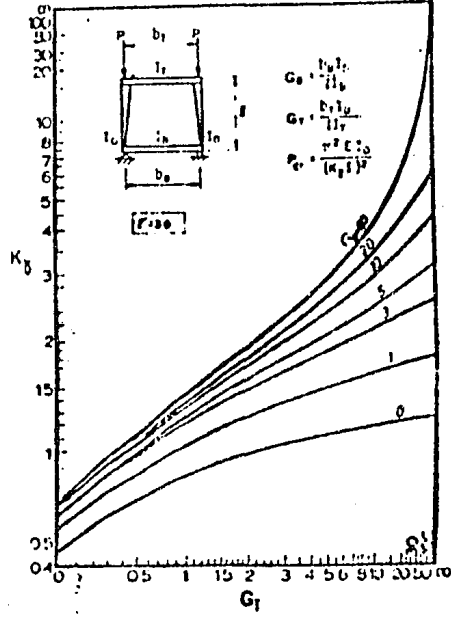
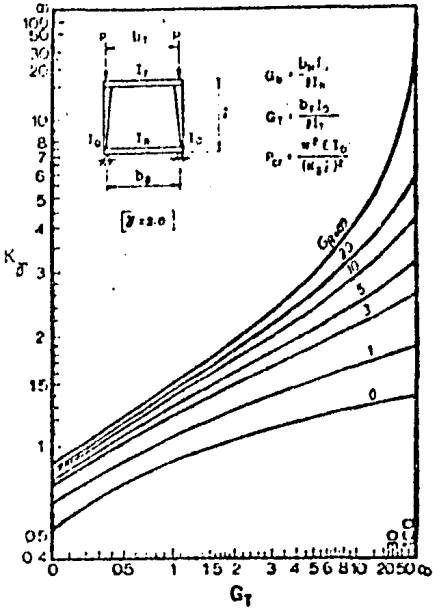
Factores de longitud efectiva para columnas de sección variable sin desplazamiento lateral. Gráficas II-5, II-6, II-7 y II-8

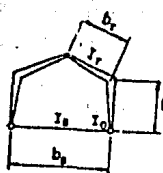


Factores de longitud efectiva para columnas de sección variable con desplazamiento lateral. Gráficas II-9, II-10, II-11 y II-12



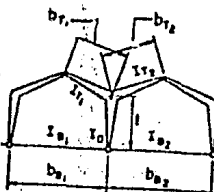
Factores de longitud efectiva para columnas de sección variable con desplazamiento lateral. Gráficas II-13, II-14, II-15 y II-16.





$$G_r = \frac{b_r I_0}{I_r l}$$

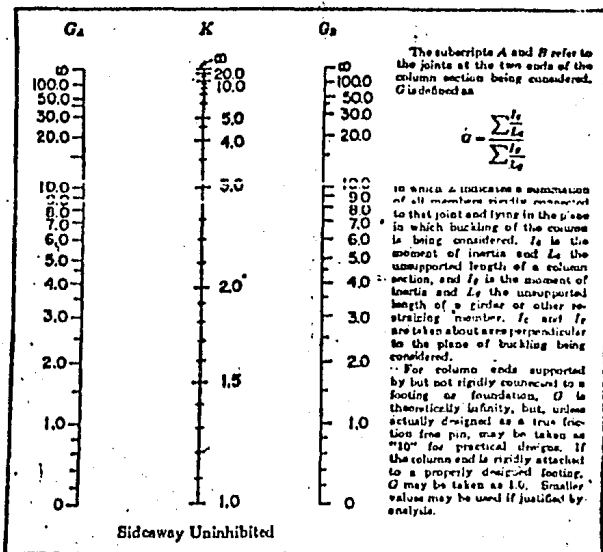
$$G_s = \frac{b_s I_0}{I_s l}$$



$$G_r = \frac{I_0}{l} \sum \frac{b_r}{I_r}$$

$$G_s = \frac{I_0}{l} \sum \frac{b_s}{I_s}$$

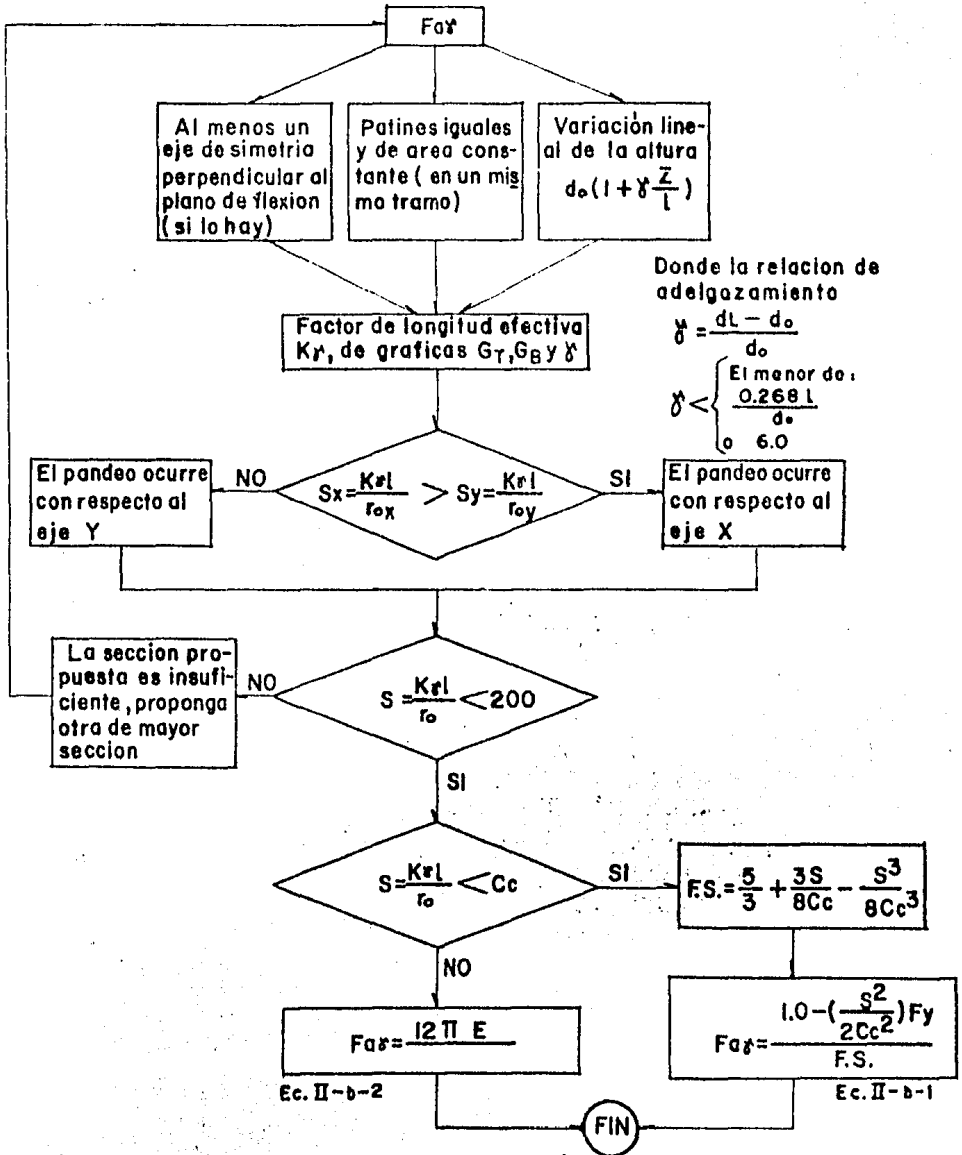
Gráficas II-17



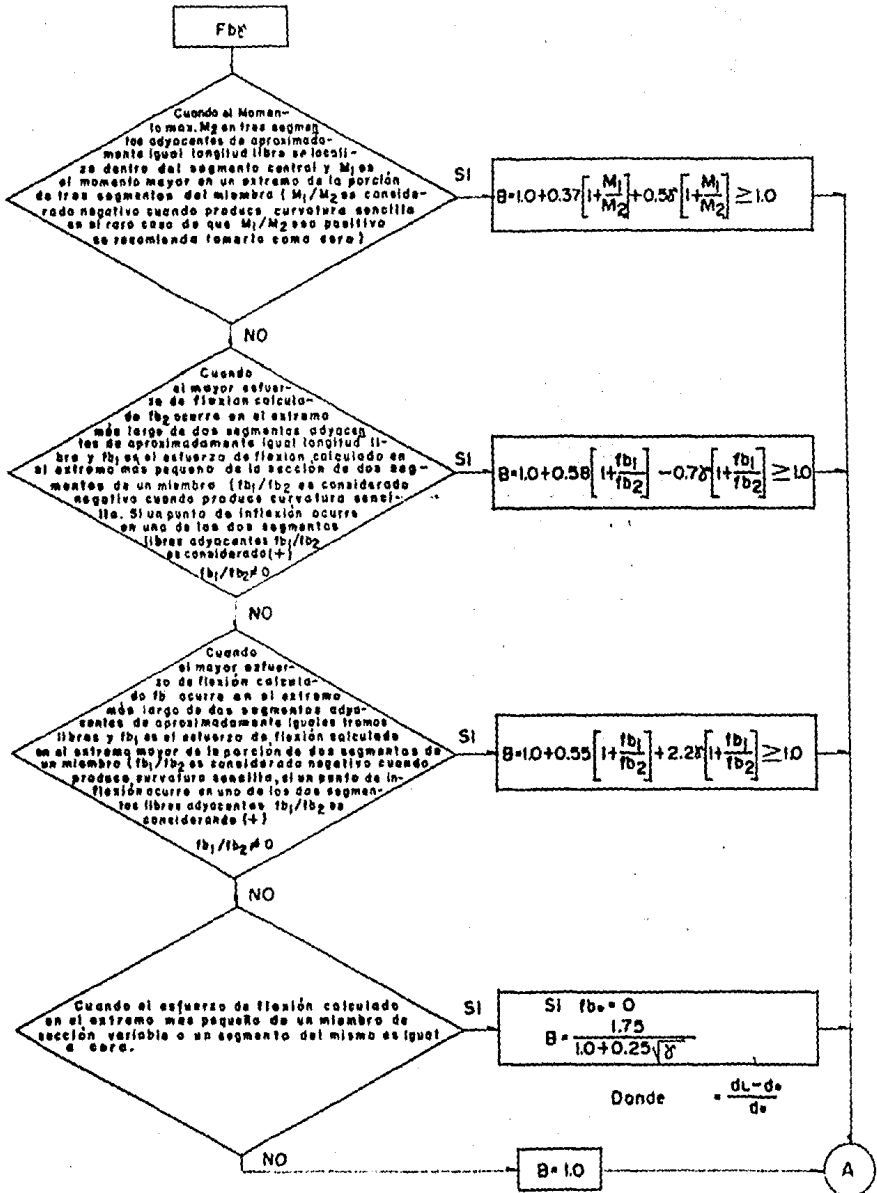
Alignment Chart for Effective Length of Columns in Continuous Frames

Gráfica II-18

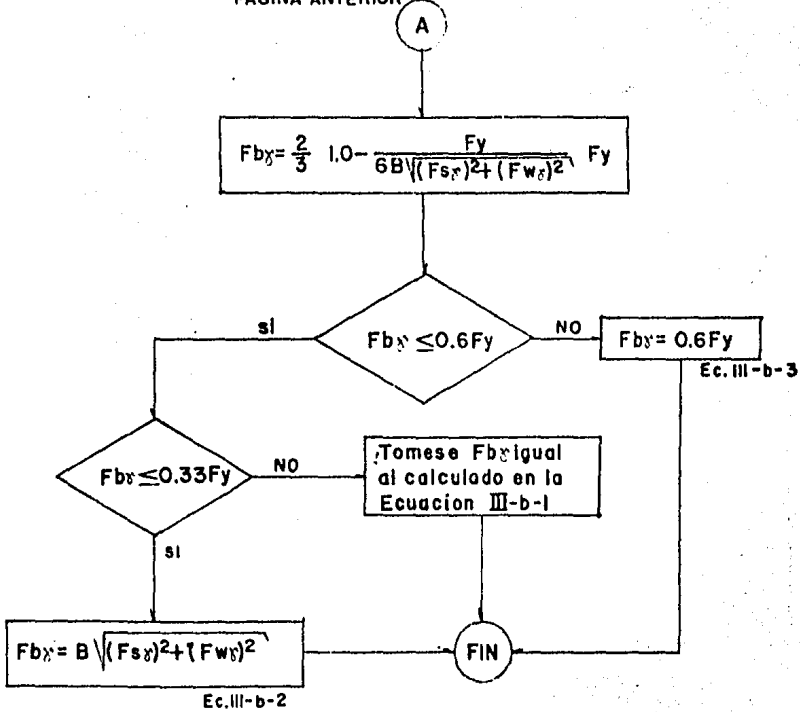
CRITERIO PARA VALUAR EL ESFUERZO AXIAL PERMISIBLE F_{ax} EN MIEMBROS DE SECCION VARIABLE



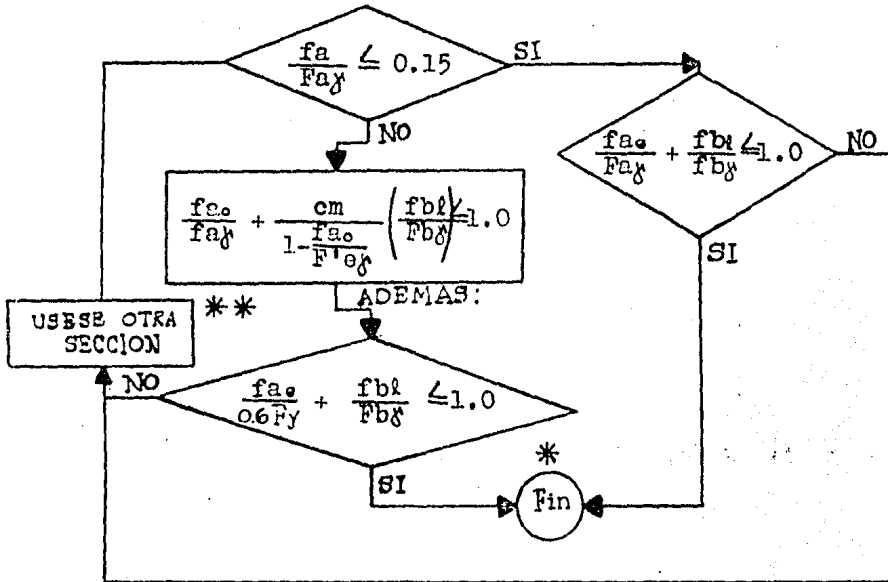
CRITERIO PARA VALUAR EL ESFUERZO DE FLEXION PERMISIBLE F_b EN MIEMBROS DE SECCION VARIABLE



VIENE DE LA
PAGINA ANTERIOR



CRITERIO PARA VALUAR LOS ESFUERZOS COMBINADOS DE COMPRESION AXIAL Y DE FLEXION, EN MIEMBROS DE SECCION VARIABLE



DONDE:

$$C_m = 1.0 + 0.1 \left(\frac{f_{ae}}{F'_{ce\delta}} \right) + 0.3 \left(\frac{f_{ae}}{F'_{ce\delta}} \right)^2$$

Cuando hay momentos extremos aproximadamente iguales y que producen flexión con curvatura

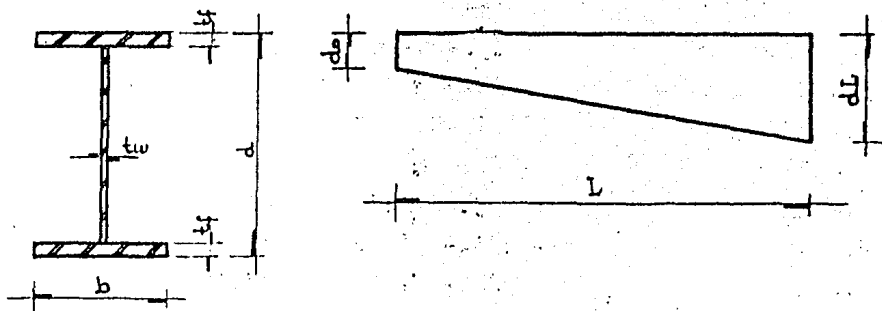
$$C_m = 1.0 - 0.9 \left(\frac{f_{ae}}{F'_{ce\delta}} \right) + 0.6 \left(\frac{f_{ae}}{F'_{ce\delta}} \right)^2$$

Cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo más delgado de la longitud libre es igual a cero.

NOTA: ver significado de asteriscos en la hoja siguiente.

* A juicio del diseñador podrá disminuirse la sección si se considera conveniente y adecuado.

** Pueden aumentarse los anchos y/o espesores de patines y alma o bien el peralte de la sección. No queda dentro de la finalidad de este trabajo el criterio de proporcionamiento óptimo de sección, el cual puede verse en otras fuentes de información.



CROQUIS PARA REVISION DE ESFUERZOS
DE ELEMENTOS DE SECCION VARIABLE

(Ver hojas siguientes)

ELABORACION DE PROGRAMA PARA REVISAR LOS ESFUERZOS
EN MIEMBROS DE SECCION VARIABLE (HP-41C)

Datos	Memoria	Resultado	Memoria
do (cm)	01	Cc	10
dL (cm)	02	Iox	11
L (cm)	03	Ioy	12
KxLx (cm)	04	Ao	13
KyLy (cm)	05	Af	14
Fy (Ton/cm ²)	06	$\frac{KxLx}{rx} \text{ y } \frac{KyLy}{ry}$	
b cm	07		15
tf cm	08	Fa δ (Ton/cm ²)	16
tw cm	09	rto	17
		δ	18
		Fb δ (Ton/cm ²)	24

1.- LBLT TAPE	19.-RCL 08	37.-ST \emptyset 11 (Iox)
2.- 2	20.- *	38.-RCL 07
3.- ENTER	21.-RCL 07	39.-3
4.- 2100	22.- *	40.-Y ^x
5.- *	23.-ST \emptyset 11	41.-RCL 08
6.- TT	24.-RCL 01	42.- *
7.- X ²	25.-RCL 08	43.-6
8.- *	26.-2	44.-%
9.- RCL 06	27.- *	45.-ST \emptyset 12 (Ioy)
10.-%	28.- -	46.-RCL 07
11.- \sqrt{X}	29.-3	47.-RCL 08
12.-ST \emptyset 10 (Cc)	30.-Y ^x	48.- *
13.-RCL 01	31.-12	49.-ST 14 (Af)
14.-RCL 08	32.-%	50.-2
15.- -	33.-RCL 09	51.- *
16.-2	34.- *	52.-ST \emptyset 13
17.-%	35.-RCL 11	53.-RCL 01
18.-X ²	36.-+	54.-RCL 08

Nota: el signo % significa "entre"

55.- 2	88.- RCL 10	122.-%
56.- *	89.- %	123.-STØ16 (Fa)
57.- -	90.- 3	124.-GØ TØ 03
58.- RCL 09	91.- Y^X	125.-LBL 02
59.- *	92.- 8	126.-12
60.-RCL 13	93.- %	127.- π
61.- +	94.- STØ 15	128.- X^2
62.- STØ 13 (A.)	95.- RCL 15	129.- *
63.- RCL 11	96.- RCL 10	130.-2100
64.- RCL 13	97.- %	131.- *
65.- %	98.- 3	132.-RCL 15
66.- \sqrt{X} \rightarrow 1/x	99.- *	133.- X^2
67.- RCL 04	100.-8	134.-%
68.- *	101.-%	135.-23
69.- STØ 15 $\left(\frac{KxIx}{x}\right)$	102.-5	136.-%
70.- RCL 12	103.-ENTER	137.-STØ16 (Fa)
71.- RCL 13	104.-3	138.-LBL 03
72.- %	105.-%	139.-RCL 01
73.- \sqrt{X} \rightarrow 1/x	106.-+	140.-RCL 08
74.- RCL 05	107.-RCL 16	141.-2
75.- *	108.- -	142.- *
76.- STØ 16 $\left(\frac{KyLy}{y}\right)$	109.-STØ16	143.- -
77.- RCL 15	110.-RCL 15	144.-6
78.- $X > Y$	111.-RCL 10	145.-%
79.- GØ TØ 01	112.-%	146.-RCL 09
80.- $X \geq Y$	113.- X^2	147.- *
81.- STØ 15	114.-2	148.-RCL 14
82.- LBL 01	115.-%	149.-+
83.- RCL 15	116.-CHS	150.-2
84.- RCL 10	117.-1	151.- *
85.- $X \leq Y$	118.-+	152.-1/x
86.- GØ TØ 02	119.-RCL 06	153.-RCL 12
87.- RCL 15	120.- *	154.- *
	121.-RCL 16	155.- \sqrt{X}

156.-STØ 17 (rto)	190.-%	224.- *
157.-RCL 02	191.- X^2	225.-STØ 24
158.-RCL 01	192.-1/x	226.-RCL 23
159.- -	193.-11950	227.- $X > Y$
160.-RCL 01	194.- *	228.-GØTØ 05
161.-%	195.-STØ 21 (FwØ)	229.-RCL 06
162.-STØ 18 (Ø)	196.-RCL 19	230.-3
163.-RCL 03	197.-RCL 03	231.-%
164.-RCL 01	198.- * RCL 01 *	232.-RCL 23
165.- *	199.-RCL 14	233.- $x > y$
166.-RCL 14	200.-%	234.-GØTØ 04
167.-%	201.-1/x	235.-RCL 21
168.- \sqrt{X}	202.-843.6	236.-RCL 22
169.-RCL 18	203.- *	237.-R → P
170.- *	204.-STØ 22 (FbØ)	238.-STØ 24
171.-0.023	205.-RCL 21	239.-GØTØ 05
172.- *	206.-R → P	240.-LBL 04
173.-1	207.-6	241.-RCL 23
174.-+	208.- *	242.-STØ 24
175.-STØ 19 (hs)	209.-1/x	243.-LBL 05
176.-RCL 03	210.-RCL 06	244.-END
177.-RCL 17	211.-GHS - *	
178.-%	212.-1	
179.- \sqrt{X}	213.-+	
180.-RCL 18	214.-2	
181.- *	215.-ENTER	
182.-0.00385	216.-3	
183.- *	217.-%	
184.-1	218.- *	
185.-+	219.-RCL 06	
186.-STØ 20 (hw)	220.- *	
187.-RCL 03	221.-STØ 23 (FbØ)	
188.- *	222.-RCL 06	
189.-RCL 17	223.-0.6	

CONECTORES Y CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

Un conector es un elemento a través del cual se realiza una unión de dos o más elementos de una estructura.

En las estructuras existen tres tipos de conectores muy usuales que son, los remaches, la soldadura y los tornillos de alta resistencia. Los remaches en la actualidad ya no se usan por las facilidades prácticas y de resistencia de la soldadura y los tornillos, pues su colocación es más simple y eficiente y sobre todo más económica, pero los remaches todavía tienen importancia en el renglón académico, porque su trabajo es específico (esfuerzo constante, tensión, aplastamiento) ya que los conectores son elementos de fuerza definidos, de aquí resulta que las conexiones se puedan analizar de una manera más sencilla en base al estudio de los remaches, ya que si queremos analizar el comportamiento de la soldadura en una conexión, resulta más compleja de entender como funciona, caso diferente si se comprende la forma en que operan los remaches bajo ciertas hipótesis fundamentales, lo mismo pasa con las conexiones atornilladas pues el cálculo es similar a los remaches.

A continuación damos una descripción de cada conector:

Para colocar un remache, se calienta éste en una fragua y tomándolo con unas tenazas, se le pasa al remachador que la recoge con un embudo de lámina, con una pinza se toma el remache y se coloca en el agujero, paso seguido se coloca una pieza de acero llamada "Sufridua" por el lado donde el remache tiene la cabeza, mientras que del lado opuesto se procede a forjar la otra cabeza con una pistola remachadora portátil neumática. El remache debe llenar completamente el agujero, una vez forjada la-

cabeza del vástago, comienza a aumentar de dimensiones, esto es debido a que el acero esta en estado semiplástico; en la supervisión se debe checar que las cabezas sean completas y colineales y que no se instalen muy calientes ya que quedan reccidos; la temperatura de operación es de -1800°F estos aprietan cuando se enfrían debido a la contracción que se genera.

La calidad del acero usada en las juntas remachadas es A-502-1 y A502-2 de bajo contenido de carbón.

El segundo tipo de conector es la soldadura que se puede aplicar de tres maneras, manual, semiautomática y automática.

La soldadura manual utiliza electrodos de recubrimiento pesado E60XX y E70XX, el 60 y 70 indica 60,000 o 70,000 libras por pulgada cuadrada de carga de ruptura, estos son los más usuales, ya que también existen electrodos de 100XX, la XX se sustituye por los números comerciales, el primero indica el tipo de polaridad que se va a usar en la máquina y el segundo la posición en que se puede soldar, estos electrodos vienen recubiertos con una capa de materiales que al fundirse crean una atmósfera gaseosa protectora, por ejemplo, el electrodo E6010XX crea una atmósfera gaseosa reductora del nitrógeno y el oxígeno del aire, es decir no se forman ni óxidos ni nitruros, que son elementos perjudiciales; en el caso del electrodo E70XX el recubrimiento tiene dos usos fundamentales, el primero es producir una acción reductora encima de la soldadura, impidiendo así que el metal líquido se contamine con los gases de la atmósfera oxígeno y nitrógeno, la segunda finalidad, es que encima de la soldadura se forma una capa que permite formar el cordón de una ma-

nera mecánica, impidiendo el enfriamiento rápido con el -
cual el crecimiento de los cristales es más lento, más -
uniforme, resultando la soldadura de mejor calidad.

En la soldadura semiautomática existen dos tipos:
el de arco metálico protegido con gas inerte (MIG) y el -
de arco con electrodo núcleo de fundente (TIG).

El MIG puede ser el E70 U-1 y el E70 S-X. El -
TIG es un electrodo metálico que viene enrollado en una
bobina, tiene un núcleo relleno de fundente y el gas se -
produce cuando éste se funde.

La ventaja que se tiene es el avance considera-
ble en la cantidad de metal depositado en la soldadura.

La soldadura automática es la llamada de "arco
sumergido" esta soldadura sólo se puede aplicar en un ta-
ller. La máquina consta de un generador de corriente di-
recta y de una cabeza automática de soldar que lleva ane-
xa una tolva de fundentes, este fundente es un producto-
vítreo o sea una escoria básica altamente cargada de man-
ganeso. La cabeza automática viene alimentada con una -
alambre o electrodo de 1/8 de pulgada o menos, enrollada
en un carrete, paso seguido sale el alambre sirviendo de
polo, utilizando amperajes altos para soldar (600 ampe-
res), adelante del alambre viene depositandose un chorro
de "flux" o fundente que se queda en la soldadura. En el
momento que avanza la máquina el electrodo va encontran-
do el "flux" y se produce el arco voltáico debajo de él,
se funde y el "flux", con óxido de manganeso reduce al -
oxígeno.

En cuanto a la supervisión, haremos el comenta-
rio que es mejor control de calidad la que se lleva en un
taller a la soldadura hecha en campo, esto es que en un-

taller las piezas a soldar, se pueden acomodar de una manera horizontal o normal, caso contrario al que se presenta en el campo, ya que muchas veces se hacen soldaduras a grandes alturas y posiciones incómodas, haciendo de esta manera más difícil la supervisión, aparte de tener la presencia de lluvias, vientos fuertes etc.

Existen cinco tipos básicos de juntas y cuatro tipos básicos de soldaduras en las conexiones soldadas:

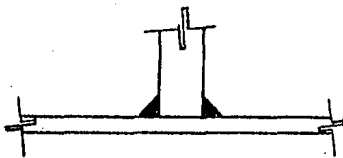
1.- A tope



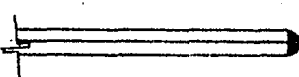
2.- De traslape



3.- En "T"



4.- De borde

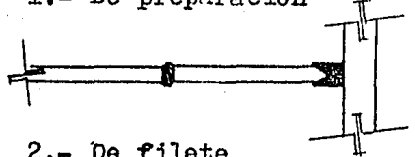


5.- De esquina

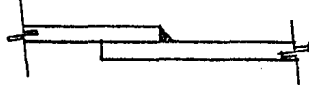


JUNTAS SOLDADAS

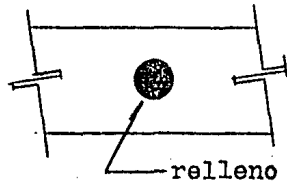
1.- De preparación



2.- De filete



3.- De tapón



4.- De ranura



SOLDADURAS

ESFUERZOS ADMISIBLES EN SOLDADURAS

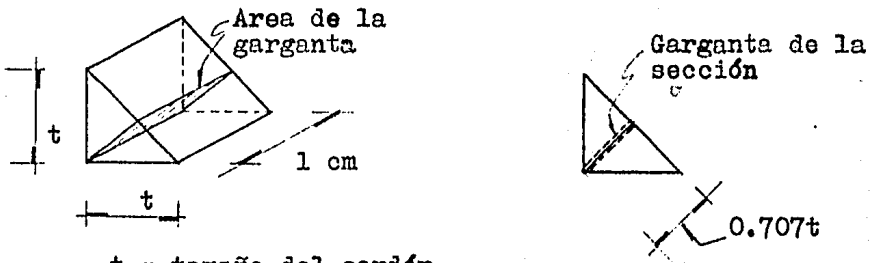
En juntas con penetración completa, son los mismos que para el metal base y en juntas con soldadura de filete los esfuerzos combinados no excederán del valor permitido para corte.

La forma de combinar los esfuerzos no está especificado por los reglamentos y pueden usarse procedimientos similares a los indicados para remaches y tornillos.

TIPO DE SOLDADURA	ELECTRODOS	ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLE (kg/cm ²)
de filete, de tapón y de ranura	E-60XX E-70XX	950 1100

Esta tabla muestra los tipos de electrodos más usuales en la construcción de estructuras de acero.

RESISTENCIA DE UNA SOLDADURA DE FILETE



t = tamaño del cordón.

$R = A_c F_c$, donde:

R = resistencia del cordón

A_c = Area de la garganta = $0.707t \times 1 \text{ cm}$

F_c = Esfuerzo admisible de la soldadura al corte.

$\therefore R = 0.7071 t F_c$ (kg/cm).

longitud de soldadura:

$$l = \frac{\text{FUERZA APLICADA}}{\text{RESISTENCIA DEL CORDÓN}} = (\text{cm})$$

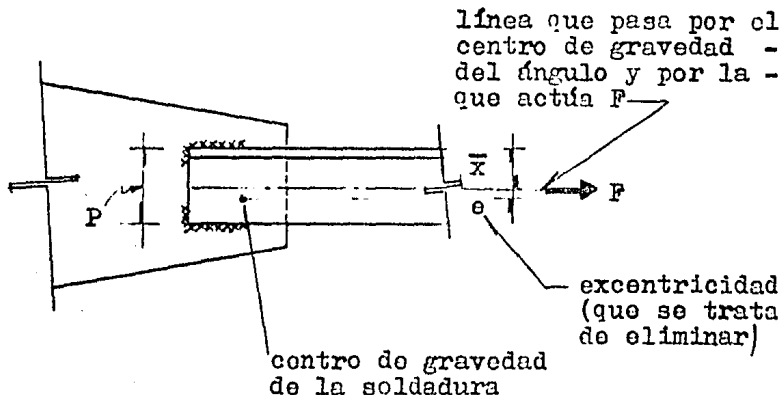
$l_{\text{mín}} = 4t$ según MM (Manual Monterrey) sección 17 (f) en las páginas 44 y 45 (MM) se podrán encontrar las dimensiones mínimas y máximas de las soldaduras de filete (chaflán).

La dimensión de la soldadura se determinará por los espesores de las dos piezas unidas; pero esta no debe exceder el espesor de la pieza más delgada. (ver sección-17"e" MM).

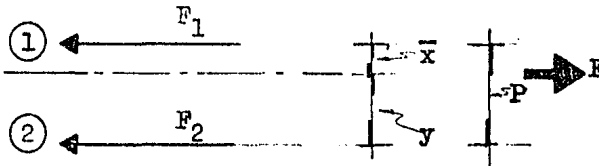
De acuerdo a la especificación de la sección - 17 (i) página 46 (MM) se dará vuelta en los extremos una longitud de dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Por lo tanto el diseño se representa:

$$l_{\text{por lado}} = l_{\text{obtenida}} + 2t$$

En la distribución de soldadura en ángulos, para evitar la excentricidad de la fuerza, que se supone actúa en la línea del centro de gravedad del ángulo y el centro de gravedad de la soldadura, se procede a evaluarlo siguiente:



La fuerza F se descompondrá en F_1 y F_2 , y tomando momentos estáticos se podrán valorar.



$$M_1 = F_2 P - F \bar{x} = 0$$

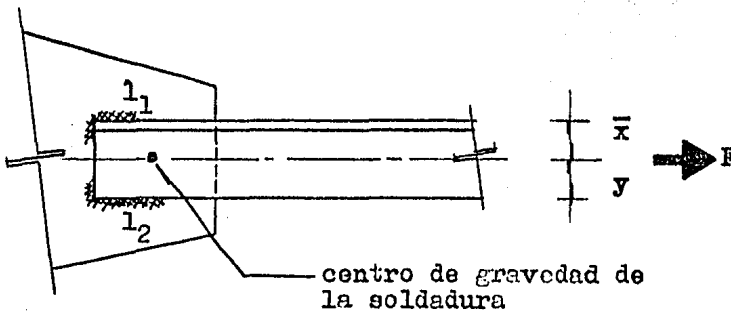
$$\therefore F_2 = \frac{F \bar{x}}{P}$$

$$M_2 = F y - F_1 P = 0$$

$$\therefore F_1 = \frac{F y}{P}$$

La longitud total de soldadura será igual a:

$$L = \frac{F}{R}, \quad P = \bar{x} + y$$



L = longitud total de soldadura

si l_1 es para F_1 y l_2 es para F_2 se tendrá:

$$L = l_1 + l_2,$$

$$l_1 = \frac{F_1}{R} \text{ y sust. } l_1 = \frac{F_y}{RP}$$

$$l_2 = \frac{F_2}{R} \text{ y sust. } l_2 = \frac{F_x}{RP}$$

Los tornillos de alta resistencia; el último avance en lo que se refiere a conectores, son colocados en frío con arandelas que luego se aprietan a una torsión calibrada, este par de torsión permite calcular cual es la tensión real que existe en la dirección del vástago, conociendo la misma y el coeficiente de fricción entre las placas, se conoce de que orden es la fuerza cortante que en forma de fricción se puede absorber, por lo tanto el tornillo trabaja a tensión por fricción ó bien cortante cuando no está bien apretado. Estos tornillos se fabrican con aceros especiales A 325, y A 490 ASTM.

Los elementos estructurales que forman los marcos de acero de sección variable, serán unidos mediante conexiones atornilladas.

Resumen para el Cálculo de una Conexión Atornillada. (es l_a que se uso en ésta tesis)

- 1.- Se propone la geometría y un diámetro de tornillos.
- 2.- Se calcula el eje neutro de la sección
 - a) Se supone una localización del eje neutro.
 - b) Se calcula el área de los elementos que resisten la tensión como son: tornillos, patín y atiesadores abajo del eje neutro.
 - c) Se calcula el momento estático de la sección en tensión y compresión tomando como eje de referencia la base de la conexión, en tensión se tomarán en cuenta el área de tornillos lo-

calizados arriba del eje neutro supuesto; en -
compresión, se toma en cuenta el área de atiesadores y patín únicamente.

- d) Se calcula el momento de inercia de la sección que se toma para el cálculo del momento estático.
- e) Con los datos del espesor del alma, fuerza normal, momento actuante y área se obtiene \bar{y}

3.- Con el dato de " \bar{y} " se calcula el momento de inercia con respecto a un eje que pasa por " \bar{y} "

- a) Para el cálculo de el momento de inercia en tensión, se tomarán en cuenta únicamente los tornillos localizados arriba del eje neutro.
- b) Para calcular el momento de inercia correspondiente a la parte en compresión se tomarán en cuenta el área del patín, atiesadores y el alma

4.- Revisión de esfuerzos.

- a) Esfuerzos cortantes

$$f_v = \frac{V}{\text{Área de tornillos}} \quad F_v = 1230 \text{ kg/cm}^2$$

- b) Esfuerzos en tensión

$$F_c t = 3866 - 1.8f_v \leq 3093 \text{ kg/cm}^2$$

si $F_c t > Ft$ permisible se toma $Ft = 3093 \text{ Kg/cm}^2$

$$ft = \frac{M}{S_t} - \frac{N}{A_T} < 3093 \text{ Kg/cm}^2 \text{ o.k}$$

- c) Esfuerzos de compresión

$$f_c = \frac{M}{S_c} + \frac{N}{A_T} < 0.9F_y = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$S_c = \frac{I_{xx}}{d}$; d = distancia de la base al eje neutro.

5.- Cálculo de soldaduras.

a) se calculan las tensiones en los tornillos:

$$S_i = \frac{T_i}{y_i} \dots \text{distancia del eje neutro al -} \\ \text{tornillo}$$

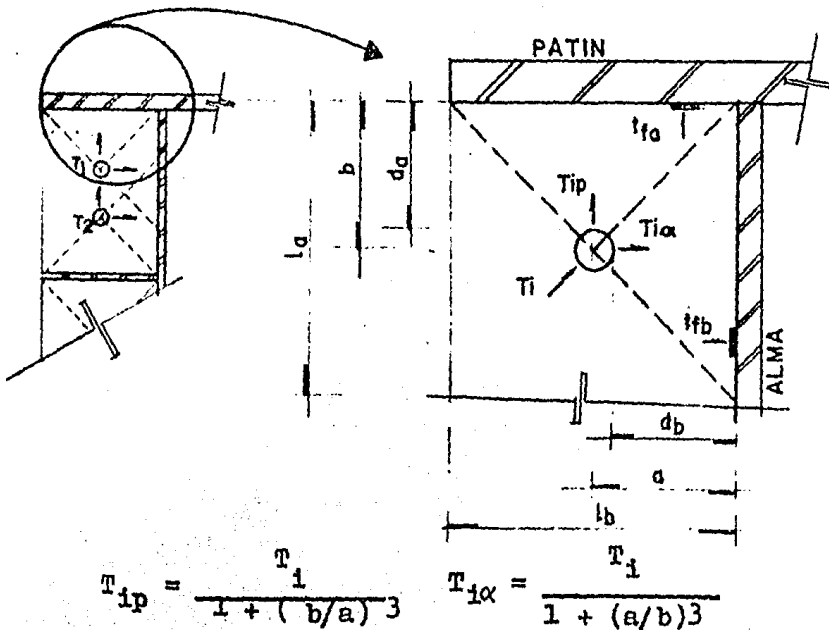
b) se calculan los esfuerzos en los tornillos.

$$f_i = \frac{M}{S_i} + \frac{P}{A_T}$$

c) Cálculo de la tensión per tornillo

$$T_i = f_i \times \text{Area.}$$

Participación de las fuerzas T_i de los tornillos en los extremos.



Cálculo de resistencia por unidad de longitud.

$$q_p = \frac{T_{ip}}{l_b} \quad q_\alpha = \frac{T_{i\alpha}}{l_a}$$

resistencia del electrodo E-70XX = 1480 kg/cm²

Cálculo del espesor de filete

$$\text{espesor} = \frac{q_i}{0.7071 \times 1480}$$

El espesor puede ser calculado para: patín, alma o atiesador.

Para soldadura E-70XX se multiplicará por 1.33 - para condición accidental.

Restricciones para uso de filetes.

Máximo tamaño de filete 1/8" menor del espesor - de la placa más gruesa.

Mínimo tamaño del filete.

Tamaño de Placa	Espesor Mínimo
Placa $\leq 1/4"$	1/8"
1/4 < Placa $\leq 1/2"$	3/16"
1/2 < Placa $\leq 3/4"$	1/4"
3/4 < Placa mayor	5/16"

Diseño de la placa conexión

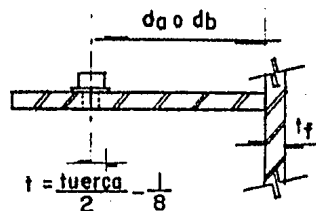
$$d_a = a - t_t - t_f$$

$$d_b = b - t_t - t_f$$

Cálculo de momentos

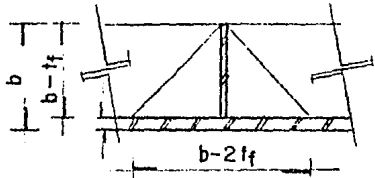
$$M_{ip} = \frac{T_{ip} d_a}{2}$$

$$M_{i\alpha} = \frac{T_{i\alpha} d_b}{2}$$



$$d'_a = l_b - 2t_{fb}$$

$$d'_b = l_a - 2t_f$$



cálculo de $F_b = 0.75 f_y$, A-36 = 1897 kg/cm²

6.- cálculo del espesor de placa donde rige la mayor

$$t_1 = \sqrt{\frac{\text{No tornillos} \times M_{ip}}{d'_a \times F_b}}$$

$$t_2 = \sqrt{\frac{\text{No tornillos} \times M_i}{d'_b \times F_b}}$$

7.- cálculo del atiesador

soldadura $q = \frac{\sum T_{ip}}{2l_b}$ el que le corresponda al lado del atiesador

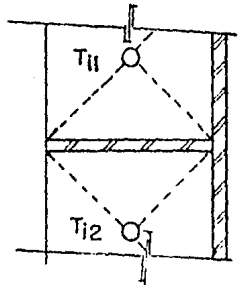
$$\text{filete } t = \frac{q}{0.7071 \times 1480}$$

Cálculo de la longitud.

$$F_v = 0.4 f_y \quad \text{A-36} = 1345 \text{ kg/cm}^2$$

Longitud.

$$l = \frac{T_{i1} + T_{i2}}{t \times F_v} \quad (\text{valores de tensión a los lados})$$



DISEÑO DE CONEXION DE LA CUMBRERA

CONEXION 3

ELEMENTOS MECANICOS

Combinación de cargas más desfavorable:

cm + vto. frontal

M = 86.327 Ton-m

N = 36.368 Ton

V = 0 Ton

Proponiendo tornillos 7/8"

Alta resistencia A-325

(ab = 3.88 cm²)

a).-capacidad a flexión de los elementos que conecta

M = 0.5 Fb Sxx

$$I_{xx} = \frac{1}{12} \times 0.64 \times 85.56^3 + 2 \left(\frac{1}{12} \times 35.60 \times 2.22^3 + (2.22 \times 35.6) \times 43.89^2 \right)$$

$$I_{xx} = 337953.64 \text{ cm}^4$$

$$\therefore S_x = \frac{337953.64}{45} = 7510.08 \text{ cm}^3$$

$$\therefore M = 0.5 \times 1520 \times 7510.08 = 57.08 \text{ Ton-m}$$

b).- Localización supuesta del eje neutro:

$$Y_{\text{Sup.}} = 0.3 \times 81.78 = 24.534 \text{ cm}$$

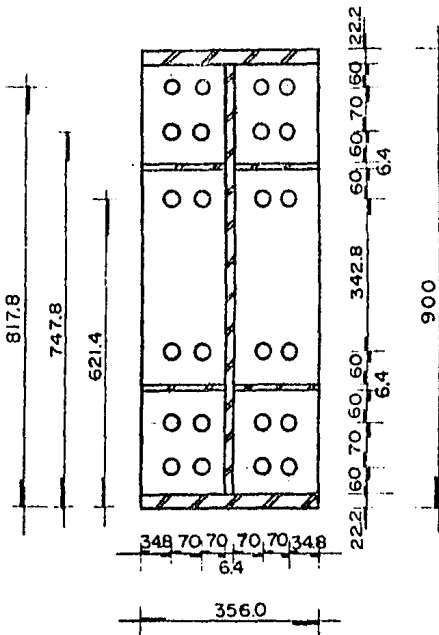
c).-Areas de elementos en tensión y en compresión

$$A_{\text{tornillos}} = 4 \times 3.88 = 15.52 \text{ cm}^2/\text{hilera}$$

$$A_{\text{Patin}} = 2.22 \times 35.6 = 79.032 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Atiesador}} = 0.64 \times 17.48 = 11.187 \text{ cm}^2/\text{atiesador}$$

d).-Cálculo del momento estático y momento de inercia en la base de la conexión:



$$Q_b = 15.52(81.78 + 74.78 + 62.14) + 22.374(21.54) + 79.032 \times (1.11) = 3,963.88 \text{ cm}^3$$

$$I_b = 15.52 \left(\frac{81.78^2}{2} + \frac{74.78^2}{2} + \frac{62.14^2}{2} \right) + 22.374(21.54)^2 + 79.032 \times (1.11)^2 = 260,992.75 \text{ cm}^4$$

e).- Cálculo de Parámetros

$$C_1 = \frac{N_{tw}}{3} = \frac{36.368 \times 0.64}{3} = 7.7585$$

$$C_2 = -\frac{M_{tw}}{2} + NA = -\frac{8632.7 \times 0.64}{2} + (3 \times 15.52 + 22.374 + 79.032) = 2618.7635$$

$$C_3 = -(MA + 2NQ) = -(8632.7 \times 147.966 + 2 \times 36.368 \times 3963.88) = -1,565,662.864$$

$$C_4 = MQ + NI = 8632.7 \times 3963.88 + 36.368 \times 260992.75 = 43,710,771.21$$

f).- Localización real del eje neutro

$$C_1 \bar{Y}^3 + C_2 \bar{Y}^2 + C_3 \bar{Y} + C_4 = 0$$

$$\therefore \bar{Y} = 29.5013 \text{ cm} \quad 27.86 \text{ cm}$$

g).- Cálculo del momento de inercia

$$I_t = 15.52 \left((81.78 - 29.5013)^2 + (74.78 - 29.5013)^2 + (62.14 - 29.5013)^2 \right) = 90,768.8424$$

$$I_p = 79.032 (29.5013 - 1.11)^2 = 63,705.0014$$

$$I_{at} = 22.374 (29.5013 - 21.54)^2 = 1,418.1155$$

$$I_{al} = 0.64 (29.5013 - 2.22) \left(\frac{29.5013 - 2.22}{2} \right)^2 = 3,248.7416$$

$$\therefore I_t = 159,140.7009 \text{ cm}^4$$

h).- Area de elementos en compresión

$$A_t = (15.52)3 + 79.032 + 22.374 + 17.46 = 165.426 \text{ cm}^2$$

i).- Cálculo de esfuerzos actuantes

Tensión:

$$ft1 = \frac{M}{I} c - \frac{N}{At} = \frac{86.327 \times 10^5}{159,140.7} (81.78 - 29.5013) - \frac{36,368}{165.426} = 2616.05 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$ft2 = 2236.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ft3 = 1550.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante:

$$fv = 0$$

Compresión

$$fc = \frac{M}{I} c + \frac{N}{At} = \frac{86.327 \times 10^5}{159,140.7} (29.5013) + \frac{36,368}{165.426} = 1820.16 \text{ Kg/cm}^2$$

j).- Cálculo de esfuerzos permisibles

Tensión:

$$Ft = 3866 - 1.8fv \leq 3093 \text{ Kg/cm}^2$$

Por ser cargas accidentales, los esfuerzos se incrementan 33%

$$\therefore Ft = 3093 \times 1.33 = 4113.7 \text{ Kg/cm}^2 \gg 2616.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión:

$$Fc = 0.9 \times 2530 \times 1.33 = 3028.4 \text{ Kg/cm}^2 > 1820.16 \text{ Kg/cm}^2$$

NOTA:

Debido a que la conexión está sobrada, se pueden dar las siguientes soluciones; disminuir el diámetro de los tornillos, o bien eliminar una hilera de los mismos; optando por esta última solución y siguiendo la misma secuela de cálculo, se procederá a analizar la conexión sin una hilera de tornillos, mostrando únicamente los esfuerzos actuantes:

$$\begin{aligned} \therefore f_{t1} &= 3,327.24 \text{ Kg/cm}^2 < 4,113.7 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_{t2} &= 2,883.54 \text{ Kg/cm}^2 < 4,113.7 \text{ " } \\ f_c &= 1,856.44 \text{ Kg/cm}^2 < 3,028.4 \text{ " } \end{aligned}$$

∴ Se acepta conexión con dos hileras de tornillos

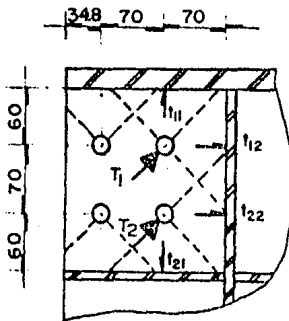
con $\phi = 7/8''$ AR A-325

k).-Cálculo de la soldadura

Utilizando electrodos E70XX

Cap. = $a \times 0.7071 \times 1.480 = 1,046.520a$ y por ser carga accidental

Cap. = $1,046.52 \times 1.33a = 1,391.87a$



$$T1 = 3,327.24 \times 3.88 = 12,909.69 \text{ Kg}$$

$$T2 = 2,883.54 \times 3.88 = 11,188.14 \text{ Kg}$$

$$\therefore t_{11} = \frac{12,909.69}{1 + \left(\frac{6.0}{7.0}\right)^3} = 7,921.33 \text{ Kg}$$

$$t_{12} = \frac{12,909.69}{1 + \left(\frac{7.0}{6.0}\right)^3} = 4,988.36 \text{ Kg}$$

$$t_{22} = \frac{11,188.14}{1 + \left(\frac{7.0}{6.0}\right)^3} = 4,323.14 \text{ Kg}$$

$$t_{21} = \frac{11,188.14}{1 + \left(\frac{6.0}{7.0}\right)^3} = 6,864.99 \text{ Kg}$$

∴ Soldadura entre Placa y Patín

$$a = \frac{7,921.33}{60 \times 2 \times 1,391.87} = 0.474 \text{ cm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$$

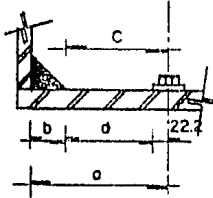
Soldadura entre Placa y Alma

$$a = \frac{4,988.36}{(6.0 + 7.0) \times 1,391.87} = 0.199 \text{ cm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$$

Soldadura entre Placa y Atiesador

$$a = \frac{6864.99}{6.0 \times 2 \times 1931.87} = 0.296 \text{ cm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$$

1).- Cálculo y Diseño de la Placa de conexión



$$a1 = 6.00 \text{ cm}; a2 = 7.00 \text{ cm}$$

$$b1 = 0.60 \text{ cm}; b2 = 0.60 \text{ cm}$$

$$c1 = 5.40 \text{ cm}; c2 = 6.40 \text{ cm}$$

$$d1 = 3.18 \text{ cm}; d2 = 4.18 \text{ cm}$$

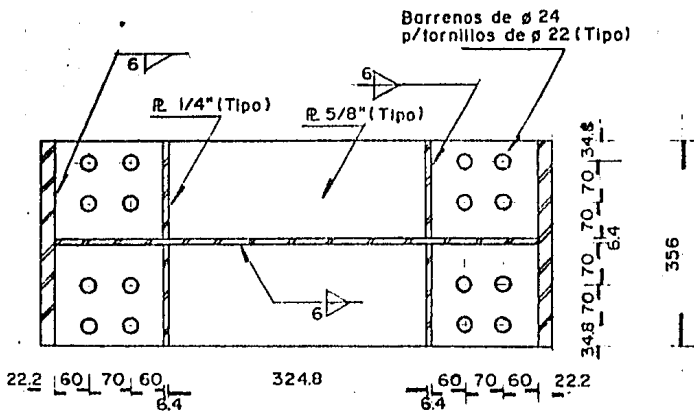
$$M1 = \frac{fd}{2} = \frac{7921.33 \times 3.18}{2} = 12,594.92 \text{ Kg-cm}$$

$$\therefore t1 = \sqrt{\frac{6 \times 12594.92}{0.75 \times 2530 \times 1.33 \times 5.40 \times 2}} = 1.60 \text{ cm} \Rightarrow \text{RIGE}$$

$$M2 = \frac{fd}{2} = \frac{4988.36 \times 4.18}{2} = 10,425.67 \text{ Kg-cm}$$

$$\therefore t2 = \sqrt{\frac{6 \times 10,425.67}{0.75 \times 2530 \times 1.33 \times 6.40 \times 2}} = 1.39 \text{ cm}$$

\(\therefore\) Se acepta Placa de 5/8"



900

NOTA: SE ANEXA UN PROGRAMA PARA CALCULAR CONEXIONES

PROGRAMA DE CÁLCULO DE LA CONEXIÓN

PROGRAMA DE CÁLCULO DE LA CONEXIÓN DE UN ELEMENTO DE SECCIÓN

USER INSTRUCTIONS

REP	PROCEDURE	ENTER	PRESS	DISPLAY
9	MÓDULO DE SECCIÓN	5x.5x5x5x	STO 44	5x.5x5x5x
10	NÚMERO TOTAL DE TORNIJOS EN LA CONEXIÓN	Nx.NxNxE	STO 45	Nx.NxNxE
RESULTADOS				
1	ESTABLECE EL MOMENTO DE DISEÑO		2nd 161 B	M
2	ÁREA DE ELEMENTO RESISTENTE EN TORSIÓN		2nd 161 A	Ab
3	MOMENTO ESTÁTICO EN LA BASE DE LA CONEXIÓN		RTB	Qb
4	MOMENTO DE INERCIA " " " "		RTB	Ib
5	CÁLCULO DE CONSTANTES MOSTRANDO C4		RTB	C4
6	ITERACIONES PARA EL CÁLCULO DE Y1		RTB	Y1 - Y
7	REVISIÓN ELEMENTOS TIPO HUECOS DE TORNIJOS		RTB	Y
8	MOMENTO DE INERCIA CORREGIDA		RTB	Ixx
9	REVISIÓN DEL ESFUERZO CONSTANTE		RTB	f0
10	" " " " FUERZAS		RTB	f0
11	" " " " EN COMPRESIÓN		RTB	f0
<p>NOTA: SI APARECE EL NBT PARALELO EN EL DISPLAY, SIGNIFICA QUE LOS ESFUERZOS ACTUALES SON MAYORES QUE LOS PERMISIBLES Y ESTA ES UNA CA CONEXIÓN</p>				

USER DEFINED KEYS	DATA REGISTERS (D0 - D9)	LABELS (Op 08)
A	0	IMP INV CT CR C1 C2
B	1	STO RCL CLR RST
C	2	EE I J + RTN X
D	3	MR - RST * RCL
E	4	CE E C1 M V W
F	5	DE F G H I L N
G	6	OP 1 2 3 4 5 6
H	7	7 8 9 0 1 2
I	8	3 4 5 6 7 8
J	9	9 0 1 2 3 4

TITLE _____ PAGE _____ OF _____

TI Program No. _____

PROGRAMMER George C. ... DATE 8-15-55

Cooling Form

343

LOC CODE	KEY	COMMENTS	LOC CODE	KEY	COMMENTS	LOC CODE	KEY	COMMENTS
0	7		5			1		
1			6			1		
2			7			2		
3			8			3		
4			9			4		
5			00			5		
6			1			6		
7			2			7		
8			3			8		
9			4			9		
10			5			10		
1			6			1		
2			7			2		
3			8			3		
4			9			4		
5			00			5		
6			1			6		
7			2			7		
8			3			8		
9			4			9		
00			5			10		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9			3		
5			00			4		
6			1			5		
7			2			6		
8			3			7		
9			4			8		
00			5			9		
1			6			10		
2			7			1		
3			8			2		
4			9</					

TI Program _____
Coding Form

LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
100	00			5	00			0	00		
1	01			6	01			1	01		
2	02			7	02			2	02		
3	03			8	03			3	03		
4	04			9	04			4	04		
5	05			200	05			5	05		
6	06			1	06			6	06		
7	07			2	07			7	07		
8	08			3	08			8	08		
9	09			4	09			9	09		
100	10			5	10			000	10		
1	11			6	11			1	11		
2	12			7	12			2	12		
3	13			8	13			3	13		
4	14			9	14			4	14		
5	15			200	15			5	15		
6	16			1	16			6	16		
7	17			2	17			7	17		
8	18			3	18			8	18		
9	19			4	19			9	19		
100	20			5	20			000	20		
1	21			6	21			1	21		
2	22			7	22			2	22		
3	23			8	23			3	23		
4	24			9	24			4	24		
5	25			200	25			5	25		
6	26			1	26			6	26		
7	27			2	27			7	27		
8	28			3	28			8	28		
9	29			4	29			9	29		
100	30			5	30			000	30		
1	31			6	31			1	31		
2	32			7	32			2	32		
3	33			8	33			3	33		
4	34			9	34			4	34		
5	35			200	35			5	35		
6	36			1	36			6	36		
7	37			2	37			7	37		
8	38			3	38			8	38		
9	39			4	39			9	39		
100	40			5	40			000	40		
1	41			6	41			1	41		
2	42			7	42			2	42		
3	43			8	43			3	43		
4	44			9	44			4	44		
5	45			000	45			5	45		
6	46			1	46			6	46		
7	47			2	47			7	47		
8	48			3	48			8	48		
9	49			4	49			9	49		
100	50			5	50			000	50		
1	51			6	51			1	51		
2	52			7	52			2	52		
3	53			8	53			3	53		
4	54			9	54			4	54		
5	55			000	55			5	55		
6	56			1	56			6	56		
7	57			2	57			7	57		
8	58			3	58			8	58		
9	59			4	59			9	59		
100	60			5	60			000	60		
1	61			6	61			1	61		
2	62			7	62			2	62		
3	63			8	63			3	63		
4	64			9	64			4	64		

MERGED CODES
 62 63 70 80
 63 64 71 81
 64 65 72 82

Coding Form

345

LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS	LOC	CODE	KEY	COMMENTS
22	0			5	01			1			
1				6	02			1			
2				7				2			
3				8	03			3			
4	04			9	04			4			
5	05			280	05			5			
6	06			1	06			6			
7	07			2	07			7			
8	08			3	08			8			
9	09			4	09			9			
23	0			5	10			0			
1	11			6	11			1			
2	12			7	12			2			
3	13			8	13			3			
4	14			9	14			4			
5	15			390	15			5			
6	16			1	16			6			
7	17			2	17			7			
8	18			3	18			8			
9	19			4	19			9			
34	0			5	20			0			
1	21			6	21			1			
2	22			7	22			2			
3	23			8	23			3			
4	24			9	24			4			
5	25			400	25			5			
6	26			1	26			6			
7	27			2	27			7			
8	28			3	28			8			
9	29			4	29			9			
35	0			5	30			0			
1	31			6	31			1			
2	32			7	32			2			
3	33			8	33			3			
4	34			9	34			4			
5	35			410	35			5			
6	36			1	36			6			
7	37			2	37			7			
8	38			3	38			8			
9	39			4	39			9			
36	0			5	40			0			
1	41			6	41			1			
2	42			7	42			2			
3	43			8	43			3			
4	44			9	44			4			
5	45			420	45			5			
6	46			1	46			6			
7	47			2	47			7			
8	48			3	48			8			
9	49			4	49			9			
37	0			5	50			0			
1	51			6	51			1			
2	52			7	52			2			
3	53			8	53			3			
4	54			9	54			4			
5	55			430	55			5			
6	56			1	56			6			
7	57			2	57			7			
8	58			3	58			8			
9	59			4	59			9			
38	0			5	60			0			
1	61			6	61			1			
2	62			7	62			2			
3	63			8	63			3			
4	64			9	64			4			
5	65			440	65			5			
6	66			1	66			6			
7	67			2	67			7			
8	68			3	68			8			
9	69			4	69			9			
39	0			5	70			0			
1	71			6	71			1			
2	72			7	72			2			
3	73			8	73			3			
4	74			9	74			4			
5	75			450	75			5			
6	76			1	76			6			
7	77			2	77			7			
8	78			3	78			8			
9	79			4	79			9			
40	0			5	80			0			
1	81			6	81			1			
2	82			7	82			2			
3	83			8	83			3			
4	84			9	84			4			
5	85			460	85			5			
6	86			1	86			6			
7	87			2	87			7			
8	88			3	88			8			
9	89			4	89			9			
41	0			5	90			0			
1	91			6	91			1			
2	92			7	92			2			
3	93			8	93			3			
4	94			9	94			4			

MERGED CODES
 62 72 63 73 64 74

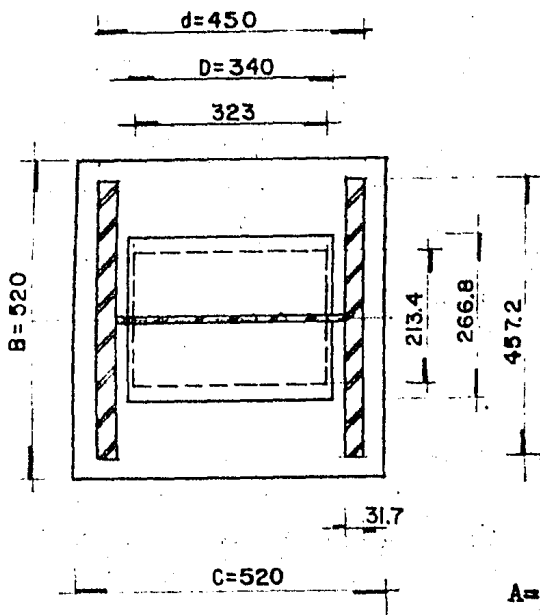
PLACAS-BASE PARA COLUMNAS DE ACERO

Las bases de columnas pueden clasificarse en dos tipos: las que transmiten sólo carga directa, y las que soportan un momento flexionante además de la carga directa. Cuando una columna esta sujeta solamente a carga directa, o cuando la fuerza cortante y el momento flexionante en la base son despreciables, el diseño de ésta, no presenta problemas especiales. Por lo general se usa una placa de acero para distribuir la carga de la columna sobre un área suficiente para mantener el esfuerzo de aplastamiento dentro del valor permisible para la cimentación de concreto.

Los problemas principales en el diseño de las bases de columnas son, la determinación del tamaño y el espesor de las placas; el tamaño se determina por el área de apoyo requerida sobre la cimentación, y el espesor se obtiene de manera que el esfuerzo de flexión en la placa no exceda el valor permisible.

Para el caso de los marcos de sección variable que nos ocupa en ésta tesis, la placa-base, será diseñada para la condición de articulación que se hizo en el análisis, es decir para fuerza cortante y carga axial únicamente.

**DISEÑO PLACA BASE PARA COLUMNAS METALICAS
DE SECCION VARIABLE**



Revisión:

C. Muerta + C. Viva

Carga Vertical

$$P = 10.75 \text{ Ton}$$

Carga Horizontal

$$H = 7.3 \text{ Ton}$$

Esf. admisible de empuje

$$F_p = 0.375 f_c$$

$$F_p = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

Area requerida:

$$A = \frac{P}{F_p} = \frac{10,750 \text{ Kg}}{75 \text{ Kg/cm}^2} = 143.33 \text{ cm}^2$$

Se requiere por cálculo

$$B = C = 12 \text{ cm}$$

Por proyección de columna

$$B = C = 52 \quad A = 2704 \text{ cm}^2$$

$$m = (52 - 34) / 2 = 9 \quad n = (52 - 21.3) / 2 = 15.4$$

$$F_p = \frac{10750}{(52)^2} = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

espesor

$$t = \sqrt{\frac{3(4)(15.4)^2}{1900}} = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow \text{placa de } 1/2'' \text{ (13 mm.)}$$

Se proponen cuatro anclas distribuidas de la siguiente forma, revisándose para una fuerza horizontal, resultado del efecto de carga vertical más viento perpendicular a las generatrices, siendo ésta, la más crítica de las diferentes combinaciones de carga.

Fuerza Horizontal = F corte = 25.65 Ton

$$f = \frac{F}{A}$$

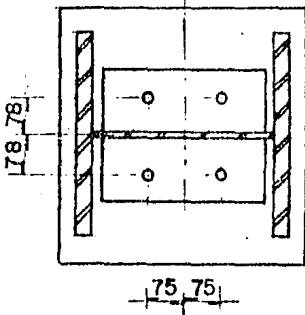
$$A = \frac{F}{f}$$

f_v (perm.) = 700 Kg/cm²

por ser efecto accidental, $f_v = 930$ Kg/cm²

$$A = \frac{25650}{930} = 27.6 \text{ cm}^2; 4 \text{ anclas } \frac{27.6}{4} = 6.9 \text{ cm}^2$$

Anclas de 1¹/₂" (8.3 cm²)



$$F_v = 25.65 \text{ Ton}$$

$$f_v = \frac{25650}{4 \times 8.3} =$$

$$770 \text{ Kg/cm}^2 < f_{vp} //$$

REVISION POR TENSION EN LAS ANCLAS
AISC. SEC. 1. 6 TABLA 1. 6. 1

La condición de carga más crítica es la que resulta de la combinación de carga muerta más carga de viento -- frontal; por lo tanto, la fuerza de diseño es de 39.85 -- Ton.

$$F = 39850 \text{ Kg}$$

$$f_t = \frac{39850}{4 \times 8.3} = 1200 \text{ Kg/cm}^2 / \text{Ancla}$$

Pero como es carga accidental, los esfuerzos permisibles se incrementan en 33%

De la hoja anterior tenemos que:

$$fv = 770 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore Ft = 1.33 \times 1828 - 1.8 (770) = 1045 < 1200 \text{ Kg/cm}^2$$

• Se aumenta el diámetro de las anclas de $\phi = 1\frac{1}{2}$ " a

$$\phi = 1\frac{5}{8}" \quad (av = 9.77 \text{ cm}^2)$$

$$\therefore fv = \frac{25650}{4 \times 9.77} = 656.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ft = \frac{39850}{4 \times 9.77} = 1019.70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore Ft = 1.33 \times 1828 - 1.8 (656.3) = 1249.9 \text{ Kg/cm}^2 > ft \quad \therefore$$

• Se aceptan las anclas de $\phi = 1\frac{5}{8}"$

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

Dado que en la actualidad se siguen utilizando en la práctica, para el diseño de las estructuras de concreto, la teoría plástica (esfuerzos últimos) y la teoría elástica (esfuerzos de trabajo), se decidió diseñar los edificios que se presentan en ésta tesis, con ambas teorías, según los resultados obtenidos en base a la experiencia y su aplicación a cada caso en particular (losas, trabes, columnas, etc.)

Las normas y especificaciones utilizadas en el diseño, son las establecidas por los reglamentos ACI y el que rige las construcciones para el Distrito Federal.

A continuación, se hará una relación de la simbología y las fórmulas utilizadas:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión

f_c = Esfuerzo de compresión en el concreto

n = Relación de los módulos de elasticidad del acero al del concreto

v = Esfuerzo cortante

v_c = Esfuerzo cortante soportado por el concreto

V = Fuerza cortante total

v' = Fuerza cortante soportada por el refuerzo del alma.

A_g = Area total de la sección

A_s = Area del refuerzo de tensión

A_v = Area total del refuerzo en el alma a la tensión, medida en una dirección paralela al refuerzo longitudinal

b = Anchura de la cara de compresión del miembro sometido a flexión

d = Distancia de la fibra más comprimida al centroide del acero de tensión (peralte efectivo)

f_r = Esfuerzo de tensión en el refuerzo del alma

s = Separación de los estribos o varillas dobladas en una dirección paralela al refuerzo longitudinal.

t = Peralte total de la sección

k = Relación entre la distancia del eje neutro de la sección a las fibras extremas en compresión y el peralte efectivo de la viga.

j = Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión

FORMULAS:

ESFUERZOS ADMISIBLES

Compresión en el concreto $0.45 f_c' \Rightarrow f_c = 90 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión o compresión en el acero

$$0.50 f_y \Rightarrow f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

DATOS GENERALES

$$E_s = 2.10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 10,000 \sqrt{f_c} \quad f_c' = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Fórmulas de Flexión para vigas

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 14.8492$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = 0.389 ; \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.8703$$

$$R = \frac{1}{2} f_c \cdot K \cdot j = 15.23$$

Area de acero de refuerzo longitudinal

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{R \cdot b}}$$

Est. cortante unitario en la sección

$$v = \frac{V}{bd}$$

Espaciamiento de los estribos

$$s = \frac{A_v f_v}{v' b}$$

Revisión por Adherencia

$$u = \frac{V}{\Sigma \cdot j \cdot d} \quad \Sigma = \text{Suma de Perímetros de las Vari-llas.}$$

DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA DE LOS CUERPOS LATERALES

El Instituto Americano del Concreto en su Reglamento; describe tres métodos que pueden usarse en el diseño de losas en dos direcciones, en nuestro caso, se utiliza el "Método 2" y los parámetros requeridos en el procedimiento son:

c = Coeficiente de momento para losas reforzadas en dos direcciones, obtenido de la tabla 1 apéndice "A" del citado Reglamento.

m = Relación del claro corto al claro largo, $\frac{a_1}{a_2}$

a_1 = longitud del claro corto

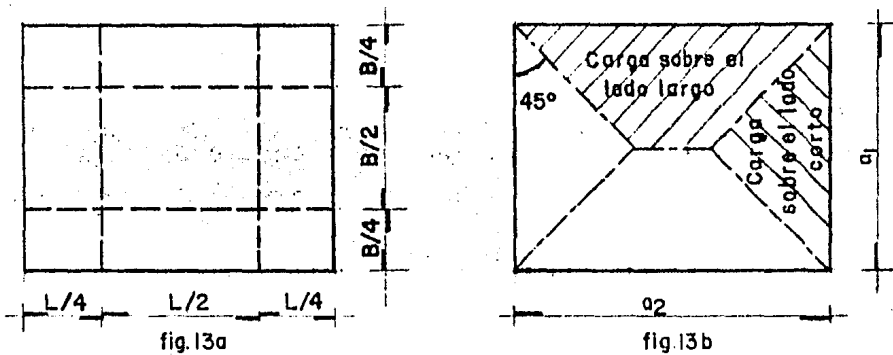
w = carga uniforme total, en Kg/m^2

En el diseño de una losa en dos direcciones, se toman en consideración dos franjas de piso; una es la franja central, con un ancho igual a la mitad del tablero, que se extiende a través de éste en la dirección en que se consideran los momentos; y la otra es la franja de columna, cuyo ancho es igual a la cuarta parte del tablero y que ocupa las áreas que quedan por fuera de la franja central.

Los valores de la tabla N° 5, indican los coeficientes para los momentos flexionantes, en las fajas centrales de la losa, los momentos se calculan por medio de la Fórmula:

$$M = Cwa,^2$$

En donde C es el coeficiente; el código permite una reducción a dos tercios en el cálculo de los momentos de las franjas de columna, con respecto a los momentos correspondientes en las franjas centrales.



Las cargas que actúan sobre las vigas de apoyo - pueden calcularse sobre la suposición de que la carga está distribuida según la fig. 13b

Los momentos flexionantes en las vigas pueden determinarse aproximadamente, por medio de una carga equivalente por metro lineal de viga, como sigue:

$$\text{para el claro corto} = \frac{wa_1}{3}$$

$$\text{para el claro largo} = \frac{wa_1}{3} \times \frac{3 - m^2}{2}$$

Los esfuerzos cortantes pueden calcularse suponiendo que la carga que actúa sobre el tablero se distri-

TABLA 5.- COEFICIENTES DE MOMENTO PARA LOGAS EN DOS DIRECCIONES

Momentos	Claro corto						Claro largo Cualquier valor de m
	Valores de m						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 y me- nores	
Caso 1-Paneles interiores							
Momento negativo en -							
Borde continuo	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
Borde discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo en el centro del claro	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
Caso 2-Un borde disconti- nuo							
Momento negativo en -							
Borde continuo	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
Borde discontinuo	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
Momento positivo en el centro del claro	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
Caso 3-Dos bordes discon- tinuos							
Momento negativo en -							
Borde continuo	0.049	0.057	0.054	0.071	0.078	0.090	0.049
Borde discontinuo	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
Momento positivo en el centro del claro	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
Caso 4-Tres bordes discon- tinuos							
Momento negativo en -							
Borde continuo	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
Borde discontinuo	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
Momento positivo en el centro del claro	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
Caso 5-Cuatro bordes dis- continuos							
Momento negativo en -							
Borde continuo	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
Borde discontinuo	-	-	-	-	-	-	-
Momento positivo en el centro del claro	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

buye a los apoyos de la misma manera.

El reglamento ACI especifica también que el espesor de la losa no debe ser menor de 9 cm, ni menor que $\frac{1}{180}$ del perímetro de la losa; la separación del refuerzo no debe ser mayor que tres veces el espesor de la losa y la relación del refuerzo, en cada dirección no debe ser menor (As mín.) que 0.002 del área bruta del concreto si se usan varillas corrugadas con resistencia de fluencia menores de 4200 Kg/cm².

Losa: Tablero tipo "A"

Condiciones del tablero: tres lados continuos y un lado discontinuo.

Dimensiones L = 377 cm y a₁ = 325 cm

Constantes de diseño

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2; f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2;$$

$$f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 0.87; R = 15.23$$

El espesor mínimo de la losa debe ser de 9 cm ó bien $\frac{1}{180}$ del perímetro;

$$P = 2 (377 + 325) = 1404 \text{ cm}$$

$$\text{de donde; } h = 1404 \div 180 = 7.8 \text{ cm}$$

se propone h = 10 cm

Revisión por flexión.

Momentos flexionantes máximos.

Por tener un lado discontinuo, los coeficientes de momento estarán dados por el caso 2 de la tabla .

Con $W = 630 \text{ Kg/m}^2$, $a_1 = 3.25 \text{ m}$

$$y: \quad m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{325}{377.5} = 0.86$$

Como el valor de "m" queda entre 0.8 y 0.9 se interpoló para encontrar los valores "C" para 0.86

Momento	claro	Coef. "C"	$M = cwa,^2$	As	S	Smax.
Negativo en bordes	corto	0.051	33,937	2.48	30	30
continuos	large	0.041	27,283	1.99	35	30
Negativo en bordes	corto	0.021	13,974	1.02	69	30
continuos	large	0.038	25,287	1.84	38	30
Positivo en el centro	corto	0.031	20,629	1.50	47	30

Peralte de la losa

El momento más grande es el del claro corto, entonces:

$$d = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{33937}{15.23 \times 100}} = 5.0 \text{ cm}$$

∴ Se optará por $d = 7.5 \text{ cm}$ y $h = 10 \text{ cm}$

Area de acero de tensión y su separación se obtienen por medio de las formulas:

$$As = \frac{M}{f_s j d} ; \text{ si usamos varilla \# 3, } S = \frac{0.71 \times 100}{As}$$

y con los datos de: f_s, j y d los valores de As y S (separación) se han colocado en la tabla anterior

Revisión de acero mínimo (temperatura)

$$As = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

El valor de 2cm^2 es mayor que el área que resulta de aplicar los valores de momento en la mayoría de los casos, por lo que se tomará el Asmínimo para estos valores.

Separación:

Como para acero portensión $S_{\text{max}} = 3xh = 30$ esta -- será la distancia entre varillas.

No se hará ninguna reducción de Momentos para las franjas de columna como lo establece el reglamento ya que el armado de diseño es por Acero mínimo.

Revisión de Esfuerzo Cortante

Según se vió anteriormente los esfuerzos cortantes pueden calcularse suponiendo que la carga que actúa sobre el tablero se distribuye como sigue

$$\text{Para el claro corto} = \frac{wa_1}{3}$$

$$\text{Para el claro largo} = \frac{wa_1}{3} \times \frac{3-m^2}{2}$$

El valor de $m = 0.86$

Para el claro corto, el cortante en el lado largo es:

$$\frac{wa_1}{2} = \frac{630 \times 3.25}{3} = 682.5 \text{ Kg/m}$$

Para el claro largo, el cortante en el lado corto es:

$$\frac{wa_1}{3} \times \frac{3-m^2}{2} = \frac{630 \times 3.25}{3} \times \frac{3 - (0.86)^2}{2} = 771.4 \text{ Kg/m}$$

Estas son las reacciones por cada franja de losa de un metro de ancho y por lo tanto, cortante vertical máximo.

$$v = \frac{V}{bd} \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Para el lado largo: } v = \frac{682.5}{100 \times 7.5} = 0.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Para el lado corto: } v = \frac{771.4}{100 \times 7.5} = 1.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo permisible} &= \\ 0.29 \sqrt{f_c} &= 0.29 \sqrt{200} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Ya que los valores calculados son menores que el permisible, el peralte propuesto es correcto

Revisión por Esfuerzos de Adherencia

El cortante vertical máximo resulto: 771.4 Kg.

Las varillas usadas del # 3 con separación a cada 30; número de varillas por cada faja de un metro de ancho:

$$\frac{100}{30} = 3.33 ; \text{ El perímetro de una varilla \#3 es } 3 \text{ cm}$$

$$u = \frac{V}{\Sigma \phi d} = \frac{771.4}{3.33 \times 3 \times 0.87 \times 7.5} = 11.83 \text{ Kg/cm}^2$$

es el esfuerzo de adherencia

Esfuerzo permisible de adherencia =

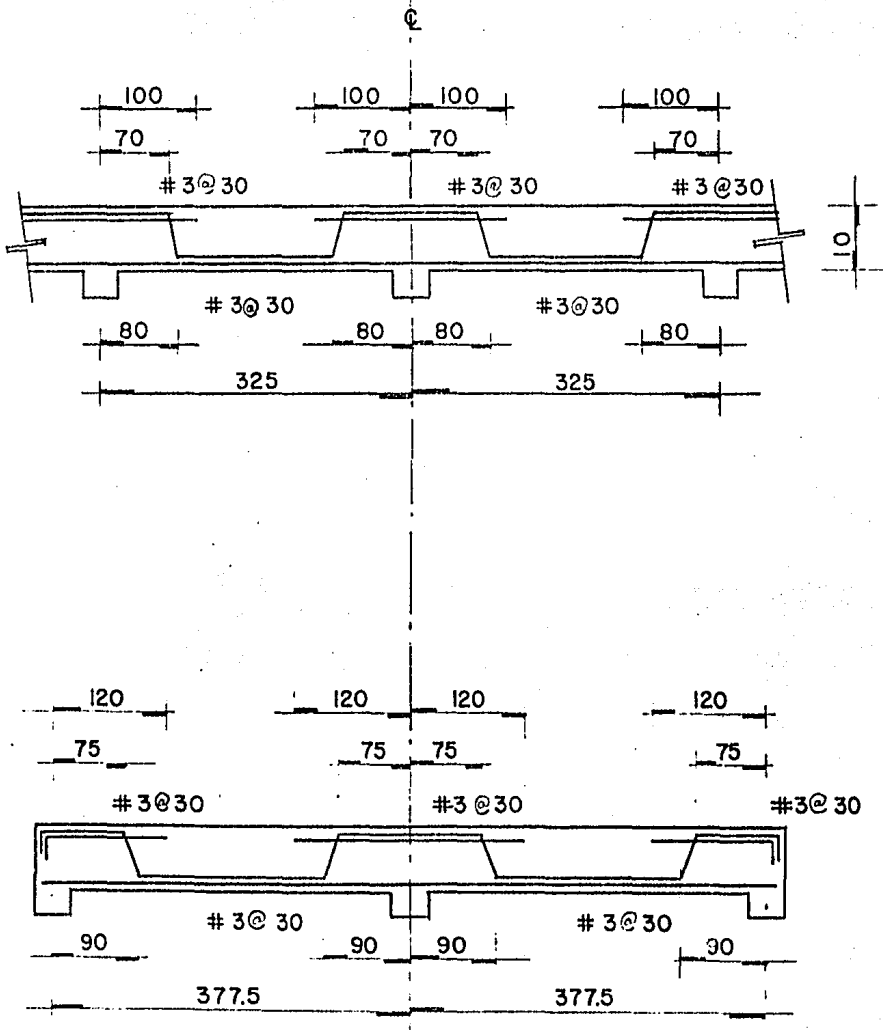
$$\frac{3.2 \sqrt{f_c}}{D} \leq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

D: es el diámetro nominal de la varilla en cm

$$\frac{3.2 \sqrt{200}}{0.95} = 47 \geq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia de 11.83 Kg/cm² es menor que 35 Kg/cm², el permisible, por lo que el refuerzo propuesto es aceptable por adherencia.

REFUERZO EN LOSAS



Anclaje: ACI

BASE DE DISEÑO PARA TRABES Y VIGAS DE LOS CUERPOS LATERALES

CRITERIO DE DISEÑO

Mto. por carga vertical > 0.75 (Mto. carga vert. + Mto. carga sismo)

== Se diseña con Mto. por carga vert. sin incrementar los esfuerzos permisibles del acero y del concreto.

Mto. por carga vertical < 0.75 (Mto. carga vert. + Mto. carga sismo)

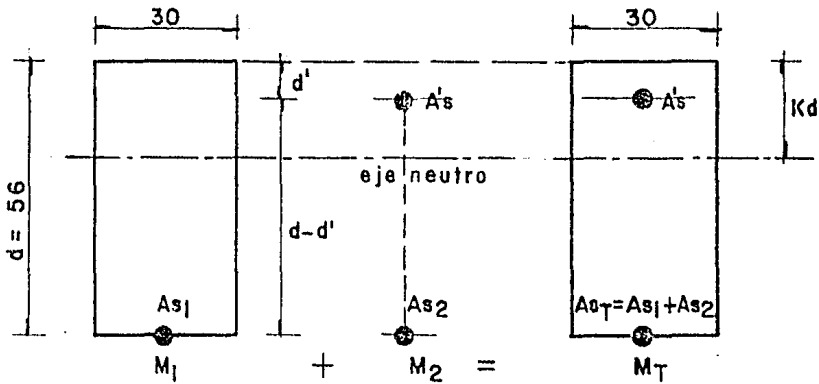
== Se diseñará con el resultado del producto de la suma de ambas condiciones, no teniendo también ninguna modificación de los esfuerzos permisibles.

DISEÑO DE TRABE DE LOS MARCOS EN EJES (4) AL (10)

Por razones de proyecto se fija las dimensiones de la viga diseñándola por el método doblemente armadura denominado "semielástico" y es el que a continuación se desarrolla

El Momento positivo es $M = 24.47$ T-M

$b = 30$ cm	$E_c = 10,000$	$\sqrt{F'_c} = 141$	421.36 kg/cm ²
$d = 56$ cm	$E_s = 2.1 \times 10^6$	kg/cm ²	
$d' = 6$ cm	$n = 14.8492$		
$F'_c = 200$ K/cm ²	$K = 15.23$	$k = 0.389$	
$F_s = 2100$ K/cm ²			

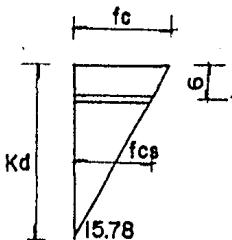


$$M_1 = kbd^2 = 14.85 \text{ k/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 56^2 \text{ cm} = 1397.088 \text{ k-cm}$$

$$M_2 = 24.47 - 13.97 = 10.499 \text{ T-M}$$

$$\text{Para } M_1 \text{ necesita una } As_1 = \frac{M_1}{f_s j d} = \frac{13.97088 \times 10^5}{2100 \times 0.87 \times 56} = 13.66 \text{ cm}^2$$

Falta por absorber 10.499 T-M



$$kd = 0.389 \times 56 = 21.78$$

$$\frac{fc}{21.78} = \frac{f_{cs}}{15.78} \quad \therefore f_{cs} = \frac{15.78}{21.78} fc = 0.7247 fc$$

$$f_{sc} = 2n f_{cs} = 2 \times 14.849 \times 0.724 \times$$

$$90 = 1936.99 \text{ k/cm}^2$$

$$As' = \frac{M_2}{f_{cs} (d-d')} = \frac{10.499 \times 10^5}{1936 (50)} = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$As_2 - As' = 10.8 \text{ cm}^2$$

Areas finales en la viga (M = 24.74 T-M)

$$\text{En tensión } A_{st} = A_s + A_{s2} = 13.66 + 10.8 = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En compresión } A's = 10.8 \text{ cm}^2$$

Para el Momento negativo el valor será el mayor de los siguientes

$$M(\text{cm} + \text{cv}) = 13.51 \times 10^5 \text{ Kg-cm} \leftarrow \text{RIGE}$$

$$M(\text{cm} + \text{cv} + \text{sismo}) = (16.917 \times 10^5) \cdot 0.75 = 12.688 \times 10^5 < 13.51 \times 10^5$$

$$A_s = \frac{13.51 \times 10^5}{2100 \times 0.87 \times 54} = 13.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total} = 24.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \# 8$$

Revisión por cortante

El cortante a una distancia "d" del apoyo V = 11.25 Ton.

$$v = \frac{11250}{30 \times 54} = 6.94 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.25 \sqrt{f'c} = 3.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore v' = 6.94 - 3.54 = 3.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Separación } S = \frac{AV f_y}{v' b} = \frac{1.42 \times 2100}{3.4 \times 30} = 29 \text{ cm.}$$

$$\text{Separación máxima} = \frac{d}{2} = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos # 3 @ 25 cm.

Revisión por flecha

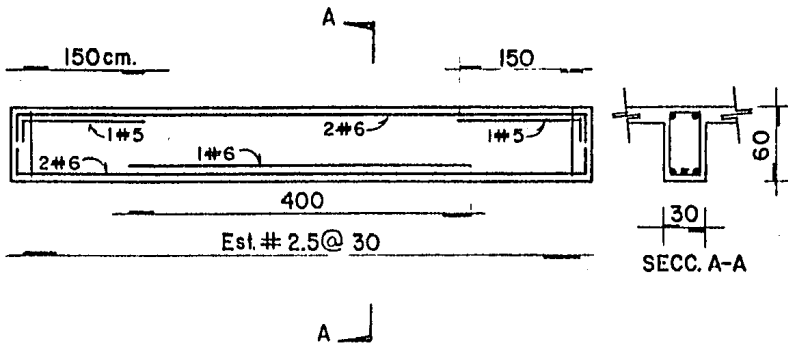
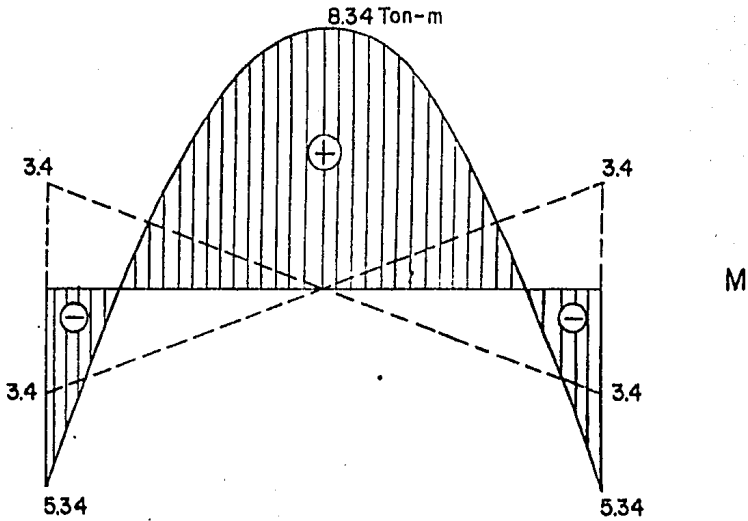
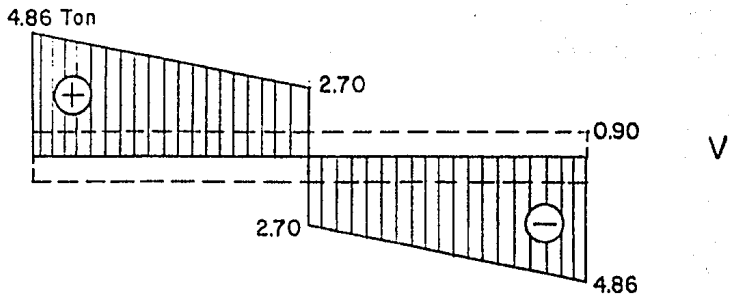
$$Y = \frac{WL^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{192 EI} = \frac{10.13 \times 755^4}{384 \times 141421 \times 540000} + \frac{15940 \times 755^3}{192 \times 141421 \times 540000}$$

$$Y = 0.11 + 0.47 = 0.58 \text{ cm} = 5.8 \text{ mm.}$$

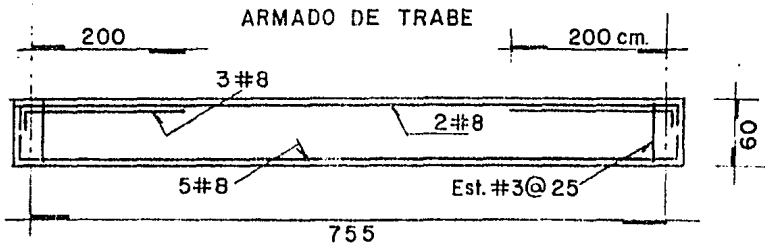
$$Y \text{ permisible} = \frac{L}{500} = 15.1 > 5.8 \text{ mm.}$$

\therefore No hay problema de flecha

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS DE LAS TRABES EJES (3) Y (II)



----- EFECTO PRODUCIDO POR EL SISMO



DISEÑO DE TRABE MARCOS EJES (3) Y (11)

Revisión por flexión

Peralte; El Mto. mayor es el positivo (Ver hoja siguiente)

$$d = \sqrt{\frac{8.34 \times 10^5}{15.83 \times 30}} = 43 \text{ cm.}$$

Se ajusta por razones de proyecto

$$d = 57 ; h = 60 \text{ cm.}$$

Area de Acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{8.34 \times 10^5}{2100 \times 0.87 \times 57} = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ Var. } \# 6$$

Para momento negativo, la combinación más desfavorable será:

$$M_{(m + cv + sismo)} = (5.34 + 3.4) 0.75 = 6.55 \text{ Ton-m} \leq (\text{RIGE})$$

$$M_{(m + cv)} = 5.34 \text{ Ton - m.}$$

Area de acero

$$A_s = 6.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \# 6 + 1 \# 5$$

$$\text{Area Min.} = A_s \text{ min.} = 0.0035 b d = 6 \text{ cm}^2$$

Revisión por cortante

De los diagramas el cortante 2 un "d" ; $V = 4.53 \text{ Ton.}$

$$v = \frac{4530}{30 \times 57} = 2.65 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0.25 \sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Se colocarán estribos 2.5 @ 30 cm

De donde se colocarán estribos a cada 30 para toda la longitud de la trabe, el primer estribo se colocará a 15 cm de la cara del apoyo.

Revisión por esfuerzos de adherencia

El perímetro de una varilla # 6 = 6 cm de donde:

$$\mu = \frac{V}{E_s j d} = \frac{4860}{12 \times 0.87 \times 57} = 8.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Esf. permisible de Adherencia para varillas de lecho superior:

$$\mu = \frac{2.25 \sqrt{f_c'}}{D} = 16.74 > 8.17 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que las varillas del # 6 son aceptables por adherencia.

Revisión por flecha

$$Y = \frac{WL^4}{384EI} + \frac{PL^3}{192EI} = \frac{5.71 \times 755^4}{384 \times 141421 \times 540000} + \frac{5410 \times 755^3}{192 \times 141421 \times 540000}$$

$$= 0.06 + 0.16 = 0.22 \text{ cm} = 2.2 \text{ mm.}$$

$$\frac{L}{500} = Y \text{ permisible} = 15.1 \text{ mm} > 2.2 \text{ mm.}$$

∴ No hay problema por flecha

NOTA: Debido a que el procedimiento de diseño de las vigas auxiliares I y II, es similar al indicado anteriormente, no se mostrará su diseño y únicamente se darán sus características estructurales en los planos correspondientes.

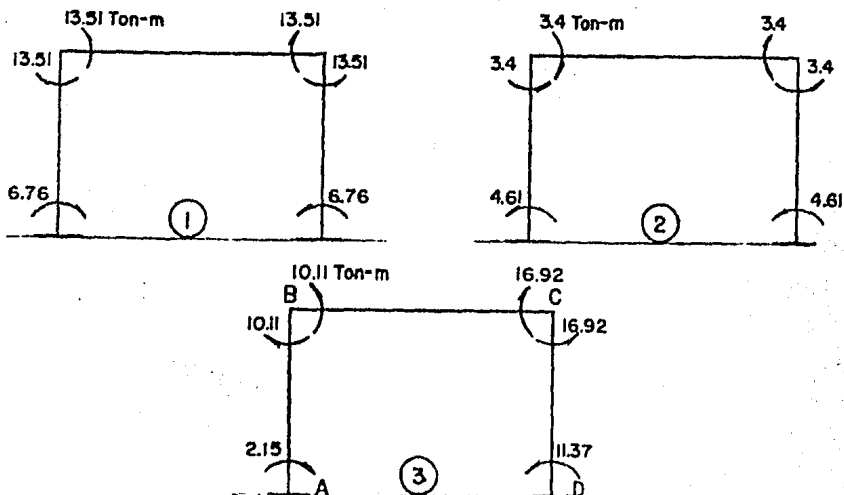
DISEÑO DE COLUMNAS

Con anterioridad en 1951, las columnas de concreto se diseñaron exclusivamente con teoría elástica. Los ensayos de laboratorio han probado que esta teoría da lugar a resultados erróneos y que debe usarse la teoría de resistencia última, con el fin de obtener una correlación razonable entre la teoría y la realidad.

Aún cuando el método de esfuerzos de trabajo que figura en el código ACI-1963, contiene términos relacionados usualmente con la teoría elástica, éste método es en realidad derivado del método de resistencia última. Debido a lo anterior, se diseñarán las columnas con el método de resistencia última.

MOMENTOS FINALES: DIRECCION Y MARCOS EJES ④ AL ⑩

- M (carga muerta) + M (carga viva) ①
 M (sismo) ②
 M (carga muerta) + M (carga viva) + M (sismo) ③

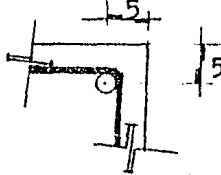


PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA RESISTENCIA

$$f^* = 0.8 \times f_c' = 0.8 \times 200 = 160 \text{ KG/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 \times f_c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ KG/cm}^2$$

Se tomará un recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$



$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm} ; d/b = \frac{45}{50} = 0.90$$

Efectos de esbeltez en la dirección Y

Se podrá despreciar si $H'/r < 22$

Cálculo de H'

$$\text{Nudo superior } \psi = \frac{\sum (I_c/L_c)}{\sum (I_v/L_v)} = \frac{4.3116 \times 10^8}{4.046 \times 10^8} = 1.07$$

$$\text{Nudo inferior } \psi = 0$$

Por tanto de la figura 1.1b de las Normas

$$K = 1.15$$

$$H' = KH = 1.15 \times 4.1 = 4.72 \text{ m}$$

$$r = 0.3 \times 50 = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{472}{15} = 31.5 > 22$$

∴ Deben considerarse los efectos de esbeltez

Factor de amplificación

$$K_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1$$

$$\sum P_u = 504.06 \text{ Ton.}$$

$$EI = 0.4 \frac{1.4142 \times 10^5 \times 3.1250 \times 10^5}{1} = 1.768 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.768 \times 10^{10}}{(472)^2} = 6.658 \times 10^5 \text{ Kg.}$$

$$\sum P_c = 18 \times 6.658 \times 10^5 = 1.198 \times 10^7 \text{ Kg.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{504060}{1.198 \times 10^7}} = 1.04$$

$$1 - \frac{504060}{1.198 \times 10^7}$$

Efectos de esbeltez en la dirección X

Cálculo de H'

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nudo superior } \psi = \frac{274.39}{830.77} = 0.33 \\ \text{Nudo inferior } \psi = 0 \end{array} \right\} K = 1.05$$

$$H' = 1.05 \times 410 = 430.5 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3 \times 30 = 9 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = 47.83 > 22 \quad \therefore \text{ si se considera la esbeltez:}$$

$$\sum P_u = 504.06 \text{ Ton.}$$

Columnas ejes (3) y (11)

$$EI = \frac{0.4 \times 1.4142 \times 10^5 \times 112500}{1} = 6.364 \times 10^9$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 6.364 \times 10^9}{(430.5)^2} = 2.881 \times 10^5 \text{ Kg.}$$

Columnas ejes (4) (5) (6) (7) (8) (9) y (10)

$$\text{Nudo superior } \psi = \frac{274.4}{1661.6} = 0.165$$

$$\text{Nudo inferior } \psi = 0 \quad K = 1.02$$

$$H' = 1.02 \times 410 = 418.20 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 6.364 \times 10^9}{(418.2)^2} = 3.053 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$\Sigma P_c = 2 \times 2.881 \times 10^5 + 7 \times 3.053 \times 10^5$$

$$= 2.713 \times 10^6 \text{ Kg}$$

$$P_a = \frac{1}{1 - \frac{504,060}{2,713,000}} = 1.23$$

RESUMEN:

$$M_{ux} = 1.23 (0.5 + 32.368 (0.015)) = 1.212 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 1.04 (18.914 + 32.368 (0.025)) = 21.33 \text{ T-M}$$

$$P_u = 32.368 \text{ ton.}$$

PARAMETROS ADIMENSIONALES DE LAS CARGAS DE DISEÑO

$$K = \frac{P_u}{P_R b h f_c} = \frac{32368}{0.85 \times 30 \times 50 \times 136} = 0.186$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{1.212}{21.33} = 0.057 \approx 0$$

$$R_y = \frac{21.33 \times 10^5}{0.85 \times 30 \times 50^2 \times 136} = 0.25$$

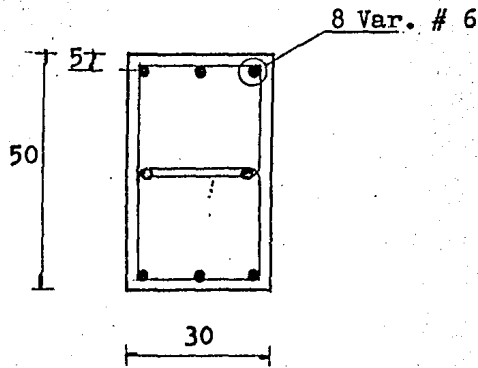
$$q = 0.53$$

$$q = \frac{f_y}{f_c} \quad \rho = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.53 \frac{136}{4200} = 0.017$$

$$A = 0.017 \times 30 \times 45 = 22.95 \text{ cm}^2$$

con varilla # 6 \Rightarrow 8 Var.

Est. # 2.5 @ 25



ARMADO DE LA COLUMNA

DISEÑO DE LAS LOSAS RETICULARES

Se hará una breve descripción del procedimiento a seguir en el diseño de las losas reticulares:

- 1.- Dimensionamiento e idealización de la estructura - equivalente
 - a).- Distribución de nervaduras
 - b).- Proposición del peralte de la losa
 - c).- Análisis de cargas
- 2.- Cálculo de las rigideces de los marcos equivalentes
 - a).- Obtención de los momentos de inercia de vigas y columnas
 - b).- Cálculo de rigideces de los elementos estructurales
- 3.- Análisis estructural de los marcos equivalentes
 - a).- Uso de métodos manuales o de computadora
- 4.- Distribución de momentos flexionantes
- 5.- Diseño de elementos estructurales
 - a).- Diseño por flexión de nervaduras
 - b).- Diseño por cortante

En el diseño por flexión; distribuidos los momentos entre las zonas críticas, se procede a calcular la cantidad de acero necesario; para ésto, el Momento asignado a cada franja, se distribuye entre las nervaduras comprendidas en cada una de ellas, proporcionalmente a su ancho, siendo esto lo que se hará a continuación:

DISEÑO DE NERVADURAS DE LOSAS "CUERPO III"

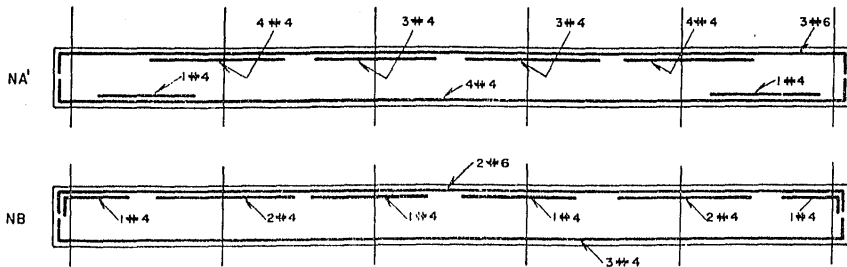
MARCO EJE 2 NIVEL - LOSA DE AZOTEA

ARMADO DE NERVADURAS DE FRANJA DE COLUMNAS

PARA MOMENTOS (+) — X 0.60

PARA MOMENTOS (-) — X 0.75

	2.99	20.02	34.76	24.20	11.18	27.99	20.10	12.98	28.62	19.86	11.66	31.74	24.89	17.05	15.68
Franja de Col.	2.24	12.01	26.0	19.16	6.71	20.92	15.08	7.79	21.47	14.00	7.00	23.81	16.87	10.23	11.70
Mto. para cada Nervadura															
NA' 15+30+45	1.08	5.89	12.26	8.80	3.19	99.91	7.14	3.69	10.17	7.06	3.32	11.26	8.84	4.85	6.37
NB dos 25+50	0.89	3.16	6.86	4.78	1.77	3.81	3.97	2.05	3.68	3.92	1.86	6.27	4.91	2.69	3.09
95															
As para cada Nervadura															
As NA' 45	1.18	6.32	13.71	9.55	3.53	11.00	7.93	4.10	11.29	7.64	3.89	12.52	9.81	5.38	6.18
As NB 25	0.85	3.81	7.61	5.51	1.96	6.12	4.41	2.28	6.27	4.33	2.04	6.96	5.46	2.90	3.66



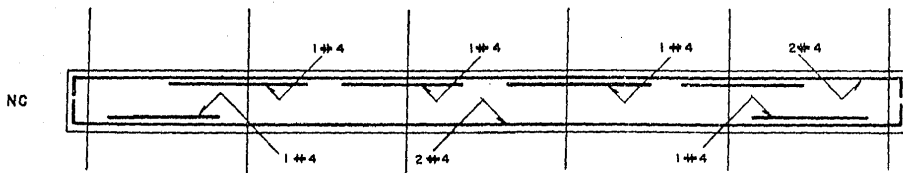
MARCOS EJES 1 Y 2 NIVEL-LOSA DE AZOTEA

ARMADO DE NERVADURAS DE FRANJA CENTRAL

PARA MOMENTOS (+) — X 0.40

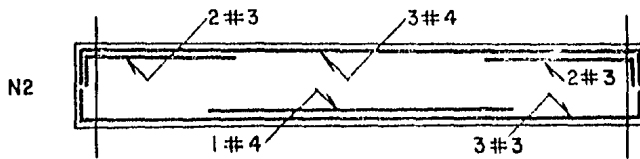
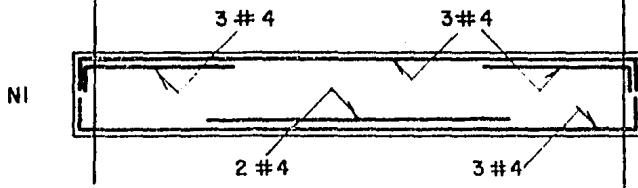
PARA MOMENTOS (-) — X 0.25

	299	20.02	3476	24.20	11.18	27.09	20.10	12.98	28.62	19.86	11.66	31.74	24.89	17.05	15.68
Franja Central	0.75	8.01	8.89	8.08	4.47	8.87	5.05	5.19	7.16	4.97	4.88	7.94	8.22	8.82	3.92
Mto. para cada Nervadura															
NC(tres)	15	0.25	2.67	2.90	2.02	1.49	2.32	1.88	1.75	2.39	1.66	1.56	2.65	2.07	2.27
As	NC	0.28	2.96	3.22	2.24	1.88	2.58	1.88	1.92	2.60	1.84	1.72	2.84	2.30	2.52



MARCOS EJES G H I J NIVEL- LOSA DE AZOTEA
 ARMADO DE NERVADURAS DE FRANJA DE COLUMNAS
 PARA MOMENTOS (+) ——— X 0.60
 PARA MOMENTOS (-) ——— X 0.75

		19.26	37.34	39.99
Franja de Columna		14.44	22.40	29.92
Mto. para cada Nervadura				
N1	30	3.33	5.17	6.90
N2(cuadró)	25	2.78	4.31	5.75
	<u>130</u>			
As	N1 30	3.70	5.74	7.66
	N2 25	3.09	4.78	6.38



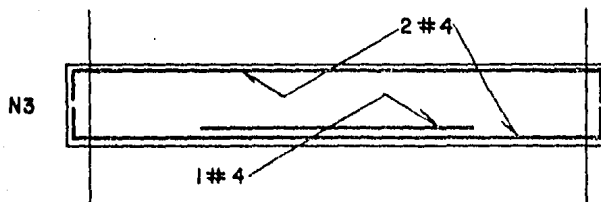
MARCOS EJES F G H I J NIVEL LOSA DE AZOTEA

ARMADO DE NERVADURAS DE FRANJA CENTRAL

PARA MOMENTOS (+) — X 0.40

PARA MOMENTOS (-) — X 0.25

		19.26	37.34	39.99
Franja Central		4.82	14.94	10.00
Momento para C/Nervadura				
N3 (seis)	$\frac{15}{90}$	0.80	2.49	1.67
A#	N3	0.89	2.76	1.85



DIMENSIONAMIENTO POR TENSION DIAGONAL ALREDEDOR DE LA COLUMNA (LOSAS RETICULARES)

Considerando en primer lugar la dirección de un marco corto (Nivel azotea)

Dado que el análisis de los marcos se efectuó - - aplicando simultáneamente cargas verticales y cargas sísmicas, los momentos y cortantes producidos por esta combinación de cargas, deberán reducirse un 33% o bien incrementar los esfuerzos permisibles en igual porcentaje.

Valores de las constantes de diseño:

$$f_c = 0.45f'_c = 90 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad 90 \times 1.33 = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = 0.50f_y = 2,000 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad 2,000 \times 1.33 = 2,660 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 102 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad f'_c = 0.85f'_c = 87 \text{ Kg/cm}^2$$

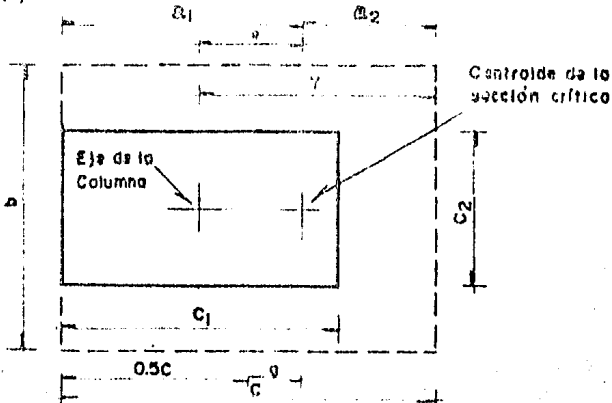
$$\sqrt{f'_c} = 10.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{2000} = 0.0035$$

GEOMETRIA PARA EL ANALISIS

Esfuerzo cortante de diseño admisible sino se usa refuerzo

$$V_c = F_R \sqrt{f'_c} = 0.8 \times 10.10 = 8.08 \text{ Kg/cm}^2$$



COLUMNNA

$$C_1 = 60 \text{ cm.} ; \quad C_2 = 30 \text{ cm.} ; \quad d = 35 \text{ cm.}$$

$$C = C_1 + d/2 = 77.5 \text{ cm.} ; \quad b = C_2 + d = 65 \text{ cm.}$$

$$A_c = (2C + b) d = 7,700 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{bC}{2(2C + b)} = 11.45 \text{ cm.}$$

$$y = C - C_1/2 = 47.5 \text{ cm.}$$

$$a_2 = \frac{C}{2} - g = 27.30 \text{ cm.}$$

$$e = y - \frac{C}{2} + g = 20.20 \text{ cm.}$$

$$J_c = \frac{dC^3}{6} + \frac{Cd^3}{6} + 2Cd g^2 + bd \left(\frac{C}{2} - g \right)^2$$

$$J_c = 2,715,325.5 + 553,802.08 + 711,231.06 + 1,695,534.8$$

$$J_c = 5,675,893.40 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_1 + d/2)(C_2 + d)}}$$

$$= 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{C/b}} = 0.422$$

REVISION

$$M = 39.99 \text{ Ton-m}$$

$$V = 35.87 \text{ Ton.}$$

$$\alpha M = 0.422 \times 39.99 = 16.875 \text{ Ton-m.}$$

$$V_{\text{Tot. max.}} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M a_2}{J_c}$$

$$v. \text{m}áx. = 12.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$v. \text{m}áx. > V_c = 8.08 \therefore$ se requiere refuerzo.

Refuerzo por tensi3n diagonal

La separaci3n, S, se determinar3 con la expresi3n y limitaciones siguientes, sin que sea mayor que $d/2$

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d (\sin \theta + \cos \theta)}{V - V_{cr}} \leq \frac{A_v f_s}{2.8b}$$

Donde $v. \text{m}áx.$ es el esfuerzo cortante m3ximo - de diseo que actúa en la secci3n cr3tica en cada viga ficticia; el espaciamiento determinado para cada viga en la secci3n cr3tica, se mantendr3 en una longitud no menor que un tercio del claro entre columnas.

$$V = b d v \text{ m}áx. = 65 \times 35 \times 12.77 = 29051.75 \text{ Kg.}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 65 \times 35 \times 10.10$$

$$V_{cr} = 9191 \text{ Kg.}$$

$$A_v = 4 \times 0.71 = 2.84 \text{ cm}^2 \quad (\text{EST. \# 3 de 4 ramas})$$

$$S = \frac{0.9 \times 2.84 \times 2660 \times 35}{29051.75 - 9191} = 12.0 \text{ cm.}$$

Revisi3n de la separaci3n m3xima.

$$\frac{A_v f_s}{2.86} = \frac{2.84 \times 2660}{2.8 \times 65} = 410 \text{ cm.} > s$$

$$0.5d = 0.5 \times 35 = 17.5 \text{ cm.} > s$$

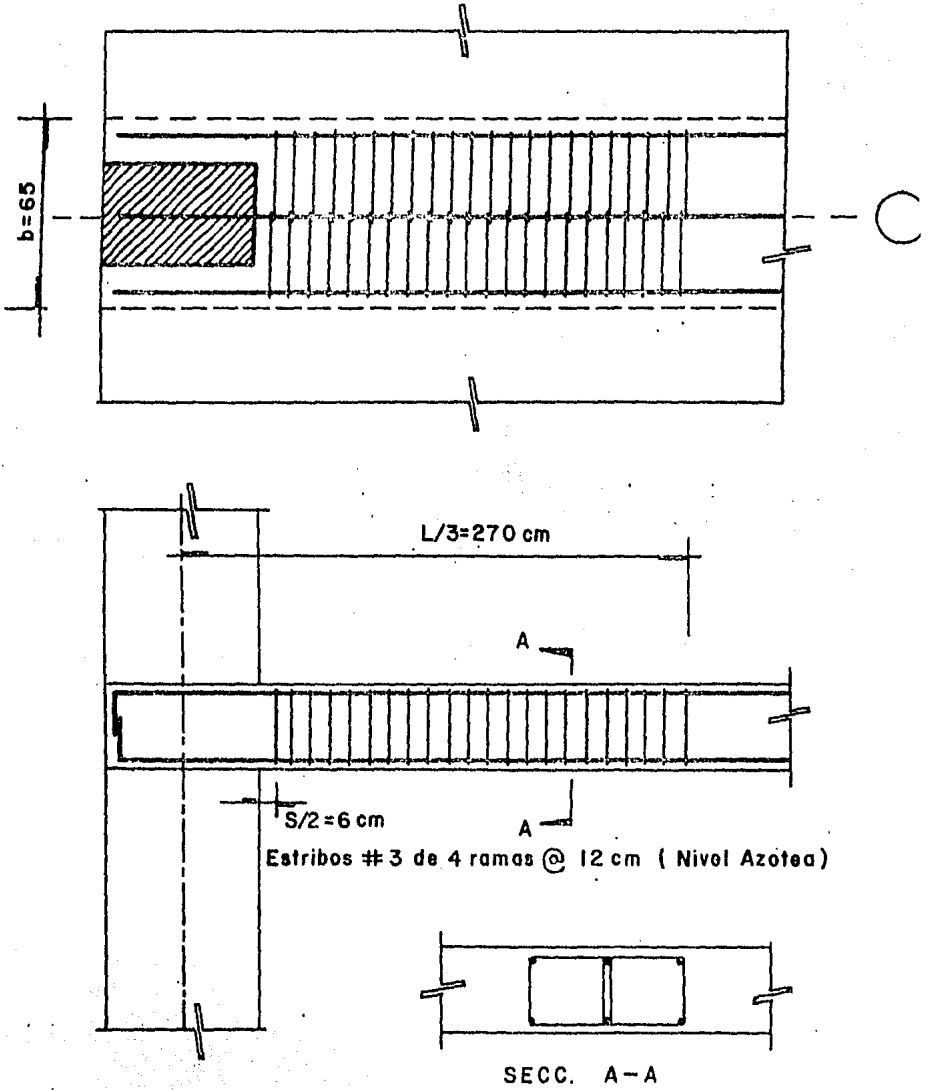
\therefore Usar est. # 3 de cuatro ramas @ 12 cm. hasta un tercio - del claro (2.70 m.).

Ahora para el mismo marco en "nivel de entrepi so", se dan las mismas caracter3sticas geom3tricas, siendo los valores de Momento y Cortante:

$$M = 68.75 \text{ T-M}$$

$$V = 50.52 \text{ Ton.}$$

Refuerzo por tensión diagonal en la dirección de los Ejes:



$$J_c = \frac{35(65)^3}{12} + \frac{65(77.5)^3}{12} + 2(77.5)(35)\frac{(65)^2}{2}$$

$$J_c = 9,052,520.0 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1+0.67\sqrt{(c_1+d)/(c_2+d/2)}} = 1 - \frac{1}{1+0.67\sqrt{c/b}}$$

$$\alpha = 0.36$$

REVISION

$$\alpha M = 0.36 \times 34.76 = 12.51 \text{ Ton-m}$$

$$v \text{ Tot. máx.} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M a z}{J_c}$$

$$= \frac{40710}{7700} + \frac{12.51 \times 10^5 \times 32.5}{9052520.00} = 9.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$v \text{ máx.} = 9.77 > V_c = 8.08$; se requiere refuerzo transversal.

$$V = b d v \text{ máx.} = 77.5 \times 35 \times 9.77 = 26501 \text{ Kg.}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 77.5 \times 35 \times 10.10 = 10959 \text{ Kg.}$$

$$S = \frac{0.9 \times 2.84 \times 2660 \times 35}{26501 - 10959} = 15.31 \text{ cm.}$$

Sep. Máx.

$$\frac{A_{vfb}}{2.8b} = 35 \text{ cm.} > S$$

$$0.5d = 0.5 \times 35 = 17.5 \text{ cm.} > S$$

Usar estribos # 3 de cuatro ramas @ 15 cm. hasta un tercio del claro (2.70 m.)

Ahora para el mismo marco pero en Nivel Entrepiso:

$$M = 52.76 \text{ T-M}$$

$$V = 54.43 \text{ T.}$$

$$\alpha M = 0.36 \times 52.76 = 19.0 \text{ Ton-m.}$$

$$v \text{ máx.} = \frac{54430}{7700} + \frac{19 \times 10^5 \times 32.5}{9052520.00} = 13.89 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ $v \text{ máx.} > V_c$; se requiere refuerzo transversal

$$V = 77.5 \times 35 \times 13.89 = 37677 \text{ Kg.}$$

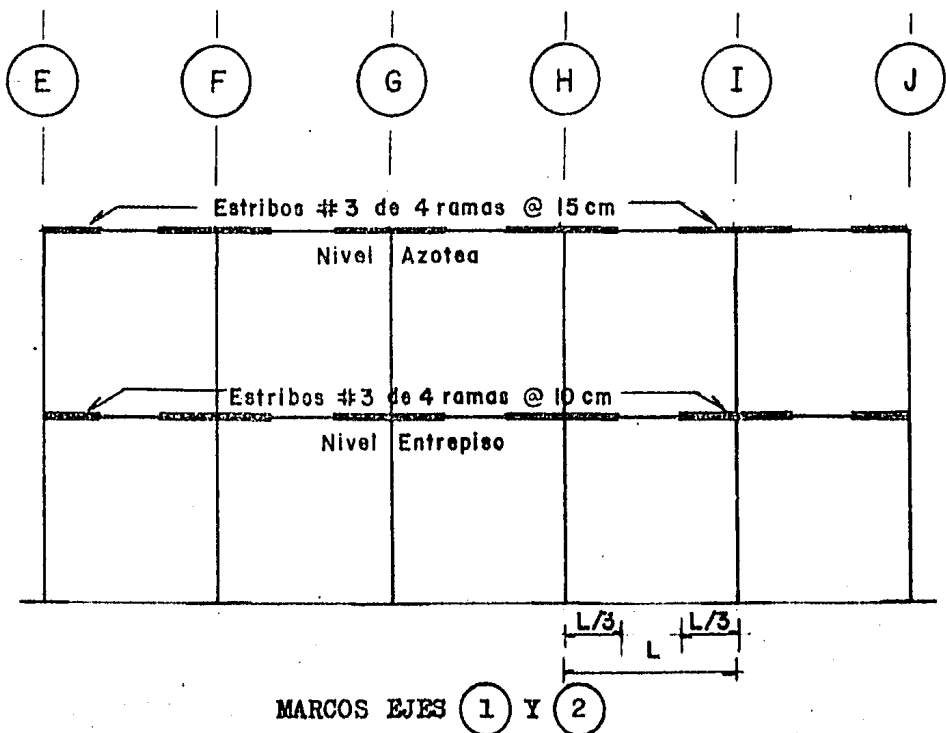
$$V_{cr} = 10959 \text{ Kg.}$$

$$A_v = 2.84 \text{ cm.}^2$$

$$s = \frac{237,963.60}{37677 - 10959} = 10.0 \text{ cm.}$$

∴ Usar estribos # 3 de cuatro ramas @ 10 cm. hasta un tercio del claro. (2.70m).

REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LOCALIZACION DE ESTRIBOS



VI.- CIMENTACION.

Plantear el proyecto de cimentación para las estructuras es cuestión de arte más que de ciencia. Han de aceptarse, tal como se encuentren, las condiciones de cualquier lugar en particular, como resultado del proceso de la naturaleza en la formación y disposición de suelos y rocas, generalmente modificado hasta cierto punto por la obra del hombre.

Las propiedades físicas de estos materiales naturales difieren ampliamente. Pueden ser mezclas que poseen en cierto grado las distintas características de sus componentes y que la erosión las ha reunido en un número casi infinito de combinaciones y estratificaciones.

En las obras de cimentación, el ingeniero tiene que utilizar las rocas y el terreno del suelo como materiales de estructura. El sabe que el planteamiento del proyecto de la superestructura tendrá que basarlo en las características de los materiales con los que va a construir y; -- que puede elegir y emplear los materiales que sirvan mejor a su propósito. Por otra parte, al proyectar la infraestructura, tiene que utilizar los suelos que ya están allí o idear la manera de mejorar la situación en intereses de la seguridad y economía convenientes.

Aunque es prácticamente imposible establecer reglas, normas y especificaciones detalladas para resolver todos los problemas que se presentan en el proyecto de las cimentaciones, hay muchos principios básicos que pueden ser útiles para alcanzar la solución.

En la práctica, un ingeniero deberá conocer todo cuanto pueda dentro de lo razonable, respecto de las condiciones de un lugar determinado. Entonces deberá decidir que tipos de cimentación son prácticamente realizables en ese caso particular. Después deberá comparar el costo de los mismos y la conveniencia, facilidad de construcción y

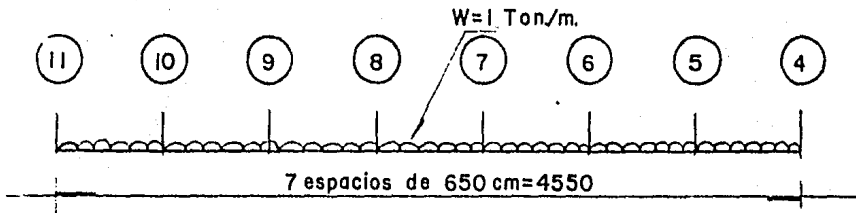
seguridad de cada uno; finalmente, adoptará la cimentación.³⁸⁶
que, a su juicio, sea la mejor.

CUERPOS LATERALES Y MARCOS DE SECCION VARIABLE

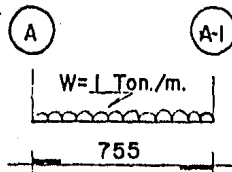
El tipo de cimentación elegido en el proyecto, es de los denominados superficiales, teniendo en consideración la capacidad de carga del suelo (compresible) y que en -- una de las direcciones se recibirán una hilera de columnas; serán zapatas corridas en ambas direcciones.

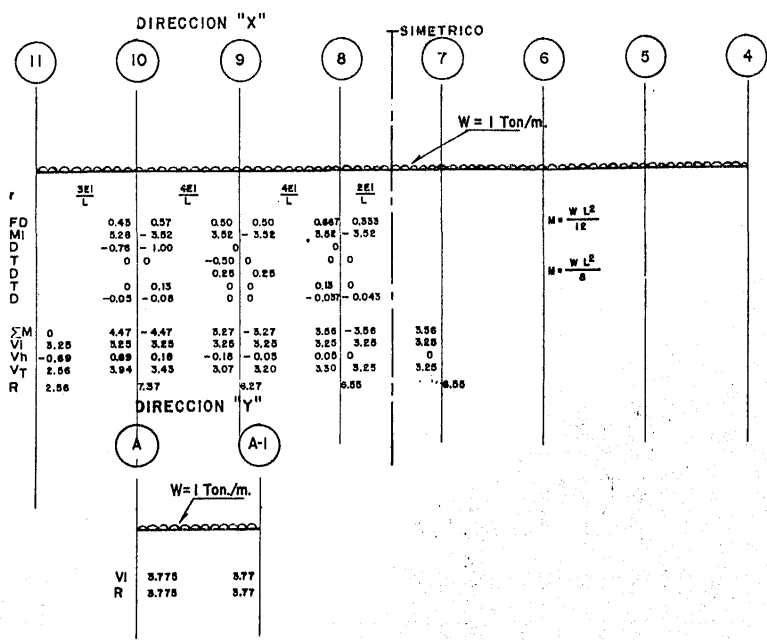
Para el análisis de la cimentación, se tomará en cuenta en primer término la suma total de cargas que lleguen a la cimentación por columna, estas cargas serán distribuidas de acuerdo a porcentajes que son resultado de aplicar una carga unitaria de una tonelada por metro en cada dirección, para saber qué carga aproximada toma cada dirección

dirección - X -



dirección - Y -

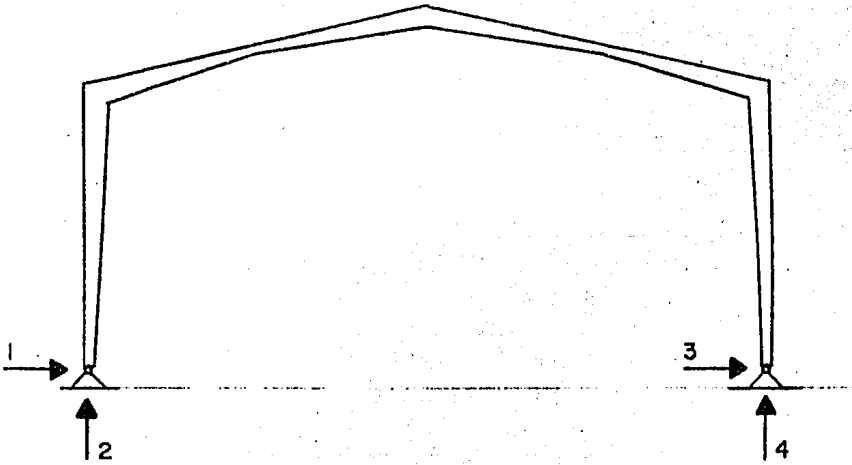




POPCENTAJES DE CARGA PARA CIMENTACION

NUDO	REACCION	TON.	F.D.	ACCION	ACCIONES DISTRIBUIDAS	
11-A1	r _x	2.56	0.40	10.27	P _x	4.11
	r _y	3.775	0.60		P _y	6.16
	r _t	6.335	1.00			
10-A1	r _x	7.370	0.66	24.87	P _x	16.41 ◀
	r _y	3.775	0.34		P _y	8.46
	r _t	11.145	1.00			
9-A1	r _x	6.27	0.62	23.54	P _x	14.59
	r _y	3.775	0.38		P _y	8.95 ◀
	r _t	10.045	1.00			
8-A1	r _x	6.55	0.63	23.83	P _x	15.01
	r _y	3.775	0.37		P _y	8.82
	r _t	10.325	1.00			
7-A1	r _x	6.55	0.63	23.76	P _x	14.97
	r _y	3.775	0.37		P _y	8.79
	r _t	10.325	1.00			

REACCIONES EN LOS APOYOS DEL MARCO
DEBIDAS A LAS DIVERSAS COMBINACIONES DE CARGA



C.M. + C.V. (Kg)	C.M. + VTO.LATERAL	C.M. + VTO.FRONTAL
1.- 7 300.96	1.- -16 601.10	1.- -25 623.81
2.- 10 753.50	2.- -24 577.15	2.- -39 845.81
3.- 7 300.96	3.- 21 510.41	3.- 25 623.58
4.- 10 753.50	4.- -37 412.44	4.- -39 845.84

SI ES NEGATIVO, LA FLECHA ES EN SENTIDO CONTRARIO.

Distribuidas las cargas aproximadas para cada 390
 dirección, se tomarán los resultados del análisis estructural de los marcos de concreto y marcos de acero de sección variable.

Se analizará la cimentación para las siguientes combinaciones de carga :

I.- CARGA MUERTA + C. VIVA + C. SISMO

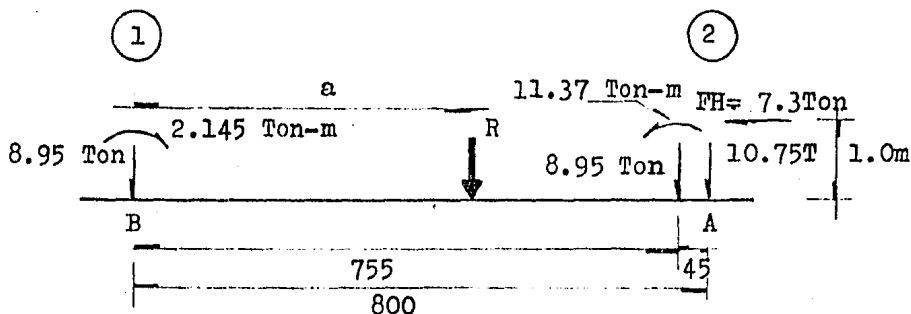
Revisándose para :

II.- CARGA MUERTA + VIENTO (MAS DESFAVORABLE)

En base al estudio de mecánica de suelos, se obtuvo una capacidad de resistencia del suelo de 5 toneladas por metro cuadrado para un desplante de cimentación de 1,5 metros.

Para el análisis y diseño de una zapata tipo, -- se elige la zapata localizada en el eje (9) de los edificios en estudio (cuerpos laterales).

EVALUACION DE LA CONDICION DE CARGA QUE RIGE PARA DISEÑO



a.) CENTRO DE CARGAS. CONDICION I (RIGE)

Momentos con respecto al punto (B)

Peso propio aproximado cimentación = 9.0 TON.

$$(+ \sum M = 0 = 8.95 \times 7.55 + 10.75 \times 8 - 7.3 \times 100 + \text{Peso.}$$

$$x 4.50 + 2.145 - 11.37 = 177.55 \text{ TON.} -m$$

391

$$P_{\text{Tot.}} = 37.65 \text{ TON.}$$

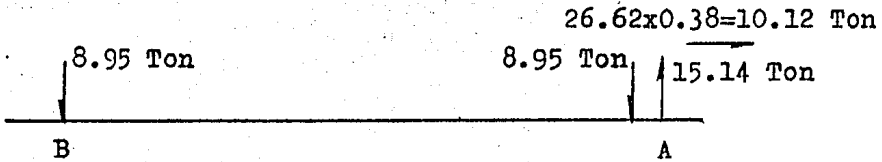
$$\therefore a = 4.71 \text{ M.}$$

CENTRO DE CARGAS. CONDICION II

$$\begin{aligned} (+\sum M = 0 &= 8.95 \times 7.55 - 15.14 \times 8.0 + 10.12 \times 1.00 \\ &+ P_{\text{Pop.}} \times 4.50 = -2.93 \text{ TON} -m \end{aligned}$$

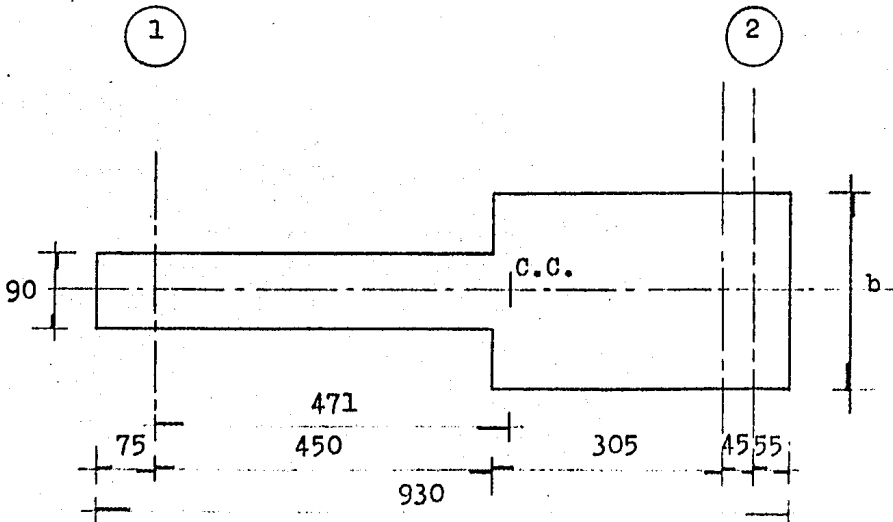
$$P_{\text{Tot}} = + 11.76 \text{ TON.}$$

$$\therefore a = \frac{-2.93}{11.76} = -0.25 \text{ * Reducción de esf. por carga accidental.}$$



∴ RIGE LA CONDICION I

GEOMETRIA PROPUESTA : Z A P A T A



Dado que los centros de carga y de gravedad de la superficie de apoyo deberán coincidir aproximadamente, se calculará para este efecto, el valor de "b"

$$0.90 \times 5.25 \times 2.835 + 0.21 \times b \times 0.105 = 3.84 \times b \times 1.92$$

$$b = 1.82$$

$$b = 1.90 \text{ Mts.}$$

Revisión de la presión al suelo

Papo. aproximado 9 Ton.

Peso relleno 29 Ton.

$$f = \frac{9 + 29 + 28.65}{0.9 \times 5.25 + 1.9 \times 4.05} = 5.37 \text{ Ton/m}^2 < f_n = 5.5 \text{ Bien.}$$

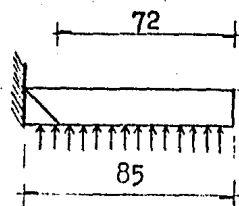
DISEÑO

La zapata se diseñará con la carga neta, es decir, se restará la carga por Papo. y el peso del relleno:

$$\therefore 1.50 \text{ T/m}^3 \times 1 \text{ m} + 2.4 \times 0.2 = 1.98 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga Neta; } 5.37 - 1.98 = 3.39 \text{ T/m}^2$$

Considerando un ancho unitario



$$M = \frac{3.39 \times 0.85^2}{2} = 1.22 \text{ T-M}$$

$$\text{Peralte } d = \sqrt{\frac{1.22 \times 10^5}{15.8 \times 100}} = 8.8 \text{ cm.}$$

Para rigidizar la cimentación, se adoptan las siguientes dimensiones:

$$d = 13$$

$$h = 20$$

Area de Acero

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 5.4 \text{ cm}^2$$

con Varilla # 4 : Separación $S = 23.5 \text{ cm}$.

Se ajusta @ 20 cm

Armado longitudinal de la zapata se hará por temperatura:

$$A_{s_t} = 0.002 (100) (13) = 2.6 \text{ cm}^2$$

con Varilla # 3 ; $S = 27.4$ se ajusta

Varilla # 3 @ 25

REVISION POR CORTANTE

Cortante Unitario Actuante

$$v = \frac{72 \times 100 \times 0.339}{100 \times 13} = 1.88 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante Unitario Admisible

$$v_o = 0.53 \sqrt{f'_c} = 7.4 \text{ Kg/cm}^2 > v \text{ Bien}$$

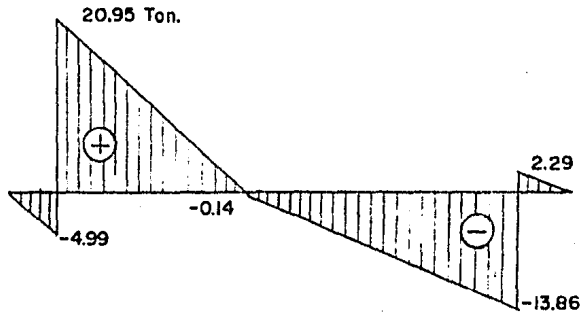
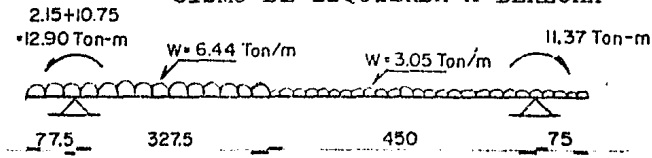
REVISION POR ADHERENCIA

$$u = \frac{v}{\sum o_j d} = \frac{2882}{5 \times 4 \times 0.87 \times 13} = 12.74 \text{ Kg/cm}^2$$

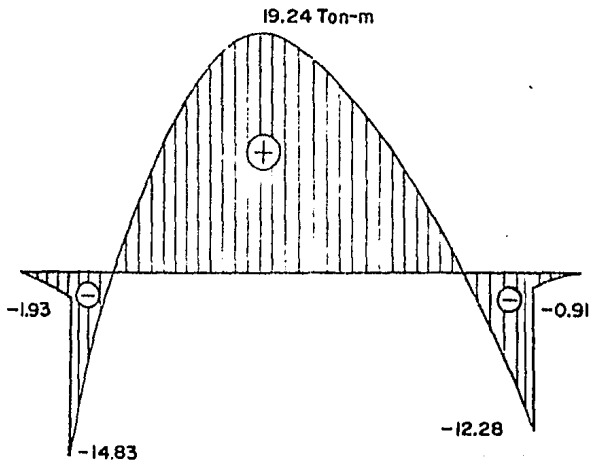
Admisible para Var. # 4 = 35 Kg/cm² — Bien

Por lo que se aceptan los armados

ANALISIS DE LA CONTRATRABE
 DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS
 SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA



V



M

PARA SISMO DE DERECHA A IZQUIERDA

$$\text{Por } \left(\sum M_A = 0 \right)$$

$$M_A = - 6,44x \frac{0,775^2}{2} + 6,44x \frac{3,275^2}{2} + 3,05x5,25\left(\frac{5,25}{2} + 3,275\right)$$

$$- R_B x 7,775 - 22,12 + 2,15 = 0$$

$$R_B = \frac{107,106}{7,775} = 13,776 \text{ Ton.}$$

$$R_A = 28,318 \text{ Ton.}$$

Para diagrama de Mtos.

$$0 \leq x \leq 0,775 \quad ; \quad M = - 6,44 \frac{(x)^2}{2}$$

$$0,775 \leq x \leq 4,05$$

$$M = - 6,44 \frac{(x)^2}{2} + 28,318 (x-0,775) - 22,12$$

$$4,05 \leq x \leq 8,55$$

$$M = - 6,44 (4,05) \left(x - \frac{4,05}{2}\right) - 22,12 + 28,318(x - 0,775) -$$

$$- 3,05 \frac{(x - 4,05)^2}{2}$$

$$8,55 \leq x \leq 9,30$$

$$M = - 6,44 (4,05) \left(x - \frac{4,05}{2}\right) - 22,12 + 28,318(x - 0,775) -$$

$$- 3,05 \frac{(x - 4,05)^2}{2} + 13,776 (x - 8,55) + 2,15$$

PARA EL DIAGRAMA DE MOMENTOS Y CORTANTES CON EL SISMO DE IZQUIERDA A DERECHA (BAJO LA MISMA COMBINACION)

$$\text{Por } \left(+ \sum M_A = 0 \right)$$

$$M_A = - 6.44 \times \frac{0.775^2}{2} + 6.44 \times \frac{3.275^2}{2} + 3.05 \times 5.25 \left(\frac{5.25}{2} + \right.$$

$$\left. + 3.275 \right) - R_B \times 7.775 - 12.90 + 11.37 = 0$$

$$R_B = \frac{125.55}{7.775} = 16.15 \text{ Ton.}$$

$$R_A = 25.94 \text{ Ton.}$$

$$\text{Para } 0 \leq x \leq 0.775$$

$$M = - 6.44 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Para } 0.775 \leq x \leq 4.05$$

$$M = - 6.44 \frac{x^2}{2} + 25.94 (x - 0.775) - 12.90$$

$$\text{Para } 4.05 \leq x \leq 8.55$$

$$M = - 6.44 (4.05) \left(x - \frac{4.05}{2} \right) - 12.90 + 25.94 (x - 0.775) - 3.05 \frac{(x - 4.05)^2}{2}$$

$$\text{Para } 8.55 \leq x \leq 9.30$$

$$M = - 6.44 (4.05) \left(x - \frac{4.05}{2} \right) - 12.90 + 25.94 (x - 0.775) - 3.05 \left(x - \frac{4.05}{2} \right)^2 + 16.15 (x - 8.55) + 11.37$$

SISMO: DERECHA A IZQUIERDA

Cortante.

$$0 \leq x \leq 0.775$$

$$V = - 6.44 X$$

$$0.775 \leq x \leq 4.05$$

$$V = - 6.44X + 28.318$$

$$4.05 \leq x \leq 8.55$$

$$V = - 26.08 + 28.32 - 3.05 (X-4.05) = 2.24 - 3.05 (X - 4.05)$$

$$8.55 \leq x \leq 9.30$$

$$V = 2.24 - 3.05(X-4.05) + 13.776 = 16.02 - 3.05 (X - 4.05)$$

SISMO: IZQUIERDA A DERECHA

$$0 \leq x \leq 0.775$$

$$V = - 6.44X$$

$$0.775 \leq x \leq 4.05$$

$$V = - 6.44X + 25.94$$

$$4.05 \leq x \leq 8.55$$

$$V = - 0.14 - 3.05 (x - 4.05)$$

$$8.55 \leq x \leq 9.30$$

$$V = 16.01 - 3.05 (X- 4.05)$$

DISEÑO DE LA CONTRATRABE

El Momento mayor de los diagramas es: $M = -24.05 \text{ T-M}$
 resultado de la combinación de carga Muerta+Sismo

Diseño por flexión

Proponiendo $b = 25 \text{ cm}$

$$\text{Peralte } d = \sqrt{\frac{24.05 \times 10^5}{15.8 \times 25}} = 78 \text{ cm} \implies \begin{aligned} d &= 80 \\ h &= 100 \end{aligned}$$

area de Acero

$$A_s = \frac{24.05 \times 10^5}{f_s j d} = 17.3 \text{ cm}^2$$

4 # 8	(20.28 cm ²)
2 # 8	14.11 T-M
4 # 8	28.2

CORTANTE

$$v_c = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante a un peralte del apoyo

$$v = \frac{18,180}{25 \times 80} = 9.09 \text{ Kg/cm}^2 > 4.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{1.42 \times 2100 \times 80}{4990} = 47.8 \text{ cm} \quad \text{o } d/2 = 40 \text{ cm}$$

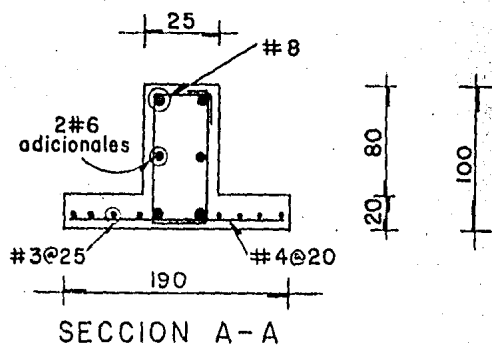
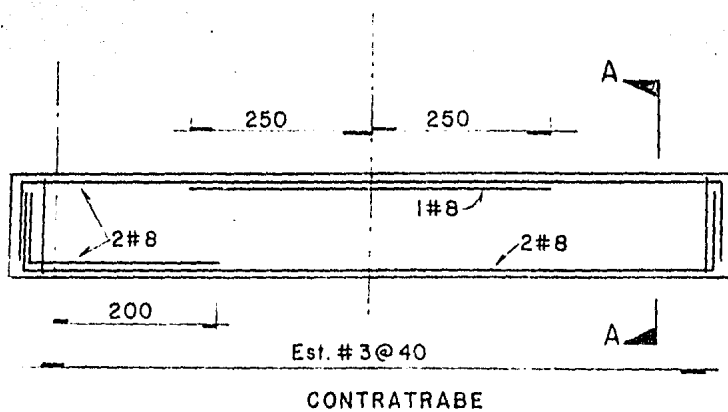
Se colocaran Est. # 3 @ 40

ADHERENCIA

$$\text{Para Var. \# 8} \quad u = \frac{23330}{4 \times 8 \times 0.87 \times 80} = 10.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Menor que 18.5 Kg/cm² permisible ∴ Bien.

ARMADO ESTRUCTURAL DE CONTRATRABE



VII.- COMENTARIOS FINALES.

Como se observó en el desarrollo del presente trabajo, primordialmente se deben evaluar las sollicitaciones (cargas) a que se verá sometida la estructura y -- después analizarla por cualquier método de cálculo, de tal forma que sepanse que elementos mecánicos están obrando sobre dicha estructura (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) y comparando los resultados de la aplicación de la computadora con los obtenidos manualmente por medio de los métodos tradicionales (Kani, Bowman, Cross) se vió que tienen variaciones pequeñas (ver capítulo IV).

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, se procede a diseñar la estructura, es decir, obtener secciones o perfiles apropiados de cada parte componente de la misma, así como sus juntas, de tal forma que podamos optimizar dicha estructura en cuanto a su resistencia y economía en el costo.

Es común, dentro del análisis de estructuras reticulares, el suponer que sus conexiones tienen capacidad de transmisión de elementos mecánicos a través de ellas, es decir, que se considera a las estructuras como sistemas cien por ciento continuos, y los modelos matemáticos se emplean para representarlas y resolverlas, contienen esa suposición; sin embargo, esta hipótesis no es siempre correcta, ya que la capacidad de transmisión de momentos depende sensiblemente del tipo de junta empleada.

En el diseño de los marcos de sección variable, se debe hacer constar que las secciones resultantes son las óptimas, ya que el programa para analizar y diseñar este tipo de marcos contiene un algoritmo de optimización (ideado por el Ing. Arturo Durán Limón), por supuesto que nos estamos refiriendo a una computadora particular en la que se han invertido muchas horas-hombre/ingeniero --

en la elaboración de programas de cálculo para simplificar al máximo la tarea del ingeniero, es decir, que la computadora es una poderosísima herramienta de trabajo; en la que además de contar con un magnífico programa para analizar -- con el método de rigideces, tiene involucradas todas las -- recomendaciones que propone el American Institute of Steel - Construction (A.I.S.C.) para miembros de sección variable -- que se han tomado en cuenta los factores de largo efectivo, adecuados para columnas prismáticas con diferente longitud, pero de una sección transversal igual a la menor de una columna de sección variable.

Al introducir en las fórmulas los modificadores - de sujeción G_t y G_b y obtener el factor de longitud efectiva K_L , intrínsecamente adopta las rigideces de los elementos de sujeción y de reducción de sección. (ver gráficas).

Para el caso de los esfuerzos permisibles de flexión, siguen muy de cerca a aquellos para vigas prismáticas, el concepto básico es reemplazar una viga de sección variable por una viga prismática equivalente, esto conduce a los factores modificados de longitud h_s y h_w para aplicarlos - en las fórmulas de esfuerzo permisible de flexión, que se - basan en la resistencia total al pandeo lateral, usando -- las resistencias de St. Venant y de ladeamiento.

Se hace mención acerca del programa utilizado por la computadora en el análisis estructural, que inicialmente desarrolló un grupo de ingenieros denominándolo " STRESS ", - fijando las bases de utilización del programa y su alimentación de datos según el tipo de estructura por analizar, - dichos datos son tales como la geometría, características - del material, propiedades de las secciones, así como las cargas actuantes; este programa sufrió modificaciones en su -- formato lo cual le permitió tener mayor capacidad y proporcionar un uso más práctico de los resultados y sobre todo - la obtención de gráficas de la estructura a escalas deter -

minadas.

403

Una vez modificado el programa, fué denominado -
" STRUDL " que junto con otros (SAP IV, SAP V, etc.)
Se utilizan actualmente para analizar y diseñar las estruc-
turas.

BIBLIOGRAFIA.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Apuntes de Análisis Estructural de la clase del Ing. Manuel Martínez C. - 1978
- 2.- Apuntes de Diseño Estructural de la clase del Ing. Francisco Rojas G. - 1979
- 3.- Análisis Estructural, Segunda Edición
Rodolfo Luthe García
Representaciones y Servicios de Ingeniería,S.A.-1976
- 4.- Diseño de Estructuras Metálicas, Segunda Edición
Jack C. Mc.Cormac
Representaciones y Servicios de Ingeniería,S.A -1972
- 5.- Manual de Diseño por Viento
Comisión Federal de Electricidad - 1981
- 6.- Manual de Diseño por Sismo
Comisión Federal de Electricidad - 1981
- 7.- Pórticos y Arcos, Novena Edición
Valerian Leontovich
Editorial C.E.C.S.A. - 1977
- 8.- Diseño de Estructuras de Acero
Boris Bresler, T.Y. Lin, John B. Scalzi
Editorial LIMUSA, - 1976
- 9.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (I.I.401)
- 10.- Manual Strudl
University of Massachusetts, User's Manual
- 11.- Matrix Analysis of Structures
K.H.M. Bray, P.C.L. Croxton & H. Martin
Editorial Paraninfo - 1978
- 12.- Basic Steel Design, Second Edition
Bruce G. Johnston, Fung-Jen Lin & T.V. Galambos
Prentice - Hall, Inc. Englewood Cliffs,
New Jersey - 1980
- 13.- Cimentaciones de Estructuras,Segunda Edición
Clarence W. Dunham
Mc. Graw - Hill - 1980
- 14.- Steel Construction manual, Eighth Edition
A.I.S.C. - 1980

- 15.- Reglamento para las Construcciones de Concreto -
Reforzado.
A.C.I. - 1963, 77
- 16.- Manual para Constructores
Fundidora Monterrey, S.A. - 1975

FE DE ERRATAS.

- 1.- En la hoja # 152, en el análisis por el método de RANI en los marcos ejes F, G, H, e I, existe un error en el cálculo del momento de piso, debido a que se consideró la fuerza (16.08 T.) en lugar del cortante (25.27 T.) y puesto que con estos datos se realizó el análisis por computadora, únicamente se informa de este error y se recomienda que se vea el análisis de los marcos ejes 1 y 2, que están correctos.

$$M_p \text{ (error)} = \frac{16.08 \times 4.40}{3} = 28.58 \text{ T-M}$$

$$M_p \text{ (real)} = \frac{25.57 \times 4.40}{3} = 37.06 \text{ T-M}$$

