



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"**

**ANALISIS SISMICO DE UN PUENTE DE  
CONCRETO REFORZADO**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :  
PABLO ANDRADE GARCIA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

**ANALISIS SISMICO DE UN PUENTE  
DE CONCRETO REFORZADO**

- 1.- INTRODUCCION**
- 2.- NORMAS Y CRITERIOS EMPLEADOS EN EL ANALISIS SISMICO DE PUENTES.**
- 3.- DESCRIPCION DEL PUENTE**
- 4.- ANALISIS SISMICO POR EL METODO ESTATICO**
- 5.- ANALISIS SISMICO POR METODOS DINAMICOS APROXIMADOS**
- 6.- ANALISIS SISMICO POR EL METODO DINAMICO**
- 7.- REVISION DEL DISEÑO DE PILAS**
- 8.- CONCLUSIONES**

## 1. - I N T R O D U C C I O N

La Sismología y la Ingeniería Sísmica han tenido un gran avance en los últimos años. El desarrollo de las computadoras ha permitido la realización de análisis cada vez más sofisticados de estructuras complejas. Sin embargo debe reconocerse que estos adelantos se han concentrado particularmente en el estudio del comportamiento de los edificios altos de pisos múltiples. Aunque los puentes son también estructuras y se han beneficiado por lo tanto con los logros señalados, presentan características especiales que dificultan su análisis y los hacen diferentes a los edificios. Las necesidades crecientes del tránsito moderno tanto en carreteras como en ferricarriles han originado que en el pasado reciente se hayan proyectado y construido puentes de dimensiones considerables y de estructuraciones especiales, lo que ha generado entre los responsables de dichas obras grandes inquietudes sobre el comportamiento sísmico de las mismas, especialmente cuando están ubicadas en zonas de alto riesgo de terremotos.

Esta tesis intenta presentar un panorama general de las normas y métodos de cálculo disponibles actualmente en nuestro País para el análisis sísmico de puentes. Además, se pretende establecer qué tan sobrados están los métodos aproximados (estáticos y dinámicos) con respecto al método dinámico del espectro de respuesta, ya que las simplificaciones y suposiciones que se realizan en los métodos aproximados suelen ser excesivas.

Por otra parte, debido a que la estructuración de los puentes es de tipo especial como ya se mencionó, se tiene la dificultad de elaborar un modelo matemático de los mismos, ya que en la actualidad las hipótesis que se aplican en los diseños no toman en consideración algunos elementos que sí contribuyen a la rigidez del puente (placas de neopreno y juntas de expansión). Por lo tanto, en el presente trabajo se elaboran y aplican 2 modelos matemáticos de la estructura que llamaremos racional y conservador, también con fines comparativos.

La presentación se realiza mediante el estudio del caso particular del puente "Lupita" el cual se está construyendo en el km. 19+850 del tramo Colima-Tecomán en la autopista Colima-Manzanillo.

En la figura No. 3.1 se presentan las dimensiones generales de este puente. Como se indica en el capítulo 3, este puente, aunque no es un caso notable en nuestra red carretera, ni por sus dimensiones ni por su estructuración, presenta algunas características que a nuestro juicio, lo hacen adecuado para ejemplificar algunas de las dificultades que más comúnmente se presentan en el análisis sísmico de este tipo estructuras.

En el capítulo 2, se presentan dos enfoques para adoptar las normas A.A.S.H.T.O. a México y criterios usuales para el análisis sísmico de puentes.

En el capítulo 3, se presenta la descripción detallada del puente "Lupita" y las consideraciones que rigieron en la elaboración de los mode

los matemáticos (racional y conservador), los cuales se utilizaron para realizar el análisis de la estructura.

En el capítulo 4, se presenta el análisis sísmico estático del puente en tres direcciones ortogonales, empleando un programa de computadora (Ref. 6) y también se realiza el mismo análisis manualmente, pero solo en dirección longitudinal. En los análisis que se realizaron en el sentido longitudinal, se consideraron para cada uno de ellos, modelos matemáticos diferentes en los apoyos móviles de la superestructura.

En el capítulo 5, se presenta el análisis sísmico del puente "Lupita" por métodos dinámicos aproximados. Este análisis se realizó en dos direcciones (análisis sísmico transversal y análisis sísmico longitudinal), utilizándose únicamente el modelo racional para comparar sus resultados con los obtenidos con los métodos estático y dinámico.

En el capítulo 6, se presenta el análisis sísmico del puente por el método dinámico para el cual se empleó un programa de computadora (Ref. 6) y se aplicó el modelo racional. Este análisis es de tipo modal y se realiza también en tres direcciones ortogonales.

En todos los análisis mencionados anteriormente, se consideraron las disposiciones reglamentarias para puentes y los criterios de reglamentación sísmica presentados en el Reglamento de Construcciones, para los Estados de la República Mexicana.

En el capítulo 7, se comparan los resultados de todos los análisis

realizados por diferentes métodos y para diversos modelos. Por otra parte, también se revisa el proporcionamiento del refuerzo de las pilas bajo los efectos de flexocompresión biaxial, para cada uno de los análisis realizados.

En el último capítulo, el 8, se plantean algunas conclusiones que pueden extraerse del presente estudio.

## 2.- NORMAS Y CRITERIOS EMPLEADOS PARA EL ANALISIS SISMICO DE PUENTES

### 2.1.- NORMAS EMPLEADAS EN EL ANALISIS SISMICO DE PUENTES E IMPLEMENTACION DE ESTAS EN LA REPUBLICA MEXICANA.

En nuestro país ha sido tradicional en el proyecto de puentes adaptar las Normas correspondientes de A.A.S.H.T.O. (Asociación Norteamericana de Funcionarios Estatales de Carreteras y de Transporte). Esta adaptación por lo que se refiere al diseño sísmico, puede hacerse mediante dos enfoques:

PRIMERO.- Se aplican literalmente las mencionadas Normas A.A.S. H.T.O. Para ello es necesario conocer el valor máximo de la aceleración probable al nivel de la roca basal, dato que puede obtenerse de los mapas preparados por el Dr. Luis Esteva en su artículo "Regionalización Sísmica de México con fines de Ingeniería". En estos mapas su valor está en función del período de recurrencia que puede ser de 50, 100 ó 500 años.

Los factores económicos son los que nos determinan el tipo de recurrencia por seleccionar: período de 50 años para puentes comunes y 100 años para puentes de mayor importancia. El período de 500 años sólo es aplicable para obras de gran trascendencia (como presas, centrales nucleares, etc.).

SEGUNDO.- Se aparta aparentemente de las Normas A.A.S.H.T.O.



y consiste en extrapolar para los puentes las disposiciones de diseño sísmico concebidas para edificios.

En un análisis simplificado, dichas disposiciones consisten en determinar una fuerza estática equivalente:  $F_e = C W/Q$ . El coeficiente sísmico basal "C" es la respuesta máxima de los espectros de diseño que para las diferentes zonas de la República proporciona el Manual de Diseño Sísmico de la Comisión Federal de Electricidad o el que aparece en la propuesta de Reglamento de Construcción elaborada por la Secretaría de Obras Públicas para los diferentes Estados de la República Mexicana.

Los mapas de regionalización y los espectros de diseño mencionados fueron elaborados por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. para las instituciones citadas. Queda el problema de determinar el factor de ductilidad, ya que los reglamentos existentes para edificios se dan valores de este factor avalados empíricamente para edificaciones de este tipo. En la práctica son muy pocos los puentes estructurados a base de marcos continuos en dos direcciones ortogonales en forma semejante a la de un edificio. Por otro lado no existen suficientes investigaciones a nivel mundial para asignar con certidumbre valores al factor " $Q$ " de ductilidad, para puentes.

La mayor parte de las estructuras de puentes son de concreto reforzado; sin embargo, las subestructuras generalmente son masivas y en numerosos casos no son continuas con la superestructura. Estas circunstancias nos inclinan a pensar en un valor adecuado de  $Q = 2.0$ . Pero esta decisión resulta desde un punto de vista práctico excesivamente conservador, debido a

que en los puentes existen elementos amortiguantes y disipadores de energía que no se tienen en los edificios. Estos elementos son los apoyos y las juntas, que si son diseñados en forma adecuada, permiten reducir notablemente los efectos del sismo sobre la estructura. La anterior deducción queda ampliamente avalada por la observación del comportamiento real de los puentes ante los sismos que han ocurrido en el país.

Las consideraciones anteriores han hecho que el adoptar el segundo enfoque al que nos estamos refiriendo, tentativamente se haya aceptado un factor de ductilidad  $Q = 4$  para puentes de concreto reforzado.

Finalmente, cabe señalar que la aplicación de los lineamientos anteriores hacia algunos puentes de tipo común ha permitido demostrar que con los dos enfoques se obtienen los mismos resultados. Esto implica que, aun que las especificaciones A.A.S.H.T.O. no hacen referencia al concepto de ductilidad, de hecho están involucrando el valor de  $Q = 4$ .

Resulta evidente que los criterios arriba expuestos son discutibles y que habrá estructuras de tipo especial en las que no puedan aplicarse, requiriéndose para ellas estudios igualmente especiales.

También es notoria la necesidad que existe de ampliar la investigación científica sobre el tema.

## 2.2.- CRITERIOS EMPLEADOS EN EL ANALISIS SISMICO DE PUENTES.

INTRODUCCION.- La respuesta sísmica de una estructura depende

fundamentalmente de 2 factores:

- 1.- De las características dinámicas del movimiento, las que a su vez dependen de la zona sísmica y de las características del suelo.
- 2.- De las características dinámicas de la estructura.

Para determinar las características dinámicas de una estructura, se utilizan los conceptos de dinámica estructural aplicados a un sistema elástico-lineal de un solo grado de libertad, los cuales nos permiten estimar la frecuencia propia del sistema tanto para vibraciones amortiguadas como no amortiguadas. Para el caso práctico en que el amortiguamiento del sistema es una fracción pequeña del amortiguamiento crítico, la frecuencia es aproximadamente la misma para ambos tipos de vibraciones y puede escribirse como  $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  donde  $k$  es la rigidez elástica y  $m$  es la masa del sistema. A esta frecuencia circular corresponde un período:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

La respuesta sísmica de los sistemas de un solo grado de libertad puede determinarse mediante un espectro de respuesta. Usualmente se emplea un espectro de aceleraciones que proporciona la aceleración máxima en función del período ( $T$ ), la que multiplicada por la masa permite obtener la fuerza cortante en la base del sistema.

Los espectros de respuesta se especifican en los reglamentos de diseño y se obtienen por medio de integración analítica o experimental del acelerograma de un temblor de diseño escogido por métodos probabilísticos,

que toman en cuenta la experiencia histórica y las características geotécnicas del suelo en estudio.

En el caso de sistemas de grados múltiples de libertad, la aplicación de las condiciones de equilibrio dinámico conducen a la siguiente expresión matricial;  $[K] - \omega^2 [M] = 0$ ; donde K es la matriz simétrica de rigideces y M es la matriz de masas. Esta ecuación tiene (n) raíces ( $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ ), que corresponden a las frecuencias características de vibración de la estructura. A cada una de estas vibraciones corresponde una ley de vibraciones de los desplazamientos de la estructura  $Y_1, Y_2, \dots, Y_n$ . A estas leyes les llamamos modos.

Por otra parte es importante que las estructuras de concreto reforzado en zonas sísmicas sean de comportamiento dúctil, es decir que la estructura sea capaz de disipar cierta energía durante un sismo antes del colapso. En otras palabras, que la gráfica carga-deflexión tenga una rama amplia de comportamiento no lineal como la que se muestra en la (Fig. 2.1).

Entre más ductilidad presente una estructura mayor será su capacidad de absorción de energía, ya que esta capacidad es igual al área comprendida bajo el diagrama carga-deflexión.

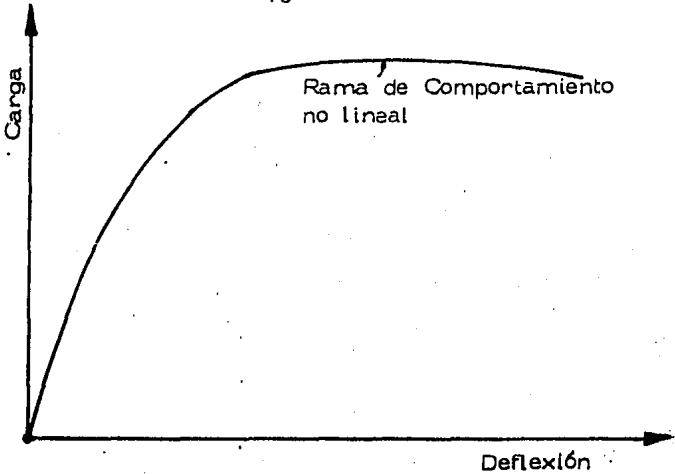


Fig. 2.1 Gráfica Carga-deflexión de un elemento de comportamiento dúctil.

Al considerar el efecto de ductilidad en la respuesta sísmica de las estructuras es posible diseñar con valores menores que la aceleración espectral

Para fines de diseño no es conveniente adquirir valores de ductilidad mayores que 8, ya que para deformaciones mayores las fallas son producidas por inestabilidad y no por falta de ductilidad.

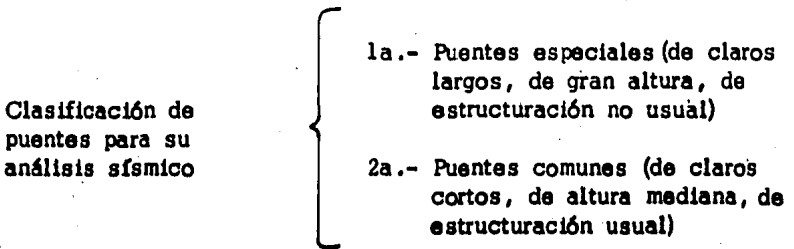
Las estructuras ante sismos moderados y fuertes trabajan generalmente en la zona de comportamiento no lineal. El único método de aplicación general para el análisis sísmico de sistemas no lineales arbitrarios, es el de la integración numérica paso a paso de la ecuación de movimiento, - esto es la historia de la respuesta - se divide en una serie de movimientos en cortos intervalos de tiempo, generalmente tomados de igual magnitud por conveniencia de cálculo. En general este método es usado para el análisis de puentes muy especiales, por ejemplo puentes colgantes, atirantados y de

grandes claros, etc., ya que el comportamiento de estos puentes queda fuera del comportamiento lineal.

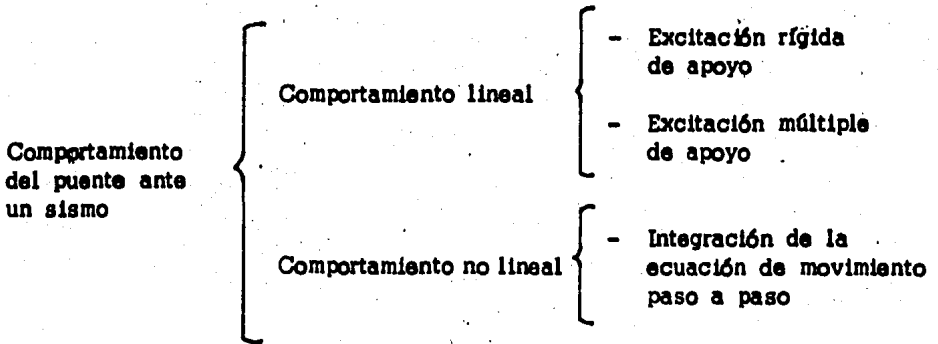
Ahora bien, cuando una estructura presenta varios apoyos, la respuesta sísmica es sensible a las diferencias entre los movimientos que ocurren simultáneamente en dichos apoyos (diferencia de fase). Si en este caso se hace la consideración de que los apoyos sufren el mismo desplazamiento durante la excitación, la respuesta sísmica puede diferir cuantitativamente y cualitativamente de la real.

CRITERIOS DE ANALISIS

Para realizar el análisis sísmico de un puente se debe en un principio considerar la siguiente clasificación:



Para ambas clasificaciones pueden considerarse los siguientes tipos de comportamiento ante el sismo:



Una vez clasificado el puente y definido su comportamiento ante un sismo, se contará con dos métodos para realizar el análisis sísmico: Método dinámico y método estático.

El análisis dinámico permite una modelación más precisa, tanto de

sus componentes estructurales (apoyos fijos o móviles de neopreno, juntas de expansión), como de sus condiciones de frontera, ésto es, la interacción suelo-estructura que se traduce en restricciones al giro o desplazamiento de los apoyos, por lo tanto es importante remarcar que un análisis dinámico trata de simular el comportamiento de un puente ante un sismo lo más realista posible.

En un análisis estático, no se podrán tomar en cuenta algunas de estas consideraciones y en consecuencia cabe la posibilidad que difieran considerablemente ambos análisis.

#### RECOMENDACIONES DE DISEÑO

1.- Cuando se proponga una estructuración, se buscará que ésta forme marcos estructurales, procurando que no sólo las pilas proporcionen la resistencia ante cargas laterales al sistema, sino que se haga trabajar todo un conjunto. Esto es con la finalidad de que la ductilidad de la estructura sea mayor.

2.- Para realizar un análisis en cualquier tipo de puente, es necesario tomar en cuenta la clasificación anterior.

3.- Si el puente en estudio se encuentra en la primera clasificación, se realizará un análisis dinámico, para ésto se considerarán los siguientes criterios:

- a) Idealizar la estructura con un modelo matemático, el cual comprenderá las condiciones de frontera y los componentes estructu-



rales, con el objeto de que el modelo sea lo más realista posible.

- b) Si el puente en estudio es especial tal como: colgante, atirantado o con geometría fuera de lo común, será necesario realizar un análisis no lineal y también considerando un movimiento defasado en los apoyos.
- c) Si el puente en estudio es importante pero diferente a los del inciso (b) tal como puente largo que cruce un río ancho en el que en la mayoría de los casos, las márgenes estarán constituidas por estratos de suelo blando, es recomendable realizar un análisis lineal, pero considerando el movimiento defasado de los apoyos.
- d) Si el puente en estudio se encuentra en esta primera clasificación y además el suelo resulta ser más o menos firme, homogéneo y con un perfil que no sea muy accidentado, podrá efectuarse un análisis dinámico lineal considerando que todos los apoyos tendrán el mismo desplazamiento durante la excitación sísmica.

4.- Si el puente en estudio se encuentra en la segunda clasificación, se recomienda considerar los siguientes criterios:

I.- Establecer un modelo adecuado de la estructura que contemple todos los aspectos esenciales para obtener la respuesta.

II.- Si la estructura presenta características especiales como geometrías poco comunes, esviajamientos de la superestructura en planta, condiciones de suelo muy blando y perfiles muy accidentados, será prudente -

realizar un análisis dinámico especial, considerando un comportamiento lineal y el movimiento defasado de los apoyos.

III.- En puentes bajo características de suelo no muy especiales, como suelos de transición o más o menos firmes y con geometría común, será recomendable realizar un análisis dinámico especial considerando movimiento rígido de apoyo.

IV.- Si el puente en estudio es sencillo, basta con un análisis estático considerando un análisis sísmico longitudinal.

V.- En general, es importante realizar un estudio de mecánica de suelos lo más completo posible, ya que en base a este estudio puede seleccionarse el tipo de análisis a realizar. Es importante tener presente la posible interacción que existe entre el suelo y la estructura. que en la mayoría de los casos resulta imprescindible considerar en el análisis.

5.- En general para fines de diseño sísmico pueden adoptarse los espectros de diseño que se muestran en la tabla 4.II con base en la figura 4.II en donde se muestra la regionalización sísmica de la República Mexicana.

### 3.- DESCRIPCION DEL PUENTE

El puente "Lupita" se encuentra en el Estado de Colima y está en su última etapa constructiva. Se localiza en el tramo Colima-Tecomán (km 19+350.00) de la autopista Colima-Manzanillo.

GENERALIDADES. - El puente en planta se localiza en curva circular y parte en tangente (Fig. 3.2). En elevación se localiza en curva parabólica y parte en pendiente longitudinal (Fig. 3.1). En general, está formado por dos estructuras independientes e idénticas de concreto reforzado y cada una está formada por un marco, ya que existe continuidad completa entre las pilas y la superestructura (Fig. 3.1).

SUPERESTRUCTURA. - En sentido longitudinal la superestructura está formada por 4 tramos de losa continua sección cajón de 27.0, 33.0, 33.0 y 27.0 metros de claro respectivamente (Fig. 3.1). En sentido transversal está formado por 2 cuerpos independientes con diferencias despreciables. La sección de la superestructura es de una celda de 6.0 m de ancho y 2.0 de peralte, provista de voladizos en la parte superior de 2.5 m (Fig. 3.1). Está acartalada en la losa inferior y en las trabes en una longitud de 7.0 m a cada lado de las pilas (Fig. 3.1). Existen diafragmas en la superestructura sobre las secciones de apoyo. En sus extremos se apoya libremente en placas de neopreno, mismas que están en la corona de un estribo de concreto reforzado, y además, entre el respaldo del estribo y la superestructura existe una junta de expansión (Fig. 3.4).

SUBESTRUCTURA. - Está formada por 2 estribos que sirven de apoyo común a los 2 cuerpos y por 3 pilas para cada cuerpo de sección rectangular maciza (Fig. 3.1, 3.2 y 3.3).

El cuerpo y aleros de los estribos son de mampostería de tercera clase y el diafragma y corona de estribos son de concreto reforzado (Fig. 3.3).

Las tres pilas de cada cuerpo son continuas con su respectiva superestructura y están desplantadas sobre zapatas aisladas.

CIMENTACION. - Las zapatas están desplantadas en terreno firme, el cual tiene las siguientes características:

- a) Roca caliza alterada superficialmente fracturada.
- b) Esfuerzo normal de trabajo a la compresión de  $4 \text{ kg/cm}^2$ ,
- c) El perfil del terreno presenta una topografía regular y una formación homogénea del suelo.

JUNTAS DE EXPANSION. - Son de un material sintético deformable que trabaja únicamente a compresión y, por lo mismo, se utiliza para tomar una parte del movimiento de la superestructura debido a la temperatura.

APOYO MOVIL. - Estos apoyos son de hule y no tienen partes móviles, -- constan de placas de neopreno de 2.5 cm de espesor y placas de aluminio o acero insertadas en la o las placas de neopreno. El tipo de apoyo formado con placas de neopreno es efectivo como medio para la transferencia

de la carga. (Fig. 3.4). Cuando soporta cargas de compresión, el hule absorbe las irregularidades de la superficie del concreto. Cuando está sometido a esfuerzos cortantes, el apoyo de hule se deforma inmediatamente cuando se presente el primer movimiento horizontal de la superestructura por pequeño que éste sea, por lo tanto no existe fricción inicial que vencer, ni depósito sólido debido a la corrosión que sea necesario romper.

COMPORTAMIENTO DEL NEOPRENO AL ESFUERZO CORTANTE.- Cuando existe un movimiento en los extremos de la superestructura, el apoyo de neopreno trabaja a esfuerzo cortante; para que el apoyo de neopreno no se deslice es necesario cuidar que dicho esfuerzo en las superficies de contacto (superestructura-neopreno y corona-neopreno) sea menor que la fuerza de fricción generada entre estas superficies.

Para obtener una funcionalidad adecuada, se recomienda que la deformación en esfuerzo cortante se limite al 50%. Con la restricción anterior la relación esfuerzo-deformación se considera lineal (esta relación se puede expresar como un módulo).

COMPORTAMIENTO DEL NEOPRENO AL ESFUERZO DE COMPRESION.- El apoyo de neopreno ante un esfuerzo de compresión se deforma verticalmente. Para obtener una funcionalidad adecuada ante este tipo de esfuerzos la deformación se limitará a un 15%

El módulo a la compresión de cualquier hule, inclusive el neopreno, está en función de dos variables: dureza del compuesto del hule y forma

de la pieza.

## ELABORACION DEL MODELO MATEMATICO

INTRODUCCION. - En la práctica común de análisis sísmico de puentes, generalmente se adoptan modelos estructurales conservadores, con objeto de simplificar dicho análisis.

Ahora bien, no deben perderse de vista las características que presentan los dispositivos estructurales (apoyos móviles de neopreno y juntas de expansión), ya que por medio de ellos se espera una interacción importante entre dispositivos y estructura durante el sismo. Por esta razón, en el presente trabajo se realizarán con el mismo puente, dos modelos, que son: - a).- Racional, y b).- Conservador, con el fin de efectuar dos análisis estáticos en sentido longitudinal y, posteriormente, comparar resultados.

MODELO RACIONAL. - Este modelo intenta tomar en cuenta en cierta medida la interacción entre dispositivos estructurales y estructura. Para ésto se incluyen las juntas de expansión y las placas de neopreno, que se encuentran localizadas en los extremos de la superestructura. (Fig. 3.6).

El criterio adoptado para lograr la interacción mencionada fue el siguiente: Se transforman los dispositivos en barras (tipo armadura), las cuales se caracterizan por trabajar únicamente a fuerza axial. Tal transformación se realiza en función de la "rigidez axial" de la junta de expansión y la "rigidez al cortante" de las placas de neopreno (Figs. 3.8 y 3.9).

El modelo no es completamente realista, ya que a las juntas de expansión se les impone comportamiento a tensión y compresión, pero aún con estas limitantes, el análisis sísmico obtenido es más sísmico obtenido es más aproximado a la realidad.

MODELO CONSERVADOR.- Este modelo no considera la interacción de la junta de expansión con la estructura, sólo considera a los apoyos móviles de neopreno como deslizantes 100% (apoyo de carrito). (Fig. 3.7).

Finalmente, por razones de simplicidad, en los modelos mencionados se hacen las siguientes suposiciones "racionales":

1.- Las características de las curvaturas que presenta el puente, tanto en planta como en elevación, son despreciables, y por lo tanto, el puente se modelará contenido en el plano y toda la superestructura se localizará en la misma elevación.

2.- Las dimensiones de la estructura serán tomadas a ejes centroidales de las secciones de los elementos que constituyen el puente. El centroide que rige en el trazo de la superestructura, es el de la sección constante. Llamaremos sección constante a la que se encuentre en el tramo no acartelado.

3.- Los apoyos extremos de la superestructura se idealizarán como articulaciones, con posibilidades de desplazamiento en el sentido longitudinal del puente y, en el transversal, se considerarán articulaciones también, pero sin posibilidades de desplazamiento, debido a que los topes laterales

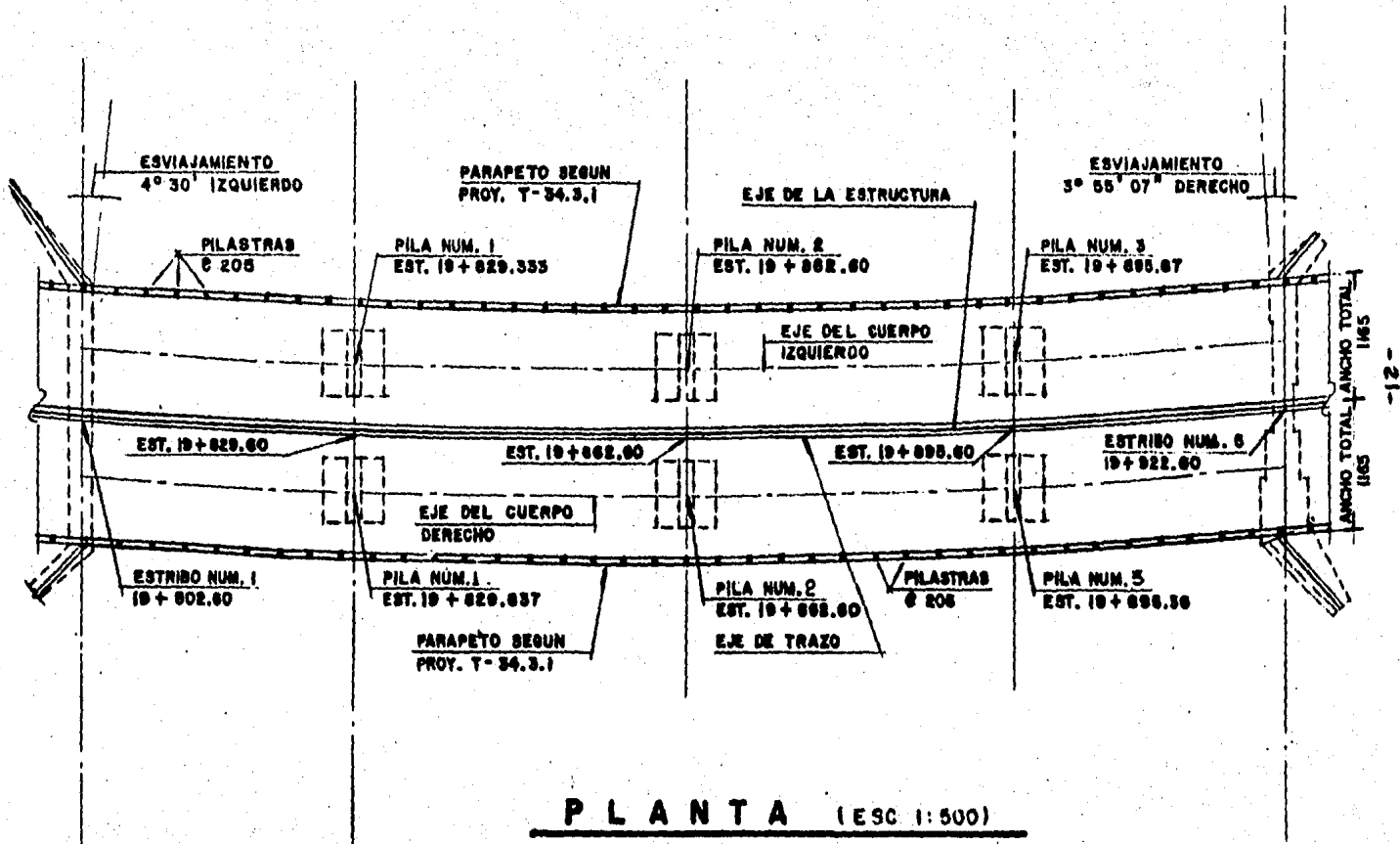
le restringen dicho movimiento.

4.- El modelo racional presentará dos elementos barra (tipo armadura) en cada extremo de la superestructura; uno es la idealización de la junta de expansión y, el otro es la idealización del conjunto de las placas de neopreno localizadas en los estribos.

5.- El puente "Lupita" presenta 2 cuerpos estructurales idénticos con diferencias despreciables. Por lo mismo, para el análisis del puente, basta tomar el cuerpo que presente mayor altura en pilas.

6.- En ambos modelos se supone que la superestructura puede desplazarse longitudinalmente tanto como se requiera. Esta suposición es una limitación para ambos modelos, ya que no consideran la restricción (holgura) que existe entre la superestructura y el respaldo del estribo. (Fig. 3.4).

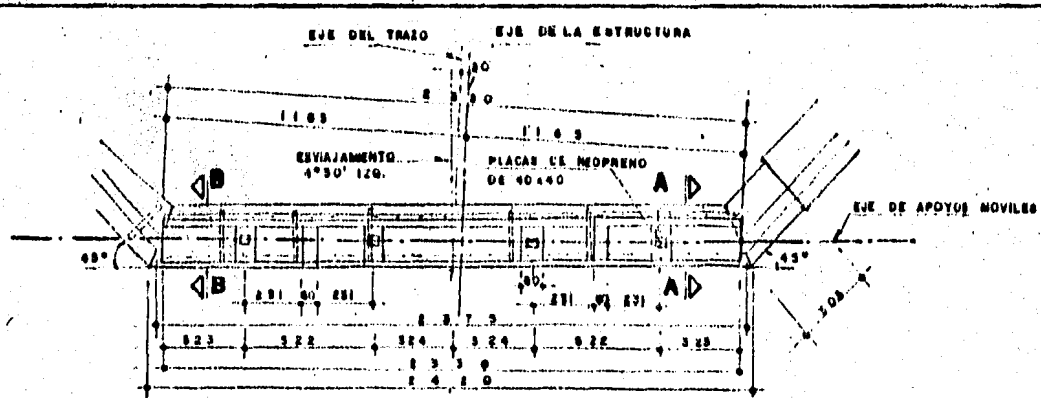




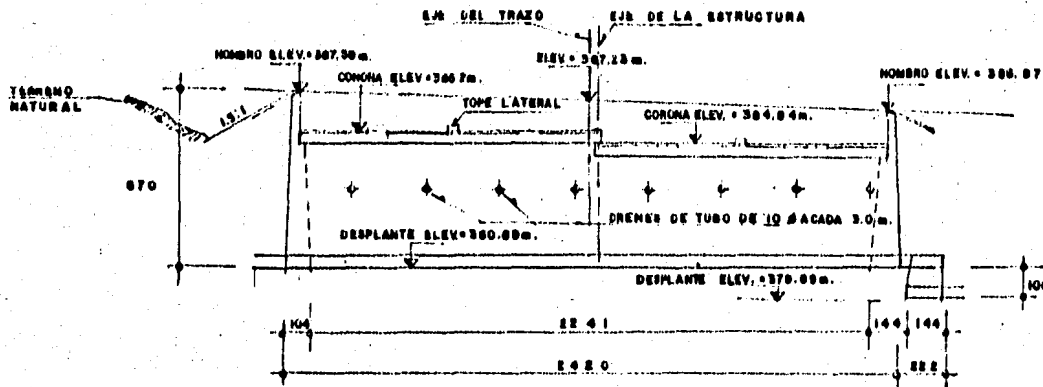
**PLANTA (ESC 1:500)**

FIG. 3.2 PLANTA DEL PUENTE LUPITA





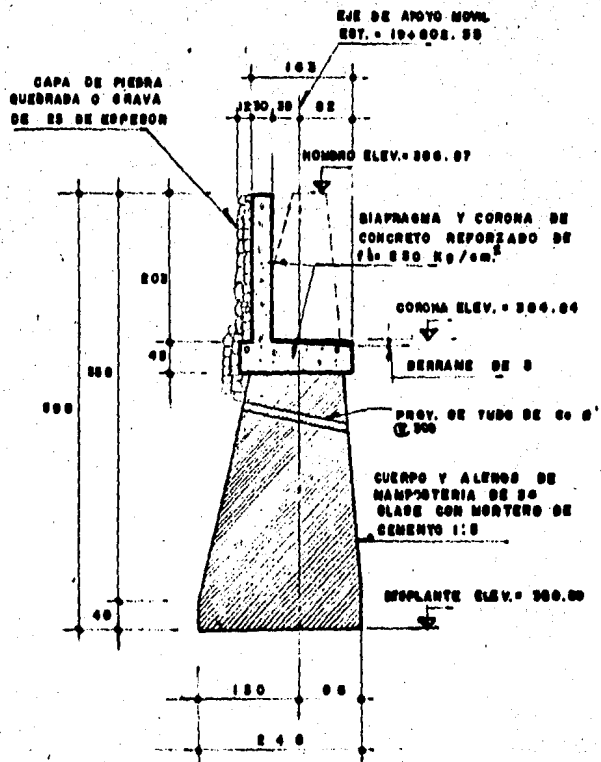
P L A N T A



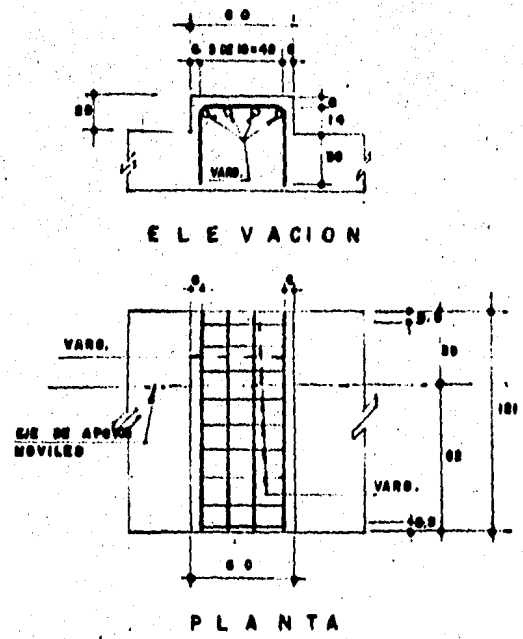
ELEVACION

FIG. 3.3 PLANTA Y ELEVACION DEL ESTRIBO DEL PUENTE LUPITA



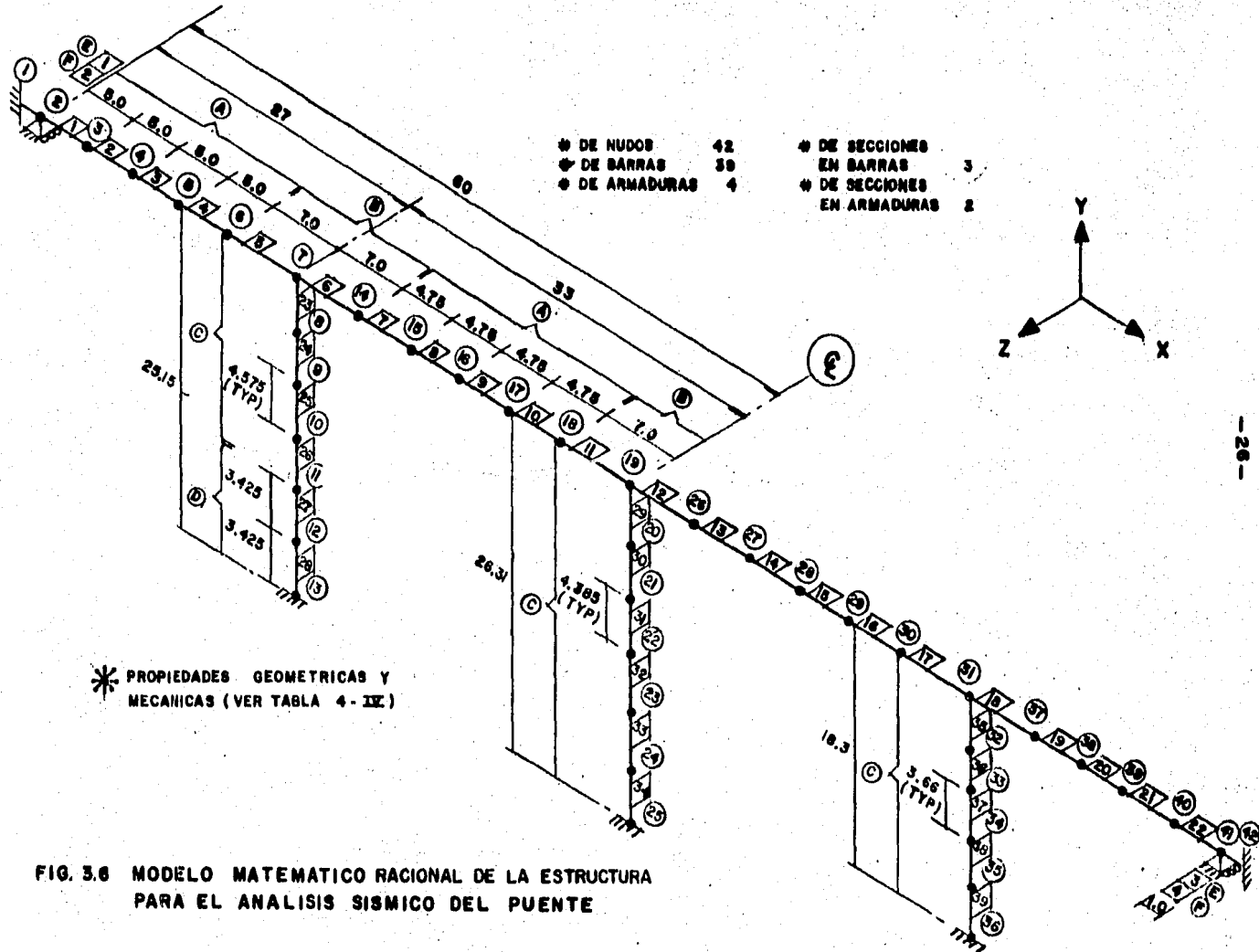


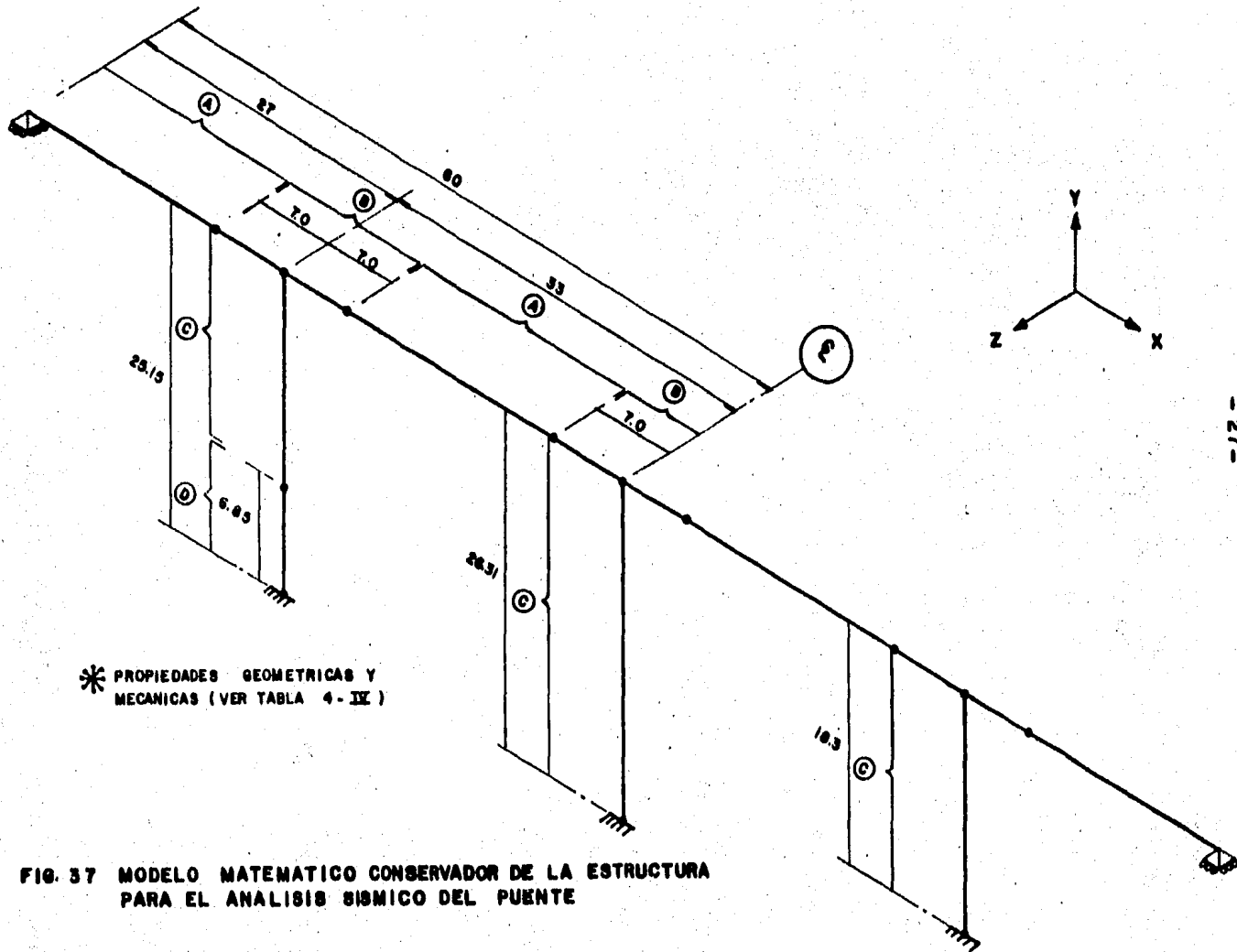
CORTE A-A



DETALLE DEL TOPE LATERAL

FIG. 3.5 CORTES Y DETALLES DEL PUENTE LUPITA





\* PROPIEDADES GEOMETRICAS Y  
MECANICAS (VER TABLA 4- II )

FIG. 37 MODELO MATEMATICO CONSERVADOR DE LA ESTRUCTURA  
PARA EL ANALISIS SISMICO DEL PUENTE

Fig. 3.8 TRANSFORMACION DE LA JUNTA DE EXPANSION A BARRA  
( TIPO ARMADURA )

PROCEDIMIENTO:

Primer Paso. - Obtención del módulo de elasticidad (E) del material sintético.

Segundo Paso. - Obtener la rigidez axial de la junta de expansión, suponiéndola barra (tipo armadura).

PRIMER PASO:

Material Sikaflex 1-A o similar

Datos:

$$\gamma = 100 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} = 7.05 \text{ kg/cm}^2$$

\* Límite máximo de deformación = 0.5 E

$$\gamma = 0.5 E = 7.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore E = 141 \text{ ton/m}^2$$

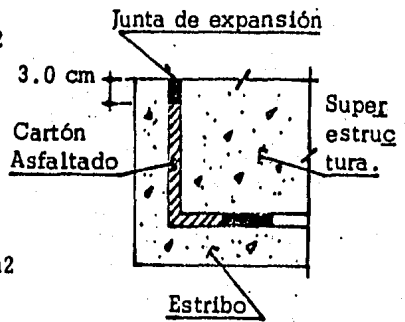
$$\text{Area transversal} = 11.08 \text{ m} \times 0.03 = 0.3324 \text{ m}^2$$

Máxima deformación permisible

en la placa de neopreno:

$$t = \frac{5.8}{2} = 2.9 \text{ cm} < 4.0$$

$$\Rightarrow t = 2.9 \text{ cm}$$



SEGUNDO PASO:

Rigidez axial tipo armadura

$$K = \frac{AE}{t} = \frac{0.3324 \times 141}{0.029} = 1616.15 \text{ ton/m}$$

\* Por facilidad en la elaboración del modelo se tomara

$$E = 7356.33 \text{ ton/m}^2$$

Se suponen propiedades y dimensiones.

$$E = 7356.33 \text{ ton/m}^2. \quad \Rightarrow \quad A = \frac{Kt}{E} = \frac{1616.15 (1.0)}{7356.33} = 0.2197 \text{ m}^2.$$

Donde:

K = Rigidez axial

t = Long. del elemento

E = Módulo de elasticidad



Fig. 3.9

TRANSFORMACION DE LA PLACA DE NEOPRENO  
A BARRA TIPO ARMADURA

PROCEDIMIENTO:

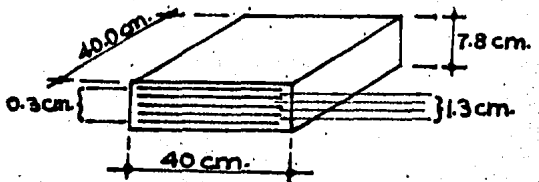
Primer Paso. - Se obtiene la rigidez a Cortante de la placa de Neopreno.

Segundo Paso. - Con el resultado obtenido en el Primer Paso, las placas de Neopreno se idealizan como una Barra (tipo armadura) la cual tendrá la misma rigidez a cortante de la -- placa de neopreno.

PRIMER PASO:

- \* Neopreno ASTM 2240 Dureza Shor 60
- \* Pls. de Neopreno de 40 x 40 x 5.8 cm.

$G = 80 \text{ ton/m}^2$



Espesor Total de Neopreno = 5.8 cm.

Rigidez a Cortante de la placa:

$K = \frac{G \times A}{L} = \frac{80 (.40 \times .40)}{.058} = 220.69 \text{ ton/m.x}$

C/placa

$K = ( 220.69 ) ( 2 \text{ placas} ) = 441.38 \text{ ton/m.}$

SEGUNDO PASO:

+ Conversión de placa de Neopreno a Barra tipo armadura

Rigidez Axial =  $K = \frac{EA}{L}$

Suponemos Dimensiones de la (Barra tipo armadura).

$A = .06 \text{ m}^2$

$L = 1.0 \text{ m.}$

$\Rightarrow E = \frac{KL}{A} = \frac{(441.38) (1.0)}{.06} = 7356.33 \text{ ton/m}^2.$

#### 4. ANALISIS SISMICO POR EL METODO ESTATICO

INTRODUCCION. Este es un método de análisis sísmico aproximado, por medio del cual se puede estimar una fuerza equivalente (fuerza sísmica) actuando sobre la estructura; surgió a consecuencia de las múltiples dificultades que presenta el análisis dinámico aplicado a puentes, entre los cuales se encuentra la necesidad del uso de computadora, debido a que en general este tipo de estructuras tienen muchos grados de libertad. Este método es una simplificación del análisis dinámico y en él se considera únicamente el primer modo de vibración de la estructura.

##### SIMPLIFICACIONES DEL ANALISIS ESTATICO

1. Para determinar las fuerzas sísmicas actuantes, no es necesario valuar las características dinámicas de la estructura ( $\omega$ ,  $T$ ), basta considerar la máxima ordenada del espectro ( $c$ ).
2. La fuerza cortante sísmica en la base de la estructura, se deduce de la ecuación del análisis dinámico para el modo fundamental (primer modo).

$$F_{\text{máx.}} = C'W$$

donde:

$C$  = Coeficiente sísmico basal  $C' = C/Q \geq a_0$

$W$  = Peso total de la estructura.

3. La estructura responde únicamente ante la forma del primer modo.

En el caso particular del puente en estudio, se puede observar que la superestructura tiene un peso mucho mayor que la subestructura, por lo cual se toma

r  el valor de la aceleración ( $c'$ ) como constante en todo nivel y no como una variación lineal de aceleración, es decir  $FE = CW$ .

Este criterio se denomina "Conservador".

### APLICACION DEL METODO ESTATICO

**MODELO RACIONAL.** - El criterio que se sigue en la aplicación de la fuerza s mica est tica en la estructura es el siguiente: El modelo matemático racional estará formado por una serie de elementos (barras) (Fig. 3.6); esto es con el fin de distribuir dicha fuerza en toda la estructura. La distribución se realiza por medio de pequeñas fuerzas s micas estáticas concentradas en los nudos de los elementos barra (tabla 4.I).

Con el anterior criterio se pretende simular la fuerza s mica uniforme distribuida en toda la estructura, ya que el programa de computadora que se emplea (Ref. 6) para realizar este análisis, solamente considera fuerzas concentradas.

En el análisis estático con el modelo racional se hicieron las consideraciones que a continuación se mencionan:

1. De acuerdo a las características que presenta el modelo de la estructura del "Puente Lupita", el análisis estático se efectuará independientemente en las 3 direcciones ortogonales:
  - a) Fuerzas s micas estáticas aplicadas en toda la estructura en la dirección longitudinal (sismo longitudinal).
  - b) Fuerzas s micas estáticas aplicadas en toda la estructura en la dirección transversal (sismo transversal).

c) Fuerzas sísmicas estáticas aplicadas en toda la estructura en la dirección vertical (sismo vertical).

2. De acuerdo al Reglamento de Diseño por Sismo, se aplicarán dos coeficientes sísmicos en el Análisis Estático, uno en el sentido longitudinal y transversal y otro para el vertical.

Debido a la importancia que representa la autopista en que se aloja, el puente en estudio se clasifica como estructura tipo "A", y por lo tanto, de acuerdo al reglamento mencionado el coeficiente sísmico se afectará por un factor de importancia F.I., como a continuación se indica:

COEFICIENTE SISMICO HORIZONTAL  $C' = cFI$

COEFICIENTE SISMICO VERTICAL  $C' = cFI (0.75)$

Donde:

$c$  = La máxima aceleración del espectro correspondiente al análisis en cuestión.

F.I. = Factor de Importancia en la estructura

(F.I. = 1.3)

3. De acuerdo con la zona sísmica y tipo de terreno en donde se localiza la estructura, el espectro de diseño se obtiene de la figura 4.II y tabla 4.II. Estos espectros de aceleración contemplan el tipo de estructura (en función a lo que se destine la estructura), ductilidad e influencia del suelo de cimentación.

4. Por las características que presente el "Puente Lupita", tanto en estructura-

ción como en materiales, así como también de acuerdo al Manual de Diseño por Sismo (Ref. 3), se considera un factor de Ductilidad de  $Q = 4$  para el sismo longitudinal y transversal. Para el análisis sísmico vertical, se toma un factor  $Q = 1$ .

El manual mencionado anteriormente establece que los espectros de diseño se reducirán por ductilidad y, por lo tanto, quedan como se muestran en las figuras 4.12 y 4.13.

5. Las fuerzas sísmicas estáticas concentradas en los nudos, se obtienen a partir del peso tributario de las barras al nudo en cuestión y afectada por su coeficiente sísmico respectivo (tabla 4.I). Estos pesos tributarios se obtuvieron a partir de los pesos ( $W$ ) totales de los componentes de la estructura (tabla 4.III).

Los datos requeridos por el programa de computadora (Ref. 6), el cual se emplea en esta parte, son los siguientes: localización de los puntos nodales (en el espacio); tipos de elementos que conforman la estructura, así como su localización; propiedades geométricas y mecánicas de los elementos (tabla 4.IV) y, por último, localización de las fuerzas sísmicas concentradas.

Los resultados obtenidos por el programa de computadora en este análisis son: elementos mecánicos en los extremos de cada barra producidos por el sismo en una sola dirección (Fig. 4.2, 4.3, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9), desplazamientos para cada nudo (Fig. 4.1, 4.4), y para cada dirección (longitudinal, transversal).

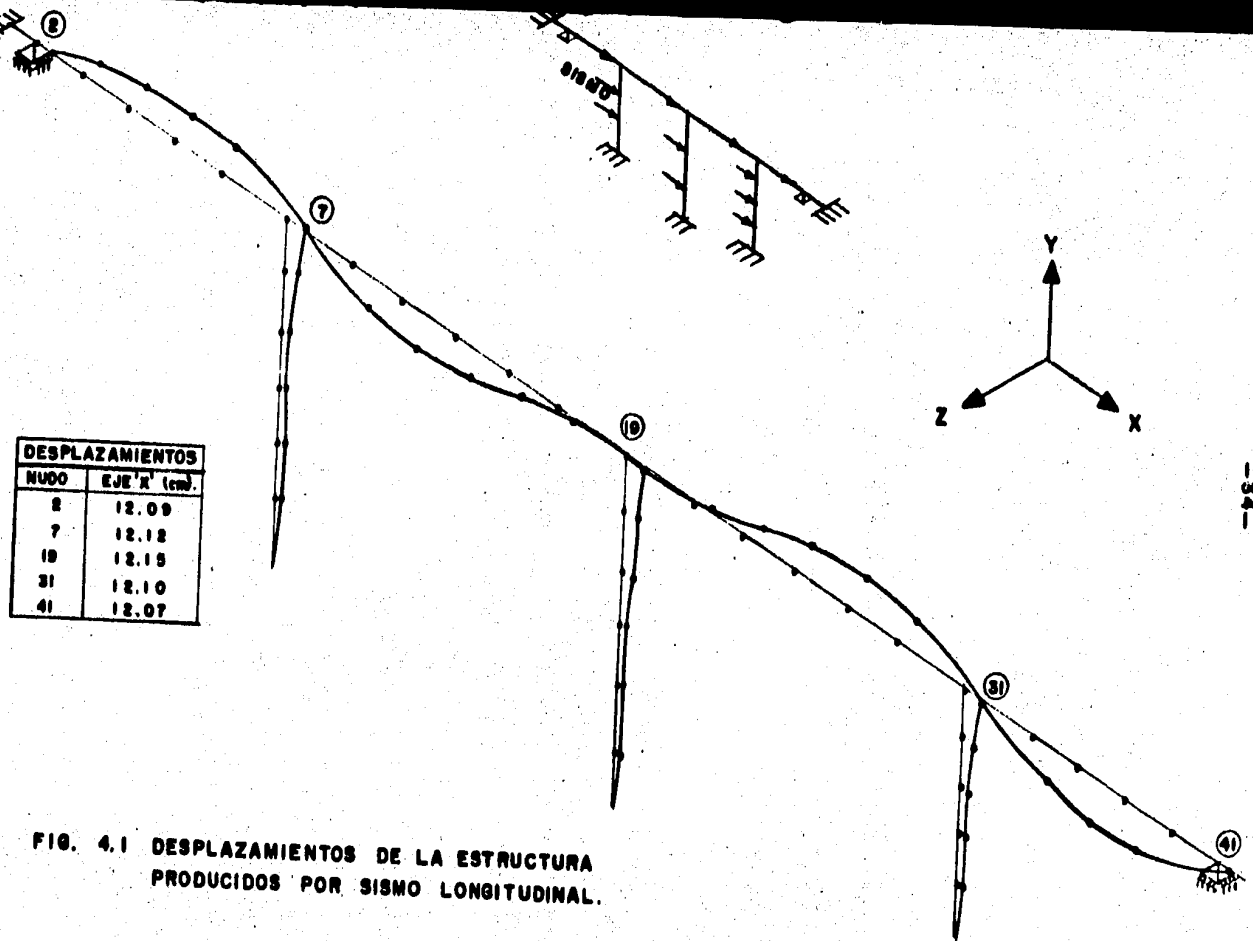


FIG. 4.1 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PRODUCIDOS POR SISMO LONGITUDINAL.

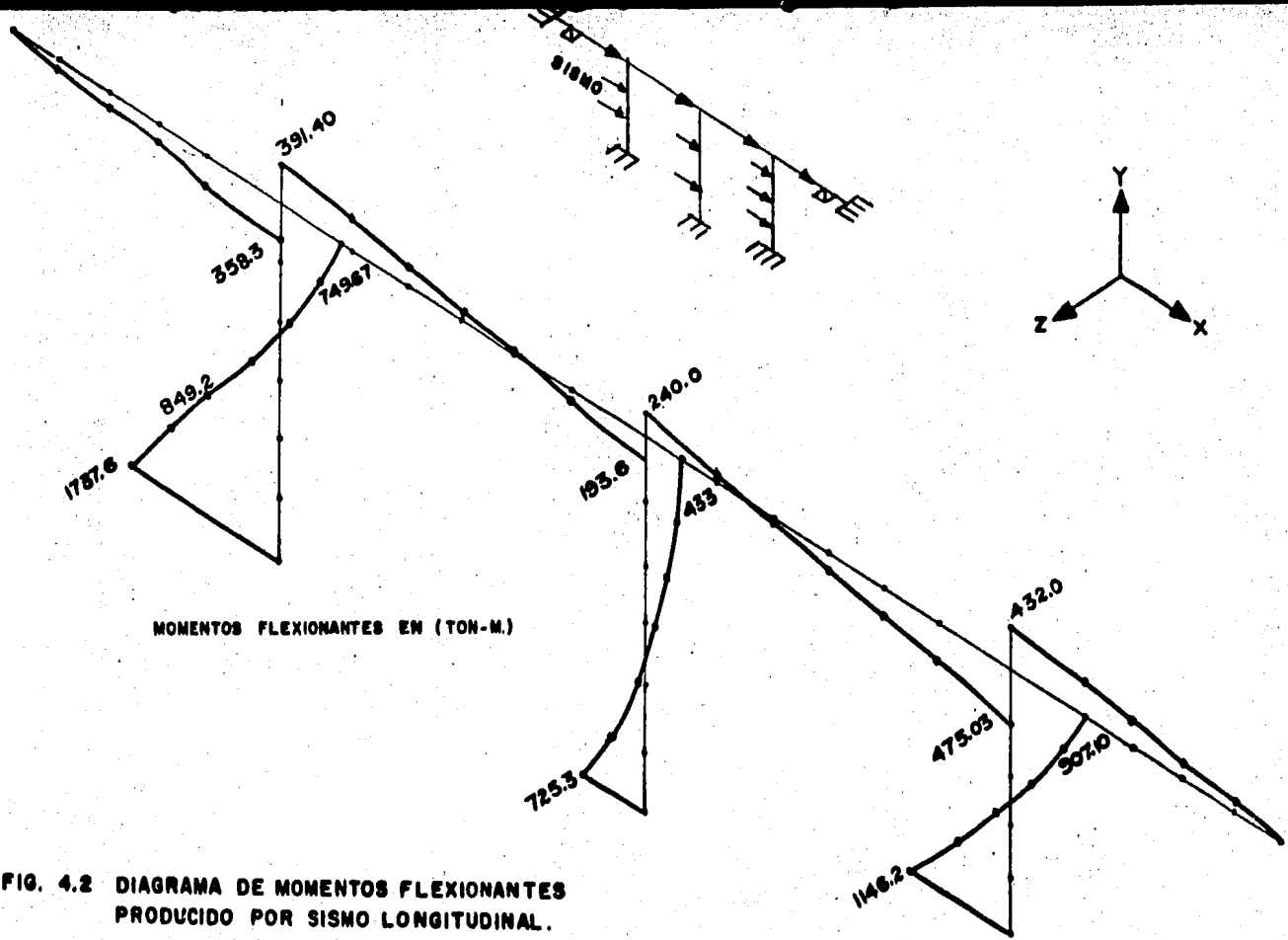


FIG. 4.2 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PRODUCIDO POR SISMO LONGITUDINAL.

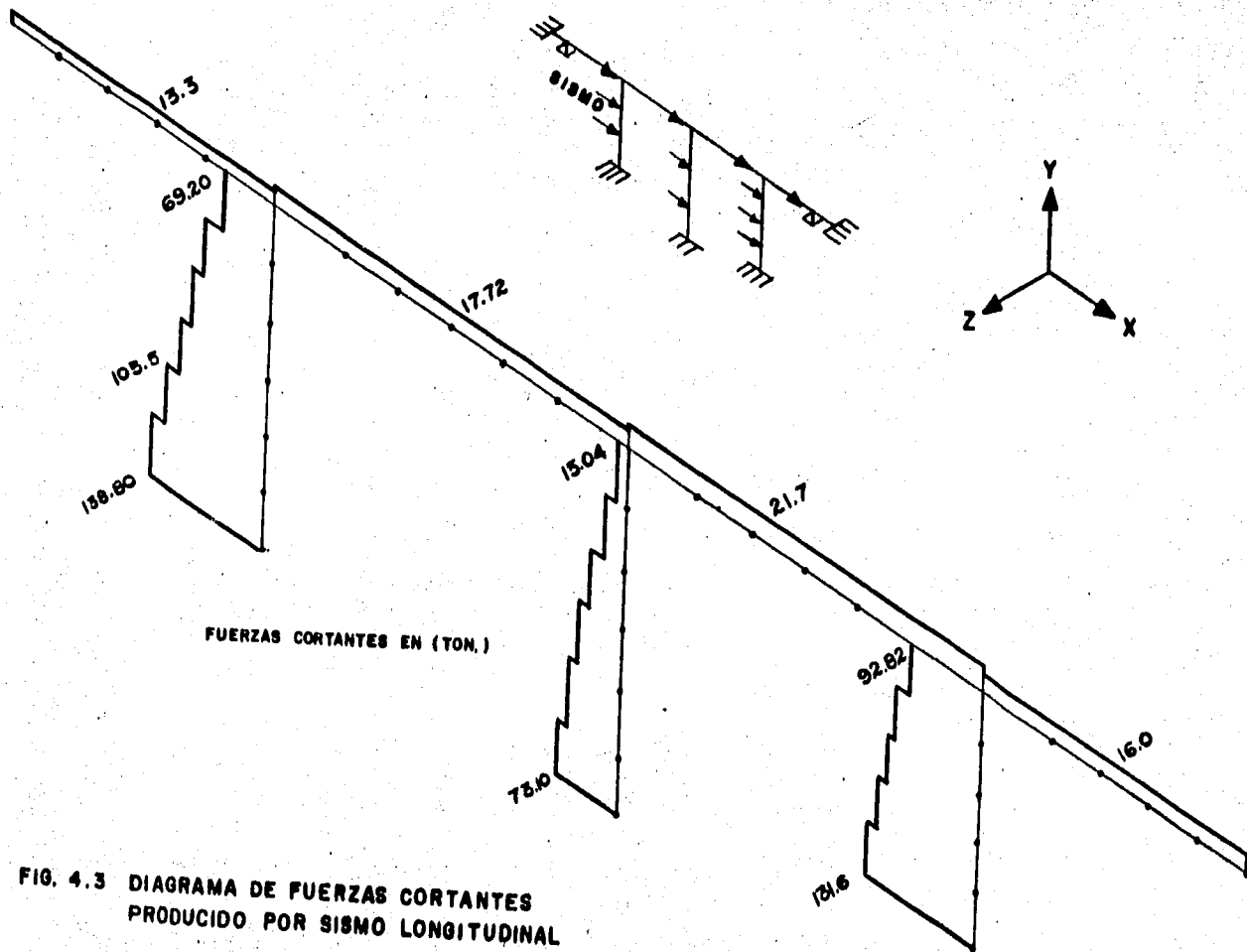


FIG. 4.3 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES  
 PRODUCIDO POR SISMO LONGITUDINAL



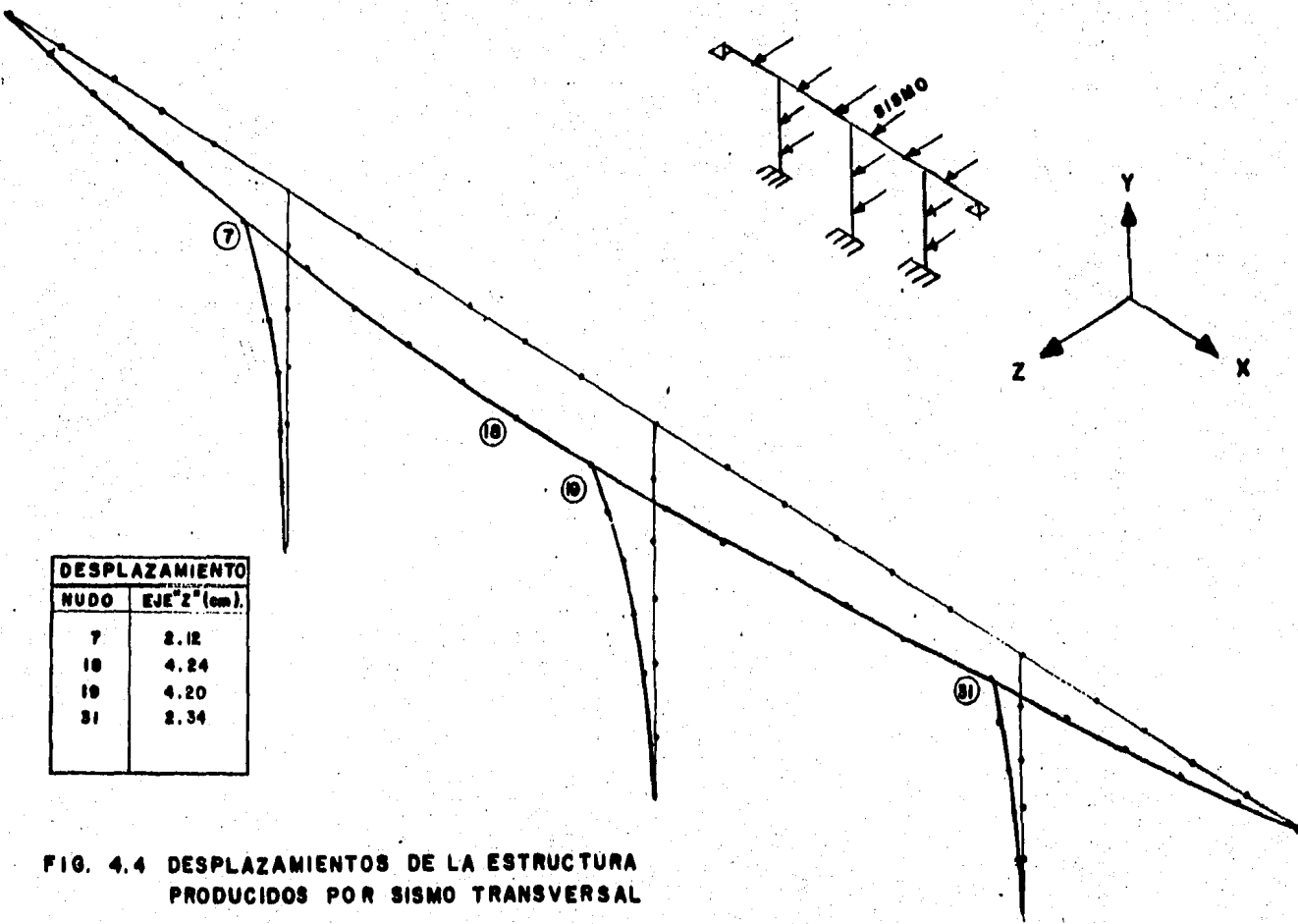


FIG. 4.4 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PRODUCIDOS POR SISMO TRANSVERSAL

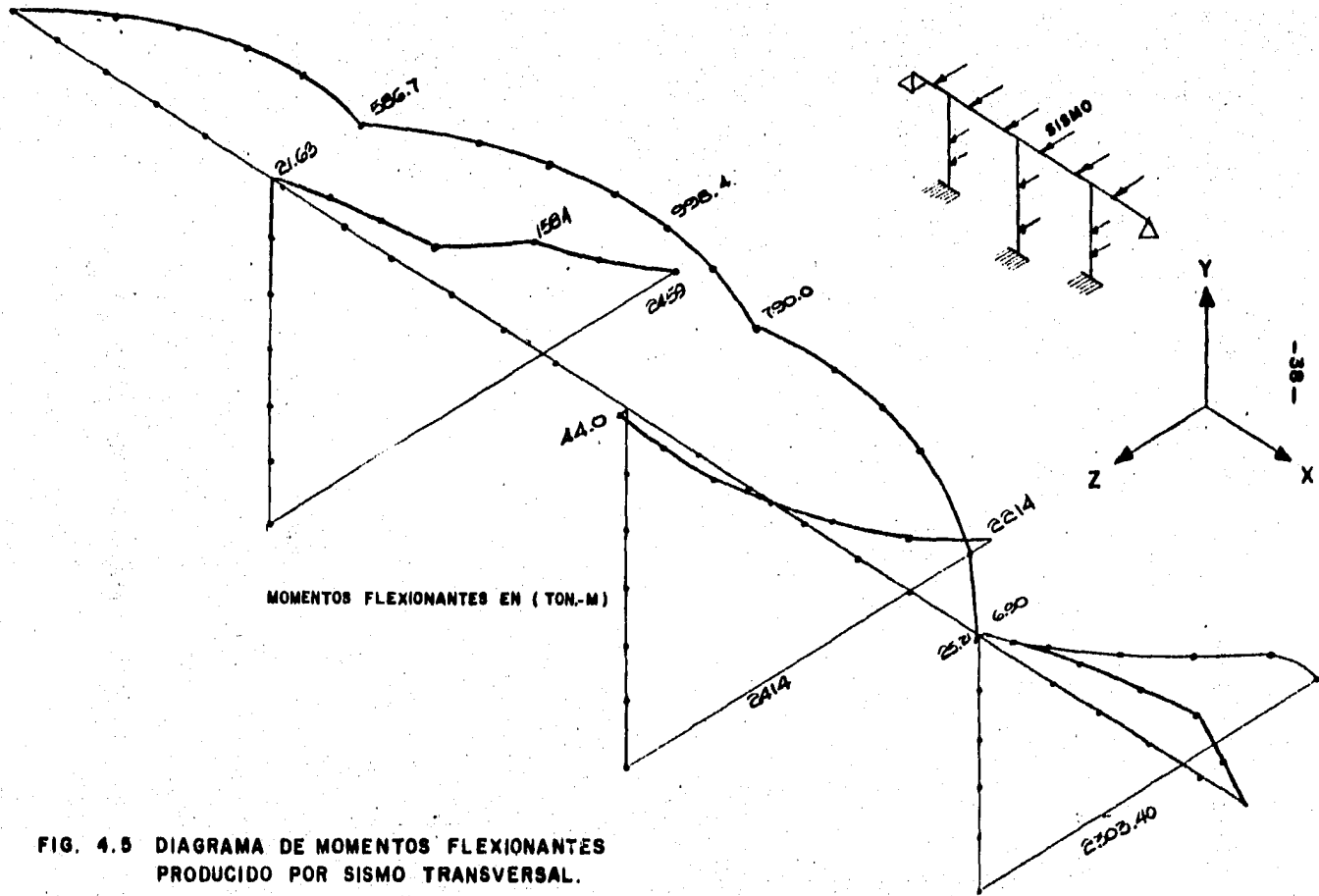


FIG. 4.5 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PRODUCIDO POR SISMO TRANSVERSAL.

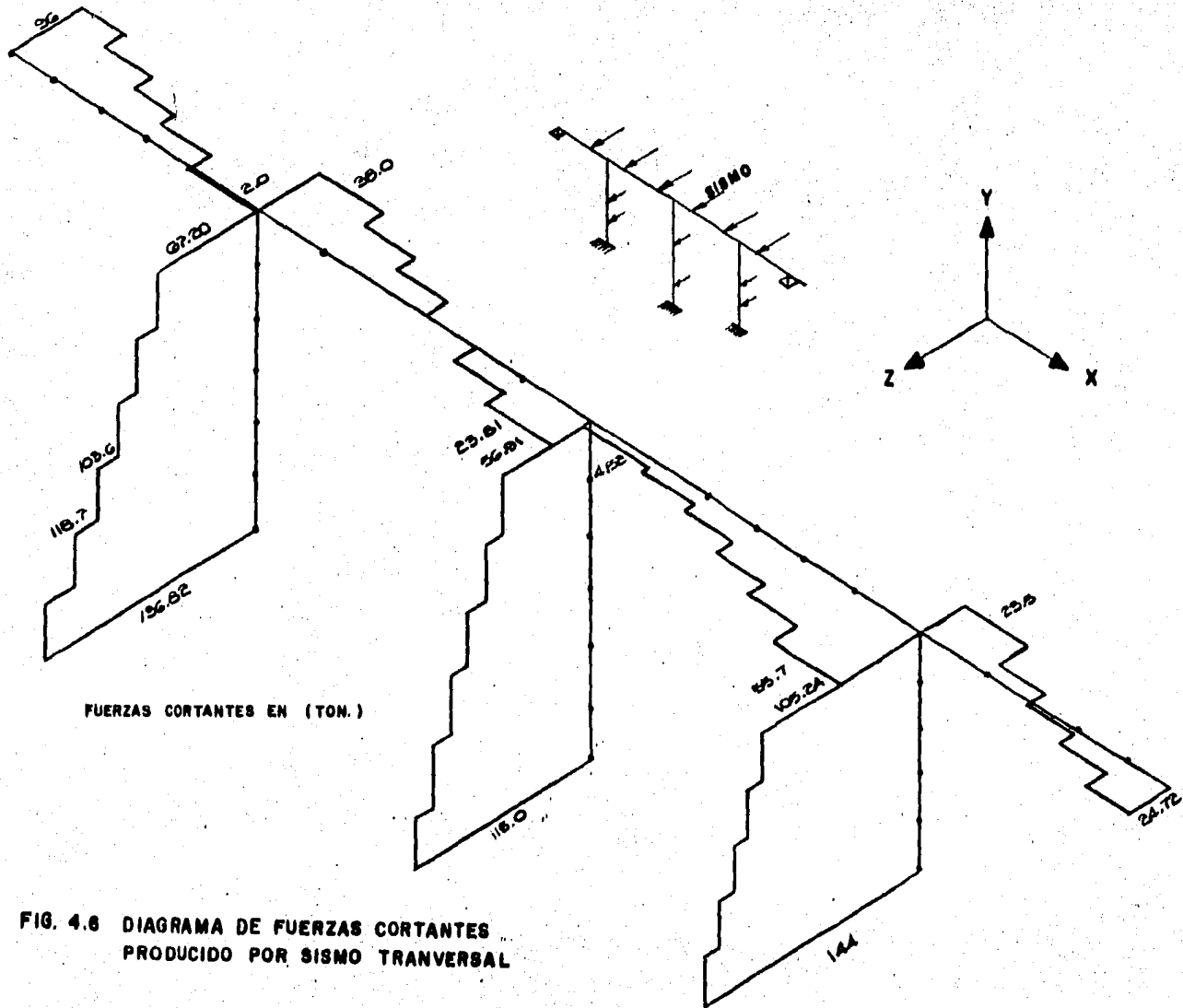
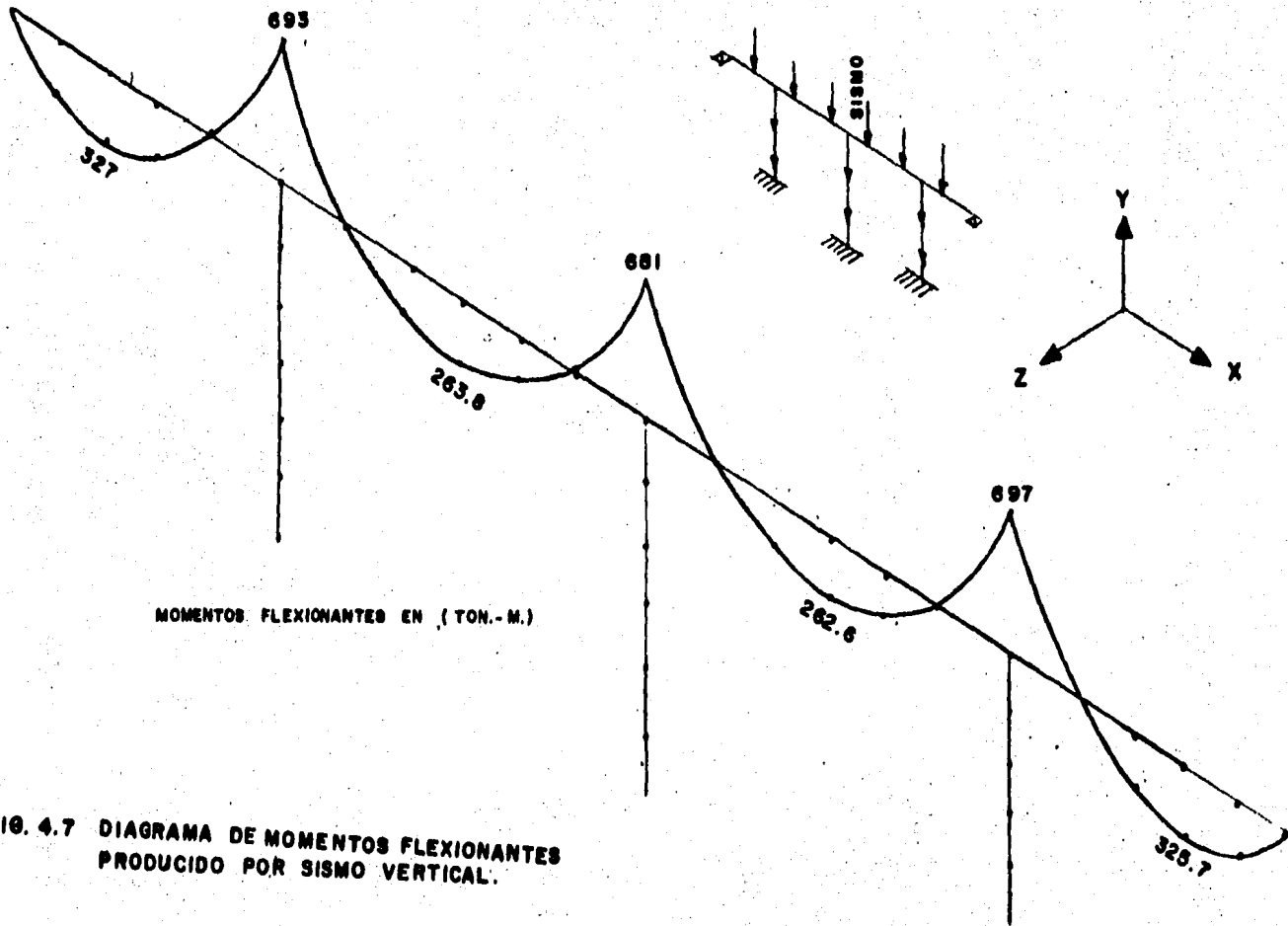
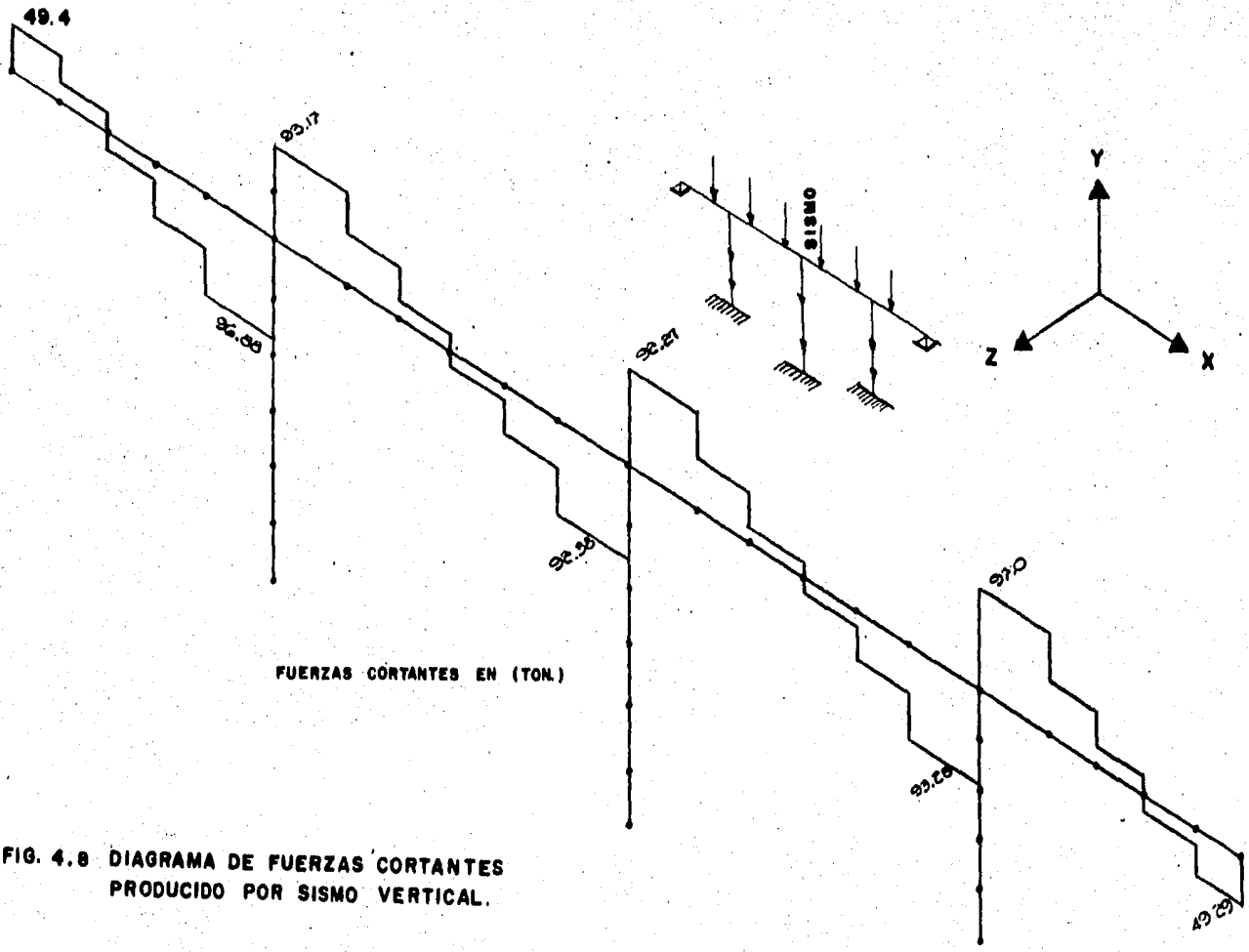


FIG. 4.6 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PRODUcido POR SISMO TRANVERSAL



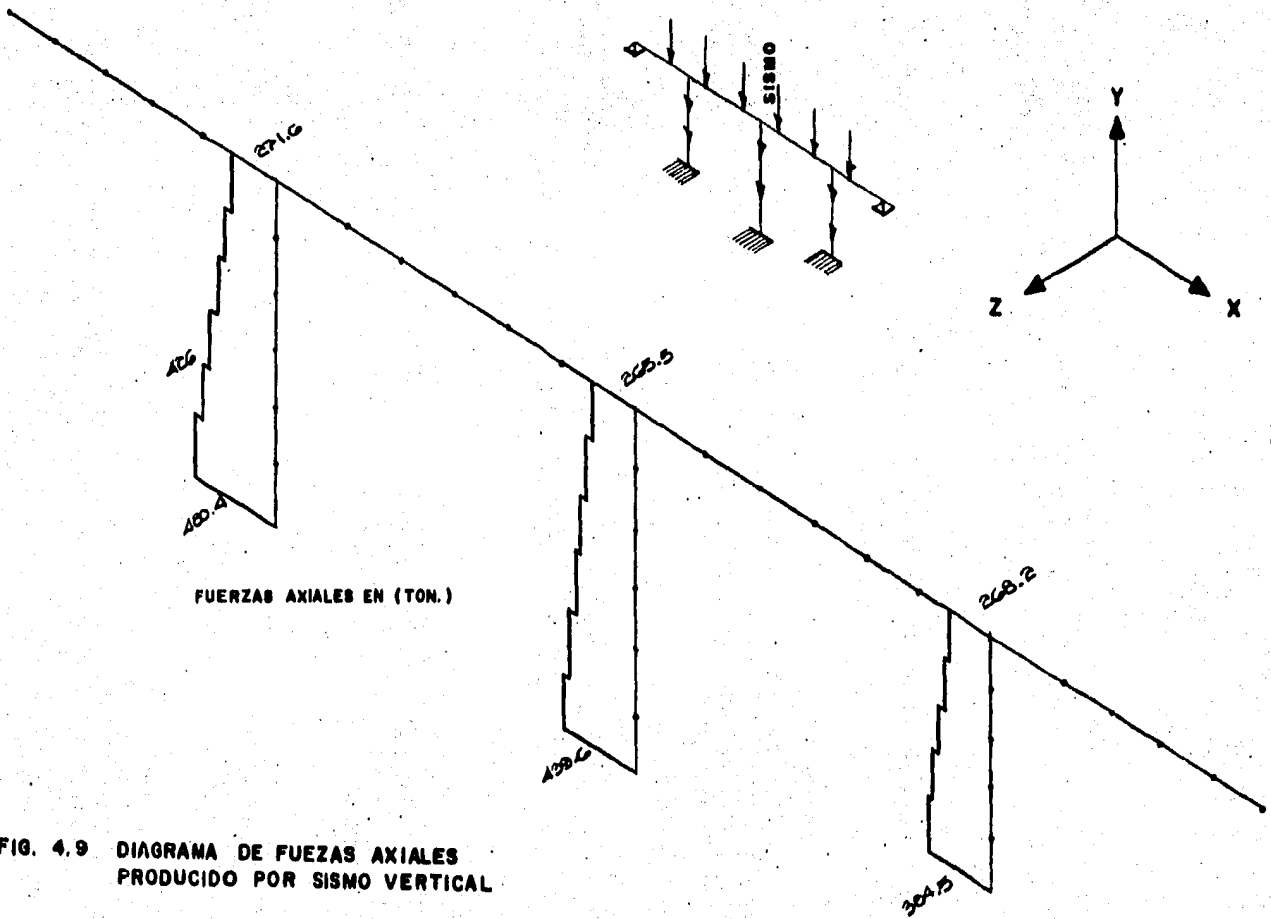
MOMENTOS FLEXIONANTES EN (TON.-M.)

FIG. 4.7 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL.



FUERZAS CORTANTES EN (TON.)

FIG. 4.8 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL.



FUERZAS AXIALES EN (TON.)

FIG. 4.9 DIAGRAMA DE FUEZAS AXIALES PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL.

MODELO CONSERVADOR.- Como podrá observarse, el comportamiento de los -- modelos matemáticos (racional y conservador) será diferente únicamente durante un sismo en sentido longitudinal. Por ésto, también se efectuará el análisis -- sísmico estático longitudinal con el modelo conservador con fines comparativos.

En el presente análisis se hacen las mismas consideraciones tomadas en el -- análisis con el modelo racional, con excepción del criterio para la concentra-- ción de fuerzas sísmicas estáticas en la estructura.

Este modelo matemático utiliza una fuerza única concentrada para cada pila y tramo de superestructura (Fig. 4.14), fuerzas que se obtienen a partir de su peso respectivo afectado por el  $c$  coeficiente sísmico horizontal.

El análisis sísmico estático longitudinal con el modelo conservador se efec-- tuó sin la ayuda de la computadora, y se siguieron los pasos siguientes:

1. Obtención de las fuerzas sísmicas estáticas en la superestructura y subes-- tructura (Fig. 4.14)
2. Análisis manual de la estructura.

ANALISIS ESTÁTICO LONGITUDINAL CON EL MODELO CONSERVADOR

Primer paso: Obtención de las fuerzas sísmicas estáticas en la estructura.

Fza. sísmica  
estática = W del elemento X coeficiente sísmico horizontal

$$\text{coeficiente sísmico } C = \frac{.48 \times 1.3}{4} = .156$$

Fza. sísmica superestructura = 1882 x 0.156 = 293.58 ton

Fza. sísmica en pila 1 = 543 x 0.156 = 84.7 ton

Fza. sísmica en pila 2 = 446 x 0.156 = 69.6 ton

Fza. sísmica en pila 3 = 310 x 0.156 = 48.4 ton

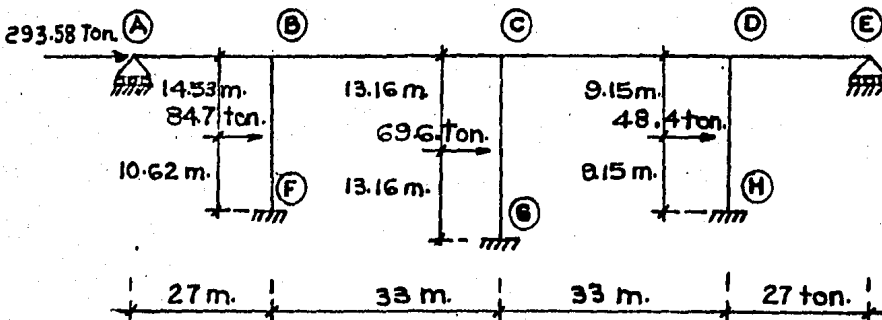
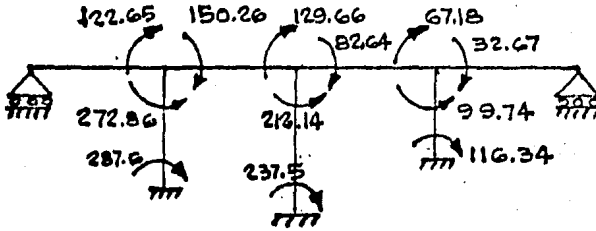


Fig. 4.14 ESTRUCTURA IDEALIZADA

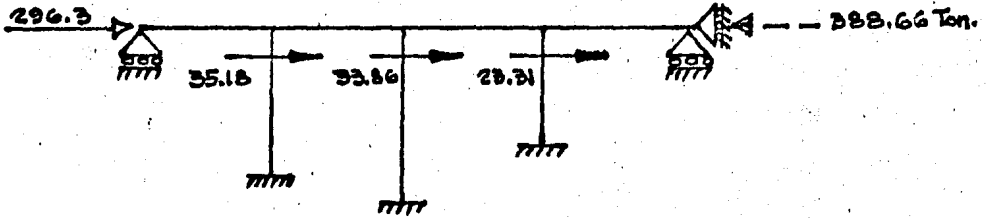


Segundo paso: Análisis manual de la estructura.

1a. Etapa: No existe desplazamiento lineal

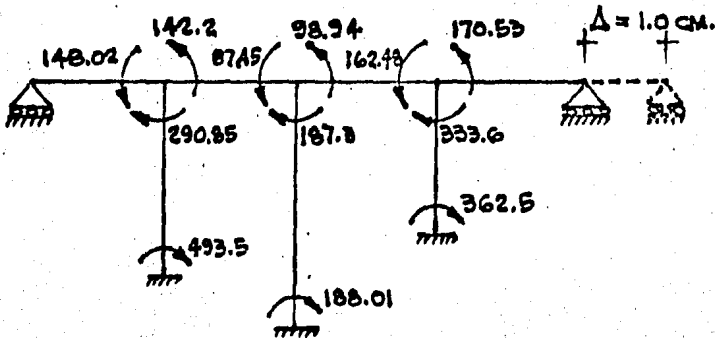


Cálculo de la fuerza que ha impedido el desplazamiento del cabezal

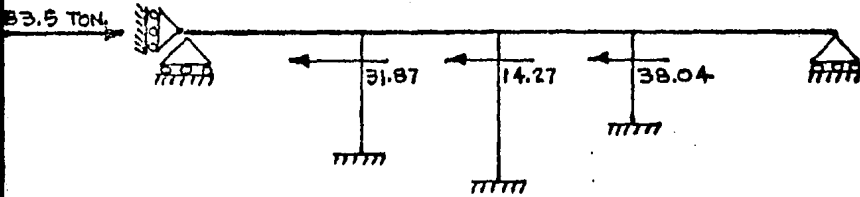


2a. Etapa: Existe desplazamiento lineal

\* Se considera un desplazamiento de 1.0 cm.

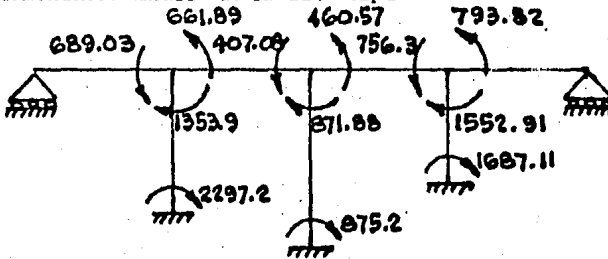


Cálculo de la fuerza que ha producido el desplazamiento ( $\Delta = 1.0$  cm) del cabezal.

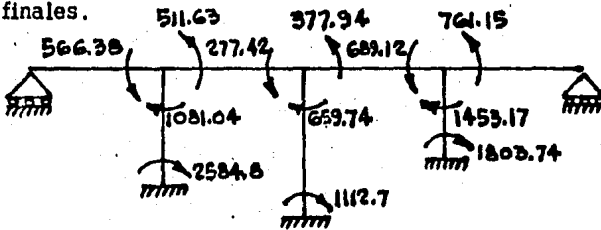


$$\text{Factor de corrección} = \frac{388.66}{83.5} = 4.655$$

Momentos flexionantes finales de la 2a. Etapa



Sumando algebraicamente los resultados de las 2 etapas se obtienen los elementos flexionantes finales.



$$\text{Desplazamiento:} = \frac{\text{Fzas. en la parte superior de cada columna.}}{\text{Fza. que ha producido el desplazamiento (} = 1.0 \text{ cm)}} = \frac{296.34 \text{ ton}}{83.5 \text{ ton/cm}} = 3.55 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{real}} = 3.55 \times 1 = 3.55 \text{ cm}$$

\* Este análisis también se realizó con la ayuda del programa de Computadora.

Comparativamente en los 2 análisis se observa lo siguiente:

- 1o. Los elementos mecánicos en los 2 análisis son prácticamente iguales.
- 2o. En el análisis con ayuda del programa de computadora se obtiene un

$$\Delta_{\text{real}} = 18.9 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el desplazamiento del modelo conservador ante un sismo long. se tomará ( $\Delta = 18.90$  cm).

TABLA 4.1 ESTIMACION DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTATICAS

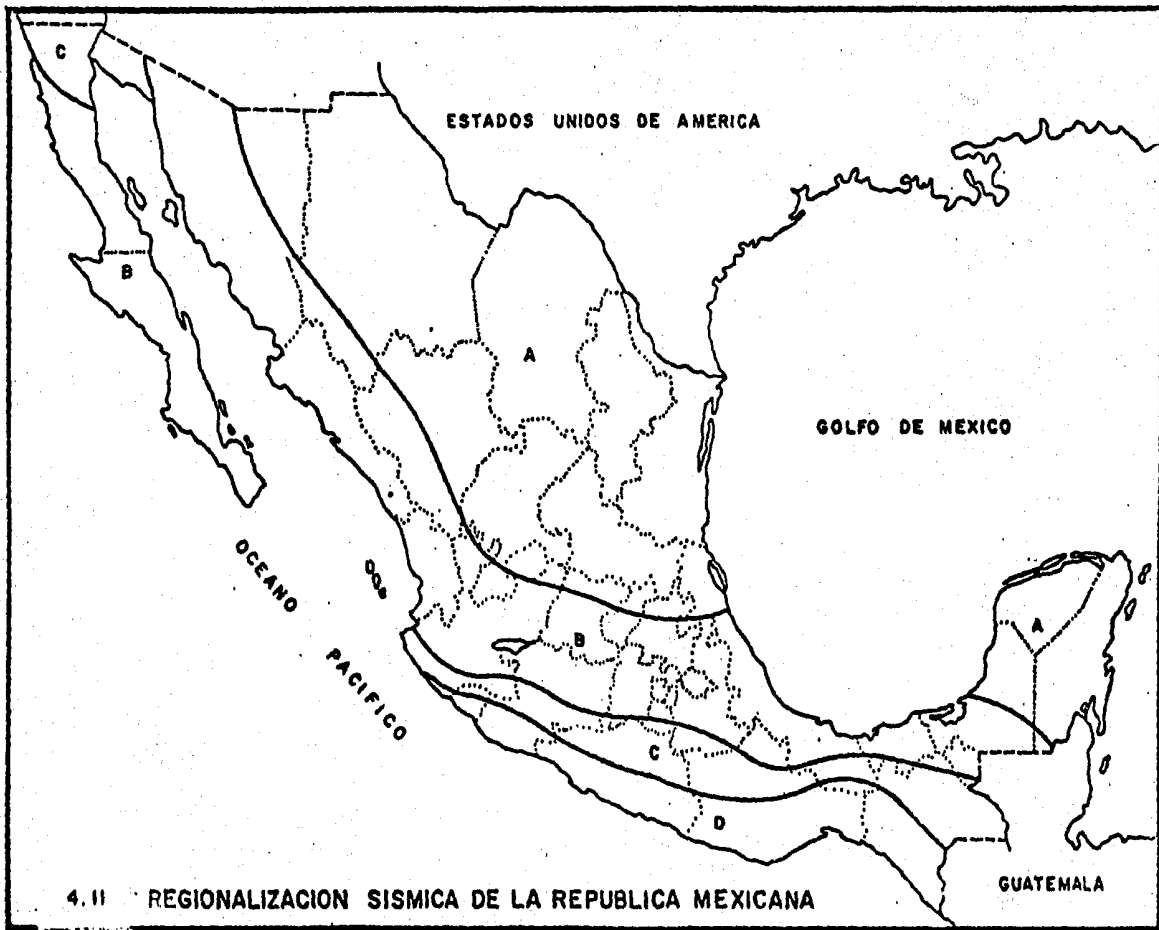
En la tabla siguiente se resumen los cálculos para la determinación de las fuer-  
zas sísmicas verticales y horizontales, las cuales se obtuvieron a partir de la -  
ecuación y coeficientes sísmicos descritos anteriormente.

NUDO	W TRIBUTARIO AL NUDO (TON)	W DIAFRAGMA (TON)	DIRECCION DE LA FUERZA SISMICA ESTATICA	
			(FY) (TON) *C=0.468 VERTICAL	FX=FZ (TON) *C=0.156 HORIZONTAL
1				
2	35.73	6.905	-	6.651
3	71.46		33.443	11.148
4	71.46		33.443	11.148
5	71.46		33.443	11.148
6	98.202		45.959	15.320
7	153.157	10.593	81.596	27.199
8	77.629		36.33	12.110
9	77.629		36.33	12.110
10	77.629		36.33	12.110
11	96.33		45.363	15.121
12	116.231		54.396	18.132
13	-		-	-
14	96.415		45.122	15.041
15	67.887		31.771	10.590
16	67.887		31.771	10.590
17	67.887		31.771	10.590
18	96.415		45.122	15.041
19	162.145		80.841	26.947
20	74.405	10.593	34.822	11.607
21	74.405		34.822	11.607
22	74.405		34.822	11.607
23	74.405		34.822	11.607
24	74.405		34.822	11.607
25	-		-	-
26	96.415		45.122	15.041
27	67.887		31.771	10.590
28	67.887		31.771	10.590
29	67.887		31.771	10.590
30	96.415		45.122	15.041

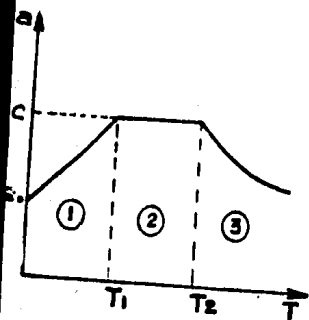
Nudo	W Tributario al nudo (ton)	W Diafragma (ton)	Dirección de la fuerza sísmica estática	
			(FY) (ton) *C=0.468 Vertical	FX=FZ (ton) *C=0.156 Horizontal
31	155.994	10.593	77.963	25.988
32	62.103		29.064	9.688
33	62.103		29.064	9.688
34	62.103		29.064	9.688
35	62.103		29.064	9.688
36	—		—	—
37	98.202		45.959	15.320
38	71.460		33.443	11.148
39	71.460		33.443	11.148
40	71.460		33.443	11.148
41	—	6.905	—	6.551
42	—		—	—

\* Coeficiente sísmico horizontal C = 0.156

Coeficiente sísmico vertical C = 0.468



### FORMA GENERAL DE LOS ESPECTROS



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

$$(2) \quad T_1 \leq T \leq T_2 : a = c$$

$$(3) \quad T > T_2 : a = c \left( \frac{T_2}{T} \right)^r$$

- donde:
- $a$  : ordenada espectral
  - $a_0$  : ordenada espectral para  $T = 0$
  - $c$  : coeficiente sísmico básico
  - $r$  : exponente adimensional
  - $T$  : período natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
  - $T_1 \ T_2$  : períodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

TABLA 4. II ESPECTROS DE DISEÑO

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

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

\* Terreno Tipo. I

\* Zona "D" de la Rep. Mexicana.

\* Superestructura y subestructura de concreto reforzado.

\* Factor de ductilidad.  
(Q = 4)

\* Estructura Importante

T (seg.)	Q (m/seg <sup>2</sup> )
0.00	1.14777
0.15	1.53036
0.55	1.53036
0.60	1.46521
0.65	1.40773
0.70	1.35652
0.75	1.31052
0.80	1.26891
0.85	1.23102
0.90	1.19634
0.95	1.16443
1.00	1.13494
1.05	1.10760
1.10	1.08213
1.15	1.05834
1.20	1.03606
1.25	1.01513
1.30	.99541
1.35	.97681
1.40	.95900
1.45	.94252
1.50	.92626
1.60	.91161
1.65	.89723
1.75	.88324
1.85	.86943
1.95	.85575

$$C = \left[ \frac{.48 \times 1.3}{4} \right] 9.81 = 1.53036$$

$$Q_0 = [.09 \times 1.3] 9.81 = 1.14777$$

$$T_1 = 0.15$$

$$T_2 = 0.55$$

$$r = 1/2$$

$$Q = \frac{C \times 1.3}{4} \left[ \frac{T_2}{T} \right]^r \Rightarrow \frac{1.1349454}{(T)^{1/2}}$$

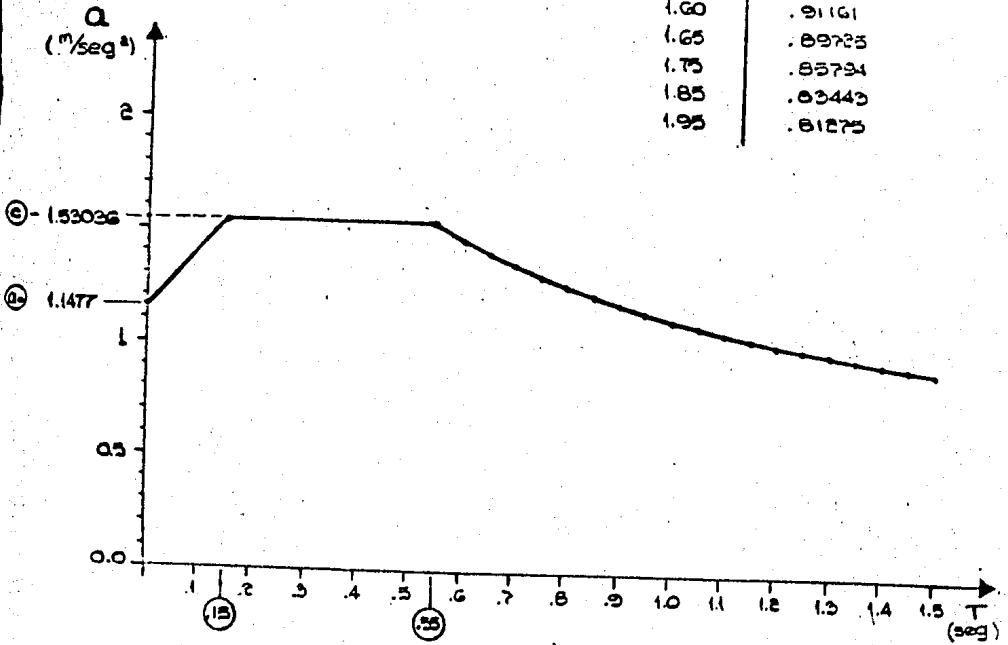


FIG. 4.12 ESPECTRO DE DISEÑO HORIZONTAL.



$$C = .75 [ .45 \times 1.3 ] 9.81 = 4.3911$$

$$Q_0 = .75 [ .09 \times 1.3 ] 9.81 = .8608$$

$$T_1 = .15$$

$$T_2 = .55$$

$$r = 1/2$$

$$Q = \left[ C \times 1.3 \left[ \frac{T_2}{T} \right]^r \right] 9 = .75 \times \frac{3.4048}{T^{1/2}}$$

T (seg.)	Q m/seg <sup>2</sup>
0.00	0.8608
.15	4.3911
.55	4.3911
.60	4.2956
.65	4.2232
.70	4.0693
.75	3.9316
.80	3.8067
.85	3.6931
.90	3.5890
.95	3.4933
1.00	3.4048
1.05	3.3228
1.10	3.2464
1.15	3.1750
1.20	3.1082
1.25	3.0454
1.30	2.9862
1.35	2.9304
1.40	2.8776
1.45	2.8276
1.50	2.7800
1.55	2.7348
1.60	2.6918
1.65	2.6507
1.70	2.6113
1.75	2.5733
1.80	2.5363

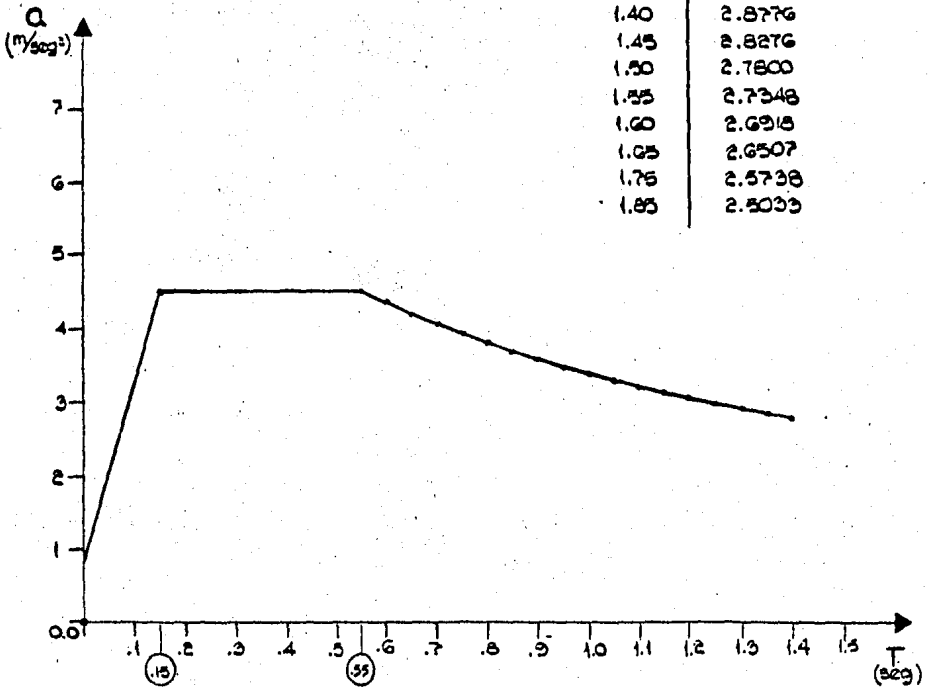


FIG. 4.13 ESPECTRO DISEÑO VERTICAL.

TABLA 4. III ESTIMACION DEL PESO DE LA ESTRUCTURA

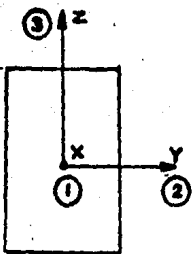
<u>SUPERESTRUCTURA</u>	
Sección constante:	W parciales
+ parapeto según proyecto T-34-3.1	0.0113 ton/m
+ guarnición según proyecto T-33.1.1	0.384 ton/m
+ losa sección cajón	12.9888 ton/m
+ carpeta asfáltica	0.5346 ton/m
+ camellón central.	0.37306 ton/m
	W tot = $\Sigma$ 14.292 ton/m
<u>Sección acartelada:</u>	
+ parapeto según proyecto T-34.3.1	0.0113 ton/m
+ guarnición según proyecto T-33.1.1	0.384 ton/m
+ losa sección cajón	16.5456 ton/m
+ carpeta asfáltica	0.5346 ton/m
+ camellón central	0.3706 ton/m
	W tot = $\Sigma$ 17.849 ton/m
∕ Diafragma sobre estribos	.6.305 ton/m
∕ Diafragma sobre pilas	10.593 ton/m
<u>SUBESTRUCTURA</u>	
∕ Sección pila columna	16.368 ton/m
∕ Sección dado columna	33.936 ton/m

TABLA 4-IV PROPIEDADES GEOMETRICAS, MECANICAS Y PESOS VOLUMETRICOS DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA.

ELEMENTO TIPO	MODULO DE ELASTICIDAD Ton/m <sup>2</sup>	MODULO DE POISSON	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	A <sub>z</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>
			(1)	(2)	(3)	(1)	(2)	(3)
			m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>
BARRA A	2371708	.2	5.412	1.255	4.435	6.861	48.097	3.056
BARRA B	2371708	.2	6.894	1.882	5.736	8.419	53.468	5.472
BARRA C	2371708	.2	7.070	7.070	7.070	2.926	18.848	0.921
BARRA D	2371708	.2	14.14	14.14	14.14	20.536	37.695	7.364
BARRA TIPO ARMA-DURA E	7356.3	---	0.06	--	--	--	--	--
BARRA TIPO ARMA-DURA F	7356.3	---	0.2197	--	--	--	--	--

PESOS VOLUMETRICOS.

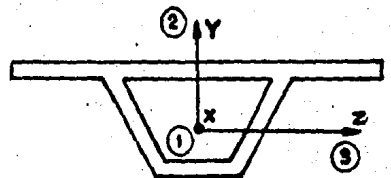
CONCRETO:  $\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$ .



$I_z$  = Inercia alrededor del eje (z)

$I_y$  = Inercia alrededor del eje (y)

$I_x$  = Rigidez torsional



BARRA A y B

$I_z$  = Inercia alrededor del eje (z)

$I_y$  = Inercia alrededor del eje (y)

$I_x$  = Rigidez torsional

## 5. ANÁLISIS SISMICO POR METODOS DINAMICOS APROXIMADOS

INTRODUCCION. Como se expuso en el capítulo 2, la respuesta sísmica depende de las características del sismo y de la estructura.

En el análisis estático solamente se consideran las características del sismo.

En el propio análisis estático, para considerar las características de la estructura tendríamos que determinar los períodos, modos de vibrar de la misma, lo que generalmente lleva a un análisis complejo que requiere de tiempo y de programas de computadora. Para evitar estas dificultades se han desarrollado métodos simplificados que permiten valuar el período del modo fundamental de una manera aproximada. Con ese período calculado y con un espectro del reglamento se define un coeficiente sísmico que permite calcular una fuerza estática equivalente.

El método de análisis para un solo modo de vibrar, como el que se presenta en esta sección, es utilizado para calcular las fuerzas de diseño sísmico en un puente que se caracterice por tener una respuesta dinámica predominante en el primer modo de vibrar. Este criterio puede ser aplicado a muchos tipos de puentes sencillos que tienen superestructura continua o no continua.

Para puentes con geometría y alineamientos poco usuales y componentes estructurales que no se prestan para su análisis por este método, requieren un análisis dinámico riguroso, incluyendo varios modos de vibrar. En general, —

este tipo de puentes tiene contribuciones importantes en más de un modo de vibrar.

En este capítulo se presentan tres métodos dinámicos aproximados, los cuales son: a).- Péndulo Invertido; b).- Carga Uniforme y c).- Coordenada Generalizada. Estos métodos se aplican al puente en estudio y se describen a continuación:

**METODO DEL PENDULO INVERTIDO.** - Este es un método dinámico aproximado, el cual utiliza una fuerza estática equivalente.

La idealización de este método implica las suposiciones simplificadoras que siguen, sobre el comportamiento dinámico del puente:

1. Cada pila actúa independientemente como un oscilador de un solo grado de libertad y con una masa concentrada.
2. La rigidez a torsión y por flexión transversal de la superestructura no contribuyen a la rigidez del sistema.

Los pasos del método son los siguientes:

1. Obtener la masa concentrada, la cual será la suma de la masa de la pila y la masa tributaria de la superestructura a la pila en estudio y estará localizada en la intersección de la superestructura y la pila.
2. Determinar el período natural de cada pila
3. Determinar los elementos mecánicos de la pila a partir de la masa y del período.

Es evidente que en este criterio las suposiciones son excesivamente simplificadoras, aun para puentes de geometría simple, ocasionando con esto algunos errores.

La obtención del período fundamental de la estructura es inexacta, por lo tanto, se obtienen valores irreales de la fuerza sísmica estática equivalente, y como consecuencia, hay errores en la distribución de esta fuerza.

**METODO DE LA CARGA UNIFORME.** - La experiencia ha mostrado que este método empírico da resultados adecuados para cierto tipo de puentes simples, pero que puede necesitar de mayores trabajos que los requeridos para un análisis dinámico con espectro de respuesta. Esto se debe a que el método requiere del análisis espacial de un marco en todos los casos, para analizar adecuadamente la rigidez transversal de las columnas en interacción con la superestructura, excepto en las estructuras muy simples.

Las estructuras que pueden analizarse por medio de este método con más exactitud, son aquellas continuas, normales y de alineamiento recto, además que presenten un índice de rigidez  $\leq 2$ .

El índice de rigidez se define como sigue:

$$\text{Índice de rigidez} = \frac{\text{Rigidez transversal (incluyendo columnas)}}{\text{Rigidez de la superestructura (claro simple)}}$$

En el caso de estructuras con un índice de rigidez  $> 2$ , sólo podrán analizarse con "exactitud" aquellas estructuras que tengan rigideces iguales de columnas y longitudes de claros balanceados.

DESCRIPCION DEL METODO: Para eliminar las deficiencias del método del péndulo invertido, se desarrolló un criterio empírico, llamado método de la carga uniforme, con los siguientes objetivos:

1. Mantener la continuidad de la superestructura para determinar el período natural del sistema.
2. Distribuir la fuerza sísmica en todos los elementos del puente.
3. Permitir la facilidad de la aplicación usando coeficientes de diseño sísmico y técnicas de análisis estático.

**PASOS DEL METODO:**

- a) Aplicar una carga horizontal uniforme (usualmente unitaria) a la estructura en la dirección de la vibración.
- b) Realizar un análisis estático de la estructura para determinar los desplazamientos resultantes y los elementos mecánicos debidos a la carga uniforme aplicada.
- c) Ajustar el desplazamiento máximo a 1 cm, usando el factor de ajuste. Ajustar la carga uniforme para que corresponda a un desplazamiento máximo de 1 cm.
- d) Multiplicar la carga uniforme ajustada por el largo de la estructura. Este es el valor de la rigidez que junto con la masa total de la estructura puede usarse para calcular el período fundamental transversal de dicha estructura.

- e) Una vez obtenido el período a partir del espectro de respuesta, determinar el coeficiente de respuesta "c" correspondiente.
- f) Determinar la fuerza sísmica total actuante en la estructura, considerando el coeficiente de respuesta, el factor de marco y la carga muerta total.
- g) Convertir la fuerza sísmica total actuante en una carga uniforme equivalente.
- h) Para determinar los elementos mecánicos en los miembros debido a esta fuerza, se calculará en proporción a los elementos causados por la carga uniforme originalmente a la estructura.

**METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA.** - Es otro método de la fuerza estática equivalente y se emplea para determinación del período y la respuesta sísmica de algunos tipos de puentes, mediante la aplicación de los principios de la energía a un sistema generalizado de "un solo grado de libertad".

Este método se basa en la premisa de que la forma de la estructura vibrante puede suponerse y expresarse matemáticamente en función de una coordenada generalizada única. La confiabilidad de este método depende de la capacidad de definir o predecir la forma del modo de la superestructura, y su aplicación efectiva requiere que un solo modo domine en cada dirección. Varios puentes sencillos de los que se proyectan actualmente satisfacen estos dos requisitos.



El método puede aplicarse a una superestructura de puente con no más de una articulación intermedia y con las siguientes características:

- I. Alineamiento tangente o casi tangente.
- II. Relación de largo a ancho de cubierta 15.
- III. Angulo de esviajamiento de estribos y apoyos inferior a  $20^\circ$ .
- IV. Longitudes de claros y rigideces de columnas aproximadamente constantes.

**DESCRIPCION DEL METODO:** En este método los modos de vibración longitudinal y transversal pueden separarse en dos clases de sistemas generalizados de un solo grado de libertad.

En el modo longitudinal de vibración el desplazamiento de la estructura se define por el comportamiento de una cubierta rígida, imponiendo con esto el mismo desplazamiento longitudinal a todas las columnas. En el modo transversal de vibración, la superestructura se flexiona y contribuye a la energía potencial del sistema, ocasionando con esto que los desplazamientos en las columnas no sean iguales.

**PASOS DEL METODO:**

1. Suponer el modo predominante de vibración y definir una coordenada generalizada en el sitio del máximo desplazamiento en la dirección que se considere.

2. Calcular el trabajo virtual realizado por las fuerzas externas e internas -- cuando la estructura vibra con un desplazamiento virtual unitario en la su- puesta coordenada generalizada.
3. Igualar el trabajo virtual a cero y determinar el período de la estructura pa- ra el modo predominante en términos de la "masa generalizada" y de la -- "rigidez generalizada".
4. Determinar el coeficiente sísmico a partir de una gráfica del espectro de -- respuesta apropiado.
5. Determinar el desplazamiento máximo generalizado.
6. Determinar la fuerza en cada columna usando el desplazamiento generaliza- do calculado.
7. Aplicar los factores de ductilidad y de diseño y por último, calcular los -- elementos mecánicos.

## APLICACION DEL METODO DEL PENDULO INVERTIDO

### ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL DE LA PILA 2.

#### PRIMERO Y SEGUNDO PASOS. - Cálculo del período natural.

Nota: La masa del péndulo invertido es la suma de las masas tributarias de la superestructura y de la columna en estudio, concentrada en el nudo superior de la misma columna.

$$W = 755.156 \text{ Ton}$$

$$m = 76.977 \frac{\text{Ton-sec}^2}{\text{m}}$$

Rígidez de la columna:

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3(\sqrt{250}) (150000) (.921)}{(26.3)^3}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad

I = Momento de Inercia de la sección

L = Longitud de la columna

Frecuencia Circular:

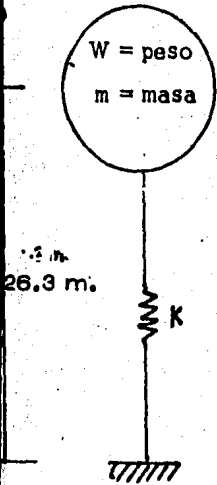
$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{360.26}{76.977}} = 2.163 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

Período:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{2.163} = 2.905 \text{ seg.}$$

Nota: Con este período se entra al espectro de diseño para determinar la aceleración correspondiente a dicho período:

$$a = .6659 \text{ m/seg.}$$



REALIZACION DE  
PILA 2

TERCER PASO.- Cálculo de los elementos mecánicos de la columna.

Fuerza Cortante Sísmica

$$F = ma = 76.977 \times .6659 = 51.258 \text{ Ton}$$

Momento Flexionante en la Base de la Columna.

$$M = F \times h = 51.258 \times 26.3 = 1348.01 \text{ Ton-m.}$$

Carga Axial en la Columna.

$$P = W \text{ Tributario de Superestructura} + W \text{ Total de Columna}$$

$$P = 978.3 \text{ Ton.}$$

APLICACION DEL METODO DEL PENDULO INVERTIDO

ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL DE LA PILA 2.

PRIMERO Y SEGUNDO PASOS. - Cálculo del período natural.

$$m = 76.9 \frac{\text{Ton-seg}^2}{\text{m}}$$

$$w = 755.156 \text{ Ton}$$

Rigidez de la columna:

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3(\sqrt{250}) (450,000) (18.85)}{(26.3)^3} = 7372.7 \text{ Ton/m}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{7372.7}{76.98}} = 9.787 \text{ rad/seg}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{11.66} = 0.642 \text{ seg}$$

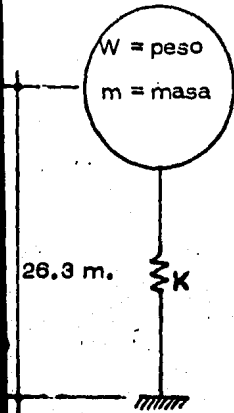


Fig.

REALIZACION DE LA PILA 2

Con este período se entra al espectro de diseño horizontal para determinar su aceleración correspondiente.

$$a = 1.4165 \text{ m/seg}$$

TERCER PASO. - Cálculo de los elementos mecánicos de la columna

Fuerza Cortante Sísmica

$$F = m \times a = 76.98 \times 1.41 = 109.03 \text{ Ton}$$

Momento Flexionante en la Base de la Columna

$$M = 109.03 \times 26.3 = 2867.75 \text{ Ton-m}$$

Carga Axial en la Columna

$$P = W \text{ Tributario de Superestructura} + W \text{ Total de la Columna}$$

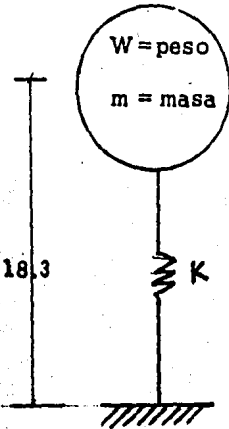
$$P = 978.3 \text{ Ton.}$$

APLICACION DEL METODO DEL PENDULO INVERTIDO

ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL DE LAS PILAS -- 1 y 3

PRIMERO Y SEGUNDO PASOS. - Cálculo del período

Rigidez de la Columna:



$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 (\sqrt{250}) (150,000) (.921)}{(18.3)^3} = 10\ 69.27 \text{ ton/m}$$

W = W Tributario de Superestructura + 50% W · Columna

$$W = 644.41 \text{ Ton.}$$

$$m = 65.69 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{1069.27}{65.69}} = 4.034 \text{ rad/seg}$$

REALIZACION DE LA

PILA 1 y 3

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{4.034} = 1.557 \text{ seg}$$

Con este período se entra al espectró de diseño horizontal para obtener su aceleración correspondiente.

$$a = 0.9096 \text{ m/seg}$$

TERCER PASO. - Cálculo de los elementos mecánicos de la columna:

Fuerza Cortante Sísmica

$$F = m \times a = 65.69 \times 0.9096 = 59.75 \text{ Ton}$$

Momento Flexionante en la Base de la columna

$$M = 59.75 \times 18.3 = 1093.40 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Carga Axial en la columna

$$P = W \text{ Tributaria de Superestructura} + W \text{ Total de la columna } P = 799.664 \text{ Ton.}$$

APLICACION DEL METODO DEL PENDULO INVERTIDO

ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL DE LAS PILAS 1 y 3.

PRIMERO Y SEGUNDO PASOS. - Cálculo del periodo natural.

Rigidez de la columna:

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 (\sqrt{250}) (150,000) (18.85)}{(18.3)^3} = 21884.7 \text{ ton/m}$$

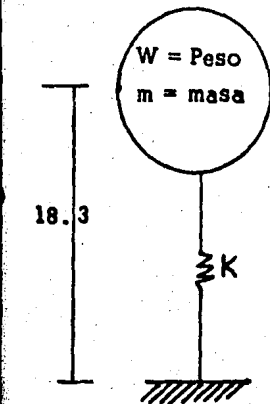
$$W = 644.41 \text{ ton}$$

$$m = 65.69 \frac{\text{ton-sec}^2}{\text{m}}$$

$$K = 21884.7 \text{ ton/m.}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{21884.7}{65.69}} = 18.252 \text{ rad/seg}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{18.252} = .3442 \text{ seg}$$



REALIZACION DE LA  
PILA 1 y 3

Con este periodo se entra al espectro de diseño horizontal y se obtiene su aceleración correspondiente:

$$a = 1.53036 \text{ m/seg}^2$$

TERCER PASO. - Cálculo de los elementos mecánicos de la columna:

Fuerza Cortante Sísmica

$$F = m \times a = 65.69 \times 1.53036 = 100.53 \text{ Ton}$$

Momento Flexionante en la Base de la Columna

$$M = F \times h = 100.53 \times 18.3 = 1839.7 \text{ Ton-m}$$

Carga Axial en la Columna

$$P = W \text{ Tributario de Superestructura} + W \text{ Total de Columna}$$

$$P = 799.6640 \text{ Ton}$$

### APLICACION DEL METODO DE LA CARGA UNIFORME

#### ANALISIS SISMICO EN SENTIDO TRANSVERSAL.

PRIMERO Y SEGUNDO PASOS.- Los desplazamientos de la estructura se obtuvieron de un análisis espacial (Fig. 5.1), con fuerzas concentradas de 10.0 ton. en los nudos de la superestructura del modelo matemático racional, el cual se realizó por medio del programa de computadora (Ref. 6).

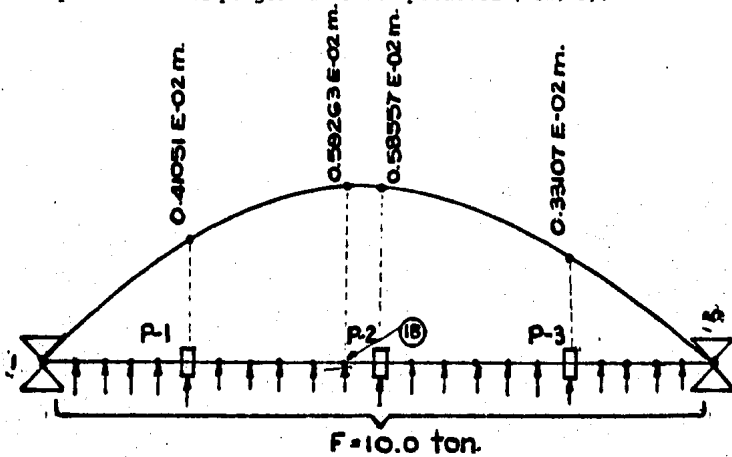


Fig. 5.1 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCION TRANSVERSAL

TERCER PASO.- De una manera proporcional a la figura 5.1 se obtienen las fuerzas concentradas que producen un desplazamiento máximo igual a 1.0 cm. (Fig. 5.2).

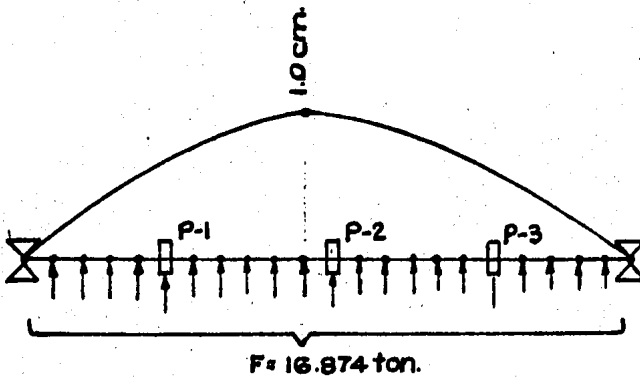


Fig. 5.2 AJUSTE DE LAS FUERZAS CONCENTRADAS QUE CORRESPONDAN A UN DESPLAZAMIENTO MAXIMO DE 1.0 cm.

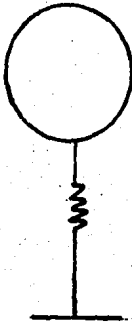


CUARTO PASO.- Cálculo de la rigidez y del período del sistema

$$K = \frac{\text{Carga concentrada "uniforme" ajustada} \times \# \text{ de fuerzas aplicadas a nudos}}{\Delta \text{ Max}}$$

$$K = \frac{16.874 \times 21}{.01} = 35435.4 \text{ Ton/m}$$

Nota: La masa total del sistema realizado (Fig. 5.3) será igual a la masa total de la superestructura más el 50% de masa de la subestructura (pilas).



$$W = 1899.43 \text{ Ton}$$

$$m = 255.023 \frac{\text{Ton-seg}^2}{\text{m}}$$

$$K = 35435.4 \text{ Ton/m}$$

Frecuencia Circular:

$$\begin{aligned} w &= \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{35435.4}{255.023}} = \\ &= 11.788 \frac{\text{rad}}{\text{seg}} \end{aligned}$$

Período:

$$T = \frac{2\pi}{w} = \frac{2\pi}{11.788} = 0.533 \text{ seg.}$$

Aceleración:

$$\therefore a = 1.53036 \text{ m/seg}^2$$

Desplazamiento:

$$\Delta = \frac{ma}{K} = .011 \text{ M}$$

$$\Delta_{\text{real}} = .011 \times Q = .0441 \text{ M}$$

QUINTO PASO.- Con este período se entra al espectro de diseño para determinar el coeficiente sísmico.

$$\therefore C = .156$$

SEXTO PASO. - Cálculo de la fuerza estática sísmica

$$EQ = C W$$

donde: C = Coeficiente sísmico reducido por ductilidad

W = Peso total de la superestructura más 50%  
de peso de subestructura (pilas).

$$EQ = .156 \times 2501.77 = 390.28 \text{ Ton}$$

SEPTIMO PASO. - La fuerza estática equivalente, será distribuída en carga c  
centrada uniforme a todo lo largo de la superestructura ( Fig. 5.4 ).

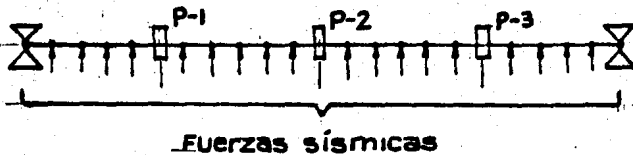
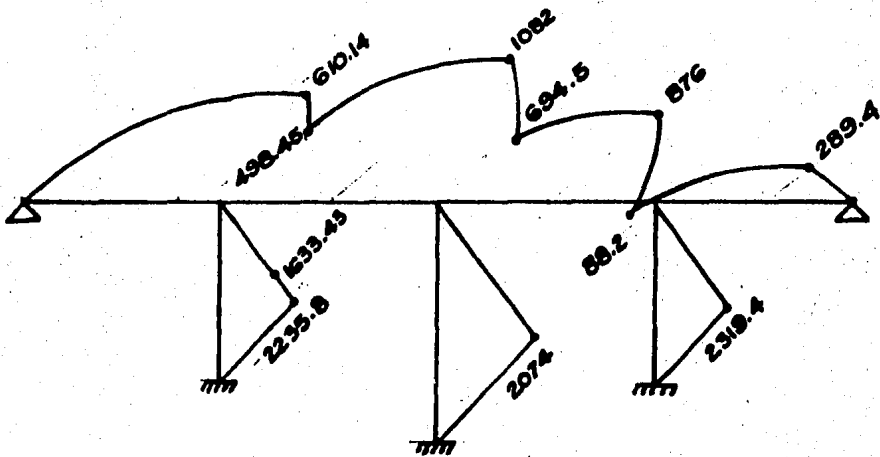


Fig. 5.4 CARGA CONCENTRADA UNIFORME 18,585 Ton.

OCTAVO PASO.- Obtención de los Elementos Mecánicos.



ANALISIS SISMICO EN SENTIDO LONGITUDINAL

Nota: El método de la carga uniforme aplicado en sentido longitudinal será igual al que se aplica en el método de la coordenada generalizada en sentido longitudinal. Por esta razón, el análisis en sentido longitudinal se aplicará en el método de la coordenada generalizada.

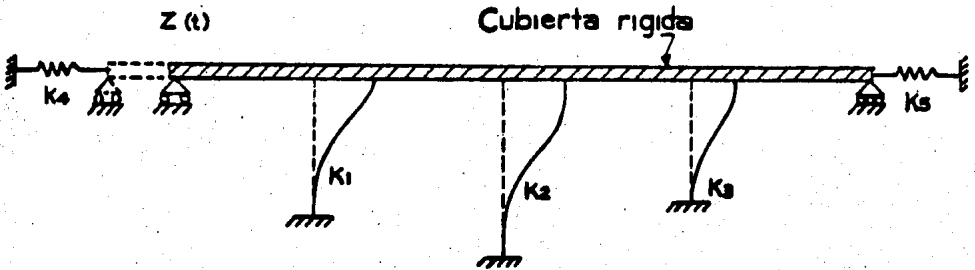
APLICACION DEL METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA

ANALISIS SISMICO LONGITUDINAL CON EL MODELO RACIONAL

PRIMER PASO. - Se define el primer modo de vibración Fig. 5.3.5 y se localiza la coordenada generalizada.

$$w = 2501.77 \text{ Ton}$$

$$m = 255.023 \frac{\text{Ton Seg}^2}{\text{m}}$$



$$K4 = Ka + Kb = 2057.53 \text{ Ton/m}$$

$K_1$  = Rigidez de la Columna (1)

$K_2$  = Rigidez de la Columna (2)

$K_3$  = Rigidez de la Columna (3)

$$K_5 = Ka + Kb = 2057.53$$

donde:

$Ka$  = Rigidez Axial Apoyo Móvil = 441.38

$Kb$  = Rigidez Axial de Junta Expansión  
= 1616.15 Ton/m.

Fig. 5.3.5 Primer Modo Longitudinal.

SEGUNDO Y TERCER PASO. - Cálculo del trabajo virtual.

De la ecuación general de equilibrio dinámico y considerando una oscilación libre sin amortiguamientos tenemos:

$$m\ddot{u} + Kz = 0$$

El trabajo que desarrollan las fuerzas durante un desplazamiento virtual unitario  $\delta z$  es igual a (0).

Las fuerzas actuales durante el desplazamiento virtual ( $\delta z$ ) serán proporcionales a  $Z(t)$ .

El trabajo virtual del sistema se escribe como:

$$\delta w = K_1 Z(t) \delta z + K_2 Z(t) \delta z + K_3 Z(t) \delta z + M \text{ Tot. } \ddot{Z}(t) \delta z = 0$$

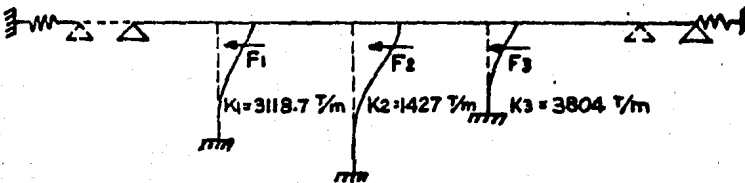
$$0 = \delta z \left[ (K_1 + K_2 + K_3) Z(t) + M \text{ Tot. } \ddot{Z}(t) \right]$$

$$M^* \ddot{Z}(t) + K^* Z(t) = 0$$

Donde:  $M^* \text{ Tot.} = 100\% M \text{ superestructura} + 50\% M \text{ subestructura}$

$$K^* = K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5$$

La rigidez de cada columna se obtiene del Análisis Estático Longitudinal con el Modelo Conservador en la etapa de desplazamiento lineal ( $\Delta = 1.0 \text{ cm}$ ).



$$\text{Rigidez de la Estructura} = K_1 + K_2 + K_3 = 8350 \text{ bn/m}$$

$$K^* = K_4 + K \text{ Estructura} + K_5 = 12465 \text{ Ton/m.}$$

CUARTO Y QUINTO PASOS. - Obtención del coeficiente sísmico a partir del sistema generalizado.

Frecuencia Circular: 
$$W = \sqrt{\frac{K}{m}} = \frac{12464}{255.022} = 6.99 \text{ rad/seg}$$

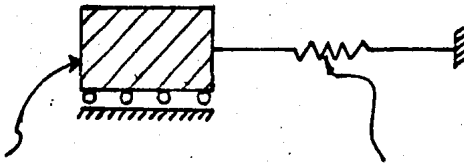
Período: 
$$T = \frac{2\pi}{W} = 0.899 \text{ seg.}$$

Aceleración 
$$a = 1.1972 \text{ m/seg.}$$

Desplazamiento: 
$$d = \frac{ma}{K} = 0.0245 \text{ m}$$

$$\Delta_{\text{real}} = (0.0245) Q$$

$$\Delta_{\text{real}} = 0.098 \text{ m.}$$

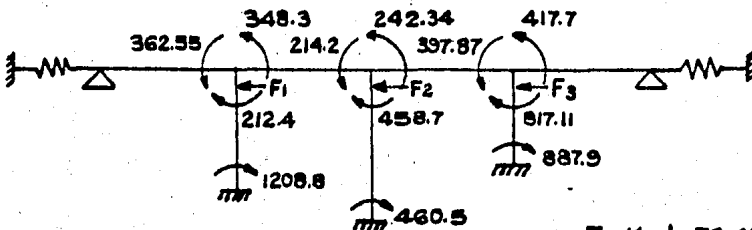


Masa Generalizada =  $255.022 \frac{\text{Ton}\cdot\text{seg}^2}{\text{m}}$

Rigidez Generalizada =  $12465 \text{ Ton/m}$

Fig. 5.3.6 Sistema Generalizado

SEXTO Y SEPTIMO PASO. - Los momentos flexionantes de la estructura, se obtienen de una manera proporcional de los momentos flexionantes ocasionados por un desplazamiento de ( $\Delta = 1.0 \text{ cm}$ ) a la misma.



$$F_1 = K_1 d = 76.41 \text{ ton.}$$

$$F_2 = K_2 d = 34.96 \text{ ton.}$$

$$F_3 = K_3 d = 93.20 \text{ ton.}$$

APLICACION DEL METODO DE LA COORDENADA GENERALIZADA  
ANALISIS SISMICO TRANSVERSAL

PRIMER PASO. - Se define el primer modo de vibración (Fig. 5.3.1 y 5.3.2).

La curva de desplazamientos de este primer modo se obtiene aplicando en la superestructura una carga unitaria uniformemente repartida en el sentido transversal. El desplazamiento máximo será la coordenada generalizada.

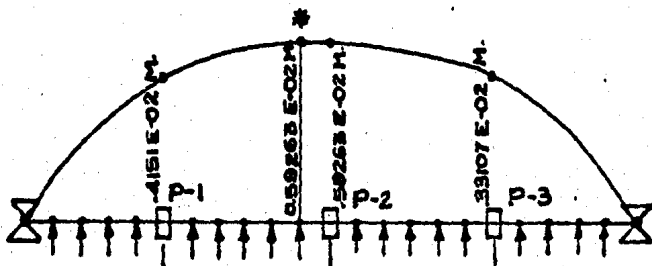
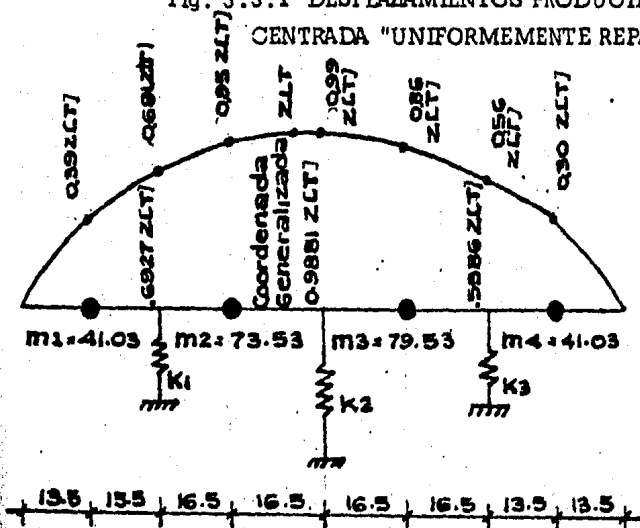


Fig. 5.3.1 DESPLAZAMIENTOS PRODUCIDOS POR CARGA CON CENTRADA "UNIFORMEMENTE REPARTIDA" (F=10.0 Ton)



\* El desplazamiento máximo será la coordenada generalizada

\* Los desplazamientos de las masas concentradas y pilas estarán en función de la coordenada generalizada

Las masas concentradas en la superestructura también comprenden el 50% de masa de la subestructura.

Fig. 5.3.2 PRIMER MODO TRANSVERSAL

SEGUNDO Y TERCER PASOS. - Cálculo del trabajo virtual.

De la ecuación general de equilibrio dinámico y considerando una oscilación libre sin amortiguamientos tenemos:

$$m \ddot{z} + K z = 0$$

El trabajo que desarrollan las fuerzas durante un desplazamiento virtual unitario  $\delta z$  es igual a (0).

Las fuerzas actuantes durante el desplazamiento virtual ( $\delta z$ ) serán proporcionales a  $z(t)$ .

El trabajo virtual del sistema se escribe como:

$$\begin{aligned} \delta w = & K_1 0.6927 Z(t) 0.6927 \delta z + K_2 0.9881 Z(t) .09881 \delta z + \\ & K_3 .5586 Z(t) .5586 \delta z + m_1 0.388 \dot{Z}(t) 0.388 \delta z + \\ & m_2 0.9545 \ddot{Z}(t) .9545 \delta z + m_3 .8582 \ddot{Z}(t) .8582 \delta z + \\ & m_4 .3015 \ddot{Z}(t) .3015 \delta z \\ 0 = & \delta z \left[ Z(t) (0.4798 K_1 + 0.9763 K_2 + 0.312 K_3) + \dot{Z}(t) (0.1505 \right. \\ & \left. m_1 + 0.9111 m_2 + 0.7365 m_3 + 0.909 m_4) \right] \end{aligned}$$

A partir de la fuerza cortante y el desplazamiento en el extremo superior de cada pila, producidos por fuerzas concentradas en los nudos del modelo racional ( $F = 10.0 \text{ Ton}$ ), se obtiene la rigidez de dichas pilas.



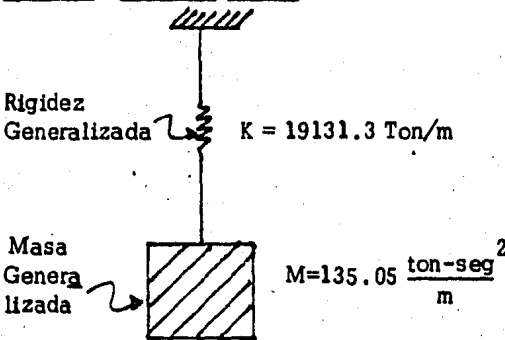
Pila	Fuerza Cortante (Ton)	Desplazamiento (m)	Rigidez de Pila
P-1	47.32	.0041051	11527.13 Ton/m
P-2	43.45	.005855	7421 Ton/m
P-3	67.44	.0033107	20370.3 Ton/m

$$K^* = 0.4798 K_1 + 0.9763 K_2 + 0.312 K_3 = 19131.28 \text{ Ton/m}$$

$$M^* = 0.1505 m_1 + 0.9111 m_2 + 0.7365 m_3 + 0.0909 m_4 = 135.05 \frac{\text{Ton-seg}^2}{\text{m}}$$

$$M^* = \ddot{Z}(t) + K^* Z(t) = 0$$

CUARTO Y QUINTO PASOS. - Obtención del coeficiente sísmico.



SISTEMA GENERALIZADO

Cálculo del período:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} = \sqrt{\frac{19131.3}{135.05}} = 11.9 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

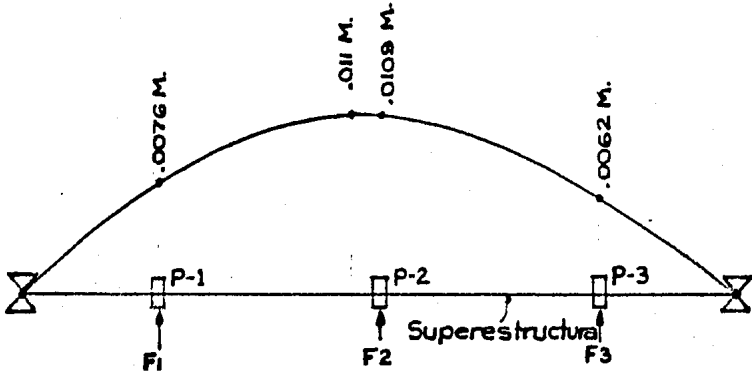
$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{11.9} = 0.528 \text{ seg}$$

$$a = 1.562 \text{ m/seg}^2$$

$$\text{Desplazamiento máximo generalizado} = \frac{m a}{k} = 0.0110 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Desplazamiento Real} &= (0.011)Q = \\ &= 0.044 \text{ m.} \end{aligned}$$

SEXTO PASO. - Obtener las fuerzas actuantes en el extremo superior de cada pila a partir del desplazamiento máximo (coordenada generalizada). Los desplazamientos de las pilas se obtienen en función del desplazamiento máximo.



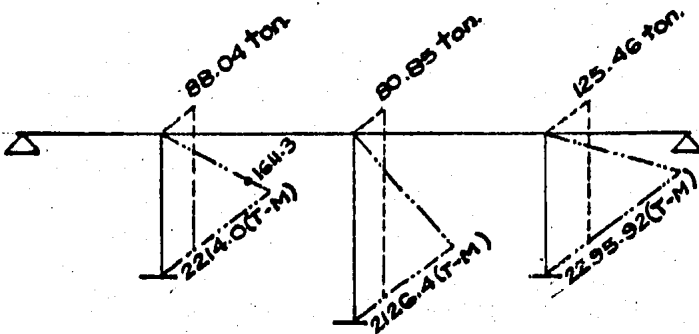
$$F_{p-1} = K_{p-1} \times \Delta_{p-1} = 11527.13 \times .0076 = 88.04 \text{ ton}$$

$$F_{p-2} = K_{p-2} \times \Delta_{p-2} = 7421.0 \times .0109 = 80.85 \text{ ton}$$

$$F_{p-3} = K_{p-3} \times \Delta_{p-3} = 20370 \times .0062 = 125.46 \text{ ton}$$

- \* Desplazamientos reales de cada pila:
- p-1 = .0076 x Q = .304 m
  - p-2 = .0109 x Q = .0436 m
  - p-3 = .0062 x Q = .0248 m

SEPTIMO PASO. - A partir de las fuerzas cortantes calculadas, se obtienen los momentos flexionantes en columnas.



## 6. ANALISIS SISMICO POR EL METODO DINAMICO CON ESPECTRO DE RESPUESTA

LIMITACIONES DEL METODO. - El procedimiento de análisis dinámico con espectro de respuesta es ciertamente mejor que el análisis estático, sin embargo, existen limitaciones para su aplicación, mismas que se indican a continuación:

1. No se considera la influencia del tiempo en el método espectro de respuesta.

Puesto que las máximas respuestas modales no ocurren simultáneamente, es necesario emplear una combinación estadística de las respuestas modales, tal como la raíz de la suma de los cuadrados, con el fin de obtener fuerzas de diseño más reales.

El uso de un enfoque estadístico para remplazar los efectos no considerados del tiempo, pudiera proporcionar resultados irreales en determinados casos, ya que la combinación propiamente dicha de la respuesta modal, depende de diversos factores relacionados con el tipo de estructura y la naturaleza del movimiento real del terreno.

2. No se toma en cuenta la duración de la excitación en el espectro de respuesta. El principal efecto de la duración mencionada, es la disminución de la rigidez y pérdida de resistencia, una vez que el miembro empieza a ceder.

3. El análisis lineal no toma en cuenta el comportamiento no lineal de las articulaciones y de las juntas de dilatación.

DESCRIPCION DEL METODO. - Si a un sistema se le aplica el criterio de discretización, el cual consiste en concentrar la masa en tantos puntos nodales como

sea requerido y, teniendo en cuenta, además, que a cada masa concentrada le corresponde un grado de libertad, el sistema se convierte en un "Sistema de Grados de Libertad Múltiples". Por tanto, la oscilación de la estructura puede estudiarse aplicando las condiciones de equilibrio a cada grado de libertad.

Partiendo de la ecuación general de equilibrio dinámico, se obtiene:

$$\begin{aligned} m\ddot{y} + k\dot{y} &= 0 \\ -m\omega^2 y + ky &= 0 \end{aligned}$$

Aplicando a cada modo las condiciones de equilibrio nos conduce a la siguiente expresión matricial:

$$([k] - \omega^2 [M]) \{y\} = \{0\}$$

Donde  $[k]$  es la matriz simétrica de rigideces;  $[M]$  es la matriz ortogonal de masas y  $\{y\}$  es el vector de desplazamientos.

La ecuación matricial es lineal y homogénea. Para que el sistema oscile y salga del reposo, es necesario que el determinante sea cero, por lo tanto, la ecuación matricial anterior quedará de la siguiente forma:

$$\Delta(\omega) = \left| [k] - \omega^2 [M] \right| = 0$$

De estas condiciones se obtiene una ecuación de grado "n" de  $\omega^2$ , ya que todos los restantes parámetros son conocidos.

A esta ecuación se le llama la "ecuación característica del sistema oscilante". Las ("n") raíces de esta ecuación nos dan los cuadrados de las frecuencias circulares propias del sistema.

Sustituyendo cada frecuencia en las ecuaciones de equilibrio dinámico, se obtiene la ley de variación de las oscilaciones  $y_1, y_2, \dots, y_j, \dots, y_n$  correspondientes a dicha frecuencia, a estas leyes se les llama modos propios, modos principales, modos normales o funciones propias del sistema.

Un sistema de "n" grados de libertad tiene "n" modos de vibración y a cada modo le corresponde una frecuencia propia.

Al primer modo fundamental le corresponde el valor máximo del período. En este modo la configuración no presenta ningún punto de inflexión. En los modos sucesivos el número de puntos de inflexión es n-1, siendo "n" el número de orden del modo. Puede obtenerse la respuesta máxima para cada modo, recurriendo al espectro de reglamento.

La respuesta de la estructura no es la suma de las respuestas máxima de las respuestas máxima de cada modo, porque estos máximos no ocurren simultáneamente, esto es:

$$R \neq \sum_{j=1}^n R_j$$

Por otra parte con base en estudios probalísticos se demuestra que en estructuras elásticas de varios grados de libertad, es más realista estimar la respuesta real mediante la expresión siguiente:

$$R = \sqrt{\sum_{j=1}^n R_j^2} = \sqrt{R_1^2 \text{ máx.} + R_2^2 \text{ máx.} + \dots + R_j^2 \text{ máx.} + R_n^2 \text{ máx.}}$$

Como podrá observarse, entre más grados de libertad presenta una estructura, será más difícil el análisis sísmico por este método y, consecuentemente, -

la solución de la "ecuación característica del sistema oscilante" requiere el uso de computadora.

Por esta razón en el análisis sísmico del "Puente Lupita" por el método dinámico espectro-respuesta, fue necesario utilizar el programa de computadora - - SAP. IV (Referencia 6), el cual se basa fundamentalmente en el procedimiento -- mencionado anteriormente.

APLICACION DEL METODO. - Es importante subrayar que un análisis sísmico por el método dinámico se procura simular el comportamiento de un puente de la manera más realista posible.

En este método se establece un modelo matemático de la estructura. Dicho modelo estará formado por masas concentradas en los puntos nodales que se -- usaron en el análisis estático, así como por las mismas condiciones de frontera a las que se verá sujeta la estructura durante el mismo (Fig. 6.1).

Por otra parte, es bien sabido que el modelo matemático de una estructura -- entre más discretizada sea, es decir, entre mayor número de masas concentra-- das presente, dará resultados más reales (Fig. 6.1).

Los resultados que se presentan en este trabajo se determinaron utilizando un programa de computadora ( Ref. 6).

Los datos que requiere el programa y que definen un problema en particular son: geometría de la estructura, localización de las masas concentradas, localización de tipos de elementos, sus propiedades geométricas (Tabla 4.IV) y --

así como el espectro de diseño, el cual puede ser de desplazamientos o aceleraciones. En nuestro caso particular se utilizó un espectro de aceleraciones - - (Tabla 4 . II).

Se pueden controlar en este programa el número de modos de vibrar la estructura que se desee considerar.

Las condiciones generales para efectuar este análisis son los siguientes:

I.- El análisis sísmico dinámico se efectuará en las tres direcciones ortogonales:

1. Masas aplicadas en toda la estructura en la dirección longitudinal (Sismo longitudinal).
2. Masas aplicadas en toda la estructura en dirección transversal (Sismo transversal).
3. Masas aplicadas en toda la estructura en la dirección vertical (Sismo vertical).

II.- Los espectros de diseño y los coeficientes de ductilidad utilizados son los mismos que se aplicaron en el método estático.

III.- De acuerdo a la formación del suelo y las características topográficas se considera que todos los apoyos tienen el mismo desplazamiento durante la excitación sísmica (Excitación de apoyo rígido).

IV.- Debido a que la estructura se clasifica como tipo "A", como se indica en el método estático, las ordenadas del espectro de diseño se incrementarán en un 30% de acuerdo al reglamento de diseño sísmico.

V.- El programa de computadora utilizado considera el comportamiento de la estructura ante la excitación sísmica, en el rango elástico lineal. Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura, se dividen las ordenadas del espectro entre el factor de ductilidad. Esta reducción se efectúa de acuerdo al manual de diseño por sismo (Ref. 3).

VI.- Las masas concentradas en los nudos se estiman con el criterio siguiente: cada nudo toma la masa tributaria al mismo (Tabla 6.I). Los nudos de los apoyos móviles se consideran sin masa en los análisis transversal y vertical.

VII.- En este análisis se utilizó el modelo racional. Los resultados que se obtuvieron de acuerdo con el procedimiento anteriormente descrito, son:

- a) En las figuras 6.2, 6.5, 6.8 se presenta la representación gráfica de los tres primeros modos para las tres direcciones independientes. Se presenta también el período y el coeficiente de participación respectivo.

El programa proporciona los giros y desplazamientos en cada modo de vibrar y para cada nudo.

- b) El programa de computadora proporciona los elementos mecánicos en los extremos de cada elemento (Fig. 6.3, 6.4, 6.6, 6.7, 6.9, 6.10 y 6.11).

En este método de análisis se consideraron únicamente cinco modos de vibración en la evaluación de los elementos mecánicos.

- c) Los desplazamientos modales que proporciona el programa de computadora incluyen los coeficientes de participación de cada modo, por lo que, la respuesta total de desplazamiento se obtuvo conforme al criterio presentado-



anteriormente. Los desplazamientos "reales" se calcularon multiplicando los desplazamientos totales de cada nudo por el factor de ductilidad (Q).

Tabla 6.I En la tabla siguiente se resumen los cálculos de los valores de las masas concentradas en los nudos. Los valores de estas masas se utilizan en el análisis sísmico en las 3 direcciones ortogonales.

NUDO	W TRIBUTARIO (TON)	W TRIBUTARIA $\frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$	NUDO	W TRIBUTARIO (TON)	M TRIBUTARIA $\frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$
1	-		22	74.405	7.585
2	42.635	4.346	23	74.405	7.585
3	71.460	7.284	24	74.405	7.585
4	71.460	7.284	25	-	-
5	71.460	7.284	26	96.415	9.828
6	98.202	10.010	27	67.887	6.920
7	168.75	17.773	28	67.887	6.920
8	77.629	7.913	29	67.887	6.920
9	77.629	7.913	30	96.415	9.828
10	77.629	7.913	31	166.587	16.981
11	96.93	9.88	32	62.103	6.331
12	116.231	11.848	33	62.103	6.331
13	-	-	34	62.103	6.331
14	96.415	8.828	35	62.103	6.331
15	67.887	6.920	36	-	-
16	67.887	6.920	37	98.202	10.010
17	67.887	6.920	38	71.46	7.284
18	96.415	9.828	39	71.46	7.284
19	172.738	17.608	40	71.46	7.284
20	74.405	7.585	41	42.635	4.346
21	74.405	7.585	42	-	-

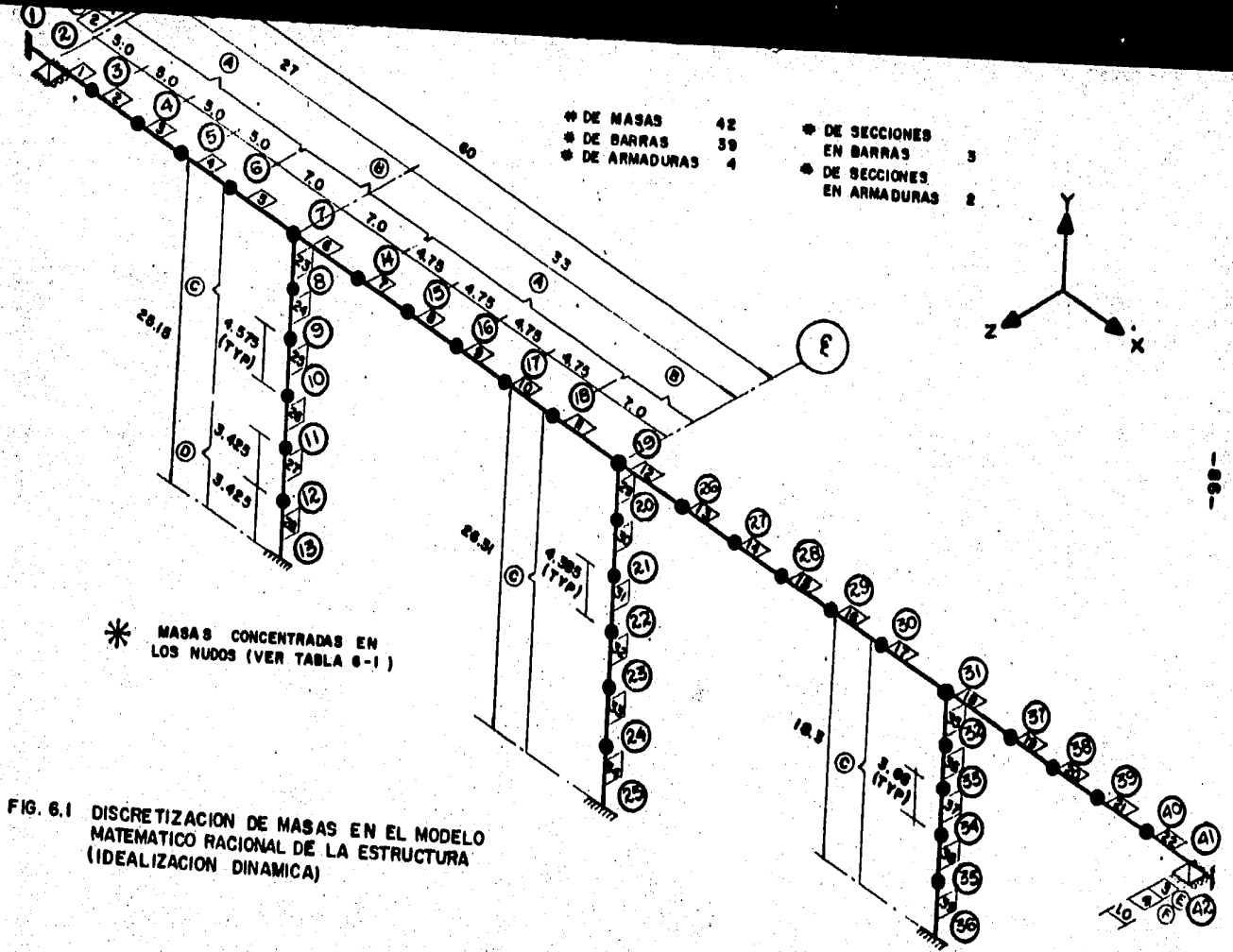


FIG. 6.1 DISCRETIZACION DE MASAS EN EL MODELO MATEMATICO RACIONAL DE LA ESTRUCTURA (IDEALIZACION DINAMICA)

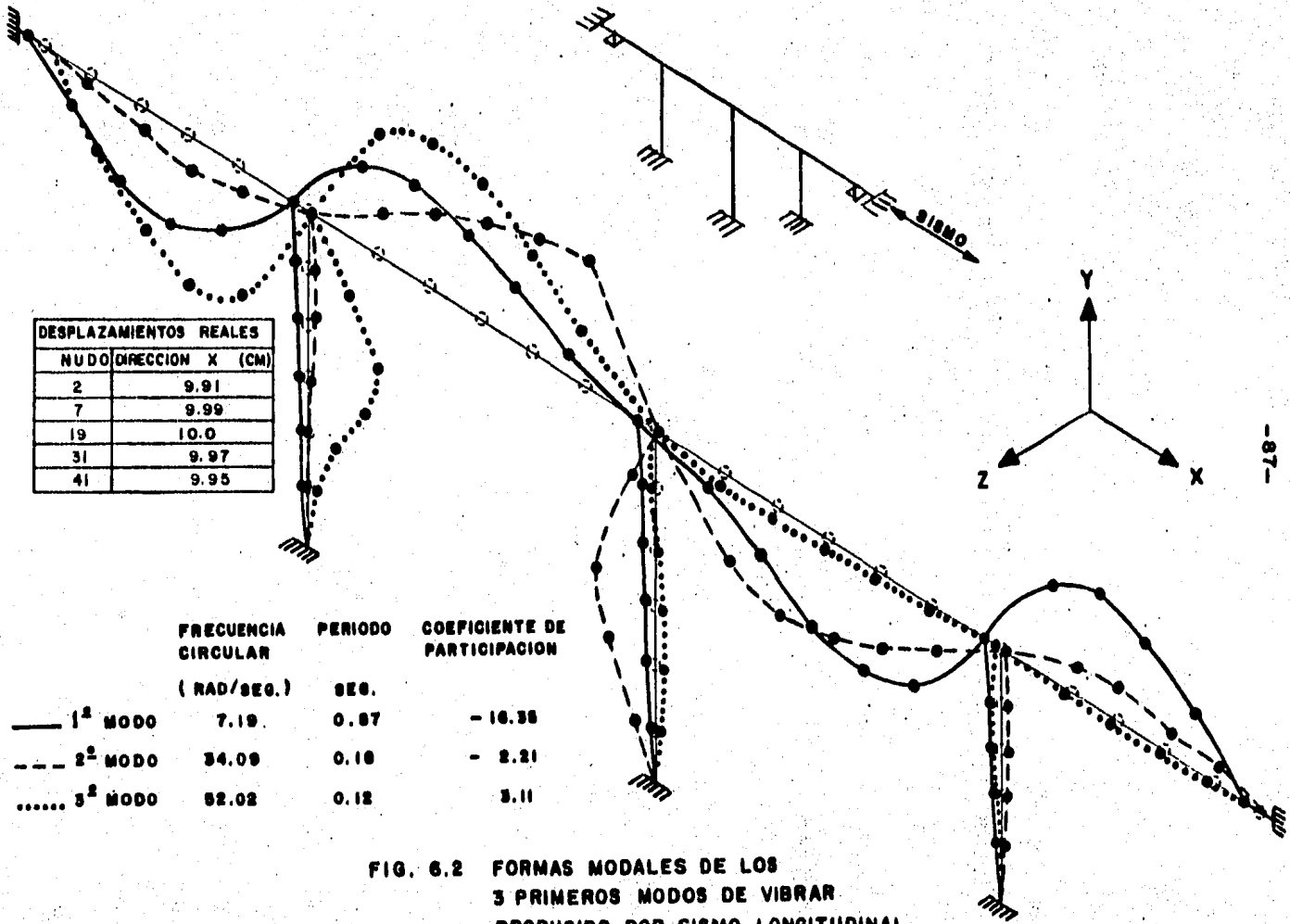
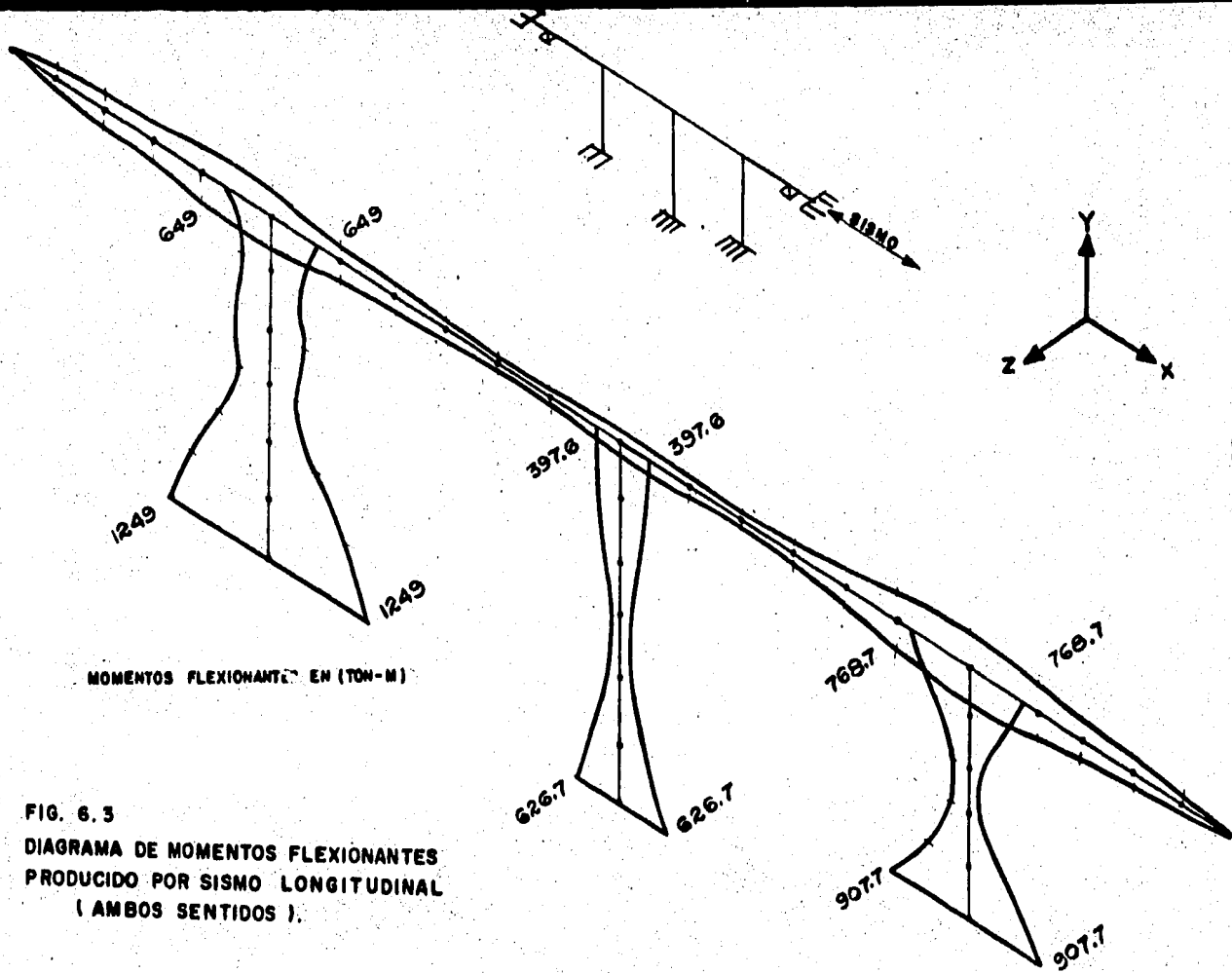
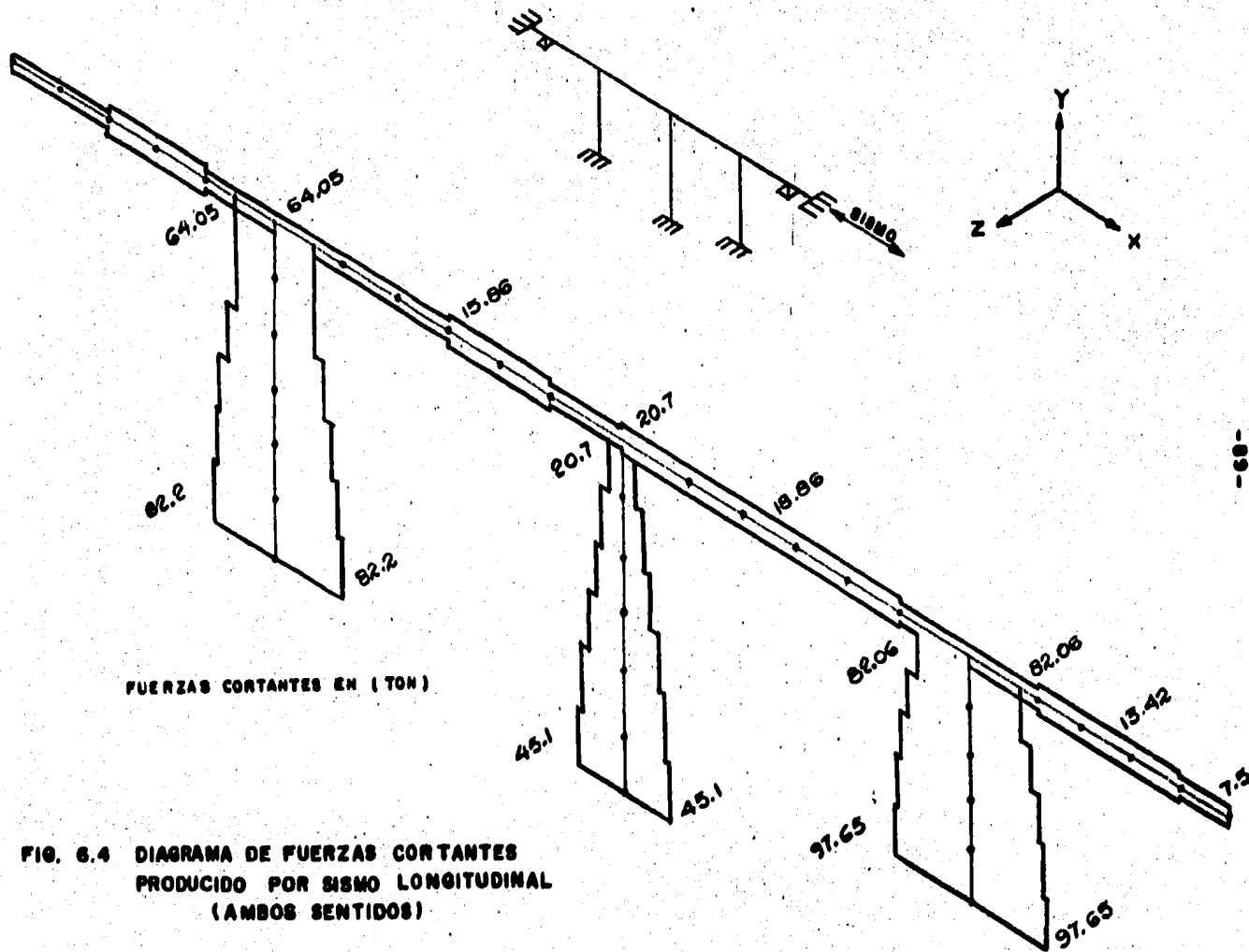


FIG. 6.2 FORMAS MODALES DE LOS 3 PRIMEROS MODOS DE VIBRAR PRODUCIDO POR SISMO LONGITUDINAL





FUERZAS CORTANTES EN (TON)

FIG. 6.4 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PRODUCIDO POR SISMO LONGITUDINAL (AMBOS SENTIDOS)

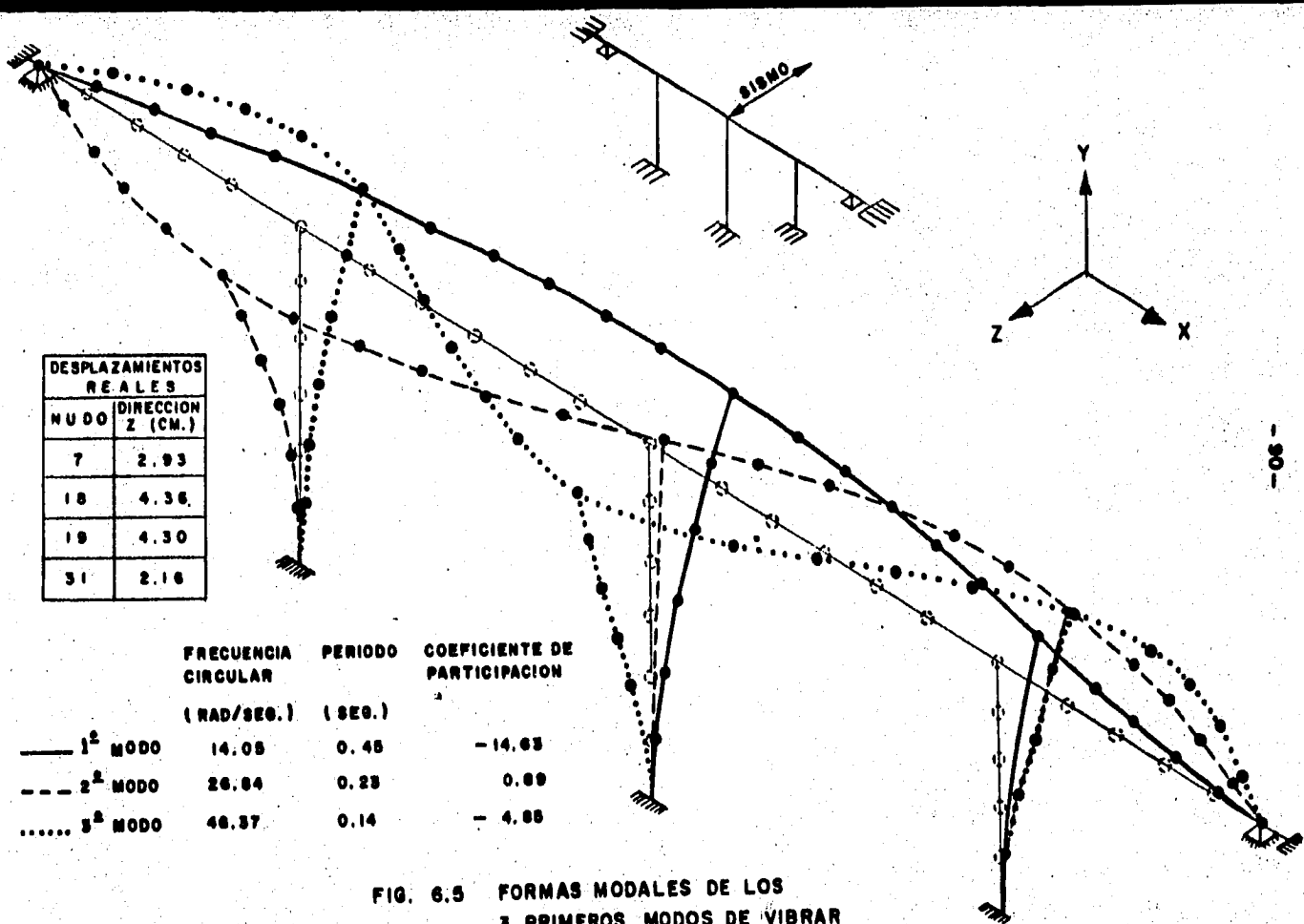
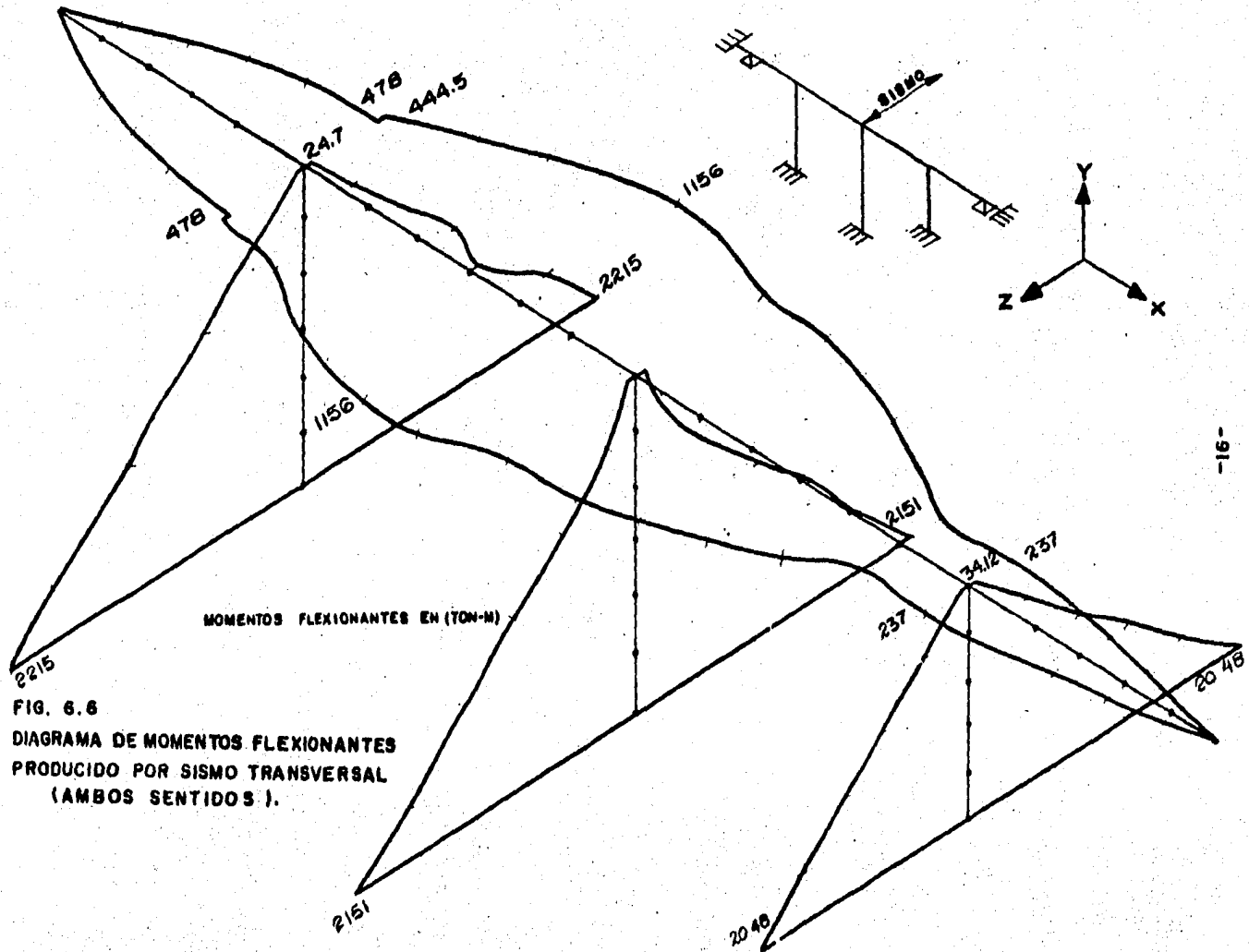
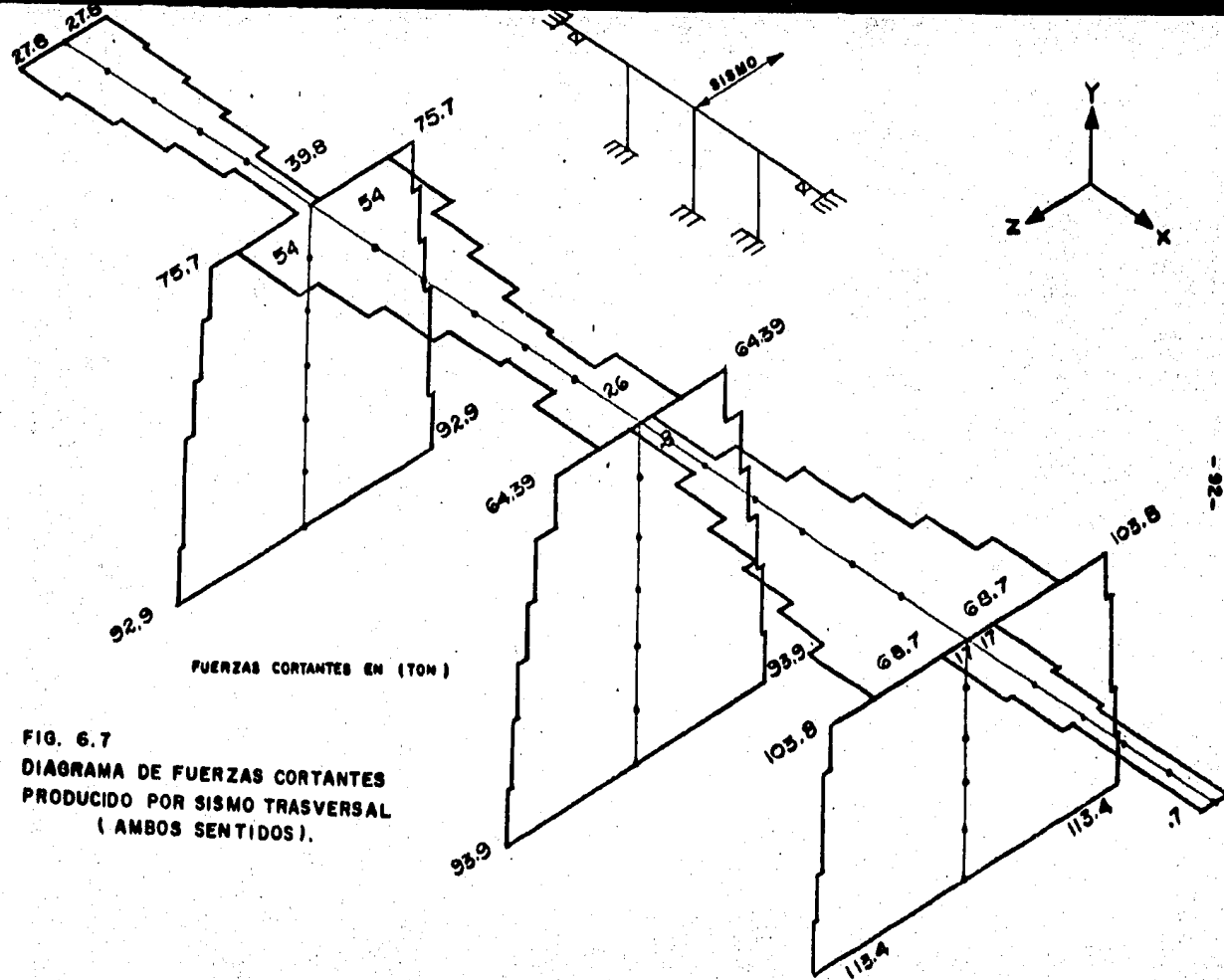


FIG. 6.5 FORMAS MODALES DE LOS 3 PRIMEROS MODOS DE VIBRAR PRODUCIDO POR SISMO TRANSVERSAL





**FIG. 6.7**  
**DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES**  
**PRODUCIDO POR SISMO TRASVERSAL**  
**(AMBOS SENTIDOS).**



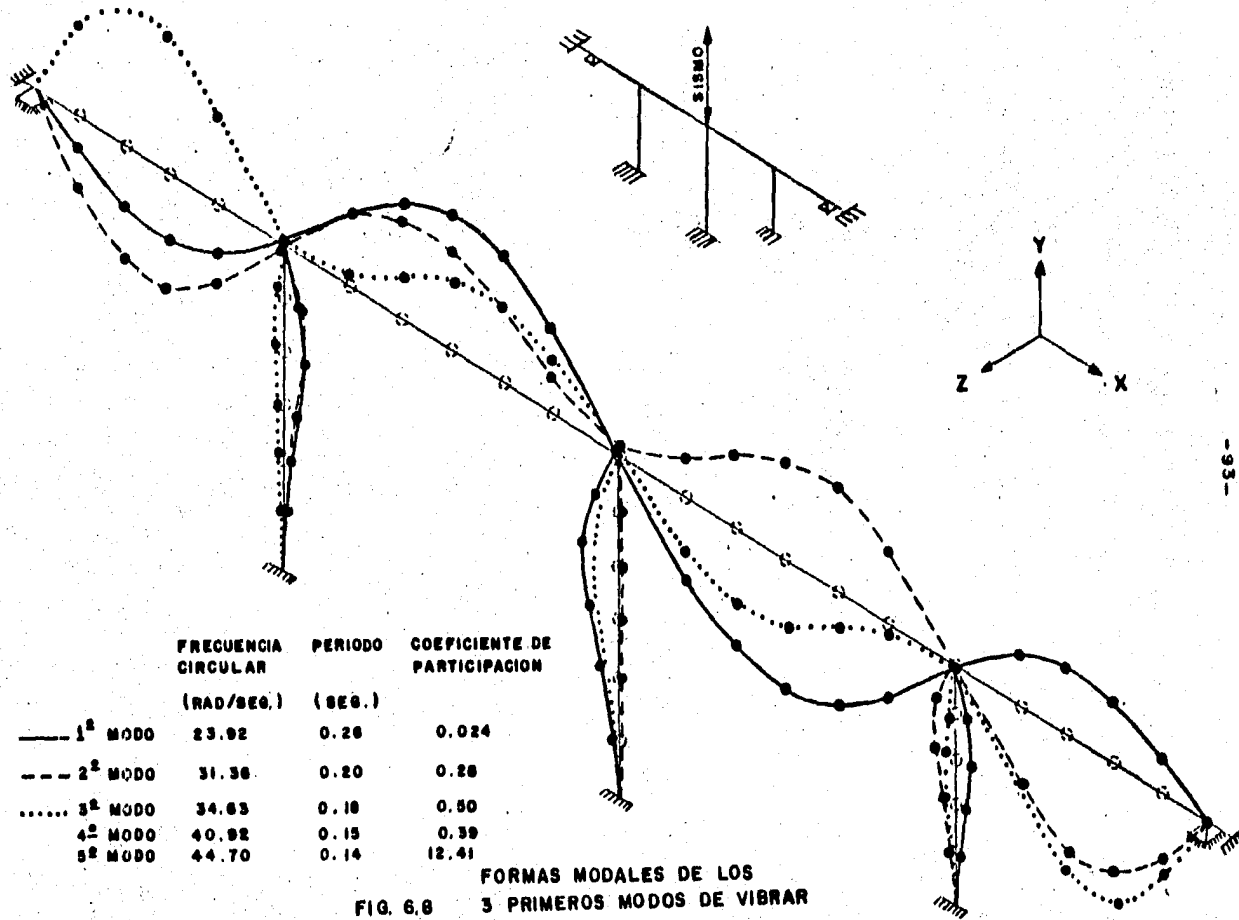
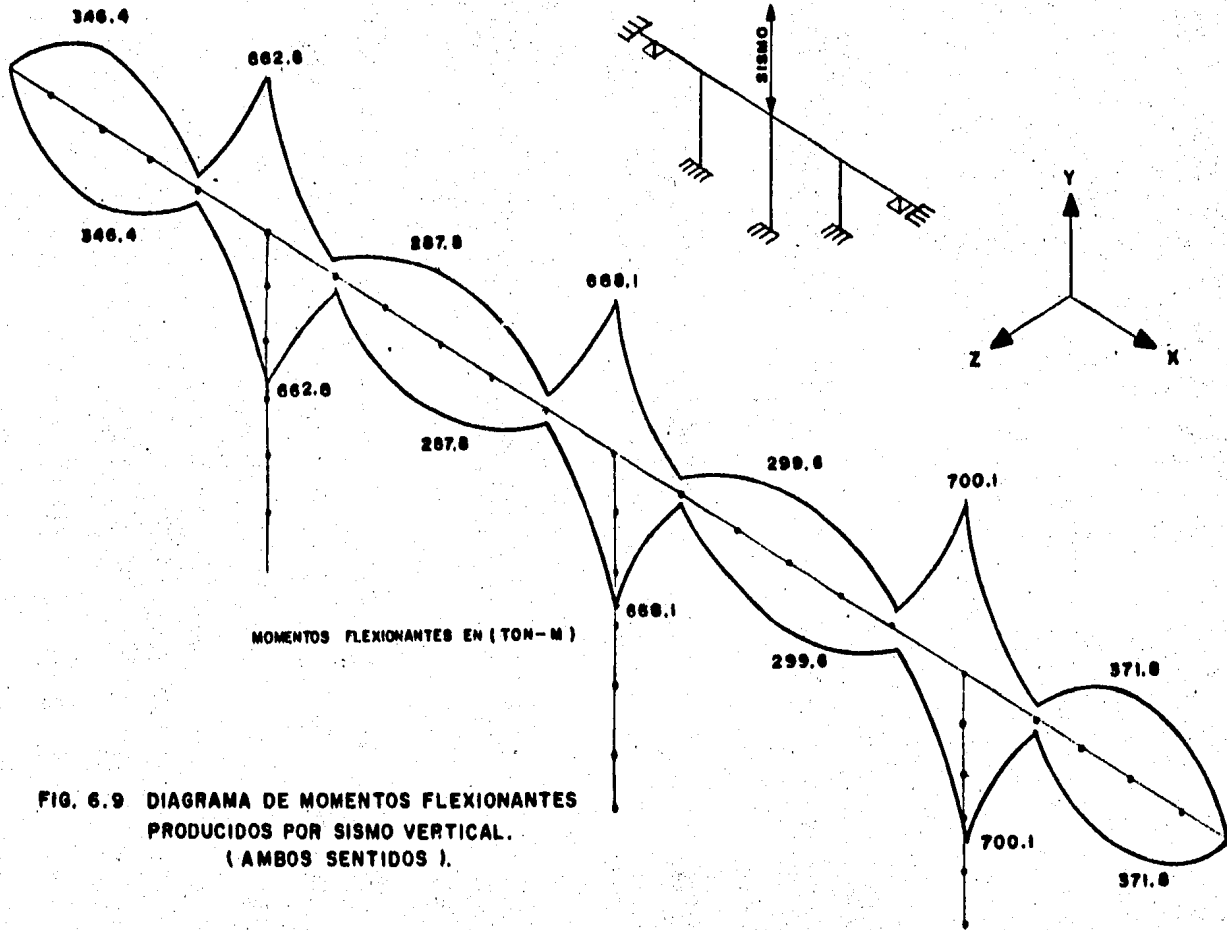
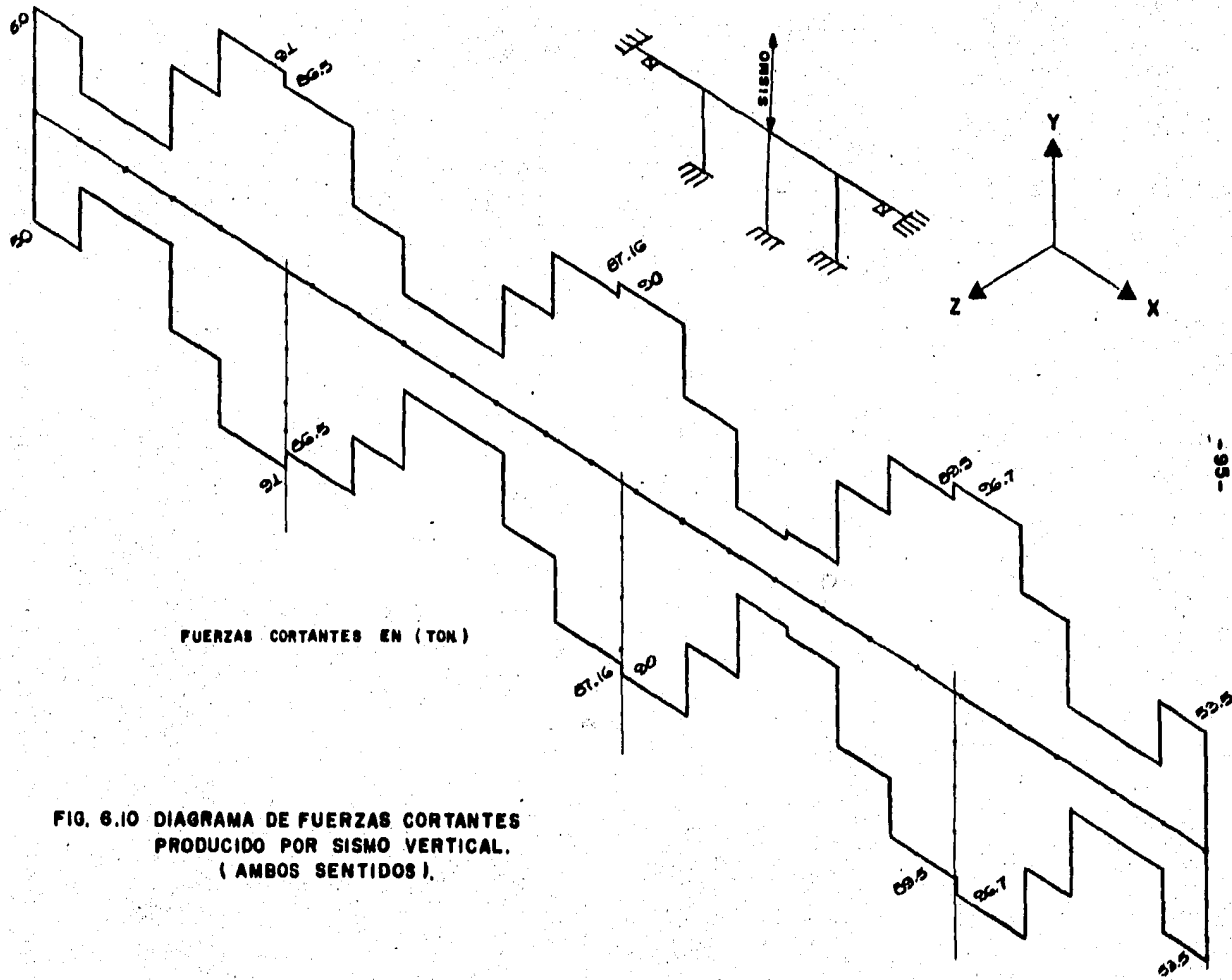


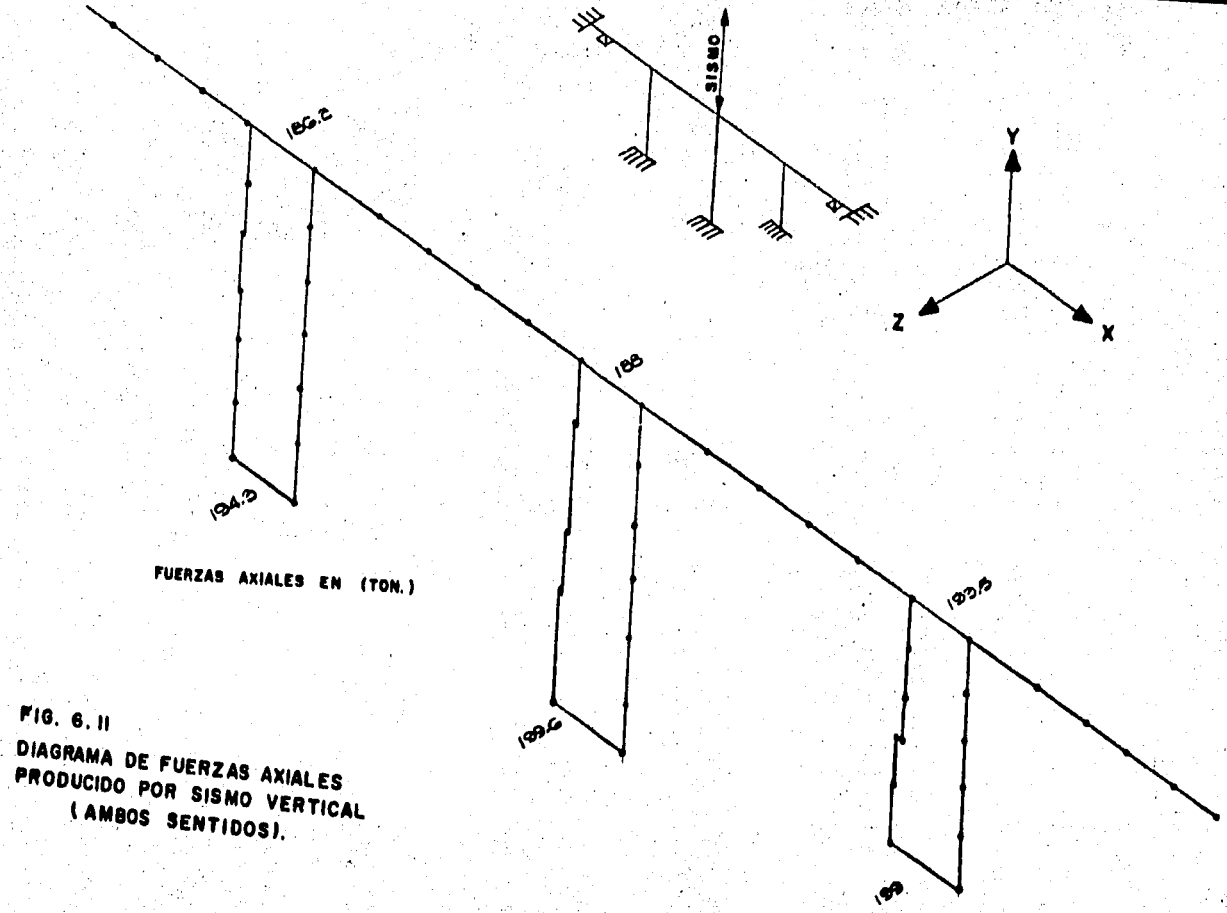
FIG. 6.8 FORMAS MODALES DE LOS 3 PRIMEROS MODOS DE VIBRAR PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL





FUERZAS CORTANTES EN (TON)

FIG. 6.10 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES  
 PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL.  
 ( AMBOS SENTIDOS ),



FUERZAS AXIALES EN (TON.)

FIG. 6. II  
 DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES  
 PRODUCIDO POR SISMO VERTICAL  
 (AMBOS SENTIDOS).

## 7. REVISION DE PILAS

INTRODUCCION. - En los capítulos anteriores se presentó el análisis sísmico del "Puente Lupita" por diversos métodos y modelos, obteniéndose los resultados que se resumen en las tablas 7.1 y 7.4. Con estos resultados se puede efectuar el diseño de la estructura; sin embargo, dicho diseño queda fuera del alcance de esta tesis, en la que nos concretamos únicamente a revisar las secciones críticas del puente. Como secciones críticas se seleccionaron las de las pilas, ya que evidentemente estas son los miembros fundamentales de la estructura ante la acción sísmica.

Como se expuso en la descripción del puente, las pilas tienen una sección rectangular maciza y están armadas como se muestra en las Figs. 7.1 y 7.2. -- Los datos anteriores se obtuvieron de la memoria de cálculo del puente mencionado (ref. 10).

CRITERIO DE LA REVISION REALIZADA. - El análisis sísmico del "Puente Lupita" se realizó independientemente en las tres direcciones ortogonales, pero en la realidad el sismo puede excitar a la estructura en cualquier dirección, por esto y de acuerdo con el criterio señalado en el Reglamento del D. F., en la revisión de una pila se considera el 100% de los elementos mecánicos de diseño en la dirección de análisis y el 30% del efecto sísmico en la otra dirección. Por lo tanto, la revisión de las pilas será a flexocompresión biaxial en cada dirección, de acuerdo al procedimiento general adoptado por el RD.F-76, llamado de estado límite o diseño plástico.

La revisión se realizó por medio de diagramas de interacción a flexocom-

presión uniaxial (Fig. 7.1 y 7.2), los cuales se obtuvieron para cada pila y en ambas direcciones, de acuerdo a su sección y distribución del refuerzo, y con la ayuda del método aproximado de Boris Bresler para tomar en cuenta el efecto en las dos direcciones. Además se consideró el efecto de esbeltez en las pilas obteniéndose los factores de amplificación presentados en la tabla 7.3.

Para definir los elementos mecánicos que se utilizaron en la presente revisión, se tomó el criterio que marcan las normas A.A.S.H.T.O., el cual consiste en realizar diversas combinaciones de carga a las que estará sujeta la estructura durante su vida útil, y de esta forma tomar combinación más desfavorable en la revisión.

En la memoria de cálculo del "Puente Lupita" (Ref. 10), se realizaron las combinaciones de carga mencionadas, resultando la combinación más desfavorable la debida a C.M. + SISMO.

Los elementos mecánicos debidos a sismo utilizados en la memoria de cálculo (Ref. 10) del puente en estudio, se obtuvieron a partir de un análisis sísmico estático convencional, es decir, utilizando el modelo conservador.

Los elementos mecánicos obtenidos por carga muerta en el "Puente Lupita" se presentan en las Figs. 7.3, 7.4 y 7.5.

El resumen de las revisiones efectuadas a las pilas para cada uno de los métodos de análisis se presenta en la tabla 7.4.

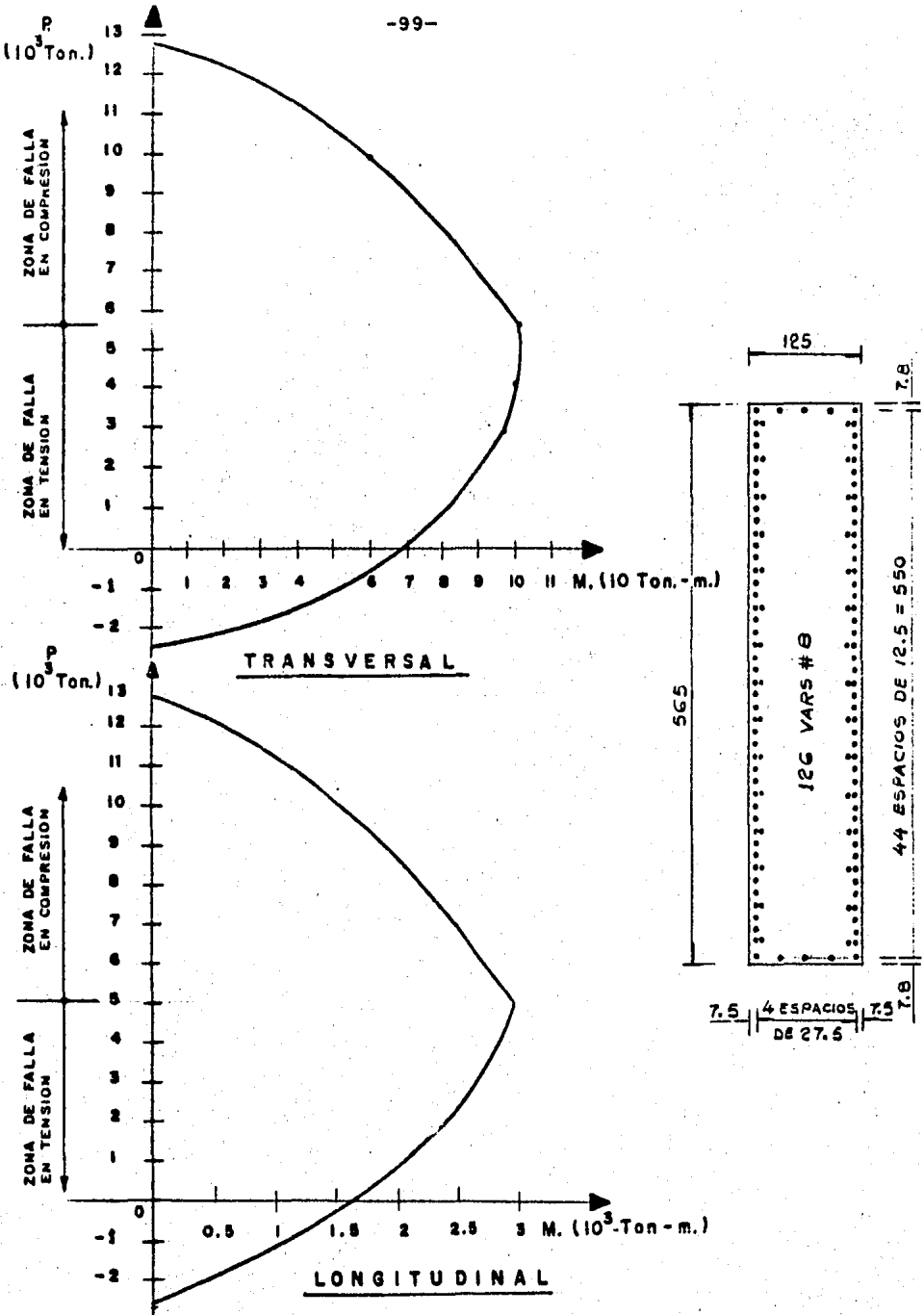


FIG. 7.1 DIAGRAMA DE INTERACCION DE PILA No. 1 y 3

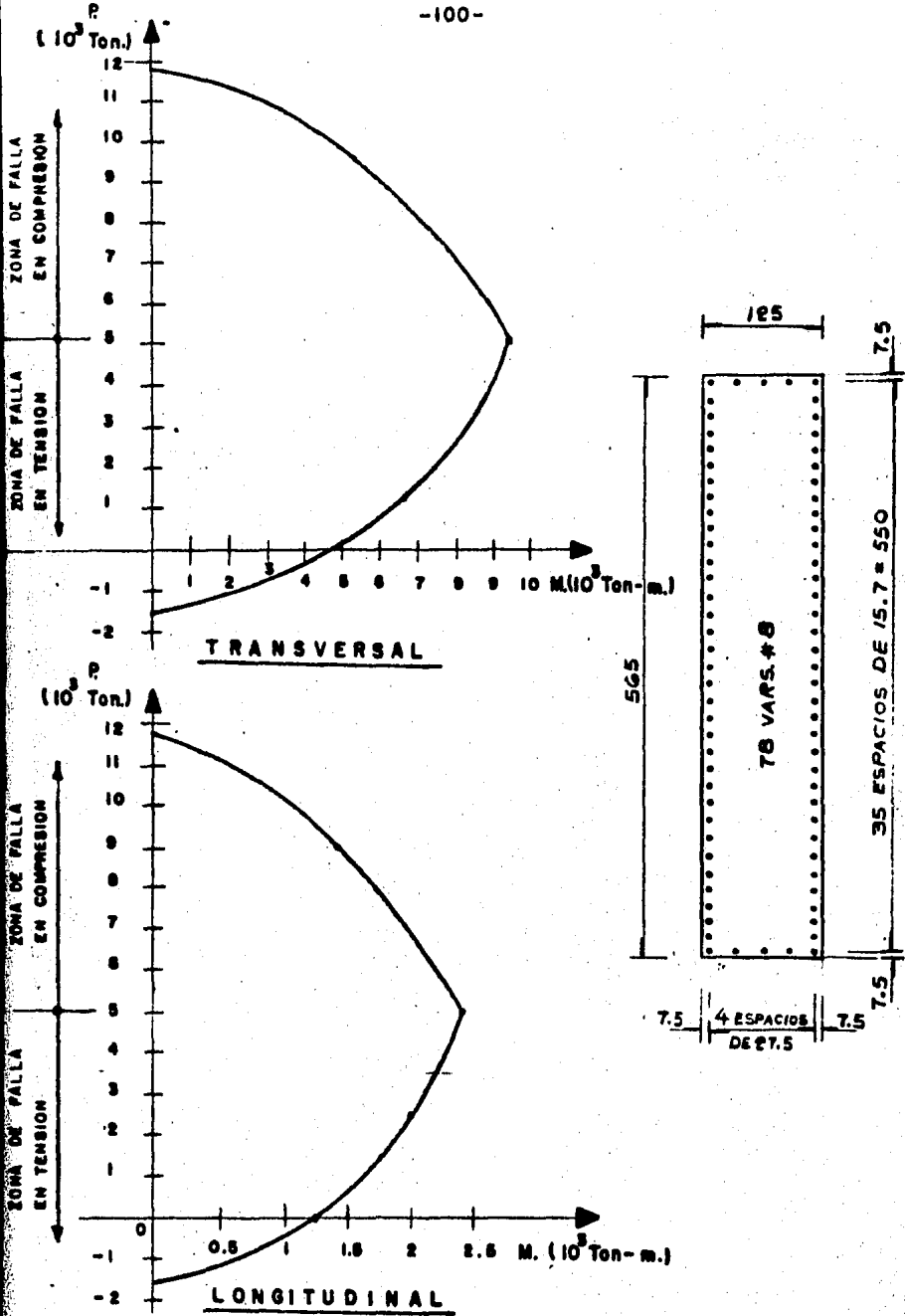
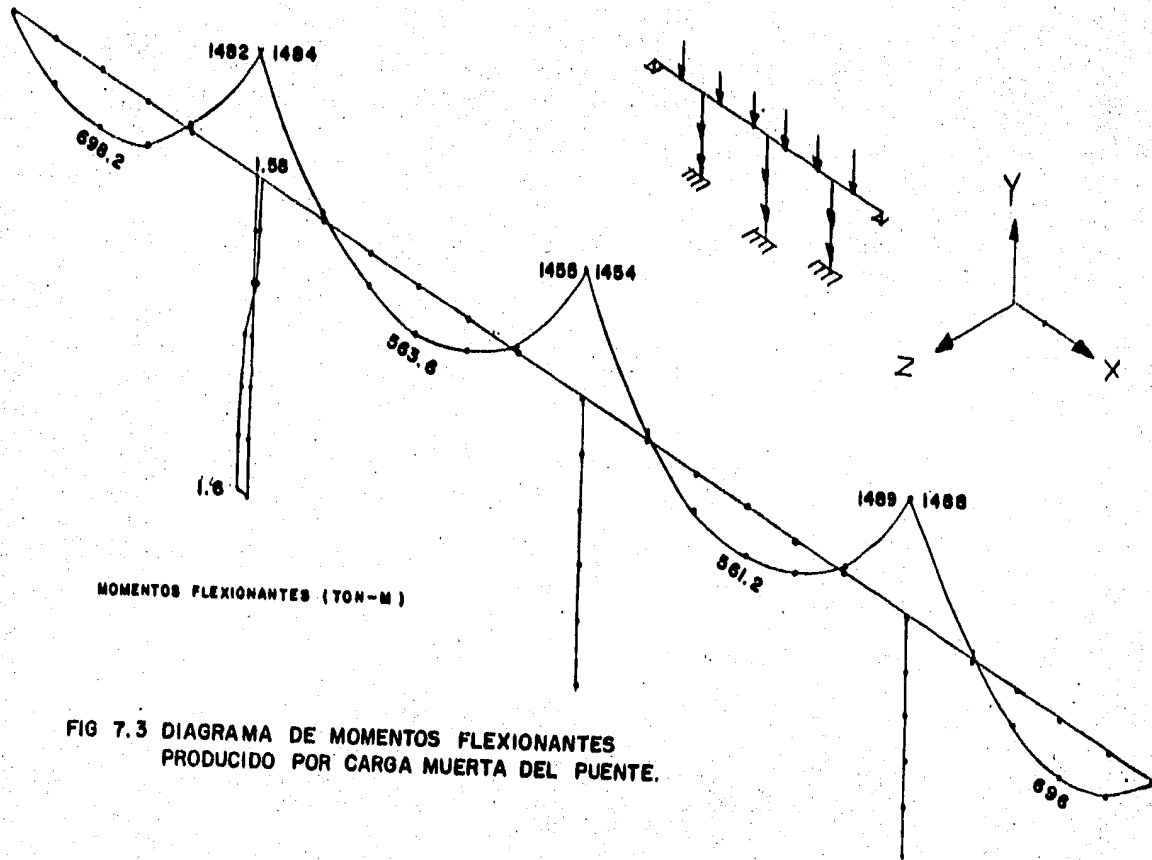


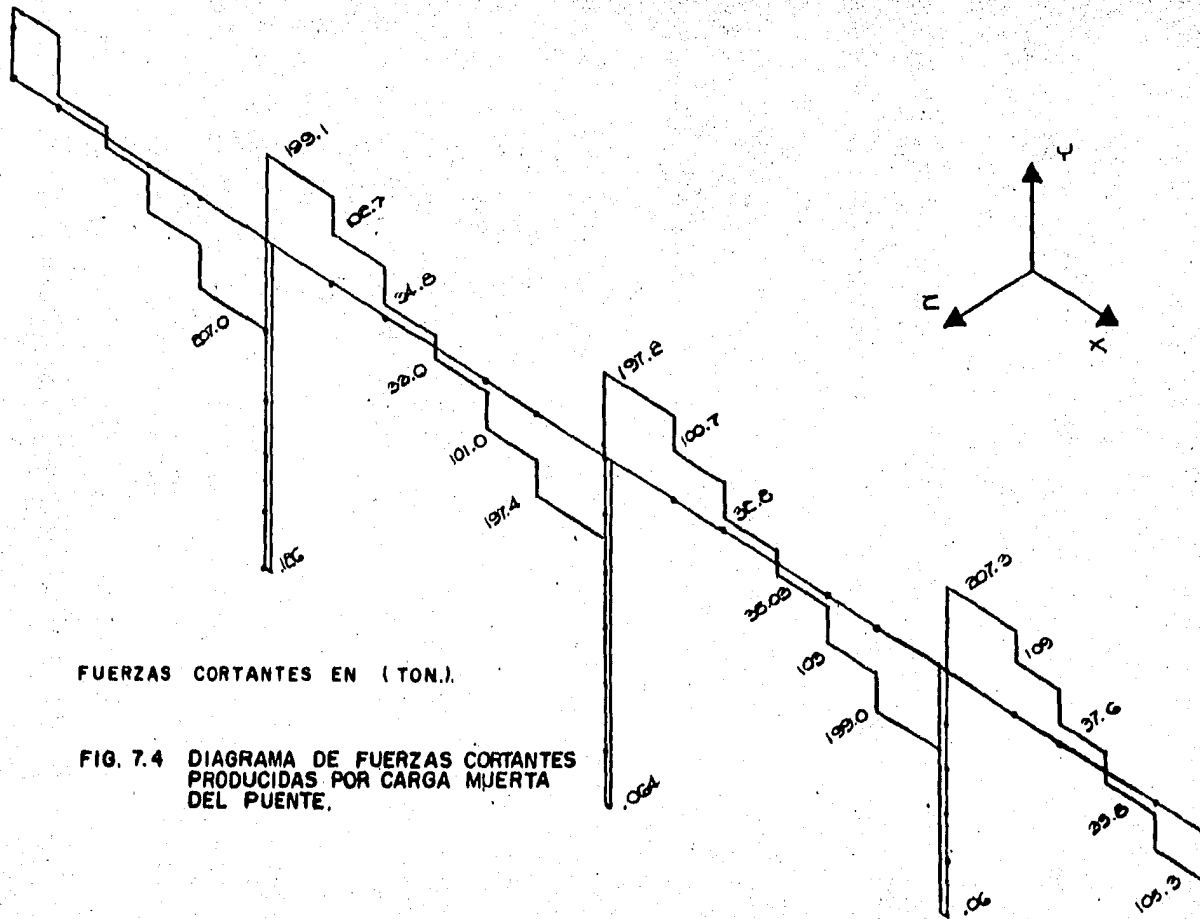
FIG. 7.2 DIAGRAMAS DE INTERACCION DE LA PILA No 2.





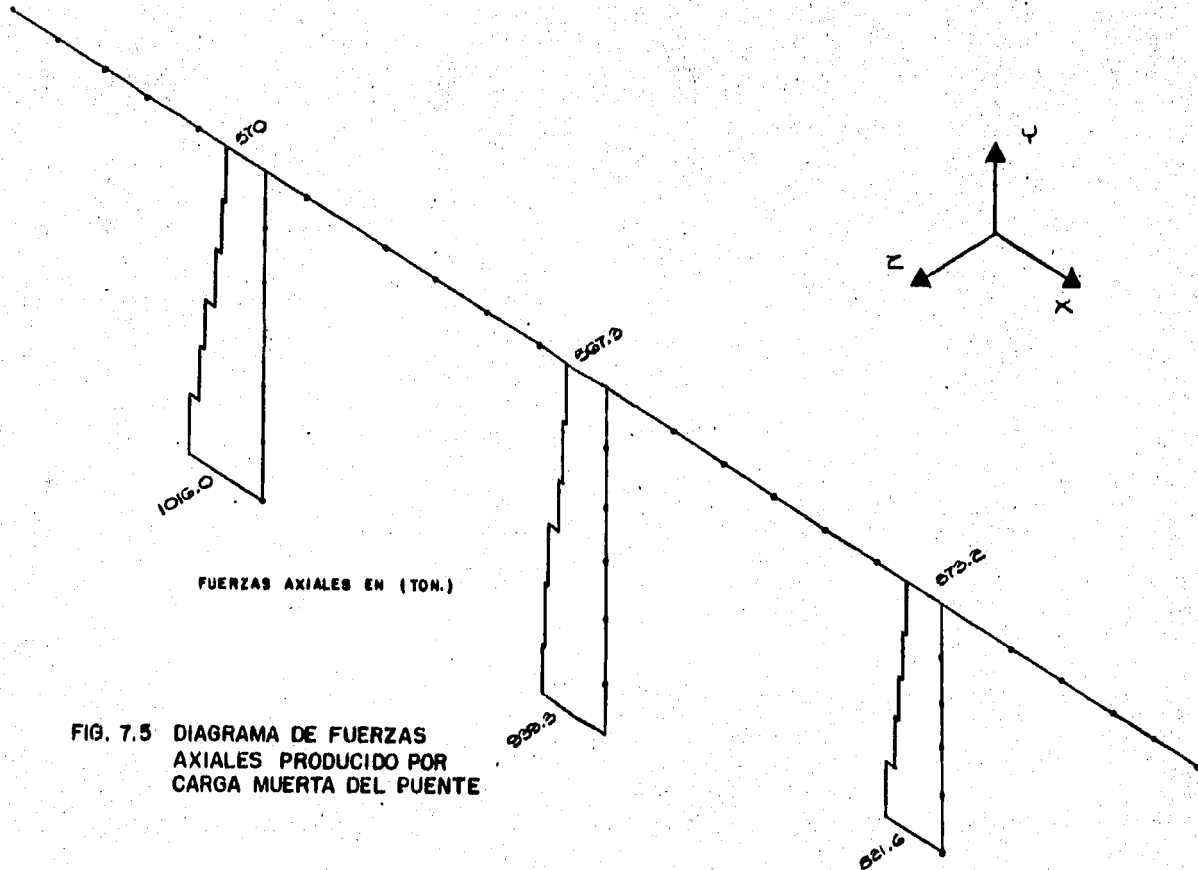
MOMENTOS FLEXIONANTES (TON-M)

FIG 7.3 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PRODUCIDO POR CARGA MUERTA DEL PUENTE.



FUERZAS CORTANTES EN (TON.).

FIG. 7.4 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES PRODUCIDAS POR CARGA MUERTA DEL PUENTE.



FUERZAS AXIALES EN (TON.)

FIG. 7.5 DIAGRAMA DE FUERZAS AXIALES PRODUCIDO POR CARGA MUERTA DEL PUENTE

TABLA 7.1 RESUMEN DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LAS PILAS

METODO	DIRECCION PILA	Z - Z' Transversal			X - X Longitudinal		
		P-1 (ton-m)	P-2 (ton-m)	P-3 (ton-m)	P-1 (ton-m)	P-2 (ton-m)	P-3 (ton-m)
DINAMICO	S	24.7 1580*	58.8	34.12	649 690.1*	397.6	768.7
	I	2251	2151	2048	1249	626.7	907.7
ESTATICO Modelo Racio nal	S	21.63 1585*	44.8	23.1	749.67 849.2*	433.26	907.1
	I	2460	2215	2303	1737.6	725.3	1146.3
PENDULO INVERTIDO	S	-	-	-	-	-	-
	I	2005.56	2867.75	2005.56	1175.86	1348	1175.86
CARGA UNIFORME	S	24.11 1633.4*	-50	25.8	212.14 685.63*	458.7	817.0
	I	2235.781	2074	2319.4	1208.8	460.5	888.0
COORDENA DA GENERA LIZADA	S	- 1611.3*	-	-	212.4 685.6*	458.7	817.0
	I	2214.0	2126.4	2295.9	1208.8	460.5	888.0
ESTATICO MODELO CONSER- VADOR	S	21.63 1585*	44.8	23.10	1081 1585.6*	658.74	1453.17
	I	2460	2215	23.03	2585.8	1112.7	1803.74
CARGA MUERTA	S	-	-	-	1.58	1.18	0.866
	I	-	-	-	0.73	0.51	0.27
P = CARGA AXIAL		-	-	-	802.8	939.0	821.6

\* MOMENTO FLEXIONANTE EN EL CAMBIO DE SECCION (PILA 1).

S = EXTREMO SUPERIOR DE LA PILA.

I = EXTREMO INFERIOR DE LA PILA.

TABLA 7.1 RESUMEN DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN LAS PILAS

TABLA 7.2 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PARA CADA METODO DE ANALISIS

METODO	NUDO PILA	DIRECCION X-X'				DIRECCION Z-Z'			
		7 P-1 (cm)	19 P-2	31 P-3	41	7 P-1	18	19 P-2	31 P-3
DINAMICO		9.97	10.00	9.97	9.95	2.93	4.36	4.30	2.16
ESTATICO		12.12	12.15	12.10	12.08	2.12	4.24	4.20	2.34
CARGA UNIFORME		9.8	9.8	9.8	9.08	3.05	4.41	4.35	2.46
COORDENADA GENERALIZADA		9.8	9.8	9.8	9.08	3.04	4.4	4.36	2.48
PENDULO INVERTIDO		22.40	56.90	22.40	-	1.84	5.92	1.84	-
ESTATICO MODELO CONSERVADOR		18.62	18.62	18.62	18.62	2.12	4.24	4.20	2.34

\* DESPLAZAMIENTOS EN (CM)..

TABLA 7.2 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA PARA CADA METODO DE ANALISIS

105

TABLA 7.3 FACTORES DE AMPLIFICACION POR ESBELTEZ

Pila Método	Dirección Longitudinal X - X'			Dirección Transversal Z - Z'		
	P-1	P-2	P-3	P-1	P-2	P-3
Dinámico	1.0676	1.0676	1.0676	1.046	1.046	1.046
Estático	1.0676	1.0676	1.0676	1.0115	1.0115	1.0116
Péndulo Invertido	1.0	1.0944	1.0	1.0	1.0	1.0
Carga Uniforme	1.0676	1.0676	1.0676	1.0115	1.0116	1.0116
Coordenada Generali- zada	1.0676	1.0676	1.0676	1.0116	1.0116	1.0116
Estático Modelo Conserva dor	1.0676	1.0675	1.0675	1.0116	1.0116	1.0116

TABLA 7.4 RESUMEN DE LA REVISION DE LAS PILAS

Pila Método	DIRECCION LONGITUDINAL X - X'		DIRECCION TRANSVERSAL Z - Z'	
	P - 2	P - 3	P - 2	P - 3
DINAMICO	Pu = 1032.9 Pru = 1738.71	Pu = 903.76 Pru = 1326.1	Pu = 1032.9 Pru = 2050.81	Pu = 903.76 Pru = 2241.86
ESTATICO	Pu = 1032.9 Pru = 1496.15	Pu = 903.76 Pru = 973.8	Pu = 1032.9 Pru = 1946.6	Pu = 903.76 Pru = 1795.7
PENDULO INVERTIDO	Pu = 1076.13 $\frac{M_{ux} + M_{uz}}{M_{rx} \quad M_{rz}} = 1.412$ $> 1.0$	Pu = 879.56 Pru = 987.66	Pu = 1076.13 Pru = 1347.6	Pu = 879.56 Pru = 2083.7
CARGA UNIFORME	Pu = 1032.9 Pru = 2460.86	Pu = 903.76 Pru = 1349.3	Pu = 1032.9 Pru = 2233	Pu = 903.06 Pru = 1884.15
COORDENADA GENERALIZADA	Pu = 1032.9 Pru = 2481	Pu = 903.76 Pru = 1351.5	Pu = 1032.9 Pru = 2403.7	Pu = 903.76 Pru = 2076.47
ESTATICO MODELO CONSERVADOR	Pu = 1032.9 Pru = 952.40	Pu = 903.76 $\frac{M_{ux} + M_{uz}}{M_{rx} \quad M_{rz}} = 1.45 > 1.0$	Pu = 1032.9 Pru = 1765	Pu = 903.76 Pru = 1493

Pu = CARGA ULTIMA ACTUANTE (Ton)

Pru = CARGA RESISTENTE ULTIMA DE LA SECCION (Ton)

TABLA 7.4 RESUMEN DE LA REVISION DE LAS PILAS

## 8. CONCLUSIONES

1.- En base a los criterios y análisis desarrollados en los capítulos anteriores, se llega a las siguientes conclusiones, referidas a cada dirección de excitación y a cada uno de los modelos matemáticos elaborados.

A. LONGITUDINAL.- El análisis sísmico del puente para cada método es diferente debido a que la estructura se desplaza en función del tipo de apoyo que se considere en los extremos (modelo racional y conservador).

Ahora bien, el modelo racional es ciertamente más real que el modelo conservador; sin embargo, presenta las siguientes limitaciones importantes:

- a) A la junta de expansión se le impone un comportamiento de compresión y tensión.
- b) El puente puede desplazarse sin restricciones.

De lo anterior resulta que al no considerar en los análisis efectuados la holgura de 4.0 cm que existe entre el estribo y superestructura, los modelos racional y conservador presentan desplazamientos de 12 a 19 cm. respectivamente. En realidad para desplazamientos mayores de 4.0 cm. la superestructura del puente golpea el respaldo del estribo. Ahora bien, si el estribo no falla ante este empuje, el desplazamiento estará restringido sólo a la holgura establecida (4.0 cm), lo cual ocasionará que los elementos mecánicos sean menores que los obtenidos en los desplazamientos sin restricciones, por lo tanto, los diseños estructurales resultarán óptimos.



B. TRANSVERSAL Y VERTICAL.- Los 2 modelos matemáticos presentan características similares ante sismos en estas 2 direcciones.

Lo anterior resulta lógico, ya que los apoyos extremos de la superestructura se consideraron como articulaciones en ambos modelos y las barras tipo armadura en el modelo racional no contribuyen a la rigidez del puente en estas 2 direcciones.

2. Comparando los elementos mecánicos obtenidos con diferentes métodos de análisis sísmico, se establecen los siguientes puntos:

a) En el modelo conservador, los elementos mecánicos presentan un incremento del 80% con respecto a los del modelo racional, en dirección longitudinal. Por ello el modelo conservador puede estimarse demasiado irreal.

b) Aplicando al modelo racional los métodos dinámicos aproximados de la carga uniforme y coordenada generalizada, los elementos mecánicos obtenidos son prácticamente iguales a los elementos del método dinámico con espectro de respuesta (método exacto), en dirección longitudinal y transversal.

De los resultados se concluye que en este tipo de puentes, en las direcciones mencionadas, la respuesta predominante es la del primer modo de vibración.

c) Para el sismo en dirección vertical la respuesta máxima de la estructura se presenta en el 5o. modo de vibración, sin embargo, los elementos mecánicos obtenidos por los diferentes métodos son: en la superestructura prácticamente iguales a las de carga viva (ver Ref. 10) y en las -

pilas (secciones críticas) despreciables. Por esto se considera que el análisis por sismo vertical es despreciable.

d) Aplicando al modelo racional el método estático, los elementos mecánicos presentan un incremento del 22% con respecto a los elementos del método dinámico (espectro de respuesta), en dirección longitudinal.

e) En dirección transversal todos los análisis realizados por diferentes métodos y modelos matemáticos, producen elementos mecánicos prácticamente iguales.

3. De las revisiones que se efectuaron a las pilas se determina que el proporcionamiento del refuerzo de las mismas es adecuado.

#### RECOMENDACIONES.

1. La ductilidad tiene una importancia fundamental en el diseño sísmico de puentes, ya que la misma provoca que la estructura disipe energía debido a sus desplazamientos, lo que no se lograría si dicha estructura fuera demasiado rígida. Por esto, las estructuras que no puedan tener un comportamiento dúctil adecuado, deberán ser diseñadas para fuerzas sísmicas mayores.

2. Los factores de ductilidad que se aplican actualmente a los puentes son los mismos que se elaboraron en base a estructuraciones de edificios; por esto, su aplicación tiene mucha incertidumbre, ya que las estructuras de los puentes tienen estructuraciones y dispositivos especiales que no se presentan en edificios (apoyos y juntas de expansión).

De lo anterior resulta que se debe promover la investigación sobre la ductilidad en los puentes y así lograr información más confiable para el diseñador de puentes. Consecuentemente se lograrían diseños más exactos.

## REFERENCIAS

1. CLOUGH R. Y PENZIEN J. "DYNAMICS OF STRUCTURES"  
Mc GRAW-HILL, 1975.
2. ESTEVA L., "REGIONALIZACION SISMICA DE MEXICO PARA FINES DE INGENIERIA", PUBLICACION # 246, INSTITUTO DE INGENIERIA, U.N.A.M. 1970.
3. "MANUAL DE DISEÑO POR SISMO", SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. PUBLICACION # 406, I. DE I. U.N. - A.M. (1977).
4. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES "DISEÑO POR SISMO, C.1.3", COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO 1981.
5. LOPEZ G. S., "ANALISIS SISMICO DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO", TESIS PROFESIONAL, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, FACULTAD DE INGENIERIA, 1981.
6. SAP IV: STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM FOR STATICS AND DINAMIC RESPONSE OF LINEAR SYSTEMS" BY K. J. BATHE, E.L. WILSON AND F. E. -- PETERSON - 1973 (PB 221967).
7. DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, NORMAS -- TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, PUBLICACION # 401, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO, 1977.
8. A.A.S.H.T.O.: "THE AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS"; STANDAR SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, TWELFTH EDITION, 1977.
9. R.A. IMBSEM, R.V. NUTT, J. PEMZIEN, "EVALUATION OF ANALITICAL -- PROCEDORES USED IN BRIDGE SISMIC DESIGN PRACTICE".
10. MEMORIA DE CALCULO DEL PUENTE "LUPITA" No. 5736, CARRETERA COLIMA-MANZANILLO, TRAMO COLIMA-TECOMAN, KM 19+850, ORIGEN: COLIMA, COLIMA; LEGAJOS A, B y C. SAHOP.
11. "ANNUAL BOOK OF ASTM STANDARS" ROAD, PAVING BITUMINOUS MATERIALS; SKID RESISTANCE, ASTM, PHILADELPHIA, PA., 1974.
12. "PROYECTO DE PLACAS DE NEOPRENO PARA APOYOS DE PUENTES", DIR. -- GRAL. DE PROYECTOS DE VIAS TERRESTRES S.O.P. EDITADO POR LA DIR. -- GRAL. DE INFORMACION DE LA S.O.P.