

245  
29e.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**



**PROYECTO ESTRUCTURAL DEL  
PUENTE DISTRIBUIDOR  
"PALMAS-PERIFERICO"**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

OSCAR GARCIA GARCIA

DIRECTOR DE TESIS: ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO

MEXICO, D. F.

1994

TESIS CON  
FALSA DE ORIGEN



## **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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-023/94

Señor  
**OSCAR GARCIA GARCIA**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

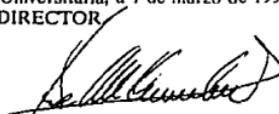
**"PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DISTRIBUIDOR PALMAS-PERIFERICO"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES Y ESTRUCTURACION**
  - II. ESPECIFICACIONES DE DISEÑO**
  - III. LINEAS DE INFLUENCIA**
  - IV. CALCULO ESTRUCTURAL**
  - V. APOYOS DE PUENTES**
  - VI. CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA**
  - VII. CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
**"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"**  
Cd. Universitaria, a 7 de marzo de 1994.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/RCR\*nl

***Mis más sinceros agradecimientos a:***

*Mi Madre*

Porque gracias al apoyo, ayuda y palabras de aliento que siempre me ha brindado, he podido alcanzar una de las metas más importantes en mi vida.

*Mis Hermanos  
Lourdes y Carlos*

Por la confianza depositada en mí a pesar de cualquier circunstancia

*Mis Profesores, Compañeros y Amigos*

Porque su ayuda y compañía fueron motivantes a lo largo de mi vida escolar.

## CONTENIDO

### INTRODUCCION

<b>1</b>	<b>ESTRUCTURACION</b>	<b>1</b>
	Generalidades	
	Tipos de puentes	
	Tipos de sistema de piso	
<b>2</b>	<b>ESPECIFICACIONES DE DISEÑO</b>	<b>10</b>
	Cargas de diseño	
<b>3</b>	<b>LINEAS DE INFLUENCIA</b>	<b>19</b>
	Generalidades	
	Líneas de influencia en vigas	
	Principio de Müller - Breslau	
<b>4</b>	<b>CALCULO ESTRUCTURAL</b>	<b>26</b>
	Generalidades	
	Características estructurales del puente	
	Acciones	
	Parámetros determinantes del cálculo	
	Clasificación de modelos y cálculos estructurales	
	Cálculo de tableros	
	Cálculo longitudinal	
	Estudio de pilas y apoyos	
	Reparto transversal	
	Método de Courbon	
	Método de Guyon - Massonet - Rowe	
	Abacos de Cusens y Pama	
	Organización de los ábacos	

# 5

## **APOYOS DE PUENTES**

**93**

Tipos de apoyos  
Diseño de placas de neopreno  
Consideraciones de proyecto

# 6

## **CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA**

**107**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**178**

## **BIBLIOGRAFIA**

**180**

## INTRODUCCION

Una de las necesidades más marcadas que se presenta en el desarrollo académico de los estudiantes de Ingeniería Civil, particularmente en el área de estructuras, es el de contar con una serie de ejemplos, manuales y reglamentos, actualizados e ilustrativos que apoyen el proceso de aprendizaje y que muestren la relación entre la teoría vista en clase y los problemas a los que ha de enfrentarse en su desarrollo profesional.

Esta necesidad se hace patente hasta llegar a la práctica, por lo que en el presente trabajo se pretende contribuir como material de apoyo para ambas etapas, enfocado sin embargo a una parte de la Ingeniería Civil que es el área de Diseño de Puentes, (que en sí sola es un tema muy amplio), la cual, debido a los nuevos modelos matemáticos que se emplean para su estudio (emparrillado espacial, lámina plegada, elementos finitos, etc.), se encuentra en un proceso de cambio dinámico.

El objetivo principal de ésta tesis, es mostrar la forma como se trato el análisis y diseño del Puente Distribuidor "Palmas- Periferico", y proporcionar los principales conceptos teóricos necesarios para su estudio.

Para elegir el tipo de estructura más conveniente en el proyecto de un puente, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para su construcción y buen funcionamiento ( topografía del lugar, estudio de mecánica de suelos, datos hidrológicos, estudio de impacto ambiental, etc )

En el primer capítulo se muestran antecedentes de puentes, así como diversos "tipos de puentes", basados en diferentes criterios, los cuales se consideran cuando se va a determinar uno de ellos como solución particular en cada proyecto existente; se mencionan también algunas consideraciones generales de los tipos de tableros para puentes más usuales, así como una comparación entre estos.

En el capítulo 2, donde se hace un análisis de las solicitaciones, hay que tener en cuenta lo establecido en los reglamentos de construcción, que para simplificar el proyecto de estructuras comunes, especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones, y en general en métodos empíricos, que se basan en principios ingenieriles.

En cuestión del estudio de puentes, los reglamentos se han mantenido bajo criterios más conservadores que los correspondientes a estructuras más comunes, debido a la incertidumbre en lo que respecta a los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de cargas.

En el análisis y diseño de un puente, se cubren los aspectos definitivos del proyecto de estructuras: estructuración (conceptualizar la estructura en forma cualitativa), análisis de cargas, análisis estructural y dimensionamiento.

Se deben proponer diferentes tipos de estructuraciones para poder evaluar las posibles ventajas y desventajas de cada una, tanto en el proceso constructivo como en el aspecto económico.

Debido a que las necesidades de flujo vehicular en las zonas en desarrollo crecen cada vez más, los reglamentos de construcción recomiendan mayores cargas vivas como mínimo, considerando además que para puentes de claros mayores de 12 metros es económico el empleo de concreto presforzado, además que tiene la ventaja de que puede ser prefabricado o colado en el lugar, para este puente se empleó el sistema de postensado en cabezales para así poder formar marco, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal de los apoyos del puente y el sistema de pretensado en vigas de sección cajón para cubrir los claros entre apoyos.

Son tantos los factores que influyen en el comportamiento estructural de un puente, que es necesario tomar una posición conservadora en cuanto a los factores de carga, factores de resistencia, porcentajes de pérdidas de presfuerzo, acero de refuerzo, etc.

Este trabajo pretende proporcionar los conceptos teóricos y prácticos básicos, que contribuyan a tener una mejor visión del proceso de diseño de un puente vehicular, principalmente de la forma en como se trata el sistema de piso de este, sin embargo, se aconseja consultar otras publicaciones referentes al tema.

## TEMA I.- ESTRUCTURACION.

### GENERALIDADES.

Los puentes tienen como finalidad el salvar un obstáculo, tal como un valle, río o carretera, con el fin de comunicar dos puntos, permitiendo el paso de personas, vehículos o trenes. El paso a desnivel es un puente que evita el cruce al mismo nivel de dos caminos, permitiendo así la circulación continua de vehículos. La principal función de un puente, es la de unir dos puntos alejados, por medio de una serie de elementos estructurales. Esta función debe realizarse con un margen adecuado de seguridad.

En los puentes hay que distinguir la *superestructura*, formada por el sistema de piso y por los elementos estructurales necesarios para resistir las distintas solicitaciones que van a actuar en la estructura, y la *cimentación o subestructura* destinada a transmitir las cargas a una capa de suelo resistente. La cimentación consta de una serie de pilas que a manera de columnas se desplantan a un nivel del terreno capaz de desarrollar las reacciones supuestas en el proyecto. En algunos casos los apoyos extremos (estribos) además de transmitir fuerzas verticales, tendrán que diseñarse como muros de retención. En general se puede establecer que los puentes con un claro menor, son más económicos que aquellos que tienen un claro más grande. Sin embargo una vez que se ha establecido la dimensión total del puente hay que escoger el tipo más económico. En esta selección la principal variable que interviene es el claro del puente. Cuanto menor sea el claro de la superestructura, ésta será más económica pero en cambio aumentará el número de pilas de apoyo y por lo tanto el costo de la cimentación. Por el contrario a mayor dimensión de la

distancia entre pilas, aumenta el claro del puente y por lo tanto su costo, disminuyendo el de la cimentación. Se ve la necesidad, por lo tanto de hacer varios tanteos hasta lograr que la suma del costo de la cimentación y de la estructura sea un valor mínimo. En un análisis de este tipo habrá que considerar además, tipo de suelo, altura de las pilas, efectos de la continuidad en el puente, etc.

En el proyecto de puentes hay que considerar otros elementos que aunque no son estructurales, son necesarios para su funcionamiento, tales como parapetos de protección, guarniciones, camellones, etc.

### TIPOS DE PUENTES.

**Por los materiales de construcción.** Puentes de madera, mampostería, concreto armado, concreto presforzado y acero, dependiendo de la magnitud de los claros a salvar.

**Por la ubicación del sistema de piso** los puentes pueden ser:

a) De paso superior si el piso se encuentra colocado sobre la parte superior de las vigas o armaduras principales. Es el tipo más usual ya que evita los contraventeos superiores que limitan el espacio del usuario del puente (Fig. 1-1)

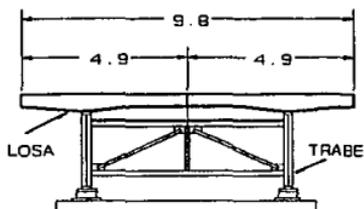


Fig 1-1. Puente con travesaños de paso superior, de dos carriles.

b) De paso inferior, en el que el sistema de piso se encuentra apoyado en la parte inferior de los elementos principales del puente (Fig. 1-2). Tiene la ventaja de que permite una mayor altura en la parte inferior del puente pero a cambio de los inconvenientes ya citados (contraenteo superior).

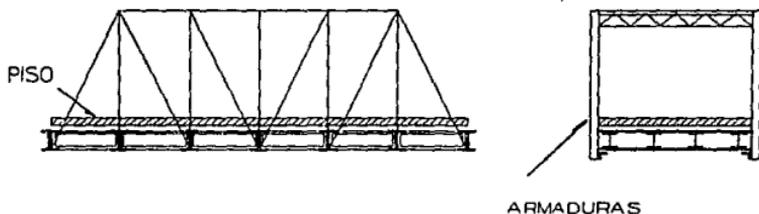


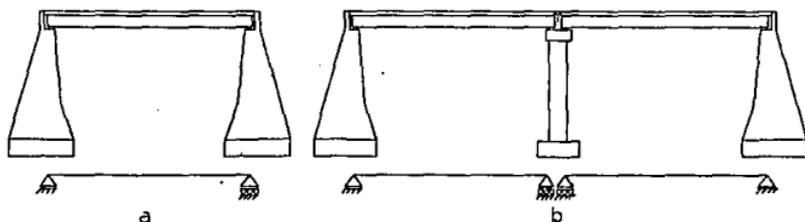
Fig. 1-2. Puente de armaduras de paso inferior.

c) De paso a través en el que el sistema de piso se encuentra en una posición intermedia con respecto a los miembros de soporte.

**Por su sistema estructural.** La selección del sistema estructural, de los materiales de construcción y detalles de las dimensiones depende de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, construcción, operación y mantenimiento, así como de consideraciones de estética. La estructura de un puente, en esencia, está formada por un sistema de piso que se apoya o cuelga de los elementos principales encargados de librar el claro y que son los que transmiten la carga a las pilas de cimentación, estribos o columnas.

a) El sistema más sencillo (Fig.1-3) es el que se apoya en sus extremos en muros de contención, estribos, columnas, etc. Con este sistema se pueden salvar uno o varios claros, pudiendo tener las siguientes ventajas:

- \* Los posibles desplazamientos diferenciales de los apoyos no generarían esfuerzos adicionales en las vigas, ya que al no existir continuidad en los apoyos no habría redistribución de momentos.
- \* Menor dificultad en el sistema constructivo ya que empleando la prefabricación de piezas podemos tener mayor rapidez en la construcción.
- \* Las dilataciones por temperatura se reducen.



**Fig. 1-3. Sistema simplemente apoyado. (a) De 1 claro; (b) De dos claros.**

b) El puente formado con claros continuos (Fig. 1-4) permite aumentar el claro entre apoyos ya que reduce la magnitud del momento flexionante. Esta reducción es muy importante en el caso de carga muerta y un poco menor para carga viva. Los peraltes mayores de la viga se requieren en los apoyos y el incremento de peso propio que esto representa, tiene poco efecto en la variación del momento flexionante ya que la carga se transmite prácticamente como carga axial. Las ventajas que tiene una solución de vigas continuas son:

- \* Se puede obtener un ahorro de 10 a 20% en el peso de material.

- \* Disminuye el número de apoyos al poder aumentar la dimensión de los claros.
- \* La carga última en un puente continuo es mayor que uno en el que las vigas se encuentran simplemente apoyadas, ya que se presentan efectos de redistribución de esfuerzos que permiten lograr una mayor eficiencia del conjunto.

Al mismo tiempo este tipo de puente presenta las siguientes desventajas:

- \* Son estructuras hiperestáticas exteriormente y por lo tanto es conveniente que se encuentren cimentadas sobre terreno firme ya que de otra manera se pueden producir esfuerzos por desplazamientos diferenciales.
- \* Los efectos ante cargas móviles son más complejas ya que se pueden presentar cambios en el sentido de los esfuerzos lo que representa un aumento de costo.

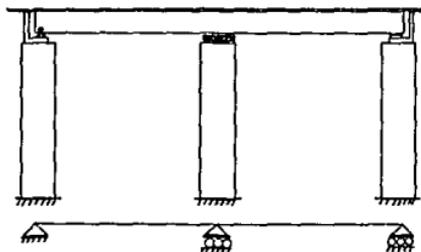


Fig. 1-4. Sistema de claros continuos.

c) Para evitar estos inconvenientes se puede proyectar un puente en *voladizo* con articulaciones semejante a una *viga gerber* (Fig. 1-5). En esta solución las articulaciones se hacen coincidir con los puntos de momento nulo en lo que respecta a la carga muerta ya que en general no coincidirán con las distintas posibilidades de carga viva. Tiene las siguientes ventajas:

- \* Pueden emplearse en suelos no muy firmes en los que se pueden presentar hundimientos diferenciales.

- \* Se facilita el montaje de la estructura.

En cambio tiene los siguientes inconvenientes:

- \* Son menos rígidos que los puentes continuos.

- \* La solución de la articulación es complicada.

- \* Puede presentarse inversión en la magnitud y dirección de las reacciones que puede ser muy importante.

- \* Requieren gran precisión en sus dimensiones con objeto de que todas las piezas ajusten perfectamente durante el montaje.

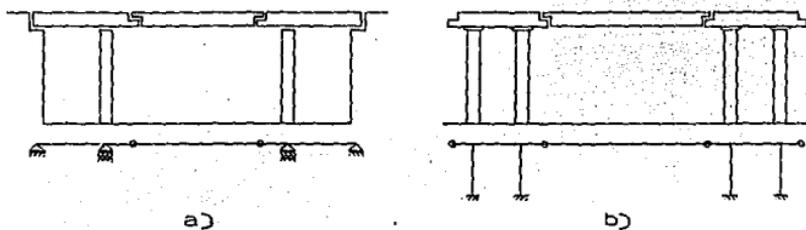


Fig. 1-5. Sistema tipo Gerber. (a) Simplemente apoyado; (b) formando marco con las columnas.

## TIPOS DE SISTEMA DE PISO.

- \* El sistema más sencillo (Fig.1-6) es el formado por una losa de concreto armado que se apoya en sus extremos en muros de contención, estribos, etc. El ancho de la losa será

el necesario para permitir el paso de personas y vehículos para los que se ha proyectado. Los barandales y banquetas son elementos secundarios sin ninguna función estructural.



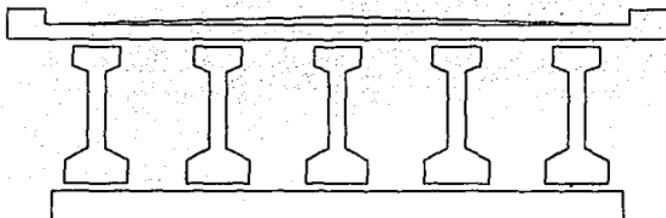
Fig. 1-6. Puente de losa de concreto.

\* Al aumentar la magnitud del claro, la solución más conveniente es el formado por dos o mas vigas principales apoyadas en sus extremos y que sirven de soporte al sistema de piso formado por una losa de concreto y varias traveses secundarias en sentido transversal.

Las vigas o traveses principales pueden ser de acero fabricadas con perfiles comerciales o con placas y de concreto armado común o presforzado.

Las traveses de concreto en claros grandes tienen el inconveniente del valor alto que presenta su peso muerto aunque puede tener un efecto benéfico en claros cortos para reducir las vibraciones en la estructura (Fig. 1-7).

Mediante el concreto presforzado se puede aumentar el claro máximo empleado en elementos de concreto reforzado. El concreto presforzado permite elementos de menor peralte y mayor ligereza que los elementos de concreto común. Al mismo tiempo permite un mejor aprovechamiento mecánico de la viga. Combinado con la prefabricación se puede lograr una mayor economía al poder controlar en mejores condiciones las altas resistencias del concreto. Para los claros pequeños es usual prefabricar y presforzar las vigas en taller y de aquí trasladarlas al lugar de montaje.



**Fig. 1-7. Puente con losa de concreto apoyada en travesaños.**

\* Para claros mayores los sistemas a base de vigas y losas dejan de ser económicos por la influencia que adquiere la carga muerta. Conviene entonces aligerar en lo posible los elementos principales de soporte. Con las armaduras principalmente se logra este objeto, en cuyo caso, el sistema de piso está formado por una serie de vigas secundarias (largueros) orientadas según el eje longitudinal del puente y que se apoyan sobre las vigas principales o maestras transversales (piezas de puente), cuyos soportes coinciden con los nudos de las armaduras longitudinales del puente. El piso está formado por una losa de concreto armado apoyada en las travesaños secundarios y ligada por medio de conectores en el caso de construcción mixta (Fig. 1-8).

\* El sistema de piso denominado ortotrópico, está formado por una placa de acero soldada en su parte inferior, a un sistema de placas-ortogonales de acero y ligadas también al conjunto de vigas usuales en un sistema de piso con objeto de que toda la estructura trabaje en conjunto. El término ortotrópico es una abreviación de ortogonal anisotrópica, referente a la teoría matemática que se utiliza en el análisis de la flexión de tales cubiertas. En este sistema, al actuar una carga en una viga en un punto cualquiera del piso, se

desarrollan esfuerzos en todos los componentes del sistema, cuando se usan en puentes de acero, las cubiertas ortotrópicas se unen por lo general en forma casi monolítica, por medio de soldadura o pernos de alta resistencia, a las trabes principales y a las piezas de puente. Estas cubiertas tienen, entonces, una función dual como superficie para el tránsito y como patín superior estructural, sobre la placa metálica se coloca una carpeteta asfáltica.

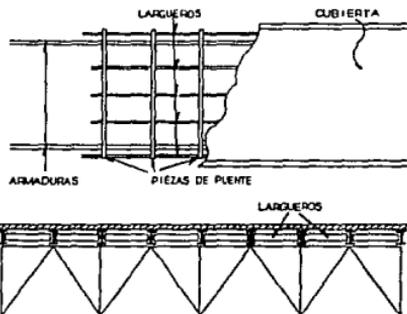


Fig. 1-8. Sistema de piso en puente de armaduras, de paso superior.

En los distintos tipos de puentes las vigas principales, cuyo objeto principal es el de salvar el claro, transportando las cargas a los apoyos o pilas, pueden ser vigas de alma cerrada, *en cajón*, armaduras, cables colgantes, etc.

## TEMA II.- ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Los diseños de puentes de concreto o acero para carreteras o vías ferreas a menudo se basan en *Standard Specification for Highway Bridges*, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) para puentes carreteros y en el *Manual for Railway Engineering* de la American Railway Engineering Association (AREA) para puentes de ferrocarril.

Las propiedades de las diferentes calidades de acero empleado para puentes de este material y los métodos de prueba usados para controlarlas se rigen por las especificaciones de la American Society for Testing and Materials (ASTM), las dimensiones y propiedades geométricas de las placas y perfiles comerciales disponibles, se tabulan en el *Steel Construction Manual*, American Institute of Steel Construction (AISC) y en los manuales editados por los principales productores de acero.

La longitud, ancho, alineamiento y ángulo de intersección de un puente debe satisfacer las necesidades de funcionamiento de las instalaciones soportadas y de los requisitos geométricos o hidráulicos de los puentes que libran instalaciones u obstáculos. Las carpetas de los puentes carreteros deben presentar una superficie de rodamiento plana, no resbalosa y bien drenada. Las pendientes longitudinales y las secciones transversales están sujetas a normas similares a las de las carreteras abiertas. Los puentes de gran longitud deben dotarse con luces de carretera. Las instalaciones colocadas sobre o por debajo de los puentes deben estar protegidas y equipadas, con el fin de absorber las dilataciones o contracciones de las estructuras.

## **CARGAS DE DISEÑO.**

Para diseño y proyecto de puentes se deben usar las siguientes cargas mínimas especificadas en "Standard Specifications for Highway Bridges" sin que se excedan los esfuerzos y deflexiones permitidos:

CM = Carga Muerta, incluidas las instalaciones permanentes.

CV = Carga Viva.

I = Impacto por carga viva.

FL = Fuerza longitudinal por carga viva (debida al frenado y fricción).

FC = Fuerza centrífuga.

VE = Viento que actúa sobre la estructura.

VCV = Presión del viento sobre la carga (1458 N/m).

TT = Fuerzas sísmicas.

ET = Empuje de tierras.

A = Acortamiento por compresión.

T = Fuerzas resultantes de las deformaciones térmicas.

S = Subpresión.

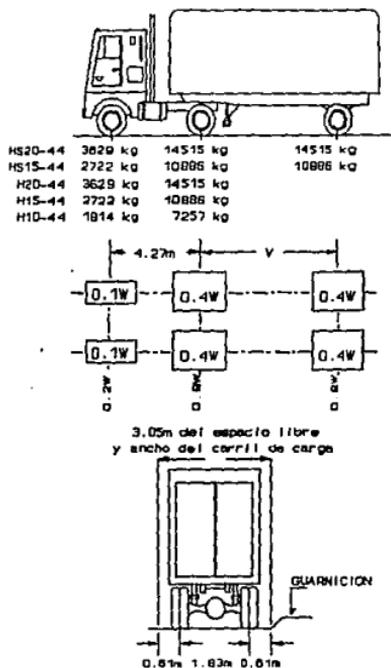
C = Contracción.

PC = Presión de corrientes de agua.

PH = Presión del hielo.

Las fuerzas internas (fuerzas axiales, momentos flexionantes, cortantes y momentos de torsión) generadas por las cargas a que una estructura puede estar sujeta, deben calcularse para todos los elementos y secciones importantes de la estructura.

**Carga viva.** La carga viva vehicular de puentes en carreteras se expresa en términos de carriles de tránsito y carriles de carga. El número de carriles de tránsito depende del ancho de la carretera.



W=Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camión tipo H correspondiente.  
 V=Espaciamiento variable de 4.27m a 9.14m Inclusive.  
 El espaciamiento que se use será el que produzca los esfuerzos máximos.

Fig. 2-1. Camión estándar cargado.

Cada carril de carga está representado por un camión tipo con remolque (Fig. 2-1) o como una carga uniforme de 3.05 m de ancho en combinación con una carga concentrada (Fig. 2-2). Como se indica en la figura 2-1, hay cinco clases de cargas: H20, H15, y H10, las cuales representan un camión con dos ejes cargados y HS20 y HS15, que representan un camión y remolque con tres ejes cargados. A estas designaciones de carga se añade el número 44, lo cual indica que ésta unidad fue adoptada en 1944.

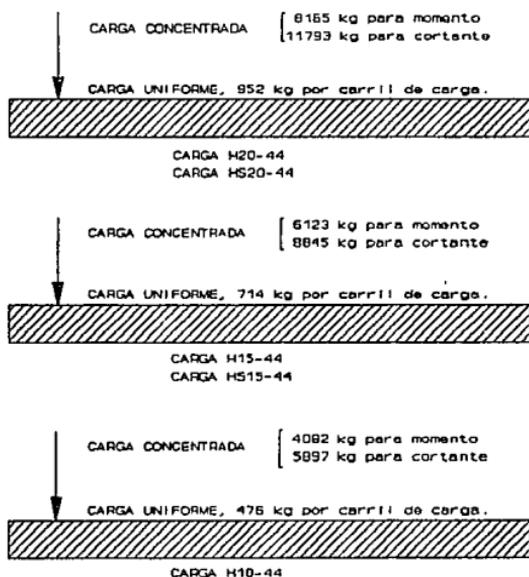


Fig. 2-2. Cargas por carril H y HS para claros simplemente apoyados.

El tipo de carga que deberá escogerse en el diseño de la estructura es aquel que produzca las máximas solicitaciones en los tramos, ya sean las cargas equivalentes o los vehículos tipo.

Para el caso de superestructuras continuas, las cargas equivalentes por banda de circulación pueden considerarse aplicadas en forma continua o discontinua a manera de producir las máximas sollicitaciones. Para el caso de traveses continuas, calculadas con cargas equivalentes, deben considerarse dos cargas concentradas iguales a las indicadas en la figura 2-2, aplicadas de manera de producir los máximos momentos flexionantes o las máximas fuerzas cortantes en la estructura. Finalmente si los esfuerzos máximos, en un miembro cualquiera de la estructura, se producen aplicando simultáneamente las cargas correspondientes a varias bandas de circulación se tomarán los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo:

Uno o dos carriles .....	100%
Tres carriles .....	90%
Cuatro carriles o más .....	75%

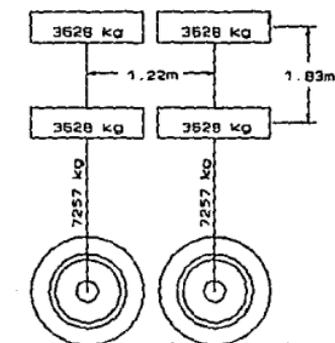


Fig. 2-3. Carga alternativa.

Al proyectar el piso de un puente (de losa de concreto, rejilla de acero o de madera, excluyendo vigas transversales) con cargas H20 o HS20, el eje de 14515 kg se substituirá por un eje de 10886 kg o por dos de 7257 kg cada uno, separados 1.22 m entre sí, resolviendo el que produzca el mayor esfuerzo (Fig 2-3).

Para el cálculo de la losa, se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a una distancia de 30.5 cm de la cara externa de la guarnición, (véase inciso 1.3.2 (B)).

**Factor de impacto.** Al pasar un vehículo por un puente, se originan vibraciones y acciones por la interacción entre vehículos y estructura que provocan esfuerzos y deflexiones adicionales. Estos efectos dinámicos se incluyen en un factor por impacto que depende del claro del puente, velocidad del vehículo, rugosidad del pavimento, etc. Los esfuerzos de carga viva producidos por las cargas H o HS, serán incrementados para todos los elementos del grupo (A), el impacto no se aplicará a ningún elemento del grupo (B).

Grupo A .- Superestructura incluyendo columnas de apoyo de acero o concreto, torres de acero, columnas de marcos rígidos y, en general, todos los elementos de la estructura que forman la cimentación.

Grupo B .- Estribos, muros de retención, pilas. Estructuras de madera, banquetas, alcantarillas y estructuras con relleno de más de 90 cm de espesor.

$$I = \frac{15.24}{38.1 + L}$$

En que (I) es la fracción debida al impacto con un máximo de (30%) y (L) la longitud en metros, de la porción cargada del claro para producir el máximo esfuerzo del miembro.

Para el piso del puente, (L) es la longitud del claro de proyecto.

Para miembros transversales como los travesaños, (L) es la longitud del claro.

Para momentos debidos a la carga de camión, (L) es la longitud del claro excepto en los voladizos, en que (L) es la distancia de la sección considerada al extremo más alejado del camión.

Para voladizos ( I = 30 % ).

Para cortante por carga de camión, (L) es la distancia de la sección considerada, a la reacción.

**Fuerzas longitudinales.** En el caso de puentes para caminos, se considerará una fuerza longitudinal igual al 5% de la carga viva, aplicada sobre todos los carriles que tenga el tránsito en la misma dirección, usando carga de carril con carga concentrada de momento sin impacto y con la reducción establecida para el caso de carriles con cargas múltiples. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá a 1.83m arriba de la losa del piso y que ésta se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal debida a la fricción en los apoyos para dilatación, así como la resistencia al esfuerzo cortante en los apoyos de elastómeros, deberá tomarse en cuenta en el proyecto.

**Fuerzas centrífugas.** Esta fuerza dependerá del peso del vehículo, de la segunda potencia de la velocidad y del radio de la curva.

$$FC = \frac{W}{g} \frac{V^2}{R} \dots\dots\dots (1)$$

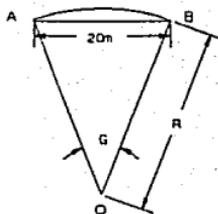
$$\text{sen } \frac{1}{2}G = \frac{10}{R}$$

Con la hipótesis de que: Arco AB = Cuerda AB = R\*G (rad)

$$\therefore G = \frac{AB}{R} = \frac{20}{R}$$

$$G = 57.2958 \frac{20}{R} \text{ (en grados)}$$

$$\therefore G = \frac{1145.92}{R} \quad \text{y} \quad R = \frac{1145.92}{G}$$



Sustituyendo en (1), se tendrá: FC en porciento de la carga viva:

$$FC = \frac{W}{9.81} \frac{V^2}{1146} \left( \frac{1000}{3600} \right)^2 \times G = 0.000687 V^2 \times G$$

$$FC = 0.000687 V^2 G$$

En el caso de medidas inglesas (velocidad en millas/hora); será:

$$FC = 0.00117 S^2 D$$

La fuerza centrífuga se aplicará a 1.83m sobre la superficie del camino, medidos sobre el eje del mismo. La velocidad del proyecto se determinará en función de la sobreelevación prevista en el camino.

Cada carril de proyecto deberá ser cargado con un camión-tipo, colocado en el sitio donde se produzca la carga máxima (no se aplicará en ningún caso, la carga por carril).

**Fuerzas térmicas.** Cuando cambia la temperatura de un cuerpo, también cambian sus dimensiones, se fijará la variación de la misma para el sitio donde vaya a construirse la estructura. Se requieren fuerzas para evitar esos cambios dimensionales, las fuerzas de sujeción, generadas al evitar deformaciones, deben considerarse en el diseño ya que con estas fuerzas se desarrollan esfuerzos en el cuerpo.

La variación de temperatura será, como sigue:

En estructuras de acero,

Para clima moderado, de -18 a 49 °C

Para clima frío, de -34 a 49 °C

En estructuras de concreto, Elevación de temp. Descenso de temp.

Para clima moderado 16.7°C 22.2°C

Para clima frío 19.4°C 25.0°C

Si el coeficiente de expansión térmica del material es  $\alpha$  y  $T$  el cambio en la temperatura, la deformación unitaria de una barra sometida a dilatación o contracción por temperatura, es:

$$\epsilon = \alpha T$$

De acuerdo con la ley de Hooke, el esfuerzo  $f$  en la barra es:

$$f = E\alpha T$$

El coeficiente de expansión térmica, tanto para el concreto como para el acero, es de 0.000011 por grado Centígrado.

## TEMA III.- LINEAS DE INFLUENCIA

### GENERALIDADES.

Varias clases de estructuras importantes están sometidas a cargas dinámicas. Se podría citar como ejemplo los marcos de los edificios industriales que soportan grúas viajeras y transportadoras y las de los puentes para ferrocarril y carretera. En estas estructuras las fuerzas internas varían no sólo con la magnitud de las cargas sino también con sus posiciones. Así, en el diseño de un miembro determinado, como el de un miembro de la armadura de un puente se incluye la determinación de de la posición de la carga, o del conjunto de cargas en movimiento, que produzca la fuerza máxima en el miembro.

En una viga de varios claros el momento flexionante máximo en una sección dada no se produce colocando la carga viva en todos los claros. Si se eligen cargas para colocarlas sólo en ciertas porciones de la viga, se tendrán los valores deseados del momento máximo. Por lo tanto, el ingeniero tiene la tarea adicional de localizar las cargas de manera que produzcan el efecto máximo en la estructura.

Una manera de atacar este problema sería analizar la estructura para muchas posiciones de las cargas en movimiento y elegir las que produzcan el efecto máximo; es claro que éste es un procedimiento relativamente rudimentario y por lo general ineficaz, excepto para las estructuras y cargas más sencillas.

Un procedimiento más general y directo consiste en considerar los efectos de una *carga unitaria* al moverse a lo largo de la estructura.

La *línea de influencia* es un diagrama que representa los valores de una cantidad deseada (reacciones, momentos, cortantes) para cualquier posición de una carga unitaria.

Siguiendo un procedimiento semejante, es posible construir líneas de influencia para momentos internos, fuerzas cortantes, fuerzas axiales o desplazamientos. Es importante tomar en cuenta que una línea de influencia siempre se refiere a la variación de una sola cantidad, en una posición fija. El uso de las líneas de influencia en las estructuras indeterminadas se limita al comportamiento elástico lineal.

La forma de la línea de influencia es muy útil para localizar la posición de la carga que produce el valor máximo de una cantidad en particular. Por lo regular, diferentes posiciones de carga producen valores máximos para el cortante, el momento o la flecha en un punto; por lo tanto, se necesitan líneas de influencia separadas para evaluar los valores máximos de estas cantidades.

Las líneas de influencia se construyen siempre para un valor unitario de la carga en movimiento, y la influencia de una carga  $P$  se determina multiplicando la ordenada de la línea de influencia por  $P$ . Si obran varias cargas, el efecto total es la superposición de los efectos separados. Para una serie de cargas concentradas, el efecto total es  $\sum P_i z_i$ , donde  $P_i$  son las cargas y  $z_i$  son las ordenadas correspondientes de las líneas de influencia. Las líneas de influencia son una parte importante del análisis de cargas para los puentes.

## **LINEAS DE INFLUENCIA PARA VIGAS.**

La línea de influencia para la reacción de una viga se elabora considerando el cambio de su valor a medida que una carga unitaria va recorriendo la viga. Las líneas de influencia también se pueden construir considerando las ecuaciones de equilibrio, en función de la carga unitaria colocada en una posición generalizada (Fig. 3-1a).

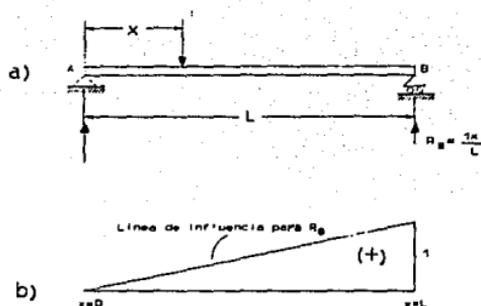


Fig. 3-1. Línea de influencia para  $R_B$ .

En el caso anterior, si se coloca una carga unitaria a una distancia variable  $x$  del extremo izquierdo, al tomar momentos con relación a  $A$  se tiene  $R_B = x/L$ . La gráfica de esta función es la línea de influencia (Fig. 3-1b).

Como segundo ejemplo, se buscará la línea de influencia para el momento en el punto  $C$  de una viga simple (Fig. 3-2a). Cuando la carga unitaria está situada en el punto  $A$ ,  $M_C = 1a - 1a = 0$  (Fig. 3-2b). Con la carga unitaria situada en  $C$ ,  $M_C = aR_A = a(b/L)$ . El momento  $M_C = 0$ , cuando la carga unitaria se encuentra en  $B$  ya que en este caso  $R_A = 0$ .

Con estos tres valores, podemos construir la línea de influencia de  $M_C$  (Fig 3-2d).

Considerese una carga  $P$  que actúa en  $C$ . El momento en  $C$  es  $P$  veces la ordenada de la línea de influencia o sea  $M_C = P(ab/L)$ . Si la carga actúa a la mitad de la distancia entre  $C$  y  $B$ , entonces  $M_C = P(ab/2L)$ .

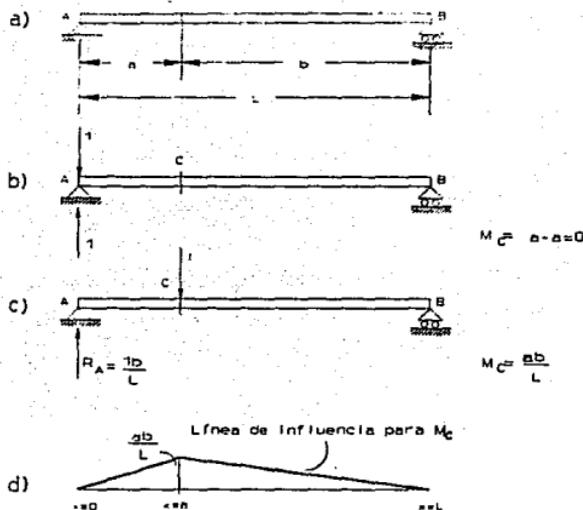


Fig. 3-2. Línea de influencia para  $M_c$ .

En los ejemplos sencillos examinados hasta aquí es evidente dónde debe colocarse la carga de manera que produzca su efecto máximo, sin embargo, en algunos otros casos (por ejemplo, si se desea saber la fuerza máxima en un miembro en particular de una armadura), la forma de la línea de influencia es de gran valor para determinar la posición crítica de la carga.

### EL PRINCIPIO DE MULLER-BRESLAU.

El principio de Müller-Breslau dice que si una reacción (o fuerza interna) actúa a lo largo de una estructura produciendo un desplazamiento, el perfil deformado (curva elástica)

de la estructura es, a cierta escala, la línea de influencia para la reacción en particular (o fuerza interna). Por supuesto, la fuerza y el desplazamiento pueden reemplazarse por un momento y una rotación respectivamente.

La deducción de este principio puede obtenerse de la siguiente forma:

Considérese una estructura cargada por un grupo A de fuerzas independientes y supóngase que se agrega un segundo grupo B de fuerzas. El trabajo efectuado por las fuerzas A que actúan sobre el desplazamiento debido a B será  $W_{AB}$ .

Supóngase ahora que las fuerzas A hubieran estado aplicadas primero en la estructura y que, después, se hubiera aplicado la carga B. El trabajo efectuado por las fuerzas B que actúan sobre los desplazamientos debidos a A será  $W_{BA}$ .

El teorema de los recíprocos expresa que  $W_{AB} = W_{BA}$ .

Con esta ecuación, podemos concluir que, "la deflexión en un punto A debida a una carga en B, es igual a la deflexión en B debida a la misma carga aplicada en A. Además, la rotación en A debida a una carga (o momento) en B, es igual a la rotación en B debida a la misma carga (o momento) aplicada en A", que es el teorema de Maxwell-Betti.

De lo anterior, si queremos encontrar la línea de influencia para una reacción, es decir, trazar las diferentes reacciones R producidas cuando se mueve una carga unitaria sobre una estructura, la cual puede ser estáticamente indeterminada; podemos aplicar el método de las flexibilidades:

$$[D^{RR}] \{R\} + [D^{RX}] \{P\} = 0$$

Se supone que sólo actúa la carga externa unitaria  $P = 1$ , y una redundante R, que es la reacción que queremos determinar. La expresión anterior se reduce a:

$$R = - \frac{D^{Rx}}{D^{RR}}$$

en donde  $D^{Rx}$  representa la deformación en el punto en que actúa la redundante, producida por un valor unitario de la misma.  $D^{RR}$  representa la deformación en el punto  $R$ , de la viga, en donde se supone actúa la fuerza redundante  $R$ , producida por la carga unitaria  $P$ .

Aplicando el teorema de Maxwell-Betti:

$$D^{Rx} = D^{xR}$$

Por lo tanto:

$$R = - \frac{D^{xR}}{D^{RR}}$$

$D^{xR}$ , es la deformación en un punto " $x$ " de la viga, en donde se supone aplicada la carga unitaria  $P$ , producida por una fuerza unitaria que actúa según la redundante cuya línea de influencia se desea obtener.

Mediante el resultado obtenido, basta con suponer una fuerza unitaria, según la redundante y aplicada en el mismo punto. Se calculan las deformaciones en distintos puntos de la viga y en aquél en que se encuentra aplicada la fuerza unitaria. Sustituyendo valores en la expresión anterior, se obtienen distintos coeficientes con los que se puede trazar la línea de influencia de una reacción.

La misma expresión permite interpretar la línea de influencia como proporcional a los desplazamientos que sufre la estructura cuando se somete a una deformación unitaria de signo contrario al de la fuerza unitaria.

Así, la línea de influencia para una reacción se puede obtener con la curva de deflexión resultante de un desplazamiento del soporte (Fig. 3-3a).

En forma similar, se puede obtener la línea de influencia para el cortante a partir de la curva de deflexión producida al cortar la estructura y desplazar los extremos verticales cortados en el punto para el cual se desea la línea de influencia (Fig. 3-3b).

La línea de influencia para el momento de flexión se puede obtener a partir de la curva de deflexión producida al cortar la estructura y girar los extremos cortados en el punto para el cual se desea la línea de influencia (Fig. 3-3c).

También se debe tener en cuenta que la curva de deflexión para una carga unitaria es también la línea de influencia para la deflexión en ese punto (Fig. 3-3d).

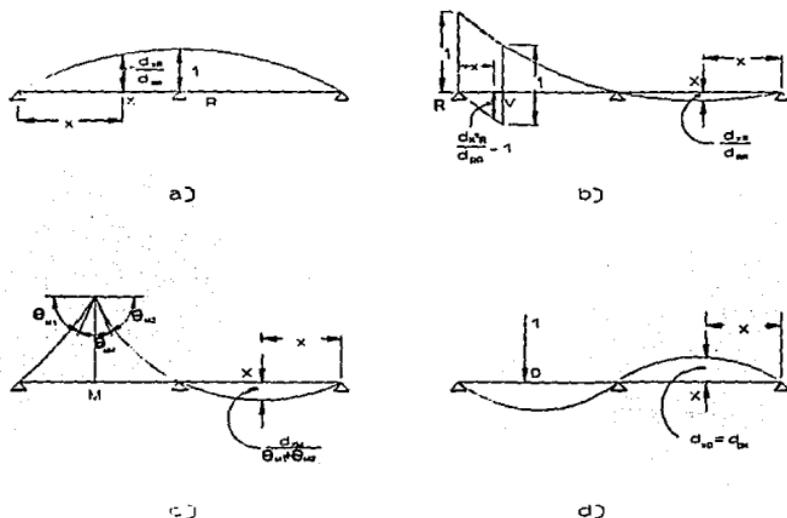


Fig. 3-3. Líneas de influencia para una viga continua que se obtienen con la curva de deflexión: a) reacción en R; b) cortante en V; c) momento flexionante en M; d) deflexión en D.

## **TEMA IV.- CALCULO ESTRUCTURAL.**

### **GENERALIDADES.**

Se tratarán aquellas técnicas que son tratadas de un modo general en el cálculo de estructuras y que tienen una inmediata aplicación en el estudio de la estabilidad y resistencia de puentes.

Tres fases fundamentales se pueden distinguir en el proceso del estudio estructural de una obra de ingeniería: Idealización, Cálculo e Interpretación.

En la primera fase se traduce la obra de ingeniería en un modelo matemático o estructura, que contiene las propiedades más relevantes en relación con su estabilidad. En la fase siguiente, objeto específico del cálculo de estructuras, se analiza, mediante el apoyo de otras ciencias (Matemáticas, Mecánica clásica, Mecánica de materiales, etc.) el modelo matemático anterior, con objeto de obtener una serie de resultados, cuya significación y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición.

### **CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL PUENTE**

En el cálculo de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien diferenciadas: a) magnitudes de tipo estático, tales como reacciones; b) magnitudes de tipo cinemático, referentes a desplazamientos y deformaciones.

Algunas de estas magnitudes tanto estáticas como cinemáticas, son conocidas y se denominan acciones. La determinación de las restantes magnitudes incógnitas (reacciones)

se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Dos clases de ecuaciones relacionan estas magnitudes, en un cálculo estructural:

- a) ecuaciones estáticas, también denominadas condiciones de equilibrio, y que consideran únicamente magnitudes estáticas.
- b) ecuaciones cinemáticas, conocidas asimismo por condiciones de compatibilidad, y que son relaciones entre magnitudes cinemáticas.

El cálculo de una estructura consiste, entonces, en determinar las magnitudes incógnitas (reacciones), estáticas y cinemáticas, que satisfacen, junto con las magnitudes conocidas (acciones), a los dos tipos de ecuaciones anteriores. Es decir, obtener un conjunto de magnitudes estructurales que suponga a la estructura en equilibrio y compatible con sus deformaciones.

Hasta ahora, se ha comentado el cálculo estructural como aquella parte del proceso de análisis que permite determinar, en una estructura definida, su respuesta (movimientos, reacciones y esfuerzos) ante un conjunto de acciones específicas.

Indudablemente, el cálculo exige el conocimiento completo de las características de la estructura que se calcula (dimensiones de los distintos elementos constituyentes, y su conexión), así como las propiedades de los materiales (concreto, acero, etc.) que la componen. Es decir, la estructura corresponde a una *obra real*, que ha sido proyectada, o, al menos, predimensionada. El papel del cálculo se limita a comprobar, y a veces a afinar, la aproximación del diseño. El proyecto se modifica entonces, a partir de la respuesta obtenida, y el cálculo se repite con la nueva estructura modificada. Este proceso iterativo finaliza al alcanzar un proyecto satisfactorio, en su respuesta estructural.

El proceso que se acaba de describir se denomina Análisis (cálculo) y constituye la fase intermedia del Cálculo de Estructuras, entre la Idealización y la Interpretación. Es decir, el cálculo simplemente determina una respuesta, conocida la estructura y las acciones.

Es importante notar que el uso de líneas de influencia y, en general, las ideas de superposición de causas y efectos, son de gran utilidad en el estudio estructural de puentes.

Estructuralmente, un puente es un elemento que salva un claro. Además de las cargas por peso propio y permanentes, se tienen las cargas verticales que proceden del paso de vehículos a través del puente, cuya característica fundamental es que son *móviles*.

Esto implica que, en el cálculo de un puente, se tienen que determinar, en varias secciones, los resultados máximos que pueden producir, en dicho puente, la carga móvil.

Se suele considerar la estructura completa de un puente por tres partes:

- a) Tablero, que recibe directamente las cargas.
- b) Sistema estructural primario, que soporta el piso y salva las cargas entre apoyos.
- c) Subestructura, formada principalmente por pilas, estribos, y sus correspondientes cimentaciones.

Aparte se consideran aquellos elementos fundamentales para un comportamiento adecuado del puente como son: apoyos, barandales, juntas, señalamiento, etc.

#### **ACCIONES.**

La etapa de determinación de las acciones se lleva a cabo, normalmente, mediante la utilización de Reglamentaciones Oficiales sobre puentes.

Las acciones pueden pertenecer a uno de los dos tipos siguientes: fuerzas (fuerzas y momentos) y desplazamientos (desplazamientos y giros). Las primeras se denominan cargas

(concentradas y repartidas, superficiales y lineales) y, los movimientos impuestos, asentamientos. La carga horizontal se denomina empuje, cuando procede del terreno o viento. Existen otras, como frenado y fuerza centrífuga, que presentan también una componente horizontal.

Las acciones a tener en cuenta en el cálculo de un puente de concreto pueden clasificarse de la siguiente manera:

1. Cargas permanentes.

1.1. Peso propio.

1.2. Cargas muertas.

2. Sobrecargas de uso.

2.1 Tren de cargas.

2.2. Frenado.

2.3. Fuerza centrífuga.

2.4. Empuje sobre barandales.

2.5. Sobrecargas de uso específico.

3. Sobrecargas climáticas.

3.1. Viento.

3.2. Nieve.

4. Sobrecargas de terreno.

5. Acciones indirectas.

5.1. Pretensado.

5.2. Fluencia del concreto.

5.3. Contracción del concreto.

5.4. Térmicas.

5.5. Asentamientos.

5.6. Sismo.

5.7. Proceso constructivo.

6. Otras acciones.

6.1. Movimientos de apoyos.

6.2. Vibraciones.

En general, estas acciones se pueden considerar en diferentes *combinaciones de carga*, cuya mayor o menor probabilidad de ocurrencia se impone implícitamente, mediante un valor adecuado del coeficiente de seguridad.

De los tipos de acciones anteriormente citadas, tan solo se consideran, normalmente, las siguientes, de acuerdo con la parte estructural del puente a estudiar.

Tablero: 1.1, 1.2, 2.1, 2.4, 2.5, 5.1 y 5.7.

Estructura principal: 1.1, 1.2, 2.1, 2.3, 2.5, 3.1, 3.2, 5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7.

Apoyos: Todas las cargas consideradas en la estructura principal y, además, 2.2, 3.1, 3.2 y las acciones incluidas en el grupo 4.

En relación a la clasificación de las cargas indicadas al principio, se deben tener presentes las siguientes observaciones:

En puentes de planta recta, los efectos de la fuerza centrífuga son poco importantes.

*El proceso constructivo* debe ser considerado, particularmente en puentes de grandes claros, y puede exigir por sí mismo, un proyecto y cálculo importantes. Deben seguirse con

especial cuidado, todas las fases de construcción del puente. Voladizos sucesivos, empujes desde una orilla, vigas prefabricadas que modifican su sección resistente, son ejemplos, en donde el estudio de los estados constructivos debe ser incluido en un cálculo estructural adecuado. En general, no deben ser consideradas, en los casos normales, las fases de construcción, las cuales, si siguen normas de buena práctica, no deben constituir ninguna acción excepcional. Ejemplos: no ladear una viga prefabricada pretensada, ya que se modifican los esfuerzos de peso propio, o no izarla por la sección central, cuando se supone que va a actuar simplemente apoyada.

Respecto a las sobrecargas de uso indicadas 2.5, en ellas se incluyen las acciones debidas a posibles conducciones de servicio, líneas telefónicas, etc.

Con relación a la actuación del empuje de tierras, se suele utilizar una distribución triangular de valor total  $P = 0.5k\gamma H^2$  siendo, respectivamente  $k$  y  $\gamma$ , un coeficiente que depende del ángulo de fricción interna del material y el peso volumétrico. Las sobrecargas existentes sobre las tierras se suelen considerar como un empuje adicional, asimilando la carga a una altura de tierras equivalentes. Esta altura dependerá de la anchura de reparto de la carga en comparación con el ancho total del estribo, siendo el orden de ésta altura de tierras de 0.75, 1.10 y 1.50 m, según el tipo de puente de carretera, ferrocarril de vía estrecha y ancha respectivamente. Como norma, se deberían disponer los elementos estructurales de modo que no apareciese empuje pasivo, y, si éste es favorable, no debería ser tomado en cuenta.

Los sistemas de apoyo, y, en particular, si son elastoméricos, pueden responder ante acciones rápidas y lentas con distintas características elásticas.

## PARAMETROS DETERMINANTES DEL CALCULO.

Desde el punto de vista de su cálculo, se puede considerar el puente dividido en tres partes bien diferenciadas:

- Tablero.
- Sistema estructural primario.
- Subestructura.

El tablero representa la parte estructural en contacto con las cargas de tráfico, y que transmite éstas a los elementos principales o sistema estructural primario. Este sistema estructural salva el claro, en el sentido de que la carga actuante se transmite a los apoyos. Por último, la subestructura realiza la operación estructural de dispersión de las fuerzas en los apoyos sobre el terreno de cimentación.

Existen, en un puente, parámetros característicos que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo más adecuado en cada caso, y pueden agruparse en las tres categorías siguientes:

- a) Forma de la sección transversal (Fig 4-1).
- b) Geometría en planta (Fig 4-2).
- c) Condiciones de bordes y apoyos (Fig 4-3).

A continuación se comentan, con detalle, cada uno de los grupos anteriores de parámetros:

- a) Forma de la sección transversal.

La forma más simple está constituida por la losa maciza, que normalmente es de concreto armado, si bien la utilización del pretensado en este tipo es cada vez más intensa.

Como el peso propio es importante en la losa maciza de sección uniforme (Fig.4-1a), se actúa en dos direcciones para aminorar sus efectos: una es la variación transversal del espesor, incrementándolo en las cercanías de los ejes de apoyo (Fig. 4-1b) y obteniendo, así, la transición hacia el puente de vigas. La otra posibilidad corresponde a las losas aligeradas con alvéolos circulares o rectangulares (Figs 4-1c y 4-1d). La técnica de obtención de estos alvéolos es con formas de poliestireno expandido.

Un paso más en el aligeramiento de la sección consiste en distinguir la losa colada y las vigas, que pueden ser, estas últimas construidas "in situ" con la losa (Fig 4-1f), o ser prefabricadas y montadas (Fig. 4-1e).

Un avance mayor, ya apuntado en el aligeramiento de las secciones, corresponde al indicado en las figuras 4-1g y 4-1h, donde la proporción del aligeramiento a la sección total es muy elevada, produciendo una sección transversal adecuada para claros medios y grandes, con una fuerte rigidez a torsión. Aparece la sección cajón o de vigas cajón, según los casos.

#### b) Geometría en planta.

Considerando la geometría en planta del puente, la forma más simple de cálculo corresponde al tablero recto o de planta rectangular.

El esviaje, definido por el ángulo  $\alpha$ , del tablero oblicuo debe ser considerado en el cálculo cuando el ángulo de oblicuidad supera un valor crítico, generalmente unos  $20^\circ$ .

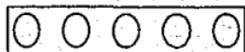
El tablero circular constituye otra forma particularmente simple de estudiar, si bien su cálculo no es tan conocido y utilizado como en el caso de la losa rectangular.



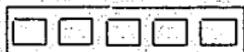
a) losa espesor uniforme



b) losa espesor variable



c) losa aligerada circular



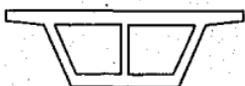
d) losa aligerada rectangular



e) puentes de vigas prefabricadas



f) puentes de vigas coladas "in situ"



g) sección cajón bicecular



h) sección cajones múltiples

Fig 4-1. Forma de la sección transversal.

Dejando aparte las plantas geométricas simples indicadas en las figuras 4-2a, 4-2b y 4-2c, algunas plantas, a veces, se bifurcan en doble tablero, caso típico de una rampa de entrada o salida en una autopista, se representan en las figuras 4-2d y 4-2e.

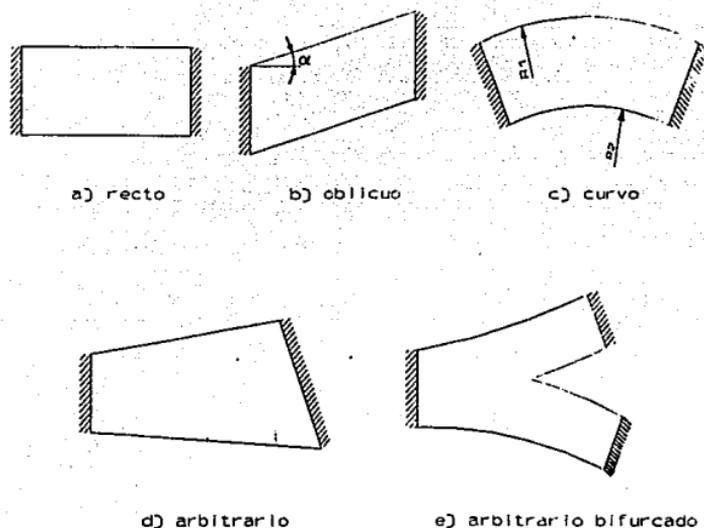


Fig. 4-2. Geometría de la placa.

c) Condiciones de bordes y apoyos.

En la figura 4-3, se muestran de forma esquemática, diferentes condiciones de apoyo. Sin embargo, no se representan los distintos grados de libertad que podrían ser restringidos en cada apoyo. El caso de un eje de apoyo a lo largo de todo un borde recto es particularmente sencillo de cálculo cuando está constituido por las condiciones de apoyo simple, es decir, desplazamiento vertical y momento flexionante alrededor del borde, nulos.

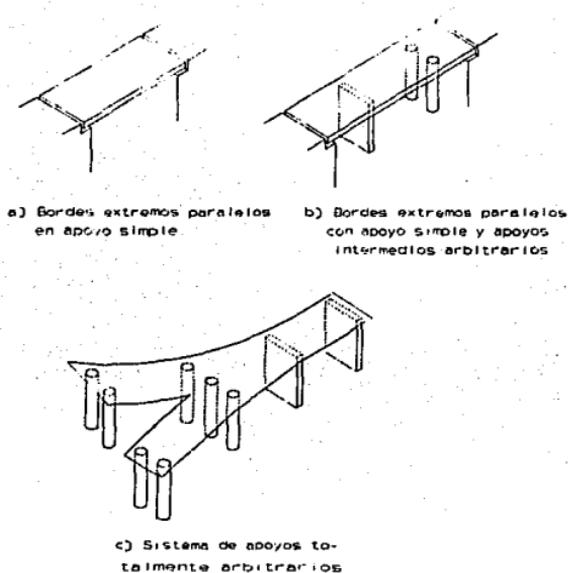


Fig. 4-3. Disposición de los apoyos.

### CLASIFICACION DE MODELOS Y CALCULOS ESTRUCTURALES.

Como ya se indicó anteriormente, un mismo puente puede ser idealizado de varias formas diferentes. Así pues, no existe una correspondencia biunívoca entre el tipo de puente y el método de cálculo más adecuado. No obstante, comentaré las relaciones existentes más frecuentes.

Primeramente conviene dividir los modelos estructurales, en su relación con el cálculo, en tres grandes grupos:

- a) monodimensionales.
- b) bidimensionales.
- c) tridimensionales.

El modelo monodimensional maneja elementos barras o monodimensionales. Un elemento barra se caracteriza por una línea y dos puntos extremos o nudos. La barra puede ser recta o curva (Fig. 4-4) y un solo parámetro define la posición de cada punto.

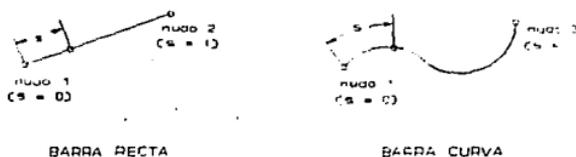


Fig. 4-4. Elementos monodimensionales (1-d).

El elemento monodimensional (1-D) constituye una idealización de formas con dos dimensiones muy pequeñas respecto a otra denominada longitud. Las cantidades escalares (inercias, áreas, etc.) o características mecánicas de la barra definen totalmente a ésta como estructura.

Así un modelo monodimensional esta compuesto de nudos y barras (Fig. 4-5)

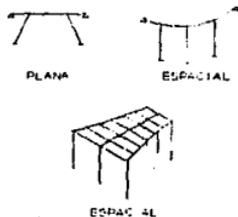


Fig. 4-5. Estructuras monodimensionales.

El modelo bidimensional se compone de sistemas de placas de barras, es decir, de elementos mono y bidimensionales. Un elemento bidimensional (2-D) se caracteriza por una superficie y un elemento o elementos monodimensionales a lo largo de su contorno. Se puede realizar la clasificación en elementos planos y curvados, y son necesarios dos parámetros  $S_1$  y  $S_2$  para definir la posición de un punto del elemento (Fig. 4-6).

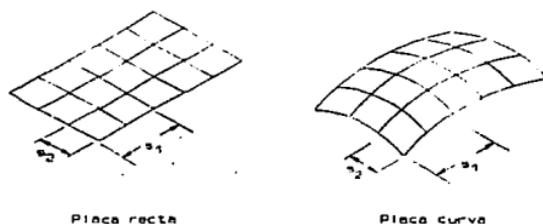


Fig. 4-6. Elementos bidimensionales (2-D).

El elemento bidimensional surge como idealización de un volumen con una dimensión, espesor, muy pequeña frente a las otras dos.

En resumen, un modelo bidimensional corresponde a una estructura compuesta de placas y barras (Fig. 4-7).

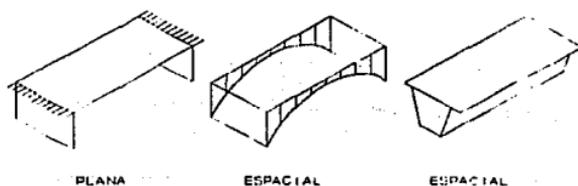


Fig. 4-7. Estructuras bidimensionales.

El modelo tridimensional corresponde a elementos tridimensionales (3-D), es decir, con elementos cuyas tres dimensiones son comparables entre sí.

En general, el puente se idealiza, en ciertos casos, según estructuras mono o bidimensionales, dependiendo de las categorías ya reseñadas: sección transversal, geometría en planta y disposición de apoyos.

El cálculo estructural se puede dividir frecuentemente según el número de grados de libertad por nudo, de la estructura<sup>1</sup>. Así se denomina cálculo monodimensional, bidimensional o tridimensional, según que el número de grados de libertad por nudo sea uno, tres o seis, respectivamente.

#### **TIPOS DE CALCULO DE TABLEROS.**

Teniendo en cuenta las observaciones anteriores, en términos generales las idealizaciones y métodos de cálculo más usuales en puentes siguen las siguientes fases:

1. Cálculo del tablero como elemento bidimensional para obtener:
  - a) Los esfuerzos transversales, en particular, momentos flexionantes.
  - b) El reparto transversal de los esfuerzos longitudinales (principalmente momentos flexionantes, cortantes y reacciones).
2. Cálculo de sistema estructural primario, como un sistema de elementos monodimensionales. Los resultados de este cálculo corresponden a esfuerzos aplicados a

---

<sup>1</sup> Se denomina grados de libertad de un nudo a las componentes de los desplazamientos que pueda tener, dependiendo éstos de las restricciones impuestas en los apoyos. Por comodidad, es común que se tomen las componentes del desplazamiento en cada una de las tres direcciones de los ejes de coordenadas. En una estructura tridimensional pueden existir seis grados de libertad por nudo y en una estructura de dos dimensiones, tres grados de libertad por cada nudo.

todo el ancho de la sección (o esfuerzos medios unitarios, si se dividen por este ancho) y deben ser mayorados por coeficientes de reparto deducidos de la parte I del cálculo del tablero.

Dentro del cálculo de puentes se denomina *cálculo longitudinal* (a todo ancho) al análisis correspondiente al apartado 2 del cálculo anterior. Análogamente, el *cálculo transversal* comprende los dos cálculos incluidos en el apartado 1. El enlace entre ambos (longitudinal y transversal) se realiza a través del coeficiente de reparto de la sobrecarga.

Este tipo de análisis de puentes, dividiéndolo en un cálculo longitudinal y otro transversal, es muy frecuente y corresponde a geometría en planta regular o casi regular, sin oblicuidad importante. Los soportes están distribuidos de forma uniforme en cada sección de apoyos, para considerar una idealización adecuada en todo el ancho de la sección de apoyos.

#### **ELECCION DEL METODO DE CALCULO.**

Se deduce de lo anterior que, en el análisis de puentes, el estudio estructural del tablero representa probablemente, la parte más característica de su cálculo, el problema más agudo, corresponde al estudio transversal del tablero. Este análisis transversal puede exigir modelos estructurales bidimensionales o tridimensionales, según los casos.

Existen métodos de cálculo y modelos estructurales que han surgido y se han desarrollado, fundamentalmente, para su aplicación a tableros de puentes. Estos métodos de cálculo - bidimensional, algunos (tosa ortótropa, emparrillado plano, etc.) y tridimensional, otros (lámina plegada, entramado espacial, etc.)- pueden ser utilizados como herramienta en el análisis transversal del tablero, o bien, directamente, en muchas situaciones, para el estudio conjunto longitudinal-transversal del mismo.

A continuación, se presentan los métodos principales de cálculo de tableros de puentes, describiendo brevemente sus principales características y rango de aplicación.

1. El modelo estructural de losa ortótropa consiste en idealizar el tablero en una estructura (2-D) plana, con características elastomecánicas constantes o variables en los distintos puntos de la placa, pero conservando dos direcciones principales
2. El modelo estructural lámina plegada corresponde a una estructura compuesta por distintos elementos (2-D) no coplanares, en general, pero todos ellos paralelos o "fundamentalmente" paralelos a una dirección determinada, que corresponden a la idealización del claro del tablero del puente.
3. El emparrillado plano es un modelo estructural (1-D), si bien el cálculo es bidimensional ya que existen tres grados de libertad por nudo, como en la placa ortótropa, de la que a veces constituye una idealización de más fácil análisis estructural.
4. El método de los elementos finitos constituye, actualmente, la más potente herramienta de cálculo que existe a disposición del ingeniero. El proceso de idealización estructural se puede realizar dentro de esta técnica de cálculo con el mínimo de complicación y artificio. En el caso de la representación de estructuras generales, es decir, compuestas de elementos (1-D) y (2-D) sin un plano común, la idealización y cálculo estructural posterior se llevan a cabo mediante elementos finitos específicos: elementos viga, placas, lámina plana y lámina curvada.

## CALCULO LONGITUDINAL.

El cálculo longitudinal tiene como objetivo determinar los esfuerzos totales en cada sección del puente, considerando éste como un conjunto de elementos (1-D). Generalmente, salvo casos excepcionales, no es suficiente este cálculo para dimensionar adecuadamente un puente, necesitándose el estudio transversal, es decir, el conocimiento de cómo estos esfuerzos totales se distribuyen transversalmente en cada sección.

El cálculo longitudinal de la estructura primaria del puente permite obtener, en cada sección, los esfuerzos a todo ancho, mediante una primera idealización estructural, compuesta de elementos barras y nudos, es decir, una estructura 1-D.

Una primera clasificación del cálculo de la estructura primaria del puente puede ser: convencional (o manual) y matricial (o con computadora). Si el número de nudos es pequeño, puede utilizarse el primero, pero, en caso contrario, particularmente si existen paquetes de computación que ayuden a la solución del análisis estructural, debe adoptarse el segundo.

Conviene tener presente que, en un puente, la característica común a muchas acciones de sobrecarga es su movilidad, por lo que, en general, se necesita el conocimiento de las *líneas de influencia*. Este concepto permite, mediante una sencilla suma, comparar distintas posiciones de la sobrecarga y, así, deducir la más desfavorable. La determinación de las líneas de influencia puede realizarse de forma convencional, mediante el método de las acciones unitarias. En el caso de desear conocer sólo un número pequeño de líneas de influencia, el procedimiento que hace uso de la aplicación del teorema de reciprocidad puede ser ventajoso, la ventaja de la utilización del teorema de reciprocidad, en relación con

el método de las acciones unitarias, en la determinación de líneas de influencia, se manifiesta en las estructuras de nudos desplazables, y en los casos de pocas líneas de influencia.

Si se utilizan programas estructurales de computadora, normalmente es preferible el método del teorema de reciprocidad, haciendo uso del concepto rigidez lineal o angular, según se desee conocer la línea de influencia de un momento o la línea de influencia de una fuerza, respectivamente. Es importante considerar, en particular, en el caso del desplazamiento unidad (rigidez lineal), que éste se aplica sobre la estructura original sin necesidad de introducir ninguna liberalización, obteniéndose, de esta forma, todas las líneas de influencia como distintas hipótesis de carga sobre la misma estructura inicial.

Conviene observar, asimismo, que todos los movimientos (giros y desplazamientos) obtenidos en el cálculo representan distintas líneas de influencia, correspondientes al mismo tipo del resultado, pero bajo acción móvil unitaria diferente (momento o fuerza móvil).

El cálculo longitudinal de un puente construido "in situ", todo su tramo, puede dividirse en las siguientes fases:

1. Determinación de las características mecánicas de las secciones (inercias, áreas, posición del centro de gravedad, etc.) y de las vigas (rigideces).
2. Obtención de las líneas de influencia mediante el procedimiento de las acciones unitarias, o aplicación del teorema de la reciprocidad en las distintas secciones de cálculo.
3. Cálculo de los esfuerzos debidos al peso propio (pp), superestructura (se) y sobrecargas (sc). Combinaciones más desfavorables de los estados de carga anteriores.

4. Diseño de acero longitudinal.
5. Diseño de acero longitudinal de la sección transversal, considerando los momentos torsionantes obtenidos del análisis transversal.
6. Diseño de acero por cortante.
7. Pruebas de carga: Flechas.

Las fase anteriores son típicas de un cálculo longitudinal del tablero. Indudablemente, en algunas de estas fases, se necesita el conocimiento de resultados característicos de un cálculo transversal. Asimismo, el cálculo longitudinal incluye el estudio de los esfuerzos totales en cada sección de los restantes elementos del puente, además de la estructura primaria, tales como apoyos, pilas y cimentación.

#### **ESTUDIO DE PILAS Y APOYOS. ESTRIBOS Y CIMENTACION.**

Desde el punto de vista del cálculo, estos elementos no presentan dificultad especial, a excepción del estudio de las hipótesis o combinaciones de carga que deben considerarse.

En particular, los apoyos se calculan de acuerdo con los siguientes pasos:

1. Determinación de las reacciones exteriores, deducidas del cálculo longitudinal del tablero. Muchas veces, en este cálculo no se considera la posible elasticidad de los apoyos (ejemplo: neopreno) y puede ser de interés la comprobación de su importancia en el caso de tableros muy rígidos o soportes muy flexibles.

Estas reacciones, en general, serán fuerzas verticales, momento de torsión y (en el caso de empotramiento) momento de flexión longitudinal. A veces, es de interés conocer los movimientos (giros o desplazamientos) que se producen en los apoyos, para conocer si son admisibles, o para el diseño de las correspondientes juntas.

Las reacciones se calcularán por separado para combinarlas según las distintas hipótesis.

2. Determinación de las acciones horizontales y las reacciones correspondientes en los apoyos (y movimientos).

Estas acciones se dividen en longitudinales y transversales. Las primeras comprenden: acciones rápidas (frenado y sismo) y lentas (temperatura, fluencia).

Las acciones transversales son todas ellas rápidas (viento, fuerza centrífuga y sismo).

Las pilas se estudian a continuación, a partir de los esfuerzos máximos obtenidos en los apoyos y de las acciones directas sobre los mismos (viento, empuje del agua, sismo, así como peso propio). En general, se tendrán pilas y apoyos sometidos a flexocompresión.

Con respecto a los estribos, se calculan de modo análogo a las pilas. Debiéndose introducir el empuje activo o pasivo de las tierras que contiene, así como la sobrecarga actuante (en general representa un incremento de altura de tierras).

Los cimientos siguen principios de cálculo bien conocidos. Debiéndose comprobar la estabilidad de la cimentación y posteriormente, hacer el cálculo estructural, considerando-la como una cimentación rígida o flexible, según los casos.

Por último, si bien no es lo más frecuente, el estudio de la influencia de un asentamiento (giro o desplazamiento en la cimentación) puede ser considerado.

Existen otros elementos estructurales (articulaciones, apoyos especiales, etc.), o no estructurales, que deben ser considerados y estudiados con detalle, en un proyecto correcto.

## **REPARTO TRANSVERSAL.**

El reparto transversal de las cargas concentradas constituye un problema característico de ciertos tipos de puentes. Particularmente, en los puentes de vigas, interesa conocer la proporción de carga que resiste cada una, cuando la sobrecarga se encuentra en posición excéntrica transversalmente. Este problema ha sido estudiado desde hace muchos años. En la época pre-computador, la solución se dirigía a modelar el tablero como una estructura continua. Actualmente, la dirección es tratar el tablero como un conjunto discreto de elementos estructurales: vigas y losas. Esta última metodología es posible gracias a la enorme capacidad de cálculo que representa la computadora. Dentro del primer tipo de modelos diseñados para el estudio del reparto transversal, ocupa un lugar importante el método de Guyon-Massonet-Rowe.

A continuación se procede a describir las características para puentes rectos del método de Guyon-Massonet-Rowe. Pero, antes, se comentará la aproximación del método de Courbon, como introducción a la temática del reparto transversal de la sobrecarga.

### **METODO DE COURBON**

Este método también denominado de reparto rígido, constituye el caso extremo de distribución transversal de las cargas entre las vigas. En efecto, la rigidez transversal puede variar entre dos valores límites: a) Nula, si las vigas se colocan una al lado de otras, sin ningún tipo de conexión entre ellas (Fig. 4-8a). b) Infinita, en el caso de existencia de vigas transversales muy cercanas entre sí, o en general, si la sección se puede considerar transversalmente rígida (Fig. 4-8c). En la primera situación, la carga actuante sobre una viga es resistida únicamente por ésta, sin colaboración de las vecinas. En el caso de tablero con

rigidez transversal infinita, su deformada transversal bajo la actuación de una carga permanece siempre recta, sin inflexiones ni curvaturas de ningún tipo. Este comportamiento ha sido estudiado por Courbon en uno de sus métodos de cálculo.

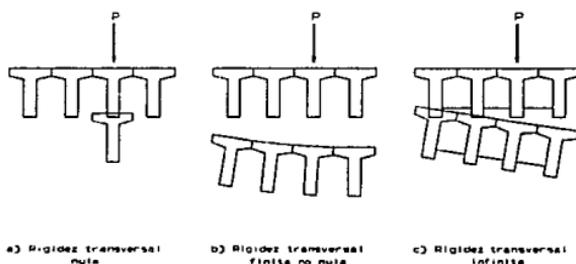


Fig. 4-8. Reparto transversal de la sobrecarga.

Se supone, por simplicidad, que el tablero es simétrico, caso más frecuente de la práctica, y la extensión a otras situaciones es directa. La carga actuante se descompone en simétrica y antisimétrica (fig 4-9).

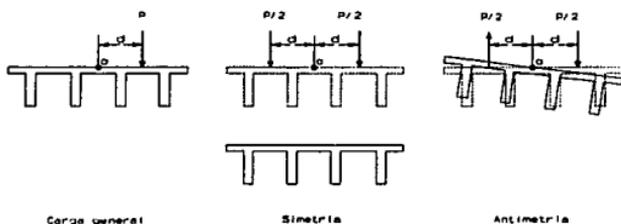


Fig. 4-9. Descomposición de la carga.

La primera parte de la carga se reparte proporcionalmente a las inercias de las vigas, ya que se supone el puente recto y los claros de todas ellas iguales, con lo que tienen la misma flecha. Entonces se tiene que la carga  $P'_n$  que actúa sobre la viga  $n$  es:

$$P_n = P \frac{I_n}{\sum I_n} \quad (\text{siendo } I_n \text{ la inercia de la viga n-sima}).$$

En el caso antisimétrico, sólo existe un giro del tablero, sin descenso del punto central. Por lo tanto, la flecha es proporcional a la distancia  $x_n$ , de la viga al punto central O, y, a su vez, la carga que soporta cada viga es proporcional a la flecha y a la inercia de la viga. Se puede escribir, como sigue, para la carga en la viga n:

$$P_n'' = k x_n I_n$$

Considerando equilibrio de momentos, respecto a O, de todas las fuerzas actuantes sobre el tablero, se deduce:

$$Pd = \sum P_n'' \cdot x_n = k \sum x_n^2 I_n$$

es decir,

$$k = \frac{Pd}{\sum x_n^2 I_n}$$

La carga sobre la viga n-sima vale:

$$P_n'' = Pd \frac{x_n I_n}{\sum x_n^2 I_n}$$

Finalmente, la carga total que soporta cada viga es:

$$P_n = P_n' + P_n'' = P \frac{I_n}{\sum I_n} \left( 1 + d \frac{x_n \sum I_n}{\sum x_n^2 I_n} \right)$$

Se comprueba la igualdad de fuerzas verticales:

$$\sum P_n = P$$

Por consiguiente, los coeficientes de reparto transversal de las cargas, esto es, la fracción de la carga que se lleva cada viga, tienen como valores:

$$\frac{I_n}{\sum I_n} \left( 1 + d \frac{x_n \sum I_n}{\sum x_n^2 I_n} \right)$$

Si todas las vigas son iguales, y su número es N, el coeficiente de reparto anterior para la viga n, es:

$$\frac{1}{N} \left( 1 + d \frac{x_n \cdot N}{\sum x_n^2} \right)$$

En estas expresiones la distancia  $x_n$  tiene un signo, positivo si la viga está al mismo lado que la carga del centro del tablero, y, negativo, en caso contrario.

#### **METODO DE GUYON- MASSONET-ROWE.**

Constituye un método usual de análisis de tableros de vigas, y utiliza, como procedimiento de cálculo, la reducción del tablero a la estructura losa ortótropa, lo cual será tanto más aproximado cuanto mayor número de vigas longitudinales y transversales existan. Este método del cálculo de la losa lo inicio Guyon considerando nula la rigidez torsional del tablero, posteriormente, Massonnet estudió el caso de tableros con rigidez torsional y Rowe lo mejoró en lo que se refiere a momentos transversales, al tener en cuenta el coeficiente de Poisson.

Dos coeficientes definen a la losa ortótropa equivalente. El primero es el introducido por Guyon, denominado de *entrecruzamiento* ( $\theta$ ), que tiene en cuenta la relación de claro a ancho del tablero y las rigideces a flexión en las dos direcciones perpendiculares. El segundo coeficiente es el de *torsión* ( $\alpha$ ), debido a Massonnet, que depende de la relación de

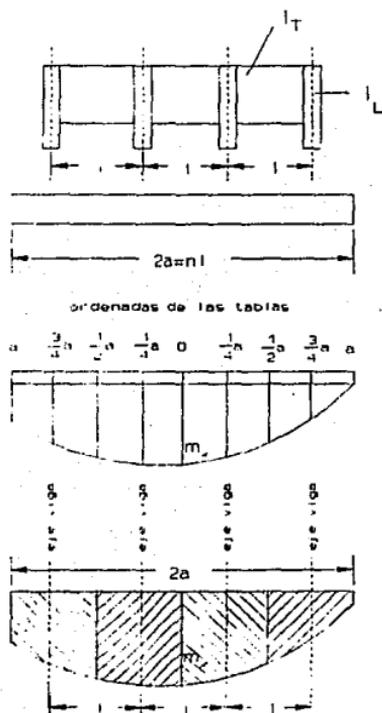
coeficientes de elasticidad longitudinal y transversal y de la relación de rigideces a torsión en las dos direcciones principales, interviniendo también las rigideces a flexión, consideradas en el anterior. Este segundo coeficiente varía desde 0, caso límite teórico de no existir rigidez torsional a la unidad para losa isotropa, sin embargo, pueden producirse situaciones reales en donde es mayor que 1.

La facilidad que ofrece este método reside en que se han tabulado los valores de los factores de distribución para una fuerza unitaria situada en nueve puntos equidistantes de la sección media del tablero (en realidad sólo en cinco, pues los otros cuatro están en simetría respecto al central) para un gran número de valores del coeficiente  $\theta$  y los valores extremos del coeficiente  $\alpha$ . Para los valores intermedios de este último coeficiente se da una fórmula de interpolación sencilla.

Como ya hemos anticipado, este método nos proporciona los *factores de distribución*, que son los coeficientes por los que hay que multiplicar la flecha uniforme que tomaría el tablero si las cargas aisladas se distribuyeran uniformemente en la faja transversal correspondiente, para obtener la flecha en los diferentes puntos de una sección transversal. Aquella flecha es también la media de las que toman los puntos de dicha sección transversal. En realidad se obtienen los factores de distribución para los puntos de la sección central, pero puede servir para cualquiera otra, pues se supone que las deformadas de todas las secciones transversales del tablero son semejantes.

También sirven estos mismos factores de distribución para obtener los momentos flexionantes unitarios en los mismos puntos de dicha sección partiendo del momento flexionante total, que, naturalmente, hay que reducirlo previamente a momento unitario

medio dividiéndolo por el ancho de la sección. La hipótesis de semejanza de todas las deformadas se traduce ahora en semejanza de todos los diagramas de momentos flexionantes longitudinales en cualquier sección longitudinal, y los de distribución de momentos flexionantes unitarios longitudinales, en cualquier sección transversal.



#### CARACTERISTICAS

$$i_L = \frac{I_L}{L} \quad \Sigma I_L = n l i_L$$

$$i_T = \frac{I_T}{L}$$

#### COEFICIENTE DE ENTRECruzAMIENTO

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{i_L}{I_T}}$$

#### COEFICIENTE DE TORSION

$$\alpha = \frac{G}{2E} \frac{j_L + j_T}{\sqrt{i_L i_T}}$$

#### FORMULA DE INTERPOLACION

$$k_x = k_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

#### MOMENTOS LONGITUDINALES POR VIGA

$$M_x = \int m_x dx$$

Los factores de distribución se dan tabulados para actuaciones de fuerza unitaria en un cierto número de puntos de la sección transversal. Pueden agruparse en líneas de influencia, es decir, de valores en uno de los puntos cuando la fuerza está en cada uno de los demás, o en diagramas simultáneos de la distribución de los mismos cuando la fuerza está en un punto determinado. En este caso tenemos curvas semejantes a la deformada de la sección cuando la fuerza está situada en el mismo punto. Podemos formar un cuadro de doble entrada con las mismas posiciones de fuerza que puntos de momentos, el cual será simétrico con respecto a la diagonal principal, como ocurre en todos los cuadros de líneas de influencia; pero lo será además con respecto a la otra diagonal, en virtud del teorema de Maxwell, ya que la línea de influencia de las flechas en un punto es la deformada para la fuerza unitaria actuando en dicho punto.

Partiendo de un cuadro de este tipo, si conocemos las fuerzas totales que actúan sobre cada viga, bastará multiplicar sus valores por los factores de distribución de la viga correspondiente para obtener, por suma de todos los que van apareciendo en cada sección, las cantidades proporcionalmente a las cuales es preciso repartir el momento flexionante total de la hipótesis de cargas que se esté considerando. Por consiguiente, los coeficientes de distribución definitivos de esa hipótesis se obtendrán dividiendo dichas sumas por la de las fuerzas en todas las vigas.

De este modo tenemos resuelto el problema de los momentos flexionantes longitudinales, aunque se recomienda por Guyon incrementar los valores obtenidos en un 10 % para tener en cuenta que en los desarrollos en serie de Fourier se han tomado

únicamente los primeros términos, lo que, si es bastante aproximado en flechas, no lo es tanto en momentos flexionantes que están dos integraciones antes.

En el cálculo de los momentos flexionantes transversales tenemos las ecuaciones (1), en la cual influye no sólo la distancia transversal del punto que se considere y la faja longitudinal en que están aplicadas las fuerzas, como ocurría en los momentos longitudinales, sino que también la forma de distribución de estas fuerzas y la sección transversal de que se trate, pero dentro de cada sección interesa únicamente el momento flexionante en el punto central (punto 0 de los gráficos), que es donde tiene su valor máximo.

(1) EXPRESION GENERAL (ROWE)

$$m_x = \frac{M}{2b} k = -D \frac{\delta^2 w}{\delta x^2}$$

$$m_y = -N \left[ \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} + \nu \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \right] = b \left[ \mu_1 H_1 \operatorname{sen} \frac{\pi x}{L} + \mu_2 H_2 \operatorname{sen} \frac{2\pi x}{L} + \dots + \mu_m H_m \operatorname{sen} \frac{m\pi x}{L} \right]$$

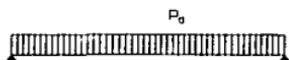
Los parámetros  $\mu$  son los que corresponden al influjo primero, que es el que varía con los dos coeficientes  $\theta$  y  $\alpha$ , y se dan también en gráficos correspondientes a los mismos puntos de una sección en función de  $\theta$  y para los valores extremos del coeficiente  $\alpha$  interpolando entre ellos mediante la misma fórmula de interpolación que en los factores de carga unitarios de los momentos longitudinales.

En momentos transversales la convergencia de la serie es mucho más lenta que en los momentos longitudinales y es preciso tomar por lo menos tres términos y en algunos hasta cinco. Los valores sucesivos de  $\mu$  corresponden a valores de  $\theta$ ,  $2\theta$ ,  $3\theta$ , etc.; pero como

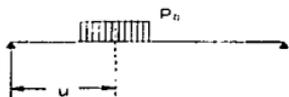
los gráficos tienen esta variable como abscisa, pueden obtenerse en el mismo todos los que sean necesarios. Ya hemos indicado que en la práctica el momento flexionante transversal que interesa es del punto central, y, por consiguiente, se deducirán los valores globales de los  $\mu$  para varios trenes de carga, partiendo de las líneas de influencia de los unitarios en ese punto, lo que nos permite además obtener las posiciones más desfavorables de los trenes o hileras de ruedas.

El segundo factor de cada término es el coeficiente  $H_m$  que depende únicamente de la distribución longitudinal de las fuerzas en cada hilera. Viene dado por los valores que se han reunido en las fórmulas (2) y sirve para todas las secciones transversales.

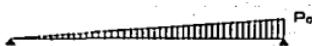
## (2) VALOR DEL TERMINO H PARA DISTINTAS CARGAS.



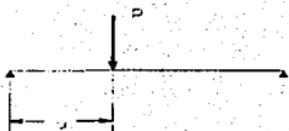
Uniforme total  $H_m = \frac{4P_0 \cdot \text{sen}^2 \frac{m}{2}}{m}$



Rectangular (2c)  $H_m = \frac{4P_0 \cdot \text{sen} \frac{m \cdot u}{L} \cdot \text{sen} \frac{m \cdot c}{L}}{m}$



Triangular total  $H_m = \frac{2P_0 \cdot \cos m}{m}$



Aislada  $H_m = \frac{2P \cdot \text{sen} \frac{m \cdot u}{L}}{m}$

El tercer factor, que define la posición de la sección, depende exclusivamente de  $x$  en función senoidal. En la sección central toma los valores de 1 y 0, para los términos donde entran múltiplos de  $\theta$  impares y pares respectivamente.

Las tabulaciones se han establecido, como ya hemos indicado, en puntos a los octavos del ancho de la sección, los cuales, salvo caso accidental, no coincidirán con los de ejes de vigas longitudinales. Existe, por lo tanto, un primer desajuste entre los planos de actuación de las hileras longitudinales de fuerzas que llevamos previamente a los planos medios de vigas, y los puntos de la tabulación, que es donde tenemos calculados los valores de los factores unitarios de reparto. Por la misma causa tenemos un desajuste final al tener los factores globales de repartición calculados en los puntos de tabulación y no en los puntos de paso de la viga. El primer desajuste obliga a considerar hileras de cargas equivalentes a las que actúan sobre las vigas trasladadas a las líneas longitudinales correspondientes a los puntos de tabulación. En el segundo desajuste, como los factores de distribución global tienen una distribución continua en sección transversal, basta tomar la ordenada media en el segmento que corresponde a la zona de tablero que afecta a cada una de las vigas.

El cálculo de los momentos flexionantes máximos longitudinales requiere un cálculo independiente para cada viga, determinando previamente las distribuciones más desfavorables de los trenes. En general basta con dos posiciones extremas de éstos, una agrupándolos lo más apretadamente posible en el centro y otra llevándolos hasta situarlos a la distancia más próxima posible del bordillo, es decir con la máxima excentricidad. La primera proporciona las solicitaciones más desfavorables para las vigas centrales, y la segunda las de la misma categoría en las vigas laterales.

## ABACOS DE CUSENS Y PAMA.

El método de Guyon-Massonet-Rowe, cuya aplicación ha sido descrita, representó, una importante aportación en el cálculo de puentes, cuando no se contaba con la ayuda de computadora. La tabulación desarrollada por Barés-Massonet y los ábacos deducidos por Morice- Little-Rowe permitían calcular, de un modo simple, una losa ortótropa rectangular simplemente apoyada. Sin embargo, esta tabulación supuso una serie de simplificaciones necesarias, pero que actualmente pueden ser evitadas con los modernos medios de computación. Algunas de ellas son:

- La consideración del coeficiente de Poisson no ha sido consistente en todo el cálculo. Por ejemplo, en las condiciones de borde libre, los términos afectados por este coeficiente no son tomados en cuenta.
- Se utiliza únicamente el primer término del desarrollo de la carga en serie de Fourier para obtener las flechas y los momentos flectores longitudinales ( en realidad sus coeficientes de reparto ). Por otra parte, se suponen estos últimos independientes de la abscisa o sección transversal.
- Existen tableros muy rígidos a la torsión (del tipo de vigas cajón), en los cuales el parámetro de torsión  $\alpha$  es mayor que la unidad. Por lo tanto, para estos tableros no es posible aplicar los ábacos y tablas existentes que son únicamente válidos para tableros con valores de  $\alpha$  menores o iguales que 1.
- La determinación de los momentos flexionantes transversales es, en general, laboriosa, incluso si se considera un número reducido de términos de la serie.

- La fórmula de interpolación de los coeficientes  $k_n$  y  $\mu_n$ , en función de los dos casos extremos ( $k_0$  y  $k_1$ ) y ( $\mu_0$  y  $\mu_1$ ), es evidentemente aproximada.

Cusens y Pama (1969) han ampliado y perfeccionado los ábacos de Massonnet y Rowe, introduciendo una serie de refinamientos que son:

- Consideración del coeficiente de Poisson de un modo lógicamente consistente en todo el análisis y determinación de los distintos esfuerzos.

- Utilización de nueve términos del desarrollo en serie de la carga para la obtención de las flechas y momentos flectores longitudinales.

- Introducción del concepto de "ensanchamiento", con objeto de tener en cuenta la posición relativa de la carga y las secciones en las que se desea obtener el momento longitudinal.

- Obtención de los momentos flexionantes transversales en función del momento medio longitudinal, definiendo un nuevo coeficiente de distribución. Este incluye un número mayor de términos armónicos de la carga.

- Por último, la ampliación de los casos del parámetro de rigidez a valores mayores de la unidad constituye una característica importante en las mejoras debidas a Cusens y Pama. Con objeto de reducir el campo de la fórmula de interpolación clásica de coeficientes lineales con  $\alpha$ , presentan tablas para valores de  $\alpha=0,1$  y  $2$ . Este hecho es interesante, ya que para  $\alpha>1$ , la solución de la ecuación de la losa ortótropa presenta un tipo de solución distinto esencialmente de  $\alpha<1$ . De esta forma sí,  $k_n$ , es un coeficiente que hay que interpolar, las fórmulas a utilizar son:

$$\text{Si } 0 \leq \alpha \leq 1 : k_x = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha}$$

$$\text{Si } 1 \leq \alpha \leq 2 : k_x = k_1 + \frac{\sqrt{\alpha} - 1}{\sqrt{2} - 1} (k_2 - k_1)$$

Si  $\alpha > 2$ , se puede extrapolar la fórmula anterior para  $\alpha$  comprendido entre 1 y 2.

Los principales pasos del método de Cusens y Pama son los siguientes:

En la teoría general de la losa ortótropa, ésta se define por las seis constantes elásticas siguientes:

$$D_x, D_y, D_{xy}, D_1 \text{ y } D_2$$

que en el caso más simple, se relacionan con las propiedades reales del tablero mediante las expresiones:

$$D_x = E_1 \cdot i \quad D_1 = \nu_1 \cdot D_x \quad D_{xy} = G_1 \cdot i_0$$

$$D_y = E_2 \cdot i \quad D_2 = \nu_2 \cdot D_y \quad D_{xy} = G_2 \cdot j_0$$

con  $\nu_i$  ( $i=1, 2$ ) los coeficientes de Poisson en las dos direcciones de ortotropía (x, y)

$$G_i = \frac{E_i}{2(1+\nu_i)} \quad \text{el módulo de cortante}$$

$$E_i \quad \text{módulo de elasticidad de Young.}$$

Entonces, dentro del marco de la teoría general de losa ortótropa, Cusens y Pama, indican que, considerando la actuación de una carga puntual  $P$ , con excentricidad  $e$ , en la sección central  $x=a$ , se puede escribir el valor del momento flexionante longitudinal actuante en el punto  $y$  de dicha sección central del puente, en la forma:

$$M_x = k_{mx} \cdot M_{xm}$$

siendo  $M_{xm}$  el momento longitudinal medio en la sección central, es decir, el producido por la carga  $P$  actuando repartida en todo el ancho del tablero.  $k_{mx}$  es un coeficiente de reparto, que depende de las características del tablero  $\theta, \alpha$  y de los valores de la posición de la carga

$e$ , y de la sección de estudio  $y^*$  en la sección central.

Por otra parte, el momento transversal  $M_y$  que se produce en el punto  $y^*$  de la sección central  $x=a$  del tablero, se puede expresar en función del momento longitudinal medio  $M_{xm}$  en dicha sección central, que ha sido definido anteriormente, en la forma siguiente:

$$M_y = k_{my} M_{xm} \left[ \frac{D_y}{D_x} \right]$$

El coeficiente  $k_{my}$  permite determinar el momento transversal en función del longitudinal lo que es muy cómodo desde el punto de vista de cálculo. El anterior coeficiente  $k_{my}$  depende de las variables  $\theta$ ,  $\alpha$ ,  $e$ ,  $y$ .

Los valores de los coeficientes de reparto  $k_{mx}$  y  $k_{my}$  se han determinado en ábacos, para las mismas nueve posiciones "standard", a octavos del ancho, de los coeficientes hallados por Guyon-Massonnet-Rowe, pero para un rango de valores de  $\theta$  menor (de 0 a 2.5). Ahora no es preciso utilizar estas tablas para  $\theta$ ,  $2\theta$ ,  $3\theta$ , con objeto de obtener  $\mu$ , ya que en los ábacos de Cusens y Pama  $k_{my}$  (y  $k_{mx}$ ) solo son función de  $\theta$  e incluyen varios términos de la serie (nueve). Por ello el rango de valores de  $\theta$  puede ser menor que en el método de Guyon-Massonnet-Rowe. Por otra parte, los ábacos han sido obtenidos para tres niveles del parámetro de torsión ( $\theta$ , 1 y 2). Para otros valores de  $\alpha$ , se utilizará las fórmulas de interpolación anteriores.

Igual que en el método de Guyón-Massonnet-Rowe, si la carga o la sección (eje de la viga) de estudio no están situadas en una de las nueve estaciones "standard", se puede llevar a cabo el cálculo por uno de los métodos ya comentados, de la línea de influencia o del perfil transversal tabulado.

## APLICACION PRACTICA DE LOS ABACOS.

Se resumirá las etapas principales del cálculo de momentos flexionantes por el método manual basado en ábacos, en un tablero asimilable a una losa ortótropa.

### Evaluación de los momentos longitudinales.

Los pasos a seguir serían los siguientes:

- 1.- Determinar los parámetros de flexión y torsión  $\theta$ ,  $\alpha$  del tablero.
- 2.- Obtener los coeficientes de distribución  $K_{mx}$  correspondientes a  $\alpha = 0$  y  $\alpha = 1$  ( $\alpha = 1$ ,  $\alpha = 2$  según el caso) en los puntos "standard" de la sección central.
- 3.- Calcular los coeficientes de reparto asociados al valor de  $\alpha$  adoptado para el tablero, a partir de las fórmulas de interpolación.
- 4.- Para cada configuración del tren de cargas se procede entonces como sigue, según uno de los dos métodos alternativos que se describen.

a) método de las líneas de influencia:

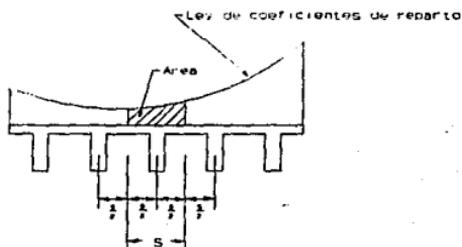
con los valores obtenidos de  $K_{mx}(y, e)$ , donde "e" describe la excentricidad transversal de la carga puntual e "y" define la estación donde se está evaluando  $M_x$ , se dibuja la línea de influencia del coeficiente de distribución  $K_{mx}(e)$  para cada estación de referencia. Sobre cada una de estas curvas, se deduce entonces el coeficiente de distribución del momento flexionante longitudinal asociado a la configuración de la carga en estudio. De esta última, se obtendrá el reparto transversal de momentos  $M_x$ .

$$K_{mx} = \frac{\sum_{i=1}^M K_{mx}^i \cdot P_i}{\sum_{i=1}^M P_i} \quad \text{para cargas puntuales.}$$

$$K_{m1} = \frac{1}{S} \int_{-b}^{+b} K_{m1} dy \quad \text{para cargas repartidas}$$

$$M_1 = K_{m1} \cdot M_{1 \text{ medio}}$$

donde  $M_{1 \text{ medio}}$  se calcula considerando el tablero como viga simplemente apoyada. Si la sección transversal real no es una losa, estos momentos por unidad de ancho deben entonces distribuirse estáticamente entonces entre las distintas vigas longitudinales, o nervios del tablero; para ello puede seguirse el esquema siguiente



Momento resistente por la viga = Area  $\times$  momento medio (por unidad de ancho)

#### b) Método del perfil transversal tabulado:

este segundo procedimiento se basa en la sustitución de la carga realmente actuante en sección central por su equivalente estático repartido en los puntos "standard". Si  $\lambda_M$  representa la fracción de la carga total que actúa en el punto "standard" M, el coeficiente de reparto en el punto y será:

$$K_{m1}(y) = \sum_{M=1}^n \lambda_M \cdot K_{m1}(y, y_M) \quad , y_1 = -b$$

Obtenidos los coeficientes de reparto  $K_{mx}$  (y) en las estaciones de referencia, el cálculo se prosigue de idéntica manera al método de las líneas de influencia.

#### Evaluación de los momentos transversales.

1.- a 3.- Idéntico al anterior, aplicado al coeficiente  $K_{my}$ .

4.- Para cada configuración del tren de cargas pueden aplicarse los dos procedimientos descritos anteriormente considerando que.

$$M_y = \left[ \frac{D_x}{D_y} K_{my} \right] \cdot M_x \text{ medio}$$

#### Definición de las rigideces de un tablero de vigas sección cajón.

La teoría de de la losa ortótropa, en la forma en que ha sido expuesta, no es aplicable a estos tableros principalmente a causa de su comportamiento transversal: en efecto, en estas estructuras la distorsión de su sección puede ser considerable, y una de las hipótesis básicas de esta teoría, es la indeformabilidad de la losa a esfuerzo cortante. Sin embargo Pelikan y Esslinger demostraron que con un adecuado tratamiento de la rigidez a torsión del tablero, la teoría convencional expuesta, seguía siendo aplicable. Su análisis está basado en la corrección de la rigidez torsional de un cajón. Por lo tanto las rigideces de estos tableros podrán darse mediante:

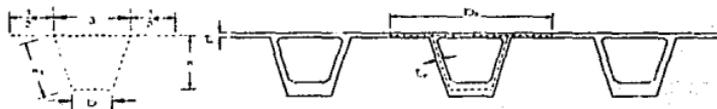
$$D_1 = \frac{EI_1}{b_1}, \quad D_2 = \frac{vEt^3}{12(1-v^2)}$$

$$D_3 = \frac{Et^3}{12(1-v^2)}, \quad D_4 = D_2$$

$$D_5 = R \frac{GJ_n}{b_1}, \quad D_6 = \frac{Gt^3}{6}$$

$$\text{con } J_n = \frac{4A_0}{\oint \frac{ds}{t}}$$

extendiendo la integral a la línea media del cajón, que asu vez encierra un área  $A_0$ . La constante  $R$  es el mencionado factor de reducción de la rigidez torsional, y será tanto menor como separadas estén las vigas longitudinales.



$$\frac{1}{R} = 1 + \frac{GJ}{EI_1} \cdot \frac{a^3}{12(a+b)^2} \left[ \pi^2 \left[ \left( \frac{e}{a} \right)^2 + \left( \frac{e-b}{a+b} + \lambda \right)^2 + \frac{\lambda^2}{P} \left( \frac{b}{a} \right)^3 + \frac{24h_1}{pa} \left( c_1^2 + c_2^2 + \frac{c_3^2}{3} \right) \right] \right]$$

$$p = \left( \frac{t_1}{t} \right)^3, \quad c_1 = \frac{\lambda b}{2a}, \quad c_2 = \frac{\lambda}{2} - \left[ c_1 + \frac{b}{2a} \left( \frac{a+e}{a+b} \right) \right]$$

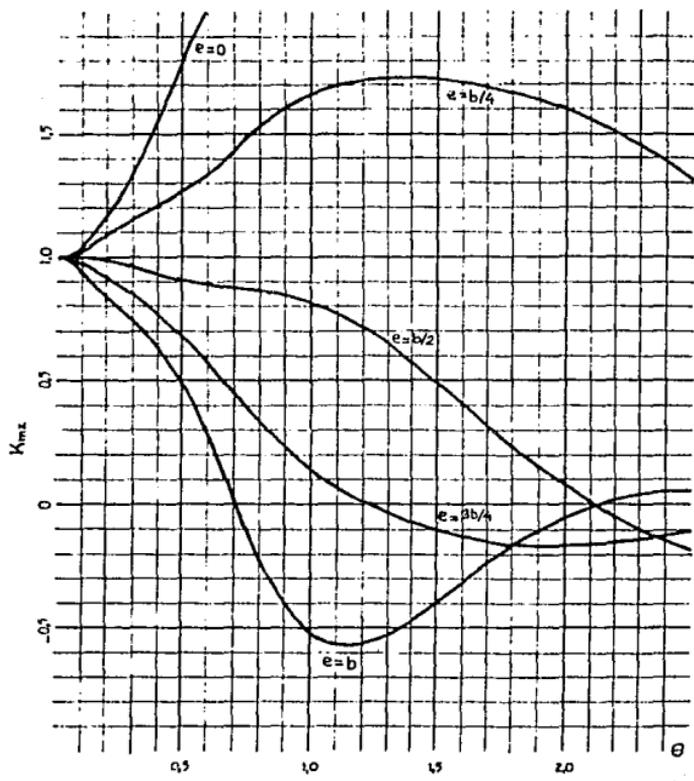
$$\lambda = \frac{(2a+b)(a+e)bh_1 - pa^2(e-b)}{(a+b)[2(a^2+ab+b^2)h_1 + b^3 + pa^2]}$$

$$\frac{GJ}{EI_1} = \frac{6}{1+v} \frac{\left( \frac{h}{t} \right)^2 (a+b)^2}{\left( \frac{t}{t_1} \right) (2h_1 + b) + a}$$

## ORGANIZACION DE LOS ABACOS.

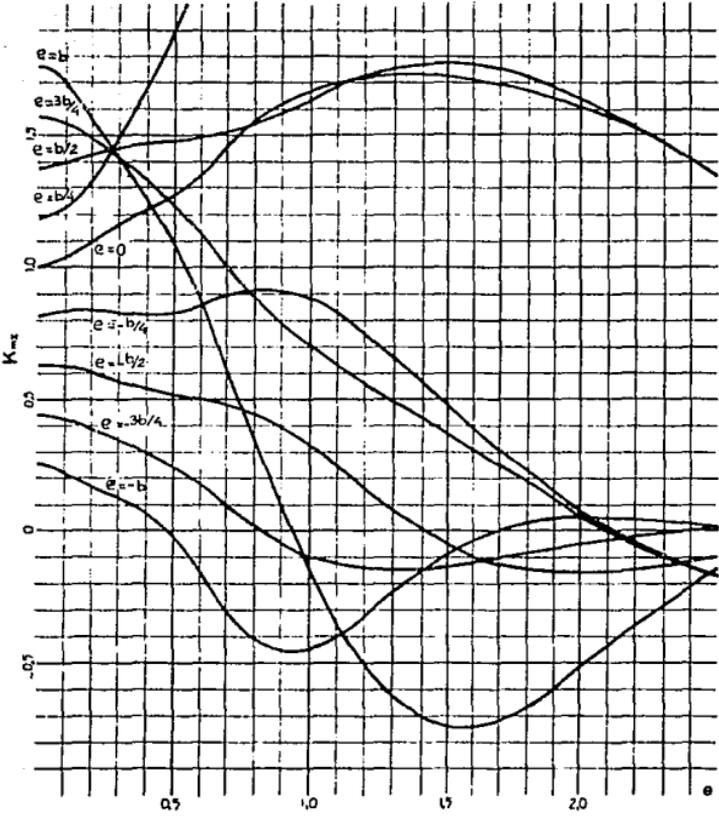
coeficiente de distribución	Estación	INDICE de CURVA		
		$\alpha=0$	$\alpha=1$	$\alpha=2$
$K_{mx}(y,c)$	0	1	7	13
	b/4	2	8	14
	b/2	3	9	15
	3b/4	4	10	16
	b	5	11	18
	grandes valores	6	12	18
$K_{my}(y,c)$	0	19	24	29
	b/4	20	25	30
	b/2	21	26	31
	3b/4	22	27	32
	grandes valores	23	28	33

$\alpha = 0$   
 $y = 0$



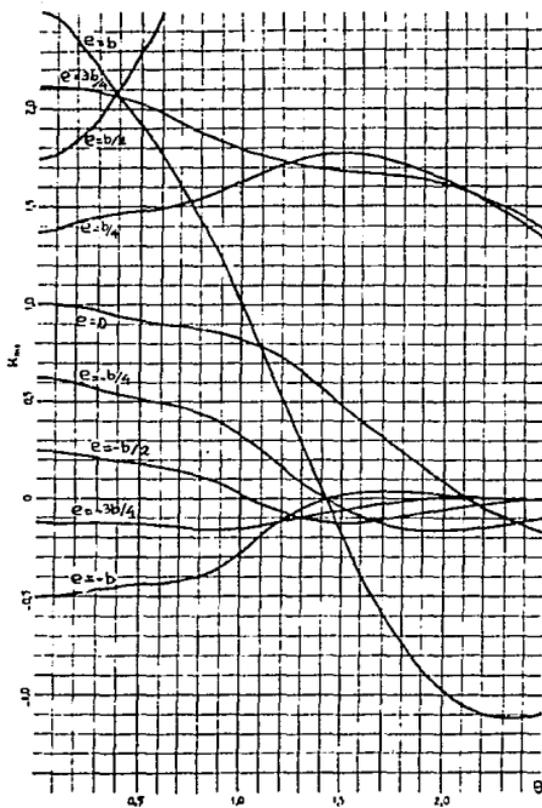
Abaco I. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=0)$  para  $(\alpha=0)$

$\alpha = 0$   
 $y = b/4$

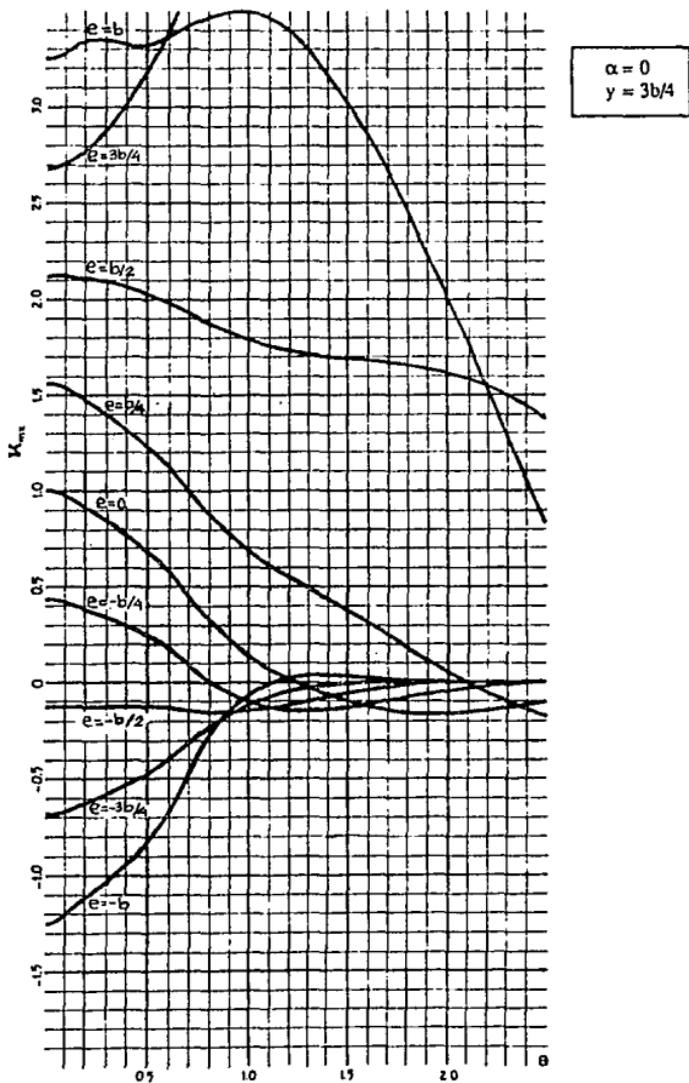


Abaco 2. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=b/4)$  para  $(\alpha=0)$

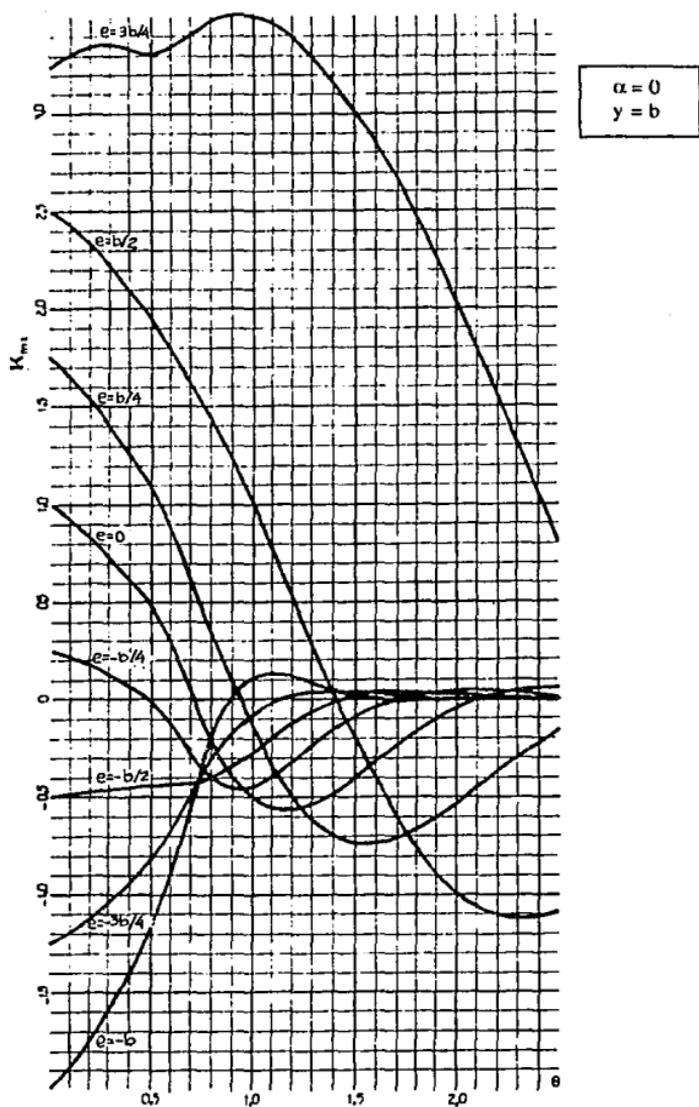
$\alpha = 0$   
 $y = b/2$



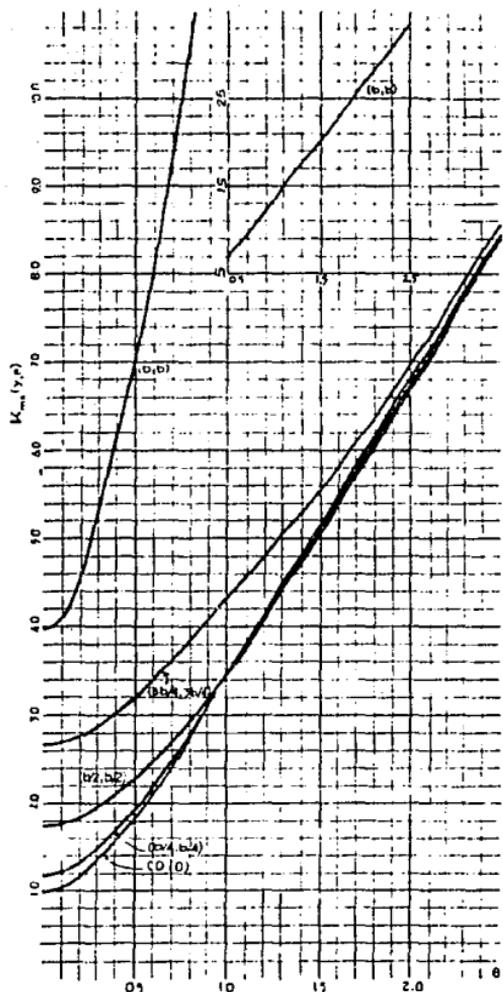
Abaco 3. Valores de  $K_{min}$  en  $(y=b/2)$  para  $(\alpha=0)$



Abaco 4. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=3b/4)$  para  $(\alpha=0)$

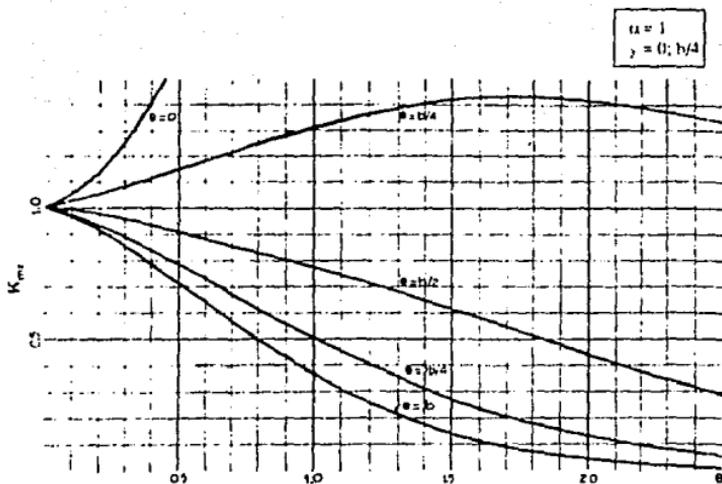


Abaco 5. Valores de  $K_m$  en  $(y=b)$  para  $(\alpha=0)$

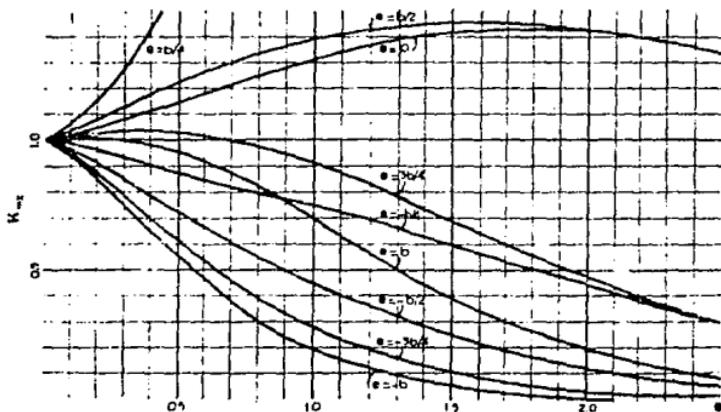


$\alpha = 0$

Abaco 6. Grandes valores de  $K_{max}(\gamma, c)$  para  $(\alpha=0)$

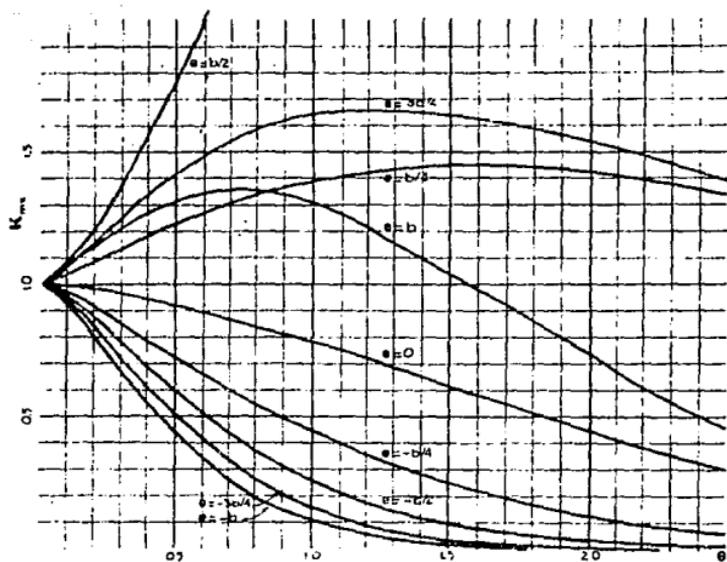


Abaco 7. Valores de  $K_{mz}$  en  $(y=0)$  para  $(\alpha=1)$



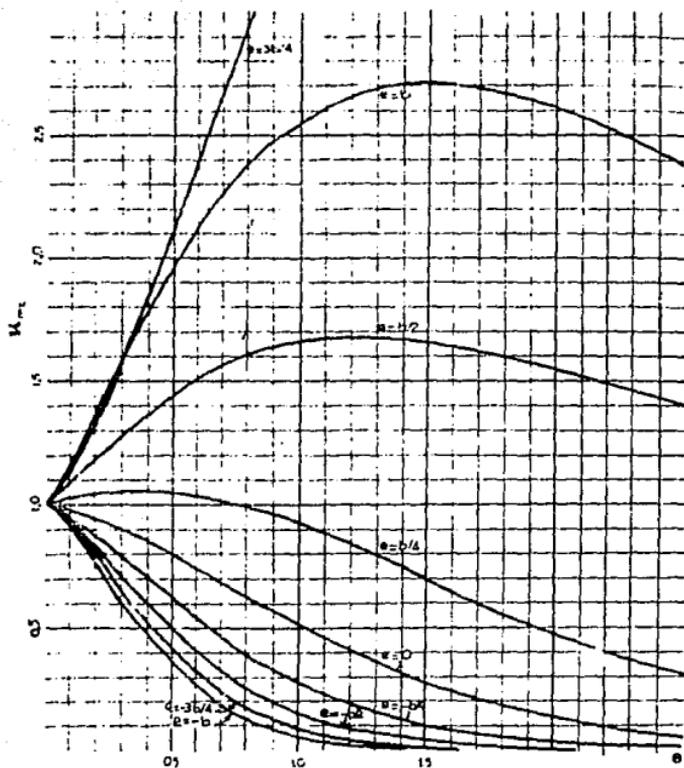
Abaco 8. Valores de  $K_{mz}$  en  $(y=b/4)$  para  $(\alpha=1)$

$u = 1$   
 $y = b/2$



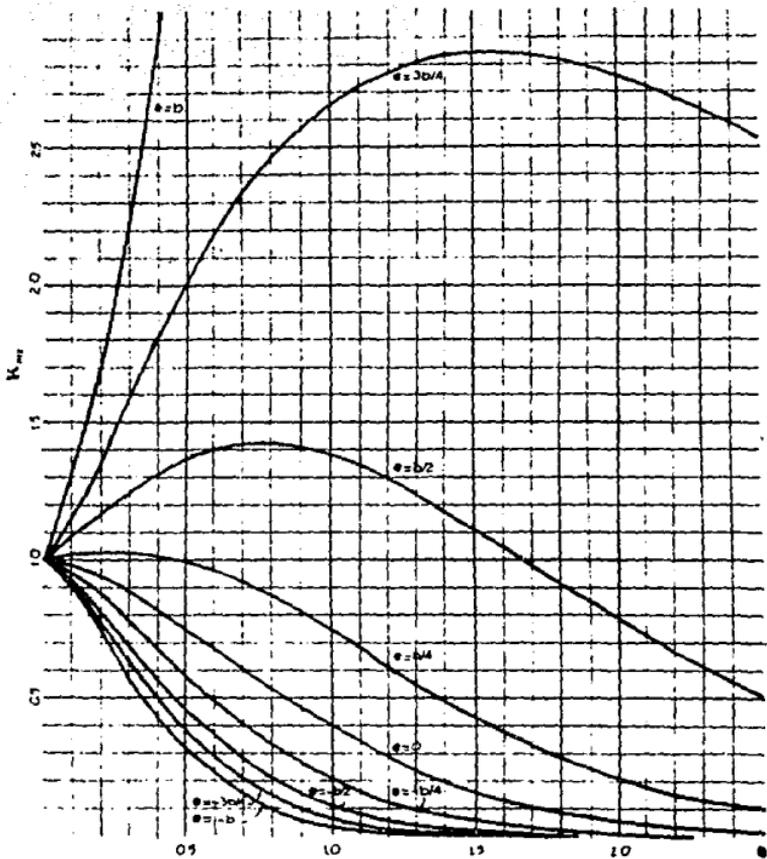
Abaco 9. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=b/2)$  para  $(u=1)$

$\alpha = 1$   
 $y = 3b/4$

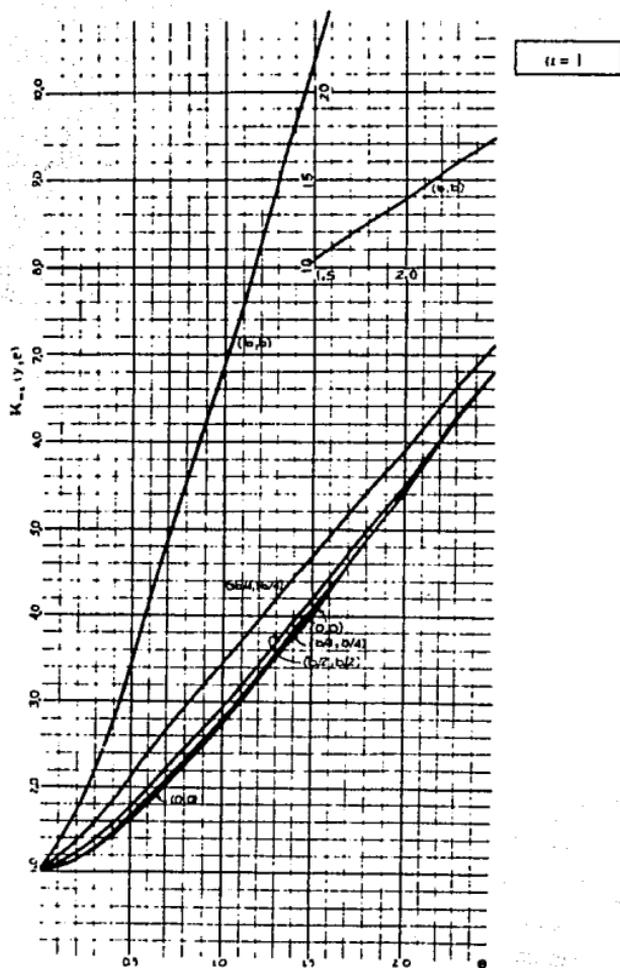


Abaco 10. Valores de  $K_m$  en  $(y=3b/4)$  para  $(\alpha=1)$

$\alpha = 1$   
 $\gamma = b$

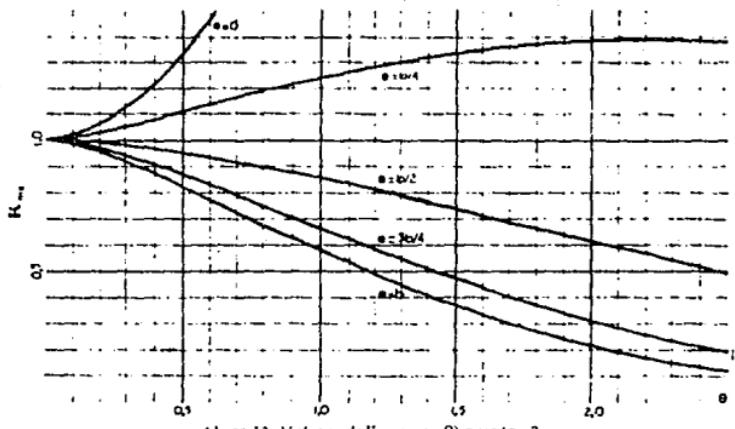


Abaco II Valores de  $K_{max}$  en ( $v=b$ ) para ( $\alpha=1$ )

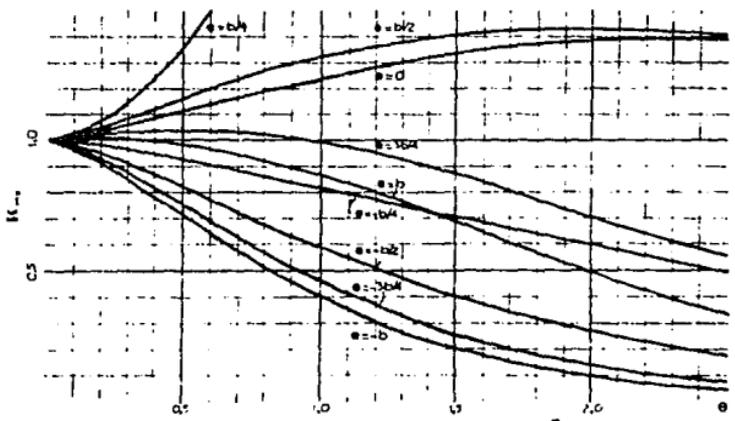


Abaco 12. Grandes valores de  $K_{u,v}(y,c)$  para  $(u=1)$

$\alpha = 2$   
 $y = 0; b, z$



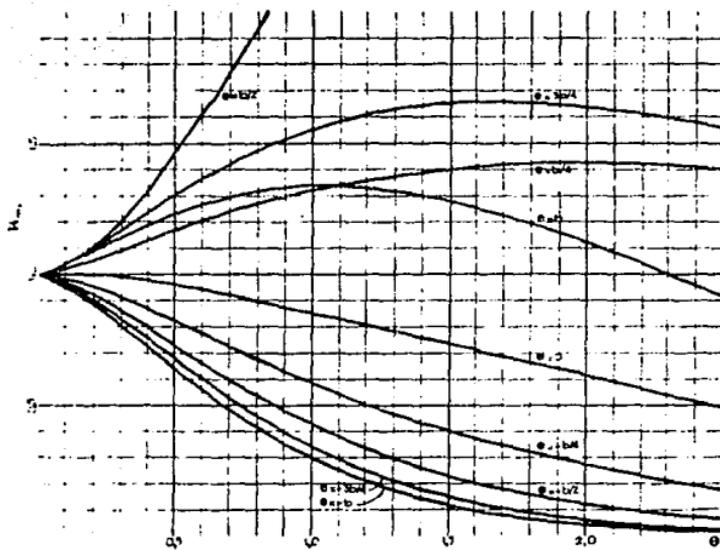
Abaco 13. Valores de  $K_{max}$  en  $y=0$  para  $(\alpha=2)$



Abaco 14. Valores de  $K_{max}$  en  $y = b/4$  para  $(\alpha=2)$

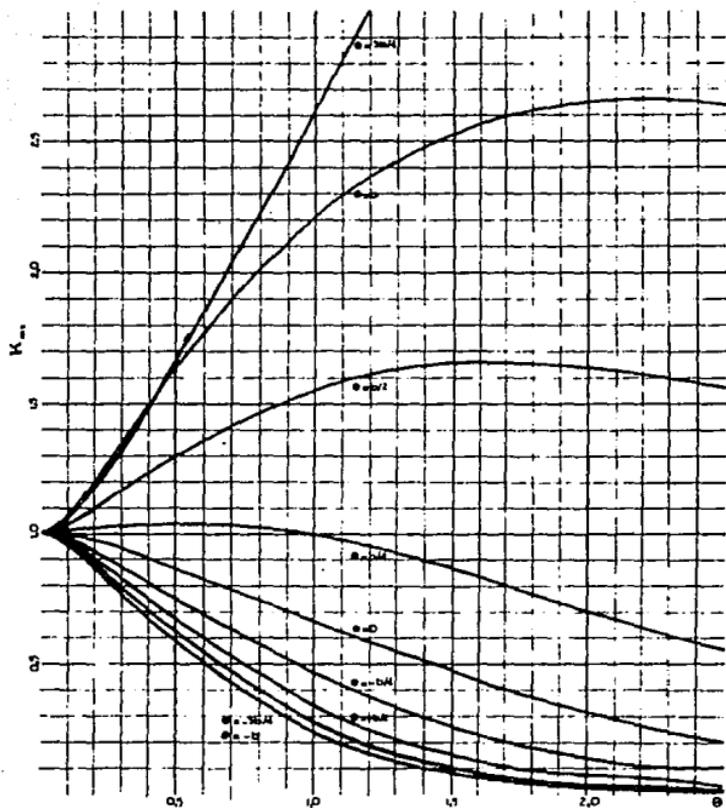
$$\alpha = 2$$

$$y = b/2$$



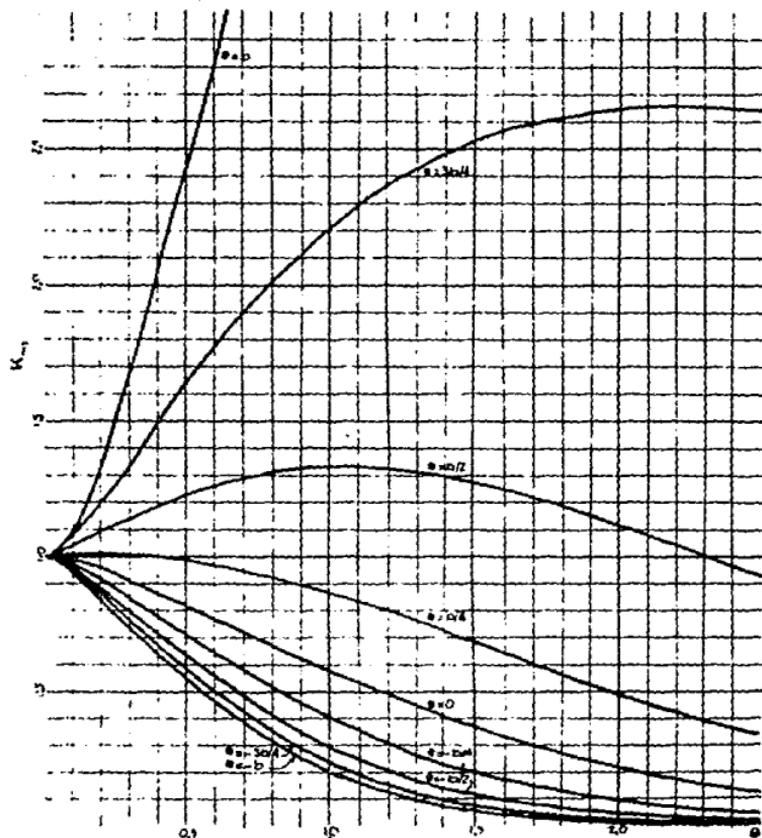
Abaco 15. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=b/2)$  para  $(\alpha=2)$

$$\begin{aligned} \alpha &= 2 \\ \gamma &= 3b/4 \end{aligned}$$



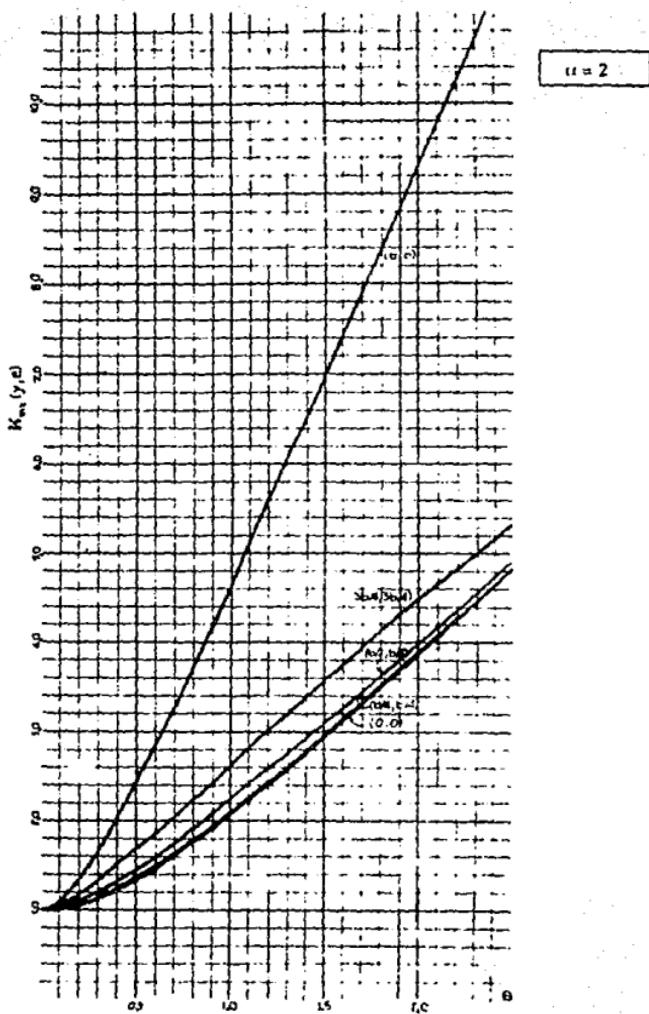
Abaco 16. Valores de  $K_m$  en  $(\gamma = 3b/4)$  para  $(\alpha = 2)$ .

$\alpha = 2$   
 $y = h$



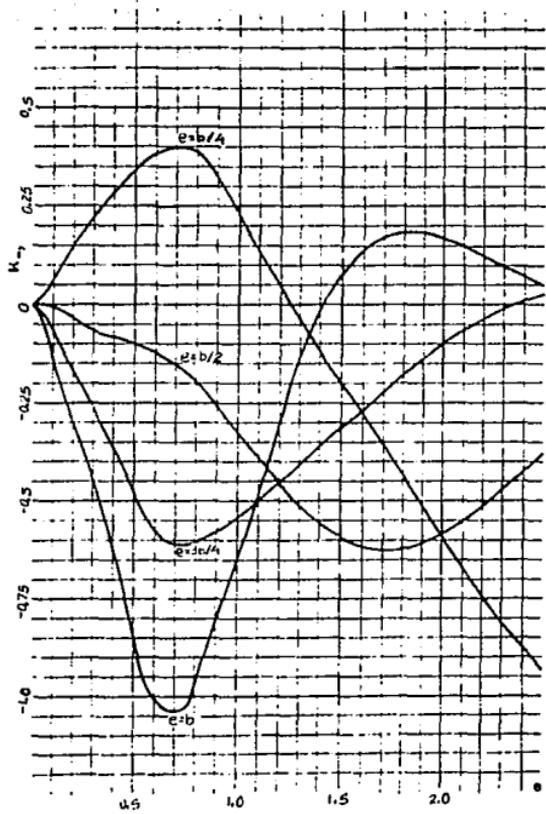
Añaco 17. Valores de  $K_m$  en  $t=y=h$ , para  $\alpha=2$ .

ESTA TESIS NO DEBE  
 SALIR DE LA BIBLIOTECA



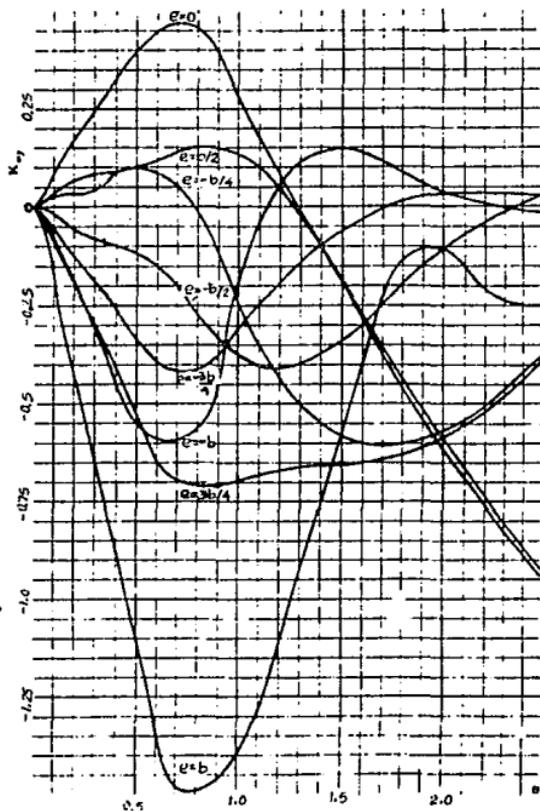
Ab. o 18. Grandes valores de  $K_{max}$  ( $\alpha=2$ )

$u = 0$   
 $y = 0$

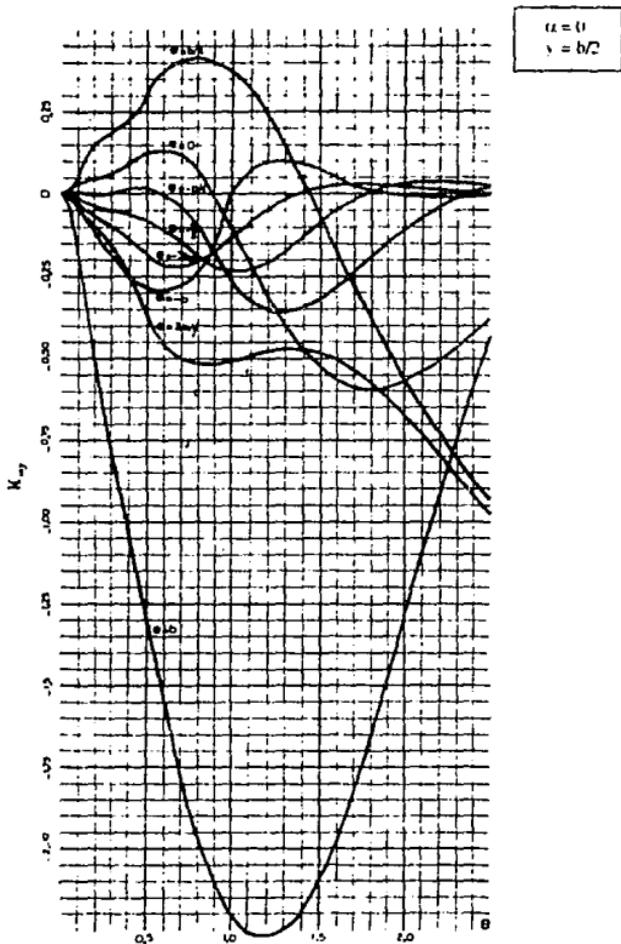


Abaco 19. Valores de  $K_m$  en  $(y=0)$  para  $(u=0)$

$$\begin{aligned} u &= 0 \\ y &= b/4 \end{aligned}$$

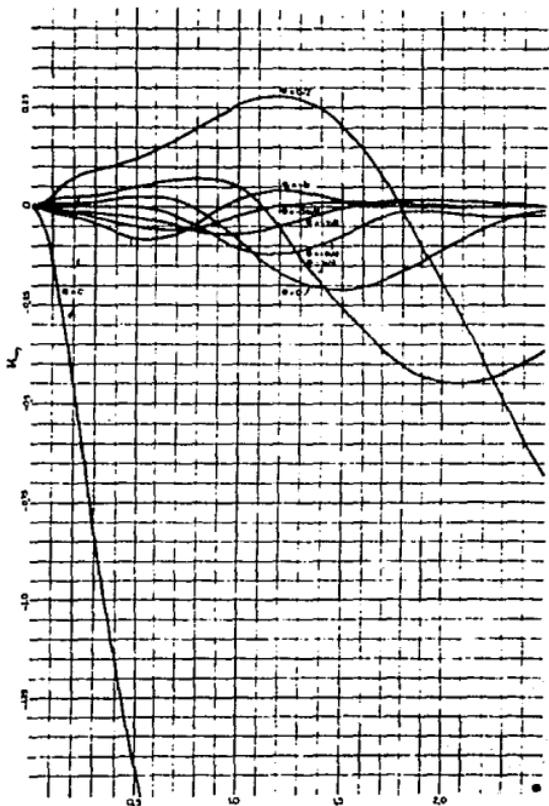


Abaco 20. Valores de  $K_m$  en ( $y=b/4$ ) para ( $u=0$ ).



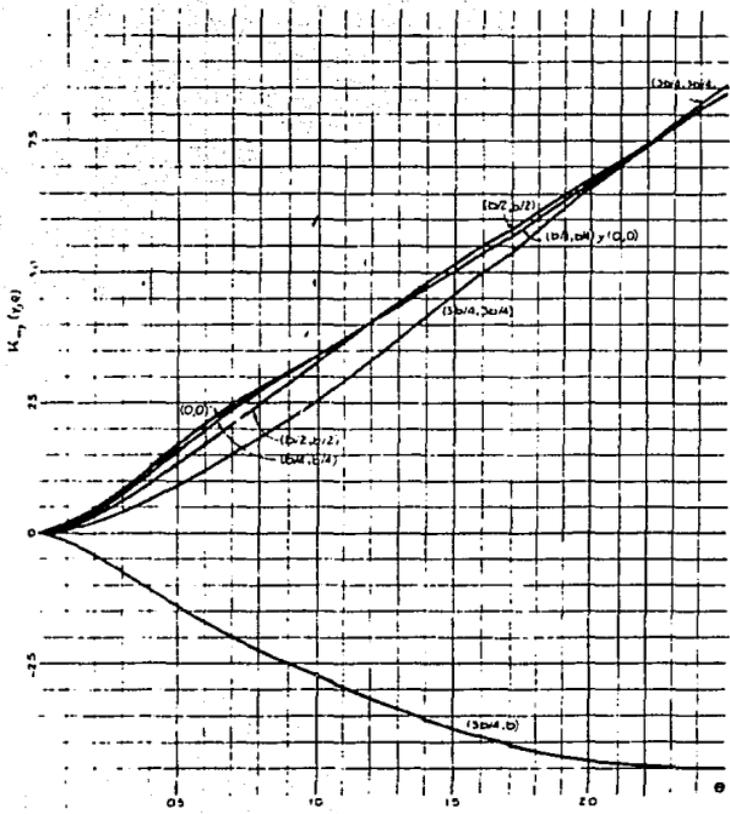
Abaco 21. Valores de  $K_{xy}$  en  $(y=b/2)$  para  $\alpha=0$

$$\begin{aligned}
 u &= 0 \\
 v &= 3b^4
 \end{aligned}$$

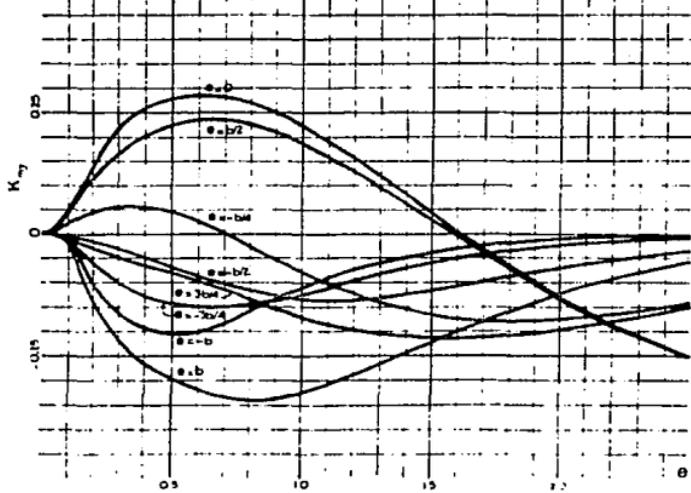
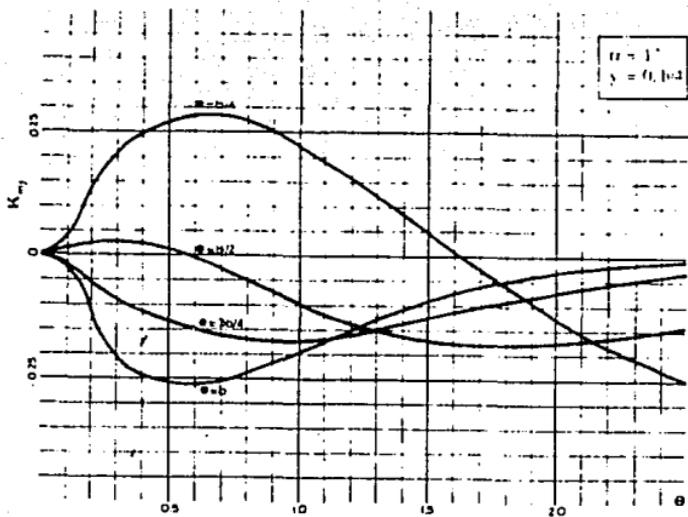


Abaco 22. Valores de  $K_m$  en  $(y=3b^4)$  para  $(u=0)$

$(t = 1)$

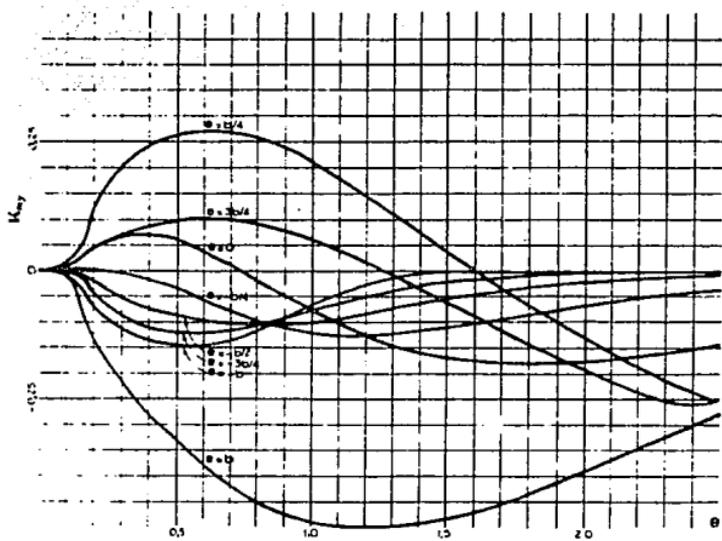


Abaco 23. Grandes valores de  $K_m(y, 0)$  para  $(a=0)$



$$\alpha = 1$$

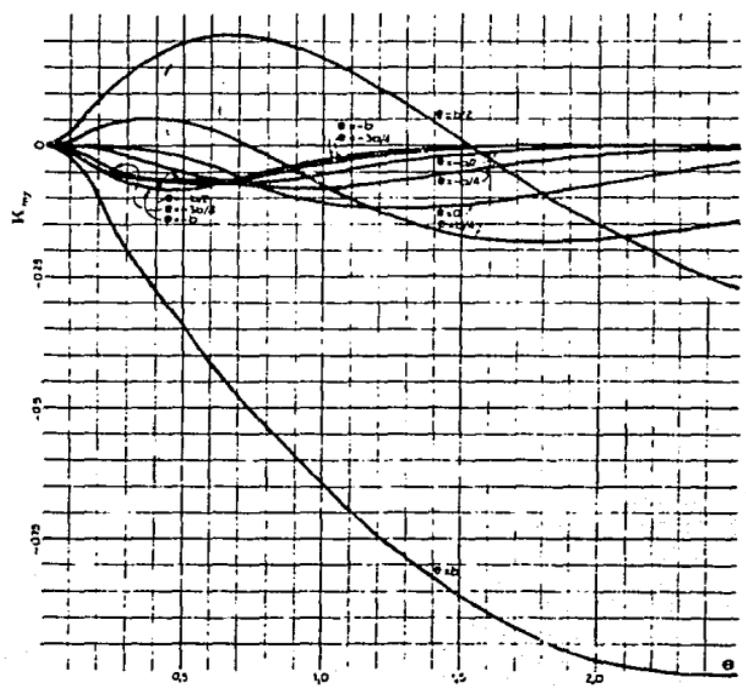
$$y = b/2$$



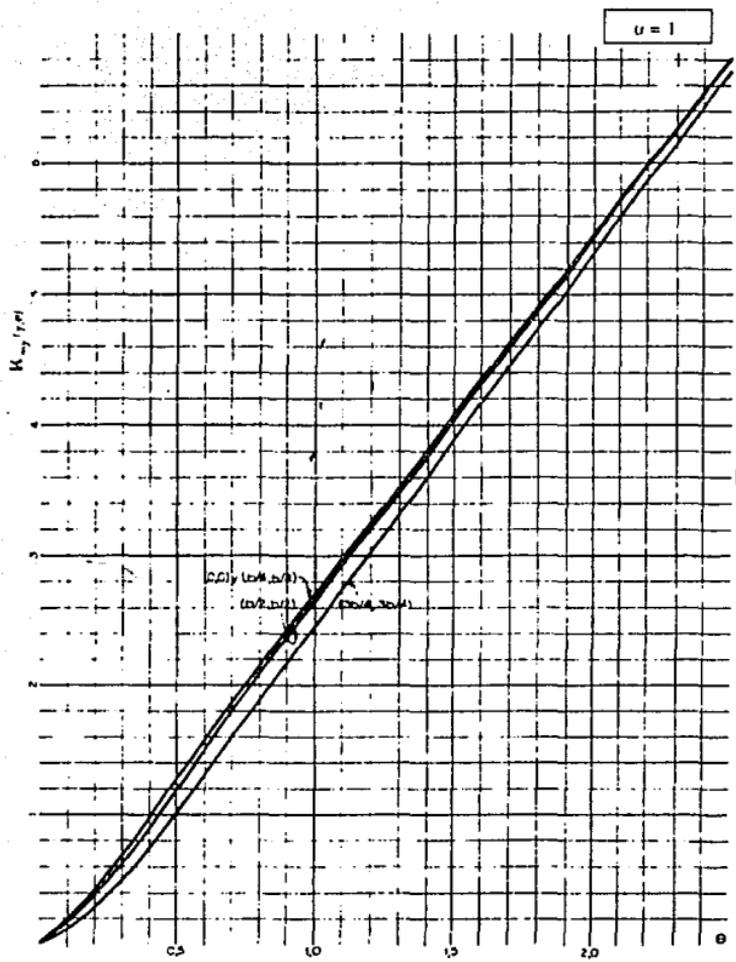
ABRIL 26. Valores de  $K_{max}$  en  $(y=b/2)$  para  $(\alpha=1)$

$$\alpha = 1$$

$$\gamma = 3b/\lambda$$

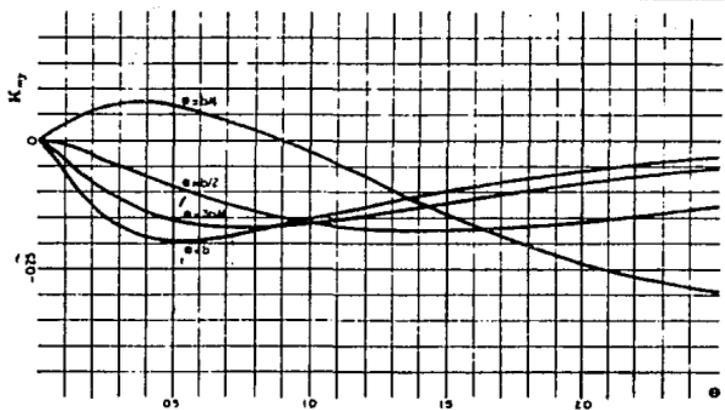


Abaco 27. Valores de  $K_{my}$  en  $(y=3b/4)$  para  $(\alpha=1)$

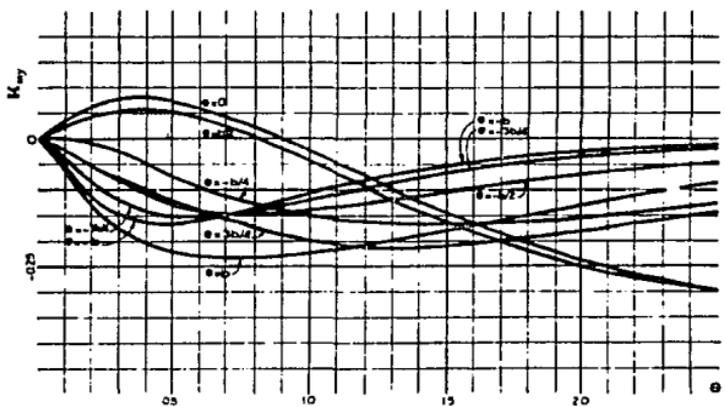


Ataca 28. Grandes valores de  $K_m(t, c)$  para  $(u=1)$

$\alpha = 2$   
 $y = 0; b/4$



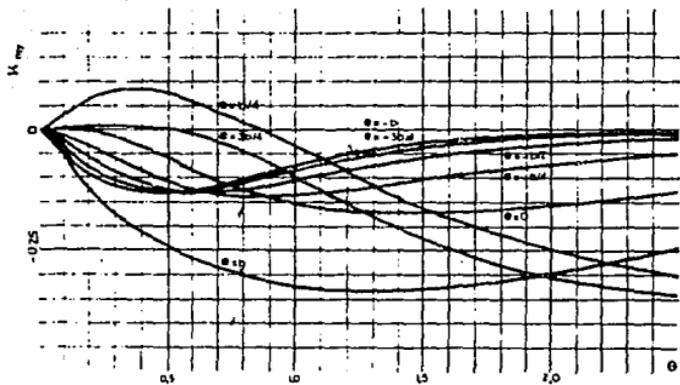
Abaco 29. Valores de  $K_{m\gamma}$  en  $(y=0)$  para  $(\alpha=2)$



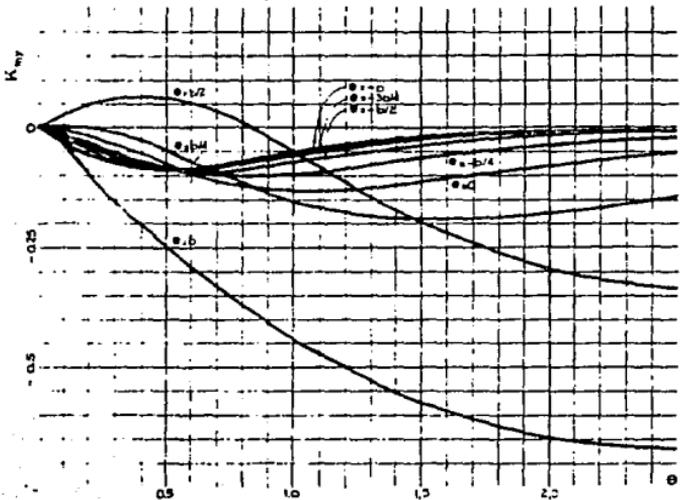
Abaco 30. Valores de  $K_{m\gamma}$  en  $(y=b/4)$  para  $(\alpha=2)$

$$\alpha = 2$$

$$y = b/2; 3b/4$$

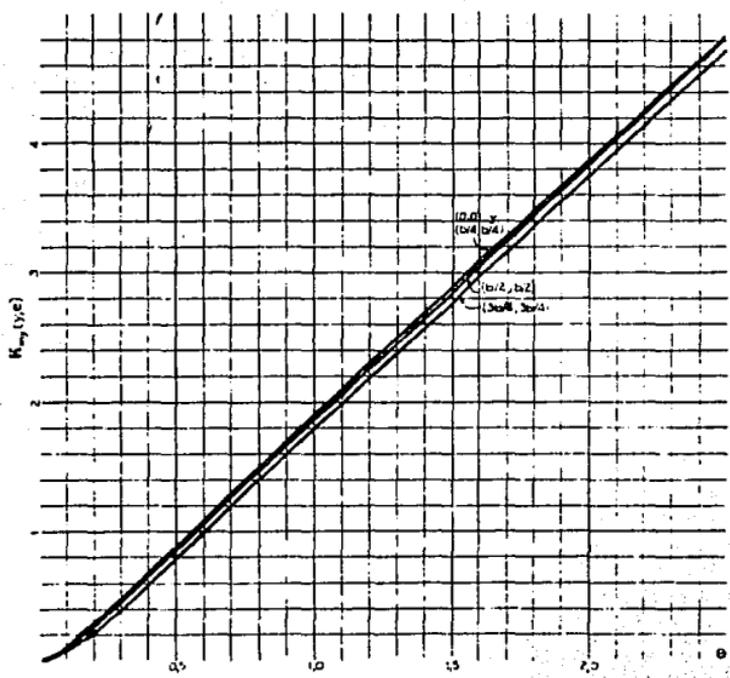


Abaco 31. Valores de  $K_{my}$  en  $(y=b/2)$  para  $(\alpha=2)$ :



Abaco 32. Valores de  $K_{my}$  en  $(y=3b/4)$  para  $(\alpha=2)$ :

$\alpha = 2$



Abaco 33. Grandes valores de  $K_m(1/2)$  e) para  $\alpha=2$

## TEMA V.- APOYOS DE PUENTES.

### TIPOS DE APOYO.

Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura. Los apoyos deben de cumplir con dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos, en general, se clasifican en fijos, de expansión, metálicos y elastoméricos.

Los apoyos fijos sólo se adaptan a las deflexiones angulares. Deben diseñarse para resistir las componentes verticales y horizontales de las reacciones.

Los apoyos de expansión se adaptan a las deflexiones angulares y a los movimientos longitudinales de la superestructura. Excepto el caso de la fricción, perpendiculares a dichos movimientos.

En ambos tipos de apoyos deben tomarse precauciones para la transferencia segura de todas las fuerzas transversales en la dirección del claro.

Los apoyos metálicos son de modo preferente, de acero estructural, acero o hierro fundidos. Sus componentes básicos son una unidad superior fija con pernos a la superestructura y una unidad inferior (zapata o pedestal) anclada a la subestructura. Insertados entre éstas, si es necesario, hay elementos para centrar y adaptar las deflexiones angulares.

De acuerdo con las *Standard Specifications for Highway Bridges*, AASHTO, no es necesario prever las deflexiones angulares cuando los claros son menores de 15.25 m. Los

apoyos pueden consistir, entonces, en dos placas planas de acero en contacto una con la otra. Para un mejor centrado y mantenimiento, puede soldarse en la placa inferior una barra de apoyo de sección transversal rectangular, con la parte superior achaflanada o redondeada y soldar una placa de protección, cortada para ajustarse a la barra de apoyo, en la placa superior.

Para apoyos de acero en claros mayores de 15.25 m, las *Standard Specifications for Highway Bridges*, AASHTO, requieren placas curvas, articulaciones o pasadores. Para apoyos de expansión, se agregan placas deslizantes, mecedoras, rodillos o almohadillas elastoméricas, si es necesario. La parte superior e inferior de cada apoyo deben asegurarse juntas de modo eficiente, con el fin de que no obstruyan los movimientos requeridos.

Las dimensiones de los apoyos, en planta, están dadas por las presiones permitidas de apoyo en el asiento del puente.

**Apoyos elastoméricos.** Son apoyos que constan únicamente de elastómeros simples o apoyos laminados, compuesto por capas, unidas entre sí por láminas pegadas. Los elastómeros pueden ser de hule natural (polisopreno) o hule sintético (clopreno, neopreno).

## **DISEÑO DE PLACAS DE NEOPRENO.**

El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes, tanto en este país como en el extranjero por dos razones importantes. Tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo y al paso del tiempo.

### **1.- Resistencia.**

La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes. Cuando el proyecto se ha hecho adecuadamente, el apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión hasta de 1000 lb/in<sup>2</sup>.

La deformación plástica por compresión no es excesiva siendo solamente de 1/32 in a 1/16 in por in de espesor de apoyo cuando está adecuadamente fabricado y proyectado. Además la mayor parte de la deformación plástica tiene lugar en los primeros 10 días de carga, de tal manera que el asentamiento después de que la superficie de rodamiento definitiva se ha colocado, casi no es de notarse.

## 2.- Durabilidad.

En estas dos propiedades físicas, resistencia a la compresión y por ciento de deformación plástica el neopreno no es ni mejor ni peor que algunos otros hules sintéticos. En su resistencia al deterioro el neopreno es marcadamente superior al hule natural y ha cualquier otro hule sintético que pudiera satisfacer los requisitos físicos de las placas de apoyo para puente.

### **NEOPRENO EN COMPRESION.**

#### **A.- Limitación en la deformación a la compresión.**

Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente, la deformación vertical no debe exceder del 15% del espesor. Cuando la deformación en compresión es mayor que 15% se producen esfuerzos internos dentro del hule que aceleran la rapidez de la deformación plástica y aceleran la rapidez del agrietamiento debido a intemperismo, en las partes salientes laterales de una placa. Se admite que algunos ingenieros han propuesto limitar la carga de compresión señalando un límite a los esfuerzos de compresión algunos limitarían el esfuerzo a 500 Lb/in<sup>2</sup> en compresión y otros a 800 Lb/in<sup>2</sup>. Tomando en cuenta los estudios que se han hecho de la deformación plástica por compresión es más apropiado limitar la carga de compresión expresando la limitación en términos de la deformación por compresión; un valor de 15% es lo suficientemente alto para la amplitud adecuada de

proyecto y lo suficientemente baja para permitir un factor de seguridad contra la posibilidad de condiciones diferentes de las ideales en el sitio de la obra (es decir que se presentan pequeños bordos y cavidades en las superficies de concreto por citar algún caso).

#### **B.- Módulo a la compresión.**

Si la deformación se vá a limitar al 15% entonces es necesario conocer el módulo a la compresión de una placa de neopreno. El módulo a la compresión de cualquier hule inclusive el neopreno es una función de dos variables, dureza del compuesto de hule y forma de la pieza. La figura 5-1 muestra la relación entre: esfuerzo de compresión, deformación debida a la compresión, dureza y forma.

##### **1.- Dureza**

En los productos de hule se define como dureza la resistencia relativa de la superficie a la penetración en un punto hecha por medio de un penetrador de dimensiones especificadas. El instrumento que generalmente se usa es el durómetro que consiste en un instrumento de tamaño de bolsillo con una carátula sobre una cara y un penetrador sostenido por un resorte que lo carga semejante a una punta de lápiz y que sobresale por el otro lado del estuche. Cuando se presiona contra una superficie de hule la punta dura se sume dentro del estuche y aprieta el resorte. Este movimiento es transmitido a un mecanismo que acciona el índice sobre la escala calibrada. Cuanto más duro es el hule tanto más se sume el punto duro y tanto más alta es la lectura numérica sobre la escala. Los durómetros se fabrican de varias marcas (Shore, Rex, Wallace) pero todos se calibran con la misma escala arbitraria de 0 (suave) a 100 (duro). La dureza con durómetro de un rodillo de caucho para máquina de escribir es alrededor de 90, una suela para

calzado es alrededor de 80, un tacón de hule es de 70, el piso de una llanta es 60, la de una cámara para llanta de automóvil es 50 y la de una liga de hule es de 40.

Aún cuando se dice que el módulo de un apoyo de hule varía con su dureza, eso no quiere decir que la dureza defina precisamente la rigidez inherente del compuesto. En primer lugar la medición de la dureza no es exacta en si misma; dos personas que usen durómetros distintos con facilidad pueden obtener lecturas hechas sobre la misma pieza de hule con una diferencia tan grande como de 5 puntos de dureza. En segundo lugar, la resistencia de la superficie a la penetración realmente no es la característica que interesa. Lo que realmente importa es la resistencia de la masa total de hule a la deformación por compresión. Aquí se presentan curvas de esfuerzo-deformación en compresión para compuestos de hule de diferentes durezas. Esas curvas únicamente se les puede considerar como una aproximación de la relación esfuerzo-deformación. Cuando se especifica una placa de apoyo de cierta dureza digamos 70, se puede esperar que su rigidez en compresión sea alrededor de la que se ha previsto usando la figura 1, pero no se debe preocupar por las pequeñas diferencias entre los módulos indicados en algunas publicaciones y los reales. La falta de exactitud en la dureza como una medida de rigidez también explica las diferencias que se ven entre los datos de módulos que aparecen en distintas publicaciones. Como una información práctica se debe tener presente que ninguna parte del proyecto de las placas de neopreno para apoyo es tan crítica que una variación de 10 o 20% en cualquier sentido produzca una diferencia importante. Por ejemplo, se dijo anteriormente que la deformación por compresión no debe exceder del 15%; nadie podría decir que aumentando esta cifra seleccionada empíricamente tanto como 20%, de 15 hasta 18% de deformación a compresión producirá un perjuicio verdaderamente sensible.

## 2.- Factor de forma

La relación esfuerzo-deformación en el hule si depende de la forma de la pieza cuando el esfuerzo es de compresión pero no cuando se trata de esfuerzo cortante o tensión. Considérense dos placas de hule, ambas con el mismo espesor, la misma área en planta y la misma dureza. Pero una es de 25 x 25 cm y la otra es de 12.5 x 50 in en sus dimensiones en planta. Si sobre cada una se colocan iguales pesos, sujetando cada una al mismo esfuerzo de compresión esas dos placas no se deforman la misma cantidad. La placa de 12.5 x 50 cm se deforma (aplastándose) más que la placa de 25 x 25 cm. Esto es fácil de comprender si se acepta que las placas no perdieron ningún volumen cuando con el peso se les sometió a una presión hacia abajo; en ese momento se deformaron lateralmente. La placa de 12.5 x 50 cm se deformó en compresión más que la de 25 x 25 cm porque los lados de la que tiene 12.5 x 50 cm eran mayores en área total que los lados de la que tiene 25 x 25 cm. Aumentando el área que tenía libertad de deformarse lateralmente hizo que esa deformación fuera más fácil y permitió mayor desplazamiento vertical. Para piezas que tengan cargas paralelas cargadas y los lados normales a esas caras cargadas, que es el caso de las placas para apoyo de puente, la influencia de la forma se puede expresar numéricamente como el "factor de forma". Este valor se define como la relación del área de una superficie cargada al área de todas las superficies no cargadas que son libres de deformarse lateralmente:

$$\text{Factor de forma} = \frac{\text{Área de una superficie cargada}}{\text{Área total libre para deformarse lateralmente}}$$

$$\text{Factor de forma} = \frac{(\text{Longitud del apoyo}) (\text{Ancho del apoyo})}{2 (\text{Long. del apoyo} + \text{ancho}) (\text{Espesor del apoyo})}$$

La influencia del factor de forma ha sido estudiada ampliamente por E. G. Kimmich. Después de un gran número de experimentos Kimmich encontró que los especímenes que tienen el mismo factor de forma y dureza, independientemente de sus tamaños y formas reales, con mucha aproximación se puede decir que requieren el mismo esfuerzo de compresión para producir una deformación dada por compresión. También encontró que no hay una correlación definida entre el factor de forma y el módulo de compresión; una placa de neopreno para apoyo con un factor de forma de 6 es más rígida que una con factor de forma de 2, pero no por un factor de 3 o log 3 o cualquier otra relación matemática. En vez de lo anterior Kimmich hizo miles de mediciones de esfuerzo-deformación con muestras de hule de diferentes durezas y diferentes factores de forma. Con esos datos experimentales formó series de curvas relacionando las 4 variables: esfuerzo, deformación, dureza y factor de forma. La figura 1 se formó con esos datos.

Una manera de reducir la deformación al valor de 15% es cortando el apoyo longitudinalmente por la mitad, e insertándole una hoja o lámina delgada "separadora" de aluminio o de acero colocándola entre las dos mitades y ligando después firmemente las dos piezas a esa lámina insertada. Cuando se aplica el esfuerzo de compresión, la lámina hace más difícil la deformación lateral del material y de hecho el hule se comporta no como una placa sino como 2 placas.

Este artificio utilizando la lámina es muy importante, en su oportunidad será necesario aumentar el espesor de hule en un apoyo para evitar una deformación excesiva por esfuerzo cortante.

$$\text{Deformación al esfuerzo cortante} = \frac{\text{Deformación horizontal}}{\text{Espesor del apoyo}}$$

Esa deformación a esfuerzo cortante no debe sobrepasar el valor de 50%. Sin embargo ya se vió anteriormente que cuando se aumenta el espesor, se aumenta la deformación a compresión. El uso de láminas insertadas para hacer un apoyo de capas múltiples proporciona un medio de aumentar el espesor de hule en el apoyo, consiguiendo así una reducción de la rigidez del apoyo en esfuerzo cortante, sin la reducción consiguiente en su rigidez a compresión.

### **C.- Deformación plástica por compresión.**

Los resultados de pruebas de deformación plástica por compresión durante 10 años hechas sobre neopreno se muestran en la figura 3. La cantidad de deformación depende de la dureza del apoyo y de la cantidad de deformación inicial a compresión. En la figura 3 se vé que, la reducción máxima adicional del espesor debida a la deformación plástica por compresión será 45% de la deformación inicial a compresión en apoyos de dureza 70, 35% de la deformación inicial en apoyos de dureza 60 y 25% de deformación inicial en apoyos de dureza 50.

En la figura 3 nótese que la mayor parte de la deformación ocurre en los primeros 10 días bajo carga y prácticamente la totalidad de su valor en los primeros 100 días.

### **NEOPRENO EN ESFUERZO CORTANTE.**

Quando el extremo de una viga de puente se mueve horizontalmente, se deforma el apoyo de neopreno en esfuerzo cortante. Supuesto que el apoyo de neopreno es elástico puede resistir

la deformación, produciendo un esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre la viga y el apoyo así como en la superficie de contacto entre el apoyo de hule y el soporte ya sea de estribo o pila. Si el esfuerzo cortante en esas superficies de contacto es mayor que la fuerza de fricción entonces el apoyo se deslizará. El apoyo de placa se debe proyectar por consiguiente para limitar estas fuerzas resultantes del esfuerzo cortante. La necesidad de evitar el deslizamiento es la que conduce a elaborar las relaciones esfuerzo-deformación del neopreno cuando se le somete a esfuerzo cortante.

#### **A.- Limitación de la deformación en esfuerzo cortante.**

Para obtener la mayor duración o vida del hule se recomienda que la deformación por esfuerzo cortante se limite a 50%. En otras palabras, el espesor del hule del apoyo debe ser por lo menos el doble de la deformación horizontal que se espera llegue a tener. No se pueden dar datos ni razones específicas para formular esta limitación.

Esa limitación no es de carácter rígido. Nadie con certeza podría decir que la deformación por esfuerzo cortante limitada a 60% o aún a 70% podría garantizar cualquier dificultad. Lo que si ciertamente se podría afirmar es que una deformación de 100% es excesiva, una deformación de 50% se sabe que está del lado de la seguridad. Un apoyo sometido a deformación de 60 a 70% con toda probabilidad tendrá un funcionamiento perfecto; sin embargo, para obtener el grado de seguridad que se necesita como recomendación de buena ingeniería se debe limitar la deformación a esfuerzo cortante a un 50%.

#### **B.- Módulo en esfuerzo cortante.**

La relación esfuerzo-deformación para el neopreno en esfuerzo cortante es lineal para deformaciones a esfuerzo cortante hasta 50% y se puede expresar esa relación como un

módulo. El módulo es de 110 Lb/in<sup>2</sup> para un apoyo típico de dureza 50, 160 Lb/in<sup>2</sup> para un apoyo de dureza 60, y 215 Lb/in<sup>2</sup> para un apoyo de dureza 70 (todos estos valores para 70°F. Estos valores están repetidos en la figura 2.

#### 1.- dureza.

Como se habrá visto se han relacionado los valores del módulo con los de dureza. Como ya se dijo anteriormente, la dureza es una medida inexacta de la rigidez en compresión y lo mismo se puede decir de la rigidez en esfuerzo cortante. Recuerdese que es muy común encontrar 5 puntos de diferencia en las lecturas hechas por diferentes personas usando diferentes durómetros aplicados sobre la misma pieza de hule y aún la diferencia llega a ser tan fuerte como de 10 puntos. Esta diferencia de 5 o 10 puntos es equivalente a una variación de 15 hasta 20% en la rigidez real. En otras palabras, un apoyo que tenga una dureza nominal de 70 medida con durómetro puede tener un módulo a esfuerzo cortante de 15 a 20% arriba o abajo del módulo que se indica en la figura 2.

#### 2.- Factor de forma

El comportamiento de una placa de neopreno para apoyo en esfuerzo cortante, en contraste con su comportamiento en compresión, no le afecta el factor de forma de la pieza. El coeficiente de recuperación de forma de un apoyo sometido a esfuerzo cortante es el mismo cualquiera que sea la orientación de la placa, se le puede voltear en el sentido longitudinal o transversal con respecto a la dirección en que se desplace la viga.

#### C.- Deslizamiento.

Cuando una viga se deforma horizontalmente produce deformaciones en el hule y se presentan esfuerzos cortantes en las caras de contacto entre el hule y la corona y el hule y la

viga. Si los esfuerzos cortantes exceden la fuerza de fricción, entonces la placa se deslizará. No se ha hecho una determinación experimental de la "fricción inicial" entre el hule y el concreto. Sin embargo con las pruebas efectuadas en el laboratorio con placas de tamaño natural se encontró que el deslizamiento parece que no se presenta en tanto que el esfuerzo cortante no exceda  $1/5$  del esfuerzo de compresión que actúa en la superficie de contacto. Al hacer el proyecto de un apoyo de neopreno se recomienda por lo tanto que la fuerza de esfuerzo cortante se limite a  $1/5$  de la carga muerta. Esta regla empírica parece también realizarse para vigas de acero así como las de concreto.

#### **CONSIDERACIONES DE PROYECTO.**

El propósito es calcular la longitud, ancho, espesor y dureza de un apoyo de neopreno.

Los detalles del proyecto quedarán controlados por las siguientes limitaciones:

- 1.- La deformación por esfuerzo cortante no debe ser mayor que 50%.
- 2.- La deformación por compresión no debe ser mayor que 15%.
- 3.- La dilatación y contracción de una viga se debe absorber por la deformación del apoyo a esfuerzo cortante. El apoyo no debe deslizar hacia adelante o hacia atrás sobre el estribo.
- 4.- El espesor no debe ser mayor que  $1/5$  del ancho. Esta limitación garantiza la condición de estabilidad del apoyo. El sentido común nos indica que si un apoyo es demasiado grueso en relación con su ancho entonces la viga se tambalea. De las pruebas, efectuadas en el trabajo se ha visto que en los apoyos que están sometidos a compresión y esfuerzo cortante combinados resultan más estables si el espesor no es mayor que  $1/5$  del ancho.

### Especificaciones de diseño.

El diseño de los amortiguadores de apoyo, debido a su naturaleza, se basa en un criterio de esfuerzos de trabajo (carga de servicio).

Datos de diseño para los amortiguadores de apoyo (amortiguadores elastómericos). Todos los materiales deberán ser nuevos, de grado no comercial, sin ningún material regenerado incorporado al amortiguador terminado del apoyo y que contenga solamente neopreno, como el polímero crudo para el compuesto elastomérico.

Las especificaciones elastoméricas son:

Dureza durómetro (indentación).	70 +/- 5 (escala Shore)
Esfuerzo máximo a la compresión	70 Kg/cm <sup>2</sup> .
Resistencia máxima a la compresión, en función del factor de forma <sup>1</sup> y nominación del durómetro.	15%
Máxima deformación uniforme por cortante	50%
Módulo de cortante, G	9 Kg/cm <sup>2</sup> .
Módulo de cortante a largo plazo, G <sub>t</sub> = G/2	4.5 Kg/cm <sup>2</sup> .
Resistencia mínima a la tensión (ASTM D412)	175 Kg/cm <sup>2</sup> .
Estabilidad máxima a la compresión (ASTM D395)	35%

La dimensión mínima horizontal de la placa no será menor que 5 veces el espesor.

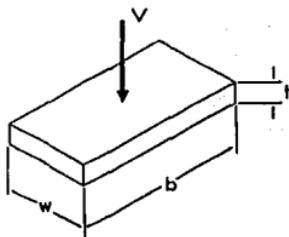
Los valores anteriores pueden excederse cuando se justifiquen por medio de un análisis mas refinado.

---

<sup>1</sup>El factor de forma es el área del amortiguador de apoyo dividida entre el producto del perímetro y el espesor del amortiguador.

## Recomendaciones de diseño

1. Usense cargas de servicio para el diseño
2. Máximo esfuerzo de compresión = 70.31 kg/cm<sup>2</sup>
3. Máximo esfuerzo cortante = 7.03 kg/cm<sup>2</sup>
4. Máxima deformación unitaria por cortante =  $t/2$
5. Máxima deformación unitaria por compresión = 15%  
(ver fig 5-1)
6.  $w > 5t$  o 10.2 cm



## Compresión

$$\text{Factor de forma} = \frac{wb}{2(w+b)t}$$

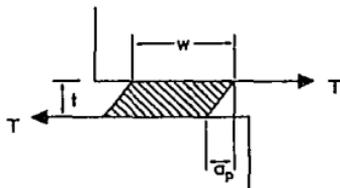
$$f = \text{Esfuerzo a la compresión} = \frac{V}{wb}$$

w = Dimensión paralela al claro de la viga

b = Dimensión transversal al claro de la viga

t = Espesor del amortiguador

T, V = Reacciones de la viga por cargas de servicio



## Cortante

$$a_p = \frac{Tt}{wb(G)} = \text{deformación horizontal}$$

G = Módulo de cortante (ver fig 5-2). Para deformaciones de vigas por cargas a largo plazo (tales como cambio de volumen) use  $G = 0.5 G$

## Módulo de cortante G

50 Duro	70 Duro
7.73 kg/cm <sup>2</sup> a 21 °C	15.12 kg/cm <sup>2</sup> a 21 °C
8.51 kg/cm <sup>2</sup> a -7 °C	16.59 kg/cm <sup>2</sup> a -7 °C
9.70 kg/cm <sup>2</sup> a -18 °C	18.91 kg/cm <sup>2</sup> a -18 °C
14.7 kg/cm <sup>2</sup> a -29 °C	28.69 kg/cm <sup>2</sup> a -29 °C

Fig. 5-1

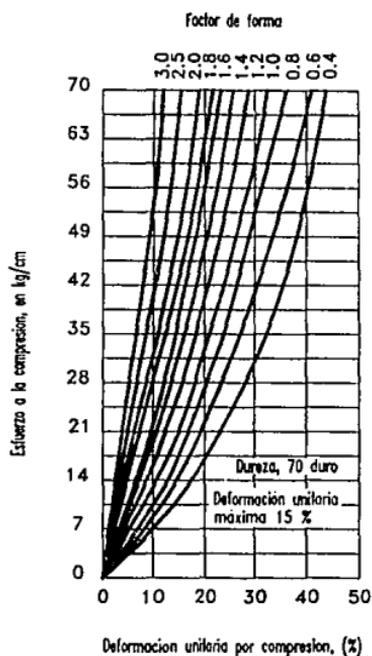
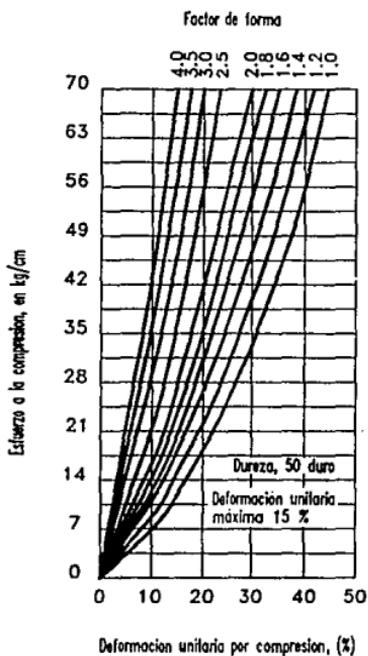


Fig. 5-2

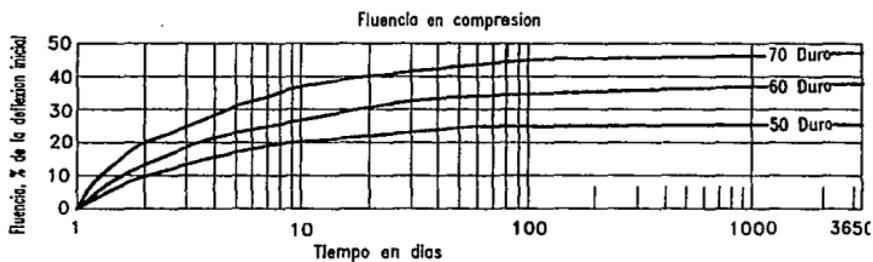


Fig. 5-3

## **TEMA VI.- CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA**

### **DESCRIPCION.**

Para determinar las características y dimensiones del puente se debe recurrir a estudios de campo, y tomar en cuenta condiciones de funcionalidad, resistencia, durabilidad y estética.

La superestructura quedo finalmente constituida por los siguientes elementos:

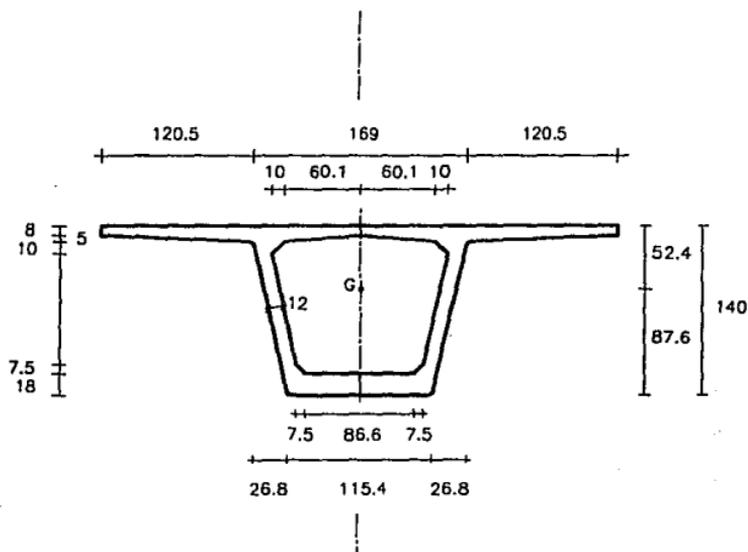
Ocho tramos suspendidos apoyados sobre siete dobles voladizos, los cuales se apoyan sobre marcos, tanto los tramos suspendidos como los voladizos serán de concreto presforzado. Las columnas serán de concreto reforzado desplantadas sobre pilas unidas por traveses de liga. Los tramos extremos se apoyarán en dos estribos de concreto reforzado.

La estructura resistente está constituida por cuatro vigas prefabricadas de sección cajón separadas 4.10 m eje a eje, un firme estructural de 8 cm de espesor colocado sobre las vigas, dos diafragmas de acero en el tramo suspendido y dos en el doble voladizo. El concreto empleado en los elementos prefabricados deberá tener una resistencia mínima a la ruptura de  $400 \text{ kg/cm}^2$ , medido en cilindros a los 28 días de edad.

En el sentido longitudinal se considera que los tramos en voladizo forman marco con las columnas y en el sentido transversal se utilizará un cabezal como apoyo de las traveses, el cual también formará marco con las columnas. Así mismo, se considerará articulada la unión entre los tramos suspendidos y los voladizos.

La calzada estará formada por una capa de concreto asfáltico de 7 cm de espesor.

# CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO SUSPENDIDO



GEOMETRIA DE UNA TRABE  
AL CENTRO DEL CLARO

## SUPERESTRUCTURA

### Datos de proyecto.

Claro entre apoyos		24.67 m
Ancho de calzada		15.40 m
Ancho de guarnición		0.50 m
Ancho total		16.40 m
Número de traves presforzadas por tramo		4
Número de diafragmas por tramo		2
Carga móvil		HS-20
Acero de presfuerzo, Calidad 270 k,	LR=	19000 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo ordinario	LE=	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto en traves presforzadas al aplicar el presfuerzo		
a los 28 días		400 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del concreto en firme estructural		
a los 28 días		250 kg/cm <sup>2</sup>
Número de carriles		4
Carpeta asfáltica		0.07 m
Especificaciones		AASHTO

## I. Propiedades geométricas de la sección transversal.

### Sección simple.

Fig.	Area	y (m)	A·y	d	Ad <sup>2</sup>	I
A	$4,1 \cdot 0,08 = 0,328000$	0,04000	0,01312	0,48390	0,076804	0,000175
B	$(4,1+1,69)0,5(0,05) = 0,144750$	0,10153	0,01470	0,42237	0,025823	0,000028
C	$(1,69+1,154)0,5(1,27) = 1,805940$	0,72511	1,30950	0,20121	0,073114	0,239859
D	$1,202(0,05)0,5 = -0,030050$	0,11333	-0,00341	0,41057	-0,005065	-0,000004
E	$(1,402+1,202)0,5(0,10) = -0,130200$	0,18128	-0,02360	0,34262	-0,015284	-0,000108
F	$(1,402+1,016)0,5(0,915) = -1,106235$	0,66316	-0,73361	0,13926	-0,021454	-0,076525
G	$(1,016+0,866)0,5(0,075) = -0,070575$	1,18150	-0,08338	0,65760	-0,030519	-0,000033
$\Sigma$		0,941630	0,49332		0,103491	0,163392

$$Y_c = \frac{0,49332}{0,94163} = 0,5239 \text{ m}$$

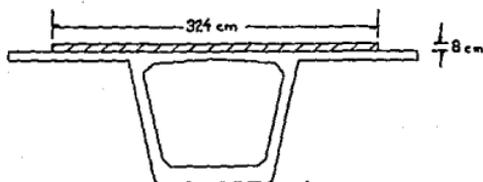
$$Y_i = 1,40 - 0,5239 = 0,8761 \text{ m}$$

$$I_x = 0,163392 + 0,103491 = 0,266883 \text{ m}^4$$

$$S_x = \frac{0,266883}{0,5239} = 0,509416 \text{ m}^3$$

$$S_i = \frac{0,266883}{0,8761} = 0,304626 \text{ m}^3$$

### Sección compuesta.



$$b = \sqrt{\frac{250}{400}} \times 410 = 324 \text{ cm}$$

Fig.	Area	y (m)	A · y	d	Ad <sup>2</sup>	I	
A	3.24 x 0.08 =	0.25920	1.4400	0.373248	0.4422	0.050684	0.000138
B		0.94163	0.8761	0.824962	0.1217	0.013946	0.266883
Σ		1.20083		1.198210		0.064630	0.267021

$$Y_i = \frac{1.19821}{1.20083} = 0.9978 \text{ m}$$

$$Y_s = 1.40 - 0.9978 = 0.4022 \text{ m}$$

$$I_s = 0.064630 + 0.267021 = 0.331651 \text{ m}^4$$

$$S_x = \frac{0.331651}{0.4022} = 0.824592 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{0.331651}{0.9978} = 0.332382 \text{ m}^3$$

## 2. Elementos mecánicos por carga permanente

( Análisis de cargas ).

a) Peso propio de trabe.

$$A = 0.94163 \text{ m}^2$$

$$w = 0.94163 \times 2.4 = 2.260 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{2.26 \times 24.67^2}{8} = 171.93 \text{ ton-m/trabe}$$

$$V = \frac{2.26 \times 24.67}{2} = 27.88 \text{ ton/trabe}$$

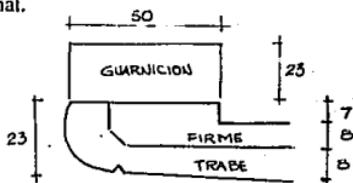
b) Peso propio de trabe.

$$w = 4.1 \times 0.08 \times 2.4 = 0.7872 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{0.7872 \times 24.67^2}{8} = 59.89 \text{ ton-m/trabe}$$

$$V = \frac{0.7872 \times 24.67}{2} = 9.71 \text{ ton/trabe}$$

b) Carga adicional.



$$\text{Guarniciones} = 0.23 \times 0.50 \times 2.4 \times 2 = 0.552 \text{ ton/m}$$

$$\text{Pretilos} = 0.07 \times 0.50 \times 2.4 \times 2 = 0.168 \text{ ton/m}$$

$$\text{Asfalto} = 15.40 \times 0.10 \times 2.2 = \underline{3.388 \text{ ton/m}}$$

$$\Sigma 4.108 \text{ ton/m}$$

(Nota: La carpeta asfáltica es de 7 cm, pero para preveer futuros reencarpetamientos, se considera de 10 cm).

$$w = \frac{4.108}{4} = 1.027 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{1.027 \times 24.67^2}{8} = 78.13 \text{ ton-m/trabe}$$

$$V = \frac{1.027 \times 24.67}{2} = 12.67 \text{ ton/trabe}$$

### 3. Elementos mecánicos por carga viva e impacto ( HS-20 )

Se supone que para un estado de cargas móviles dado, una de las cuatro vigas de cada tramo recibirá una parte mayor de carga que las otras tres. Para obtener el factor de concentración se utilizarán los ábacos de Cusens-Pama descritos en el capítulo 4.

Se comenzará por definir las características mecánicas del tablero, aislando una de las traveses longitudinales.

Para definir el parámetro de flexión del tablero, sólo necesitamos la inercia longitudinal de una viga, que es:

$$I = 0.266883 \text{ m}^4$$

Entonces, tomando  $\nu = 0.15$  para concreto:

$$D_x = \frac{EI_x}{b_x} = \frac{0.266883}{4.1} E = 0.065093 E$$

$$D_y = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{0.105^3}{12(1-0.15^2)} E = 0.0000987 E$$

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{D_x}{D_y}} = \frac{16.4}{2 \times 24.28} \sqrt{\frac{0.065093}{0.0000987}} = 1.71$$

Para obtener el parámetro de torsión, se necesita calcular la rigidez torsional de una viga, y un factor de reducción  $R$ , ( ver capítulo 4).

Cálculo de  $R$ .

$$\frac{GJ}{EI_p} = \frac{6}{1+0.15} \frac{\left(\frac{1.275}{0.105}\right)^2 (1.6002+1.0729)^2}{\left(\frac{0.105}{0.120}\right) (2 \times 1.2856 + 1.0729) + 1.6002} = 1116.594914$$

$$p = \left( \frac{0.12}{0.105} \right)^3 = 1.4927114$$

$$\lambda_c = \frac{[(2 \times 1.6002 + 1.0729)(1.6002 + 2.4998)1.0729(1.2575)] - [1.4927114(1.6002)^3(2.4998 - 1.0729)]}{(1.6002 + 1.0729)[2(1.6002^3 + 1.6002 \times 1.0729 + 1.0729^3)1.2856 + 1.0729^3 + 1.4927114 \times 1.6002^3]}$$

$$\lambda_c = \frac{14.91065733}{56.96244899} = 0.2617629262$$

$$C_1 = \frac{0.2617629262 \times 1.0729}{2 \times 1.6002} = 0.08775323194$$

$$C_2 = \frac{0.2617629262}{2} - \left[ 0.08775323194 + \frac{1.0729}{2 \times 1.6002} \left( \frac{1.6002 + 2.4998}{1.6002 + 1.0729} \right) \right]$$

$$C_2 = -0.4710617784$$

$$\rightarrow \frac{1}{R} = (1 + 1116.594914) \frac{1.6002^3}{12(1.6002 + 2.4998)^2} \left( \frac{\pi}{24.28} \right)^2 \left( \frac{2.4998}{1.6002} \right)^3$$

$$+ \left( \frac{2.4998 - 1.0729}{1.6002 + 1.0729} + 0.26176 \right)^2 + \frac{0.26176^2}{1.4927114} \left( \frac{1.0729}{1.6002} \right)^3$$

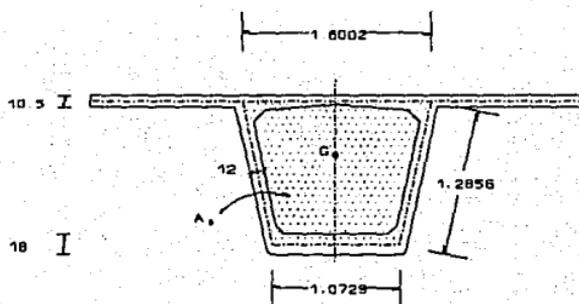
$$+ \frac{24(1.2856)}{1.4927114(1.6002)} \left( 0.087753^2 + 0.087753(-0.471062) + \frac{0.471062^2}{3} \right)$$

$$\rightarrow \frac{1}{R} = 1.892755058; \quad \therefore R = 0.52833$$

Cálculo de  $I_0$ .

$$I_0 = \frac{4A_0^2}{f \frac{dS}{t}} = \frac{4 \times 1.6802}{\frac{1.6002}{0.105} + \frac{2(1.2856)}{0.12} + \frac{1.0729}{0.18}}$$

$$I_0 = 0.15766451 \text{ m}^4.$$



con  $I_0$  y  $R$ , tenemos que:

$$D_{xy} = \frac{0.52833 \times G \times 0.15766451}{4.1} = 0.0203168 G$$

$$D_{yx} = \frac{Gt^3}{6} = \frac{G \times 0.105^3}{6} = 0.000193 G$$

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx}}{2\sqrt{D_x D_y}} = \frac{(0.0203168 + 0.000193) G}{2\sqrt{0.065093 \times 0.0000987 E}}$$

$$\text{pero } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{1}{4(1+0.15)} \frac{0.0203168 + 0.000193}{\sqrt{0.065093 \times 0.0000987}} = 1.76$$

Entonces los coeficientes de reparto del momento flexionante longitudinal para  $\alpha = 1$ ,

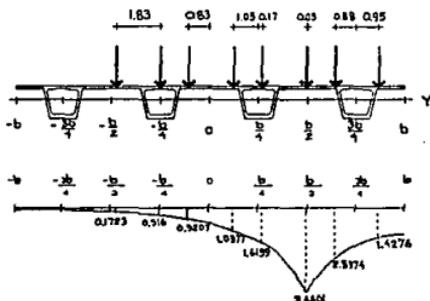
$\alpha = 2$  y  $\alpha = 1.76$  considerando que,  $K_\alpha = K_1 + \frac{\sqrt{\alpha} - 1}{\sqrt{2} - 1} (K_2 - K_1)$ , son:

carga en	ESTACION									
	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b	
$K_{m1}$ ( $\alpha=1$ )	b	0.000	0.000	0.010	0.030	0.080	0.330	0.980	2.840	10.80
	$\frac{3b}{4}$	0.000	0.010	0.020	0.070	0.200	0.600	1.620	5.200	2.690
	$\frac{b}{2}$	0.010	0.020	0.060	0.190	0.550	1.450	4.710	1.620	0.980
	$\frac{b}{4}$	0.030	0.070	0.190	0.540	1.430	4.570	1.450	0.600	0.330
	0	0.080	0.200	0.550	1.430	4.58	1.430	0.550	0.200	0.080
$K_{m2}$ ( $\alpha=2$ )	b	0.020	0.040	0.080	0.150	0.300	0.600	1.220	2.600	7.950
	$\frac{3b}{4}$	0.040	0.060	0.100	0.200	0.400	0.800	1.660	3.980	2.600
	$\frac{b}{2}$	0.080	0.100	0.180	0.350	0.690	1.420	3.450	1.660	1.220
	$\frac{b}{4}$	0.160	0.200	0.340	0.660	1.370	3.340	1.430	0.800	0.600
	0	0.030	0.400	0.690	1.370	3.300	1.370	0.690	0.400	0.300
$K_{m1}$ $\alpha=1.76$	b	0.016	0.031	0.065	0.125	0.254	0.543	1.169	2.651	8.552
	$\frac{3b}{4}$	0.032	0.049	0.083	0.173	0.358	0.758	1.651	4.238	2.619
	$\frac{b}{2}$	0.065	0.083	0.155	0.316	0.660	1.426	3.716	1.651	1.169
	$\frac{b}{4}$	0.133	0.173	0.308	0.635	1.383	3.600	1.434	0.758	0.543
	0	0.254	0.358	0.660	1.383	3.571	1.383	0.660	0.358	0.254

- Análisis de viga extrema.

La posición de los carros más desfavorable para la viga extrema se produce cuando se tiene la posición de máxima excentricidad. La configuración de las cargas será entonces:

$$K = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{\sum P_i}$$



L.I. para  $y = b/2$

$$K_{\frac{b}{2}} = \frac{1.6159 + 3.6601 + 2.5374 + 1.4276 + 1.0377 + 0.5207 + 0.316 + 0.1723}{8}$$

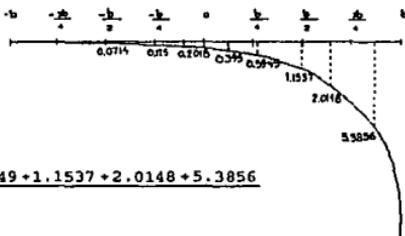
$$K_{\frac{b}{2}} = 1.4105$$



L.I. para  $y = 3b/4$

$$K_{\frac{3b}{4}} = \frac{0.0927 + 0.1730 + 0.2831 + 0.5531 + 0.8321 + 1.6292 + 3.1275 + 3.4877}{8}$$

$$K_{\frac{3b}{4}} = 1.2711$$

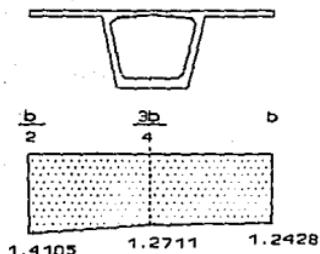


L.I. para  $y = b$

$$K_b = \frac{0.0714 + 0.1250 + 0.2018 + 0.3950 + 0.5949 + 1.1537 + 2.0148 + 5.3856}{8}$$

$$K_b = 1.2428$$

Entonces la distribución de K para la condición de carga anterior es:

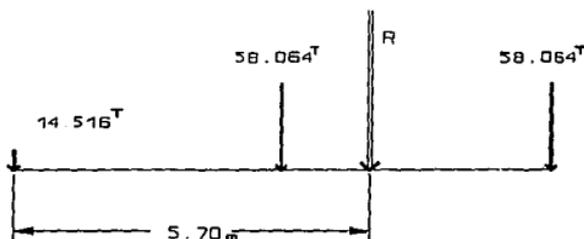


$$K_{\text{TRAPE}} = \text{AREA} = \frac{2.05}{2} (1.4105 + 2 \times 1.2711 + 1.2428)$$

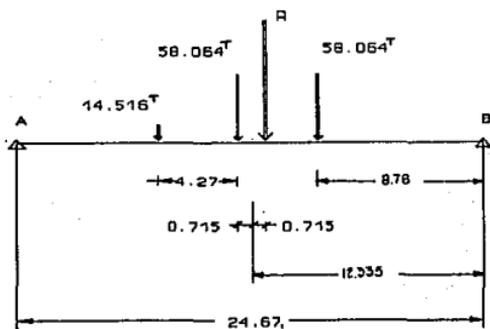
$$K_{\text{TRAPE}} = 5.325$$

Para una viga simple, el momento máximo que producen las cargas, puede estar cercano pero no por necesidad en el punto medio del claro. El momento máximo ocurrirá debajo de la carga  $P_n$  cuya distancia al centro del claro es igual a la que guarda la resultante de cargas al mismo punto.

Entonces la ubicación de la resultante de cargas es:



y la posición de momento máximo es:

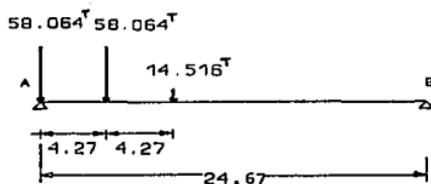


$$R_A = \frac{14.516 \times 17.32 + 58.064 \times 13.07 + 58.064 \times 8.78}{24.67}$$

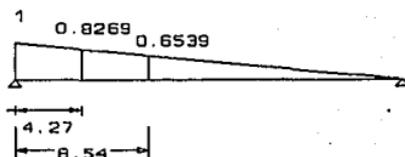
$$R_A = 61.62 \text{ Ton}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 61.62 \times 11.62 - 14.516 \times 4.27 = 654 \text{ ton-m}$$

La posición y línea de influencia para cortante máximo es:



LIN. DE INFLUENCIA



$$V_{\max} = 58.064 \times 1 + 58.064 \times 0.8269 + 14.516 \times 0.6538 = 115.57 \text{ ton}$$

De los elementos máximos anteriores tenemos que:

$$M_x \text{ medio} = \frac{6540.04}{16.4} = 39.88 \text{ ton-m/m}$$

$$V_x \text{ medio} = \frac{115.57}{16.4} = 7.047 \text{ ton/m}$$

El cálculo de  $M_{CV}$  y  $V_{CV}$ , a partir del coeficiente de reparto anterior es:

$$M_{CV} = 39.88 \times 5.325 = 212.36 \text{ ton-m/trabe}$$

$$V_{CV} = 7.047 \times 5.325 = 37.53 \text{ ton/trabe}$$

Impacto

$$I = \frac{15.24}{38+28.48} \cdot 0.245 < 0.30$$

$$M_{CV+I} = 212.36 \times 1.245 = 264.39 \text{ ton-m/trabe}$$

$$V_{CV+I} = 37.53 \times 1.245 = 46.725 \text{ ton/trabe}$$

#### 4. Esfuerzos por cargas.

Considerando: ( + ) compresión

( - ) tensión

a) Por peso propio

$$f_b = \frac{171.93}{0.509416} = 337.5 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{171.93}{0.304626} = -564.4 \text{ ton/m}^2$$

b) Por peso de firme.

$$f_s = \frac{59.89}{0.509416} = 117.6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_l = \frac{59.89}{0.304626} = -196.6 \text{ ton/m}^2$$

c) Por carga adicional

$$f_s = \frac{78.13}{0.824592} = 94.80 \text{ ton/m}^2$$

$$f_l = \frac{78.13}{0.332382} = -235.1 \text{ ton/m}^2$$

d) Por carga viva

$$f_s = \frac{264.39}{0.824592} = 320.6 \text{ ton/m}^2$$

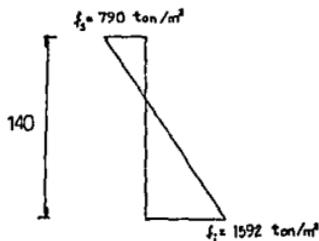
$$f_l = \frac{264.39}{0.332382} = -795.4 \text{ ton/m}^2$$

Considerando la reducción de esfuerzos por carga viva.

$$f_s = 0.75 (320.6) = 240.45 \text{ ton/m}^2$$

$$f_l = 0.75 (-795.4) = -596.55 \text{ ton/m}^2$$

5. Presfuerzo necesario.



Para aprovechar la máxima excentricidad del presfuerzo, consideramos que el centroide del acero de presfuerzo esta en  $y=10 \text{ cm}$

$$\Rightarrow e = 0.8761 - 0.10 = 0.7761 \text{ m}$$

Partiendo de la siguiente ecuación

$$f = \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_1}$$

$$1592.65 = P \left( \frac{1}{0.94163} + \frac{0.7761}{0.304626} \right) = 3.610 P$$

$$\rightarrow P = \frac{1592.65}{3.610} = 441.2 \text{ ton}$$

La calidad del acero de presfuerzo =  $f_r = 18900 \text{ kg / cm}^2$ .

El esfuerzo permisible inicial del acero de presfuerzo es:

$$f_i = 0.7 f_r = 0.7 \times 18900 = 13230 \text{ kg / cm}^2$$

Si consideramos 20 % de pérdidas

$$f_{ef} = 0.8 f_i = 0.8 \times 13230 = 10584 \text{ kg / cm}^2 \quad \rightarrow \text{Esfuerzo efectivo en condiciones de servicio}$$

$$a_{sp} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Area de acero de presfuerzo, } \varnothing \text{ de } \frac{1}{2}''$$

La fuerza permanente por torón será:

$$F = 10584 \times 0.98 = 10372 \text{ kg / torón}$$

$$\text{Num. de torones} = \frac{441.20}{10.372} = 42.5$$

Se emplearan 44 torones

Fuerza de tensado

$$T = 10584 \times 0.98 \times 44 = 456.38 \text{ ton}$$

Momento

$$M = T \times c = 456.38 \times 0.7761 = 354.20 \text{ ton-m}$$

Presfuerzo efectivo

$$f_{\text{e}} = \frac{456.38}{0.94163} - \frac{354.20}{0.509416} = -211 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{i}} = \frac{456.38}{0.94163} + \frac{354.20}{0.304626} = 1647 \text{ ton/m}^2$$

Presfuerzo inicial ( considerando 20 % de pérdidas )

$$f_{\text{e}} = \frac{-211}{0.80} = -263.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{i}} = \frac{1647}{0.80} = 2058.8 \text{ ton/m}^2$$

■ Revisión por esfuerzos permisibles.

Esfuerzos al centro del claro en condiciones de servicio

CARGAS	f, ( ton / m <sup>2</sup> )		f, ( ton / m <sup>2</sup> )	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
Peso propio de trabe	337.50		-564.40	
Presfuerzo	-211.00	126.50	1647.00	1082.60
Peso de firme	117.60	244.10	-196.60	886.00
Carga muerta adicional	94.80	338.90	-235.10	650.90
Carga viva	240.45	579.35	-596.55	54.35

Esfuerzos permisibles.

a) Compresión.

$$f_{p \text{ comp.}} = 0.4 f_c = 0.4 \times 400 = 160 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensión.

$$f_{p \text{ tens.}} = 0.498 \sqrt{f_c} = 0.498 \sqrt{400} = -9.96 \text{ kg/cm}^2$$

Comparación de esfuerzos.

$$f_{i \text{ per}} > f_{i \text{ acum}} \quad 160 \text{ kg/cm}^2 > 57.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i \text{ per}} > f_{i \text{ acum}} \quad 160 \text{ kg/cm}^2 > 5.43 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en la etapa de transferencia

CARGAS	$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )		$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
Peso propio de trabe	337.50		-564.40	
Presfuerzo	-211.00	126.50	1647.00	1082.60

Esfuerzos permisibles.

a) Compresión.

$$f_{p \text{ comp.}} = 0.6 f_{ci} = 0.6 \times 0.8 \times 400 = 192 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensión.

$$f_{p \text{ tens.}} = \sqrt{f_{ci}} = \sqrt{400 \times 0.8} = -17.90 \text{ kg/cm}^2$$

### Comparación de esfuerzos.

$$f_{s \text{ per}} > f_{s \text{ acum}} \quad 192 \text{ kg/cm}^2 > 7.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i \text{ per}} > f_{i \text{ acum}} \quad 192 \text{ kg/cm}^2 > 149.40 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Los esfuerzos son aceptables.

### ■ Cálculo de pérdidas.

Pérdidas de presfuerzo.- Son pérdidas de tensión debidas a las deformaciones del concreto y del acero.

#### a) Por contracción del concreto.

La retracción se debe a una reducción de la humedad contenida en la mezcla, está afectada por el tamaño de la pieza de concreto, la composición de la mezcla, las condiciones atmosféricas y es proporcional al agua contenida en la mezcla.

El CP 115 ( British Code of Practique ) recomienda como valor de la deformación por contracción:

$$0.0002 = 200 \times 10^{-6} \quad \text{para concreto pretensado}$$

$$0.0003 = 300 \times 10^{-6} \quad \text{para concreto postensado}$$

Por lo tanto las pérdidas de tensión por contracción pueden expresarse como:

$$CC = 200 \times 10^{-6} \times E_s = 200 \times 10^{-6} \times 1.9 \times 10^6 = 380 \text{ kg/cm}^2.$$

#### b) Por acortamiento elástico.

Las especificaciones de la SCT determinan las pérdidas por acortamiento elástico mediante la siguiente fórmula.

$$AE = \frac{E_s}{E_{c1}} f_{cr}$$

con:  $AE$  = Pérdida por acortamiento elástico.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del torón de presfuerzo

$E_{c1}$  = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del concreto, el cual

puede calcularse por:  $E_{c1} = 15000 \sqrt{f'_c}$ , con  $f'_c$  en  $\text{kg/cm}^2$

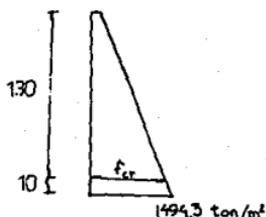
$f_{cr}$  = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, debido al presfuerzo y peso propio.

Obtención de módulos de elasticidad

$$E_s = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{400} = 302000 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de  $f_{cr}$



$$\frac{1494.3 - 73.7}{x} = \frac{140}{130}$$

$$f_{cr} = \frac{1420.6 \times x}{140} + 73.7 = 1393 \text{ ton/m}^2$$

Aplicando la fórmula:

$$\therefore AE = \frac{1.9 \times 10^6}{302000} \times 1393 = 8764 \text{ ton/m}^2 = 876.4 \text{ kg/cm}^2$$

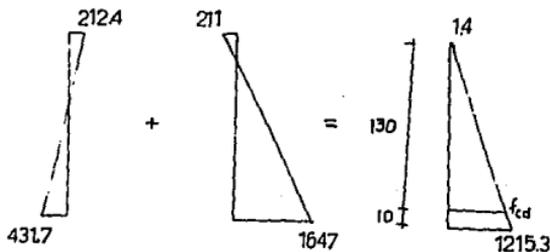
c) Por escurrimiento plástico del concreto

Las especificaciones para proyecto de puentes de la SCT determinan las pérdidas por escurrimiento plástico del concreto como:

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{cd}$$

con:  $f_{cd}$  = Esfuerzo medio de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, debido a la totalidad de cargas muertas, excepto las presentes en el momento de la transferencia.

Determinación de  $f_{cd}$ .



$$\frac{1215.3 - 1.4}{x} = \frac{140}{130}$$

$$f_{cd} = \frac{1213.9 \times 130}{140} + 1.4 = 1129 \text{ ton/m}^2$$

$$CR_c = 12(1393) - 7(1129) = 8813 \text{ ton/m}^2 = 881.3 \text{ kg/cm}^2$$

d) Por relajación del acero de presfuerzo.

Se define la relajación del acero, como un alargamiento continuo bajo carga constante.

De las especificaciones para proyecto de puentes de la SCT se tiene:

$$CR_s = 1405 - 0.4 AE - 0.2( CC + CR_c )$$

Sustituyendo valores :

$$CR_s = 1405 - 0.4( 876.4 ) - 0.2( 380 + 881.3 ) = 802 \text{ kg/cm}^2.$$

Pérdidas totales.

$$\Delta f_s = 380 + 876.4 + 881.3 + 802.2 = 2940 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo} \quad 10584 \text{ kg/cm}^2$$

$$+ \text{ Pérdidas de presfuerzo} \quad \underline{2940} \text{ kg/cm}^2$$

$$13524 \text{ kg/cm}^2 < 0.8 f_{sr} = 15120 \text{ kg/cm}^2$$

Porcentaje de pérdidas.

$$P = \frac{10584}{13524} = 0.78 \approx 0.80 \text{ Supuesto}$$

Se acepta el porcentaje de pérdidas.

■ Revisión por resistencia.

$$A_s' = 44 \times 0.98 = 43.12 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Area total de acero de presfuerzo}$$

$$d = 148 - 10 = 138 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Peralte efectivo de sección compuesta}$$

$$f_{sr} = 18900 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \text{Esfuerzo último de acero de presfuerzo}$$

$$f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$p^* = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{43.12}{324 \times 138} = 0.0009644 \quad \rightarrow \text{Porcentaje de acero de presfuerzo}$$

$$f_{su}^* = f_{sr} \left( 1 - 0.5 p^* \frac{f_{sr}}{f_c} \right) \quad \rightarrow \text{Esfuerzo de acero de presfuerzo al alcanzar la falla del elemento.}$$

$$f_{su}^* = 18900 \left[ 1 - 0.5 (0.0009644) \frac{18900}{400} \right] = 18469 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{1.4 d p^* f_{su}^*}{f_c} \quad \rightarrow \text{Profundidad del bloque de esfuerzos.}$$

$$a = \frac{1.4 (138) (0.0009644) (18469)}{400} = 8.6 \text{ cm} < t_f + t_p = 8 + 8 = 16 \text{ cm}$$

→ Se considera como sección rectangular.

Cálculo de momento resistente.

$$M_{ur} = A_s^* f_{su}^* d \left( 1 - \frac{0.6 p^* f_{su}^*}{f_c} \right)$$

$$M_{ur} = 43.12 (18469) (138) \left[ 1 - \left( \frac{0.6 (0.0009644) (18469)}{400} \right) \right]$$

$$M_{ur} = 106964642 \text{ kg-cm} = 1069.65 \text{ ton-m}$$

Cálculo de momento último de servicio.

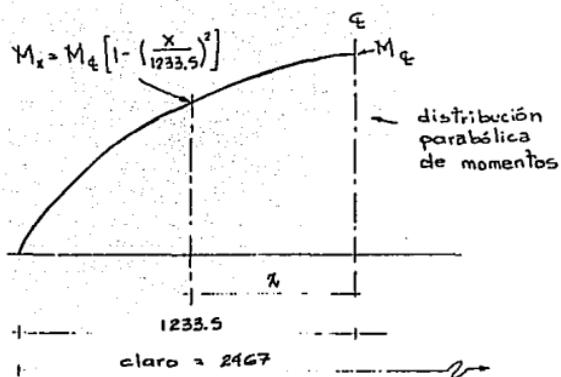
$$M_u = 1.3 (M_{CH} + \frac{5}{3} M_{CV+I})$$

$$M_u = 1.3 \left[ 300.95 + \frac{5}{3} (264.39) \right] = 975.78 \text{ ton-m}$$

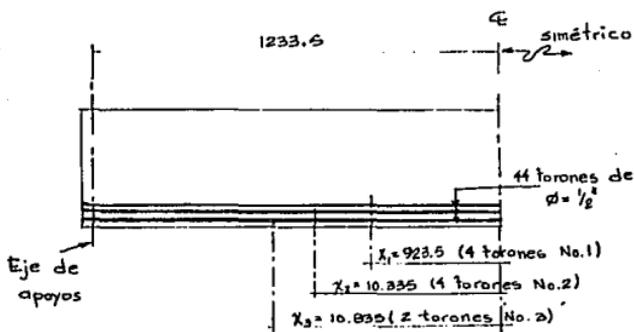
$$M_u = 976 \text{ ton-m} < M_{ur} = 1069 \text{ ton-m.}$$

Luego las condiciones de servicio se consideran aceptables.

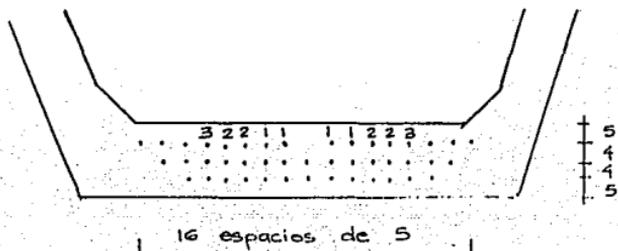
## Diagrama de presfuerzo de los torones



## Detalle de desadherencia.



## Distribución de torones



■ Desadherencia de torones.

Análisis de la sección en  $x_1 = 9.235$  m

$$\rightarrow M_1 = \left[ 1 - \left( \frac{9.235}{12.335} \right)^2 \right] M = 0.44 \text{ M}$$

Presfuerzo.

$$T = 0.7 \times 0.8 \times 18.9 \times 0.98 \times (44 - 4) = 414.89 \text{ ton}$$

Centroide de presfuerzo.

$$\bar{y} = \frac{12 \times 13 + 15 \times 9 + 13 \times 5}{40} = 8.9 \text{ cm}$$

$$\rightarrow c = 0.8761 - 0.089 = 0.7871 \text{ m}$$

Esfuerzos por presfuerzo.

$$f_b = \frac{414.89}{0.94163} - \frac{414.89 \times 0.7871}{0.509416} = -200.44 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{414.89}{0.94163} + \frac{414.89 \times 0.7871}{0.304626} = 1512.61 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos.

Los momentos por cargas se afectan en 0.44 del M

CARGAS	$f_b$ ( ton / m <sup>2</sup> )		$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
Peso propio de trabe	148.50		-248.30	
Presfuerzo	-200.44	-51.94	1512.61	1264.31
Peso de firme	51.70	-0.24	-86.50	1177.81
Carga muerta adicional	41.70	41.46	-103.40	1074.41
Carga viva	105.80	147.26	-262.50	811.91

Comparación de esfuerzos.

$$f_1 = 14.73 \text{ kg/cm}^2 < 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = 81.19 \text{ kg/cm}^2 < 160 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto los esfuerzos son aceptables.

Análisis de la sección en  $x_1 = 10.335 \text{ m}$

$$\rightarrow M_2 = \left[ 1 - \left( \frac{10.335}{12.335} \right)^2 \right] M = 0.30 M$$

Presfuerzo.

$$T = 0.7 \times 0.8 \times 18.9 \times 0.98 \times (44 - 4 - 4) = 373.41 \text{ ton}$$

Centroide de presfuerzo.

$$\bar{y} = \frac{8 \times 13 + 15 \times 9 + 13 \times 5}{36} = 8.44 \text{ cm}$$

$$\rightarrow c = 0.8761 - 0.0844 = 0.7917 \text{ m}$$

Esfuerzos por presfuerzo.

$$f_b = \frac{373.41}{0.94163} - \frac{373.41 \times 0.7917}{0.509416} = -183.77 \text{ ton/m}^2$$

$$f_i = \frac{373.41}{0.94163} + \frac{373.41 \times 0.7917}{0.304626} = 1367.02 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos.

Los momentos por cargas se afectan en 0.30 del M

CARGAS	$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )		$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
Peso propio de trabe	101.25		-169.32	
Presfuerzo	-183.77	-82.52	1367.02	1197.70
Peso de firme	35.28	-47.24	-58.98	1138.72
Carga muerta adicional	28.44	-18.80	-70.53	1068.19
Carga viva	72.14	53.34	-178.97	889.22

$$f_i = 5.33 \text{ kg / cm}^2 < 160 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_i = 88.92 \text{ kg / cm}^2 < 160 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto se aceptan los esfuerzos.

Análisis de la sección en  $x_1 = 10.835 \text{ m}$

$$\rightarrow M_3 = \left[ 1 - \left( \frac{10.835}{12.385} \right)^2 \right] M = 0.24 M$$

Presfuerzo.

$$T = 0.7 \times 0.8 \times 18.9 \times 0.98 \times (44 - 4 - 4 - 2) = 352.66 \text{ ton}$$

Centroide de presfuerzo.

$$\bar{y} = \frac{6 \times 13 + 15 \times 9 + 13 \times 5}{34} = 8.18 \text{ cm}$$

$$- e = 0.8761 - 0.0818 = 0.7943 \text{ m}$$

Esfuerzos por presfuerzo.

$$f_{\text{a}} = \frac{352.66}{0.94163} - \frac{352.66 \times 0.7943}{0.509416} = -175.36 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{i}} = \frac{352.66}{0.94163} + \frac{352.66 \times 0.7943}{0.304626} = 1294.07 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de esfuerzos.

Los momentos por cargas se afectan en 0.24 del M

CARGAS	$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )		$f_i$ ( ton / m <sup>2</sup> )	
	PARCIAL	ACUMULADO	PARCIAL	ACUMULADO
Peso propio de trabe	81.00		-135.46	
Presfuerzo	-175.36	-94.36	1294.07	1158.61
Peso de firme	28.22	-66.14	-47.18	1111.43
Carga muerta adicional	22.75	-43.39	-56.42	1055.01
Carga viva	57.71	14.32	-143.17	911.84

$$f_i = 1.43 \text{ kg / cm}^2 < 160 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_i = 91.18 \text{ kg / cm}^2 < 160 \text{ kg / cm}^2$$

Se aceptan todos los esfuerzos.

6. Revisión por cortante.

Cortantes por cargas (sección de apoyos).

$$V_{\text{cm}} = 50.26 \text{ ton/trabe.}$$

$$V_{\text{cv + i}} = 33.51 \text{ ton/trabe.}$$

Cortante último por cargas.

$$V_U = \frac{1.3}{0.9} \left[ 50.26 + \frac{5}{3} (33.51) \right] = 153.27 \text{ ton}$$

Cortante que tomará el concreto.

$$V_c = 19.2 b' j d; \quad b' = 24 \text{ cm}$$

$$d = 148 - 8.44 = 139.56$$

$$V_c = 19.2 (24) (0.9) (139.6) = 57895 \text{ kg} = 57.895 \text{ ton.}$$

Cortante resultante total.

$$V = V_u - V_c = 153.27 - 57.895 = 95.375 \text{ ton}$$

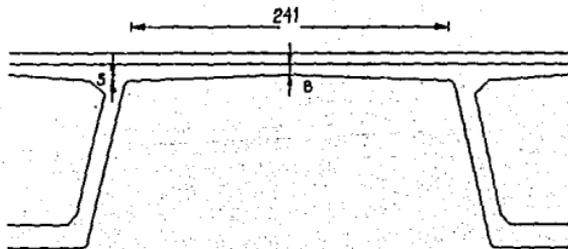
Acero de refuerzo en el alma.

$$S = \frac{A_v 2 f_y j d}{V} = \frac{4 \times 0.71 \times 2 \times 4200 \times 0.9 \times 139.56}{95.375 \times 10^3} = 31.4 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \frac{A_v f_y}{7 b'} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200}{7 \times 24} = 71 \text{ cm}$$

Se colocarán Est 4R # 3 @ 20 cm en los extremos y @ 30 cm en el centro.

7. Diseño del firme.



Losa:

Para el peralte de 13 cm:  $w = 0.13 (2400) (1) = 312 \text{ kg/m}$

Para el peralte de 8 cm:  $w = 0.03 (2400) (1) = 192 \text{ kg/m}$

Para el peralte de 18 cm:  $w = 0.18 (2400) (1) = 432 \text{ kg/m}$

Concreto asfáltico :  $w = 0.10 (2000) (1) = 200 \text{ kg/m}$

Guarnición y pretil:

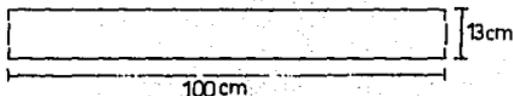
Volúmen de concreto =  $0.15 \text{ m}^3/\text{m}$  —  $w = 0.15 (2400) = 360 \text{ kg}$

Transversalmente será una carga concentrada de  $P = 360 \text{ kg}$

El ala de la trabe se diseñará para que soporte su peso propio y el peso del firme.

$$\rightarrow M_{\text{diseño}} = 360 (1.205 - 0.25) + 392 (1.205)^2 (0.5) + 120 (1.205)^2 (1/6) = 657.437 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

La sección en el punto es :



$$M_R = \phi b d^2 f_c w (1 - 0.59 w)$$

donde:  $\phi = 0.9$   $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$

$$b = 100 \text{ cm} \quad w = ?$$

$$d = 13 \text{ cm} \quad M_u = 657.437 \text{ kg}\cdot\text{m} = 65\,743.7 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Sustituyendo

$$65\,743.7 = 0.9 (100) 9^2 (400) (w - 0.59 w^2)$$

$$\rightarrow 0.59 w^2 - w + 0.022546 = 0$$

$$\therefore w = 0.0228542$$

Cálculo del porcentaje de acero

$$\rho = \frac{w f' c}{f_y} = \frac{0.0228542 (400)}{4200} = 0.00218$$

Comparación con porcentajes de acero mínimo

$$\rho_{\min} = \frac{14.047}{f_y} = \frac{14.047}{4200} = 0.0033$$

$\rho_{\min} > \rho \rightarrow$  adoptamos  $\rho_{\min}$

$$A_s = \rho b d = 0.0033 (100) (13) = 4.29 \text{ cm}^2$$

con var del # 4 :  $s = \frac{1.27 \times 100}{4.29} = 29.6 \text{ cm} \therefore$  colocamos var del # 4 @ 20 cm.

Se diseñará el firme en el punto donde se unen las alas, para soportar el incremento de carga adicional debido al peso del asfalto y la carga móvil.

$$w_{\text{asfalto}} = 0.10 \times 2 \times 1 = 0.20 \text{ ton/m.}$$

$$\rightarrow M_{\text{asfalto}} = \frac{0.20 \times 2.41^2}{10} = 0.1162 \text{ ton-m}$$

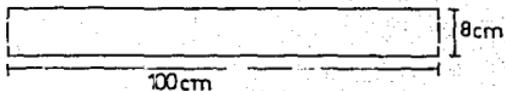
El momento por carga viva para obtener el refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, para claros simples es :  $\left[ \frac{S + 0.61}{9.74} \right] P_{(HS-20)}$

$$S = 2.41 \text{ m} \quad I = 30 \% \quad P_{(HS-20)} = 7.26 \text{ ton}$$

$$M_{CV+I} = \frac{2.41 + 0.61}{9.74} (7.26) (1.3) = 2.926 \text{ ton-m}$$

$$\therefore M_T = 0.1162 + 2.926 = 3.042 \text{ ton-m}$$

La sección en el punto es :



$$M_u = 304200 \text{ kg-cm}$$

$$\rightarrow 304200 = 0.9 (100) 8^2 (400) (w - 0.59 w^2)$$

$$\rightarrow 0.59 w^2 - w + 0.132031 = 0$$

$$\therefore w = 0.14432$$

Cálculo del porcentaje de acero

$$\rho = \frac{w f'_c}{f_y} = \frac{0.14432 (400)}{4200} = 0.013745$$

$$A_s = 0.013745 \times 100 \times 8 = 10.996 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \rho b d = 0.013745 \times 100 \times 8 = 10.996 \text{ cm}^2$$

$$\text{con var del \# 4 : } S = \frac{1.27 \times 100}{10.996} = 11.55 \text{ cm} \quad \therefore \text{colocamos var del \# 4 @ 10 cm.}$$

Acero para distribución (parrilla inferior, sentido longitudinal)

Este acero deberá colocarse en el lecho inferior de todas las losas, transversal a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo.

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{2.41}} = 77\%$$

S = Longitud efectiva del claro, en metros.

$$- A_{s_d} = 0.67 \times 11.55 \text{ cm}^2 = 7.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Utilizando vars \# 3 con } a_s = 0.71 \text{ cm}^2: \quad \text{Sep} = \frac{0.71 \times 100}{7.74} = 9.17 \text{ cm}$$

∴ colocamos var del # 3 @ 10 cm.

Acero por temperatura (parrilla superior, sentido longitudinal)

El refuerzo para esfuerzos por contracción y temperatura se proporcionará cercano a las superficies expuestas que no estén reforzadas de otra manera. El área total del refuerzo proporcionada será cuando menos 2.64 cm<sup>2</sup>/m y se espaciará a una distancia menor que tres veces el espesor del muro o losa.

$$A_{s_t} = 0.0015 b d = 0.0015 \times 100 \times 8 = 1.20 \text{ cm}^2/\text{m} < 2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Utilizando vars \# 3 con } a_s = 0.71 \text{ cm}^2: \quad \text{Sep} = \frac{0.71 \times 100}{2.64} = 27 \text{ cm}$$

∴ colocamos var del # 3 @ 20 cm.

## SUBESTRUCTURA.

### Combinaciones de carga.

Los grupos siguientes representan las combinaciones de carga y fuerzas a las que podrá estar sometida una estructura. Cada parte de la estructura o la cimentación sobre la cual se apoye, se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular, y el total de los efectos producidos (cortantes, momentos, esfuerzos), no deben exceder la capacidad de carga de la estructura, elementos o conexiones.

$$\text{Grupo IA} = 1.3[\text{CM} + 2.2 (\text{CV} + \text{I})]$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (\text{CM} + \text{S} + \text{PC} + \text{TT})$$

donde: CM = Carga muerta

CV = Carga viva

I = Impacto

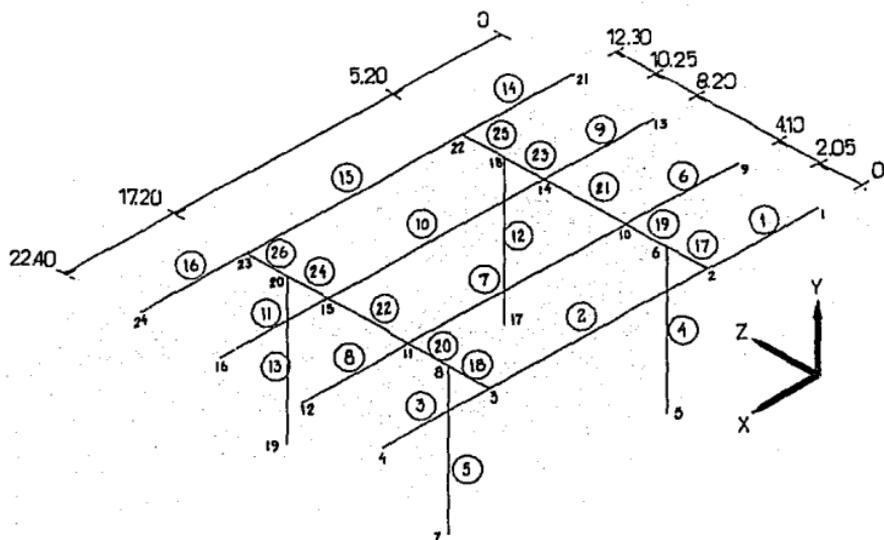
S = Subpresión

PC = Presión de la corriente

TT = Sismo

En este caso S = PC = 0

El análisis tridimensional del marco de apoyo se hará en base al siguiente modelo estructural.



Coordenadas de nudos

Nudo	X	Y	Z
1	0	5	0
2	5.2	5	0
3	17.2	5	0

Nudo	X	Y	Z
13	0	5	8.2
14	5.2	5	8.2
15	17.2	5	8.2

Nudo	X	Y	Z
4	22.4	5	0
5	5.2	0	2.05
6	5.2	5	2.05
7	17.2	0	2.05
8	17.2	5	2.05
9	0	5	4.10
10	5.2	5	4.10
11	17.2	5	4.10
12	22.4	5	4.10

Nudo	X	Y	Z
16	22.4	5	8.2
17	5.2	0	10.25
18	5.2	5	10.25
19	17.2	0	10.25
20	17.2	5	10.25
21	0	5	12.30
22	5.2	5	12.3
23	17.2	5	12.3
24	22.4	5	12.3

Elementos tipo.

Elemento 1: Columna

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 10000 \sqrt{f_c} = 173205.1 \text{ kg/cm}^2 = 1732051 \text{ ton/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \nu = \text{Módulo de Poisson} = 0.15 \text{ para concreto}$$

$$G = \frac{1732051}{2(1.15)} = 753066 \text{ ton/m}^2$$

$$A = \pi \times r^2 = \pi \times 0.65^2 = 1.3273 \text{ m}^2$$

Las propiedades geométricas, así como las cargas se determinan en función de los siguientes ejes locales del elemento



$$\Rightarrow I_y = I_z = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi (0.65)^4}{4} = 0.1401985 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow I_y = I_z = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi (0.65)^4}{4} = 0.1401985 \text{ m}^4$$

Elemento 2: Cabezal

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

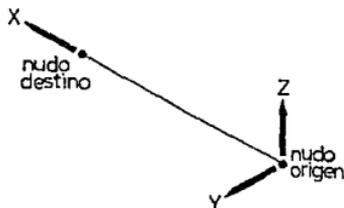
$$E = 10000 \sqrt{f'c} = 173205.1 \text{ kg/cm}^2 = 1732051 \text{ ton/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \nu = \text{Módulo de Poisson} = 0.15 \text{ para concreto}$$

$$G = \frac{1732051}{2(1.15)} = 753066 \text{ ton/m}^2$$

$$G = \frac{1732051}{2(1.15)} = 753066 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 1.185 \times 1.70 = 2.0145 \text{ m}^2$$



$$I_y = \frac{1}{12} (1.70) (1.185)^3 = 0.23573427 \text{ m}^4$$

$$I_z = \frac{1}{12} (1.185) (1.70)^3 = 0.48515875 \text{ m}^4$$

$$I_x = J = \frac{bh}{12} (h^2 + b^2) = \frac{1.7 (1.185)}{12} (1.185^2 + 1.70^2) = 0.720893 \text{ m}^4$$

Elemento 3: Trabe TA

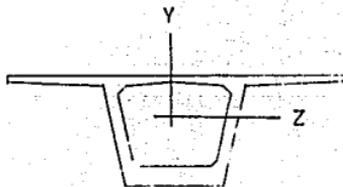
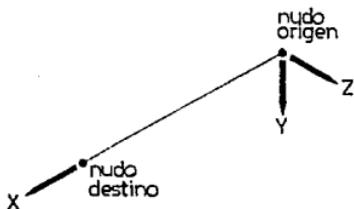
$$f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 10000 \sqrt{f_c} = 200000 \text{ kg/cm}^2 = 2000000 \text{ ton/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \nu = \text{Módulo de Poisson} = 0.15 \text{ para concreto}$$

$$G = \frac{2000000}{2(1.15)} = 869565 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 1.075 \text{ m}^2$$



$$I_y = 0.30092581 \text{ m}^4$$

$$J = 0.15766451 \text{ m}^4$$

Elem	Origen	Destino	Tipo
1	1	2	3
2	2	3	3
3	3	4	3
4	5	6	1
5	7	8	1
6	9	10	3
7	10	11	3
8	11	12	3
9	13	14	3
10	14	15	3
11	15	16	3
12	17	18	1
13	19	20	1

Elem	Origen	Destino	Tipo
13	19	20	1
14	21	22	3
15	22	23	3
16	23	24	3
17	2	6	2
18	3	8	2
19	6	10	2
20	8	11	2
21	10	14	2
22	11	15	2
23	14	18	2
24	15	20	2
25	18	22	2

Cargas.

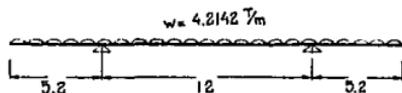
1. Carga muerta.

- En trabe TA

$$\text{Area de trabe} = 1.075 \text{ m}^2 \Rightarrow w_{p \text{ propio}} = 1.075 \times 2.4 = 2.58 \text{ ton/m}$$

$$\therefore w_{\text{total}} = w_{p \text{ propio}} + w_{\text{firme}} + w_{\text{sf}} = 2.58 + 0.7872 + 0.847 = 4.2142 \text{ ton/m}$$

$\Rightarrow$  Para carga uniforme tendremos la siguiente viga:



Momentos de empotramiento

$$M = \frac{w l^2}{2} - \frac{w l^2}{12}$$

$$M = \frac{4.2142 \times 5.2^2}{2} - \frac{4.2142 \times 5.2^2}{12}$$

$$M = 57 - 50.6 = 6.4 \text{ ton-m}$$

Cortantes

$$V_1 = V_2 = \frac{4.2142 \times 22.4}{2} = 47.2 \text{ ton}$$

$\Rightarrow$  Los elementos por carga distribuida son:

- En trabe TC

$$w_{\text{total}} = w_{p \text{ propio}} + w_{\text{firme}} + w_{\text{sf}} = 2.26 + 0.7872 + 0.847 = 3.894 \text{ ton/m}$$

$$\therefore \text{La descarga en el volado es: } \frac{3.894 \times 24.67}{2} = 48.03 \text{ ton}$$



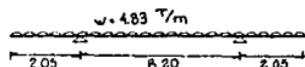
- Peso de columna

$$P_{col} = \text{Area} \times \text{altura} \times \gamma_c = 1.3273 \times 6.0 \times 2.4 = 19.11 \text{ ton}$$

- En cabezal

$$\text{Area de cabezal} = 2.0145 \text{ m}^2 \Rightarrow w_p \text{ propio} = 2.0145 \times 2.4 = 4.83 \text{ ton/m}$$

⇒ Para carga uniforme tendremos la siguiente viga:  
(solo por peso propio)



Cortantes

$$V_1 = V_2 = \frac{4.83 \times 12.30}{2} = 29.7 \text{ ton}$$

Momentos de empotramiento

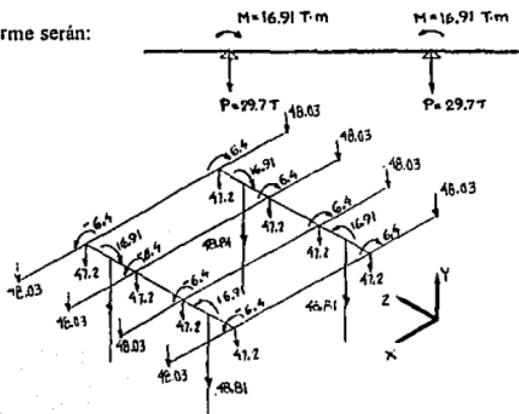
$$M = \frac{w l_1^2}{2} - \frac{w l_2^2}{12}$$

$$M = \frac{4.83 \times 2.05^2}{2} - \frac{4.83 \times 8.2^2}{12}$$

$$M = 10.15 - 27.06 = -16.91 \text{ ton-m}$$

⇒ Los elementos por carga uniforme serán:

El modelo a analizar es:



**CARGA MUERTA**

FECHA : 04-17-1974

AN0029CR

**COORDENADAS DE LOS NUDOS :**

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
2	5.20000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
3	1.72000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
4	2.24000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
5	5.20000E+00	0.00000E+00	2.05000E+00
6	5.20000E+00	5.00000E+00	2.05000E+00
7	1.72000E+01	0.00000E+00	2.05000E+00
8	1.72000E+01	5.00000E+00	2.05000E+00
9	0.00000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
10	5.20000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
11	1.72000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
12	2.24000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
13	0.00000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
14	5.20000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
15	1.72000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
16	2.24000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
17	5.20000E+00	0.00000E+00	1.02500E+01
18	5.20000E+00	5.00000E+00	1.02500E+01
19	1.72000E+01	0.00000E+00	1.02500E+01
20	1.72000E+01	5.00000E+00	1.02500E+01
21	0.00000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
22	5.20000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
23	1.72000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01
24	2.24000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01

**PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :**

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IV	IZ
1	1.32730E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01450E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.3574E-01	4.83159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00926E-01

**GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :**

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.00000E+00
2	3	2	3	0.00000E+00
3	3	3	4	0.00000E+00
4	1	5	6	0.00000E+00
5	1	7	8	0.00000E+00
6	3	9	10	0.00000E+00
7	3	10	11	0.00000E+00
8	3	11	12	0.00000E+00
9	3	13	14	0.00000E+00
10	3	14	15	0.00000E+00
11	3	15	16	0.00000E+00
12	1	17	18	0.00000E+00
13	1	19	20	0.00000E+00
14	3	21	22	0.00000E+00
15	3	22	23	0.00000E+00
16	3	23	24	0.00000E+00
17	2	2	6	0.00000E+00
18	2	5	8	0.00000E+00
19	2	6	10	0.00000E+00
20	2	8	11	0.00000E+00
21	2	10	14	0.00000E+00
22	2	11	15	0.00000E+00
23	2	14	18	0.00000E+00
24	2	15	20	0.00000E+00
25	2	18	22	0.00000E+00
26	2	20	23	0.00000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	F1	FY	FZ	M1	MY	MZ
1	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.40000E+00
4	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.40000E+00
11	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.40000E+00
12	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.40000E+00
14	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.40000E+00
15	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
16	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.40000E+00
21	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.40000E+00
23	0.00000E+00	-4.72000E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.40000E+00
24	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.00000E+00	-4.88100E+01	0.00000E+00	-1.69100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
18	0.00000E+00	-4.88100E+01	0.00000E+00	-1.69100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
8	0.00000E+00	-4.86300E+01	0.00000E+00	-1.69100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00
20	0.00000E+00	-4.86300E+01	0.00000E+00	-1.69100E+01	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS :**

NUDO	I	J	K	EX	EY	EZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	0.00000E+00	-4.80300E+01	1.36424E-12	0.00000E+00	-2.72848E-12	0.00000E+00
2	2	0.00000E+00	-4.80300E+01	-1.36424E-12	0.00000E+00	-3.63798E-12	-2.49756E+02
3	3	-2.58259E+01	-1.98364E-03	-8.52651E-12	1.36852E-04	-4.38120E-06	-1.53049E+02
4	4	2.58259E+01	1.98364E-03	8.52651E-12	-1.36852E-04	4.38120E-06	1.53049E+02
5	5	1.90735E-06	4.80300E+01	4.54747E-13	1.90735E-06	0.00000E+00	2.49756E+02
6	6	-1.90735E-06	-4.80300E+01	-4.54747E-13	-1.90735E-06	-3.63798E-12	-1.22070E-04
7	7	2.39266E+02	-6.03961E+01	9.42918E+00	6.21093E-02	3.16459E+01	2.06214E+02
8	8	-2.39266E+02	6.03961E+01	-9.42918E+00	-6.21093E-02	-3.16459E+01	-2.06214E+02
9	9	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.81899E-12	-1.22070E-04
10	10	0.00000E+00	4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.09495E-13	-2.49756E+02
11	11	-3.45702E+01	-2.01035E-03	-9.49285E-12	-3.69847E-05	2.98970E-06	1.53049E+02
12	12	3.45702E+01	2.01035E-03	9.49285E-12	3.69847E-05	-2.98970E-06	-1.53049E+02
13	13	-3.81470E-06	4.80299E+01	4.54747E-13	-1.78814E-07	9.09495E-13	2.49756E+02
14	14	3.81470E-06	-4.80299E+01	-4.54747E-13	1.78814E-07	-9.09495E-13	-2.49756E+02
15	15	0.00000E+00	-4.80299E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	9.09495E-13	-3.05176E-05
16	16	0.00000E+00	4.80299E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	-9.09495E-13	3.05176E-05
17	17	-3.45702E+01	-2.03705E-03	-7.21911E-12	3.36766E-05	-2.98966E-06	1.53049E+02
18	18	3.45702E+01	2.03705E-03	7.21911E-12	-3.36766E-05	2.98966E-06	-1.53049E+02
19	19	-3.81470E-06	4.80300E+01	-2.27374E-12	9.53674E-07	3.63798E-12	2.49756E+02
20	20	3.81470E-06	-4.80300E+01	2.27374E-12	-9.53674E-07	-3.63798E-12	-2.49756E+02
21	21	2.39266E+02	-6.03961E+01	9.42918E+00	6.20832E-02	-1.55001E+01	9.57664E+01
22	22	-2.39266E+02	6.03961E+01	-9.42918E+00	-6.20832E-02	1.55001E+01	-9.57664E+01
23	23	2.36094E+02	-6.03961E+01	9.42940E+00	-6.21028E-02	-1.55004E+01	9.58137E+01
24	24	-2.36094E+02	6.03961E+01	-9.42940E+00	6.21028E-02	1.55004E+01	-9.58137E+01
25	25	0.00000E+00	-4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.72848E-12	-1.22070E-04
26	26	0.00000E+00	4.80300E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	2.72848E-12	1.22070E-04
27	27	-2.58259E+01	-2.03323E-03	-7.61702E-12	-1.61171E-04	4.38120E-06	-1.53049E+02
28	28	2.58259E+01	2.03323E-03	7.61702E-12	1.61171E-04	-4.38120E-06	1.53049E+02
29	29	0.00000E+00	-4.80301E+01	4.54747E-13	0.00000E+00	4.54747E-12	2.49756E+02
30	30	0.00000E+00	4.80301E+01	-4.54747E-13	-0.00000E+00	-4.54747E-12	-2.49756E+02
31	31	0.00000E+00	-9.52281E+01	-2.58259E+01	1.03107E+02	1.07884E-05	1.67847E-04
32	32	0.00000E+00	9.52281E+01	2.58259E+01	-1.03107E+02	-1.07884E-05	-1.67847E-04
33	33	0.00000E+00	-9.52220E+01	-2.58259E+01	1.01083E+02	5.29421E+01	-1.95223E+02
34	34	0.00000E+00	9.52220E+01	2.58259E+01	-1.01083E+02	-5.29421E+01	1.95223E+02
35	35	-9.42918E+00	9.52280E+01	3.45702E+01	-1.03107E+02	-5.30053E+01	1.80482E+02
36	36	9.42918E+00	-9.52280E+01	-3.45702E+01	1.03107E+02	5.30053E+01	-1.80482E+02
37	37	-9.42941E+00	9.52319E+01	3.45701E+01	-1.03083E+02	-5.30052E+01	1.80489E+02
38	38	9.42941E+00	-9.52319E+01	-3.45701E+01	1.03083E+02	5.30052E+01	-1.80489E+02
39	39	-9.42918E+00	2.86102E-05	9.53674E-06	-9.15527E-05	1.78636E+01	-1.47356E+01

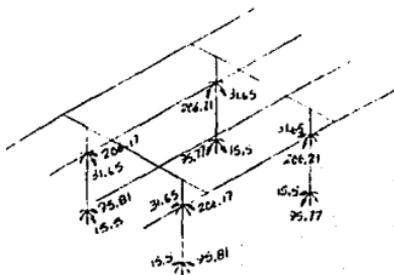
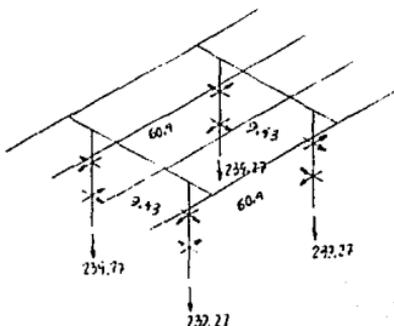
14	7.42918E+00	-2.86102E-05	-9.53674E-06	9.15527E-05	-1.78637E+01	1.47357E+01
22	-9.42941E+00	4.19617E-05	3.81470E-06	2.13623E-04	-1.78636E+01	-1.47366E+01
15	9.42941E+00	-4.19617E-05	-3.81470E-06	-2.13623E-04	1.78636E+01	1.47357E+01
23	-7.42918E+00	9.52279E+01	-5.45702E+01	1.03107E+02	1.78637E+01	-1.47357E+01
18	7.42918E+00	9.52279E+01	5.45702E+01	-1.03107E+02	5.30053E+01	-1.80482E+02
24	-9.42941E+00	-9.52321E+01	5.45702E+01	-1.03083E+02	-1.78636E+01	-1.47369E+01
15	9.42941E+00	9.52321E+01	-5.45702E+01	1.03083E+02	-5.30053E+01	1.80489E+02
25	-3.81470E-06	9.52280E+01	2.58260E+01	-1.03107E+02	-5.29432E+01	1.92171E+02
18	3.81470E-06	-9.52280E+01	-2.58260E+01	1.03107E+02	-1.52588E-05	-1.83105E-04
26	-1.90735E-06	9.52320E+01	-2.58259E+01	1.03084E+02	5.29431E+01	1.92252E+02
15	1.90735E-06	-9.52320E+01	2.58259E+01	-1.03084E+02	2.78887E-05	1.83105E-04

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X	Y	Z	RI	RI	RZ
1	-7.32961E-05	-1.28644E-02	-6.94553E-04	-4.04347E-04	-1.31437E-04	2.60538E-03
2	-7.32961E-05	-1.18658E-03	-1.10807E-05	-4.04347E-04	-1.31437E-04	1.52644E-07
3	7.08485E-05	-1.17949E-03	-1.10792E-05	-4.04359E-04	-1.31436E-04	-1.52537E-03
4	7.08485E-05	-1.28520E-02	-6.94555E-04	-4.04359E-04	1.31438E-04	-2.60431E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	-2.31922E-04	-5.20381E-04	-1.10807E-05	-1.66275E-04	1.47049E-06	1.13709E-07
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	2.49476E-04	-5.13482E-04	-1.10792E-05	-1.66278E-04	-1.46908E-06	-1.13611E-07
9	-9.76970E-05	-1.21460E-02	4.60845E-04	3.59482E-05	8.96897E-05	2.60538E-03
10	-9.76970E-05	-4.68206E-04	-5.54084E-06	3.59482E-05	8.96897E-05	1.52644E-03
11	9.52528E-05	-4.61309E-04	-5.53924E-06	3.59515E-05	-8.96888E-05	-1.52537E-03
12	9.52528E-05	-1.21336E-02	4.60843E-04	3.59515E-05	-8.96888E-05	-2.60432E-03
13	-9.76956E-05	-1.21460E-02	-4.60844E-04	-3.59484E-05	8.96890E-05	2.60538E-03
14	-9.76956E-05	-4.68206E-04	5.53890E-06	-3.59484E-05	-8.96890E-05	1.52644E-03
15	9.52544E-05	-4.61310E-04	5.54078E-06	3.59513E-05	8.96896E-05	-1.52537E-03
16	9.52544E-05	-1.21336E-02	-4.60843E-04	-3.59513E-05	8.96896E-05	-2.60432E-03
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	-2.51915E-04	-5.20380E-04	1.10788E-05	1.66224E-04	-1.47007E-06	1.13709E-03
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	2.49479E-04	-5.13483E-04	1.10808E-05	1.66279E-04	1.47053E-06	-1.13611E-03
21	-7.32919E-05	-1.28644E-02	6.94555E-04	4.04343E-04	1.31438E-04	2.60538E-03
22	-7.32919E-05	-1.18657E-03	1.10789E-05	4.04343E-04	1.31438E-04	1.52644E-03
23	7.08529E-05	-1.17970E-03	1.10808E-05	4.04359E-04	-1.31437E-04	-1.52537E-03
24	7.08529E-05	-1.28520E-02	6.94554E-04	4.04359E-04	-1.31437E-04	-2.60432E-03

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

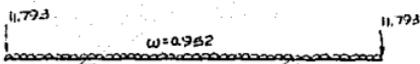
NUDO	IX	Y	Z	MX	MY	NZ
5	-6.03961E+01	2.39266E+02	-9.42918E+00	-1.35000E+01	-6.21093E-02	9.57662E+01
7	6.03961E+01	2.36094E+02	-9.42941E+00	-1.35003E+01	6.20751E-02	-9.58137E+01
17	-6.03961E+01	2.39266E+02	9.42918E+00	1.35001E+01	6.20832E-02	9.57664E+01
19	6.03961E+01	2.36094E+02	9.42940E+00	1.35004E+01	-6.21028E-02	-9.58137E+01



## 2. Carga móvil (HS-20)

Se usará la carga de carril equivalente

→ Carga distribuida en toda la longitud de la viga :



$$M_{\text{en apoyo}} = \frac{w l_1^2}{2} - \frac{w l_2^2}{12} = 0.952 \left( \frac{5.2^2}{2} - \frac{12^2}{12} \right) = 1.447 \text{ ton-m}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{0.952 \times 22.4}{2} = 10.66 \text{ ton}$$

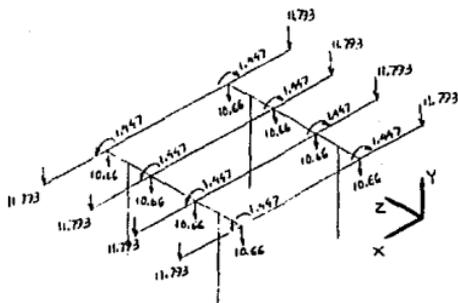
→ Carga distribuida sólo en los volados de la viga



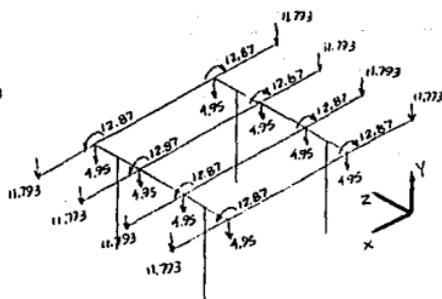
$$M_{\text{en apoyo}} = \frac{w l_1^2}{2} = \frac{0.952 \times 5.2^2}{2} = 12.87 \text{ ton-m}$$

$$V_1 = V_2 = 0.952 \times 5.2 = 4.95 \text{ ton}$$

Los modelos a analizar son:



CARGA VIVA 1



CARGA VIVA 2.

**CARGA VIVA 1**

FECHA : 34-17-1994

AN002BCR

**COORDENADAS DE LOS NUDOS :**

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
2	5.20000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
3	1.72000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
4	2.24000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
5	5.20000E+00	0.00000E+00	2.03000E+00
6	5.20000E+00	5.00000E+00	2.05000E+00
7	1.72000E+01	0.00000E+00	2.05000E+00
8	1.72000E+01	5.00000E+00	2.05000E+00
9	0.00000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
10	5.20000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
11	1.72000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
12	2.24000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
13	0.00000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
14	5.20000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
15	1.72000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
16	2.24000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
17	5.20000E+00	0.00000E+00	1.02500E+01
18	5.20000E+00	5.00000E+00	1.02500E+01
19	1.72000E+01	0.00000E+00	1.02500E+01
20	1.72000E+01	5.00000E+00	1.02500E+01
21	0.00000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
22	5.20000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
23	1.72000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01
24	2.24000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01

**PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :**

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.32730E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01450E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.33734E-01	4.83199E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00926E-01

**GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :**

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.00000E+00
2	3	2	3	0.00000E+00
3	3	3	4	0.00000E+00
4	3	3	4	0.00000E+00
5	1	5	8	0.00000E+00
6	1	7	8	0.00000E+00
7	3	9	10	0.00000E+00
8	3	10	11	0.00000E+00
9	3	11	12	0.00000E+00
10	3	12	13	0.00000E+00
11	3	13	14	0.00000E+00
12	3	14	15	0.00000E+00
13	3	15	16	0.00000E+00
14	1	17	18	0.00000E+00
15	1	19	20	0.00000E+00
16	3	21	22	0.00000E+00
17	3	22	23	0.00000E+00
18	3	23	24	0.00000E+00
19	2	2	6	0.00000E+00
20	2	3	8	0.00000E+00
21	2	6	10	0.00000E+00
22	2	8	11	0.00000E+00
23	2	10	14	0.00000E+00
24	2	11	15	0.00000E+00
25	2	14	18	0.00000E+00
26	2	15	20	0.00000E+00
27	2	18	22	0.00000E+00
28	2	20	23	0.00000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.44700E+00
3	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.44700E+00
4	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.44700E+00
11	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.44700E+00
12	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.44700E+00
14	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.44700E+00
15	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.44700E+00
16	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
21	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.44700E+00
23	0.00000E+00	-1.06600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.44700E+00
24	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS :**

NUDO	I	Y	Z	RX	RY	RZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	0.00000E+00	-1.17930E+01	3.41061E-13	0.00000E+00	-2.27374E-13	-1.52588E-05
	2	0.00000E+00	-1.17930E+01	-3.41061E-13	0.00000E+00	-4.54747E-13	-6.13236E-01
2	2	-6.32860E+00	-5.72205E-06	-2.24532E-12	-2.62260E-06	-1.07346E-06	3.75074E+01
	3	6.32860E+00	5.72205E-06	2.24532E-12	2.62260E-06	1.07346E-06	-3.75074E+01
3	3	4.76837E-07	-1.17930E+01	-1.13687E-13	-1.19209E-06	-2.27374E-13	6.13237E+01
	4	-4.76837E-07	-1.17930E+01	1.13687E-13	1.19209E-06	-1.36424E-12	-6.10532E-05
4	4	4.49040E+01	1.48000E+01	-1.65113E+00	-1.52202E-02	2.71419E+00	2.34732E+01
	6	-4.49040E+01	-1.48000E+01	1.65113E+00	1.52202E-02	5.54145E+00	5.05266E+01
5	7	4.49040E+01	1.48000E+01	-1.65113E+00	1.52109E-02	2.71419E+00	-2.34731E+01
	8	-4.49040E+01	-1.48000E+01	1.65113E+00	-1.52109E-02	5.54144E+00	-5.05266E+01
6	9	0.00000E+00	-1.17930E+01	-2.27374E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-2.28882E-05
	10	0.00000E+00	-1.17930E+01	2.27374E-13	0.00000E+00	-2.27374E-13	-6.13236E+01
7	10	-8.47136E+00	-9.53674E-07	-2.40163E-12	-8.94070E-07	7.32621E-07	3.75074E+01
	11	8.47136E+00	9.53674E-07	2.40163E-12	8.94070E-07	-7.32592E-07	-3.75074E+01
8	11	-2.86102E-06	-1.17930E+01	-2.27374E-13	2.98023E-08	1.13687E-12	6.13237E+01
	12	2.86102E-06	-1.17930E+01	2.27374E-13	-2.98023E-08	9.09495E-08	-3.05176E-05
9	13	0.00000E+00	-1.17930E+01	-1.13687E-13	0.00000E+00	-2.27374E-13	7.62939E-06
	14	0.00000E+00	-1.17930E+01	1.13687E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
10	14	-8.47137E+00	-6.67572E-06	-1.64846E-12	1.04308E-07	-7.32597E-07	3.75073E+01
	15	8.47137E+00	6.67572E-06	1.64846E-12	-1.04308E-07	7.32611E-07	-3.75074E+01
11	15	-9.53674E-07	-1.17930E+01	-1.13687E-13	4.17233E-07	3.41061E-13	6.13237E+01
	16	9.53674E-07	-1.17930E+01	1.13687E-13	-4.17233E-07	-3.41061E-13	-6.02000E+00
12	17	4.49039E+01	1.48000E+01	1.65113E+00	1.52135E-02	-2.71419E+00	2.34732E+01
	18	-4.49039E+01	-1.48000E+01	-1.65113E+00	-1.52135E-02	-5.54145E+00	5.05267E+01
13	19	4.49041E+01	1.48000E+01	1.65113E+00	-1.52182E-02	-2.71418E+00	-2.34732E+01
	20	-4.49041E+01	-1.48000E+01	-1.65113E+00	1.52182E-02	5.54145E+00	-5.05267E+01
14	21	0.00000E+00	-1.17930E+01	-1.13687E-13	0.00000E+00	-6.82121E-13	1.52588E-05
	22	0.00000E+00	-1.17930E+01	1.13687E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
15	22	-6.32860E+00	-1.62125E-05	-1.59162E-12	-2.80142E-06	1.07343E-06	3.75073E+01
	23	6.32860E+00	1.62125E-05	1.59162E-12	2.80142E-06	-1.07343E-06	-3.75073E+01
16	23	0.00000E+00	-1.17930E+01	-1.13687E-13	1.19209E-06	4.54747E-13	6.13238E+01
	24	0.00000E+00	-1.17930E+01	1.13687E-13	-1.19209E-06	0.00000E+00	-6.00000E+00
17	2	0.00000E+00	-2.24530E+01	-6.32860E+00	2.52633E+01	1.25170E-06	-1.52588E-05
	6	0.00000E+00	2.24530E+01	6.32860E+00	-2.52633E+01	1.29736E+01	-4.60287E+01
18	3	0.00000E+00	-2.24530E+01	6.32860E+00	-2.52633E+01	-4.99189E+06	-3.81470E-06
	8	0.00000E+00	2.24530E+01	-6.32860E+00	2.52633E+01	-1.29736E+01	-4.60287E+01
19	6	-1.65113E+00	2.24530E+01	8.47137E+00	-2.52633E+01	-1.29888E+01	4.04872E+01
	10	1.65113E+00	-2.24530E+01	-8.47137E+00	2.52633E+01	-4.37746E+00	5.54144E+00
20	8	-1.65113E+00	2.24530E+01	-8.47136E+00	2.52633E+01	1.29888E+01	4.04872E+01
	11	1.65113E+00	-2.24530E+01	8.47136E+00	-2.52633E+01	4.37745E+00	-5.54144E+00
21	10	-1.65113E+00	4.76837E-07	1.19209E-06	-1.90735E-05	4.37746E+00	-5.54144E+00
	14	1.65113E+00	-4.76837E-07	-1.19209E-06	1.90735E-05	-4.37746E+00	5.54145E+00
22	11	-1.65113E+00	-2.86102E-06	0.00000E+00	5.72205E-05	-4.37745E+00	-5.54147E+00
	15	1.65113E+00	2.86102E-06	0.00000E+00	-5.72205E-05	4.37745E+00	5.54146E+00
23	14	-1.65113E+00	-2.24530E+01	-8.47137E+00	2.52633E+01	4.37746E+00	-5.54145E+00

10	1.65113E+00	2.24530E+01	8.47137E+00	-2.52633E+01	1.29888E+01	-4.04872E+01
15	-1.65113E+00	-2.24530E+01	8.47136E+00	-2.52633E+01	-4.37745E+00	5.54145E+00
20	1.65113E+00	2.24530E+01	-8.47136E+00	2.52633E+01	-1.29888E+01	-4.04873E+01
18	0.00000E+00	2.24530E+01	6.32860E+00	-2.52633E+01	-1.29736E+01	4.60728E+01
22	0.00000E+00	-2.24530E+01	-6.32860E+00	2.52633E+01	3.81470E+00	0.00000E+00
20	0.00000E+00	2.24530E+01	6.32860E+00	-2.52634E+01	1.29736E+01	4.60728E+01
23	0.00000E+00	-2.24530E+01	6.32860E+00	-2.52634E+01	0.00000E+00	5.05176E-05

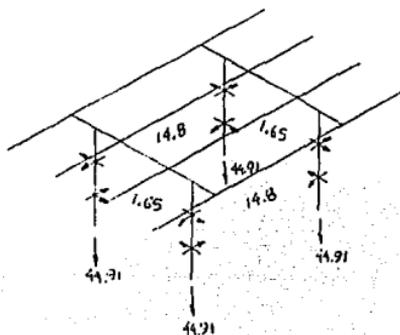
### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X	Y	Z	RI	RY	RZ
1	-1.76612E-05	-3.09683E-03	-1.69424E-04	-8.52519E-05	-3.22084E-05	6.38838E-04
2	-1.76612E-05	-2.34067E-04	-1.94037E-06	-8.52519E-05	-3.22084E-05	3.73920E-04
3	1.76612E-05	-2.34067E-04	-1.93993E-06	-8.52517E-05	3.22084E-05	-3.73920E-04
4	1.76612E-05	-3.09683E-03	-1.69425E-04	-8.52516E-05	3.22084E-05	-6.38838E-04
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	-6.14331E-05	-9.76662E-05	-1.94032E-06	-2.91073E-05	3.60400E-07	2.78522E-04
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	6.14333E-05	-9.76662E-05	-1.93993E-06	-2.91072E-05	-3.60197E-07	-2.78522E-04
9	-2.36406E-05	-2.96364E-03	1.13317E-04	1.35186E-05	2.19783E-05	6.38838E-04
10	-2.36406E-05	-1.00871E-04	-9.70240E-07	1.35186E-05	2.19783E-05	3.73920E-04
11	2.36415E-05	-1.00871E-04	-9.69850E-07	1.35187E-05	-2.19781E-05	-3.73920E-04
12	2.36415E-05	-2.96364E-03	1.13316E-04	1.35187E-05	-2.19781E-05	-6.38838E-04
13	-2.36402E-05	-2.96364E-03	-1.13316E-04	-1.35186E-05	2.19781E-05	6.38838E-04
14	-2.36402E-05	-1.00871E-04	9.69915E-07	-1.35186E-05	-2.19781E-05	3.73920E-04
15	2.36418E-05	-1.00871E-04	9.70304E-07	-1.35186E-05	2.19783E-05	-3.73920E-04
16	2.36418E-05	-2.96364E-03	-1.13317E-04	-1.35187E-05	2.19783E-05	-6.38839E-04
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	-6.14324E-05	-9.76662E-05	1.93999E-06	2.91072E-05	-3.60241E-07	2.78522E-04
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	6.14343E-05	-9.76665E-05	1.94038E-06	2.91073E-05	3.60351E-07	-2.78522E-04
21	-1.76602E-05	-3.09683E-03	1.69425E-04	8.52517E-05	3.22084E-05	6.38838E-04
22	-1.76602E-05	-2.34067E-04	1.93999E-06	8.52517E-05	3.22084E-05	3.73920E-04
23	1.76623E-05	-2.34069E-04	1.94038E-06	8.52519E-05	-3.22085E-05	-3.73921E-04
24	1.76623E-05	-3.09684E-03	1.69424E-04	8.52519E-05	-3.22085E-05	-6.38839E-04

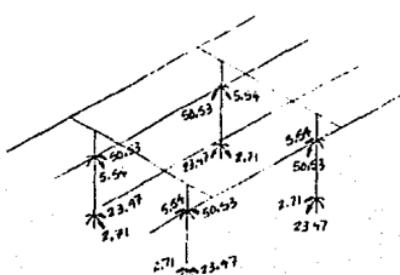
### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	IX	Y	Z	MX	MY	MZ
5	-1.48000E+01	4.49060E+01	-1.65113E+00	-2.71419E+00	-1.32202E-02	2.34732E+01
7	1.48000E+01	4.49060E+01	-1.65113E+00	-2.71419E+00	1.32109E-02	-2.34731E+01
17	-1.48000E+01	4.49059E+01	1.65113E+00	2.71419E+00	1.32135E-02	2.34732E+01
19	1.48000E+01	4.49061E+01	1.65113E+00	2.71418E+00	-1.32182E-02	-2.34732E+01

Fuerzas cortantes



Momentos flexionantes



CARGA VIVA 2

FECHA : 04-17-1994

AN0028C

COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.0000E+00	5.0000E+00	0.0000E+00
2	5.2000E+00	5.0000E+00	0.0000E+00
3	1.7200E+01	5.0000E+00	0.0000E+00
4	2.7400E+01	5.0000E+00	0.0000E+00
5	5.2000E+00	0.0000E+00	2.0500E+00
6	5.2000E+00	5.0000E+00	2.0500E+00
7	1.7200E+01	0.0000E+00	2.0500E+00
8	1.7200E+01	5.0000E+00	2.0500E+00
9	0.0000E+00	5.0000E+00	4.1000E+00
10	5.2000E+00	5.0000E+00	4.1000E+00
11	1.7200E+01	5.0000E+00	4.1000E+00
12	2.7400E+01	5.0000E+00	4.1000E+00
13	0.0000E+00	5.0000E+00	8.2000E+00
14	5.2000E+00	5.0000E+00	8.2000E+00
15	1.7200E+01	5.0000E+00	8.2000E+00
16	2.7400E+01	5.0000E+00	8.2000E+00
17	5.2000E+00	0.0000E+00	1.0250E+01
18	5.2000E+00	5.0000E+00	1.0250E+01
19	1.7200E+01	0.0000E+00	1.0250E+01
20	1.7200E+01	5.0000E+00	1.0250E+01
21	0.0000E+00	5.0000E+00	1.2300E+01
22	5.2000E+00	5.0000E+00	1.2300E+01
23	1.7200E+01	5.0000E+00	1.2300E+01
24	2.7400E+01	5.0000E+00	1.2300E+01

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IV	IZ
1	1.32750E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01450E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.35734E-01	4.85159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00926E-01

GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.0000E+00
2	3	2	3	0.0000E+00
3	3	3	4	0.0000E+00
4	1	3	6	0.0000E+00
5	1	7	8	0.0000E+00
6	3	9	10	0.0000E+00
7	3	10	11	0.0000E+00
8	3	11	12	0.0000E+00
9	3	13	14	0.0000E+00
10	3	14	15	0.0000E+00
11	3	15	16	0.0000E+00
12	1	17	18	0.0000E+00
13	1	19	20	0.0000E+00
14	3	21	22	0.0000E+00
15	3	22	23	0.0000E+00
16	3	23	24	0.0000E+00
17	2	2	6	0.0000E+00
18	2	3	8	0.0000E+00
19	2	6	10	0.0000E+00
20	2	8	11	0.0000E+00
21	2	10	14	0.0000E+00
22	2	11	15	0.0000E+00
23	2	14	18	0.0000E+00
24	2	15	20	0.0000E+00
25	2	18	22	0.0000E+00
26	2	20	23	0.0000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	F1	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
2	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.28700E+01
3	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.28700E+01
4	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.28700E+01
11	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.28700E+01
12	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.28700E+01
15	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.28700E+01
16	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
21	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.28700E+01
23	0.00000E+00	-4.95000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.28700E+01
24	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS:**

NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEM	NUDO	F1	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	0.00000E+00	-1.17930E+01	1.13687E-13	0.00000E+00	4.54747E-13	0.00000E+00
	2	0.00000E+00	1.17930E+01	-1.13687E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
2	2	-7.48028E+00	4.76837E-06	-2.07478E-12	-2.50340E-06	-1.26898E-06	4.43329E+01
	3	7.48028E+00	4.76837E-06	2.07478E-12	2.50340E-06	1.26898E-06	-4.43329E+01
3	3	1.90735E-06	1.17930E+01	-1.13687E-13	1.19209E-07	-6.82121E-13	6.13237E+01
	4	-1.90735E-06	-1.17930E+01	1.13687E-13	-1.19209E-07	-1.36424E-12	-3.05176E-05
4	5	3.34860E+01	1.74933E+01	-1.23123E+00	-1.79889E-02	2.02395E+00	2.77448E+01
	6	-3.34860E+01	-1.74933E+01	1.23123E+00	1.79889E-02	4.13221E+00	5.97215E+01
5	7	3.34860E+01	1.74933E+01	-1.23123E+00	1.79802E-02	2.02395E+00	-2.77448E+01
	8	-3.34860E+01	-1.74933E+01	1.23123E+00	-1.79802E-02	4.13221E+00	-5.97215E+01
6	9	0.00000E+00	-1.17930E+01	-1.13687E-13	0.00000E+00	4.54747E-13	6.72939E-06
	10	0.00000E+00	1.17930E+01	1.13687E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
7	10	-1.00130E+01	4.76837E-06	-2.27374E-12	-7.67410E-07	8.65940E-07	4.43329E+01
	11	1.00130E+01	4.76837E-06	2.27374E-12	7.67410E-07	-8.65940E-07	-4.43329E+01
8	11	-2.86102E-06	1.17930E+01	3.41061E-13	0.00000E+00	-6.82121E-13	6.13237E+01
	12	2.86102E-06	-1.17930E+01	-3.41061E-13	0.00000E+00	-4.54747E-13	-3.05176E-05
9	13	0.00000E+00	-1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	2.27374E-13	2.28882E-05
	14	0.00000E+00	1.17930E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
10	14	-1.00130E+01	1.23978E-05	-1.66267E-12	1.49012E-07	-8.65947E-07	4.43329E+01
	15	1.00130E+01	1.23978E-05	1.66267E-12	-1.49012E-07	8.65947E-07	-4.43329E+01
11	15	1.90735E-06	1.17930E+01	-5.68434E-13	2.08616E-07	1.36424E-12	6.13236E+01
	16	-1.90735E-06	-1.17930E+01	5.68434E-13	-2.08616E-07	9.09493E-13	0.00000E+00
12	17	3.34860E+01	1.74933E+01	1.23123E+00	1.79822E-02	-2.02395E+00	2.77449E+01
	18	-3.34860E+01	-1.74933E+01	-1.23123E+00	-1.79822E-02	-4.13221E+00	5.97215E+01
13	19	3.34861E+01	1.74933E+01	1.23123E+00	-1.79874E-02	-2.02394E+00	-2.77448E+01
	20	-3.34861E+01	-1.74933E+01	-1.23123E+00	1.79874E-02	-4.13221E+00	-5.97215E+01
14	21	0.00000E+00	-1.17930E+01	-2.27374E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	3.05176E-05
	22	0.00000E+00	1.17930E+01	2.27374E-13	0.00000E+00	0.00000E+00	-6.13236E+01
15	22	-7.48028E+00	-1.90735E-05	-1.79057E-12	-2.74181E-06	1.26890E-06	4.43329E+01
	23	7.48028E+00	1.90735E-05	1.79057E-12	2.74181E-06	-1.26898E-06	-4.43329E+01
16	23	0.00000E+00	1.17930E+01	4.54747E-13	-9.53674E-07	2.27374E-12	6.13238E+01
	24	0.00000E+00	-1.17930E+01	-4.54747E-13	9.53674E-07	1.81899E-12	0.00000E+00
17	2	0.00000E+00	-1.67430E+01	-7.48027E+00	2.98607E+01	-2.56300E-06	1.90735E-06
	6	0.00000E+00	1.67430E+01	7.48027E+00	-2.98607E+01	1.53345E+01	-3.45326E-01
18	3	0.00000E+00	-1.67430E+01	7.48027E+00	-2.98607E+01	-3.06964E-06	-1.52588E-05
	8	0.00000E+00	1.67430E+01	-7.48027E+00	2.98607E+01	-1.53345E+01	3.45326E-01
19	6	-1.23123E+00	1.67430E+01	1.00130E+01	-2.98607E+01	-1.53526E+01	3.01910E+01
	10	1.23123E+00	-1.67430E+01	-1.00130E+01	2.98607E+01	-5.17460E+00	4.19219E+00
20	8	-1.23123E+00	1.67430E+01	-1.00130E+01	2.98607E+01	1.53525E+01	3.01909E+01
	11	1.23123E+00	-1.67430E+01	1.00130E+01	-2.98607E+01	5.17460E+00	-4.13223E+00
21	10	-1.23123E+00	4.52995E-06	2.38419E-06	-1.52588E-05	5.17407E+00	-4.13220E+00
	14	1.23123E+00	-4.52995E-06	-2.38419E-06	1.52588E-05	-5.17407E+00	4.13222E+00
22	11	-1.23123E+00	9.53674E-07	1.19209E-06	5.34058E-05	-5.17407E+00	4.13223E+00
	15	1.23123E+00	-9.53674E-07	-1.19209E-06	-5.34058E-05	5.17406E+00	-4.13223E+00
23	14	-1.23123E+00	-1.67430E+01	-1.00130E+01	2.98607E+01	5.17407E+00	-4.13222E+00

18	1.23122E+00	1.67430E+01	1.00130E+01	-2.98607E+01	1.57526E+01	-5.91999E-01
24	-1.23122E+00	-1.67430E+01	1.00130E+01	-2.98607E+01	-5.11400E+00	4.11966E-04
20	1.23123E+00	1.67430E+01	-1.00130E+01	2.98607E+01	-1.57526E+01	-3.01910E+01
25	18	0.00000E+00	1.67430E+01	7.48028E+00	-2.98607E+01	3.43231E+01
22	0.00000E+00	-1.67430E+01	-7.48028E+00	2.98607E+01	-3.81470E-06	-5.05176E-05
26	20	-7.15256E-07	1.67430E+01	-7.48028E+00	2.98608E+01	1.55346E+01
23	7.15256E-07	-1.67430E+01	7.48028E+00	-2.98608E+01	0.00000E+00	7.62939E-06

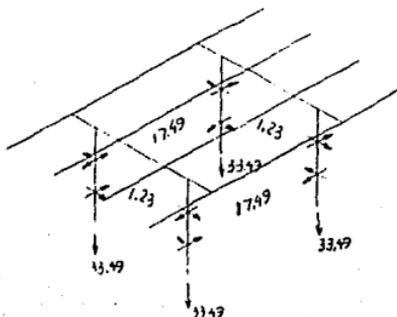
### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	-2.08751E-05	-3.39115E-03	-1.99409E-04	-6.35714E-05	-3.80697E-05	7.06884E-04
2	-2.08751E-05	-1.74542E-04	-1.44689E-06	-6.35714E-05	-3.80697E-05	4.41966E-04
3	2.08753E-05	-1.74541E-04	-1.44685E-06	-6.35714E-05	3.80699E-05	-4.41966E-04
4	2.08753E-05	-3.39115E-03	-1.99410E-04	-6.35714E-05	3.80699E-05	-7.06884E-04
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	-7.26126E-05	-7.28289E-05	-1.44689E-06	-2.17031E-05	4.25906E-07	3.29207E-04
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	7.26133E-05	-7.28289E-05	-1.44685E-06	-2.17049E-05	-4.25754E-07	-3.29207E-04
9	-2.79427E-05	-3.29182E-03	1.34367E-04	1.00807E-05	2.59779E-05	7.06884E-04
10	-2.79427E-05	-7.52183E-05	-7.23513E-07	1.00807E-05	2.59779E-05	4.41966E-04
11	2.79438E-05	-7.52183E-05	-7.23178E-07	1.00808E-05	-2.59777E-05	-4.41966E-04
12	2.79438E-05	-3.29182E-03	1.34361E-04	1.00808E-05	-2.59777E-05	-7.06884E-04
13	-2.79423E-05	-3.29182E-03	-1.34361E-04	-1.00807E-05	-2.59777E-05	7.06884E-04
14	-2.79423E-05	-7.52183E-05	7.23241E-07	-1.00807E-05	-2.59779E-05	4.41966E-04
15	2.79442E-05	-7.52183E-05	7.23577E-07	-1.00807E-05	2.59779E-05	-4.41966E-04
16	2.79442E-05	-3.29183E-03	-1.34361E-04	-1.00807E-05	2.59779E-05	-7.06884E-04
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	-7.26119E-05	-7.28288E-05	1.44682E-06	2.17030E-05	-4.25906E-07	3.29207E-04
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	7.26141E-05	-7.28291E-05	1.44695E-06	2.17051E-05	4.25924E-07	-3.29208E-04
21	-2.08740E-05	-3.39115E-03	1.99410E-04	6.35714E-05	3.80699E-05	7.06884E-04
22	-2.08740E-05	-1.74541E-04	1.44682E-06	6.35714E-05	3.80699E-05	4.41966E-04
23	2.08764E-05	-1.74542E-04	1.44696E-06	6.35716E-05	-3.80699E-05	-4.41967E-04
24	2.08764E-05	-3.39115E-03	1.99410E-04	6.35717E-05	-3.80699E-05	-7.06886E-04

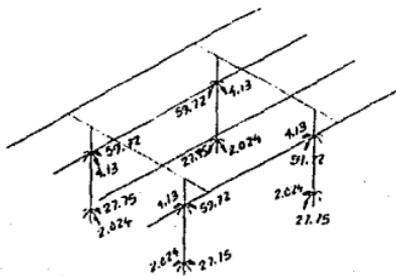
### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	X	Y	Z	MX	MY	MZ
5	-1.74933E+01	3.34860E+01	-1.23123E+00	-2.02394E+00	-1.79897E-02	2.77446E+01
7	1.74933E+01	3.34860E+01	-1.23123E+00	-2.02395E+00	1.79802E-02	-2.77446E+01
17	-1.74933E+01	3.34860E+01	1.23123E+00	2.02395E+00	1.79822E-02	2.77449E+01
19	1.74933E+01	3.34861E+01	1.23123E+00	2.02394E+00	-1.79874E-02	-2.77446E+01

Fuerzas cortantes



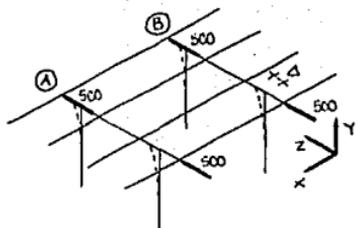
Momentos flexionantes



### 3. Fuerza sísmica.

- Obtención de rigideces en el sentido Z.

- Obtención de rigideces en el sentido Z.



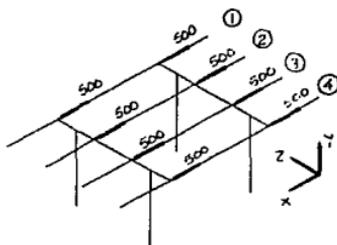
$$R_{A,B} = \frac{F}{\Delta} = \frac{1000}{0.0265042} = 37730 \text{ ton/m}$$

$$= 377.3 \text{ ton/cm}$$

- Obtención de rigideces en el sentido X.

$$R_{1,4} = \frac{F}{\Delta_{1,4}} = \frac{1000}{0.0694989} = 14389 \text{ ton/m}$$

$$= 143.9 \text{ ton/cm}$$



$$R_{2,3} = \frac{F}{\Delta_{2,3}} = \frac{1000}{0.0616977} = 16208 \text{ ton/m}$$

$$= 162.1 \text{ ton/cm}$$

## RIGIDEZ EN X

FECHA : 04-17-1994

AN0028C

## COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
2	5.20000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
3	1.72000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
4	2.24000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
5	5.20000E+00	0.00000E+00	2.05000E+00
6	5.20000E+00	5.00000E+00	2.05000E+00
7	1.72000E+01	0.00000E+00	2.05000E+00
8	1.72000E+01	5.00000E+00	2.05000E+00
9	0.00000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
10	5.20000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
11	1.72000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
12	2.24000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
13	0.00000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
14	5.20000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
15	1.72000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
16	2.24000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
17	5.20000E+00	0.00000E+00	1.02500E+01
18	5.20000E+00	5.00000E+00	1.02500E+01
19	1.72000E+01	0.00000E+00	1.02500E+01
20	1.72000E+01	5.00000E+00	1.02500E+01
21	0.00000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
22	5.20000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
23	1.72000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01
24	2.24000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01

## PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.32750E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01450E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.35734E-01	4.85159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00926E-01

## GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.00000E+00
2	3	2	3	0.00000E+00
3	3	3	4	0.00000E+00
4	1	5	6	0.00000E+00
5	1	7	8	0.00000E+00
6	3	9	10	0.00000E+00
7	3	10	11	0.00000E+00
8	3	11	12	0.00000E+00
9	3	13	14	0.00000E+00
10	3	14	15	0.00000E+00
11	3	15	16	0.00000E+00
12	1	17	18	0.00000E+00
13	1	19	20	0.00000E+00
14	3	21	22	0.00000E+00
15	3	22	23	0.00000E+00
16	3	23	24	0.00000E+00
17	2	2	6	0.00000E+00
18	2	3	8	0.00000E+00
19	2	6	10	0.00000E+00
20	2	8	11	0.00000E+00
21	2	10	14	0.00000E+00
22	2	11	15	0.00000E+00
23	2	14	16	0.00000E+00
24	2	15	20	0.00000E+00
25	2	17	22	0.00000E+00
26	2	20	23	0.00000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
2	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
10	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
14	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
22	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
1	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
11	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
15	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
23	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS :**

NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	0.00000E+00	-9.15527E-05	5.82077E-11	0.00000E+00	-2.91038E-11	1.22070E-04
2	2	0.00000E+00	9.15527E-05	-5.82077E-11	0.00000E+00	-1.74623E-10	2.44141E-04
2	2	-1.95313E-03	-1.75302E+02	7.30373E-05	1.34693E+01	-4.38273E-04	-1.05181E+03
3	3	1.95313E-03	1.75302E+02	-7.30373E-05	-1.34693E+01	-4.38274E-04	-1.05181E+03
3	3	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.73115E-11	-6.67572E-06	7.27596E-10	4.88231E-04
4	4	0.00000E+00	0.00000E+00	8.73115E-11	6.67572E-06	0.00000E+00	1.22070E-04
4	4	-3.53920E+02	1.00001E+03	1.04363E+01	7.63132E+01	-1.71555E+01	2.87653E+03
5	6	3.53920E+02	-1.00001E+03	-1.04363E+01	-7.63132E+01	-3.50261E+01	2.12332E+03
5	7	3.53920E+02	1.00001E+03	-1.04363E+01	7.63132E+01	1.71554E+01	2.87653E+03
6	8	-3.53920E+02	-1.00001E+03	1.04363E+01	-7.63132E+01	3.50259E+01	2.12332E+03
6	9	0.00000E+00	-1.22070E-04	-1.81899E-12	0.00000E+00	1.81899E-12	0.00000E+00
7	10	0.00000E+00	1.22070E-04	1.81899E-12	0.00000E+00	-1.81899E-12	0.00000E+00
7	10	9.76563E-04	-1.78618E+02	-6.36631E-06	-2.91950E+00	3.81879E-05	-1.07171E+03
8	11	-9.76563E-04	1.78618E+02	6.36631E-06	2.91950E+00	-3.81879E-05	-1.07171E+03
8	11	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.72937E-11	4.76837E-07	2.81943E-10	3.66211E-04
12	12	0.00000E+00	0.00000E+00	4.72937E-11	-4.76837E-07	-2.81943E-10	-3.66211E-04
9	13	0.00000E+00	-3.05174E-05	5.45697E-12	0.00000E+00	-9.99495E-12	1.22070E-04
9	13	0.00000E+00	3.05174E-05	-5.45697E-12	0.00000E+00	-1.45519E-11	2.44141E-04
10	14	-9.76563E-03	-1.78617E+02	6.36943E-06	2.91952E+00	-3.82168E-05	-1.07170E+03
10	14	9.76563E-03	1.78617E+02	-6.36943E-06	-2.91952E+00	3.82163E-05	-1.07170E+03
11	15	0.00000E+00	6.10352E-05	-1.72804E-10	-4.76837E-07	7.38510E-10	9.76563E-04
11	15	0.00000E+00	-6.10352E-05	1.72804E-10	4.76837E-07	-7.38510E-10	0.00000E+00
12	17	-3.53916E+02	9.99998E+02	-1.04363E+01	-7.63074E+01	1.71558E+01	2.87650E+03
12	17	3.53916E+02	-9.99998E+02	1.04363E+01	7.63074E+01	-1.71558E+01	2.87650E+03
13	19	3.53917E+02	9.99998E+02	-1.04363E+01	-7.63070E+01	-1.71556E+01	2.87650E+03
13	19	-3.53917E+02	-9.99998E+02	1.04363E+01	7.63070E+01	-3.50257E+01	2.12349E+03
14	21	0.00000E+00	0.00000E+00	1.45519E-11	0.00000E+00	-8.73115E-11	0.00000E+00
14	21	0.00000E+00	0.00000E+00	-1.45519E-11	0.00000E+00	-5.82077E-11	1.22070E-04
15	22	-6.83594E-03	-1.75300E+02	-7.30345E-05	-1.34691E+01	4.38207E-04	-1.05180E+03
15	22	6.83594E-03	1.75300E+02	7.30345E-05	1.34691E+01	-4.38207E-04	-1.05180E+03
16	23	0.00000E+00	1.83105E-04	-5.82077E-11	9.53674E-06	2.91038E-10	1.58691E+03
16	23	0.00000E+00	-1.83105E-04	5.82077E-11	-9.53674E-06	-2.91038E-10	0.00000E+00
17	2	-7.43866E-05	1.75302E+02	-5.00003E+02	1.05181E+03	-7.76563E-04	1.34693E+01
17	2	7.43866E-05	-1.75302E+02	5.00003E+02	-1.05181E+03	1.02501E+03	-3.45900E+02
18	7	-7.24793E-05	1.75302E+02	-5.00005E+02	1.05181E+03	-9.88770E-03	-1.34694E+01
18	7	7.24793E-05	-1.75302E+02	5.00005E+02	-1.05181E+03	1.02500E+03	-3.45899E+02
19	6	1.04362E+01	-1.78618E+02	5.00003E+02	-1.07171E+03	9.48696E+02	-3.10874E+02
19	6	-1.04362E+01	1.78618E+02	-5.00003E+02	1.07171E+03	-9.48696E+02	-5.52933E+01
20	8	-1.04362E+01	1.78618E+02	5.00011E+02	-1.07171E+03	9.48697E+02	-3.10873E+02
20	8	1.04362E+01	-1.78618E+02	-5.00011E+02	1.07171E+03	-9.48697E+02	5.52938E+01
21	10	1.04362E+01	-7.62939E-05	-4.48227E-03	-3.84521E-03	7.63112E+01	5.23738E-01
21	10	-1.04362E+01	7.62939E-05	4.48227E-03	3.84521E-03	-7.63112E+01	-5.23741E+01
22	11	-1.04362E+01	7.62939E-05	-3.58963E-03	-3.20435E-03	7.63081E+01	-5.23741E+01
22	11	1.04362E+01	-7.62939E-05	3.58963E-03	3.20435E-03	-7.62950E+01	5.23741E+01
24	15	-1.04362E+01	1.78618E+02	-5.00000E+02	1.07169E+03	9.48696E+02	-3.10874E+02
24	15	1.04362E+01	-1.78618E+02	5.00000E+02	-1.07169E+03	-9.48696E+02	3.10874E+02
24	15	-1.04362E+01	1.78617E+02	-4.99991E+02	1.07170E+03	9.48696E+02	-3.10874E+02
24	15	1.04362E+01	-1.78617E+02	4.99991E+02	-1.07170E+03	-9.48696E+02	3.10874E+02
25	18	-1.34693E-05	-1.75300E+02	5.00003E+02	-1.05180E+03	-1.02500E+03	-3.45899E+02
25	18	1.34693E-05	1.75300E+02	-5.00003E+02	1.05180E+03	1.02500E+03	-3.45899E+02
26	20	-1.05180E+03	1.75300E+02	-5.00001E+02	-1.05180E+03	-1.02500E+03	3.45899E+02
26	20	1.05180E+03	-1.75300E+02	5.00001E+02	1.05180E+03	1.02500E+03	-3.45899E+02

**DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:**

NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	6.94994E-02	2.13716E-02	-2.27647E-02	5.87471E-04	-4.38016E-03	-3.78063E-03
2	6.94994E-02	1.71230E-03	1.22708E-05	5.87471E-04	-4.38018E-03	-3.78063E-03
3	6.94994E-02	-1.71230E-03	-1.22684E-05	-5.89461E-04	-4.38020E-03	-3.78063E-03
4	6.94994E-02	-2.13716E-02	2.27648E-02	-5.89469E-04	-4.38021E-03	-3.78064E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	6.22783E-02	7.69742E-04	1.22708E-05	1.83982E-04	-1.80702E-03	-7.75243E-03
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	6.22783E-02	-7.69741E-04	-1.22685E-05	-1.83980E-04	-1.80702E-03	-7.75244E-03
9	6.16979E-02	2.01333E-02	1.99713E-03	-1.27768E-04	3.82998E-04	-3.70549E-03
10	6.16979E-02	8.64725E-04	6.13928E-06	-1.27768E-04	3.82998E-04	-3.70549E-03
11	6.16979E-02	-8.64727E-04	-6.13697E-06	1.27769E-04	3.83005E-04	-3.70549E-03
12	6.16979E-02	-2.01333E-02	-1.99775E-03	1.27769E-04	3.83001E-04	-3.70549E-03
13	6.16974E-02	2.01331E-02	-1.99873E-03	1.27769E-04	-3.83194E-04	-3.70546E-03
14	6.16974E-02	8.64723E-04	-6.12380E-06	1.27769E-04	-3.83194E-04	-3.70546E-03
15	6.16975E-02	-8.64726E-04	6.12607E-06	-1.27770E-04	-3.83180E-04	-3.70547E-03
16	6.16975E-02	-2.01332E-02	1.99889E-03	-1.27770E-04	-3.83187E-04	-3.70547E-03
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	6.22775E-02	7.69734E-04	-1.22553E-05	-1.83976E-04	1.80688E-03	-7.75234E-03
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	6.22776E-02	-7.69736E-04	1.22576E-05	1.83976E-04	1.80687E-03	-7.75236E-03
21	6.94983E-02	2.13713E-02	2.27639E-02	-5.89461E-04	4.38003E-03	-3.78059E-03
22	6.94983E-02	1.71227E-03	-1.22553E-05	-5.89461E-04	4.38003E-03	-3.78059E-03
23	6.94983E-02	-1.71228E-03	1.22575E-05	5.89461E-04	4.38002E-03	-3.78060E-03
24	6.94983E-02	-2.13714E-02	-2.27638E-02	5.89461E-04	4.38001E-03	-3.78061E-03

**REACCIONES EN LOS APOYOS:**

NUDO	X	Y	Z	MX	MY	MZ
5	-1.00001E+03	-3.53920E+02	1.04363E+01	1.71555E+01	7.63131E+01	2.87653E+03
7	-1.00001E+03	3.53920E+02	-1.04363E+01	-1.71554E+01	7.63132E+01	2.87653E+03
17	-9.99998E+02	-3.53916E+02	-1.04363E+01	-1.71558E+01	-7.63074E+01	2.87650E+03
19	-9.99998E+02	3.53917E+02	1.04363E+01	1.71556E+01	-7.63070E+01	2.87650E+03

RIGIDEZ EN Z

FECHA : 04-17-1974

ANG02B6A

COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.0000E+00	5.0000E+00	0.0000E+00
2	5.2000E+00	5.0000E+00	0.0000E+00
3	1.7200E+01	5.0000E+00	0.0000E+00
4	2.2400E+01	5.0000E+00	0.0000E+00
5	5.2000E+00	0.0000E+00	2.0500E+00
6	5.2000E+00	5.0000E+00	2.0500E+00
7	1.7200E+01	0.0000E+00	2.0500E+00
8	1.7200E+01	5.0000E+00	2.0500E+00
9	0.0000E+00	5.0000E+00	4.1000E+00
10	5.2000E+00	5.0000E+00	4.1000E+00
11	1.7200E+01	5.0000E+00	4.1000E+00
12	2.2400E+01	5.0000E+00	4.1000E+00
13	0.0000E+00	5.0000E+00	6.2000E+00
14	5.2000E+00	5.0000E+00	6.2000E+00
15	1.7200E+01	5.0000E+00	6.2000E+00
16	2.2400E+01	5.0000E+00	6.2000E+00
17	5.2000E+00	0.0000E+00	1.0250E+01
18	5.2000E+00	5.0000E+00	1.0250E+01
19	1.7200E+01	0.0000E+00	1.0250E+01
20	1.7200E+01	5.0000E+00	1.0250E+01
21	0.0000E+00	5.0000E+00	1.2300E+01
22	5.2000E+00	5.0000E+00	1.2300E+01
23	1.7200E+01	5.0000E+00	1.2300E+01
24	2.2400E+01	5.0000E+00	1.2300E+01

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.32739E+06	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01453E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.3574E-01	4.85159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00726E-01

GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.0000E+00
2	3	2	3	0.0000E+00
3	3	3	4	0.0000E+00
4	1	5	6	0.0000E+00
5	1	7	8	0.3300E+00
6	3	9	10	0.0000E+00
7	3	10	11	0.0000E+00
8	3	11	12	0.0300E+00
9	3	13	14	0.0000E+00
10	3	14	15	0.0000E+00
11	3	15	16	0.0000E+00
12	1	17	18	0.0000E+00
13	1	19	20	0.0000E+00
14	1	21	22	0.0000E+00
15	1	22	23	0.0000E+00
16	1	23	24	0.0000E+00
17	2	25	24	0.0000E+00
18	2	25	8	0.0000E+00
19	2	6	10	0.0000E+00
20	2	8	11	0.0000E+00
21	2	10	14	0.0000E+00
22	2	11	15	0.0000E+00
23	2	14	18	0.0000E+00
24	2	15	20	0.0000E+00
25	2	18	22	0.0000E+00
26	2	20	23	0.0000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDO	F1	F2	F3	M1	M2	M3
a	0.00000E+00	0.00000E+00	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	0.00000E+00	0.00000E+00	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
b	0.00000E+00	0.00000E+00	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
c	0.00000E+00	0.00000E+00	5.00000E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS :**

NUDO	X	Y	Z	FX	FY	FZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	M1	M2	M3
1	1	0.00000E+00	1.20480E-05	-1.14153E-11	0.00000E+00	1.97865E-11	3.33176E-05
	2	0.00000E+00	-1.80480E-05	1.14153E-11	0.00000E+00	3.95730E-11	6.66355E-05
2	2	-4.21678E-06	-2.45655E-05	-2.06223E-10	-4.57764E-05	1.21780E-09	-9.87821E-05
	3	4.21678E-06	2.45655E-05	2.06223E-10	4.57764E-05	1.22778E-09	-1.66007E-04
	4	0.00000E+00	2.46622E-06	-4.30125E-12	0.00000E+00	-8.06638E-12	4.78661E-05
4	4	0.00000E+00	-2.76622E-06	4.30125E-12	0.00000E+00	1.00282E-10	-6.73733E-05
	5	-2.80925E+02	1.32252E-05	-5.00002E+02	-1.17796E-05	1.34822E+03	6.78679E-06
	6	2.80925E+02	-1.32252E-05	5.00002E+02	1.17796E-05	1.15179E+03	5.93374E-05
5	7	-2.80726E+02	-6.57144E-06	-5.00005E+02	-1.17363E-05	1.34823E+03	-2.46390E-05
	8	2.80726E+02	6.57144E-06	5.00005E+02	1.17363E-05	1.15180E+03	-8.21820E-06
6	9	0.00000E+00	-1.80146E-06	-4.3759E-11	0.00000E+00	2.57783E-11	-6.68292E-06
	10	0.00000E+00	1.80146E-06	4.3759E-11	0.00000E+00	5.1567E-11	1.89294E-06
7	10	-5.47932E-06	1.08992E-05	-2.09921E-10	2.72393E-05	1.26193E-09	7.79290E-05
	11	5.47932E-06	-1.08992E-05	2.09921E-10	-2.72393E-05	1.29338E-09	5.28611E-05
8	11	-8.47398E-07	-5.83724E-06	2.38151E-11	0.00000E+00	-7.19786E-11	-5.28425E-05
	12	8.47398E-07	5.83724E-06	-2.38151E-11	0.00000E+00	8.88788E-11	1.12651E-06
9	13	0.00000E+00	-4.08908E-06	-1.39076E-11	0.00000E+00	2.41065E-11	-1.26582E-05
	14	0.00000E+00	4.08908E-06	1.39076E-11	0.00000E+00	4.82130E-11	-1.01085E-05
10	14	-1.66847E-05	-3.9289E-05	-2.18449E-10	-1.82390E-05	1.26390E-09	-2.16336E-04
	15	1.66847E-05	3.9289E-05	2.18449E-10	1.82390E-05	1.26390E-09	-2.61441E-04
11	15	-3.32308E-07	-5.76874E-06	9.56963E-11	9.53674E-07	-4.10744E-10	-5.92973E-06
	16	3.32308E-07	5.76874E-06	-9.56963E-11	-9.53674E-07	-4.10744E-10	-2.71173E-05
12	17	2.80925E+02	1.53034E-05	-5.00003E+02	-1.25797E-05	1.34822E+03	6.11428E-05
	18	-2.80925E+02	-1.53034E-05	5.00003E+02	1.25797E-05	1.15179E+03	1.51040E-05
13	19	2.80927E+02	-1.99506E-05	-5.00005E+02	-1.26468E-05	1.34823E+03	5.63177E-06
	20	-2.80927E+02	1.99506E-05	5.00005E+02	1.26468E-05	1.15180E+03	-1.05385E-04
14	21	0.00000E+00	3.10878E-06	-4.43442E-11	0.00000E+00	2.64166E-11	1.96301E-05
	22	0.00000E+00	-3.10878E-06	4.43442E-11	0.00000E+00	5.28322E-11	-2.1749E-05
15	22	-7.33489E-06	2.95158E-05	-2.05888E-10	1.41144E-04	1.23101E-09	2.40134E-04
	23	7.33489E-06	-2.95158E-05	2.05888E-10	-1.41144E-04	1.22510E-09	9.87974E-05
16	23	8.38190E-08	5.29537E-05	-1.08108E-11	0.00000E+00	1.87387E-11	2.72858E-04
	24	-8.38190E-08	-5.29537E-05	1.08108E-11	0.00000E+00	3.74774E-11	-3.60096E-06
17	24	0.00000E+00	2.44141E-04	-4.21678E-06	-1.04214E-04	-1.12050E-07	-1.22070E-04
	a	0.00000E+00	-2.44141E-04	4.21678E-06	1.04314E-04	6.64544E-06	9.78563E-04
18	3	0.00000E+00	0.00000E+00	4.21694E-06	3.82274E-05	-1.43336E-09	6.10352E-04
	8	0.00000E+00	0.00000E+00	-4.21694E-06	-3.82274E-05	-3.64347E-06	-2.44141E-04
19	6	-3.90625E-03	-2.80925E+02	9.00865E-06	6.36419E-05	-2.04250E-05	-1.15179E+03
	10	3.90625E-03	2.80925E+02	-9.00865E-06	-6.36419E-05	1.95712E-06	5.75898E+02
20	8	-7.81250E-03	-2.80926E+02	2.35844E-06	3.03818E-05	-3.31778E-06	-1.15180E+03
	11	7.81250E-03	2.80926E+02	-2.35844E-06	-3.03818E-05	6.15246E-06	5.75900E+02
21	10	0.00000E+00	-2.80925E+02	3.22122E-06	-5.29629E-06	-4.47918E-06	-5.75897E+02
	14	0.00000E+00	2.80925E+02	-3.22122E-06	5.29629E-06	-8.76791E-06	5.75895E+02
22	11	0.00000E+00	-2.80926E+02	1.15643E-06	2.11100E-05	-6.88883E-06	-5.75900E+02
	15	0.00000E+00	2.80926E+02	-1.15643E-06	-2.11100E-05	3.94738E-06	-5.75899E+02
23	14	-3.90625E-03	-2.80925E+02	-7.32369E-06	2.16484E-04	1.05957E-05	5.75895E+02
	18	3.90625E-03	2.80925E+02	7.32369E-06	-2.16484E-04	4.41787E-06	-1.15179E+03
24	15	3.90625E-03	-2.80927E+02	1.18601E-05	2.74841E-04	1.92106E-06	5.75899E+02
	20	-3.90625E-03	2.80927E+02	-1.18601E-05	-2.74841E-04	-2.62340E-05	-1.15160E+03
25	12	0.00000E+00	2.44141E-04	8.30562E-06	2.00415E-04	-1.75935E-05	-1.07803E-03
	22	0.00000E+00	-2.44141E-04	-8.30562E-06	-2.00415E-04	5.57105E-07	2.44141E-04
26	29	-3.70525E-03	-2.44141E-04	-7.46032E-06	-1.92732E-04	1.55303E-05	-1.95313E-03
	7?	3.70525E-03	2.44141E-04	7.46032E-06	-3.92732E-04	-3.36708E-07	2.44141E-04

**DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS :**

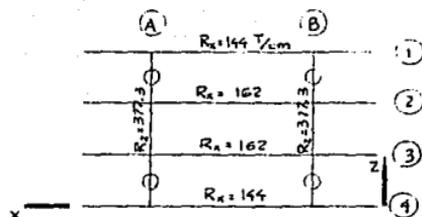
NUDO	X	Y	Z	FX	FY	FZ
------	---	---	---	----	----	----

1	-1.32747E-09	4.75883E-03	2.65041E-02	2.02226E-03	2.57224E-10	9.34948E-10
2	-1.32747E-09	4.75883E-03	2.65041E-02	2.02226E-03	2.57224E-10	9.34948E-10
3	-1.32747E-09	4.75883E-03	2.65041E-02	2.02226E-03	2.57224E-10	9.34948E-10
4	-1.32747E-09	4.75883E-03	2.65041E-02	2.02226E-03	2.57224E-10	9.34948E-10
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	-7.85233E-10	6.10988E-04	2.65041E-02	2.02226E-03	2.78930E-10	5.41541E-10
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	-7.04534E-10	6.10988E-04	2.65043E-02	2.02227E-03	2.77905E-10	1.67056E-10
9	-1.40043E-10	-1.13457E-03	2.65041E-02	-8.51209E-05	3.35118E-10	3.00720E-10
10	-1.40043E-10	-1.13457E-03	2.65041E-02	-8.51209E-05	3.35118E-10	3.00720E-10
11	-1.09461E-10	-1.13457E-03	2.65043E-02	-8.51209E-05	3.06700E-10	5.43296E-11
12	-1.07411E-10	-1.13456E-03	2.65043E-02	-8.51209E-05	2.09110E-09	2.99046E-10
13	1.23470E-09	1.13455E-03	2.65041E-02	-8.51367E-05	3.13385E-10	3.40719E-10
14	1.23470E-09	1.13455E-03	2.65041E-02	-8.51367E-05	3.13385E-10	3.40719E-10
15	1.29434E-09	1.13456E-03	2.65043E-02	-8.51351E-05	3.70143E-10	-1.05160E-10
16	1.29434E-09	1.13456E-03	2.65043E-02	-8.51351E-05	3.74590E-09	-1.57450E-10
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	1.84836E-09	-6.10985E-04	2.65041E-02	2.02225E-03	2.97876E-10	-4.76760E-10
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	2.00154E-09	-6.10989E-04	2.65043E-02	2.02227E-03	2.77467E-10	-1.14294E-09
21	2.52029E-09	-4.75659E-03	2.65041E-02	2.02225E-03	3.43416E-10	-1.23356E-09
22	2.52029E-09	-4.75660E-03	2.65041E-02	2.02225E-03	3.43416E-10	-1.23356E-09
23	2.56123E-09	-4.75663E-03	2.65043E-02	2.02226E-03	2.59379E-10	-2.62574E-09
24	2.56103E-09	-4.75665E-03	2.65043E-02	2.02226E-03	2.43603E-10	-3.83107E-07

### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	X	Y	Z	HX	HY	HZ
5	-1.32252E-05	-2.80925E+02	-5.00002E+02	-1.34822E+03	-1.17796E-05	6.78679E-06
7	6.57144E-04	-2.80926E+02	-5.00005E+02	-1.34823E+03	-1.17363E-05	-2.46390E-05
17	-1.53034E-05	2.80925E+02	-5.00003E+02	-1.34822E+03	-1.25777E-05	6.14128E-05
19	1.99506E-05	2.80927E+02	-5.00005E+02	-1.34823E+03	-1.26468E-05	5.63177E-06

- Cálculo de fuerzas cortantes sísmicas



En la planta se indican las rigideces de cada uno de los elementos resistentes

Según el Reglamento del D.D.F la clasificación es :

Tipo de suelo II

Coefficiente sísmico ( $C_s$ ) = 0.32

Coefficiente de ductilidad ( $Q$ ) = 1

- Análisis de cargas.

Peso de firme	$(0.08 \times 16.40 \times 22.40 \times 2.4)$	= 70.53 ton
Peso de carpeta asfáltica	$(0.10 \times 15.40 \times 22.40 \times 2.2)$	= 75.89 ton
Peso de guarnición	$(0.25 \times 0.50 \times 22.40 \times 2.4 \times 2)$	= 12.37 ton
Peso de pretil	$(0.07 \times 0.50 \times 22.40 \times 2.4 \times 2)$	= 3.76 ton
Trabes TA	$(1.075 \times 22.40 \times 2.4 \times 4)$	= 231.17 ton
Trabes TC+firme+asfalto+guarnición+pretil	$= (2.26+0.7872+1.027)(24.67)(4) / 2$	
Peso de columnas	( se considera solo la mitad)	
$P_{col}$	$( 1.3273 \times 3.0 \times 2.4 \times 4)$	= 38.23 ton
Peso total = $w_T$		= 632.97 ton

- Sentido Z

EJE	Centro de torsión			Efectos de $V_z$					
	$R_{ix}$	$x_i$	$R_{ix} x_i$	$x_{iT}$	$R_{ix} x_{iT}$	$R_{ix} x_{iT}^2$	Directo	Torsión	Total
A	377.3	5.2	1961.96	-6.0	-2263.8	13582.8	101.28	13.96	115.24
B	377.3	17.2	6489.56	6.0	2263.8	13582.8	101.28	13.96	115.24
$\Sigma$	754.6		8451.52			12254.49			

$$\bar{x}_{C_T} = \frac{8451.52}{754.6} = 11.2 \text{ m}$$

$$e_{\text{calc}} = 11.2 - 11.2 = 0 \text{ m}$$

$$e_{\text{diseño}} = \pm 0.1 L = \pm 0.1 \times 12 = \pm 1.20 \text{ m}$$

El momento polar de inercia que se utiliza en la fórmula de torsión es :

$$R_{ix} Z_{iT}^2 + R_{iy} X_{iT}^2 = 12254.49 + 27165.60 = 39420.09$$

Los efectos de la fuerza cortante en cada elemento se obtienen al aplicar las fórmulas:

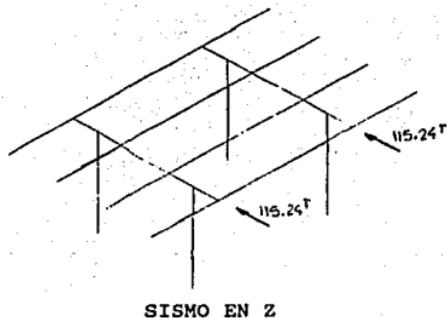
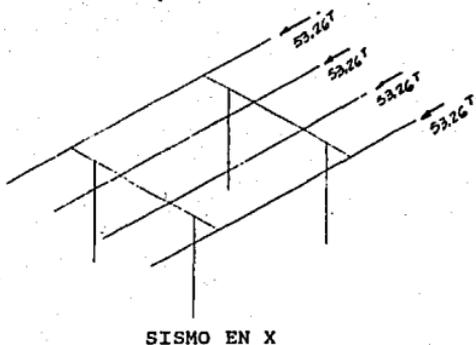
$$F_x = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} 202.55 + \frac{R_{ix} Z_{iT}}{\sum (R_{ix} Z_{iT}^2 + R_{iy} X_{iT}^2)} M_T$$

$$F_z = \frac{R_{iz}}{\sum R_{iz}} 202.55 + \frac{R_{iz} X_{iT}}{\sum (R_{ix} Z_{iT}^2 + R_{iy} X_{iT}^2)} M_T$$

Los momentos que se utilizarán para obtener la fuerza cortante por torsión en cada marco son :

EJE	Excentricidad desfavorable		Momento por torsión	
	$e_{acc}$	$-e_{acc}$	Por $V_x$	Por $V_y$
1	1.23	-	249.14	
2	1.23	-	249.14	
3	-	- 1.23	- 249.14	
4	-	-1.23	- 249.14	
A	1.20	-		243.06
B	-	1.20		-243.06

∴ Los modelos que se van analizar son:



## SISMO EN X

FECHA : 04-17-1974

AN002BCA

## COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
2	5.20000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
3	1.72000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
4	2.24000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
5	5.20000E+00	0.00000E+00	2.05000E+00
6	5.20000E+00	5.00000E+00	2.05000E+00
7	1.72000E+01	0.00000E+00	2.05000E+00
8	1.72000E+01	5.00000E+00	2.05000E+00
9	0.00000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
10	5.20000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
11	1.72000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
12	2.24000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
13	0.00000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
14	5.20000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
15	1.72000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
16	2.24000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
17	5.20000E+00	0.00000E+00	1.02500E+01
18	5.20000E+00	5.00000E+00	1.02500E+01
19	1.72000E+01	0.00000E+00	1.02500E+01
20	1.72000E+01	5.00000E+00	1.02500E+01
21	0.00000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
22	5.20000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
23	1.72000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01
24	2.24000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01

## PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IY	IZ
1	1.32730E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01430E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.35734E-01	4.35159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00926E-01

## GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.00000E+00
2	3	2	3	0.00000E+00
3	3	3	4	0.00000E+00
4	3	4	6	0.00000E+00
5	1	7	8	0.00000E+00
6	3	9	10	0.00000E+00
7	3	10	11	0.00000E+00
8	3	11	12	0.00000E+00
9	3	13	14	0.00000E+00
10	3	14	15	0.00000E+00
11	3	15	16	0.00000E+00
12	1	17	18	0.00000E+00
13	1	19	20	0.00000E+00
14	3	21	22	0.00000E+00
15	3	22	23	0.00000E+00
16	3	23	24	0.00000E+00
17	2	2	6	0.00000E+00
18	2	3	8	0.00000E+00
19	2	6	10	0.00000E+00
20	2	8	11	0.00000E+00
21	2	10	14	0.00000E+00
22	2	11	15	0.00000E+00
23	2	14	18	3.30000E+00
24	2	15	20	3.00000E+00
25	2	18	22	0.00000E+00
26	2	20	25	0.00000E+00

**CARGAS EN NUDOS :**

NUDD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	5.32600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
9	5.37200E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
13	5.37200E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
21	5.32600E+01	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**NUDOS RESTRINGIDOS:**

NUDD	X	Y	Z	RX	RY	RZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
19	1	1	1	1	1	1

**FUERZAS EN ELEMENTOS :**

ELEN	NUDD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	5.32600E+01	3.81470E-06	1.81899E-12	0.00000E+00	-3.63798E-12	1.52588E-05
	2	-5.32600E+01	-3.81470E-06	-1.81899E-12	0.00000E+00	-7.27596E-12	2.28882E-05
2	2	2.62930E+01	-9.35219E+00	3.66776E-06	-7.33945E-01	-2.20441E-05	-5.82132E+01
	3	-2.62930E+01	9.35219E+00	-3.66776E-06	-7.33945E-01	-2.19391E-05	-5.84111E+01
3	3	1.22070E-04	0.00000E+00	-4.54747E-12	-4.76837E-07	5.45608E-11	2.28882E-05
	4	-1.22070E-04	0.00000E+00	4.54747E-12	-4.76837E-07	-5.43798E-12	1.52588E-05
4	4	1.92851E+01	5.54531E+01	5.68674E-01	3.46628E+00	-9.34801E-01	1.59791E+02
	5	-1.92851E+01	-5.54531E+01	-5.68674E-01	-3.46628E+00	-1.90857E+01	1.17515E+02
5	7	1.92851E+01	5.54531E+01	5.68674E-01	3.46628E+00	9.34798E-01	1.53734E+02
	8	-1.92851E+01	-5.54531E+01	-5.68674E-01	-3.46628E+00	-1.90857E+01	1.13907E+02
6	9	5.37201E+01	1.90735E-06	0.00000E+00	0.00000E+00	-8.84747E-13	2.28882E-05
	10	-5.37201E+01	-1.90735E-06	-0.00000E+00	0.00000E+00	4.54747E-13	2.28882E-05
7	10	2.72772E+01	-9.73288E+00	-5.02917E-07	-1.59084E-01	3.08130E-06	-5.92993E+01
	11	-2.72772E+01	9.73288E+00	5.02917E-07	-1.59084E-01	2.93370E-06	-5.74953E+01
8	11	-1.22070E-04	0.00000E+00	1.25056E-12	0.00000E+00	-3.86535E-12	3.05176E-05
	12	1.22070E-04	0.00000E+00	-1.25056E-12	0.00000E+00	-3.83798E-12	0.00000E+00
9	13	5.37200E+01	0.00000E+00	2.27374E-13	0.00000E+00	2.27374E-13	3.81470E-06
	14	-5.37200E+01	0.00000E+00	-2.27374E-13	0.00000E+00	-9.09495E-12	1.52588E-05
10	14	2.72767E+01	-9.73281E+00	5.03097E-07	1.59085E-01	-0.08240E-06	-5.92993E+01
	15	-2.72767E+01	9.73281E+00	-5.03097E-07	-1.59085E-01	-2.95477E-06	-5.74949E+01
11	15	0.00000E+00	-5.72205E-06	1.09139E-11	0.00000E+00	-3.20597E-04	1.59791E+05
	16	0.00000E+00	-5.72205E-06	-1.09139E-11	0.00000E+00	-2.19211E-01	7.62939E-06
12	17	1.92849E+01	5.55274E+01	5.68674E-01	-3.46594E+00	9.34818E-01	1.59791E+02
	18	-1.92849E+01	-5.55274E+01	-5.68674E-01	3.46594E+00	-1.90855E+01	1.17515E+02
13	19	1.92849E+01	5.55274E+01	5.68674E-01	-3.46594E+00	-9.34812E-01	1.53732E+02
	20	-1.92849E+01	-5.55274E+01	-5.68674E-01	3.46594E+00	-1.90855E+01	1.13905E+02
14	21	5.32599E+01	1.90735E-06	-1.81899E-12	0.00000E+00	-1.81899E-12	2.28882E-05
	22	-5.32599E+01	-1.90735E-06	1.81899E-12	0.00000E+00	3.63798E-12	5.03176E-05
15	22	2.62499E+01	-9.35209E+00	-3.66760E-06	-7.33933E-01	2.20433E-05	-5.82146E+01
	23	-2.62499E+01	9.35209E+00	3.66760E-06	-7.33933E-01	2.19681E-05	-5.84106E+01
16	23	0.00000E+00	7.62939E-06	-5.45697E-12	1.78814E-07	2.00089E-11	7.24935E-05
	24	0.00000E+00	-7.62939E-06	5.45697E-12	-1.78814E-07	-5.63798E-12	-7.24939E-06
17	2	-3.69549E-06	9.35219E+00	2.70101E+01	-5.82132E+01	1.52588E-05	7.33941E-01
	3	3.69549E-06	-9.35219E+00	-2.70101E+01	5.82132E+01	-1.52588E-05	-7.33941E-01
18	3	3.37628E-06	-9.35220E+00	2.62507E+01	-5.64111E+01	5.53703E-01	1.08848E+01
	6	-3.37628E-06	9.35220E+00	-2.62507E+01	5.64111E+01	-5.53703E-01	-1.33951E-01
19	6	3.68670E-01	9.73289E+00	2.84430E+01	-5.92996E+01	5.81395E+01	-1.88848E+01
	8	-3.68670E-01	-9.73289E+00	-2.84430E+01	5.92996E+01	-5.19041E+01	-1.69359E+01
20	8	5.68667E-01	9.73288E+00	2.72776E+01	-5.74954E+01	-3.02774E+01	-3.01296E+01
	11	-5.68667E-01	-9.73288E+00	-2.72776E+01	5.74954E+01	3.02774E+01	3.01296E+01
21	10	5.68671E-01	-4.05312E-06	-2.26498E-04	-2.15530E-04	6.40394E+00	2.85385E+00
	14	-5.68671E-01	4.05312E-06	2.26498E-04	2.15530E-04	-6.40390E+00	-2.85387E+00
22	11	5.68668E-01	4.29153E-06	-1.32084E-04	-1.77383E-04	5.64120E+00	2.85386E+00
	15	-5.68668E-01	-4.29153E-06	1.32084E-04	1.77383E-04	-5.64069E+00	-2.85388E+00
23	14	5.68670E-01	9.73280E+00	-2.84425E+01	5.92988E+01	6.40295E+00	3.01295E+00
	18	-5.68670E-01	-9.73280E+00	2.84425E+01	-5.92988E+01	-5.19044E+01	-1.69393E+01
24	15	5.68668E-01	-9.73281E+00	-2.72768E+01	5.74946E+01	5.64050E+00	-3.01296E+00
	20	-5.68668E-01	9.73281E+00	2.72768E+01	-5.74946E+01	-5.02771E+01	-1.69393E+01
25	18	-4.05312E-06	-9.55208E+00	2.70098E+01	-5.82145E+01	-5.53702E+01	-1.88847E+01
	22	4.05312E-06	9.55208E+00	-2.70098E+01	5.82145E+01	-6.10352E-05	-7.33925E-01
26	20	3.81470E-06	9.55210E+00	2.62503E+01	-5.64104E+01	-5.38130E+01	1.88847E+01
	23	-3.81470E-06	-9.55210E+00	-2.62503E+01	5.64104E+01	9.15527E-05	7.33936E-01

**DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:**

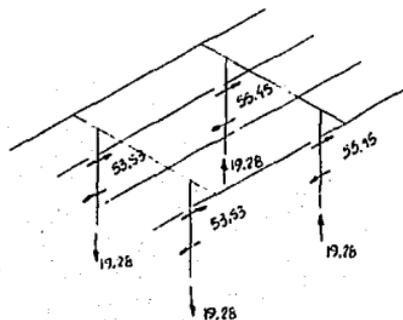
NUDD	X	Y	Z	RX	RY	RZ
------	---	---	---	----	----	----

1	3.95288E-03	1.21130E-03	-1.14894E-03	3.21203E-05	-2.21077E-04	-2.14997E-04
2	3.82406E-03	9.33053E-05	9.88644E-07	3.21203E-05	-2.21077E-04	-2.14999E-04
3	3.67755E-03	-9.33050E-05	-6.68539E-07	-3.21202E-05	-2.18832E-04	-1.97014E-04
4	3.67755E-03	-1.11778E-03	1.13725E-03	-3.21202E-05	-2.18832E-04	-1.97014E-04
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	3.46583E-07	4.19432E-05	5.68646E-07	1.66252E-05	-8.29781E-05	-4.34827E-04
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	3.22126E-03	-4.19432E-05	-6.68541E-07	-1.66251E-05	-8.29781E-05	-4.10031E-04
9	3.59943E-03	1.14382E-03	1.67487E-04	-6.76709E-06	3.21448E-05	-2.10905E-04
10	3.46466E-03	4.71189E-05	3.34539E-07	-6.96209E-06	3.21448E-05	-2.10905E-04
11	3.31242E-03	-4.71189E-05	-3.34425E-07	6.96213E-06	2.83168E-05	-1.92919E-04
12	3.31242E-03	-1.05030E-03	-1.47582E-04	6.96213E-06	2.83168E-05	-1.92920E-04
13	3.59940E-03	1.14381E-03	-1.67544E-04	6.96213E-06	-3.21558E-05	-2.10903E-04
14	3.46464E-03	4.71188E-05	-3.33678E-07	6.96213E-06	-3.21558E-05	-2.10903E-04
15	3.31239E-03	-4.71189E-05	3.33778E-07	-6.96218E-06	-2.83270E-05	-1.92918E-04
16	3.31239E-03	-1.05029E-03	1.47633E-04	-6.96217E-06	-2.83269E-05	-1.92918E-04
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	3.45379E-03	4.19428E-05	-6.67785E-07	-1.00248E-05	8.20701E-05	-4.34824E-04
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	3.32127E-03	-4.19429E-05	6.67884E-07	1.00248E-05	8.37280E-05	-4.10027E-04
21	3.52818E-03	1.21128E-03	1.14890E-03	-3.21197E-05	-2.21070E-04	-2.14997E-04
22	3.82406E-03	9.33018E-05	-6.67783E-07	-3.21197E-05	-2.21070E-04	-2.14997E-04
23	3.67749E-03	-9.33019E-05	6.67882E-07	3.21197E-05	2.18820E-04	-1.97012E-04
24	3.67749E-03	-1.11777E-03	-1.13719E-03	3.21197E-05	2.18819E-04	-1.97013E-04

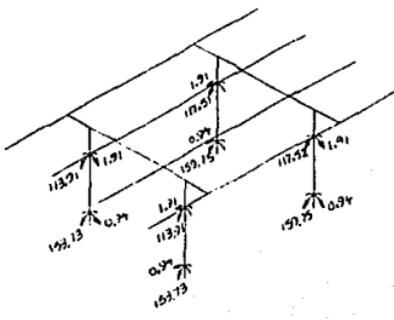
### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	I	Y	Z	MX	MY	MZ
5	-5.54531E+01	-1.92851E+01	5.68674E-01	9.34801E-01	3.46628E+00	1.39751E+02
7	-5.33281E+01	1.92851E+01	-5.68671E-01	-9.34798E-01	3.53631E+00	1.39734E+02
17	-5.54524E+01	-1.92849E+01	-5.68674E-01	-9.34818E-01	-3.46594E+00	1.39749E+02
19	-5.33274E+01	1.92849E+01	5.68672E-01	9.34812E-01	-3.53594E+00	1.39732E+02

Fuerzas cortantes



Momentos flexionantes



$$\Rightarrow V_{base} = M \cdot a = w_T \cdot C_1 = 632.97 \times 0.32 = 202.55 \text{ ton}$$

- Distribución de fuerza cortante sísmica entre los elementos resistentes.

- Sentido X

EJE	$R_{ix}$	$z_i$	$R_{ix} z_i$	Centro de torsión			Efectos de $V_x$		
				$z_{iT}$	$R_{ix} z_{iT}$	$R_{ix} z_{iT}^2$	Directo	Torsión	Total
1	144	0	0	-6.15	-885.6	5446.44	47.66	5.60	53.26
2	162	4.10	664.2	-2.05	-332.1	680.81	53.62	2.10	55.72
3	162	8.20	1328.4	2.05	332.1	680.81	53.62	2.10	55.72
4	144	12.30	1771.2	6.15	885.6	5446.44	47.66	5.60	53.26
$\Sigma$	612		3763.8			12254.49			

$$\bar{z}_{CT} = \frac{3763.8}{612} = 6.15 \text{ m}$$

$$e_{calc} = 6.15 - 6.15 = 0 \text{ m}$$

$$e_{diseño} = \pm 0.1 L = \pm 0.1 \times 12.3 = \pm 1.23 \text{ m}$$

## SISMO EN Z

FECHA : 04-17-1974

AN0028CA

## COORDENADAS DE LOS NUDOS :

NUDO	COORD. X	COORD. Y	COORD. Z
1	0.00000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
2	5.20000E+00	5.00000E+00	0.00000E+00
3	1.72000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
4	2.24000E+01	5.00000E+00	0.00000E+00
5	5.20000E+00	0.00000E+00	2.05000E+00
6	5.20000E+00	5.00000E+00	2.05000E+00
7	1.72000E+01	0.00000E+00	2.05000E+00
8	1.72000E+01	5.00000E+00	2.05000E+00
9	0.00000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
10	5.20000E+00	5.00000E+00	4.10000E+00
11	1.72000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
12	2.24000E+01	5.00000E+00	4.10000E+00
13	0.00000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
14	5.20000E+00	5.00000E+00	8.20000E+00
15	1.72000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
16	2.24000E+01	5.00000E+00	8.20000E+00
17	5.20000E+00	0.00000E+00	1.02500E+01
18	5.20000E+00	5.00000E+00	1.02500E+01
19	1.72000E+01	0.00000E+00	1.02500E+01
20	1.72000E+01	5.00000E+00	1.02500E+01
21	0.00000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
22	5.20000E+00	5.00000E+00	1.23000E+01
23	1.72000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01
24	2.24000E+01	5.00000E+00	1.23000E+01

## PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS TIPO :

ELEMENTO	AREA	E	G	J	IV	II
1	1.32730E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	2.80397E-01	1.40199E-01	1.40199E-01
2	2.01450E+00	1.73205E+06	7.53066E+05	7.20893E-01	2.35734E-01	4.83159E-01
3	1.07500E+00	2.00000E+06	8.69565E+05	1.57664E-01	1.00000E-07	3.00726E-01

## GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA :

ELEMENTO	TIPO	NUDO ORIGEN	NUDO FIN	ANGULO DE GIRO
1	3	1	2	0.00000E+00
2	3	2	3	0.00000E+00
3	3	3	4	0.00000E+00
4	1	5	6	0.00000E+00
5	1	7	8	0.00000E+00
6	3	9	10	0.00000E+00
7	3	10	11	0.00000E+00
8	3	11	12	0.00000E+00
9	3	13	14	0.00000E+00
10	3	14	15	0.00000E+00
11	3	15	16	0.00000E+00
12	1	17	18	0.00000E+00
13	1	19	20	0.00000E+00
14	3	21	22	0.00000E+00
15	3	22	23	0.00000E+00
16	3	23	24	0.00000E+00
17	2	2	6	0.00000E+00
18	2	3	8	0.00000E+00
19	2	6	10	0.00000E+00
20	2	8	11	0.00000E+00
21	2	10	14	0.00000E+00
22	2	11	15	0.00000E+00
23	2	14	18	0.00000E+00
24	2	15	20	0.00000E+00
25	2	18	22	0.00000E+00
26	2	20	23	0.00000E+00

### CARGAS EN NUDOS :

NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
2	0.00000E+00	0.00000E+00	1.15240E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
3	0.00000E+00	0.00000E+00	1.15240E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

### NUDOS RESTRINGIDOS:

NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
5	1	1	1	1	1	1
7	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1
17	1	1	1	1	1	1

### FUERZAS EN ELEMENTOS :

ELEM	NUDO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	1	0.00000E+00	1.31806E-06	-1.19640E-12	0.00000E+00	2.07410E-12	2.53996E-06
1	2	0.00000E+00	-1.31806E-06	1.19640E-12	0.00000E+00	4.14820E-12	-2.53148E-06
2	7	-5.61095E-07	-2.61273E-06	-2.75488E-11	-4.74837E-06	1.34789E-06	-1.23580E-05
3	3	5.01095E-07	2.61273E-06	2.75488E-11	4.74837E-06	1.34735E-06	-2.09018E-05
3	3	-7.2759E-12	-7.73166E-07	6.35681E-14	0.00000E+00	-2.05044E-12	4.00043E-06
4	4	7.2759E-12	7.73166E-07	-6.35681E-14	0.00000E+00	1.04510E-11	-7.2579E-06
4	5	-3.23738E+01	1.37611E-06	-5.86034E+01	-1.24763E-06	1.58304E+02	6.47966E-07
4	6	3.23738E+01	-1.37611E-06	5.86034E+01	1.24763E-06	1.34724E+02	6.33256E-06
5	7	-3.23740E+01	-8.64102E-07	-5.86038E+01	-1.24005E-06	1.58304E+02	-2.93494E-06
5	8	3.23740E+01	8.64102E-07	5.86038E+01	1.24005E-06	1.34724E+02	-1.38937E-06
6	9	0.00000E+00	-5.83861E-07	-1.61356E-12	0.00000E+00	2.79684E-12	-3.76244E-07
6	10	0.00000E+00	5.83861E-07	1.61356E-12	0.00000E+00	5.59367E-12	-7.52488E-07
7	10	-5.99379E-07	9.44789E-07	-2.34649E-11	2.93553E-06	1.41153E-10	6.87860E-06
7	11	5.99379E-07	-9.44789E-07	2.34649E-11	-2.93553E-06	1.40426E-10	4.45887E-06
8	11	1.01682E-09	-6.29212E-07	2.86603E-12	0.00000E+00	-2.34002E-11	-3.44303E-06
8	12	-1.01682E-09	6.29212E-07	-2.86603E-12	0.00000E+00	3.14468E-12	2.65068E-06
9	13	0.00000E+00	-2.90490E-07	-1.46017E-12	0.00000E+00	2.53097E-12	2.99427E-07
9	14	0.00000E+00	2.90490E-07	1.46017E-12	0.00000E+00	5.06194E-12	-4.34629E-07
10	14	-7.98662E-07	-4.28492E-06	-2.35072E-11	-2.07126E-06	1.41323E-10	-2.38154E-05
10	15	7.98662E-07	4.28492E-06	2.35072E-11	2.07126E-06	1.42583E-10	-2.73857E-05
11	15	5.24413E-08	-3.14521E-07	1.05587E-11	2.08615E-07	-4.06146E-11	-1.11737E-06
11	16	-5.24413E-08	3.14521E-07	-1.05587E-11	-2.08615E-07	-4.06146E-11	-2.23475E-06
12	17	3.23738E+01	1.04173E-06	-5.66331E+01	-1.27347E-06	1.52435E+02	5.48175E-05
12	18	-3.23738E+01	-1.04173E-06	5.66331E+01	1.27347E-06	1.30742E+02	-2.78923E-07
13	19	3.23740E+01	-1.79910E-06	-5.66354E+01	-1.27341E-06	1.52435E+02	9.86773E-07
13	20	-3.23740E+01	1.79910E-06	5.66354E+01	1.27341E-06	1.30742E+02	-9.98272E-06
14	21	0.00000E+00	7.21468E-07	-1.46067E-12	0.00000E+00	2.53183E-12	3.03074E-06
14	22	0.00000E+00	-7.21468E-07	1.46067E-12	0.00000E+00	5.06369E-12	-1.56792E-06
15	22	-5.30522E-07	3.40369E-06	-2.34115E-11	-1.54972E-05	1.37302E-10	2.60125E-05
15	23	5.30522E-07	-3.40369E-06	2.34115E-11	1.54972E-05	1.38180E-10	1.48313E-05
16	23	1.85370E-07	4.30708E-07	5.99482E-12	-9.53674E-07	-7.96571E-12	1.29536E-05
16	24	-1.85370E-07	-4.30708E-07	-5.99482E-12	9.53674E-07	1.31724E-11	-4.61034E-06
17	2	1.15240E+02	3.05176E-05	-5.01075E-07	1.33908E-05	-1.24601E-10	-4.57764E-05
17	2	-1.15240E+02	-3.05176E-05	5.01075E-07	-1.33908E-05	1.02737E-06	9.15527E-05
18	3	1.15240E+02	0.00000E+00	5.01112E-07	9.15661E-07	-1.36424E-10	3.05178E-05
18	3	-1.15240E+02	0.00000E+00	-5.01112E-07	-9.15661E-07	1.02715E-06	-9.15927E-05
19	6	5.66348E+01	-3.23738E+01	8.95023E-07	7.20808E-06	-2.27499E-06	-1.34749E+02
19	10	-5.66348E+01	3.23738E+01	-8.95023E-07	-7.20808E-06	4.40179E-07	6.83576E+01
20	9	5.66342E+01	-3.23740E+01	3.76893E-07	2.42876E-06	-2.85871E-07	-1.34749E+02
20	11	-5.66342E+01	3.23740E+01	-3.76893E-07	-2.42876E-06	1.05848E-06	6.83578E+01
21	10	5.66350E+01	-3.23738E+01	3.21701E-07	1.81903E-07	-3.15292E-07	-6.83576E+01
21	14	-5.66350E+01	3.23738E+01	-3.21701E-07	-1.81903E-07	1.00369E-06	6.43750E+01
22	11	5.66348E+01	-3.23740E+01	2.13283E-07	1.80647E-06	-9.42338E-07	-6.83578E+01
22	15	-5.66348E+01	3.23740E+01	-2.13283E-07	-1.80647E-06	6.78729E-08	6.43754E+01
23	14	5.66346E+01	-3.23738E+01	4.20981E-07	2.36556E-05	9.78586E-05	6.43751E+01
23	18	-5.66346E+01	3.23738E+01	-4.20981E-07	-2.36556E-05	-1.15837E-07	-1.30741E+02
24	15	5.66353E+01	-3.23740E+01	1.03207E-06	2.80873E-05	6.61757E-07	6.43754E+01
24	20	-5.66353E+01	3.23740E+01	-1.03207E-06	-2.80873E-05	-2.58294E-06	-1.30742E+02
25	18	0.00000E+00	0.00000E+00	5.78639E-07	2.44521E-05	-1.14269E-06	-1.06812E-04
25	22	0.00000E+00	0.00000E+00	-5.78639E-07	-2.44521E-05	4.35412E-06	3.05178E-05
26	20	-4.88281E-04	0.00000E+00	-7.46248E-07	3.98960E-05	1.52647E-06	-1.98264E-04
26	23	4.88281E-04	0.00000E+00	7.46248E-07	-3.98960E-05	3.31056E-09	6.10552E-05

### DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS:

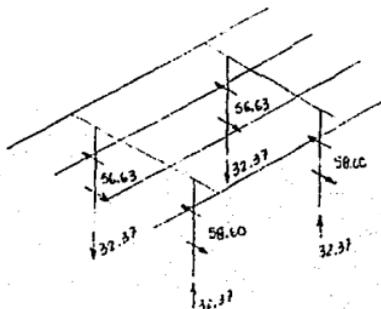
NUDO	X	Y	Z	RX	RY	RZ
------	---	---	---	----	----	----

1	-1.42400E-10	5.68088E-04	3.18257E-03	2.42701E-04	2.67633E-11	1.09845E-10
2	-1.42400E-10	5.68088E-04	3.18257E-03	2.42701E-04	2.67633E-11	1.09845E-10
3	-1.40663E-10	5.68070E-04	3.18281E-03	2.42741E-04	3.19413E-11	1.94067E-11
4	-1.40663E-10	5.68070E-04	3.18281E-03	2.42741E-04	1.62719E-10	-4.86261E-11
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
6	0.64221E-11	7.04099E-05	3.12085E-03	2.42749E-04	2.95427E-11	5.85242E-11
7	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
8	-7.69448E-11	7.04103E-05	3.12090E-03	2.42741E-04	2.93631E-11	1.59510E-11
9	-1.72992E-11	-1.45684E-04	3.08761E-03	-4.95301E-06	5.63589E-11	3.13336E-11
10	-1.72992E-11	-1.45684E-04	3.08761E-03	-4.95301E-06	3.63589E-11	3.13336E-11
11	-1.39563E-11	-1.45684E-04	3.08763E-03	-4.95326E-06	3.27280E-11	6.77623E-12
12	-1.39563E-11	-1.45684E-04	3.08763E-03	-4.95326E-06	2.63322E-10	3.45646E-11
13	1.29212E-10	1.15809E-04	3.02106E-03	-1.46686E-05	3.29026E-11	2.99598E-11
14	1.29212E-10	1.15809E-04	3.02106E-03	-1.46686E-05	3.29026E-11	2.99598E-11
15	1.32670E-10	1.15810E-04	3.02108E-03	-1.46685E-05	3.78100E-11	-6.86677E-12
16	1.32670E-10	1.15810E-04	3.02108E-03	-1.46685E-05	4.17884E-10	-1.36688E-11
17	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
18	1.93105E-10	-7.04099E-05	2.98779E-03	2.23329E-04	3.91545E-11	-5.93674E-11
19	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
20	2.05146E-10	-7.04104E-05	2.98780E-03	2.23331E-04	3.91530E-11	-1.12929E-10
21	2.58768E-10	-5.28235E-04	2.98779E-03	2.23329E-04	3.29137E-11	-1.51702E-10
22	2.58768E-10	-5.28235E-04	2.98779E-03	2.23329E-04	3.29138E-11	-1.51702E-10
23	2.61729E-10	-5.28238E-04	2.98781E-03	2.23331E-04	2.63297E-11	-2.63582E-10
24	2.61728E-10	-5.28240E-04	2.98780E-03	2.23331E-04	2.74796E-10	-3.39548E-10

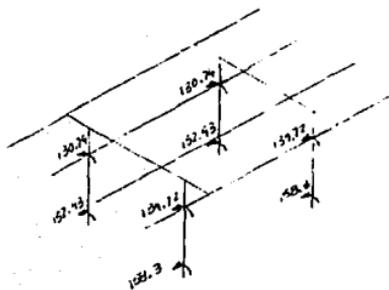
### REACCIONES EN LOS APOYOS:

NUDO	X	Y	Z	MX	MY	MZ
5	-1.39611E-06	-3.23738E+01	-5.86054E+01	-1.58304E+02	-1.24763E-06	6.47766E-07
7	8.64102E-07	-3.23740E+01	-5.86058E+01	-1.58304E+02	-1.24005E-06	-2.93494E-06
17	-1.04173E-06	3.23738E+01	-5.66351E+01	-1.52434E+02	-1.27347E-06	5.46757E-06
19	1.79910E-06	3.23740E+01	-5.66354E+01	-1.52435E+02	-1.27341E-06	9.86773E-07

Fuerzas cortantes



Momentos flexionantes



Análisis y diseño de columnas, ejes 2 - 3.

Exmo.	Fza.	Tipo de carga				
		C. muerta	C. viva (1) (2)		Sismo X	Sismo Z
	V <sub>x</sub>	60.40	14.80	17.49	55.45	-
	V <sub>z</sub>	9.43	1.65	1.23	-	58.60
	P	239.27	44.91	33.49	19.28	32.37
	M <sub>x</sub>	31.65	5.54	4.13	1.91	134.72
	M <sub>z</sub>	206.19	50.53	59.72	117.52	-
	V <sub>x</sub>	60.40	14.80	47.49	55.45	-
	V <sub>z</sub>	9.43	1.65	1.23	-	58.60
	P	239.27	44.91	33.49	19.28	32.37
	M <sub>x</sub>	15.50	2.71	2.02	0.94	158.30
	M <sub>z</sub>	95.79	23.47	27.75	159.75	-
Altura de columna : 6.00 m						

Combinaciones de carga.

$$C_v = 1.3 (CM + 2.2 CV), \quad CH_x = 1.3 (CM + CS_x), \quad CH_z = 1.3 (CM + CS_z)$$

Comb. Exmo.	C. verticales		C. horizontales Sismo X	C. Horizontales Sismo Z
	V <sub>x</sub>	120.85	203.84	150.61
V <sub>z</sub>	16.98	25.93	12.26	88.44
P	439.49	406.83	336.12	353.13
M <sub>y</sub>	56.99	52.96	43.63	216.28
M <sub>z</sub>	412.56	438.85	420.82	268.05
V <sub>x</sub>	120.85	128.54	150.61	78.52
V <sub>z</sub>	16.98	15.78	12.26	88.44
P	439.49	406.83	336.12	353.13
M <sub>y</sub>	27.90	25.93	21.37	225.94
M <sub>z</sub>	191.60	203.84	332.20	124.48

Diseño de columnas.

Se diseñará por el método plástico según el reglamento del D.F., utilizando para ello las gráficas de interacción de los Ings. Enrique Bazán y Roberto Meli.

El diseño se hará tomando en cuenta la condición de sismo en la dirección X, que es la más desfavorable.

a) Momento último

$$M_u = \sqrt{M_x^2 + M_z^2} = \sqrt{216.28^2 + 268.05^2} = 423.08 \text{ ton-m}$$

b) Carga axial

$$P_u = 336.12 \text{ ton}$$

c) Excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{423.08}{336.12} = 1.259 \text{ m}, e_{acc} = 0.05 D = 0.05 \times 1.30 = 0.065 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_{total} = 1.259 + 0.065 = 1.324 \text{ m} \quad \therefore M_{diseño} = 1.324 \times 336.12 = 445.02 \text{ ton-m}$$

d) Cálculo de los elementos de la gráfica de interacción.

considerando que el recubrimiento es  $r = 6 \text{ cm}$

$$\Rightarrow d = D - 2r = 130 - (2 \times 6) = 118 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{D} = \frac{118}{130} = 0.9$$

$$K = \frac{P_u}{F_r D^2 f'_c} \quad R = \frac{M_u}{F_r D^3 f'_c}$$

donde:  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f'_c = 0.85 \times 240 = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_r = 0.80$$

Sustituyendo valores:

$$K = \frac{336.12 \text{ E3}}{0.80 \times 130^2 \times 204} = 0.12$$

$$R = \frac{445.02 \text{ E5}}{0.80 \times 130^2 \times 204} = 0.13$$

Con los valores obtenidos procedemos a entrar en la gráfica de interacción cuya relación  $d / D = 0.90$ , obteniéndose el siguiente valor de  $q$  ( índice de refuerzo)

$$q = 0.41$$

$$\rho = q \frac{f_c''}{f_y} = 0.41 \frac{204}{4200} = 0.01991$$

$$A_s = \rho \frac{\pi D^2}{4} = 0.01991 \times \pi \times \frac{130^2}{4} = 264.27 \text{ cm}^2$$

Utilizando vars. # 12, se tiene:

$$\#_{\text{vars}} = \frac{264.27}{11.40} = 23.2 \text{ vars.}$$

Adoptamos 24 vars # 12.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Aunque este trabajo tiene como principal objetivo el mostrar el análisis y diseño estructural de un puente existente, pretende ser también material de apoyo de la materia de Puentes que se imparte en la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., dado que se tratan algunos temas de su programa de estudio; se comentaron de manera general las consideraciones más importantes que se deben hacer en la elaboración de un proyecto de un puente.

Dado que la parte que hace diferente el análisis de un puente de otras estructuras, es su superestructura, se dio mayor importancia a la forma en como debe tratarse ésta en el proceso de análisis, proporcionándose la parte teórica y práctica del método empleado para el estudio del tablero de este puente, esto no quiere decir que el estudio de la subestructura sea menos importante, pero debemos pensar que existen limitantes para incluir todo en un trabajo como este, sin embargo, se comentaron las consideraciones que se deben hacer para su análisis.

Algunos puentes en México están basados en las cargas vivas especificadas en el AASHTO, y por lo tanto están basados en las condiciones de tránsito para Estados Unidos de Norteamérica, las cuales son diferentes de las condiciones de tránsito para vehículos de carga en México, en la que existen camiones que en general son más pesados, de mayor longitud y número de ejes y que por lo tanto producen mayores esfuerzos en la estructura; como son las series T3-S3, T3-S2-R4, y la más reciente T3-S3-R5, las cuales están especificados en el manual de SCT para puentes.

Seria recomendable que se organizara una especie de convención en la que asistieran las compañías y organismos dedicados al proyecto y diseño de puentes vehiculares, para que expusieran sus experiencias y así poder recopilar trabajos que en un futuro contribuyan a formar un reglamento propio de puentes.

Es importante tener conocimiento de los adelantos que se han tenido en el mundo, tanto en lo que se refiere a nuevos modelos estructurales, que proporcionen de manera más detallada el comportamiento de la estructura ante el sistema de cargas impuesto; como a procedimientos constructivos que nos permita tener una mayor seguridad en la construcción así como tener un mejor comportamiento y funcionalidad del puente.

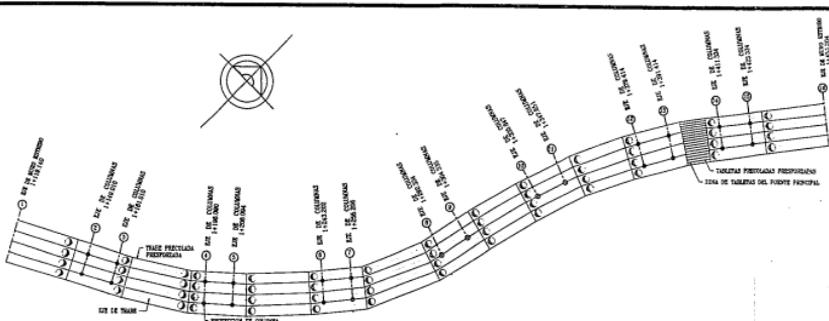
El empleo de elementos prefabricados, hace que tengamos un mayor avance en la construcción del puente, y nos permite tener mayor seguridad en cuanto al comportamiento estructural del puente por tener un mejor control de calidad en los materiales empleados, para la fabricación de la pieza, además de que podemos cubrir claros grandes con secciones no muy peraltadas.

## BIBLIOGRAFIA

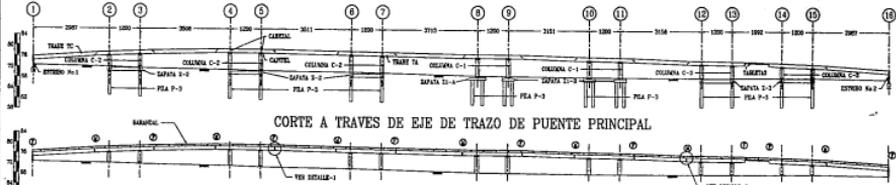
- CONCEPCION DE PUENTES, TRATADO GENERAL  
GUY GRATTESAT  
EDITORES TECNICOS ASOCIADOS S.A. BARCELONA 1981
  
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION  
OFFICIALS (AASHTO) 1989  
PUBLISHED BY THE ASSOCIATION GENERAL OFFICES  
444 NORTH CAPITOL STREET, N. W., SUITE 225  
WASHINGTON, D. C. 20001
  
- PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO  
PARTE I PUENTES PARA CARRETERAS  
DIR. GRAL. DE PROYECTOS Y SERV. TEC. DE S.C.T.  
AV. COYOACAN # 1875

**NOTAS GENERALES**

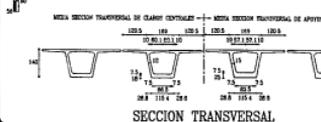
1. TENER LAS DIMENSIONES SEÑALADAS EN ESTOS PLANOS EXCEPTO DONDE SE MENCIONE LO CONTRARIO.
2. LAS CUBIERTAS DEBEN ALZARSE SIN TOMAR EN CUENTA EL TERRENO.
3. ANULAR EN SU LUGAR.
4. EL DISEÑO DE LOS CIMENTOS DEBEN CONSIDERARSE DE ACORDO CON LAS CONDICIONES DE LOS SUELOS Y CIMENTACIONES.
5. CONCRETO DE F-1000 kg/cm<sup>2</sup> DE TRABAJO.
6. CONCRETO DE F-1000 kg/cm<sup>2</sup> EN SUELOS.
7. ACERO DE EMPLEO CON fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>.
8. ACERO DE EMPLEO EN SUELOS DE F-1000 kg/cm<sup>2</sup>.
9. EN EL CASO DE EMPLEO DE ACERO EN SUELOS.
10. EN EL CASO DE EMPLEO DE ACERO EN SUELOS.
11. EN EL CASO DE EMPLEO DE ACERO EN SUELOS.



**PLANTA DE PUENTE PRINCIPAL**

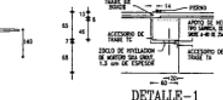


**CORTE A TRAVES DE EJE DE TRAZO DE PUENTE PRINCIPAL**

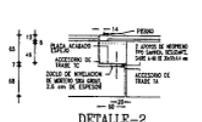


**SECCION TRANSVERSAL**

**ELEVACION DE PUENTE PRINCIPAL**



**DETALLE-1**

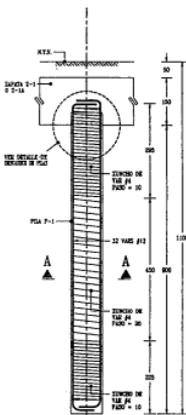


**DETALLE-2**

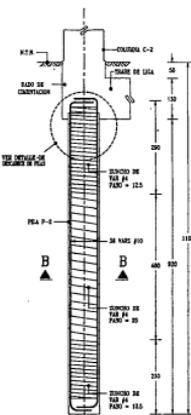
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**PUENTE DISTRIBUIDOR PALMAS-PEÑAFIEL**  
**PLANO GENERAL**  
**TESTIS PROFESIONAL OSCAR GARCIA GARCIA**  
 Mexico D.F. Agosto de 1961 PLANO 1 DE 6

### NOTAS GENERALES

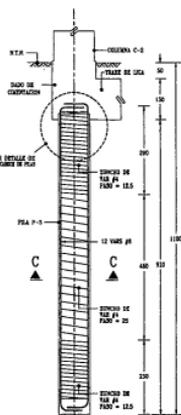
1. PILAS LAS CUYAS DIMENSIONES SEAN DIFERENTES DE LAS QUE SE INDICAN EN ESTOS DISEÑOS DEBEN SER REDISEÑADAS A PARTIR DE ESTOS DATOS.
2. LAS CORTES DEBEN SER AL CORTE DE LA COLUMNA QUE SEAN INDICADAS A PARTIR DE ESTOS DATOS.
3. DIMENSIONES:  $F_1 = 200$  MM;  $F_2 = 250$  MM.
4. EL CANTARILLO DEBEN DE SER REDISEÑADO SEGUN LOS DATOS DE LA P.
5. DIMENSIONES:  $F_1 = 200$  MM;  $F_2 = 250$  MM.
6. DIMENSIONES:  $F_1 = 200$  MM;  $F_2 = 250$  MM.
7. EL DIMENSIONAMIENTO DEBEN SER HECHO DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DE LOS CEMENTOS.
8. EL DIMENSIONAMIENTO DEBEN SER HECHO DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DE LOS CEMENTOS.
9. EL DIMENSIONAMIENTO DEBEN SER HECHO DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES DE LOS CEMENTOS.
10. REVISOR DE ACTIVO



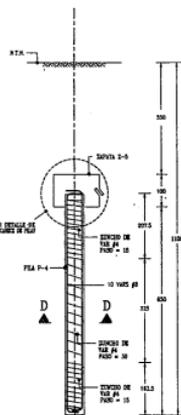
ARMADO DE PILA P - 1



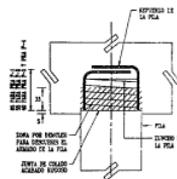
ARMADO DE PILA P - 2



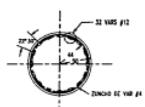
ARMADO DE PILA P - 3



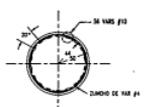
ARMADO DE PILA P - 4



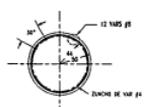
DETALLE DE DESCABECE DE PILAS



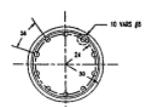
CORTE A - A



CORTE B - B



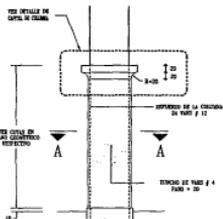
CORTE C - C



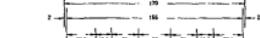
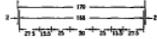
CORTE D - D

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 PUENTE DISTRIBUIDOR PALMAS-PERIFERICO  
 PILAS  
 TESIS PROFESIONAL OSCAR GARCIA GARCIA  
 MEXICO D.F. Agosto de 1961 PLANO 2 DE 8





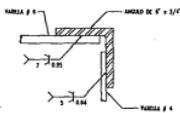
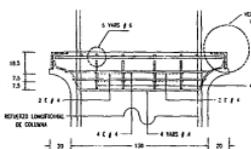
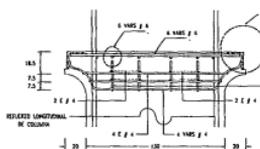
ELEVACION  
COLUMNA C-2



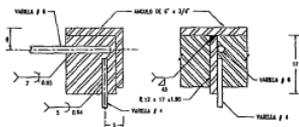
CORTE B - B



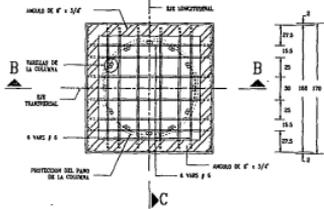
CORTE C - C



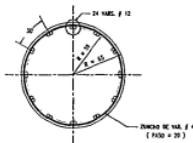
DETALLE No. 1



DETALLE No. 2



DETALLE DE CAPITEL  
PLANTA



CORTE A - A

NOTAS GENERALES

1. TENER LAS DIMENSIONES EXACTAS SEGUN EL DISEÑO Y VERIFICAR SI SE PUEDEN REALIZAR EN EL SITIO.
2. LAS CORTES QUE SE MUESTRAN SON PARA REFERENCIA Y NO PARA CONSTRUCCION.
3. CONCRETOS F'c = 300 kg/cm<sup>2</sup>.
4. EL ACERO DEBEN SER ACABADOS EN SU ESTADO NATURAL Y DEBE DE TENER LA TENSILIDAD DEL COMPROBADO.
5. PROTECCION DE BARRAS = 2.5 CM.
6. ESPESOR DE ACEROS = 6.35.
7. EL REFORZAMIENTO DEBEN SER EN SU ESTADO NATURAL Y DEBE DE TENER LA TENSILIDAD DEL COMPROBADO.
8. ACEROS DE BARRAS CON 10 = 10.16 mm.
9. EL ACERO DE BARRAS DE 12 = 12.19 mm.
10. LA PROTECCION DEBEN SER EN SU ESTADO NATURAL Y DE TENER LA TENSILIDAD DEL COMPROBADO.
11. ACEROS DE BARRAS ACABADOS EN SU ESTADO NATURAL Y DE TENER LA TENSILIDAD DEL COMPROBADO.
12. LA PROTECCION DEBEN SER EN SU ESTADO NATURAL Y DE TENER LA TENSILIDAD DEL COMPROBADO.

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO  
PUENTE DISTRIBUIDOR  
PALMAS - PERRERICO  
COLUMNA C-2  
YESUS PROFESIONAL  
OSCAR GARCIA GARCIA  
MEXICO DF, JULIO DE 1961 PLANO 4 DE 5

