



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

41
2EJ

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLAN"

FALLA DE ORIGEN

DISEÑO ESTRUCTURAL TIPO DE NAVE INDUSTRIAL, A BASE
DE MARCOS RIGIDOS DE SECCION VARIABLE.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

LICENCIADO EN INGENIERIA CIVIL

P R E S E N T A:

RAFAEL VEGA LOPEZ



ACATLAN EDD. DE MEXICO

1995



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.

A MIS PADRES

CON CARINO Y AGRADECIMIENTO
POR TODO EL AMOR QUE DE ELLOS
HE RECIBIDO SIEMPRE.

A MIS HERMANAS

POR TODO LO QUE ELLAS
REPRESENTAN PARA MI.

A MI ESPOSA IRMA

POR EL AMOR QUE LE TENGO
Y POR SER LA COMPANERA DE MI VIDA.

A MI HIJO RAFAEL

POR QUE HA SIDO EL REGALO
MAS HERMOSO QUE LA VIDA
PUDO HABERME DADO.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
DIVISION DE MATEMATICAS E INGENIERIA
JEFATURA DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

RAFAEL VEGA LOPEZ
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 5 DE JULIO DE 1994, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS:
"DISEÑO ESTRUCTURAL TIPO DE NAVE INDUSTRIAL, A BASE DE MARCOS RIGIDOS DE SECCION VARIABLE".

- I.- INTRODUCCION.
- II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.
- III.- ANALISIS DE CARGAS.
- IV.- DISEÑO DE TRABE CARRIL.
- V.- ANALISIS DE LA ESTRUCTURA.
- VI.- REVISION POR DESPLAZAMIENTOS.
- VII.- DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES.
- VIII.- DISEÑO DE CONEXIONES Y PLACA DE BASE.
- IX.- DISEÑO DE ELEMENTOS REDUNDANTES.

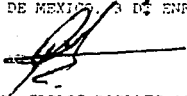
PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPERECADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO SERVIDOR BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR VISIBLE DE LOS FRENTELOS DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO REALIZADO, ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RACA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN EDO. DE MEXICO, A 05 DE ENERO DE 1994



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA


ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

I N D I C E

- I.- INTRODUCCION
- II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO
- III.- ANALISIS DE CARGAS
 - CARGAS MUERTAS Y VIVAS
 - CARGAS DE VIENTO
 - CARGAS DE SISMO
- IV.- DISEÑO DE TRABE CARRIL
 - IMPACTO
 - REVISION POR DEFORMACIONES
 - REVISION POR ESFUERZOS
- V.- ANALISIS DE LA ESTRUCTURA
 - ANALISIS DE MARCO TIPO
 - INTERPRETACION DE RESULTADOS
- VI.- REVISION POR DESPLAZAMIENTOS
 - HORIZONTALES Y FLECHAS
- VII.- DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES
 - REQUERIMIENTOS GENERALES PARA SECCIONES DE PERALTE VARIABLE.
 - FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA K_L
 - DIAGRAMAS DE FLUJO PARA EL DISEÑO DE SECCIONES DE PERALTE VARIABLE.
 - APLICACION DE LOS DIAGRAMAS EN EL DISEÑO DE TRABES Y COLUMNAS.
 - REVISION DE ALMAS POR PANDEO LOCAL Y REDUCCION DE ESFUERZOS EN PATINES.
 - REVISION DE LA RODILLA DEL MARCO
- VIII.- DISEÑO DE CONEXIONES Y PLACA BASE
 - CONEXIONES ATORNILLADAS
 - CONEXION COLUMNA - TRABE BAJA
 - DISEÑO DE PLACA BASE
- IX.- DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS
 - LARGUEROS DE CUBIERTA
 - CONTRAVENTEADO LATERAL

I. INTRODUCCION

PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El propósito fundamental del diseñador de estructuras es lograr una estructura económica y segura, que cumpla con ciertos requisitos funcionales y estéticos. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento estructural, de la mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura; debe tener, también una apreciación clara de los valores estéticos, con objeto de trabajar en colaboración con los arquitectos y contribuir así al desarrollo de las cualidades funcionales y ambientales deseadas en una estructura.

En gran parte, el diseño estructural es un arte basado en la habilidad creativa, imaginación y experiencia del diseñador. Siempre que el diseño estructural tenga estas cualidades, será un arte. Sin embargo, no debe permanecer como un arte puro, ya que el usuario debe recibir los mayores beneficios dentro de sus posibilidades económicas. Esto requiere el desarrollo de nuevos tipos de estructuras y nuevas técnicas de construcción, las que a menudo necesitan soluciones más científicas y rigurosas; así pues, la mecánica de ingeniería y el análisis económico deben intervenir en el arte de crear mejores edificios, puentes, máquinas y equipos. En el sentido amplio de la palabra el término "diseño" incluye tanto el arte creativo como análisis científico.

La teoría de las estructuras y la evidencia experimental son herramientas valiosas para el diseño estructural, mas no son suficientes para establecer un procedimiento de diseño completamente científico ya que en primer término, para hacer posible un análisis teórico, es necesario idealizar considerablemente el comportamiento estructural por medio de suposiciones ingenieriles bien fundamentadas, de modo que las fuerzas internas y los desplazamientos calculados representen solamente aproximaciones de los que realmente se presentan en las estructuras. Asimismo, la resistencia de las estructuras reales a las cargas y a las deformaciones pueden determinarse sólo aproximadamente. Además, las estructuras están sujetas frecuentemente a fuerzas y condiciones de servicio que no pueden ser previstas con precisión. De esta manera, la experiencia y el buen juicio siempre juegan un papel importante en la práctica del diseño estructural, aunque no son suficientes por sí solos, sino que deben ser guiados por el análisis científico, basado en la comprensión completa de la teoría de las estructuras y de la mecánica estructural.

La elección de los miembros y conexiones que deben emplearse en estructuras convencionales es una operación de rutina para el diseñador de estructuras de acero; por esta razón, es de principal importancia lograr una perfecta comprensión de las funciones de estos elementos. El estudio del diseño de estructuras completas resulta provechoso únicamente cuando se ha entendido bien el dimensionamiento de los miembros aislados y de sus conexiones. La estructuración general y el diseño de las estructuras completas es mucho más difícil que la selección y diseño de sus componentes, por lo que son necesarios varios años de experiencia para llegar a dominar estos problemas.

PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

El procedimiento que se sigue en el diseño estructural consiste en seis pasos principales: (a) selección del tipo y distribución de la estructura, (b) determinación de las cargas que actúan sobre ella, (c) determinación de los momentos y fuerzas internas en los componentes estructurales, (d) dimensionamiento de los miembros y conexiones para lograr seguridad y economía, (e) revisión del comportamiento de la estructura en servicio, y (f) revisión final.

Selección del tipo de estructura. El tipo de estructura se selecciona con bases funcionales, económicas, estéticas y de servicio. En algunos casos, el tipo de estructura que se adopta depende de otras consideraciones, tales como: dimensiones de los equipos y productos a almacenar, las preferencias del diseñador o algún precedente ya establecido; frecuentemente es necesario investigar varias estructuras diferentes y la selección final se hace después de que se ha avanzado bastante en varios diseños comparativos.

Determinación de las cargas de servicio. Una vez escogido el tipo general de la estructura, o cuando menos al haberse definido varias alternativas, es posible hacer un croquis a pequeña escala de la estructuración. La distribución de los miembros se rige, naturalmente, por las magnitudes de las cargas que actúan sobre ellos; cargas que no son conocidas todavía, de aquí que la experiencia juegue un papel importante en esta etapa y permita que el diseñador no necesite considerar demasiadas variantes. Partiendo de la estructuración general, puede hacerse ya una estimación de las cargas aplicadas. Las cargas pueden ser estáticas o dinámicas, temporales o permanentes, accidentales o repetitivas. A ellas debe agregarse el peso propio de la estructura, el cual se desconoce en esta etapa del diseño, pero que puede ser estimado con bastante aproximación para estructuras convencionales, por medio de tablas y fórmulas que se han establecido con este propósito, las cuales pueden encontrarse en publicaciones técnicas y manuales de estructuras.

Momentos y fuerzas internas. Los momentos y fuerzas en los miembros de las estructuras estáticamente determinadas y sujetas a cargas estáticas se calculan simplemente haciendo uso de las condiciones de equilibrio. En estructuras estáticamente indeterminadas es necesario hacer algunas estimaciones de las dimensiones de los miembros para poder determinar los esfuerzos; en ocasiones se requieren únicamente la rigidez relativa de los miembros, con el objeto de proseguir con el análisis, y éstas puedan aproximarse más fácilmente que las dimensiones absolutas. Para poder realizar un análisis preliminar de un marco estáticamente indeterminado, puede suponerse cómo se distribuyen las cargas entre los miembros y determinar así, de una manera preliminar, las dimensiones de los mismos, antes de llevar a cabo un análisis más exacto.

Dimensionamiento de miembros y conexiones. Una vez conocidas las fuerzas internas en los miembros y el material que se va a emplear, puede seleccionarse el tamaño de cada miembro, teniendo en cuenta el siguiente criterio: (a) rigidez y resistencia adecuadas, (b) facilidad de conexión y (c) economía.

Funcionamiento bajo condiciones de servicio. Después de que se ha determinado el tamaño de un miembro; a partir de las cargas conocidas, debe revisarse para comprobar si satisface los requisitos de servicio tales como: deformaciones máximas admisibles, distorsiones excesivas, vibración, fatiga, corrosión, esfuerzos por temperatura, esfuerzos debidos a asentamientos de los apoyos y cualquier otra condición que pueda afectar al funcionamiento de la estructura.

Revisión final. Una vez conocidas las propiedades de las secciones, es necesario verificar si los pesos supuestos para la estructura corresponden con los pesos reales obtenidos en el diseño. Para estructuras de claros pequeños, el peso propio de las mismas representa una porción reducida de la carga total, de manera que aunque la estimación sea incorrecta, aun por un margen apreciable, el cambio en la carga total es insignificante y resulta innecesario recalcular y rediseñar. Sin embargo, para claros grandes, el peso propio de la estructura representa una parte importante de la carga total, y un error pequeño cometido en la estimación del peso puede tener una influencia apreciable en las cargas totales.

II. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El propósito del siguiente trabajo, no es más que la recopilación y ordenamiento de los elementos prácticos y necesarios para el diseño de una estructura de acero típica de las plantas industriales. La presentación práctica del planteamiento del diseño de una estructura, resolviendo a detalle cada uno de sus componentes.

Por lo regular, la literatura trata por separado el análisis y el diseño de cada uno de los componentes de una estructura; Por lo tanto, para lograr la concepción global del diseño completo se requiere una experiencia mínima de 4 a 5 años; así pues este trabajo pretende ordenar y cubrir progresivamente los aspectos prácticos que permitan la concepción global del análisis y diseño de un edificio para una planta industrial a base de marcos rígidos de acero.

Uno de los aspectos más importantes que considero se tratan en este trabajo, es el diseño de secciones de peralte variable, que permiten optimizar al máximo el peso de una estructura de acero, comunmente utilizada para salvar grandes claros. Siendo además un aspecto poco tratado en los programas de estudio de la carrera de ingeniería civil.

Otro punto interesante, es la presentación de diagramas de flujo para el diseño por flexión de las piezas de sección variable; los cuales, pueden ser utilizados para la construcción de programas en cualquier lenguaje de computación, y a su vez, de gran utilidad en la práctica profesional para la agilización del diseño de elementos estructurales de este tipo. Además se presenta el diseño completo de una trabe carril para una grúa viajera, muy común en los proyectos de tipo industrial.

Se propone un ejemplo típico de nave que reúne todas las características necesarias para ser vistas en el contenido de este trabajo. El proyecto se describe a detalle a continuación.

Se trata de una nave de 1800 m2. formada por marcos rígidos de sección variable a dos aguas, con una pendiente del 10%. Los marcos son de 30 mts. de claro y están separados uno del otro a cada 10 mts.

El espaciamiento de los marcos depende de las cargas sobre el techo y también, en cierto grado, del claro del marco. Para cargas de techo ordinarias y claros de 9 a 60 mts, el espaciamiento entre marcos puede variar de 4.5 a unos 12 metros. La experiencia en el diseño de este tipo de estructuras ha demostrado que la separación de marcos a 10 mts, para el claro que se maneja es la adecuada para optimizar el peso de la estructura, pero no es una regla general que se deba tomar ya que pueden existir factores que obliguen a usar otro espaciamiento entre marcos.

La cubierta y las fachadas estarán estructuradas a base de largueros tipo Mon-Ten, los cuales podran recibir la cubierta a base de lámina. La cubierta y las fachadas deberán ser contraventeadas para impedir los desplazamientos laterales de la estructura, ya que no existe un sistema estructural completo si no transmite todas las fuerzas que están actuando hacia un apoyo adecuado en el suelo.

Por lo tanto, hay que tomar medidas en el diseño para conducir las cargas verticales y laterales provenientes del viento y los sismos a la cimentación. Si no se toman las medidas adecuadas para resistir las cargas laterales, las estructuras pueden sufrir colapsos bajo cargas considerablemente menores de las diseñadas para vientos o sismos.

Los marcos se considerarán articulados en la base de las columnas, aunque teóricamente pueden ser articulados ó empotrados. En la práctica la articulación se utiliza casi siempre; esta clase de apoyo, es la constituida por anclas pasando a través de placas, fijas a su vez a una zapata de concreto. Para hacer que el apoyo se comporte hasta donde sea posible, como una articulación, es conveniente localizar los ejes de las anclas en la línea que corresponde al eje neutro de las columnas. Situados en esta línea, perpendicular al pandeo del marco rígido, la resistencia a girar será mínima. Si los pernos se colocaran cerca de las esquinas de la placa de apoyo, se aumentará considerablemente, en la base de la columna, la resistencia a la rotación.

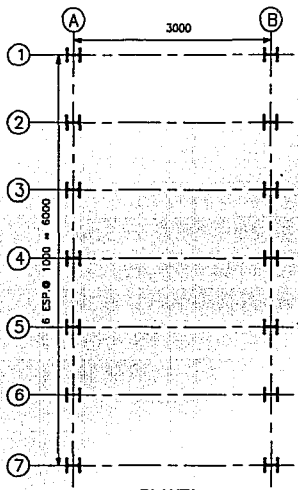
La altura mínima interior será de 7 mts. y además se tomara en cuenta una trabe carril montada sobre ménsulas, a una altura de 5 mts. sobre el nivel de piso terminado a todo lo largo de la nave, capaz de soportar una grúa viajera con capacidad de 16 ton.

Las solicitaciones de carga, bajo las cuales trabajará la estructura, así como las combinaciones de carga, se verán en el capítulo III de este trabajo.

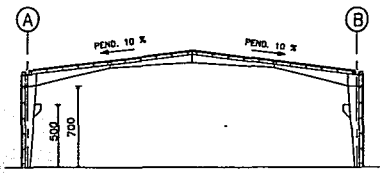
Las normas que regirán el diseño del edificio serán las indicadas en los siguientes manuales:

- Manual of steel construction A.I.S.C. Novena edición.
- Reglamento de construcciones para el D.F.
- Manual de diseño de obras civiles C.1.4.
Diseño por viento.
- Manual de diseño de obras civiles C.1.3.
Diseño por sismo.

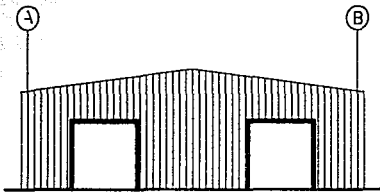
Los dibujos que se presentan a continuación muestran claramente la descripción del proyecto.



PLANTA



ELEVACION



FACHADA PRINCIPAL

III. ANALISIS DE CARGAS.

CARGA MUERTA

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para nuestro caso:

En cubierta:

Lámina-----	=	6.00	kg/m ²
Largueros-----	=	7.00	"
P.propio marco-----	=	10.00	"
Contraventeo y contraflamdeo----	=	2.50	"
Instalaciones-----	=	15.00	"

$$C.M. = \overline{40.50} \text{ kg/m}^2$$

Las cargas muertas mostradas podrán variar de acuerdo a las condiciones de trabajo de la cubierta en cuestión y dependerán de si llevamos plafones, instalaciones especiales, cargas de tuberías, charolas eléctricas etc.

CARGA VIVA

Se considerarán cargas vivas las cargas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente.

De acuerdo al reglamento de construcción del D.D.F.
Para cubiertas con pendiente mayor al 5%

Por cargas gravitacionales:
 $w = 40.00 \text{ kg/m}^2$

Por cargas accidentales:
 $w = 20.00 \text{ kg/m}^2$

C. MUERTA + C. VIVA.

Por cargas gravitacionales:
 $w.c.m. + c.v. = 40.50 + 40.00 = 80.50 \text{ kg/m}^2$

Por cargas accidentales:
 $w.c.m. + c.v. = 40.50 + 20.00 = 60.50 \text{ kg/m}^2$

VIENTO

Para el diseño por viento se tomarán en cuenta los criterios del Manual de diseño de obras civiles. C.1.4. de la Comisión Federal de Electricidad.

Por lo tanto clasificaremos la estructura de la siguiente manera:

Estructura del GRUPO	B	
	TIPO	1 (Naves industriales)
Zona eólica		5

La velocidad de diseño es determinada en función de diferentes parámetros como son:

- Localización geográfica
- Probabilidad de excedencia
- Topografía del lugar
- Características de la estructura.

Por lo cual se adoptan las siguientes definiciones de velocidades de viento:

Vr Velocidad regional. Es la velocidad máxima probable en una zona o región determinada para un cierto período de recurrencia.

Vb Velocidad básica. Es la velocidad que a una altura de 10 mts. sobre el terreno, se presenta en el lugar de desplante de la estructura.

Vz Velocidad del viento a una altura Z sobre el terreno.

Vd Velocidad de diseño. A partir de la cual se evalúan los efectos de viento en la estructura.

Para estructuras del Grupo B

Vr= 80.00 km/hr (Para un período de recurrencia de 50 años.)

Vb= kVr k= 1.0 (Depende de la topografía y en este caso se considera campo abierto, terreno plano.)

Vb= 1.0 x 80.0 = 80.0 km/hr.

Vz= Vb (Z/10)⁵ para 10 < Z < 5

Vz= Vb para Z <= 10 mts.

Vz= Vb para Z >= 6

Para el caso en estudio $Z < 10.0$ mts.

por lo tanto: $V_z = V_b$ $V_z = 80.0$ km/hr.

$V_d = FrV_z$ $Fr = 1.0$ (factor de ráfaga para estructuras tipo 1)

$V_d = 1.0 \times 80.0 = 80.0$ km/hr.

Los efectos del viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo a la expresión:

$$p = 0.0048(G)(C)(V_d)^2$$

Donde:

C Coeficiente de empuje (sin dimensiones)

p Presión o succión debida al viento, en kg/m²

Vd Velocidad de diseño, en km/hr.

G = $(8 + h)/(8 + 2h)$. Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h sobre el nivel del mar.

Considerando $h = 0.0$ y $G = 1.0$

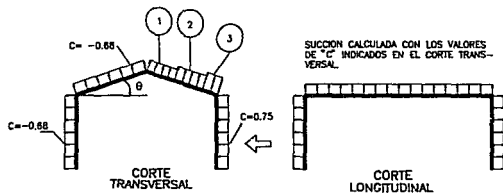
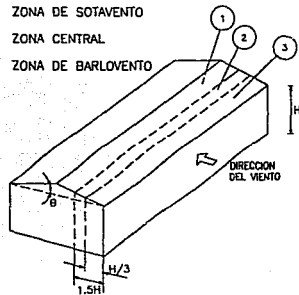
$$p = 0.0048 \times 1.0 \times C \times (80.0)^2$$

$$p = 30.72 C$$

Cuando C es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta, cuando es negativo se trata de succión. Los valores de C son aplicables a algunas de las formas más usuales de construcciones. Que en nuestro caso son los que se muestran en la siguiente figura:

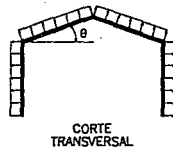
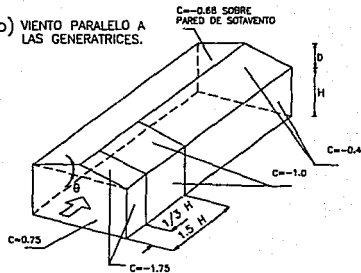
a) VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

- 1 ZONA DE SOTAVENTO
- 2 ZONA CENTRAL
- 3 ZONA DE BARLOVENTO



θ	VALORES DE C			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			
	BARLOVENTO	CENTRAL	SOTAVENTO	DE SOTAVENTO
< 15	-1.75	-1.0	-1.0	-0.68
$15 < \theta < 65$				
Tomase el mayor de los sig.	$-2.1 + 0.023 \theta$	$-1.2 + 0.013 \theta$	-0.40	-0.68
	o 0.012	o 0.007		
> 65	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES.



Presiones interiores

Cuando el porcentaje de aberturas de alguna de las paredes de la construcción en el nivel que se analiza sea mayor del 30 %, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección el nivel en cuestión, deben considerarse presiones o succiones interiores dadas por la ecuación $p = 0.0048(G)(C)(Vd)^2$, en adición a las presiones o succiones exteriores, con los siguientes valores del coeficiente de empuje C :

a) Cuando la abertura se encuentra del lado de barlovento

$$C = 0.8$$

b) Cuando la abertura se encuentra del lado de sotavento o en los costados

$$C = -0.6$$

Para porcentaje de abertura menores del 30 %, se supondrán para el cálculo de las presiones interiores los valores de C que se indican a continuación :

$$C = 0.8 \frac{n}{30} + 0.30 \left(\frac{1-n}{30} \right)$$

donde :

C = Coeficiente de empuje (sin dimensiones)

n = Relación de aberturas, en porcentaje.

Las presiones interiores no deben considerarse para el análisis de la estabilidad del conjunto de la estructura.

Utilizando los respectivos coeficientes de empuje tenemos que:

a) Para viento normal a las generatrices

$$p_1 = 30.72 \times (-0.40) = -12.29 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 30.72 \times (-1.00) = -30.72 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 30.72 \times (-1.75) = -53.76 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 30.72 \times (-0.68) = -20.89 \text{ kg/m}^2$$

$$p_5 = 30.72 \times (0.75) = 23.04 \text{ kg/m}^2$$

Tomando en cuenta la separación entre marcos de 10.0 mts.

$$w_1 = -12.29 \times 10.0 = -122.9 \text{ kg/m} = -0.123 \text{ t/m}$$

$$w_2 = -30.72 \times 10.0 = -307.2 \text{ kg/m} = -0.307 \text{ t/m}$$

$$w_3 = -53.76 \times 10.0 = -537.6 \text{ kg/m} = -0.537 \text{ t/m}$$

$$w_4 = -20.89 \times 10.0 = -208.9 \text{ kg/m} = -0.209 \text{ t/m}$$

$$w_5 = 23.04 \times 10.0 = 230.4 \text{ kg/m} = 0.230 \text{ t/m}$$

H = 8.20 mts. (altura a la rodilla del marco)

$\beta = 5.71^\circ$ (ángulo que forma la cubierta con la horizontal)

$$H/3 = 2.73 \text{ mts.}$$

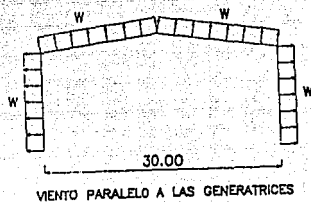
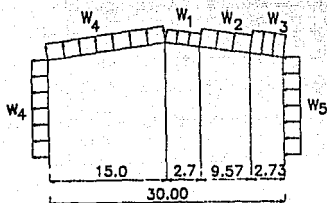
$$1.5H = 12.3 \text{ mts.}$$

b) Viento paralelo a las generatrices.

Tomaremos únicamente C = 1.0

$$p = 30.72 \times (-1.0) = -30.72 \text{ kg/m}^2$$

$$w = -30.72 \times 10.0 = -307.2 \text{ kg/m} = -0.307 \text{ t/m}$$



SISMO

Para el diseño por sismo se tomarán en cuenta los criterios del Manual de diseño de obras civiles. C.1.3. de la Comisión Federal de Electricidad.

La evaluación de fuerzas y desplazamientos de diseño se obtienen mediante el análisis sísmico, y existen varias alternativas para su realización:

- a) Análisis estático simplificado (aplicado sólo a construcciones estructuradas con muros de carga.)
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico modal
- d) Análisis dinámico paso a paso

Para el caso de la estructura en cuestión, utilizaremos el análisis estático.

Se considera que la sollicitación sísmica en la base de la estructura esta dada por una o varias (una por cada modo de vibración) fuerzas cortantes horizontales.

La magnitud de esta(s) fuerza(s) se obtendrá multiplicando el peso total de la estructura por un coeficiente sísmico que está en función de:

- a) Importancia de la estructura.
- b) Intensidad sísmica en el sitio de la construcción.
- c) Características del terreno de cimentación.
- d) Características de resistencia y ductilidad de la estructura
- e) Periodo de vibración de la estructura, o del modo considerado

Clasificando la estructura según los incisos anteriores, de acuerdo a su destino y estructuración, zona sísmica, tipo de terreno y ductilidad de la estructura, supondremos lo siguiente:

Estructura	Grupo A
	Tipo 1
	Tipo de suelo II
	Zona sísmica B
	Factor de ductilidad $Q=2$ (sentido longitudinal)
	Factor de ductilidad $Q=4$ (sentido transversal)
	Coefficiente sísmico $c=0.2$ (valor obtenido de los espectros de diseño)

Los coeficientes sísmicos a diferentes niveles de la estructura forman un conjunto de fuerzas horizontales, actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas.

Cada una de estas fuerzas se toma igual al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales son apreciables). Esto es:

$$F_i = \xi_i W_i$$

Donde:

F_i = Fuerza sísmica en el i-ésimo nivel
 ξ_i = Coeficiente para el nivel i
 W_i = Peso de la masa del nivel i

$$\xi_i = \frac{h_i \sum W_i}{\sum W_i h_i} \left(\frac{c}{Q} \right) \quad \text{Para } c/Q > a_0$$

h_i = Altura del nivel i sobre el desplante.
 $\sum W_i$ = Peso total de la estructura (incluyendo apéndices).
 a_0 = Ordenada del espectro de diseño para $T = 0$
 c = Coeficiente sísmico básico.
 Q = Factor de ductilidad.

Para nuestro caso en concreto $\xi = c/Q$ debido a que solo tenemos un solo nivel de aquí que:

$$F = (c/Q) W$$

El peso de la masa en cuestión es:

$$W = (w.c.m. + c.v.) L$$

Donde

$w.c.m. + c.v.$ Es la carga muerta + la carga viva reducida por cargas accidentales en (t/m^2).
 L Es la longitud total del marco en (mts).

De aquí que

$$W = 10 \times 0.0605 \times 30.0 = 18.15 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la fuerza sísmica sera :

$$F = (0.20 / 2) \times 18.15 = 1.815 \text{ ton. (sentido long.)}$$

$$F = (0.20 / 4) \times 18.15 = 0.908 \text{ ton. (sentido transv.)}$$

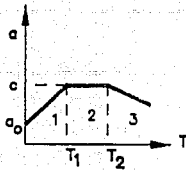
Si tomamos en cuenta que la grúa puede estar en operación en el momento de un sismo, y considerando que el peso del gancho se encuentra al centro del claro:

Carga total en cada extremo

Peso del gancho-----	= 8.0 ton.
Peso del carro-----	= 3.0 "
peso del puente 10/2 -----	= 5.0 "
	16.0 ton.

$$F_1 = (0.20 / 2) \times 16 = 1.6 \text{ ton. (fuerza sísmica en cada extremo a nivel ménsulas)}$$

ESPECTROS DE DISEÑO



$$1 \quad 0 < T < T_1 : a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$$

$$2 \quad T_1 < T < T_2 : a = c$$

$$3 \quad T > T_2 : a = c (T_2/T)^r$$

Donde:

- a Ordenada espectral
- a₀ Ordenada espectral para T = 0
- c Coeficiente sísmico básico
- r Exponente adimensional
- T Período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos.
- T₁ T₂ Períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos.

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	c	ao	T1	T2	r
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

NOTA:

Las ordenadas espectrales que se obtienen son para estructuras del grupo B. Estas deberán multiplicarse por 1.3 en el caso de estructuras del grupo A.

IV. DISEÑO DE TRABE CARRIL

Se define como trabe carril, a aquel elemento estructural que soporta los rieles donde se transporta longitudinalmente la grúa viajera. Su diseño esta basado en la obtención de los esfuerzos de compresión por flexión biaxial, derivados del movimiento longitudinal de la grúa y una carga lateral producida por el movimiento transversal de la misma.

Para el diseño de la trabe carril se requiere conocer algunos datos, esenciales proporcionados por el fabricante de la grúa viajera. Los cuales para nuestro caso serán supuestos:

Capacidad de la grúa-----16.00 ton
Peso del puente-----10.00 "
Peso del carro-----3.00 "

Número de ruedas del carro----- 2
Distancia centro a centro
de las ruedas del carro-----3.0 mts.

Carga máxima en extremo:

Peso del gancho-----16.00 ton
Peso del carro-----3.00 "
peso del puente = 10/2-----5.00 "

Total 24.00 ton
(por tren de ruedas)

IMPACTO

Los porcentajes de impacto vertical y empuje longitudinal se aplican a las cargas máximas en las ruedas sobre una trabe carril. El impacto lateral se aplica al peso de la carga más el carro, y se distribuye entre las dos trabes carril, en proporción a la rigidez lateral de cada una. Los servicios que se mencionan a continuación son los definidos por la Asociación de Manufactureros de Grúas de America (C.M.A.A.).

Servicio	Impacto Vertical	Empuje Longitudinal	Impacto Lateral
a) Mantenimiento	10%	5%	10%
b) Ligero	10-15%	5%	10%
c) Mediano	15-25%	5-10%	15-20%
d) Pesado	25%	10%	20%
e) Cíclico	25-50%	10-25%	20-25%

NOTAS:

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

Capacidad (ton)	Velocidades, en (m/min)								
	Izaje			Carro			Puente		
	lento	med.rápido	lento	med.rápido	lento	med.rápido	lento	med.rápido	
Hasta 10	6	10	10	40	50	60	60	90	120
10 a 25	5	8	10	40	50	60	60	90	120
25 a 40	3	6	8	30	40	50	45	75	105
40 a 60	1.5	3	5	20	30	40	30	60	90
mas de 60	1.5	2.5	3.5	15	25	35	15	30	45

Las deformaciones de diseño máximas serán:

- a) Vertical sin incluir impacto
 - 1/600 para grúas de servicio A, B y C
 - 1/800 para grúas de servicio D y E
- b) Lateral por efecto del impacto
 - 1/400 para grúas de servicio A, B y C
 - 1/600 para grúas de servicio D y E

Considerando que la grúa en cuestión es de servicio c tenemos que:
Incrementando por impacto vertical

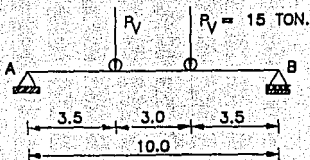
$$P_v = 24.00 \times 1.25 = 30.00 \text{ ton (por tren de ruedas)}$$

Carga lateral

$$P_h = (16.00 + 3.00) \times 0.20/2 = 1.90 \text{ ton}$$

Calculando los elementos mecánicos máximos:

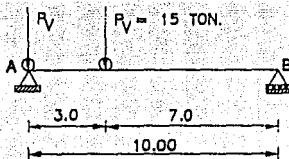
- a) Momento máximo considerando las ruedas centradas en el claro de la trabe carril.



$$R_a = (15.0 \times 6.50) / 10 + (15.0 \times 3.50) / 10.0 = 15.0 \text{ ton}$$

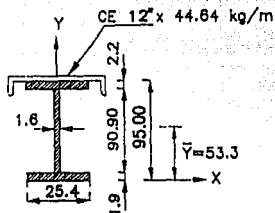
$$M_{max} = (15.0 \times 5.0) - (15.0 \times 1.5) = 52.5 \text{ ton-m}$$

- b) Cortante máximo considerando una rueda en un extremo de la trabe carril.



$$V_a \text{ max} = 15.0 + 15.0 (7.0) / 10.0 = 25.50 \text{ ton}$$

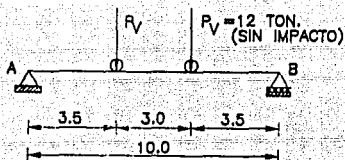
Se propone la siguiente sección de trabe carril.



Propiedades del perfil:

A	=	306.48	cm ²
I _x	=	422,012	cm ⁴
I _y	=	12,373	cm ⁴
S _{xc}	=	10,821	cm ³
S _{xt}	=	7,365	cm ³
r _t	=	6.85	cm

Deformación vertical máxima



La deformación máxima al centro del claro para ambas cargas será:

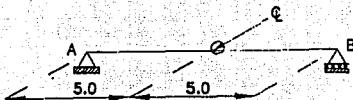
$$\zeta_{\max v} = \frac{P_V a}{24EI_x} (3L^2 - 4a^2) \text{ al centro del claro}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\zeta_{\max v} = \frac{12000 \times 350}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 422012} (3 \times 1000^2 - 4 \times 350^2) = 0.495 \text{ cm.}$$

$$\zeta_{\text{perm}} = L/600 = 1000/600 = 1.67 \text{ cm} > \zeta_{\max v} = 0.495 \text{ cm.} \quad \text{OK}$$

Deformación lateral máxima



$$\zeta_{\max h} = \frac{P_h L^3}{48EI_y}$$

$$\zeta_{\max h} = \frac{1900 (1000)^3}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 12373} = 1.52 \text{ cm}$$

$$\zeta_{\text{per}} = L/400 = 1000/400 = 2.5 \text{ cm}$$

$$\zeta_{\text{per}} = 2.5 \text{ cm} > \zeta_{\max h} = 1.52 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Revisión por esfuerzos de la trabe carril

Obtención del esfuerzo permisible a flexión (Fb)

$$\text{Cuando: } \sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq 1/rt \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}} \quad F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (1/rt)^2}{1080 \times 10^4 C_b} \right] F_y$$

Donde: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo de fluencia del acero utilizado en nuestro caso. Acero A-36.

$C_b = 1.0$ Este valor depende de los momentos en los extremos. Conservadoramente se puede utilizar la unidad.

$l =$ longitud máxima sin arriostrar del elemento.

$$\text{Cuando: } 1/rt > \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}} \quad F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(1/rt)^2}$$

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 \times 1.0}{2530}} = 53 \quad \text{y} \quad \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 \times 1.0}{2530}} = 119$$

$$1/rt = \frac{1000}{6.85} = 146 > 119$$

Por lo tanto

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 \times 1.0}{(146)^2} = 563 \text{ kg/cm}^2$$

Reducción de esfuerzos en el patín.

Cuando la relación altura/espesor del alma exceda de $6370/\sqrt{F_b}$, el esfuerzo de flexión máximo en el patín en compresión no deberá exceder de:

$$F'b \leq F_b [1 - 0.0005 (A_w/A_f)(h/t - 6370/\sqrt{F_b})]$$

Donde: F_b Es el esfuerzo de flexión, en kg/cm^2

A_w Área del alma en cm^2

A_f área del patín en compresión.

$$d/tw = 95/1.6 = 59.37 < 6370/\sqrt{F_b} = 6370/\sqrt{563} = 268.5$$

Por lo tanto, no existe reducción de esfuerzos y el momento resistente será:

$$M_r = F_b S_x$$

$$M_r = 563 \times 10821 = 6,092,223 \text{ kg-cm} = 60.92 \text{ t-m}$$

$M_r = 60.92 \text{ t-m} > M_{\max} = 52.5 \text{ t-m}$ OK (Por lo que la sección pasa por flexión).

Relación ancho espesor de patines en compresión.

Los elementos no atiesados sometidos a compresión axial o a compresión debida a la flexión, se considerarán totalmente efectivos cuando la relación ancho/espesor no sea mayor de:

$$800/\sqrt{F_y}$$

El ancho del patín se tomará como la mitad del ancho total nominal.

$$800/\sqrt{F_y} = 800/\sqrt{2530} = 15.9$$

$$\frac{(b/2)}{t_f} = \frac{12.7}{2.2} = 5.77$$

$$5.77 < 15.9 \quad \text{OK}$$

Alma

El cociente obtenido al dividir la distancia libre entre patines, entre el espesor del alma, no excederá de:

$$984,000$$

$$\sqrt{F_y (F_y + 1160)}$$

Excepto cuando se usen atiesadores transversales, con separaciones no mayores de una y media veces el peralte de la trabe.

$$h = d - 2t_f \quad (\text{Distancia libre entre patines})$$

$$h = 95.0 - 2.2 - 1.9 = 90.9 \text{ cm}$$

$$h/t_w = 90.9/1.6 = 56.81 < \frac{984,000}{\sqrt{2530 \times (2530 + 1160)}} = 322 \quad \text{OK}$$

Atiesadores

No se colocarán atiesadores cuando el esfuerzo cortante promedio máximo f_v en el alma, en kg/cm², calculado para cualquier condición de carga completa o parcial, no exceda el siguiente valor:

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} < 0.4 F_y$$

Donde:

$$C_v = \frac{3,160,000 \text{ k}}{F_y (h/t_w)}, \text{ cuando } C_v < 0.8$$

$$C_v = \frac{1590 \sqrt{k}}{h/t_w \sqrt{F_y}}, \text{ cuando } C_v > 0.8$$

$$k = 4.00 + [5.34 / (a/h)^2], \text{ cuando } a/h \leq 1.0$$

$$k = 5.34 + [4.00 / (a/h)^2], \text{ cuando } a/h > 1.0$$

- t_w Espesor del alma en cm.
 a Distancia libre entre atiesadores transversales en cm.
 h Distancia libre entre patines de la sección analizada en cm.

si consideramos que $k = 5.34$

$$h/t_w = 56.81 \quad C_v = \frac{1590}{56.81} \sqrt{\frac{5.34}{2530}} = 1.29$$

$$0.4 F_y = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = \frac{2530}{2.89} \times 1.29 = 1129 \text{ kg/cm}^2 > 0.4 F_y$$

por lo tanto $F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$

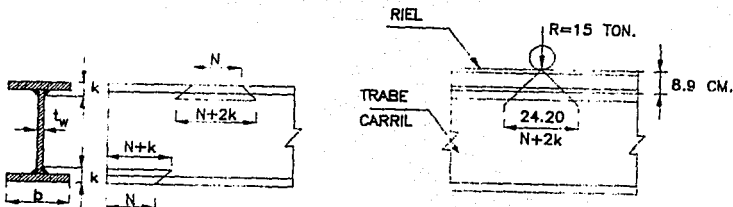
$$f_v = \frac{V_{max}}{d t_w} \quad f_v = \frac{25500}{95 \times 1.6} = 167.7 \text{ kg/cm}^2$$

Cuando la relación $h/t_w < 260$ y $f_v < F_v$ no se requieren atiesadores intermedios.

Pandeo en el alma

Las vigas sin atiesadores en el alma deben diseñarse de tal manera que en la base del filete, el esfuerzo a compresión debido a reacciones o cargas concentradas no sea mayor de $0.75 F_y$. (De lo contrario colocar atiesadores).

Las fórmulas que gobiernan son:



$$\text{Para cargas interiores} \quad \frac{R}{tw(N+2k)} \leq 0.75F_y$$

$$\text{Para reacciones extremas} \quad \frac{R}{tw(N+k)} \leq 0.75F_y$$

Donde:

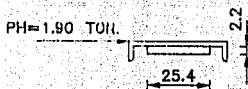
- R Carga concentrada o reacción, en kg.
- tw Espesor del alma en cm.
- N Longitud de apoyo (no menor que k para reacciones en los extremos), en cm.
- k distancia desde la cara externa del patín hasta el pie del filete de la unión del alma al patín, en cm.

$$\text{Para cargas interiores} \quad \frac{15,000}{1.6(24.20)} = 387 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75F_y = 0.75 \times 2530 = 1898 \text{ kg/cm}^2 > 387 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{OK}$$

(por lo tanto no se requieren atiesadores)

Revisión del patín en compresión
por empuje lateral



$$I_y = 9747 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 639 \text{ cm}^3$$

$$M_y = \frac{Ph L}{4} = \frac{1900 \times 1000}{4} = 475,000 \text{ kg-cm} = 4.75 \text{ t-m}$$

$$F_{by} = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_y = 639 \text{ cm}^3$$

$$M_r = F_{by} S_y = 1518 \times 639 = 970,002 \text{ kg-cm} = 9.70 \text{ t-m}$$

$$M_r = 9.70 \text{ t-m} > M_y = 4.75 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

V. ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Una vez determinadas todas las condiciones de carga que actuarán sobre la estructura, se procederá a proponer las secciones de los elementos estructurales (ancho de patines, peraltes, espesores de alma y patín), que deberán ser capaces de soportar dichas condiciones de carga y sus respectivas combinaciones, con las cuales se analizará la estructura.

El hecho de proponer las dimensiones de las secciones, requiere de cierta experiencia por parte del diseñador, ya que al analizar la estructura debemos revisar que cumpla con ciertas condiciones de desplazamientos y esfuerzos permisibles para el diseño de los elementos estructurales, por lo que la mayoría de las veces se deberá ir afinando, hasta llegar a la solución más óptima.

La gran ventaja que existe en la actualidad es que las computadoras han producido un cambio radical en la ingeniería, y este cambio afecta tanto al análisis como al diseño de las estructuras.

En base a la estructuración propuesta, se propone un modelo matemático, el cual deberá de contener la numeración de nodos y elementos que lo conforman, así como todas las longitudes necesarias para poder analizar la estructura, ya sea manualmente o mediante algún programa de computadora.

Los métodos de análisis más comunmente usados para el análisis de estructuras son:

a) Métodos manuales

- Aproximaciones sucesivas: Cross, Kani, Takabeya etc.

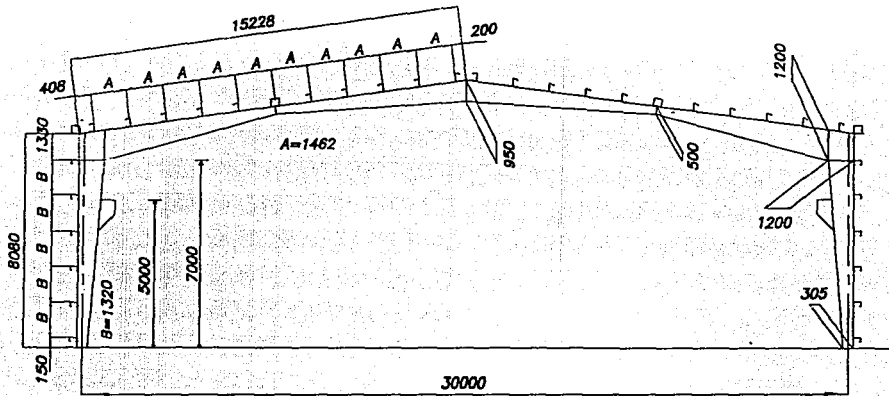
b) Métodos matriciales

- Rigideces: Tabs, Sadsys, Ices, Strudl etc.
- Elementos finitos: Sap IV, Stardyne, Nastran etc.

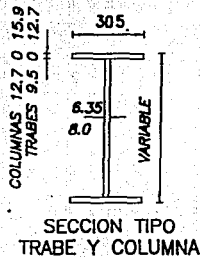
El método que se utilizará será el de rigideces.

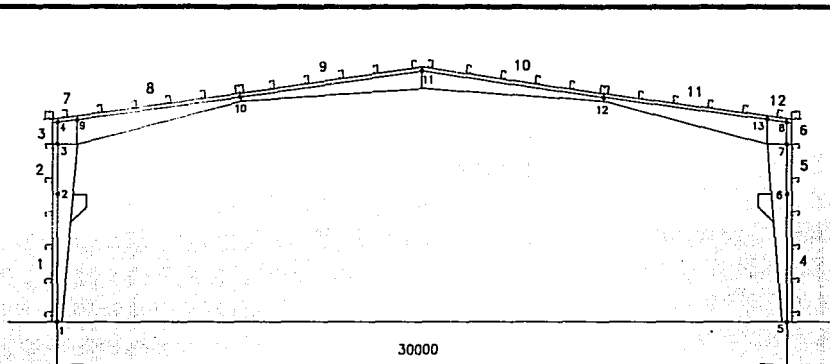
Se muestra a continuación el marco tipo y sus secciones propuestas, así como el modelo matemático para el análisis del marco.

Con los datos del modelo matemático, los datos de carga y las propiedades del material, se realiza el análisis de la estructura, el cual también se muestra.



ELEVACION MARCO TIPO





COORDENADAS		
NODO	X	Y
1	0.00	0.00
2	0.00	5.00
3	0.00	7.00
4	0.00	7.8453
5	30.00	0.00
6	30.00	5.00
7	30.00	7.00
8	30.00	7.8453
9	1.0475	7.9501
10	7.50	8.5953
11	15.00	9.3453
12	22.50	8.5953
13	28.9525	7.9501

MODELO MATEMATICO

E= 2,100,000 KG/CM² (MODULO DE ELASTICIDAD)
 ACERO A36

```

*****
#
#          S T A A D - III
#          Revision 18.0
#          Proprietary Program of
#          RESEARCH ENGINEERS, Inc.
#          Date=   AUG 12, 1994
#          Time=   2:11:33
#
*****

```

```

1. STAAD PLANE #=== MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA===
2. ** RAPAEI VEGA LOPEZ ***
3. UNIT METER MTON
4. JOINT COORDINATES
5. #=== NI === XI(MTS) ===== YI(MTS) =====
6. 1 0.00 0.00
7. 2 0.00 5.00
8. 3 0.00 7.00
9. 4 0.00 7.8453
10. 5 30.00 0.00
11. 6 30.00 5.00
12. 7 30.00 7.00
13. 8 30.00 7.8453
14. 9 1.0475 7.9501
15. 10 7.50 8.5953
16. 11 15.00 9.3453
17. 12 22.50 8.5953
18. 13 28.9525 7.9501
19. MEMBER INCIDENCES
20. # MIEMBRO NUDO NUDO
21. # INICIAL FINAL
22. # NI NJ
23. 1 2 1
24. 2 3 2
25. 3 4 3
26. 4 6 5
27. 5 7 6
28. 6 8 7
29. 7 9 4
30. 8 9 10
31. 9 11 10
32. 10 11 12
33. 11 13 12
34. 12 13 8
35. UNIT CM
36. MEMBER PROPERTIES
37. # COLUMNAS
38. 1 4 TAPERED 94.43 0.800 30.50 30.50 1.59
39. 2 5 TAPERED 120.00 0.800 94.43 30.50 1.27
40. 3 6 TAPERED 120.00 0.800 120.00 30.50 1.27
41. # TRABES BAJAS
42. 7 12 TAPERED 120.00 0.800 109.50 30.50 1.27
43. 8 11 TAPERED 120.00 0.800 50.00 30.50 1.27
44. # TRABES ALTAS
45. 9 10 TAPERED 95.00 0.635 50.00 30.50 0.95
46. UNIT METER MTON
47. CONSTANTS

```

*::: MARCO DE 30 M. HMIN=7,0 M. CON GRUA VIAJERA===== --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****
 48. * MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO EN (TON/M2)
 49. E 2100000.0 ALL
 50. * DENSIDAD DEL ACERO EN (TON/M3)
 51. DEN 7.85 ALL
 52. SUPPORTS
 53. 1 5 PINNED
 54. LOADING 1 *** CARGA MUERTA DE 40.5 KG/M2 ****
 55. MEMBER LOAD
 56. 7 TO 12 UNI GY -0.405
 57. LOADING 2 *** CARGA VIVA DE 40 KG/M2****
 58. MEMBER LOAD
 59. 7 TO 12 UNI GY -0.400
 60. LOADING 3 *** CARGA DE SISMO ***
 61. JOINT LOAD
 62. 4 8 PX 0.4538
 63. 2 6 PX 0.800
 64. LOADING 4 *** VIENTO TRANSVERSAL ****
 65. MEMBER LOAD
 66. 7 UNI Y 0.537
 67. 8 UNI Y 0.537 0.00 1.654
 68. 8 UNI Y 0.307 1.654 6.457
 69. 9 UNI Y 0.123 0.00 2.774
 70. 9 UNI Y 0.307 2.774 7.537
 71. 10 TO 12 UNI Y 0.209
 72. 1 TO 3 UNI GX 0.230
 73. 4 TO 6 UNI GX 0.209
 74. LOADING 5 *** VIENTO LONGITUDINAL ***
 75. MEMBER LOAD
 76. 1 TO 3 UNI GX -0.307
 77. 4 TO 6 UNI GX 0.307
 78. 7 TO 12 UNI GY 0.307
 79. LOADING 6 *** GRUA POSICION 1 { AL EXTREMO } ***
 80. JOINT LOAD
 81. 2 FY -25.50 MZ -25.50
 82. LOADING 7 *** GRUA POSICION 2 { AL CENTRO } ***
 83. JOINT LOAD
 84. 2 FY -12.75 MZ -12.75
 85. 6 FY -12.75 MZ 12.75
 86. LOAD COMBINATION 1 *** { C.MUERTA + C.VIVA }
 87. 1 1.0 2 1.0
 88. LOAD COMBINATION 2 *** { C.MUERTA + C.VIVARED. + SISMO } X 0.75
 89. 1 0.75 2 0.375 3 0.75
 90. LOAD COMBINATION 3 *** { C.MUERTA + C.VIVARED. + V.TRANSV. } X 0.75
 91. 1 0.75 2 0.375 4 0.75
 92. LOAD COMBINATION 4 *** { C.MUERTA + C.VIVARED. + V.LONG. } X 0.75
 93. 1 0.75 2 0.375 5 0.75
 94. LOAD COMBINATION 5 *** { C.MUERTA + C.VIVARED. + GRUA POSICION 1 }
 95. 1 1.00 2 0.50 6 1.00
 96. LOAD COMBINATION 6 *** { C.MUERTA + C.VIVARED. + GRUA POSICION 2 }
 97. 1 1.00 2 0.50 7 1.00
 98. PERFORMANCE ANALYSIS

*** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA*****
** RAFAEL VEGA LOPEZ **

PROBLEM STATISTICS

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 13/ 12/ 2
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH = 5/ 1
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 7, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 35
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 210 DOUBLE PREC. WORDS
TOTAL REQUIRED DISK SPACE = 12.03 MEGA-BYTES

++ PROCESSING ELEMENT STIFFNESS MATRIX. 2:11:34
++ PROCESSING GLOBAL STIFFNESS MATRIX. 2:11:35
++ PROCESSING TRIANGULAR FACTORIZATION. 2:11:35
++ CALCULATING JOINT DISPLACEMENTS. 2:11:35
++ CALCULATING MEMBER FORCES. 2:11:35

99. PRINT ALL

*** MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA===== --
** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

JOINT COORDINATES

COORDINATES ARE METE UNIT

JOINT	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	5.000	0.000
3	0.000	7.000	0.000
4	0.000	7.845	0.000
5	30.000	0.000	0.000
6	30.000	5.000	0.000
7	30.000	7.000	0.000
8	30.000	7.845	0.000
9	1.048	7.950	0.000
10	7.500	8.595	0.000
11	15.000	9.345	0.000
12	22.500	8.595	0.000
13	28.952	7.950	0.000

**** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA*****
** RAPAEI VEGA LOPEZ ****

MEMBER INFORMATION

MEMBER	START JOINT	END JOINT	LENGTH (METE)	BETA (DEG)	RELEASES
1	2	1	5.000	0.00	
2	3	2	2.000	0.00	
3	4	3	0.845	0.00	
4	6	5	5.000	0.00	
5	7	6	2.000	0.00	
6	8	7	0.845	0.00	
7	9	4	1.053	0.00	
8	9	10	6.485	0.00	
9	11	10	7.537	0.00	
10	11	12	7.537	0.00	
11	13	12	6.485	0.00	
12	13	8	1.053	0.00	

*=== MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA===== --
** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MATERIAL PROPERTIES.

ALL UNITS ARE - MTON METE

MEMBER	E	G	DEN	ALPHA
1	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
2	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
3	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
4	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
5	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
6	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
7	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
8	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
9	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
10	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
11	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000
12	21000000.0	10500000.0	7.85000086	0.00000000

**** MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA:****
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER PROPERTIES. UNIT - CH

MEMB	PROFLE	AX/ AY	IX/ IX	IY/ SZ	IX/ SY
1	TAP ERED	144.42 49.97	140656.33 64.66	7521.21 3459.53	91.85 493.20
2	TAP ERED	161.21 85.77	300443.69 51.65	6009.96 5503.44	59.51 394.10
3	TAP ERED	171.44 96.00	381065.84 51.65	6010.50 6351.11	61.70 394.13
4	TAP ERED	144.42 49.97	140656.33 64.66	7521.21 3459.53	91.85 493.20
5	TAP ERED	161.21 85.77	300443.69 51.65	6009.96 5503.44	59.51 394.10
6	TAP ERED	171.44 96.00	381065.84 51.65	6010.50 6351.11	61.70 394.13
7	TAP ERED	167.24 91.80	344758.72 51.65	6010.28 5992.47	60.80 394.12
8	TAP ERED	143.44 68.00	217096.45 51.65	6009.01 4238.10	55.72 394.03
9	TAP ERED	102.78 46.04	105800.22 38.63	4493.80 2613.42	23.46 294.68
10	TAP ERED	102.78 46.04	105800.22 38.63	4493.80 2613.42	23.46 294.68
11	TAP ERED	143.44 68.00	217096.45 51.65	6009.01 4238.10	55.72 394.03
12	TAP ERED	167.24 91.80	344758.72 51.65	6010.28 5992.47	60.80 394.12

SUPPORT INFORMATION (1=FIXED, 0=RELEASED)

UNITS FOR SPRING CONSTANTS ARE MTON METE DEGREES

JOINT	FORCE-X/ KFX	FORCE-Y/ KPY	FORCE-Z/ KFP	MOM-X/ KMX	MOM-Y/ KMY	MOM-Z/ KMZ
1	1	1	1	1	1	0
5	1 0.0	1 0.0	1 0.0	1 0.0	1 0.0	0 0.0

***** END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE *****

100. PRINT ANALYSIS RESULTS

*** MARCO DE 30 M. HMIN-7,0 M. CON GRUA VIAJERA*****
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
1	1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00173
	2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00171
	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00214
	4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00259
	5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00092
	6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00220
	7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00040
	1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00344
	2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00033
	3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
	4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00125
	5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	1	-0.45991	-0.01017	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00017
	2	-0.45423	-0.01005	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00016
	3	0.93929	0.00084	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00152
	4	0.89001	0.00825	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00079
	5	0.28103	0.00771	0.00000	0.00000	0.00000	0.00005
	6	1.25289	-0.04107	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00292
	7	-0.04991	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00031
	1	-0.91415	-0.02022	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00033
	2	0.18920	-0.01077	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00133
	3	0.15224	-0.00521	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00078
	4	-0.30450	-0.00561	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00015
	5	0.56586	-0.05627	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00316
	6	-0.73694	-0.03644	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00056
3	1	-0.35015	-0.01379	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00091
	2	-0.34583	-0.01362	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00090
	3	1.22028	0.00114	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00130
	4	0.98216	0.01119	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00016
	5	0.22210	0.01045	0.00000	0.00000	0.00000	0.00054
	6	1.77302	-0.04057	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00235
	7	-0.00500	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00017
	1	-0.69598	-0.02740	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00181
	2	0.52291	-0.01459	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00200
	3	0.34432	-0.00705	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00114
	4	-0.22573	-0.00761	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00062
	5	1.24995	-0.06116	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00372
	6	-0.52806	-0.04184	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00153
4	1	-0.26394	-0.01522	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00121
	2	-0.26068	-0.01503	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00120
	3	1.32745	0.00126	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00122
	4	0.98759	0.01235	0.00000	0.00000	0.00000	0.00008
	5	0.17095	0.01154	0.00000	0.00000	0.00000	0.00075
	6	1.96418	-0.04037	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00220
	7	0.00716	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00015
	1	-0.52463	-0.03025	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00241
	2	0.69987	-0.01611	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00227

*** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA-***
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

JOINT DISPLACEMENT (CM RADIANS) STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
3	0.44498	-0.00779	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00130
4	-0.16750	-0.00840	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00079
5	1.56989	-0.06311	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00401
6	-0.38713	-0.04398	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00196
5	1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00173
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00171
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00214
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00059
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00092
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00301
7	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00040
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00344
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00354
3	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00238
4	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00125
5	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00559
6	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00299
6	1	0.45989	-0.01017	0.00000	0.00000	0.00000	0.00017
2	0.45421	-0.01005	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00016
3	0.93929	-0.00084	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00152
4	0.36405	0.00482	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00101
5	-0.28101	0.00771	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00005
6	1.35270	-0.00142	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00230
7	0.04991	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00031
1	0.91410	-0.02022	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00033
2	1.21971	-0.01203	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00096
3	0.78829	-0.00779	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00057
4	0.30449	-0.00561	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00015
5	2.03970	-0.01661	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00205
6	0.73690	-0.03644	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00056
7	1	0.35012	-0.01379	0.00000	0.00000	0.00000	0.00091
2	0.34580	-0.01362	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00090
3	1.22027	-0.00114	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00130
4	0.58975	0.00653	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00125
5	-0.22208	0.01045	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00054
6	1.78301	-0.00192	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00201
7	0.00499	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00017
1	0.69591	-0.02740	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00181
2	1.30747	-0.01630	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00004
3	0.83457	-0.01055	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00008
4	0.22570	-0.00761	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00062
5	2.30602	-0.02251	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00065
6	0.52801	-0.04184	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00153
6	1	0.26390	-0.01522	0.00000	0.00000	0.00000	0.00121
2	0.26065	-0.01503	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00120
3	1.32745	-0.00126	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00122
4	0.69804	0.00720	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00136
5	-0.17093	0.01154	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00075

**** MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA***** --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

JOINT DISPLACEMENT (CM)		RADIANS)		STRUCTURE TYPE = PLANE			

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
	6	1.94986	-0.00212	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00190
	7	-0.00716	-0.02124	0.00000	0.00000	0.00000	0.00015
	1	0.52455	-0.03025	0.00000	0.00000	0.00000	0.00241
	2	1.29126	-0.01799	0.00000	0.00000	0.00000	0.00044
	3	0.81920	-0.01165	0.00000	0.00000	0.00000	0.00034
	4	0.16748	-0.00840	0.00000	0.00000	0.00000	0.00079
	5	2.34408	-0.02485	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00009
	6	0.38707	-0.04398	0.00000	0.00000	0.00000	0.00196
9	1	-0.25033	-0.16451	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00161
	2	-0.24724	-0.16248	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00159
	3	1.33971	-0.12110	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00112
	4	0.98578	0.03817	0.00000	0.00000	0.00000	0.00039
	5	0.16273	0.10708	0.00000	0.00000	0.00000	0.00105
	6	1.98571	-0.25971	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00200
	7	0.00817	-0.03572	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00013
	1	-0.49757	-0.32700	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00320
	2	0.72432	-0.27514	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00264
	3	0.45888	-0.15569	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00151
	4	-0.15842	-0.10400	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00102
	5	1.61177	-0.50547	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00440
	6	-0.36577	-0.28147	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00253
10	1	-0.09515	-1.80925	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00292
	2	-0.09398	-1.78691	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00288
	3	1.38388	-0.56173	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00003
	4	0.91624	0.79025	0.00000	0.00000	0.00000	0.00164
	5	0.06010	1.22810	0.00000	0.00000	0.00000	0.00201
	6	2.05997	-1.03196	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00001
	7	0.00886	-0.07400	0.00000	0.00000	0.00000	0.00002
	1	-0.18913	-3.59616	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00579
	2	0.93130	-2.44833	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00329
	3	0.58057	-1.43434	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00204
	4	-0.06153	-1.10596	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00176
	5	1.91783	-3.73466	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00436
	6	-0.13329	-2.77670	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00433
11	1	-0.00002	-2.90030	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	2	-0.00002	-2.85449	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	3	1.32788	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00099
	4	0.84322	1.61154	0.00000	0.00000	0.00000	0.00042
	5	0.00001	1.97410	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	6	1.95562	-0.03606	0.00000	0.00000	0.00000	0.00168
	7	0.00000	-0.03607	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	1	-0.00004	-5.76479	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	2	0.99589	-3.24941	0.00000	0.00000	0.00000	0.00074
	3	0.63239	-2.04075	0.00000	0.00000	0.00000	0.00032
	4	-0.00001	-1.76883	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	5	1.95559	-4.36861	0.00000	0.00000	0.00000	0.00168
	6	-0.00003	-4.36861	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
12	1	0.09511	-1.80927	0.00000	0.00000	0.00000	0.00292

*** MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON CRUA VIAJERA===== --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ***

JOINT DISPLACEMENT (CM RADTANS) STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	X-TRANS	Y-TRANS	Z-TRANS	X-ROTAN	Y-ROTAN	Z-ROTAN
	2	0.09394	-1.78694	0.00000	0.00000	0.00000	0.00288
	3	1.38388	0.56174	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00003
	4	0.81979	1.28783	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00159
	5	-0.06008	1.22811	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00201
	6	2.04226	0.88397	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00006
	7	-0.00886	-0.07400	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00002
	1	0.18905	-3.59621	0.00000	0.00000	0.00000	0.00579
	2	1.14447	-1.60575	0.00000	0.00000	0.00000	0.00325
	3	0.72141	-1.06118	0.00000	0.00000	0.00000	0.00208
	4	0.06150	-1.10597	0.00000	0.00000	0.00000	0.00176
	5	2.18434	-1.81877	0.00000	0.00000	0.00000	0.00430
	6	0.13322	-2.77674	0.00000	0.00000	0.00000	0.00433
13	1	0.25029	-0.16452	0.00000	0.00000	0.00000	0.00161
	2	0.24720	-0.16249	0.00000	0.00000	0.00000	0.00159
	3	1.33971	0.12110	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00112
	4	0.71236	0.15789	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00150
	5	-0.16270	0.10709	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00105
	6	1.96936	0.18828	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00174
	7	-0.00818	-0.03572	0.00000	0.00000	0.00000	0.00013
	1	0.49749	-0.32701	0.00000	0.00000	0.00000	0.00320
	2	1.28520	-0.09349	0.00000	0.00000	0.00000	0.00096
	3	0.81468	-0.06590	0.00000	0.00000	0.00000	0.00067
	4	0.15839	-0.10401	0.00000	0.00000	0.00000	0.00102
	5	2.34325	-0.05749	0.00000	0.00000	0.00000	0.00066
	6	0.36571	-0.28148	0.00000	0.00000	0.00000	0.00253

**** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GUZA VIAJERA**** --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

SUPPORT REACTIONS - UNIT MTON METE STRUCTURE TYPE = PLANE

JOINT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
1	1	3.82	6.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	3.77	6.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	-1.25	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	-3.90	-4.95	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	-1.60	-4.63	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	1.44	24.65	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	1.44	12.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	7.60	12.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	3.34	6.46	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	1.36	3.13	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	3.08	3.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	7.15	33.77	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	7.15	21.87	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	-3.82	6.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	-3.77	6.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	-1.25	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	0.62	-2.89	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	1.60	-4.63	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	-1.44	0.85	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	-1.44	12.75	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	-7.60	12.14	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	-5.22	7.22	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	-3.82	4.67	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	-3.08	3.37	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	-7.15	9.97	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	-7.15	21.87	0.00	0.00	0.00	0.00

A*** MARCO DE 30 M. HMIN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA***** --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE --- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSTON	MOH-Y	MOH-Z
1	1	2	6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	-19.11
		1	-6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	2	6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	-18.87
		1	-6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	2	-0.50	1.25	0.00	0.00	0.00	6.27
		1	0.50	-1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	2	-4.95	2.75	0.00	0.00	0.00	16.64
		1	4.95	-3.90	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	2	-4.63	3.14	0.00	0.00	0.00	11.85
		1	4.63	-1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	2	24.65	-1.44	0.00	0.00	0.00	-7.21
		1	-24.65	1.44	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	2	12.75	-1.44	0.00	0.00	0.00	-7.21
		1	-12.75	1.44	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	2	12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	-37.98
		1	-12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	2	6.46	-3.34	0.00	0.00	0.00	-16.71
		1	-6.46	3.34	0.00	0.00	0.00	0.00
	3	2	3.13	-2.22	0.00	0.00	0.00	-8.93
		1	-3.13	1.36	0.00	0.00	0.00	0.00
	4	2	3.37	-1.93	0.00	0.00	0.00	-12.52
		1	-3.37	3.08	0.00	0.00	0.00	0.00
	5	2	33.77	-7.15	0.00	0.00	0.00	-35.75
		1	-33.77	7.15	0.00	0.00	0.00	0.00
	6	2	21.87	-7.15	0.00	0.00	0.00	-35.75
		1	-21.87	7.15	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1	3	6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	-26.75
		2	-6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	19.11
	2	3	6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	-26.42
		2	-6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	18.87
	3	3	-0.50	0.45	0.00	0.00	0.00	7.18
		2	0.50	-0.45	0.00	0.00	0.00	-6.27
	4	3	-4.95	2.29	0.00	0.00	0.00	21.68
		2	4.95	-2.75	0.00	0.00	0.00	-16.64
	5	3	-4.63	3.75	0.00	0.00	0.00	18.74
		2	4.63	-3.14	0.00	0.00	0.00	-11.85
	6	3	-0.85	-1.44	0.00	0.00	0.00	15.41
		2	0.85	1.44	0.00	0.00	0.00	-18.29
	7	3	0.00	-1.44	0.00	0.00	0.00	2.66
		2	0.00	1.44	0.00	0.00	0.00	-5.54
	1	3	12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	-53.17
		2	-12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	37.98
	2	3	6.46	-3.94	0.00	0.00	0.00	-24.59
		2	-6.46	3.94	0.00	0.00	0.00	16.71
	3	3	3.13	-2.56	0.00	0.00	0.00	-13.71
		2	-3.13	2.22	0.00	0.00	0.00	8.93

*** MARCO DE 30 M. HMN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA***** --

** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE - PLANE

ALL UNITS ARE --- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOH-Y	MOH-Z
4	3	3	3.37	-1.47	0.00	0.00	0.00	-15.91
		2	-3.37	1.93	0.00	0.00	0.00	12.52
5	3	3	8.27	-7.15	0.00	0.00	0.00	-24.55
		2	-8.27	7.15	0.00	0.00	0.00	10.25
6	3	3	9.12	-7.15	0.00	0.00	0.00	-37.30
		2	-9.12	7.15	0.00	0.00	0.00	23.00
3	1	4	6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	-29.98
		3	-6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	26.75
2	4	4	6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	-29.61
		3	-6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	26.42
3	4	4	-0.50	0.45	0.00	0.00	0.00	7.56
		3	0.50	-0.45	0.00	0.00	0.00	-7.18
4	4	4	-4.95	2.10	0.00	0.00	0.00	23.54
		3	4.95	-2.29	0.00	0.00	0.00	-21.68
5	4	4	-4.63	4.01	0.00	0.00	0.00	22.03
		3	4.63	-3.75	0.00	0.00	0.00	-18.74
6	4	4	-0.85	-1.44	0.00	0.00	0.00	14.19
		3	0.85	1.44	0.00	0.00	0.00	-15.41
7	4	4	0.00	-1.44	0.00	0.00	0.00	1.44
		3	0.00	1.44	0.00	0.00	0.00	-2.66
1	4	4	12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	-59.60
		3	-12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	53.17
2	4	4	-6.46	-3.94	0.00	0.00	0.00	-27.92
		3	6.46	3.94	0.00	0.00	0.00	24.59
3	4	4	3.13	-2.71	0.00	0.00	0.00	-15.94
		3	-3.13	2.56	0.00	0.00	0.00	13.71
4	4	4	3.37	-1.27	0.00	0.00	0.00	-17.07
		3	-3.37	1.47	0.00	0.00	0.00	15.91
5	4	4	8.27	-7.15	0.00	0.00	0.00	-30.60
		3	-8.27	7.15	0.00	0.00	0.00	24.55
6	4	4	9.12	-7.15	0.00	0.00	0.00	-43.35
		3	-9.12	7.15	0.00	0.00	0.00	37.30
4	1	6	6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	19.11
		5	-6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	0.00
2	6	6	6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	18.87
		5	-6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	0.00
3	6	6	0.50	1.25	0.00	0.00	0.00	6.27
		5	-0.50	-1.25	0.00	0.00	0.00	0.00
4	6	6	-2.89	-1.66	0.00	0.00	0.00	-5.69
		5	2.89	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00
5	6	6	-4.63	-3.14	0.00	0.00	0.00	-11.85
		5	4.63	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6	6	0.85	1.44	0.00	0.00	0.00	7.21
		5	-0.85	-1.44	0.00	0.00	0.00	0.00
7	6	6	12.75	-1.44	0.00	0.00	0.00	7.21
		5	-12.75	-1.44	0.00	0.00	0.00	0.00
1	6	6	12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	37.98
		5	-12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	0.00

== MARCO DE 30 M. HMJN=7.0 M. CON GRUA VIAJERA==
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOH-Y	MOH-Z
2	6		7.22	5.22	0.00	0.00	0.00	26.11
	5		-7.22	-5.22	0.00	0.00	0.00	0.00
3	6		4.67	3.04	0.00	0.00	0.00	17.14
	5		-4.67	-3.82	0.00	0.00	0.00	0.00
4	6		3.37	1.93	0.00	0.00	0.00	12.52
	5		-3.37	-3.08	0.00	0.00	0.00	0.00
5	6		9.97	7.15	0.00	0.00	0.00	35.75
	5		-9.97	-7.15	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6		21.87	7.15	0.00	0.00	0.00	35.75
	5		-21.87	-7.15	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1	7	6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	26.75
	6		-6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	-19.11
2	7		6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	26.42
	6		-6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	-18.87
3	7		0.50	0.45	0.00	0.00	0.00	7.18
	6		-0.50	-0.45	0.00	0.00	0.00	-6.27
4	7		2.89	2.08	0.00	0.00	0.00	-9.43
	6		2.89	1.66	0.00	0.00	0.00	5.69
5	7		-4.63	-3.75	0.00	0.00	0.00	-18.74
	6		4.63	3.14	0.00	0.00	0.00	11.85
6	7		0.85	1.44	0.00	0.00	0.00	10.09
	6		-0.85	-1.44	0.00	0.00	0.00	-7.21
7	7		0.00	1.44	0.00	0.00	0.00	-2.66
	6		0.00	-1.44	0.00	0.00	0.00	5.54
1	7		12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	53.17
	6		-12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	-37.98
2	7		7.22	4.62	0.00	0.00	0.00	35.36
	6		-7.22	-4.62	0.00	0.00	0.00	-26.11
3	7		4.67	2.72	0.00	0.00	0.00	22.90
	6		-4.67	-3.04	0.00	0.00	0.00	-17.14
4	7		3.37	1.47	0.00	0.00	0.00	15.91
	6		-3.37	-1.93	0.00	0.00	0.00	-12.52
5	7		9.97	7.15	0.00	0.00	0.00	50.05
	6		-9.97	-7.15	0.00	0.00	0.00	-35.75
6	7		9.12	7.15	0.00	0.00	0.00	37.30
	6		-9.12	-7.15	0.00	0.00	0.00	-23.00
6	1	8	6.11	3.82	0.00	0.00	0.00	29.98
	7		-6.11	-3.82	0.00	0.00	0.00	-26.75
2	8		6.03	3.77	0.00	0.00	0.00	29.61
	7		-6.03	-3.77	0.00	0.00	0.00	-26.42
3	8		0.50	0.45	0.00	0.00	0.00	7.56
	7		-0.50	-0.45	0.00	0.00	0.00	-7.18
4	8		2.89	2.26	0.00	0.00	0.00	-11.26
	7		2.89	2.08	0.00	0.00	0.00	9.43
5	8		-4.63	-4.01	0.00	0.00	0.00	-22.03
	7		4.63	3.75	0.00	0.00	0.00	18.74
6	8		0.85	1.44	0.00	0.00	0.00	11.31
	7		-0.85	-1.44	0.00	0.00	0.00	-10.09

***** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA***** --
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
7	8	0.00	1.44	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.44
7	7	0.00	-1.44	0.00	0.00	0.00	0.00	2.66
1	8	12.14	7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	59.60
7	7	-12.14	-7.60	0.00	0.00	0.00	0.00	-53.17
2	8	7.22	4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	39.26
7	7	-7.22	-4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	-35.36
3	8	4.67	2.59	0.00	0.00	0.00	0.00	25.15
7	7	-4.67	-2.72	0.00	0.00	0.00	0.00	-22.90
4	8	3.37	1.27	0.00	0.00	0.00	0.00	17.07
7	7	-3.37	-1.47	0.00	0.00	0.00	0.00	-15.91
5	8	9.97	7.15	0.00	0.00	0.00	0.00	56.10
7	7	-9.97	-7.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-50.05
6	8	9.12	7.15	0.00	0.00	0.00	0.00	43.35
7	7	-9.12	-7.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-37.30
7	1	9	4.37	-5.27	0.00	0.00	0.00	24.21
4	4	-4.41	5.69	0.00	0.00	0.00	0.00	-29.98
2	9	4.31	-5.21	0.00	0.00	0.00	0.00	23.91
4	4	-4.35	5.62	0.00	0.00	0.00	0.00	-29.61
3	9	-0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.03
4	4	0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	7.56
4	9	-2.58	4.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-18.87
4	4	2.58	-4.72	0.00	0.00	0.00	0.00	23.54
5	9	-4.42	3.88	0.00	0.00	0.00	0.00	-17.77
4	4	4.45	-4.21	0.00	0.00	0.00	0.00	22.03
6	9	1.35	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	-13.15
4	4	-1.35	-0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	14.19
7	9	1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	-1.29
4	4	-1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	1.44
1	9	8.68	-10.48	0.00	0.00	0.00	0.00	48.12
4	4	-8.77	11.32	0.00	0.00	0.00	0.00	-59.60
2	9	4.86	-5.53	0.00	0.00	0.00	0.00	21.85
4	4	-4.90	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-27.92
3	9	2.96	-2.79	0.00	0.00	0.00	0.00	12.98
4	4	-3.01	2.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-15.94
4	9	1.58	-2.99	0.00	0.00	0.00	0.00	13.80
4	4	-1.60	3.23	0.00	0.00	0.00	0.00	-17.07
5	9	7.88	-6.88	0.00	0.00	0.00	0.00	23.02
4	4	-7.94	7.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-30.60
6	9	7.96	-7.73	0.00	0.00	0.00	0.00	34.88
4	4	-8.02	8.36	0.00	0.00	0.00	0.00	-43.35
8	1	9	4.37	5.27	0.00	0.00	0.00	24.21
10	10	-4.11	-2.66	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49
2	9	4.31	5.21	0.00	0.00	0.00	0.00	23.91
10	10	-4.06	-2.62	0.00	0.00	0.00	0.00	1.48
3	9	-0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.03
10	10	0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	3.78
4	9	-2.58	-4.15	0.00	0.00	0.00	0.00	-18.87
10	10	2.58	1.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.53

**** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GBUA VIAJERA*****
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOH-Y	MOH-Z
5	9	9	-4.42	-3.88	0.00	0.00	0.00	-17.77
		10	4.22	1.90	0.00	0.00	0.00	-1.00
6	9	9	1.35	-0.99	0.00	0.00	0.00	-13.15
		10	-1.35	0.99	0.00	0.00	0.00	6.74
7	9	9	1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	-1.29
		10	-1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	0.36
1	9	9	8.68	10.48	0.00	0.00	0.00	48.12
		10	-8.16	-5.28	0.00	0.00	0.00	2.97
2	9	9	4.86	5.53	0.00	0.00	0.00	21.85
		10	-4.56	-2.60	0.00	0.00	0.00	4.51
3	9	9	2.96	2.79	0.00	0.00	0.00	12.98
		10	-2.67	-1.63	0.00	0.00	0.00	2.07
4	9	9	1.58	2.99	0.00	0.00	0.00	13.80
		10	-1.43	-1.55	0.00	0.00	0.00	0.92
5	9	9	7.87	6.88	0.00	0.00	0.00	23.01
		10	-7.48	-2.98	0.00	0.00	0.00	8.97
6	9	9	7.96	7.73	0.00	0.00	0.00	34.88
		10	-7.57	-3.83	0.00	0.00	0.00	2.59
9	1	11	3.80	0.38	0.00	0.00	0.00	-10.07
		10	-4.11	2.66	0.00	0.00	0.00	1.49
2	11	11	3.76	0.38	0.00	0.00	0.00	-9.95
		10	-4.06	2.62	0.00	0.00	0.00	1.48
3	11	11	-0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
		10	0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	3.78
4	11	11	-2.58	-0.01	0.00	0.00	0.00	4.96
		10	2.58	-1.79	0.00	0.00	0.00	0.53
5	11	11	-3.99	-0.40	0.00	0.00	0.00	6.67
		10	4.22	-1.90	0.00	0.00	0.00	-1.00
6	11	11	1.35	0.99	0.00	0.00	0.00	0.72
		10	-1.35	-0.99	0.00	0.00	0.00	6.74
7	11	11	1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	0.72
		10	-1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.36
1	11	11	7.56	0.76	0.00	0.00	0.00	-20.03
		10	-8.16	5.28	0.00	0.00	0.00	2.97
2	11	11	4.22	0.80	0.00	0.00	0.00	-11.29
		10	-4.56	2.60	0.00	0.00	0.00	4.51
3	11	11	2.33	0.42	0.00	0.00	0.00	-7.57
		10	-2.67	1.63	0.00	0.00	0.00	2.07
4	11	11	1.27	0.13	0.00	0.00	0.00	-6.29
		10	-1.43	1.55	0.00	0.00	0.00	0.92
5	11	11	7.03	1.56	0.00	0.00	0.00	-14.33
		10	-7.48	2.98	0.00	0.00	0.00	8.97
6	11	11	7.11	0.71	0.00	0.00	0.00	-14.33
		10	-7.57	3.83	0.00	0.00	0.00	2.59
10	1	11	3.80	0.38	0.00	0.00	0.00	-10.07
		12	-4.11	2.66	0.00	0.00	0.00	1.49
2	11	11	3.76	0.38	0.00	0.00	0.00	-9.95
		12	-4.06	2.62	0.00	0.00	0.00	1.48

*== MARCO DE 30 M. HMIN:7.0 M. CON GRUA VIAJERA=====

** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
3	11		0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	12		-0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	-3.78
4	11		-2.53	-0.50	0.00	0.00	0.00	4.96
	12		2.53	-1.08	0.00	0.00	0.00	-2.79
5	11		-3.99	-0.40	0.00	0.00	0.00	6.67
	12		4.22	-1.90	0.00	0.00	0.00	-1.00
6	11		1.52	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.72
	12		-1.52	0.70	0.00	0.00	0.00	-6.01
7	11		1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	0.72
	12		-1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	9.36
1	11		7.56	0.76	0.00	0.00	0.00	-20.03
	12		-8.16	5.28	0.00	0.00	0.00	2.97
2	11		4.30	0.65	0.00	0.00	0.00	-11.29
	12		-4.64	3.35	0.00	0.00	0.00	-1.16
3	11		2.36	0.05	0.00	0.00	0.00	-7.57
	12		-2.70	2.17	0.00	0.00	0.00	-0.42
4	11		1.27	0.13	0.00	0.00	0.00	-6.29
	12		-1.43	1.55	0.00	0.00	0.00	0.92
5	11		7.20	-0.13	0.00	0.00	0.00	-14.33
	12		-7.65	4.67	0.00	0.00	0.00	-3.78
6	11		7.11	0.71	0.00	0.00	0.00	-14.33
	12		-7.57	3.83	0.00	0.00	0.00	2.59
11	1	13	4.37	5.27	0.00	0.00	0.00	24.21
		12	-4.11	-2.66	0.00	0.00	0.00	1.49
2	13		4.31	5.21	0.00	0.00	0.00	23.91
	12		-4.06	-2.62	0.00	0.00	0.00	1.48
3	13		0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	7.03
	12		-0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	-3.78
4	13		-2.53	-2.43	0.00	0.00	0.00	-8.58
	12		2.53	1.08	0.00	0.00	0.00	-2.79
5	13		-4.42	-3.88	0.00	0.00	0.00	-17.77
	12		4.22	1.90	0.00	0.00	0.00	-1.00
6	13		1.52	0.70	0.00	0.00	0.00	10.57
	12		-1.52	-0.70	0.00	0.00	0.00	-6.01
7	13		1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	-1.29
	12		-1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	0.36
1	13		8.68	10.48	0.00	0.00	0.00	48.12
	12		-8.16	-5.28	0.00	0.00	0.00	2.97
2	13		4.93	6.28	0.00	0.00	0.00	32.40
	12		-4.64	-3.35	0.00	0.00	0.00	-1.16
3	13		2.99	4.08	0.00	0.00	0.00	20.69
	12		-2.70	-2.17	0.00	0.00	0.00	-0.42
4	13		1.58	2.99	0.00	0.00	0.00	13.80
	12		-1.43	-1.55	0.00	0.00	0.00	0.92
5	13		8.04	8.58	0.00	0.00	0.00	46.74
	12		-7.65	-4.67	0.00	0.00	0.00	-3.78
6	13		7.96	7.73	0.00	0.00	0.00	34.88
	12		-7.57	-1.83	0.00	0.00	0.00	2.59
12	1	13	4.37	-5.27	0.00	0.00	0.00	24.21
		8	-4.41	5.69	0.00	0.00	0.00	-29.98

*** MARCO DE 30 M. HMIN-7.0 M. CON GRUA VIAJERA*****
 ** RAFAEL VEGA LOPEZ ****

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE

ALL UNITS ARE -- MTON METE

MEMB	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
2	13		4.31	-5.21	0.00	0.00	0.00	23.91
	8		-4.36	5.62	0.00	0.00	0.00	-29.61
3	13		0.05	-0.50	0.00	0.00	0.00	7.03
	8		-0.05	0.50	0.00	0.00	0.00	-7.56
4	13		-2.53	2.43	0.00	0.00	0.00	-8.58
	8		2.53	-2.65	0.00	0.00	0.00	11.26
5	13		-4.42	3.88	0.00	0.00	0.00	-17.77
	8		4.45	-4.21	0.00	0.00	0.00	22.03
6	13		1.52	-0.70	0.00	0.00	0.00	10.57
	8		-1.52	0.70	0.00	0.00	0.00	-11.31
7	13		1.43	0.14	0.00	0.00	0.00	-1.29
	8		-1.43	-0.14	0.00	0.00	0.00	1.44
1	13		8.68	-10.48	0.00	0.00	0.00	48.12
	8		-8.77	11.32	0.00	0.00	0.00	-59.60
2	13		4.93	-6.28	0.00	0.00	0.00	32.40
	8		-4.98	6.76	0.00	0.00	0.00	-39.26
3	13		2.99	-4.08	0.00	0.00	0.00	20.69
	8		-3.04	4.39	0.00	0.00	0.00	-25.15
4	13		1.58	-2.99	0.00	0.00	0.00	13.80
	8		-1.60	3.23	0.00	0.00	0.00	-17.07
5	13		8.04	-8.58	0.00	0.00	0.00	46.74
	8		-8.11	9.21	0.00	0.00	0.00	-56.10
6	13		7.96	-7.73	0.00	0.00	0.00	34.88
	8		-8.02	8.36	0.00	0.00	0.00	-43.35

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

Interpretación de resultados

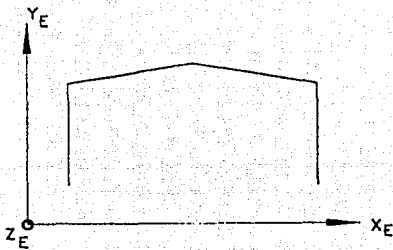
Una vez realizado el análisis de la estructura, se procederá a la interpretación de los resultados obtenidos.

No se detallará la alimentación de datos al programa de análisis, puesto que esto depende básicamente del programa que se utiliza.

Los resultados que arroja el programa, para cada uno de los estados de carga independiente, así como de sus respectivas combinaciones son los que a continuación se mencionan:

a) Desplazamientos

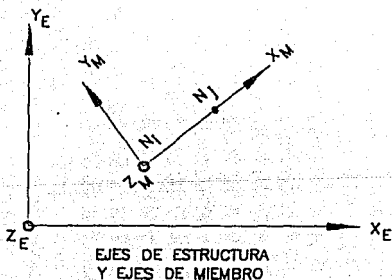
Los desplazamientos lineales y angulares en cada uno de los nudos de la estructura identificados de acuerdo al modelo matemático. Dichos desplazamientos están dados con respecto a los ejes de la estructura. Las unidades son en (cm) y (rad) para los desplazamientos lineales y angulares respectivamente.



EJES DE ESTRUCTURA

b) Elementos mecánicos

Los elementos mecánicos en los nudos y en secciones intermedias de cada miembro están dados en su sistema de ejes local (ejes de miembro). Los signos se interpretan de acuerdo a este sistema. Si los valores de momento flexionante son graficados sobre el sistema de ejes del miembro, se obtiene el diagrama que sigue la fibra de tensión. Los cortantes son positivos si producen un incremento negativo de momento. Las fuerzas axiales son positivas para compresión.



c) Reacciones

Las reacciones están dadas con respecto a los ejes globales de la estructura. Para el caso de reacción en dirección Z , el momento es positivo si sigue el sentido contrario a las manecillas del reloj.

VI. REVISION POR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES Y FLECHAS.

Horizontales: Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederan de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes. El desplazamiento horizontal máximo permitido en nuestro caso será:

$$DH = 0.008 h$$

$$h = 784.5 \text{ cm.}, \text{ por lo tanto}$$

$$DH = 0.008 \times 784.5 = 6.28 \text{ cm}$$

Flechas: Las vigas que soporten pisos y techos se diseñarán tomando en cuenta la flecha producida por las cargas de diseño. La flecha máxima no deberá exceder de :

$$\zeta_{\max} = L/360$$

L = Longitud del claro en cms.

En nuestro caso L = 3000 cm.

Por lo tanto: $\zeta_{\max} = 3000/360 = 8.33 \text{ cm.}$

De acuerdo al análisis de la estructura, los estados de carga del 1 al 7 son estados de carga independiente, y los demás estados de carga son combinaciones de los primeros, por lo que sólo se analizarán las combinaciones.

Estado de carga.	Desplazamiento horizontal (cm)	Flecha máxima (cm)
Combinación #	DH	ζ_{\max} .
1	0.91	-5.76
2	* $1.3 \times 4 = 2.35$	-3.25
3	0.83	-2.04
4	0.30	-1.76
5	2.34	-4.36
6	0.73	-4.36

La tabla anterior nos indica que nuestra estructura no tiene problemas por desplazamiento horizontal y flecha vertical.

* El desplazamiento se multiplica por 4 por ser combinación con sismo y el factor de ductilidad es $Q=4$.

VII. DISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES

Considerando que los elementos principales de la estructura son las columnas y las trabes de nuestro marco, dichos elementos son de sección variable por lo que su diseño varía con respecto al diseño de las secciones constantes. A continuación se presentan los requerimientos generales para el diseño de secciones variables:

- Deberá poseer por lo menos un eje de simetría, el cual deberá ser perpendicular a el plano de flexión si los momentos están presentes.
- Los patines deberán ser iguales y de área constante.
- La variación del peralte deberá ser lineal de acuerdo a la siguiente expresión

$$d = d_o \left(1 + \lambda Z / L \right)$$

Donde:

d_o = Peralte menor del elemento, en cm.

dL = Peralte mayor del elemento, en cm

$\lambda = (dL - d_o) / d_o \leq$ al menor de 0.268 (L/d_o) ó 6.0

Z = Distancia desde el extremo menor del elemento, en cm.

L = Longitud sin apoyo del elemento medida entre los centros del arriostamiento, en cm.

Esfuerzo permisible en tensión

Excepto para miembros conectados con pasadores, F_t no excederá de 0.6 F_y en el área total, ni de 0.5 F_u en el área neta efectiva.

Esfuerzo permisible en compresión

En la sección neta para miembros de peralte variable axialmente cargados en compresión, el esfuerzo permisible no deberá de exceder de lo siguiente:

Cuando la relación de esbeltez efectiva S es menor que C_c :

$$F_a = \frac{\left(1.0 - \frac{S^2}{2C_c^2} \right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3S}{8C_c^2} - \frac{S^3}{8C_c^3}}$$

Cuando la relación de esbeltez efectiva S excede Cc:

$$F_a = \frac{12 T E}{23 S^2}$$

Donde

S = Kl/roy para el eje menos resistente en flexión
y Kl/rox para el eje más resistente en flexión

K = Factor de longitud efectiva para un miembro prismático

K_y = Factor de longitud efectiva para un miembro de peralte variable el cual deberá ser determinado por medio de un análisis.

l = Longitud efectiva sin arriostrar del miembro

rox = Radio de giro con respecto al eje X en el extremo de menor peralte.

roy = Radio de giro con respecto al eje Y en el extremo de mayor peralte.

Esfuerzo de flexión permisible

Tensión y compresión en fibras extremas de miembros de peralte variable flexionados, no deberá exceder de los siguientes valores:

$$F_b = \frac{2}{3} F_y - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \quad F_y < 0.6F_y$$

A menos que $F_{by} < F_y/3$, en cuyo caso

$$F_{by} = B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}$$

En las ecuaciones anteriores,

$$F_{sy} = \frac{844,441}{hs L do / Af}$$

$$F_{wy} = \frac{11,962,924}{(hw L / rto)^2}$$

Donde

$$h_s = \text{Factor igual a } 1.0 + 0.0230 \sqrt[4]{Ld_o/Af}$$

$$h_w = \text{Factor igual a } 1.0 + 0.00385 \sqrt[4]{L/r_{to}}$$

r_{to} = Radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando solo el patín en compresión + 1/3 del área del alma en compresión, tomado alrededor de un eje en el plano del alma, en (cm).

A_f = Área del patín en compresión, en (cm²).

Y donde B es determinado como sigue:

- a) Cuando el esfuerzo mayor de flexión calculado f_{b2} ocurre en el extremo mayor de dos segmentos adyacentes de aproximadamente la misma longitud sin arriostrar y f_{b1} es el esfuerzo calculado en el extremo menor de los dos segmentos de un miembro:

$$B = 1.0 + 0.58 \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) - 0.7 \sqrt[4]{ \left(1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) } \geq 1.0$$

- b) Cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de un elemento de peralte variable es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 \sqrt[4]{\gamma}} \quad (\text{Extremo menor articulado})$$

Flexión y fuerza axial combinados

Miembros de peralte variable sujetos a esfuerzos de compresión axial y flexión deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

$$\frac{f_{a_o}}{F_{ax}} + \frac{C_m}{\left(1 - \frac{f_{a_o}}{F_{ey}} \right)} \left(\frac{f_{b1}}{F_{bx}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ecuac. 1}$$

y

$$\frac{f_{a_o}}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \text{ecuac. 2}$$

Cuando $f_{a_o}/F_{ax} < 0.15$ es permitida la ecuación 3 en lugar de las ecuaciones 1 y 2.

$$\left(\frac{f_{b2}}{F_{bx}} \right) + \left(\frac{f_{b1}}{F_{bx}} \right) \leq 1.0 \quad \text{ecuac. 3}$$

Donde:

$F_{a\gamma}$ = Esfuerzo de compresión axial permisible en ausencia de momento de flexión, en kg/cm²

$F_{b\gamma}$ = Esfuerzo de flexión permisible en ausencia de carga axial, en kg/cm²

$F'e\gamma$ = Esfuerzo de Euler dividido por un factor de seguridad, en kg/cm² igual a

$$\frac{12\pi^2 E}{23(K\gamma lb/rbo)^2}$$

Donde lb es la longitud sin arriostrar en el plano de flexión, y rbo corresponde al radio de giro en el extremo menor.

fao = Esfuerzo de compresión axial calculado en el extremo menor del elemento en, kg/cm².

fb1 = Esfuerzo de flexión calculado en el extremo mayor del elemento, en kg/cm².

C'm = Coeficiente aplicado al término de flexión en la ecuación de interacción.

$$= 1.0 + 0.1 \left(\frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}} \right) + 0.3 \left(\frac{f_{b1}}{F'_{e\gamma}} \right)$$

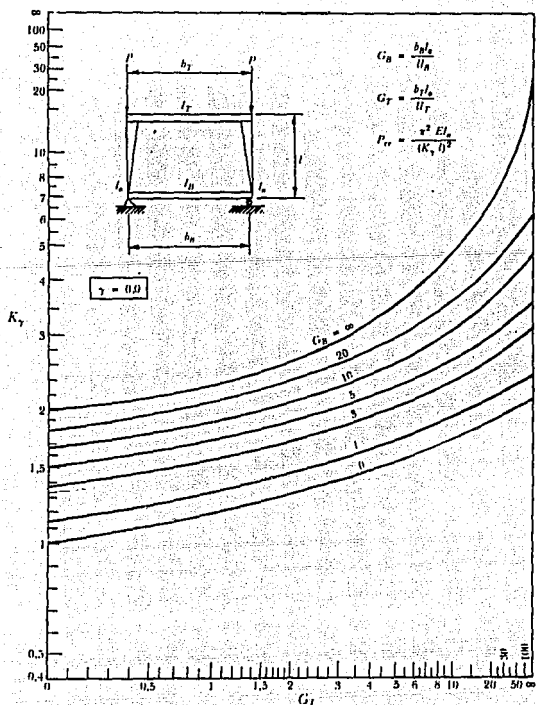
cuando el elemento esta sujeto a momentos en los extremos.

$$= 1.0 - 0.9 \left(\frac{f_{ao}}{F'_{e\gamma}} \right) + 0.6 \left(\frac{f_{b1}}{F'_{e\gamma}} \right)$$

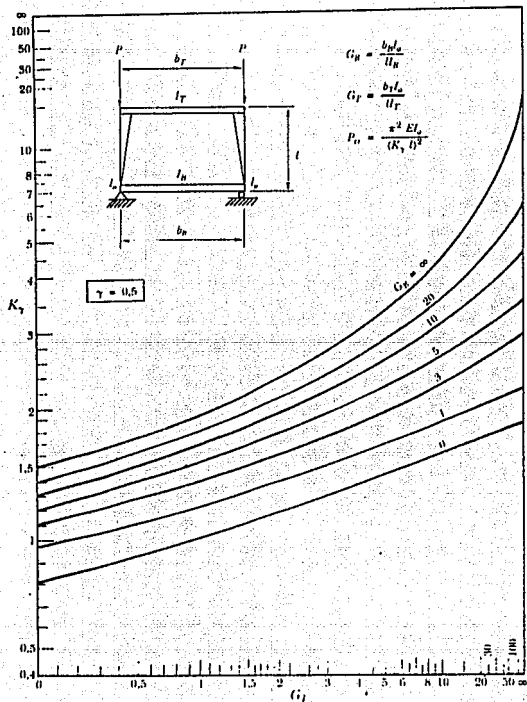
cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de la longitud sin arriostrar es igual a cero.

Factor de longitud efectiva K_{yx}

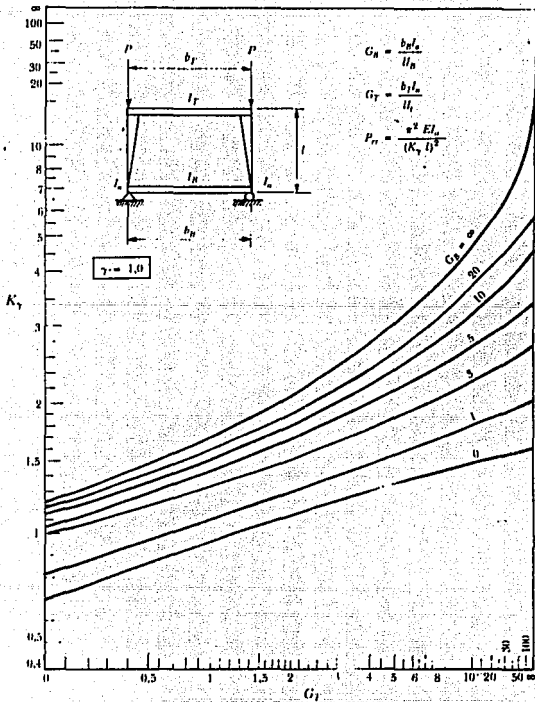
Uno de los aspectos más importantes para el diseño de elementos de peralte variable estriba en la determinación del factor de longitud efectiva de pandeo del elemento K_{yx} . Dicho factor puede ser determinado por medio de los siguientes nomogramas publicados por el American Institute of Steel Construction (AISC).



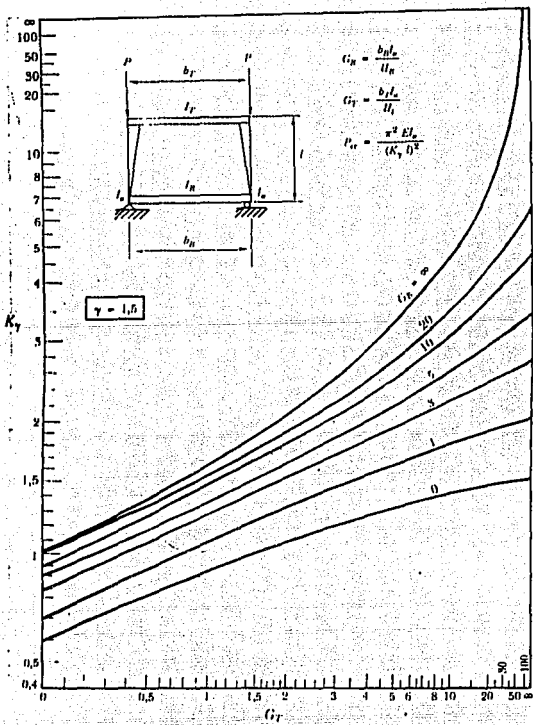
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 0.0$)



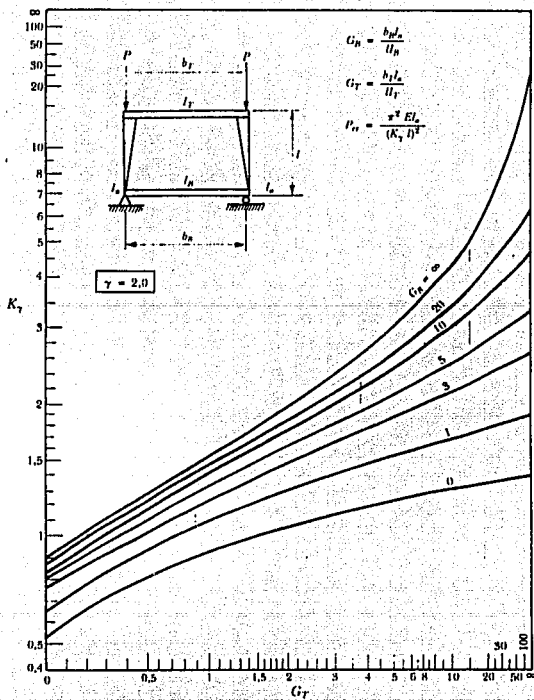
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 0.5$)



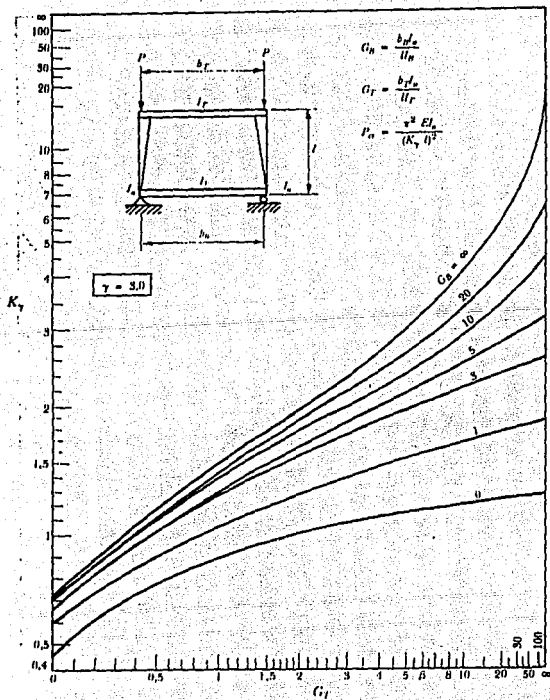
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\psi = 1.0$)



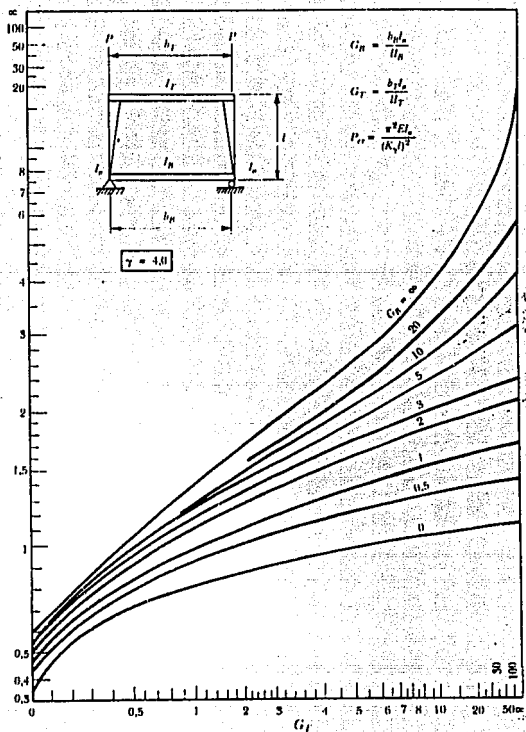
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 1.5$)



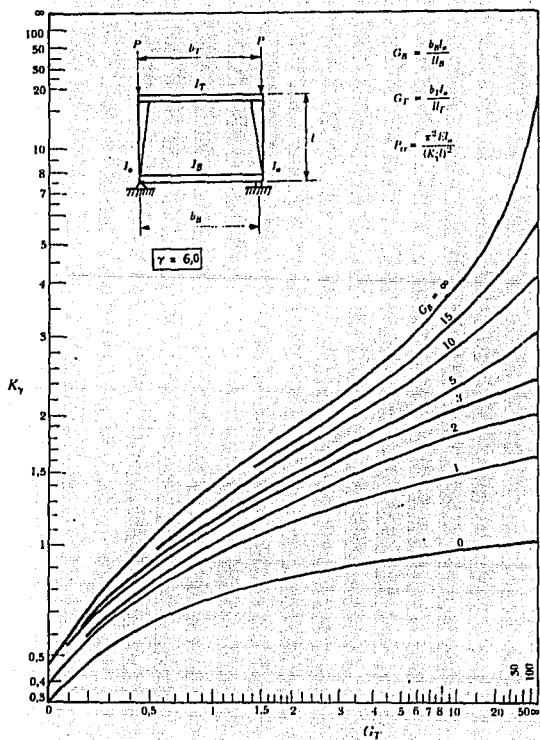
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 2.0$)



Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 3.0$)

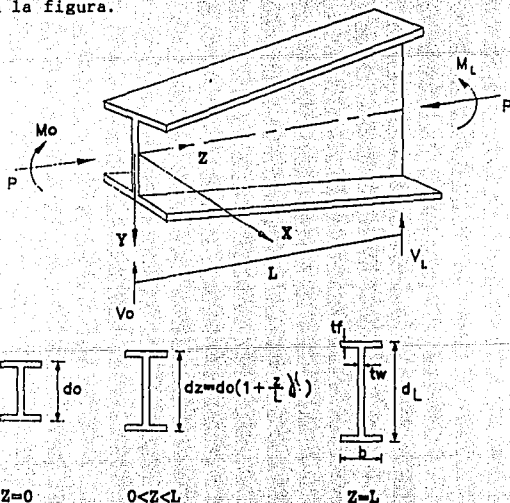


Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\gamma = 4.0$)



Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal; con desplazamiento lateral ($\psi = 6.0$)

A continuación se expresan los valores de los factores de rigidez (C_{aa}, C_{bb}) y de los factores de transporte (C_{ab}, C_{ba}) que permiten resolver las estructuras hiperestáticas formadas por miembros de altura variable linealmente y con alas de áreas iguales constantes en toda la longitud del miembro, como se observa en la figura.



Geometría y solicitaciones de un miembro de altura variable.

Los factores $C_{aa}, C_{bb}, C_{ab} = C_{ba}$, dependen de la constante a/λ^2 , siendo:

$$a = \frac{\pi^2 P}{(P_{ex})_0}$$

$$(P_{ex})_0 = \frac{\pi^2 EI_0}{L^2} \quad (\text{Carga de pandeo de Euler})$$

$$\lambda = \frac{d_1 - d_0}{d_0}$$

Así para $a/\gamma^2 < 1/4$:

$$Caa = \frac{1}{a} - \frac{\gamma^2}{a} \left[e \left(\frac{m+n}{m-n} \right) - 1/2 \right]$$

$$Cab = Cba = \frac{\gamma^2}{a \sqrt{1+\gamma^2}} - \frac{2e}{m-n} - \frac{1}{a}$$

$$Cbb = \frac{1}{a} - \frac{\gamma^2}{a(1+\gamma^2)} \left[e \left(\frac{m+n}{m-n} \right) + 1/2 \right]$$

Con

$$e = \sqrt{\frac{1}{4} - \frac{a}{\gamma^2}}$$

$$m = (1 + \gamma^2)^e$$

$$n = (1 + \gamma^2)^{-e}$$

Para $a/\gamma^2 > 1/4$:

$$Caa = \frac{1}{a} - \frac{\gamma^2 \beta}{a} \cotg \left[\beta \ln(1 + \gamma^2) \right] + \frac{\gamma^2}{2a}$$

$$Cab = Cba = \frac{\gamma^2}{a \sqrt{1+\gamma^2}} - \beta \operatorname{csec} \left[\beta \ln(1 + \gamma^2) \right] - \frac{1}{a}$$

$$Cbb = \frac{1}{a} - \frac{\gamma^2}{a(1+\gamma^2)} \cotg \left[\beta \ln(1 + \gamma^2) \right] - \frac{\gamma^2}{2a(1+\gamma^2)}$$

Siendo

$$\beta = \sqrt{\frac{a}{\gamma^2} - \frac{1}{4}}$$

Las anteriores fórmulas, para $\delta = 0$ serán las correspondientes a un miembro de sección prismática constante. Si además, no se incluye el efecto de la fuerza axial, los mencionados factores toman los siguientes valores :

$$C_{aa} = 1/3$$

$$C_{ab} = C_{ba} = 1/6$$

$$C_{bb} = 1/3$$

El factor de longitud efectiva respecto al eje de menor inercia se obtiene tratando al elemento como un miembro prismático, por lo que $K = K_y$.

Para determinar $K_x = K_x$ se requiere determinar previamente el momento de inercia equivalente, I_e . Igualando los factores de rigidez de una viga prismática ($3EI_0/L$) con los de una viga de altura variable linealmente y resolviendo para I_e :

$$I_e = \frac{bt}{3E} C_{aa} (1 - C_{ab} C_{ba})$$

El factor de rigidez C_{aa} está afectado por $L/4EI_0$, por lo que es necesario multiplicar la expresión anterior por $4EI_0/L$, de aquí que:

$$I_e = \frac{4}{3} C_{aa} I_0 (1 - C_{ab} C_{ba})$$

A continuación se presenta en forma de diagramas de flujo el cálculo de los factores G_B y G_T para obtener el valor de K_x de los nomogramas, así como el diseño de elementos de peralte variable. Se presenta en esta forma para que los mismos puedan ser transferidos a cualquier lenguaje de programación.

CALCULO DE FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA EN SECCIONES DE PERALTE VARIABLE.

DATOS

OBRA:-----	
PIEZA MARCA:-----	
ELEMENTO:-----	
CARGA AXIAL DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	PT (KG)= ?
IX DE LA SECCION MENOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	IXT (CM ⁴)=?
IX DE LA SECCION MENOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	IOT (CM ⁴)=?
PERALTE MAYOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	DLT (CM)= ?
PERALTE MENOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	DDT (CM)=?
PERALTE MAYOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	DLC (CM)=?
PERALTE MENOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	DOC (CM)=?
LONGITUD TOTAL DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	BT (CM)=?
LONGITUD TOTAL DEL ELEMENTO ANALIZADO	L (CM)=?
FACTOR ADIMENSIONAL	GB =?

$$\begin{aligned}
 \text{GAMMA} &= (\text{DLT} - \text{DDT}) / \text{DDT} \\
 \text{GAMMA1} &= (\text{DLC} - \text{DOC}) / \text{DOC} \\
 \text{PEXO} &= \frac{\pi^2}{BT^2} = 2,100,000 \cdot IXI \\
 A &= \pi^2 \cdot \frac{PT}{\text{PEXO}} \\
 \text{AG2} &= A / \text{GAMMA}^2
 \end{aligned}$$

AG2 < 0.25

SI

NO

2

$$\begin{aligned}
 \text{RO} &= \sqrt{0.25 - \frac{A}{\text{GAMMA}^2}} \\
 \text{M} &= (1 - \text{GAMMA})^{\text{RO}} \\
 \text{N} &= (1 + \text{GAMMA})^{-\text{RO}}
 \end{aligned}$$

1

1

$$CAA = \frac{1}{A} - \frac{GAMMA}{A} \left[RO \cdot \left(\frac{M+N}{M-N} \right) - 0.5 \right]$$

$$CAB = \frac{GAMMA}{A\sqrt{1+GAMMA}} \cdot \frac{2 \cdot RO}{M+N} - \frac{1}{A}$$

CBA = CAB

$$CBB = \frac{1}{A} - \frac{GAMMA}{A(1+GAMMA)} \left[RO \cdot \left(\frac{M+N}{M-N} \right) + 0.5 \right]$$

3

2

$$BETA = \sqrt{\frac{A}{GAMMA}} - 0.25$$

$$CAA = \frac{1}{A} - \frac{GAMMA \cdot BETA}{A} \cdot \frac{1}{\text{Tang}[BETA \cdot \ln(1+GAMMA)]} + \frac{GAMMA}{2 \cdot A}$$

$$CAB = \frac{GAMMA}{\sqrt{A} \cdot \sqrt{1+GAMMA}} \cdot BETA \cdot \frac{1}{\text{SEN}[BETA \cdot \ln(1+GAMMA)]} - \frac{1}{A}$$

CBA = CAB

$$CBB = \frac{1}{A} - \frac{GAMMA \cdot BETA}{A \cdot (1+GAMMA)} \cdot \frac{1}{\text{Tang}[BETA \cdot \ln(1+GAMMA)]} - \frac{GAMMA}{2 \cdot A \cdot (1+GAMMA)}$$

3

3

$$IE = \frac{4}{3} \cdot CAA \cdot IXT \cdot (1 - CAB + CBA)$$

$$GT = \frac{BT + IOT}{L \cdot IE}$$

OBRA:-----
PIEZA MARCA:-----
ELEMENTO:-----

DATOS

CARGA AXIAL DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	PT----- (KG)
IX DE LA SECCION MENOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	IXT----- (CM4)
IX DE LA SECCION MENOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	IOT----- (CM4)
PERALTE MAYOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	DLT----- (CM)
PERALTE MENOR DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	DOT----- (CM)
PERALTE MAYOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	DLC----- (CM)
PERALTE MENOR DEL ELEMENTO ANALIZADO	DOC----- (CM)
LONGITUD TROTAL DEL ELEMENTO QUE ARRIOSTRA	BT----- (CM)
LONGITUD TOTAL DEL ELEMENTO ANALIZADO	L----- (CM)
FACTOR ADIMENSIONAL	GB-----

RESULTADOS

FACTOR GAMMA1	-----
FACTOR DE RIGIDEZ CAA	-----
FACTOR DE RIGIDEZ CBB	-----
FACTOR DE TRANSPORTE CAB	-----
FACTOR DE TRANSPORTE CBA	-----
I EQUIVALENTE	IE----- (CM4)
FACTOR ADIMENSIONAL	GB-----
FACTOR ADIMENSIONAL	GT-----

PROGRAMA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE SECCION
VARIABLE DE ACUERDO AL A.I.S.C. NOVENA EDICION.

OBRA:-----	PT=? TON
PIEZA:-----	bf=? CM
MARCA:-----	tf=? CM
CARGA AXIAL DEL ELEMENTO-----	tw=? CM
ANCHO DEL PATIN-----	do=? CM
ESPESOR DEL PATIN-----	dl=? CM
ESPESOR DEL ALMA-----	lx=? CM
PERALTE MENOR DE LA SECCION-----	ly=? CM
PERALTE MAYOR DE LA SECCION-----	Ky=?
LONGITUD NO ARRIOSTRADA DEL ELEMENTO-----	Kgmax=?
LONGITUD NO ARRIOSTRADA DEL ELEMENTO-----	Mo=? KG-CM
FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO	Ml=? KG-CM
RESPECTO AL EJE "Y"	Fy=? KG/CM2
FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO	
RESPECTO AL EJE "X"	
MOMENTO MENOR-----	
MOMENTO MAYOR-----	
LIMITE DE FLUENCIA DEL ACERO-----	

PROPIEDADES GEOMETRICAS

$$A_o = 2 \cdot b_f \cdot t_f + ((d_o - 2 \cdot t_f) \cdot t_w)$$

$$A_f = b_f \cdot t_f$$

$$I_{y_o} = \frac{2 \cdot t_f \cdot b_f^3 + (d_o - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3}{12}$$

$$I_{x_o} = \frac{2 \cdot b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d_o - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{d_o - t_f}{2} \right)^2$$

$$I_{x_l} = \frac{2 \cdot b_f \cdot t_f^3}{12} + \frac{t_w \cdot (d_l - 2 \cdot t_f)^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{d_l - 2 \cdot t_f}{2} \right)^2$$

$$S_{x_o} = \frac{2 \cdot I_{x_o}}{d_o}$$

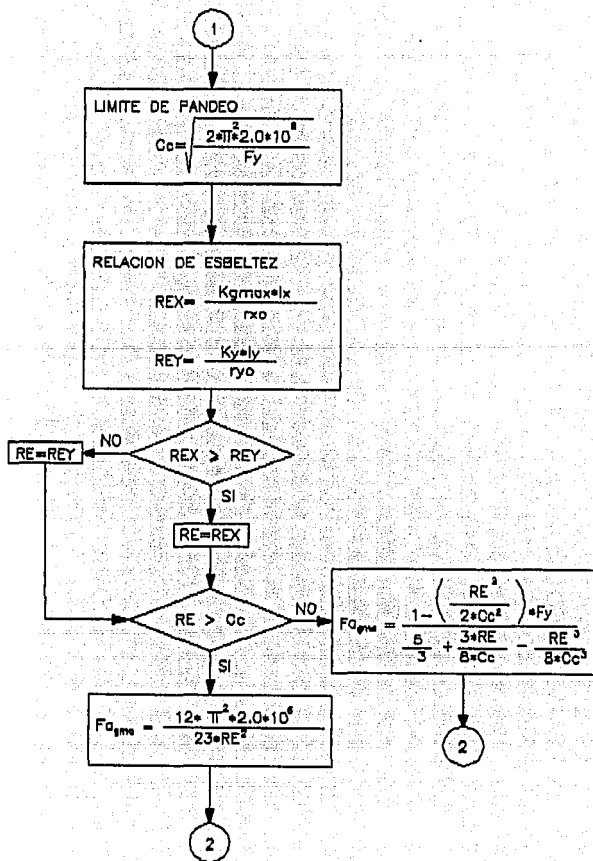
$$S_{x_l} = \frac{2 \cdot I_{x_l}}{d_l}$$

$$r_{x_o} = \sqrt{\frac{I_{x_o}}{A_o}}$$

$$r_{y_o} = \sqrt{\frac{I_{y_o}}{A_o}}$$

$$r_{t_o} = \sqrt{\frac{3 \cdot I_{y_o}}{t_w \cdot d_o - 2 \cdot t_f \cdot t_w + 6 \cdot b_f \cdot t_f}}$$

1



2

FACTOR GAMMA,hs,hw,fb1,fb2

$$\text{GAMMA} = \frac{d1-d0}{d0}$$

$$h_s = 1.0 + 0.023 * \text{GAMMA} * \sqrt{\frac{ix * d0}{Af}}$$

$$h_w = 1.0 + 0.00385 * \text{GAMMA} * \sqrt{\frac{ix}{rto}}$$

$$fb1 = \frac{Mo}{Sxo}$$

$$fb2 = \frac{Ml}{Sxl}$$

Mo=0.0

SI

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25 * \sqrt{\text{GAMMA}}}$$

NO

$$fb3 = -\frac{fb1}{fb2}$$

$$B = 1.0 + 0.58 * (1.0 + fb3) - 0.70 * \text{GAMMA} * (1.0 + fb3)$$

SI

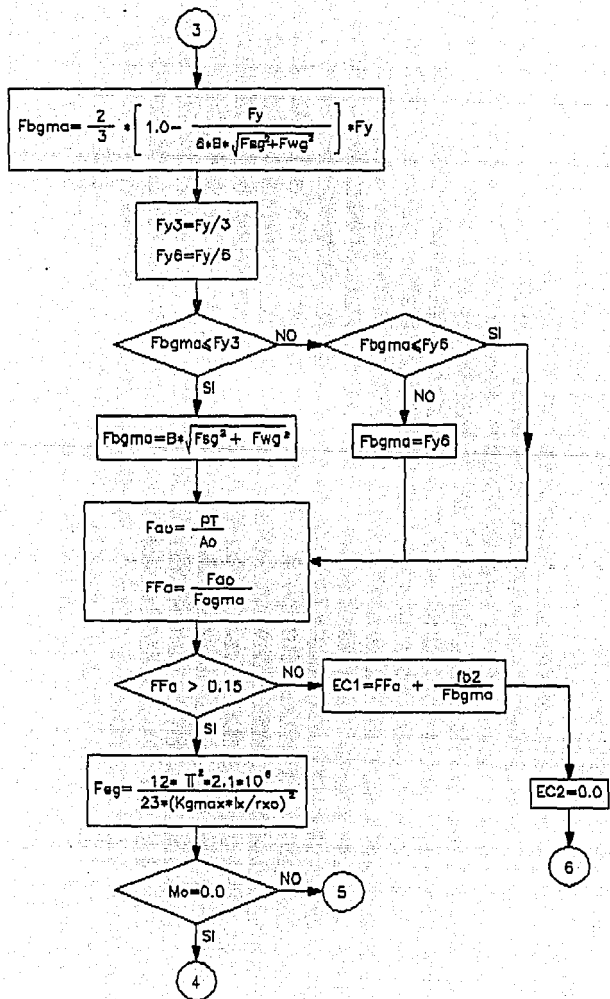
$$B = 1.0$$

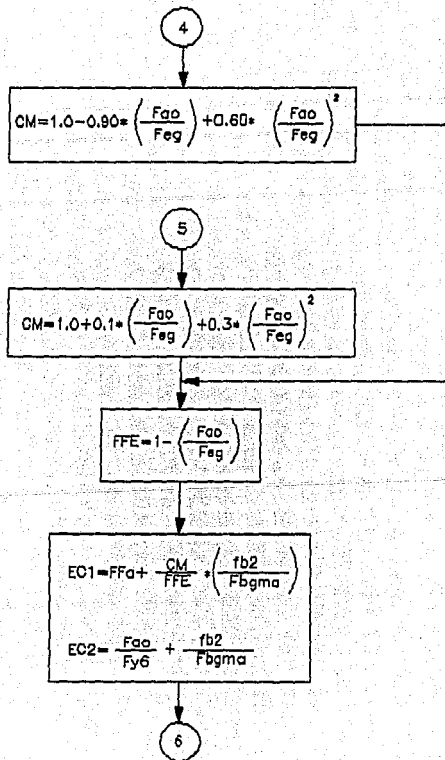
NO

$$Fsg = \frac{844,441}{(h_s * ix * d0) / Af}$$

$$Fwg = \frac{11,962,924}{(h_w * ix / rto)^2}$$

3





IMPRESION DE DATOS Y RESULTADOS.

DATOS

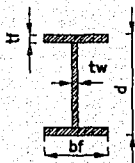
OBRA:-----
 PIEZA:-----
 MARCA:-----

CARGA AXIAL DEL ELEMENTO-----	PT=_____KG
ANCHO DEL PATIN-----	bf=_____CM
ESPESESOR DEL PATIN-----	tf=_____CM
ESPESESOR DEL ALMA-----	tw=_____CM
PERALTE MENOR DE LA SECCION-----	do=_____CM
PERALTE MAYOR DE LA SECCION-----	dl=_____CM
LONGITUD NO ARRIOSTRADA DEL ELEMENTO-----	lx=_____CM
LONGITUD NO ARRIOSTRADA DEL ELEMENTO-----	ly=_____CM
FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO RESPECTO AL EJE "Y"-----	Ky=_____
FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO RESPECTO AL EJE "X"-----	Kgmax=_____
MOMENTO MENOR-----	Mo=_____KG-CM
MOMENTO MAYOR-----	Ml=_____KG-CM
LIMITE DE FLUENCIA DEL ACERO-----	Fy=_____KG/CM2

RESULTADOS

LIMITE DE PANDEO-----	Cc=Cc
RELACION DE ESBELTEZ EN X-----	=REX
RELACION DE ESBELTEZ EN Y-----	=REY
ESFUERZO DE COMPRESION PERMISIBLE-----	Fagma=Fagma (KG/CM2)
FACTOR GAMMA-----	=GAMMA
ESFUERZO ACTUANTE MAYOR-----	fbl=fb2 (KG/CM2)
ESFUERZO ACTUANTE A COMPRESION-----	fao=fao (KG/CM2)
FACTOR B-----	=B
FACTOR hs-----	=hs
FACTOR hw-----	=hw
Fagma-----	=Fag
Fwgm-----	=Fwg
ESFUERZO PERMISIBLE POR FLEXION-----	Fbgma=FBGMA (KG/CM2)
ECUACION DE INTERACCION 1-----	=EC1
ECUACION DE INTERACCION 2-----	=EC2

Una vez transferidos nuestros diagramas de flujo a un lenguaje de programación, se tiene el programa ejecutable y listo para revisar nuestra estructura. Los datos requeridos para alimentar de información los programas se obtienen de la geometría de la estructura, así como del análisis de la misma el cual ya esta realizado. Por lo que se presenta ahora una tabla con los perfiles propuestos indicando las variaciones de los peraltes en los distintos puntos a revisar de la estructura en cuestión.



ELEMENTO	d (cm)	bf (cm)	tf (cm)	tw (cm)	Ix (cm ⁴)
Columna	30.50	30.50	1.59	0.800	21646
	94.43	30.50	1.59	0.800	259669
	94.43	30.50	1.27	0.800	219823
	120.00	30.50	1.27	0.800	381069
Trabe baja	109.50	30.50	1.27	0.800	308454
	120.00	30.50	1.27	0.800	381069
	50.00	30.50	1.27	0.800	53127
Trabe alta	95.00	30.50	1.27	0.635	211987
	50.00	30.50	1.27	0.635	51658

Así mismo se presenta a continuación la revisión de los elementos estructurales (columnas y trabes), haciendo uso de los programas realizados.

<<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>>

<<<< En Secciones Variables >>>>

<<<< DATOS PARA CALCULO >>>>

O B R A MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
Pieza Marca COLUMNA C-1
Elemento 1
Carga Axial Del Elemento Que Arriestra PT { Kg. }... 8770.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriestra IXT { cm⁴ } : 51658.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Analizado IOT { cm⁴ } : 21646.00
Peralte Mayor Del Elemento Que Arriestra OLT { cm } ... 120.00
Peralte Menor Del Elemento Que Arriestra OOT { cm } ... 50.00
Peralte Mayor Del Elemento Analizado OLC { cm } ... 94.43
Peralte menor Del Elemento Analizado OOC { cm } ... 30.50
Longitud Total Del Elemento Que arriestra BT { cm } ... 1507.00
Longitud Total Del Elemento Arriestrado L { cm } ... 784.50
Factor Adimensional GB 10.00

<<<< RESULTADOS >>>>

Factor GAMMA = 2.09607
Factor de Rigidez CAA = 0.20421
Factor de Rigidez CBB = 0.08509
Factor de Transporte CAB = 0.06489
Factor de Transporte CBA = 0.06489
I Equivalente IE = 14006.42891
Factor Adimensional GB = 10.00000
Factor Adimensional GT = 2.96873

$K_{8x} = 1.98$ (VALOR OBTENIDO DE LOS NOMOGRAMAS)

(((Programa Para El Diseño De Elementos De Sección)))

(((Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edición)))

(((DATOS PARA CALCULO)))

O B R A: MARCO DE 30 MYS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca ...: COLUMNA C-1
 Elemento: 1

Carga Axial Del Elemento	PT (Kg.):	33770.000
Ancho del Patin	b _f (cm):	30.500
Espesor Del Patin	t _f (cm):	1.590
Espesor Del Alaa	t _w (cm):	0.800
Peralte Menor De La Sección	d _o (cm):	30.500
Peralte Mayor De La Sección	d _l (cm):	94.430
Longitud no Arriestrada Del Elemento	l _x (cm):	500.000
Longitud no Arriestrada Del Elemento	l _y (cm):	500.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto		
Al Eje (Y)	K _y :	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto		
Al Eje (X)	K _{max} :	1.980
Momento Menor	M _o (kg-cm):	0
Momento Mayor	M _l (kg-cm):	3575000
Limite De Fluencia	F _y (kg/cm ²):	2530.000

(((RESULTADOS)))

Limite De Pandeo	C _c	=	124.916
Relacion de Esbeltez en X	R _{ex}	=	73.357
Relacion de Esbeltez en Y	R _{ey}	=	62.857
Esfuerzo De Compresion Permissible	F _{agma} (Kg/cm ²)	=	1124.722
Factor	Gamma	=	2.096
Esfuerzo Actuante Mayor	F _{b1} .. (Kg/cm ²)	=	668.299
Esfuerzo Actuante a Compresion	F _{a0} .. (Kg/cm ²)	=	284.149
Factor	B	=	1.285
Factor	H _s	=	1.855
Factor	H _w	=	1.062
	F _{sgma} .. (Kg/cm ²)	=	1447.685
	F _{wgma} .. (Kg/cm ²)	=	3060.155
	F _{bgma} .. (Kg/cm ²)	=	1518.000
Esfuerzo Permissible Por Flexion			
Ecuacion de Interaccion 1	E _{c1}	=	0.706
Ecuacion de Interaccion 2	E _{c2}	=	0.627

<<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>>

<<<< En Secciones Variables >>>>

<<<< DATOS PARA CALCULO >>>>

O B R A: MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
Pieza Marca ...: COLUMNA C-1
Elemento: 2
Carga Axial Del Elemento Que Arriostra PY (Kg.)...: 8770.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriostra IXT (cm⁴) : 51658.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Analizado IOT (cm⁴) : 219823.00
Peralte Mayor Del Elemento Que Arriostra DLT (cm) ...: 120.00
Peralte Menor Del Elemento Que Arriostra DOT (cm) ...: 50.00
Peralte Mayor Del Elemento Analizado DIC (cm) ...: 120.00
Peralte menor Del Elemento Analizado DOC (cm) ...: 94.43
Longitud Total Del Elemento Que arriostra BY (cm) ...: 1507.00
Longitud Total Del Elemento Arriostrado L (cm) ...: 784.50
Factor Adimensional GB: 2.97

<<<< RESULTADOS >>>>

Factor GAMMA = 0.27078
Factor de Rigidez CAA = 0.20421
Factor de Rigidez CBB = 0.06509
Factor de Transporte CAB = 0.06489
Factor de Transporte CBA = 0.06489
I Equivalente IE = 14006.42891
Factor Adimensional GB = 2.97000
Factor Adimensional GT = 30.14852

$$K_x = 2.7$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

<<<< Programa Para El Diseño De Elementos De Seccion >>>>

<<<< Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edicion >>>>

<<<< DATOS PARA CALCULO >>>>

O B R A: MARCO DE 30 MYS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca ...: COLUMNA C-1
 Elemento: 2

Carga Axial Del Elemento	PT { Kg. }..	12140.000
Ancho del Patin	bf { cm }..	30.500
Espesor Del Patin.....	tf { cm }..	1.270
Espesor Del Alma	tw { cm }..	0.800
Peralte Menor De La Seccion	do { cm }..	94.430
Peralte Mayor De La Seccion	dl { cm }..	120.000
Longitud no Arriostrada Del Elemento	lx { cm }..	200.000
Longitud no Arriostrada Del Elemento	ly { cm }..	200.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respetto		
Al Eje < Y >	Ky ..	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respetto		
Al Eje < X >	KgnaX ..	2.700
Momento Menor	Mo{ kg-cm }	3798000
Momento Mayor	Ml{ Kg-cm }	5317000
Limite De Fluencia	Fy{ kg/cm2}	2530.000

<<<< RESULTADOS >>>>

Limite De Pandeo	Cc	=	124.916
Relacion de Esbeltez en X	Rex	=	14.152
Relacion de Esbeltez en Y	Rey	=	31.701
Esfuerzo De Compresion Permisible	Fagma { Kg/cm2 }.....	=	1391.375
Factor	Gamma.....	=	0.271
Esfuerzo Actuante Mayor	Fbl ..{ Kg/cm2 }.....	=	850.132
Esfuerzo Actuante a Compresion	Fao ..{ Kg/cm2 }.....	=	80.407
Factor	B	=	1.016
Factor	Hs	=	1.138
Factor	Hv	=	1.005
	Fsgna ..{ Kg/cm2 }.....	=	1522.558
	Fvgna ..{ Kg/cm2 }.....	=	17438.681
Esfuerzo Permisible Por Flexion	Fbgna ..{ Kg/cm2 }.....	=	1518.000
Ecuacion de Interaccion 1	Ecl	=	0.618
Ecuacion de Interaccion 2	Ec2	=	0.000

<<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>>

<<<< En Secciones Variables >>>>

<<<< DATOS PARA CALCULO >>>>

O B R A	MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
Pieza Marca ...	COLUMNA C-1
Elemento	3
Carga Axial Del Elemento Que Arriestra	PT (Kg.)... 8770.00
1x De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriestra	IYT (cm ⁴) : 51658.00
1x De la Secc. Menor Del Elemento Analizado	IOT (cm ⁴) : 381069.00
Peralte Mayor Del Elemento Que Arriestra	DLT (cm) ... 120.00
Peralte Menor Del Elemento Que Arriestra	DOT (cm) ... 50.00
Peralte Mayor Del Elemento Analizado	DLC (cm) ... 120.00
Peralte menor Del Elemento Analizado	DOC (cm) ... 120.00
Longitud Total Del Elemento Que arriestra	BT (cm) ... 1507.00
Longitud Total Del Elemento Arriestrado	L (cm) ... 784.50
Factor Adimensional	GB
	30.15

<<<< RESULTADOS >>>>

Factor GAMMA	=	0.0000
Factor de Rigidez CAA	=	0.20421
Factor de Rigidez CBB	=	0.08509
Factor de Transporte CAB	=	0.05489
Factor de Transporte CBA	=	0.05489
l Equivalente IE	=	14006.42891
Factor Adimensional GB	=	30.15000
Factor Adimensional GT	=	52.26326

$$K_{\gamma} = 5.8$$

<<< Programa Para El Diseño De Elementos De Sección >>>

<<< Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edición >>>

<<< DATOS PARA CALCULO >>>

O B R A MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca ... COLUMNA C-1
 Elemento 3

Carga Axial Del Elemento	PT (Kg.):	12140.000
Ancho del Patin	bf (cm):	30.500
Espesor Del Patin.....	tf (cm):	1.270
Espesor Del Alma	tw (cm):	0.800
Peralte Menor De La Sección	do (cm):	120.000
Peralte Mayor De La Sección	dl (cm):	120.000
Longitud no Arriestrada Del Elemento	lx (cm):	84.500
Longitud no Arriestrada Del Elemento	ly (cm):	84.500
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Res respecto		
Al Eje < Y >	Ky	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Res respecto		
Al Eje < X >	Kga1	5.800
Momento Menor	M0 (kg-cm):	5317000
Momento Mayor	M1 (kg-cm):	5960000
Límite De Fluencia	Fy (kg/cm2):	2530.000

<<< RESULTADOS >>>

Límite De Pandeo	Cc	=	124.916
Relación de Esbeltez en X	Rex	=	10.395
Relación de Esbeltez en Y	Rey	=	14.271
Esfuerzo De Compresión Permisible	Fagma (Kg/cm2).....	=	1470.460
Factor	Gama	=	0.000
Esfuerzo Actuante Mayor	Pbl ..(Kg/cm2).....	=	952.941
Esfuerzo Actuante a Compresión	Pao ..(Kg/cm2).....	=	70.813
Factor	B	=	1.070
Factor	Hs	=	1.000
Factor	Hv	=	1.000
	Psgma ..(Kg/cm2).....	=	3225.781
	Pvsgma ..(Kg/cm2).....	=	92563.243
Esfuerzo Permisible Por Flexión	Pbfgma ..(Kg/cm2).....	=	1518.000
Ecuación De Interacción 1	Ecl	=	0.676
Ecuación De Interacción 2	Ec2	=	0.000

```

<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>
      <<< En Secciones Variables >>>
      <<< DATOS PARA CALCULO >>>
O B R A ..... MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
Pieza Marca ... TRABE BAJA
Elemento ..... 7
Carga Axial Del Elemento Que Arriestra      PT ( Kg. )... 33770.00

Ix De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriestra IXT ( ca4 ) : 21646.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Analizado    IOT ( ca4 ) :306454.00

Peralte Mayor Del Elemento Que Arriestra      DLT ( ca ) ... 120.00
Peralte Menor Del Elemento Que Arriestra      DOT ( ca ) ... 30.50
Peralte Mayor Del Elemento Analizado          DLC ( ca ) ... 120.00
Peralte menor Del Elemento Analizado          DDC ( ca ) ... 109.50

Longitud Total Del Elemento Que arriestra     BT ( ca ) ... 784.50
Longitud Total Del Elemento Arriestrado       L ( ca ) ... 1507.00

Factor Adimensional                            GB ..... 52.26

```

<<< RESULTADOS >>>

```

Factor GAMMA ..... = 0.09589
Factor de Rigidez CAA ..... = 0.14739
Factor de Rigidez CBB ..... = 0.03746
Factor de Transporte CAB ..... = 0.03563
Factor de Transporte CBA ..... = 0.03563
I Equivalente IE ..... = 4248.60522
Factor Adimensional GB ..... = 52.26000
Factor Adimensional GT ..... = 37.79408

```

$$K_{\theta x} = 6.3$$

<<< Programa Para El Diseño De Elementos De Sección >>>

<<< Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edicion >>>

<<< DATOS PARA CALCULO >>>

O B R A MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca TRABE BAJA
 Elemento 7

Carga Axial Del Elemento	PT (Kg.):	8770.000
Ancho del Patin	bf (cm):	30.500
Espesor Del Patin	tf (cm):	1.270
Espesor Del Alma	tw (cm):	0.800
Peralte Menor De La Seccion	do (cm):	109.500
Peralte Mayor De La Seccion	d1 (cm):	120.000
Longitud no Arriestrada Del Elemento	lx (cm):	105.300
Longitud no Arriestrada Del Elemento	ly (cm):	105.300
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto Al Eje (Y)	Ky	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto Al Eje (X)	KgxX	6.300
Momento Menor	Mo(kg-cm):	5960000
Momento Mayor	M1(kg-cm):	4812000
Limite De Fluencia	Fy(kg/cm2):	2536.000

<<< RESULTADOS >>>

Limite De Pandeo	Cc	=	124.916
Relacion de Esbeltez en X	Rex	=	15.252
Relacion de Esbeltez en Y	Rey	=	17.343
Esfuerzo De Compresion Permisible	Fayma (Kg/cm2)	=	1458.112
Factor	Gamma	=	0.096
Esfuerzo Actuante Mayor	Fbl .. (Kg/cm2)	=	769.388
Esfuerzo Actuante a Compresion	Fao .. (Kg/cm2)	=	53.791
Factor	B	=	1.000
Factor	Hs	=	1.038
Factor	Hv	=	1.001
	Psgma .. (Kg/cm2)	=	2732.823
	Fvgma .. (Kg/cm2)	=	61808.223
Esfuerzo Permisible Por Flexion	Fbgma .. (Kg/cm2)	=	1518.000
Ecuacion de Interaccion 1	Ecl	=	0.544
Ecuacion de Interaccion 2	Ec2	=	0.000

<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>

<<< En Secciones Variables >>>

<<< DATOS PARA CALCULO >>>

O B R A MARCO DE 30 MYS. CON GRUA VIAJERA
Pieza Marca TRABE BAJA
Elemento 8
Carga Axial Del Elemento Que Arriestra PT (Kg.)...: 33770.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriestra IXT (ca⁴) : 21646.00
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Analizado IOT (ca⁴) : 53127.00
Peralte Mayor Del Elemento Que Arriestra DLT (ca) ...: 120.00
Peralte Menor Del Elemento Que Arriestra DOT (ca) ...: 30.50
Peralte Mayor Del Elemento Analizado DLC (ca) ...: 120.00
Peralte menor Del Elemento Analizado DOC (ca) ...: 50.00
Longitud Total Del Elemento Que arriestra ST (ca) ...: 784.50
Longitud Total Del Elemento Arriestrado L (ca) ...: 1507.00
Factor Adimensional GB: 37.74

<<< RESULTADOS >>>

Factor GAMMA = 1.40000
Factor de Rigidez CAA : 0.14739
Factor de Rigidez CBB : 0.03746
Factor de Transporte CAB : 0.03563
Factor de Transporte CBA : 0.03563
I Equivalente IE = 4248.60522
Factor Adimensional GB : 37.74000
Factor Adimensional GT : 6.50951

$$K_{\gamma} = 3.25$$

<<< Programa Para El Diseño De Elementos De Sección >>>

<<< Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edición >>>

<<< DATOS PARA CALCULO >>>

O B R A MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca ... TRABE BAJA
 Elemento 8

Carga Axial Del Elemento	PT { Kg. }:	8680.000
Ancho del Patin	b _f { cm }:	30.500
Espesor Del Patin.....	t _f { cm }:	1.270
Espesor Del Alma	t _w { cm }:	0.800
Peralte Menor De La Sección	d _o { cm }:	50.000
Peralte Mayor De La Sección	d ₁ { cm }:	120.000
Longitud no Arriostada Del Elemento	l _x { cm }:	648.500
Longitud no Arriostada Del Elemento	l _y { cm }:	648.500
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respetto		
Al Eje < Y >	K _y :	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respetto		
Al Eje < X >	K _{max} :	3.250
Momento Menor	M _o { kg-cm }:	297000
Momento Mayor	M ₁ { kg-cm }:	4812000
Límite De Fluencia	F _y { kg/cm ² }:	2530.000

<<< RESULTADOS >>>

Límite De Pandeo	C _c	=	124.916
Relación de Esbeltez en X	R _{ex}	=	98.244
Relación de Esbeltez en Y	R _{ey}	=	89.895
Esfuerzo De Compresión Permisible	F _{gma} { Kg/cm ² }	=	919.372
Factor	Gamma	=	1.400
Esfuerzo Actuante Mayor	F _{b1} .. { Kg/cm ² }	=	769.388
Esfuerzo Actuante a Compresión	F _{a0} .. { Kg/cm ² }	=	75.192
Factor	B	=	1.000
Factor	H _s	=	1.932
Factor	H _w	=	1.048
	F _{sgma} .. { Kg/cm ² }	=	522.238
	F _{wgma} .. { Kg/cm ² }	=	1726.283
Esfuerzo Permisible Por Flexión	F _{bgma} .. { Kg/cm ² }	=	1292.327
Ecuación De Interacción 1	Ec1	=	0.677
Ecuación De Interacción 2	Ec2	=	0.000

<<<< Este Programa Calcula Los Factores de Longitud Efectiva >>>>

<<<< En Secciones Variables >>>>

<<<< DATOS PARA CALCULO >>>>

O B R A	MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA	
Pieza Marca ...:	TRABE ALTA	
Elemento	9	
Carga Axial Del Elemento Que Arriestra	PT (Kg.)...: 33770.00	
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Que Arriestra	IIX (cm ⁴) : 21646.00	
Ix De la Secc. Menor Del Elemento Analizado	IOI (cm ⁴) : 51658.00	
Peralte Mayor Del Elemento Que Arriestra	DLT (cm) ...: 120.00	
Peralte Menor Del Elemento Que Arriestra	DOT (cm) ...: 30.50	
Peralte Mayor Del Elemento Analizado	DLC (cm) ...: 95.00	
Peralte menor Del Elemento Analizado	DOC (cm) ...: 50.00	
Longitud Total Del Elemento Que arriestra	BT (cm) ...: 784.50	
Longitud Total Del Elemento Arriestrado	L (cm) ...: 1507.00	
Factor Adimensional	GB	6.51

<<<< RESULTADOS >>>>

Factor GAMMA	=	0.90000
Factor de Rigidez CAA	=	0.14739
Factor de Rigidez CBB	=	0.03746
Factor de Transporte CAB	=	0.03563
Factor de Transporte CBA	=	0.03563
I Equivalente TE	=	4248.60522
Factor Adimensional GB	=	6.51000
Factor Adimensional GT	=	6.32952

$$K_{\gamma} = 2.45$$

<<< Programa Para El Diseño De Elementos De Sección >>>

<<< Variable De Acuerdo Al A . I . S . C . Novena Edición >>>

<<< DATOS PARA CALCULO >>>

O B R A MARCO DE 30 MTS. CON GRUA VIAJERA
 Pieza Marca TRABE ALTA
 Elemento 9

Carga Axial Del Elemento	PT (Kg.):	8160.000
Ancho del Patin	bf (cm):	30.500
Espesor Del Patin	tf (cm):	1.270
Espesor Del Alma	tw (cm):	0.635
Peralte Menor De La Sección	do (cm):	50.000
Peralte Mayor De La Sección	d1 (cm):	95.000
Longitud no Arriestrada Del Elemento	lx (cm):	753.700
Longitud no Arriestrada Del Elemento	ly (cm):	753.700
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto		
Al Eje (Y)	Ky	1.000
Factor De Longitud Efectiva De Pandeo Respecto		
Al Eje (X)	Kgx	2.450
Momento Menor	M0 (kg-cm):	297000
Momento Mayor	M1 (kg-cm):	2003000
Límite De Fluencia	Fy (kg/cm ²):	2530.000

<<< RESULTADOS >>>

Límite De Pandeo	Cc	=	124.916
Relación De Esbeltez en X	Rex	=	84.279
Relación De Esbeltez en Y	Rey	=	100.880
Esfuerzo De Compresión Permisible	Fagma (Kg/cm ²)	=	895.627
Factor	Gama	=	0.900
Esfuerzo Actuante Mayor	Fb1 .. (Kg/cm ²)	=	458.724
Esfuerzo Actuante a Compresión	Pao .. (Kg/cm ²)	=	75.831
Factor	B	=	1.000
Factor	Hs	=	1.645
Factor	Hv	=	1.033
	Fsgma .. (Kg/cm ²)	=	527.430
	Pwsgma .. (Kg/cm ²)	=	1354.369
Esfuerzo Permisible Por Flexión	Fbysma .. (Kg/cm ²)	=	1197.338
Ecuación De Interacción 1	Ec1	=	0.468
Ecuación De Interacción 2	Ec2	=	0.000

Revisión de almas por pandeo local y reducción de esfuerzos en patines.

El cociente obtenido al dividir la distancia libre entre patines, entre el espesor del alma, no excederá de:

$$\frac{984,000}{\sqrt{F_y (F_y + 1160)}}$$

aplicando esta condición a nuestro marco en cuestión se tiene lo siguiente:

Elemento	Nodo	dist.libre entre patines / tw	984,000 / $\sqrt{F_y (F_y + 1160)}$
	1	27.32/0.800= 34	< 322
C-1	2	91.25/0.800= 114	< 322
	2	91.89/0.800= 115	< 322
	3 y 4	117.46/0.800= 147	< 322
	4	106.96/0.800= 134	< 322
TB-1	9	117.46/0.800= 147	< 322
	10	47.46/0.800= 59	< 322
TA-1	10	47.46/0.635= 75	< 322
	11	92.46/0.635= 146	< 322

No se colocarán atiesadores cuando el esfuerzo cortante promedio máximo f_v en el alma, en kg/cm^2 , calculado para cualquier condición de carga completa o parcial, no excederá el valor dado por:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.4 F_y$$

En donde :

$$C_v = \frac{3,160,000 k}{F_y (h/t)^2}, \quad \text{cuando } C_v \leq 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{(h/t)} \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad \text{cuando } C_v > 0.8$$

$$k = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, \quad \text{cuando } a/h < 1.0$$

$$k = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, \quad \text{cuando } a/h > 1.0$$

t = Espesor del alma, en cm.

a = Distancia libre entre atiesadores transversales, en cm.

h = Distancia libre entre patines de la sección analizada, en cm.

Columna C-1

V = 7.60 ton (en nudo 3 combinación de carga 1)

se considera k = 5.34 h/t = 117.46 / 0.800 = 147

$$C_v = \frac{3,160,000 \times 5.34}{2530 \times (147)^2} = 0.308 < 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{147} \frac{5.34}{2530} = 0.497 \quad \text{por lo tanto } C_v = 0.308$$

$$F_v = \frac{2530}{2.89} (0.308) = 269.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{7.60 \times 1000}{0.800 \times 117.46} = 80.87 \text{ kg/cm}^2 < 269.63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Trabe baja TB-1

V = 10.48 ton (en nudo 9 combinación de carga 1)

se considera k = 5.34 h/t = 117.46 / 0.800 = 147

$$C_v = \frac{3,160,000 \times 5.34}{2530 \times (147)^2} = 0.308 < 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{147} \times \frac{5.34}{2530} = 0.497 \quad \text{por lo tanto } C_v = 0.308$$

$$F_v = \frac{2530}{2.89} (0.308) = 269.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{10.48 \times 1000}{0.635 \times 117.46} = 111.53 \text{ kg/cm}^2 < 269.63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Trabe alta TA-1

V = 5.28 ton (en nudo 10 combinación de carga 1)

se considera k = 5.34 h/t = 47.46 / 0.635 = 75

$$C_v = \frac{3,160,000 \times 5.34}{2530 \times (75)^2} = 1.19 > 0.8$$

$$C_v = \frac{1590}{75} \times \frac{5.34}{2530} = 0.97 > 0.8 \quad \text{por lo tanto } C_v = 0.97$$

$$F_v = \frac{2530}{2.89} (0.97) = 849 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{5.28 \times 1000}{0.635 \times 47.46} = 175.20 \text{ kg/cm}^2 < 849 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto no se requieren atiesadores transversales.

Reducción del esfuerzo en patines.

Cuando la relación altura/espesor del alma exceda de $6370 / \sqrt{F_b}$ el esfuerzo de flexión máximo en el patín en compresión no excederá de:

$$F'b < F_b \left[1.0 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{6370}{\sqrt{F_b}} \right) \right]$$

En donde:

F_b = Esfuerzo de flexión, en kg/cm²

A_w = Area del alma, en cm², de la sección que se analiza.

A_f = Area del patín en compresión, en cm².

ELEMENTO	DE NODO A NODO	h/tw	Fb (kg/cm ²)	6370/ $\sqrt{F_b}$
C-1	1-2	114	1518	163
	2-3	147	1518	163
	3-4	147	1518	163
TB-1	4-9	147	1518	163
	9-10	147	1292	177
TA-1	10-11	146	1197	184

La tabla anterior nos indica que no existe reducción de esfuerzos.

Diseño de la rodilla del marco.

Un problema especial en el diseño de los marcos rígidos es el diseño de la "rodilla" que transmite cortante, carga axial y momento. Los esfuerzos en la rodilla pueden obtenerse con suficiente exactitud mediante el cálculo de los esfuerzos convencionales, normales y de corte, en la periferia ABCD, que resultan de las fuerzas de los patines $F = (P/A + MC/I) Af$ y de los esfuerzos en el alma, según se muestra en la figura (a).

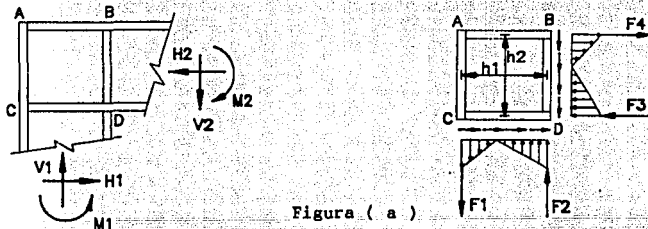


Figura (a)

El efecto combinado de los esfuerzos normales y cortantes en el alma de la columna y de la trabe, fuera de la rodilla, no debe exceder los valores permisibles.

Para evitar la presencia de altos esfuerzos locales en D, las cargas concentradas en los patines F_2 y F_3 , deben transmitirse gradualmente al alma de la rodilla, y por esto deben colocarse atiesadores a lo largo de las líneas CD y BD.

Se obtiene una aproximación sencilla y ligeramente conservadora de los esfuerzos cortantes en el alma de la rodilla suponiendo que el momento flexionante y la carga axial que existen en los miembros son resistidos solamente por los patines, mientras que el alma resiste solamente los cortantes. De este modo:

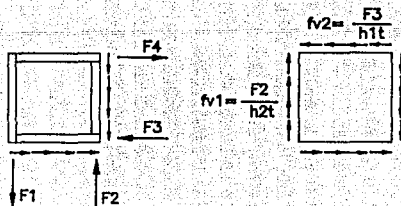
$$F_1 = \frac{M_1}{h_1} - \frac{V_1}{2}, \quad F_2 = \frac{M_1}{h_1} + \frac{V_1}{2}$$

$$F_3 = \frac{M_2}{h_2} + \frac{H_2}{2}, \quad F_4 = \frac{M_2}{h_2} - \frac{H_2}{2}$$

y, consecuentemente,

$$fv_1 = \frac{F_2}{h_2 t} \quad y \quad fv_2 = \frac{F_3}{h_1 t} \quad (1)$$

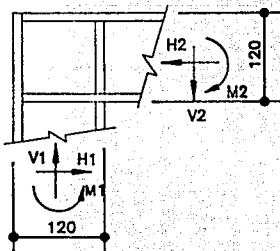
Cuando el esfuerzo cortante calculado mediante la ecuación (1) excede el valor permisible F_v , se usan placas de refuerzo adosadas al alma o atiesadores diagonales.



Análisis aproximado de una rodilla rectangular de un marco rígido.

Figura (b)

Idealizando la rodilla del marco como una rodilla rectangular tenemos lo siguiente:



H1= 7.60 ton
V1= 12.14 ton
M1= 53.17 t-m

Condición crítica
combinación de
carga 1

H2= 8.68 ton
V2= 10.48 ton
M2= 48.12 t-m

$$F1 = \frac{53.17 \times 10^5}{120} - \frac{12.14 \times 1000}{2} = 38,328 \text{ kg}$$

$$F2 = \frac{53.17 \times 10^5}{120} + \frac{12.14 \times 1000}{2} = 50,378 \text{ kg}$$

$$F3 = \frac{48.12 \times 10^5}{120} + \frac{8.68 \times 1000}{2} = 44,440 \text{ kg}$$

$$F4 = \frac{48.12 \times 10^5}{120} - \frac{8.68 \times 1000}{2} = 35,760 \text{ kg}$$

Se proponen placas de 1/2" de espesor (1.27 cm)

$$fv1 = \frac{50,378}{120 \times 1.27} = 330 \text{ kg/cm}^2 < Fv = 0.4Fy = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$fv2 = \frac{44,440}{120 \times 1.27} = 292 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto no se requiere de refuerzo adicional en la rodilla del marco.

VIII. DISEÑO DE CONEXIONES

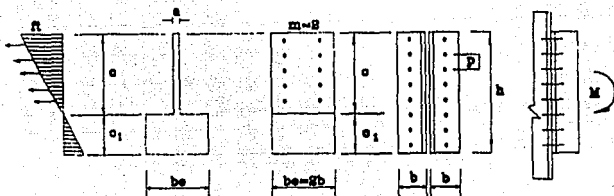
Conexiones atornilladas a momento y fuerza cortante

En el diseño de marcos rígidos se supone comúnmente que las conexiones son capaces de transmitir tanto momento como fuerza cortante, sometiendo los tornillos a esfuerzos combinados de tensión y corte. Una conexión estándar con ángulos en el alma se diseña para transmitir momentos grandes. Sin embargo, como las vigas tienden a girar en la conexión, los tornillos superiores entre los ángulos y la columna están sometidos a altos esfuerzos de tensión y se desarrolla algo de momento; es una práctica común despreciar tales momentos en el diseño de la viga y de las conexiones. Esta aproximación produce un diseño conservador para la sección de la viga, pero no puede ser satisfactoria para las conexiones, especialmente si están involucradas cargas que puedan producir fatiga.

Se han usado tres métodos para calcular las fuerzas de tensión en los tornillos, producidas por el momento: a) despreciando la tensión inicial en el tornillo, b) la tensión inicial no es excedida en ninguno de los tornillos, y c) se excede la tensión inicial en algunos de ellos.

a) Despreciando la tensión inicial de los tornillos.

Se supone que el momento se transmite a través de la conexión por tensión en el tornillo superior y por apoyo entre la parte inferior de los ángulos y la columna. Como se desprecia la tensión inicial en el tornillo, se supone que en el lado de tensión los ángulos están separados del patín de la columna; en la siguiente figura se muestran las áreas efectivas para la transmisión de los esfuerzos de tensión en el tornillo y de los esfuerzos de apoyo entre los ángulos y el patín de la columna.



Puede determinarse la posición del eje neutro siempre y cuando esté definido el ancho efectivo b_e del área de apoyo. Para una solución aproximada resulta suficiente suponer que los patines del ángulo se distorsionan sólo un poco al apoyarse sobre la columna. De esta manera, se define la sección equivalente usando las áreas de los tornillos en el lado de tensión, y el área completa de apoyo en el lado de compresión.

Debe observarse que el esfuerzo máximo de tensión no es muy sensible a la variación de b_e/b . Las áreas de los tornillos pueden reemplazarse por un rectángulo equivalente, de manera que el ancho a del área equivalente es.

$$a = (A/p)m \text{ -----(1)}$$

Donde A es el área de la sección transversal del tornillo, p es el espaciamiento entre tornillos y m el número de hileras de tornillos. El eje neutro debe pasar a través del centroide de esta sección equivalente, y por tanto:

$$\frac{1}{2} a c^2 = \frac{1}{2} b_e c_1^2 \quad \text{ó} \quad \frac{c_1}{c} = \left(\frac{a}{b_e} \right)^{1/2}$$

En la mayoría de los problemas prácticos, la relación de c_1/c varía entre $1/4$ y $1/8$; como la ecuación (1) es solamente una aproximación, no necesita calcularse el valor de c_1/c , la que con frecuencia se supone como $1/6$. Por tanto, el eje neutro se localiza a una distancia $h/7$ del extremo a compresión de la conexión. Una vez localizado el eje neutro, puede encontrarse el esfuerzo máximo de tensión f_t en la fibra extrema de la sección equivalente, por medio de la siguiente ecuación:

$$f_t = M (c/I) \text{ -----(2)}$$

donde

$$I = (ac^3/3) + (b_e c_1^3/3)$$

y

$$R_{max} = f_t A \text{ -----(3)}$$

Como el tornillo extremo está localizado a una distancia del borde de aproximadamente $p/2$ a partir de la fibra extrema de la sección substituta, debe usarse la ecuación (2) la distancia $(c-p/2)$ en vez de c . En un análisis aproximado, difícilmente resulta necesario hacer uso de este refinamiento a menos que la conexión conste de sólo 2 ó 3 tornillos en línea, en cuyo caso la diferencia puede ser significativa. La carga de tensión en el tornillo se define por la ecuación (3) y el esfuerzo de tensión f_t debe combinarse entonces con el esfuerzo cortante f_v al revisar si la conexión es adecuada.

b) La tensión inicial no es excedida en ninguno de los tornillos

Este método produce esfuerzos calculados más elevados, y por tanto, es más conservador.

c) Se excede la tensión inicial en algunos de los tornillos

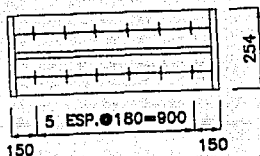
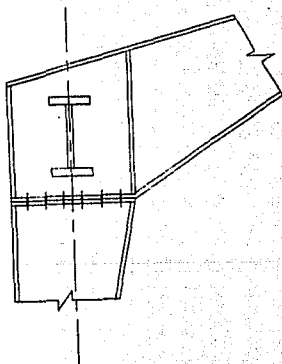
Esto rara vez sucede en el diseño estructural y su solución es complicada por lo cual no se estudiará en este trabajo.

Conexión columna-trabe baja

A continuación se muestra el diseño de la conexión de la columna con la trabe baja. Del análisis de la estructura nudo 3 (unión columna-trabe baja) tenemos que rige la combinación de carga 1 (C.muerta + C.viva) y los elementos mecánicos de diseño para la conexión son:

$$V = 7.600 \text{ ton}$$

$$M = 53.170 \text{ ton-m}$$



TORNILLOS PROPUESTOS $\varnothing 7/8"$ A325
AREA = 3.88 cm²/Tornillo

$$A = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$p = 18.00 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$be = 30.50 \text{ cm}$$

$$a = (3.88/18)2 = 0.4311$$

$$c1/c = (0.4311/30.5)^{1/2} = 0.1189$$

$$c_1 + c = 120 \quad \text{-----(1)}$$

$$(c_1/c) = 0.1189 \quad c_1 = 0.1189c \quad \text{-----(2)}$$

Sustituyendo (2) en (1)

$$0.1189c + c = 120$$

$$c = 120/1.1189 = 107.25 \text{ cm} \quad c = 107.25 \text{ cm}$$

$$c_1 = 120 - 107.25 = 12.75 \text{ cm} \quad c_1 = 12.75 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0.4311(107.25)^3}{3} + \frac{30.5(12.75)^3}{3} = 198,347 \text{ cm}^4$$

$$f_t = \frac{53.170 \times 10^5 \times 107.25}{198,347} = 2875 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible de tensión para tornillos A325 esta dado por:

$$F_t = 3870 - 1.4 f_v < 3090 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{7600}{12 \times 3.88} = 163.23 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tornillo)}$$

$$F_t = 3870 - 1.4 (163.23) = 3641 \text{ kg/cm}^2$$

$$3641 \text{ kg/cm}^2 > 3090 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo tanto } F_t = 3090 \text{ kg/cm}^2$$

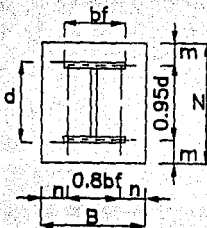
$$f_t = 2875 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 3090 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se aceptan los tornillos propuestos.

Diseño de placas base para columnas

Es práctica general, colocar placas de acero bajo las columnas, con el objeto de distribuir las cargas de estas en un área suficiente para el apoyo de concreto.

A continuación se proporciona el método recomendado por el American Institute of steel construction AISC para dimensionar estas placas.



P = Carga total de la columna, en (kg)

$A1 = B \times N$ = Área de la placa, en (cm²)

$A2$ = Área total del apoyo de concreto, en (cm²)

F_b = Esfuerzo permisible de flexión en la placa base, en (kg/cm²)

f_p = Esfuerzo de compresión actuante en el concreto, en (kg/cm²)

$f'c$ = Resistencia a la compresión en el concreto, en (kg/cm²)

t_p = Espesor de la placa, en (cm)

Se considera que la carga P de la columna, se distribuye uniformemente sobre la placa de apoyo en un rectángulo cuyas dimensiones son $0.8B \times 0.95d$. La presión de contacto permisible en el concreto, depende de $f'c$ y del porcentaje del área de concreto cubierta por la placa de apoyo, de acuerdo con lo anterior:

Sobre el área total de un apoyo de concreto

$$F_p = 0.35f'c$$

Sobre menos del área total de un apoyo de concreto

$$F_p = 0.35f'c \sqrt{A2/A1} < 0.7f'c$$

Secuencia de diseño

1) Determinése el valor de F_p

2) Determinése el área requerida para absorber P

$$A = \frac{P}{F_p}$$

3) Encuéntrese B y N de tal forma que m y n sean aproximadamente iguales y que $B \times N > A$

4) Determinése los valores de m y n :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8b}{2}$$

5) Obténgase el valor de la presión de contacto en el concreto:

$$f_p = (P/B) \times N$$

6) Tomando en cuenta que $F_b = 0.75F_y$, el espesor requerido de la placa será:

$$t_p = 2m \sqrt{f_p/F_y}$$

ó

$$t_p = 2n \sqrt{f_p/F_y}$$

Diseño de la placa base

Del análisis de la estructura tenemos que la condición crítica para el diseño de la placa base es la combinación de carga 5 (C.M. + 0.5 C.V. + grúa posición 1) en el nudo 1 , donde:

$$P = 33.77 \text{ ton}$$

Considerando que la placa se encuentra sobre el área total de un apoyo de concreto con un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$$F_p = 0.35 \times 200 = 70.00 \text{ kg/cm}^2$$

El área requerida para absorber P será :

$$A = (33.77 \times 1000) / 70.00 = 482 \text{ cm}^2$$

Por lo que se propone una placa base de 35 x 35 cm.

$$B = 35 \text{ cm} \quad N = 35 \text{ cm}$$

Conociendo que $b_f = 30.5 \text{ cm}$ y $d = 30.5 \text{ cm}$

$$m = (35 - 0.95 \times 30.5) / 2 = 3.013 \text{ cm}$$

$$n = (35 - 0.80 \times 30.5) / 2 = 5.30 \text{ cm}$$

La presión de contacto en el concreto será:

$$f_p = 33700 / (35 \times 35) = 27.51 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor requerido de la placa será:

$$\delta \quad t_p = 2 \times 3.013 \sqrt{27.51/2530} = 0.63 \text{ cm}$$

$$t_p = 2 \times 5.30 \sqrt{27.51/2530} = 1.10 \text{ cm}$$

Se propone placa de 35 x 35 x 1.27 cm.

Diseño de anclas

El diseño de las anclas, será para anclas trabajando a tensión y corte combinados.

Del análisis de la estructura tomaremos para el diseño de las anclas la condición de carga 4 (viento transversal).

Donde para el nudo 1

$$V = 3.90 \text{ ton.} \quad T = 4.95 \text{ ton.}$$

Se proponen anclas de ϕ 7/8" acero A307 (2 anclas).

Cuyo esfuerzo de tensión permisible es :

$$F_t = 1830 - 1.8 f_v < 1410 \text{ kg/cm}^2$$

Area del ancla = 3.88 cm²

$$\text{Esfuerzo cortante por ancla} \quad f_v = \frac{3900}{2 \times 3.88} = 503 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 1830 - 1.8 (503) = 925 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de tensión actuante} \quad f_t = \frac{4950}{2 \times 3.88} = 638 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 638 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 925 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto se aceptan las anclas propuestas.

IX. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

Llamaremos elementos secundarios, a todos aquellos que no formen parte integral de la estructura principal, ya que su forma de trabajar se considera totalmente independiente y pueden ser diseñados por separado. Entre los elementos secundarios más importantes en el diseño de naves industriales nos encontramos con los largueros o vigas de cubierta y fachadas, y los contravientos.

Largueros de techo

Los largueros son vigas secundarias que cubren el claro entre marcos para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta del techo. Se colocan con separaciones de 0.60 a 1.50 mts., o mayores, según el material de cubierta. Los largueros se diseñan como vigas libremente apoyadas, continuas o en voladizo. El diseño de viga libremente apoyada produce los momentos y deformaciones más grandes y, por otro lado, la continuidad no puede lograrse fácilmente 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 vertical que actúa en el plano débil del larguero. Como la rigidez es bastante pequeña con respecto a su eje débil, frecuentemente se instalan varillas de contraflamdeo en el plano de la pendiente; generalmente existen dos juegos de varillas en cada crujía, los cuales se conectan a los largueros de cumbrera, y estos deben ser más fuertes que los demás, para resistir las cargas que les transmiten los contraflamdeos.

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

Largueros en cubierta

A continuación se muestra el cálculo de un larguero de cubierta, correspondiente a la estructura que estamos diseñando;

Datos de diseño:

$$C. muerta = 6.0 + 7.0 + 2.5 + 15.0 = 30.50 \text{ kg/m}^2$$

$$C. viva \text{ -----} = 40.00 \text{ "}$$

$$\text{Presión de viento -----} = 30.72 \text{ "}$$

$$\text{Separación entre marcos ----} = 10.00 \text{ mts}$$

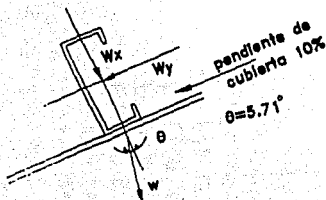
$$\text{Separación entre tirantes --} = 3.33 \text{ mts}$$

$$\text{separación entre largueros} = 1.46 \text{ mts}$$

$$W_{cm} = 30.50 \times 1.46 \text{ -----} = 44.53 \text{ kg/m}$$

$$W_{cv} = 40 \times 1.46 \text{ -----} = 58.40 \text{ "}$$

$$W_{viento} = 30.72 \times 1.46 = 44.85 \text{ "}$$



C. muerta + C. viva

$$W_x = (44.53 + 58.40) \cos \theta = 102.41 \text{ kg/m}$$

$$W_y = (44.53 + 58.40) \sen \theta = 10.24 \text{ kg/m}$$

C. muerta + Viento

$$W_x = 44.53 \cos \theta - 44.85 = -0.54 \text{ kg/m (succión)}$$

$$W_y = 44.53 \sen \theta \text{ -----} = 4.43 \text{ kg/m}$$

Como podemos apreciar rige la condición de C.muerta + C.viva y por lo tanto, la revisión del larguero se hará con esta condición de carga.

Diseño por flexión

$$M_x = W_x L^2 / 8 = 1.0241 (1000)^2 / 8 = 128,012 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = W_y L^2 / 90 = 0.1024 (1000)^2 / 90 = 1,137 \text{ kg-cm}$$

M_y = Momento con respecto al eje del alma de los largueros con barras atiesadoras en las terceras partes del claro.

Se proponen largueros de perfil CE 10" cal. 12 (9.59 kg/m) acero A36

Propiedades geométricas de la sección y esfuerzos permisibles:

$$S_x = 93.20 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 18.62 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1183.61 \text{ cm}^4$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 0.6F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.75F_y = 1898 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = M_x/S_x = 128,012/93.20 = 1373.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = M_y/S_y = 1137/18.62 = 61.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1.0$$

$$\frac{1373.52}{1518} + \frac{61.06}{1898} = 0.94 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Revisión por deformación

La deformación máxima para una viga simplemente apoyada es:

$$\delta_{\max} = \frac{5WL^4}{384 EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5(1.0241)(1000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1183.61} = 5.36 \text{ cm}$$

La deformación máxima permisible para este tipo de elementos la tomaremos como:

$$\delta_{\text{perm}} = L/180$$

de aquí que

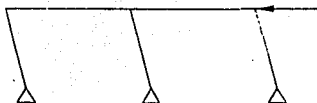
$$\delta_{\text{perm}} = 1000/180 = 5.55 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{perm}} = 5.55 \text{ cm} > \delta_{\max} = 5.36 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

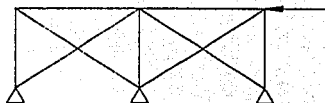
Por lo tanto, los largueros propuestos son correctos.

Diseño de contraventeo lateral

El entramado de acero de un edificio sin contraventeo lateral; si las vigas y columnas se conectan entre sí, por medio de conexiones comunes (conexión de viga simplemente apoyada), tendrá muy poca resistencia a las fuerzas laterales. Considerando que las juntas actúan como articulaciones sin fricción, el entramado podría ser desplazado lateralmente como se muestra en la fig. (a)



(a)



(b)

Para resistir estos desplazamientos laterales el mejor método, el más económico y simple, desde el punto de vista teórico, es colocar contraventeo diagonal completo como se muestra en la fig. (b). Sin embargo, desde el punto de vista práctico, se puede ver fácilmente que el contraventeo diagonal completo de un edificio ordinario, podría quedar frecuentemente en los vanos de las puertas, ventanas y otras aberturas en los muros. Más aún, muchos edificios tienen divisiones interiores móviles y la presencia de cruces interiores de contraventeo reducen mucho esta flexibilidad. Como el contraventeo diagonal es el más directo, eficiente y económico, debe utilizarse siempre que las condiciones lo permitan. Generalmente sólo será conveniente en el seno de muros sólidos y alrededor de pozos de elevador, tiros de escalera y otros muros en los que se planean pocas aberturas, o ninguna.

Para nuestro caso específico, revisaremos el contraventeo lateral para resistir las fuerzas de viento, actuando en el sentido longitudinal de la nave, así como la resistencia a las fuerzas producidas por sismo en la misma dirección, y diseñando para la condición más crítica.

Obtención de fuerzas por viento longitudinal

Del previo análisis por viento tenemos que la presión del viento es:

$$p = 30.72C$$

Nuestros coeficientes de empuje serán

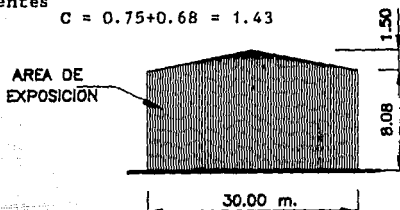
$C = 0.75$ (Sobre la superficie en la dirección del viento)

y

$C = -0.68$ (Sobre la pared de sotavento)

sumando ambos coeficientes

$$C = 0.75 + 0.68 = 1.43$$



Area de exposición $A_e = 264.90 \text{ m}^2$

Fuerza debida al viento $F_v = p A_e$

$$F_v = 30.72 \times 1.43 \times 264.90 = 11,637 \text{ kg}$$

Obtención de la fuerza sísmica

La fuerza sísmica se obtiene a partir de

$$F_s = W \times (c/Q)$$

El peso total de la masa para obtener nuestra fuerza sísmica será

$$W = (w_c.m. + c.v.red.) \times A$$

$A =$ área en planta de la cubierta.

$$A = 60 \times 30 = 1800 \text{ m}^2$$

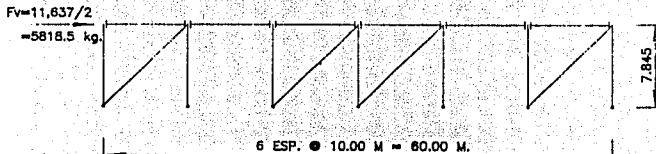
$Q = 2.0$ Factor de ductilidad

$$W = 60.5 \times 1800 = 108,900 \text{ kg}$$

$c = 0.2$ coeficiente sísmico

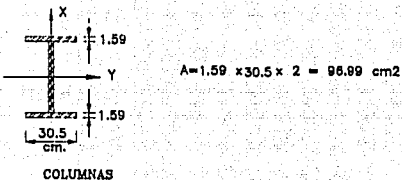
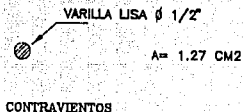
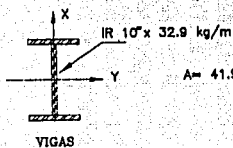
$$F_s = 108,900 \times (0.20/2.0) = 10,890 \text{ kg}$$

Para el diseño de los contravientos rige en este caso el viento con una fuerza de $F_v = 11,637 \text{ kg}$, la cual deberá ser resistida por los dos marcos laterales de la siguiente manera:

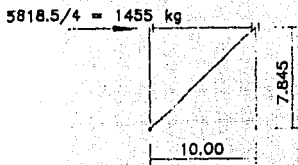


CONTRAVENTEO LATERAL

Se analizará el marco como una armadura, considerando todos sus nudos como articulaciones, por lo que para el análisis sólo interesa conocer el área de las secciones transversales propuestas que en este caso son las siguientes:



A continuación se muestra el análisis de la estructura para obtener la fuerza de tensión para el diseño de los contravientos.



$$\theta = \text{ang tan } \frac{7.845}{10} = 38.11$$

$$F_t = \frac{1455}{\cos \theta}$$

$$F_t = \frac{1455}{\cos 38.11} = 1849 \text{ kg}$$

Del análisis de la estructura se puede ver que los contravientos trabajan a tensión y esta es $T = 1849 \text{ kg}$, fuerza para la que deberán diseñarse.

El esfuerzo permisible de tensión es $F_t = 0.6 F_y$

$$F_t = 0.60 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Se propone un contraviento a base de varilla lisa $\phi 1/2''$
 $A = 1.27 \text{ cm}^2$.

El esfuerzo de tensión actuante es :

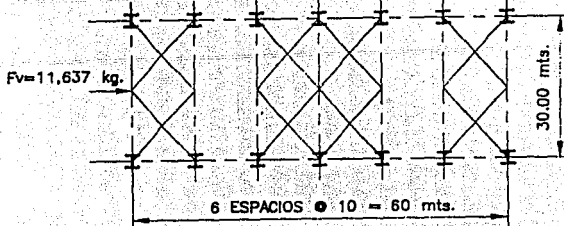
$$f_t = T/A \quad f_t = 1849/1.27 = 1456 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 1456 \text{ kg/cm}^2 < F_t = 1518 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Por lo tanto el contraviento de varilla lisa $\phi 1/2''$ es aceptable.

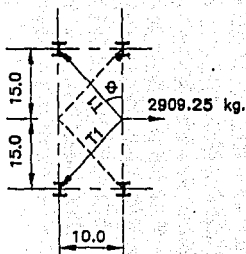
Contraventeo en cubierta.

Se propone contraventear la cubierta de la siguiente manera:



Consideraremos únicamente los entrejes contraventeados, y los contravientos que trabajan a tensión de aquí que:

$$F_v = \frac{11,637}{4} = 2909.25 \text{ kg.}$$



$$\theta = \text{ang tan } \frac{10}{15} = 33.69^\circ$$

$$2T \sin \theta = 2905.25$$

$$T = 2909.25 / 2 \sin \theta$$

$$T = 2909.25 / 2 \sin 33.69 = 2622 \text{ kg.}$$

El área requerida por contraviento es :

$$\text{Areq} = T / F_t \quad F_t = 0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Areq} = 2622 / 1518 = 1.73 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usarán contravientos de redondo liso $\varnothing 5/8''$ cuya área es de 1.98 cm².

CONCLUSIONES

En base a todo lo visto en este trabajo, se concluye que el acero puede ser considerado posiblemente como el más versátil de los materiales estructurales ideal para construcción, especialmente para estructuras ubicadas en zonas sísmicas, por las ventajas que a continuación se indican:

Material homogéneo. El acero es un material homogéneo que tiene magníficas propiedades de resistencia, ductilidad, tenacidad, capacidad para absorber energía, alta resistencia a la fatiga y soldabilidad. De acuerdo con su alta resistencia, dentro de ciertos límites, el acero se comporta de manera satisfactoria cuando está sometido a diversos tipos de esfuerzos (tensión, compresión, flexión, flexocompresión, torsión, etc). Estas propiedades le dan mayores niveles de seguridad a una estructura sobre todo cuando está sujeta a esfuerzos causados por cargas accidentales, principalmente sismo o viento, ya que estas fuerzas pueden ocasionar inversiones de esfuerzos.

La ductilidad del acero es una característica que indica que este material es susceptible de deformarse grandemente antes de fracturarse y es muy importante sobre todo en estructuras construidas en zonas de alto riesgo sísmico, donde el comportamiento de los edificios dependerá en buena medida de esta propiedad. La ductilidad desde el punto de vista práctico hace que el colapso de una estructura (si lo hubiera) se anuncie por la deformación previa a éste y no sobreviene repentinamente, lo cual suele acontecer con otros materiales que tienen poca ductilidad o que son frágiles. Su alta resistencia a la fatiga le permite soportar muchos ciclos de carga y descarga, o bien, de tensión o compresión antes de que sobrevenga la ruptura. Su gran capacidad para absorber energía es especialmente útil para evaluar la resistencia a choques o impactos que lógicamente tienen lugar en sismos de gran intensidad.

Peso. La estructura metálica pesa considerablemente menos que una estructura de concreto para la misma geometría y cargas. Fuerzas sísmicas proporcionalmente menores. Las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura de un edificio se determinan multiplicando la masa de éste por su aceleración de respuesta, por lo que se desprende, que mientras más pequeña sea la masa de la estructura (carga muerta), menor será la vulnerabilidad al daño por sismos. El acero es apropiado para reducir la carga muerta.

Gran eficiencia constructiva. La construcción en acero se basa en procesos constructivos simples y modernos, utilizando técnicas industriales que no requieren de equipos sofisticados, lo que la hace eficiente. En general, el trabajo de construcción de una obra resuelta con acero debe representar un porcentaje importante de los procesos que se llevan a cabo en el taller de fabricación de estructuras, quedando pendiente un porcentaje mínimo de trabajo para el proceso de montaje.

Rapidez constructiva. La rapidez en la construcción probablemente sea otra de las ventajas importantes de la estructura de acero, ya que mientras en el lugar de la obra se está construyendo la cimentación, al mismo tiempo en taller se fabrica la estructura, quedando pendiente únicamente el montaje.

Mayor espacio útil. A partir del diseño arquitectónico, la modulación y estructuración con base en estructura metálica permite manejar elementos estructurales de mayores claros y dimensiones menores, libres de columnas, logrando un espacio interior más aprovechable.

Limpieza en obra, prefabricación, dimensiones menores de los miembros estructurales de acero respecto a las secciones de concreto, métodos de reestructuración rápidos en estructuras dañadas por sismo, recuperación, facilidad de ampliación o adaptación de la estructura, menor peso y por consiguiente economía en la cimentación, gran rapidez en la etapa de montaje, etc., son otras ventajas que hacen muy conveniente al acero en construcciones sismorresistentes.

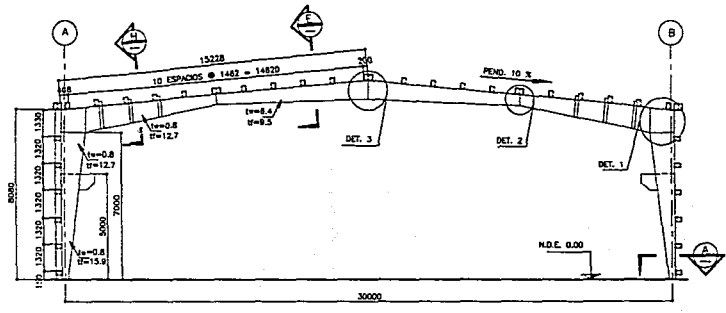
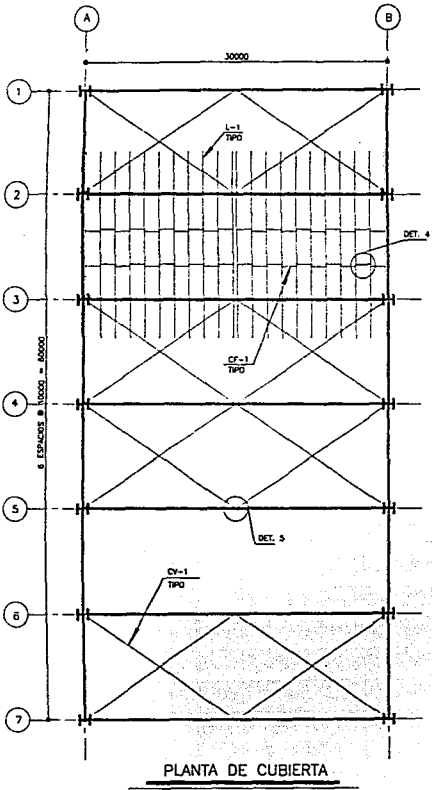
Existen también algunas desventajas en comparación con las estructuras de concreto que pueden ser:

Elevado costo. A pesar de que la estructura de concreto está más castigada por los reglamentos actuales de construcción. El acero estructural por definición es el material básico de la estructura metálica, la que a su vez requiere de otros materiales o insumos complementarios como la soldadura, la tornillería, pintura, por lo que el incremento de los costos del acero hace necesaria la optimización de dicho material en cada una de las etapas del proceso constructivo de una obra de acero.

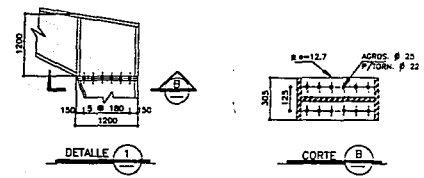
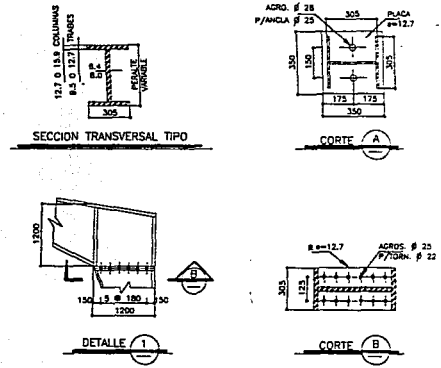
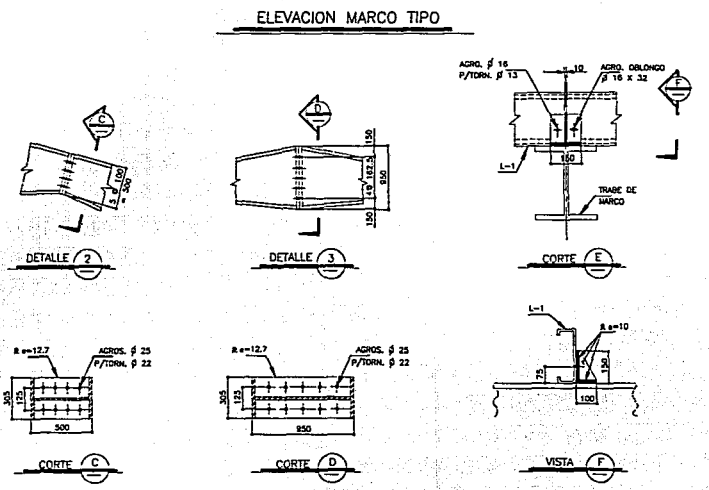
La temperatura. En un incendio serio, el acero pierde sus propiedades mecánicas a una temperatura de 600 grados centígrados, y a partir de este momento tiene un comportamiento plástico, es decir, se deforma sin incrementar los esfuerzos a que está sometido. La experiencia ha demostrado que la protección de estructuras de acero contra fuego es cara y en ocasiones puede representar hasta un 5% del costo de fabricación de la estructura. No obstante lo anterior, el diseño y la protección contra incendios debe ser una exigencia de los reglamentos de construcción de todos los países del mundo y debe aplicarse de manera indistinta a edificios metálicos o de concreto.

La flexibilidad. La mayor parte de los estructuristas y diseñadores opinan que una estructura de acero se deforma más que una de concreto. Este aspecto es básicamente de diseño y se resuelve eligiendo el sistema estructural adecuado al tipo de suelo, zona sísmica y características de la estructura.

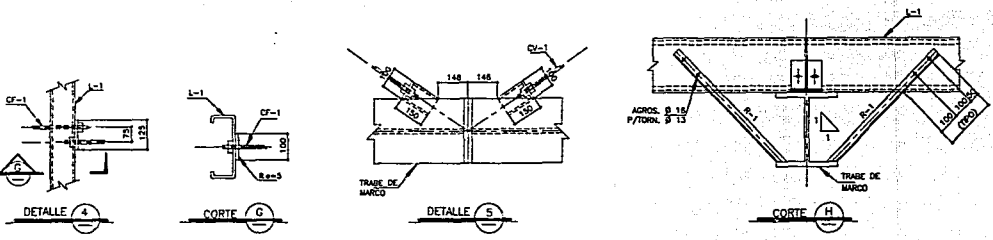
Existen además otras desventajas como pueden ser la vibración, la esbeltez de las secciones, se requiere mayor supervisión, etc.



LISTA DE MATERIALES		
MCA	PERFIL	PESO
CF-1	REDONDO LISO Ø 1 1/2"	1.00 KG/M
CV-1	REDONDO LISO Ø 3/8"	1.35 KG/M
L-1	CF 10" CAL. 12	9.55 KG/M
R-1	L 1 1/2" x 3/16"	4.26 KG/M



- NOTAS:**
- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS. NIVELES EN METROS.
 - 2.- SE USARÁ ACERO ESTRUCTURAL A.S.T.A.M. A36
 - 3.- SE USARÁN TORNELOS A.S.T.A.M. A325 ALTA RESISTENCIA
 - 4.- SE USARÁN ANCLAS A.S.T.A.M. A307
 - 5.- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA LAS COTAS SIGEN AL DIBUJO.

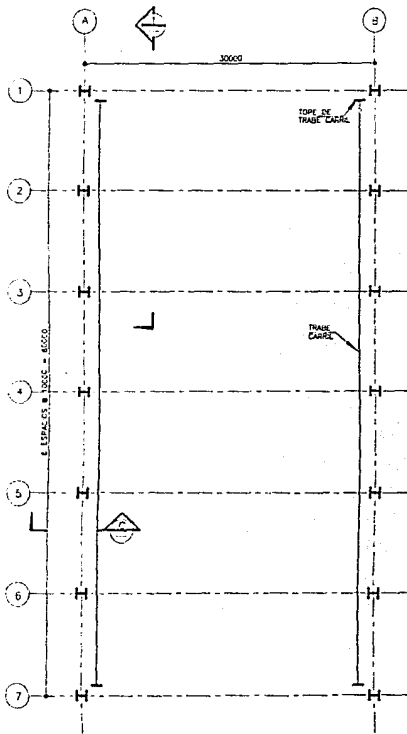


TESIS PROFESIONAL

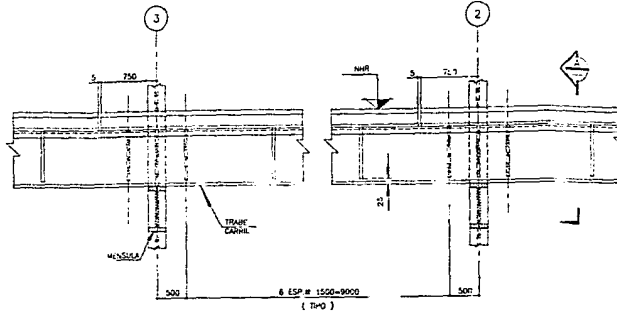
PROYECTO: **NAVE INDUSTRIAL**

PLANO: **PLANTA DE CUBIERTA. ELEVACION MARCO TIPO. CORTES Y DETALLES.**

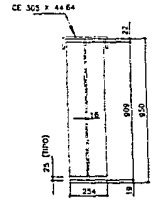
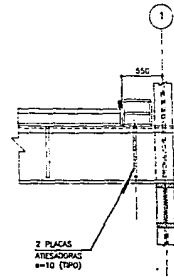
ESCALA	SIM.	CALDAR.	RVL.	REVISO	RVL.	PLANO	C-01
--------	------	---------	------	--------	------	-------	------



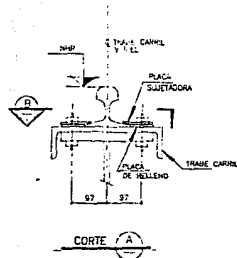
PLANTA DE TRABE CARRIL



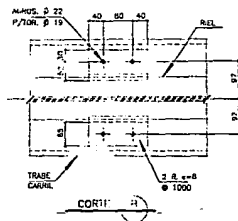
VISTA 1



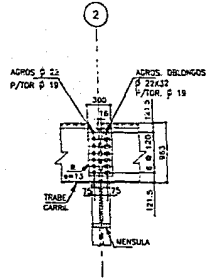
SECCION TRABE CARRIL



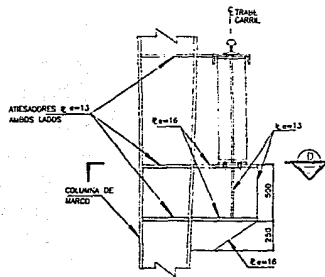
CORTE A



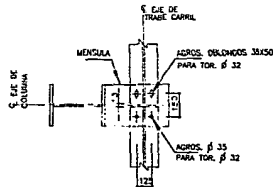
CORTE B



DETALLE DE CONEXION TRABES CARRIL



CORTE C



CORTE D

- NOTAS:
- 1.- ADICIONES EN MILIMETROS, NIVELES EN METROS.
 - 2.- SE USARA ACERO ESTRUCTURAL A.S.T.M. A36
 - 3.- SE USARAN TORNILLOS A.S.T.M. A325 ALTA RESISTENCIA

TESIS PROFESIONAL				
PROYECTO NAVE INDUSTRIAL				
PLANO				
TRABE CARRIL PLANTA CORTES Y DETALLES				
ESCALA	CANTIDAD	REV.	REV.	PLANO C-02
500				

FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFIA

- 1.- ANALISIS ESTRUCTURAL
RODOLFO LUTHE G.
REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S. A. MEXICO
- 2.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
BRESLER, LIN, SCALZI
EDIT. LIMUSA
- 3.- DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS
JACK C. Mc. CORMAC
REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S. A. MEXICO
- 4.- DISEÑO PRACTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
DELFINO RODRIGUEZ PEÑA
EDIT. LIMUSA
- 5.- ESTRUCTURAS DE GRANDES CLAROS - ESTADO DEL ARTE
M. EN C. ENRIQUE MARTINEZ ROMERO
MEMORIAS III CONGRESO NAL. DE INGENIERIA ESTRUCTURAL.
- 6.- MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO
INSTITUTO MEXICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO, A. C.
TOMOS 1 Y 2
EDIT. LIMUSA
- 7.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
C.1.3. DISEÑO POR SISMO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
- 8.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
C.1.4. DISEÑO POR VIENTO
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
- 9.- MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION A. I. S. C.
NINTH EDITION
- 10.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL.