



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFECIONALES  
ACATLAN

---

---

**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL METRO ELEVADO  
DE LA CIUDAD DE MEXICO (TRAMO TIPO)**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A N :**

**JORGE FUENTES PAREDES**

**ISMAEL JIMENEZ DOMINGUEZ**

**ALEJANDRO RAFAEL MARTINEZ PAREDES**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL METRO ELEVADO  
DE LA CIUDAD DE MEXICO (TRAMO TIPO).

CAPITULO I.

INTRODUCCION.

Pág.  
1

I.1. ANTECEDENTES.

CAPITULO II.

FUNDAMENTOS DEL CONCRETO PRESFORZADO.

4

- 2.1. DEFINICION.
- 2.2. DESARROLLO DEL CONCRETO PRESFORZADO.
- 2.3. PRINCIPIOS BASICOS PARA DISEÑO A FLEXION.
  - 2.3.1. RELACIONES MATEMATICAS PARA ESFUERZOS DE PRESFUERZO.
  - 2.3.2. LINEAS DE PRESION.
  - 2.3.3. CARGA DE RUPTURA Y MOMENTO ULTIMO.
  - 2.3.4. EXCENTRICIDADES LIMITE.
  - 2.3.5. SECCION TRANSVERSAL.
- 2.4. CORTANTE.

CAPITULO III.

ESTUDIO DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN EL CONCRETO 29  
PRESFORZADO.

- 3.1. CONCRETO.
  - 3.1.1. CEMENTO.
  - 3.1.2. AGUA.
  - 3.1.3. AGREGADOS.
  - 3.1.4. ADITIVOS.
  - 3.1.5. REVENIMIENTO.
  - 3.1.6. CURADO.
  - 3.1.7. VIBRADO.
  - 3.1.8. RESISTENCIA DEL CONCRETO.
  - 3.1.9. MODULO DE ELASTICIDAD.
  - 3.1.10. CONTRACCION DEL CONCRETO.

- 3.1.11. FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO.
- 3.1.12. RELAJACION DEL CONCRETO.
- 3.2. ACERO DE PRESFUERZO.
- 3.2.1. TIPOS DE ACERO DE PRESFUERZO.
- 3.2.2. MODULO DE ELASTICIDAD.
- 3.2.3. RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO.
- 3.2.4. PLASTICIDAD.
- 3.2.5. RELAJACION O FLUJO PLASTICO DEL ACERO.
- 3.2.6. CORROSION.
- 3.3. MATERIALES AUXILIARES.

#### CAPITULO IV.

- |   |    |
|---|----|
| PERDIDAS DE PRESFUERZO.   | 50 |
| 4.1. INTRODUCCION.  |    |
| 4.2. PERDIDAS INMEDIATAS.   |    |
| 4.2.1. PERDIDAS POR FRICCION.   |    |
| 4.2.2. PERDIDAS POR DESPLAZAMIENTO DEL ANCLAJE.                                 |    |
| 4.2.3. PERDIDA DEBIDA AL ACORTAMIENTO ELASTICO DEL CONCRETO.                    |    |
| 4.2.4. PERDIDA DEBIDA A FLEXION DEL ELEMENTO.                                   |    |
| 4.3. PERDIDAS DIFERIDAS.  |    |
| 4.3.1. CONTRACCION DEL CONCRETO.  |    |
| 4.3.2. PERDIDA DEBIDA AL FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO.                           |    |
| 4.3.3. PERDIDA DE PRESFUERZO DEBIDA A LA RELAJACION O FLUJO PLASTICO DEL ACERO. |    |
| 4.4. DIAGRAMA DE TENSADO.   |    |

#### CAPITULO V.

- |  |    |
|--|----|
| ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TRABE.                 | 75 |
| 5.1. INTRODUCCION.   |    |
| 5.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA TRABE.                     |    |
| 5.3. CALCULO DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS BARRAS. |    |
| 5.4. ANALISIS DE CARGAS.                                   |    |
| 5.5. DISEÑO DEL PRESFUERZO.                                |    |
| 5.6. COORDENADAS DE LOS CABLES.                            |    |



- 5.7. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE PRESFUERZO.
- 5.8. REVISION DE ESFUERZOS.
- 5.9. CALCULO DE DEFLEXIONES.
- 5.10. ANALISIS TRANSVERSAL DE LA TRABE.
  - 5.10.1. DISEÑO A FLEXION.
  - 5.10.2. REVISION POR CORTANTE.
  - 5.10.3. REVISION DE LA SECCION POR MOMENTO ULTIMO.
- 5.11. NERVADURAS.
  - 5.11.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.
- 5.12. DIAFRAGMAS.
- 5.13. APOYOS DE NEOPRENO.

## CAPITULO VI

### ANALISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA Y CIMENTACION. 169

- 6.1. INTRODUCCION.
  - 6.1.1. ELECCION DE LA ESTRUCTURA.
  - 6.1.2. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.
  - 6.1.3. MECANICA DE SUELOS.
- 6.2. COLUMNA.
  - 6.2.1. ANALISIS SISMICO.
  - 6.2.2. PROPIEDADES DE LA COLUMNA.
  - 6.2.3. ANALISIS ESTATICO DE LA ESTRUCTURA.
  - 6.2.4. ANALISIS COMO PENDULO INVERTIDO EN EL QUE NO SE CONSIDERAN LOS EFECTOS DE INERCIA ROTACIONAL.
  - 6.2.5. ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA.
  - 6.2.6. ANALISIS COMO PENDULO INVERTIDO CON INERCIA ROTACIONAL Y CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCION SUELO ESTRUCTURA.
  - 6.2.7. PROPIEDADES ELASTICAS DE LA CIMENTACION.
  - 6.2.8. CONCLUSION DEL ANALISIS.
  - 6.2.9. DISEÑO DE LA COLUMNA.
- 6.3. ANALISIS Y DISEÑO DEL DADO.
- 6.4. DISEÑO DE LA ZAPATA.
  - 6.4.1. DISEÑO PLASTICO DE LA ZAPATA.

**CAPITULO VII**

**CONCLUSIONES**

275

**APENDICE .**

**BIBLIOGRAFIA.**

## CAPITULO I.

### INTRODUCCION.

El desarrollo económico de nuestro país y su tendencia histórica hacia el centralismo canalizó el gran auge industrial de 1940, principalmente sobre las ciudades de México, Guadalajara y Monterrey propiciando un crecimiento urbano anárquico, ya que la falta de organización económica, organizativa y técnica en el campo y el alto crecimiento demográfico, propició y sigue propiciando la migración de miles de gentes hacia las principales ciudades del país en busca de empleos. Crecimiento que trae como consecuencia diversos problemas, entre los que destaca el del transporte urbano, mismo que se manifiesta en grandes tiempos y distancias de recorrido entre las diversas zonas de la ciudad, y en forma crítica entre las zonas habitacionales y los centros de trabajo.

Esta realidad ha llevado a la búsqueda y creación de nuevas técnicas que solucionen dichos problemas en el país, siendo resultado de ésta la creación del Sistema de Transporte Colectivo Metropolitano en la ciudad de México, el cual empezó su construcción en junio de 1967 en una primera etapa en la que se construyeron cerca de 42 km. repartidos en tres líneas, los cuales fueron 32 km de línea subterránea y 10 km de línea superficial.

Debido al incremento en la demanda de transporte, ha sido tanta la saturación de las líneas del metro en servicio que se tuvo la necesidad de crear ampliaciones que permitan cumplir el transportar 4.8 millones de pasajeros diariamente mediante la utilización de 138 trenes.

Esta ampliación consta de 43.6 km que sumados a los de la primera etapa nos darán una longitud total de la red de 85 km aproximadamente, repartidos en seis líneas. La ampliación comprende 20.8 km de línea subterránea, 12.4 km de línea superficial y 10.4 de línea elevada.

En esta tésis abordará lo referente a la línea elevada del Metropolitano de la ciudad de México. Se realizará el análisis y diseño estructural de un tramo tipo que tiene una longitud de 35 m que consta de una trabe postensada, columna y cimentación.

En el desarrollo de esta tésis se verá la teoría para la solución al preesfuerzo de la trabe así como las especificaciones para un mejor comportamiento de ésta. Se hará un pequeño estudio general del concreto presforzado. En el caso de la columna y la cimentación se estudiarán las condiciones a que se encuentran sujetos para la solución de los mismos. Las propiedades del suelo que se considerarán, son de los sondeos efectuados en la zona de Plutarco Elías Calles y Recreo.

Como se mencionó anteriormente, esta línea elevada comprende 10.4 km y corresponde a la línea 4 del Sistema de Transporte Colectivo de la Ciudad de México. La línea 4 que es elevada en su totalidad consta de 10 estaciones, éstas son las siguientes: Santa Anita, Jamaica, Fray Servando, Candelaria, Morelos, Canal del Norte, Consulado, Bondonjito, Talismán y Martín Carrera.

#### I.1) ANTECEDENTES.

Los factores que se estudiaron para seleccionar el tipo de línea fueron diversos. Los principales factores que determinaron el tipo de línea elevada son:

Costo de la obra civil por km, que es mayor al de la línea superficial, pero menor al de la línea subterránea.

Obstrucción de la vía pública, que en este caso es mínima.

Interferencia con servicios municipales, las interfeerencias con colectoras de aguas negras y tuberías de distribución de agua son mínimas.

Disponibilidad vial, la estructura de la línea elevada ocupa un ancho equivalente a dos carriles de circulación.

Libramientos viales perpendiculares, los cruces viales importantes se previeron a base de trabes precoladas.

Tiempo de ejecución de la obra civil, la velocidad de construcción es de 70 a 90 m por mes, menor que en el caso subterráneo (90 a 110 m por mes) y el superficial (130 a 150 m por mes), es de los pocos factores que se tienen en contra para tomar esta solución.

Una vez dada la solución a emplear en esta línea (elevada) se tiene que decidir el tipo de estructuración a emplear.- Los problemas fundamentales para la elección de la estructura son: el problema de la cimentación debido a los suelos altamente compresibles que hay en la ciudad de México, el problema sísmico, las dificultades de tipo constructivo que presentan las diversas alternativas factibles, equipos de construcción a utilizarse, cimbra, etc.

## CAPITULO II.

### FUNDAMENTOS DEL CONCRETO PRESFORZADO.

#### 2.1. DEFINICION.

Concreto presforzado es aquel en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de magnitud y distribución tal, - que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas, se equilibren hasta un grado deseado.

También podemos considerar que presforzado significa la - creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o armadura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

En miembros de concreto presforzado, el presfuerzo se lleva a cabo aplicando una fuerza de tensión al refuerzo de acero.

El tensado en un elemento de concreto puede tener lugar - antes de que se efectúe el colado (pretensado) o bien, -- posterior al mismo (postensado)

Para el presente tema de tesis en particular, se considera una trabe postensada del metro elevado de la línea 4.

#### 2.2. DESARROLLO DEL CONCRETO PRESFORZADO.

Aun cuando en 1866, en California, se obtuvo una patente - para el material, no fue sino hasta fines de la década de los cuarenta cuando realmente se inició el desarrollo del Concreto Presforzado, cuyo uso fue motivado por la agudescasez de acero que se presentó en Europa al finalizar la Segunda Guerra Mundial durante el período de reconstrucción.

Generalmente se considera a Eugene Freyssinet como el padre del concreto presforzado. Su interés en dicha materia y las pruebas que efectuó a principios de siglo, lo llevaron a pensar que el presfuerzo sería una proposición práctica si existiese la disponibilidad tanto de acero de alta resistencia como de concreto de alta calidad. Por otro lado, en 1888, Doehring de Alemania, aseguró -- una patente para concreto presforzado con acero, que tenía aplicado un esfuerzo de tensión antes de que fuera sometido a cargas de servicio, es decir, como el concreto es débil a tensión, presforzando el acero contra el concreto, éste estaría bajo un esfuerzo de compresión que podría ser utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por cargas vivas o muertas (ver fig. 2.1)

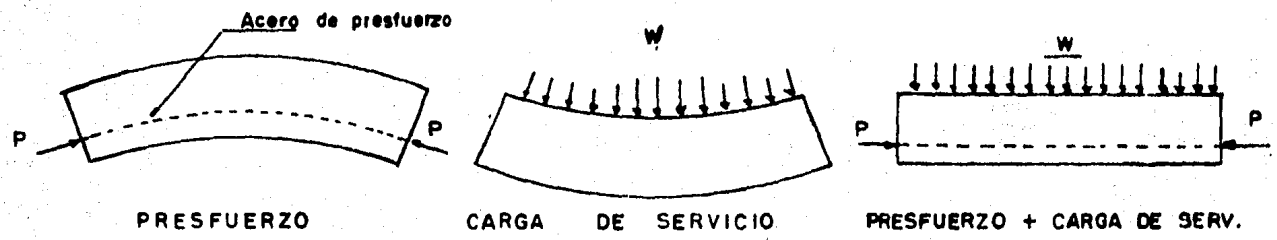


Fig. 2.1. Elemento de concreto presforzado.

En 1908, Steiner de E.U., sugirió la posibilidad de reajustar las barras de presfuerzo después de que hubiera tenido lugar cierta contracción y escurrimiento plástico en el concreto con el objeto de recuperar algunas pérdidas de presfuerzo.

En 1925, R.E. Dill de Nebraska, ensayó barras de alta resistencia cubiertas para evitar la adherencia con el concreto, las cuales después de colocar el concreto, se tensaban y anclaban en éste por medio de tuercas. (Inicio del concreto postensado)

### 2.3. PRINCIPIOS BASICOS PARA DISEÑO A FLEXION.

#### Introducción.

Los principios básicos y relaciones matemáticas usados - en el análisis y diseño a flexión, de miembros de concreto presforzado, son los mismos que se tienen de la teoría general de la flexión.

Virtualmente todas las relaciones fundamentales están basadas en las consideraciones normales de criterio elástico.

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una es--trutura, es el dimensionamiento de los diversos elemen--tos que lo integran, que consiste en la determinación de las propiedades y de la cantidad y posición del acero de refuerzo.

Además, debemos considerar la revisión del miembro, que--consiste en la determinación de los esfuerzos de flexión en el concreto y deflexiones bajo condiciones de servi--cio y presforzado, con el fin de confirmar que su compor--tamiento esté de acuerdo con el criterio de diseño emplea--do. Asi mismo, es evidente que para revisar una estructu--ra, se requiere de las dimensiones de la sección de con--creto, las propiedades de los materiales, el total de ace--ro de presfuerzo, asi como su excentricidad y el total de acero ordinario. Por último, se tiene el diseño del miem--bro, el cual consiste en seleccionar y proporcionar una --sección de concreto, en la cual los esfuerzos no excedan--los valores permisibles, bajo cualquier combinación de --presfuerzo y cargas de servicio. El diseño también inclu--ye la determinación de la fuerza de presfuerzo total, asi como su excentricidad requerida para la sección analizada, el estudio de la resistencia a flexión, la cual puede de--sarrollarse bajo carga de diseño, y la determinación del --total de acero ordinario que puede ser requerido adicional--mente y un estudio de los esfuerzos cortantes.



### 2.3.1. RELACIONES MATEMÁTICAS PARA ESFUERZOS DE PRESFUERZO.

Los esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo, y cuyo caso más general corresponde a una carga directa excéntrica aplicada (Ver figura 2.2), se obtienen mediante la superposición de los esfuerzos de compresión pura y los debidos al momento que produce la fuerza  $p$  ( $M=pxe$ ), es decir:

$$f = p/A \pm My/I \quad (2.1)$$

donde:

- $f$  es el esfuerzo a una distancia del eje centroidal.
- $p$  fuerza de presfuerzo.
- $A$  área de la sección transversal del elemento presforzado.
- $M$  momento actuante en la sección ( $M = pxe$ )
- $I$  momento de inercia de la sección transversal.

Referente a la convención de signos, en nuestro caso, serán negativos para los esfuerzos de compresión y positivos para los de tensión.

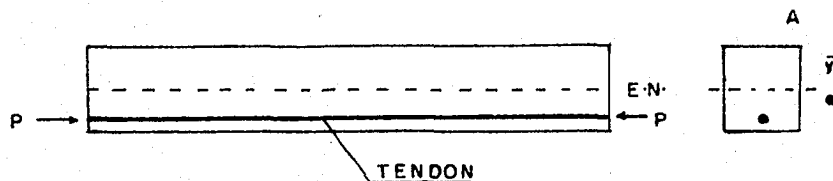


Fig. 2.2.

Tomando en cuenta que el momento debido al presfuerzo es igual a la fuerza de presfuerzo multiplicada por su excentricidad ( $M = p \times e$ ) y que el radio de giro elevado al cuadrado es igual al momento de inercia dividido entre el área de la sección transversal ( $r^2 = I/A$ ), tenemos que la ecuación (2.1) puede escribirse de la siguiente manera:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{pey}{I}$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Pe y}{A r^2}$$

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{ey}{r^2} \right)$$

(2.2)

Por consiguiente, teniendo en cuenta nuestra convención de signos, las variables "e" y "y" son positivos cuando se encuentran arriba del centroide, y negativos cuando están abajo, por lo que la distancia del centroide de la sección a la fibra superior e inferior se denota como "y<sub>s</sub>" y "y<sub>i</sub>" respectivamente.

Por lo tanto los esfuerzos en la fibra superior e inferior para una fuerza de presfuerzo aplicada excéntricamente, son expresados por medio de las siguientes fórmulas:

$$f_s = \frac{p}{A} \left( 1 + \frac{ey_s}{r^2} \right)$$

(2.3)

$$f_i = \frac{p}{A} \left( 1 - \frac{ey_i}{r^2} \right)$$

(2.4)

donde:

f<sub>s</sub> y f<sub>i</sub>, son los esfuerzos en la fibra superior e inferior respectivamente.

Estas relaciones son las mismas para los esfuerzos que resultan de la fuerza de presfuerzo inicial y final, y una manera para calcularlos sería usando la fuerza de presfuerzo inicial para calcular los esfuerzos iniciales y la fuerza de presfuerzo final para los esfuerzos finales.

Generalmente se asume un promedio entre la fuerza de presfuerzo inicial y final para fines de diseño, porque la relajación de la fuerza de presfuerzo no puede ser exactamente estimada hasta que el diseño esté casi completo.

### 2.3.2. LINEAS DE PRESION.

En cualquier sección de una viga, el efecto combinado de la fuerza de presfuerzo y la carga aplicada externamente deberá resultar en una distribución de esfuerzos en la viga, que puede ser resuelta en una sola fuerza. El lugar geométrico de los puntos de aplicación de esta fuerza en cualquier viga o estructura se llama línea de presión.

Lo anterior puede ser ilustrado considerando una viga -- presforzada con un tendón recto excéntrico, como se indica en la fig. 2.2. De la misma manera una viga deberá tener una distribución debida sólo al presfuerzo en cada sección transversal que se considere, como se muestra en la fig. 2.3.a, donde la resultante de la distribución de los esfuerzos internos (c) es igual en magnitud a la fuerza de presfuerzo (p); y considerando que ésta y la excentricidad (e) son constantes en toda la longitud de la viga, la resultante (c) deberá estar aplicada al mismo nivel que la fuerza (p).

Si a la misma estructura se le aplica una carga externa de tal magnitud, que de como resultado cero esfuerzos en la fibra inferior al centro del claro, la distribución de esfuerzos resultantes deberá ser como se indica en la fig. 2.3.b., donde la línea de presión deberá estar aplicada a una distancia igual a  $1/6$  del peralte arriba del eje-centroidal de la viga.

Por otra lado, tenemos que a  $1/4$  del claro, bajo las mismas condiciones de servicio, los esfuerzos debidos a la carga externa son unicamente del 75%, con respecto a los del centro del claro, el cual resulta de la relación que existe entre el momento al centro del claro que es igual a  $wl^2/8$  y a un cuarto del claro donde el momento es -- igual a  $3wl^2/32$ .

En la fig. 2.3.c., se indica la distribución de esfuer--

zos resultantes de la combinación de prestuerzo y carga externa a  $1/4$  del claro. En este caso la línea de presión se encuentra localizada a una distancia igual a  $1/12$  del peralte arriba del eje centroidal. Por último, tenemos que en los apoyos la línea de presión permanece al nivel del presfuerzo, debido a que no hay esfuerzos de flexión por cargas externas.

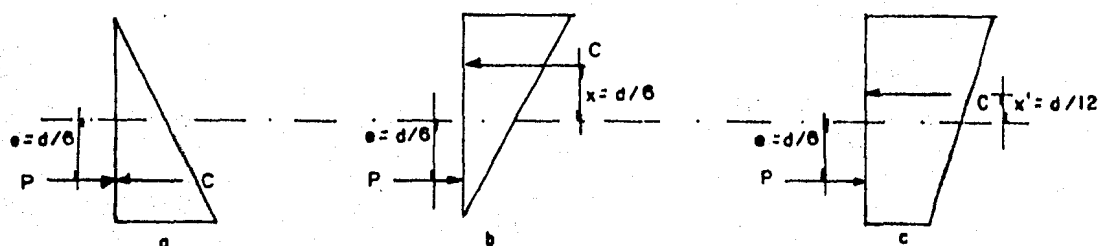


Fig. 2.3. Distribución de esfuerzos y posición de la línea de presión para una viga rectangular simplemente apoyada presforzada con un tendón recto excéntrico.

a) debido al presfuerzo.

b) al centro del claro bajo carga total de diseño.

c) A un cuarto del claro bajo carga total de diseño.

Considerando una viga simplemente apoyada y con carga uniformemente distribuida, que corresponde a nuestro tema de estudio en particular, la configuración de la línea de presión corresponde a una parábola con su vértice en el centro del claro, según se indica en la siguiente figura:

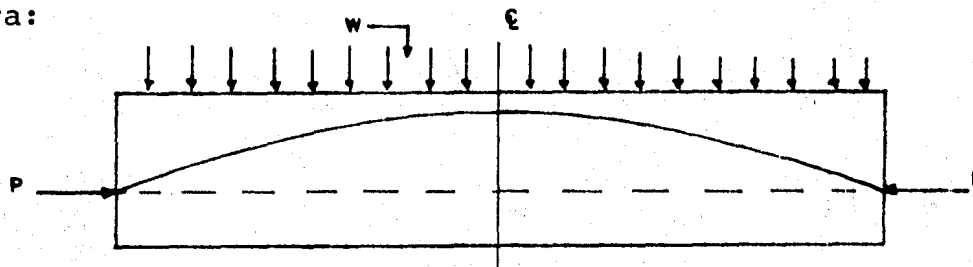


Fig. 2.4. Posición de la línea de presión de una viga rectangular simplemente apoyada.

De la fig. 2.3.a, antes mostrada, y considerando una sección transversal rectangular, con un ancho  $b$  y un peralte  $d$ , y suponiendo que el esfuerzo en la fibra superior es igual a cero tendremos sustituyendo en la ecuación 2.1 lo siguiente:

$$f_s = 0 = \frac{p}{b \cdot d} + \frac{p \cdot e \cdot y_s}{\frac{b \cdot d^3}{12}} \quad y_s = d/2$$

despejando:

$$e = -d/6.$$

Ahora bien, si consideramos el caso de la fig. 2.3.b. y aplicamos un momento externo igual a  $p \cdot x$  tal que nos de un esfuerzo en la fibra inferior igual a cero, tenemos:

$$f_i = 0 = \frac{p}{b \cdot d} + \frac{p \cdot x \cdot (-y_i)}{b \cdot d^3 / 12}$$

despejando:

$$x = d/6$$

Por último, considerando el caso de la fig. 2.3.c, donde el momento a  $l/4$  del claro corresponde a un 75% del momento que se tiene al centro del claro, es decir,  $M_{l/4} = 0.75 M_{l/2}$ , y teniendo en cuenta que el momento interno en la misma sección es igual a  $M_{l/4} = p(d/6 + x')$ , tenemos - que por equilibrio:

$$M_{l/4} = 0.75 M_{l/2} = 0.75 p(d/6 + d/6)$$

$$p(d/6 + x') = 0.75 p(d/6 + d/6)$$

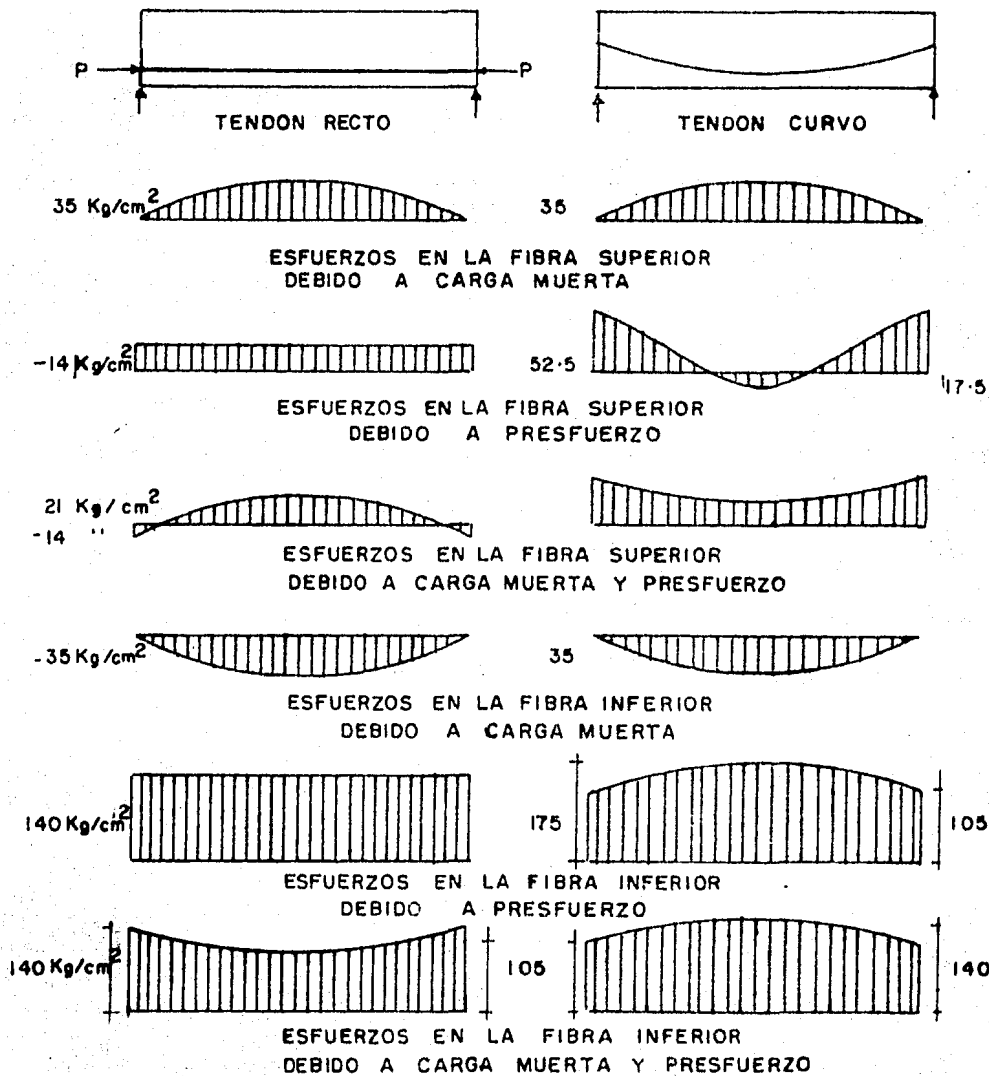
despejando:

$$x' = d/12$$

Para el caso de una viga simplemente apoyada presforzada con un tendón curvo, es válido aplicar las mismas consideraciones hechas para el caso de un tendón recto, ya -- que para ambos casos, la localización de la línea de presión, depende de la magnitud y dirección de los momentos aplicados en cualquier sección transversal y de la magnitud y distribución de esfuerzos debidos a presfuerzos.

Comparación entre tendones rectos y curvos.

La fig. 2.5.a ilustra la variación de los esfuerzos a lo largo de la longitud de la viga, en las fibras extremas inferior y superior, presforzada con un tendón recto y - en la fig. 2.5.b con un tendón curvo.



a). DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR EN UNA VIGA SIMPLE PRESFORZADA CON UN TENDON RECTO

b). DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LAS FIBRAS SUPERIOR E INFERIOR EN UNA VIGA SIMPLE PRESFORZADA CON UN TENDON CURVO .

FIG. 2-5

Si el tendón fue colocado con una curva semejante a una parábola, en la cual la excentricidad fue máxima al centro del claro y mínima en los extremos, los esfuerzos de las fibras superior e inferior deberán variar en toda la longitud de la viga, dando como resultado que los esfuerzos máximos ocurren al centro de la viga, o sea que la fuerza de presfuerzo puede aplicarse más abajo en el centro del claro que en los extremos, con la inteligencia de no exceder los esfuerzos permisibles.

Puede considerarse, que la carga muerta es más importante con respecto a la carga total a medida que los claros se incrementan.

Podemos concluir, que una de las ventajas de los tendones curvos es la de reducir la fuerza cortante que debe ser resistida por la sección de concreto. Esto se ilustra en la fig. 2.14 donde  $V$  (fuerza cortante total) y  $P \sin t$  actúan como se muestra en la figura, por lo que el concreto deberá resistir  $(V - P \sin t)$

En caso de que el tendón no fuese curvo la fuerza cortante  $V$  deberá ser tomada por la sección de concreto únicamente.

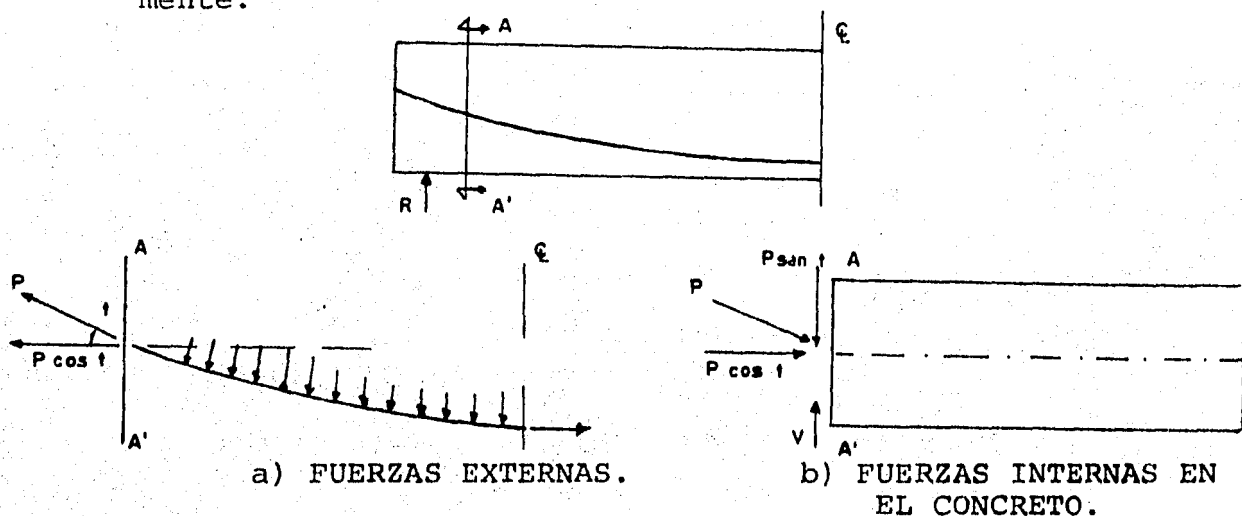


Fig. 2.6. Diagrama de cuerpo libre para el tendón curvo y la sección de concreto.

### 2.3.3. CARGA DE RUPTURA Y MOMENTO ULTIMO.

El concepto de líneas de presión tiene aplicación o nos sirve de base para definir el concepto de carga última, o de ruptura, la cual se explica a continuación:

Se ha visto que la variación de la carga externa aplicada en una viga de concreto presforzado, resulta en un cambio de la posición de la línea de presión (variación del brazo de palanca entre las fuerzas internas), en este momento se dice que la viga está trabajando en un rango elástico. Este es uno de los principios fundamentales de concreto presforzado. Si la carga externa continúa incrementándose hasta el punto en el que se desarrollan grietas en las fibras de tensión, se observa que la línea de presión cambia relativamente uniforme, mientras que el valor de las fuerzas internas de tensión "P" y de compresión "C" se mantienen prácticamente invariables. A esta carga límite se le conoce como carga de agrietamiento.

Cuando se excede la carga de agrietamiento, la variación de la posición de la línea de presión disminuye al grado de mantener constante su posición (el brazo de palanca se hace constante) conforme se aplica más carga y se tiene un incremento significativo en las fuerzas internas de concreto (P y C). En este momento se dice que la viga se está cargando en un rango plástico.

De acuerdo al equilibrio en la sección de concreto considerada, se debe cumplir que el momento producido por las fuerzas externas aplicadas, debe ser igual al momento producido por las fuerzas internas del concreto, de la misma manera que ocurre en concreto reforzado.

En la fig. 2.7 se muestra el rango de carga a que normalmente está sujeto una viga de concreto presforzado.



Es evidente que la carga en el rango elástico y el rango plástico ocurren por acciones fundamentalmente diferentes y es muy significativo y útil calcular el momento último (entiéndase por momento último, el producido por la carga de ruptura), con el fin de revisar en qué rango y -- con qué factor de seguridad está trabajando la estructura, es decir, la finalidad consiste en determinar que -- tan cercana se encuentra esta carga a la de ruptura.

De la Fig. 2.7 también se observa que la curva de la carga deflexión tiene una trayectoria recta arriba de la carga de ruptura (rango elástico y la curva tiende a ser progresivamente más curva cuando se va incrementando la carga de ruptura (rango plástico). La curva de la relación carga deflexión para cargas mayores a la ruptura se debe al cambio de momento resistente interno, el cual contra resta el efecto de las cargas aplicadas, así como -- las deformaciones plásticas que tienen lugar en el acero y en el concreto, cuando éstos se esfuerzan a niveles -- altos.

En algunas estructuras es esencial que los miembros sujetos a flexión no sufran agrietamiento bajo sobrecargas -- considerables, lo cual es debido a que las estructuras -- están expuestas a medios excepcionalmente corrosivos durante su vida útil. En el diseño de este tipo de estructuras es necesario calcular la carga que produce el agrietamiento en el patín de tensión con la finalidad de prever un adecuado comportamiento de la estructura en estos

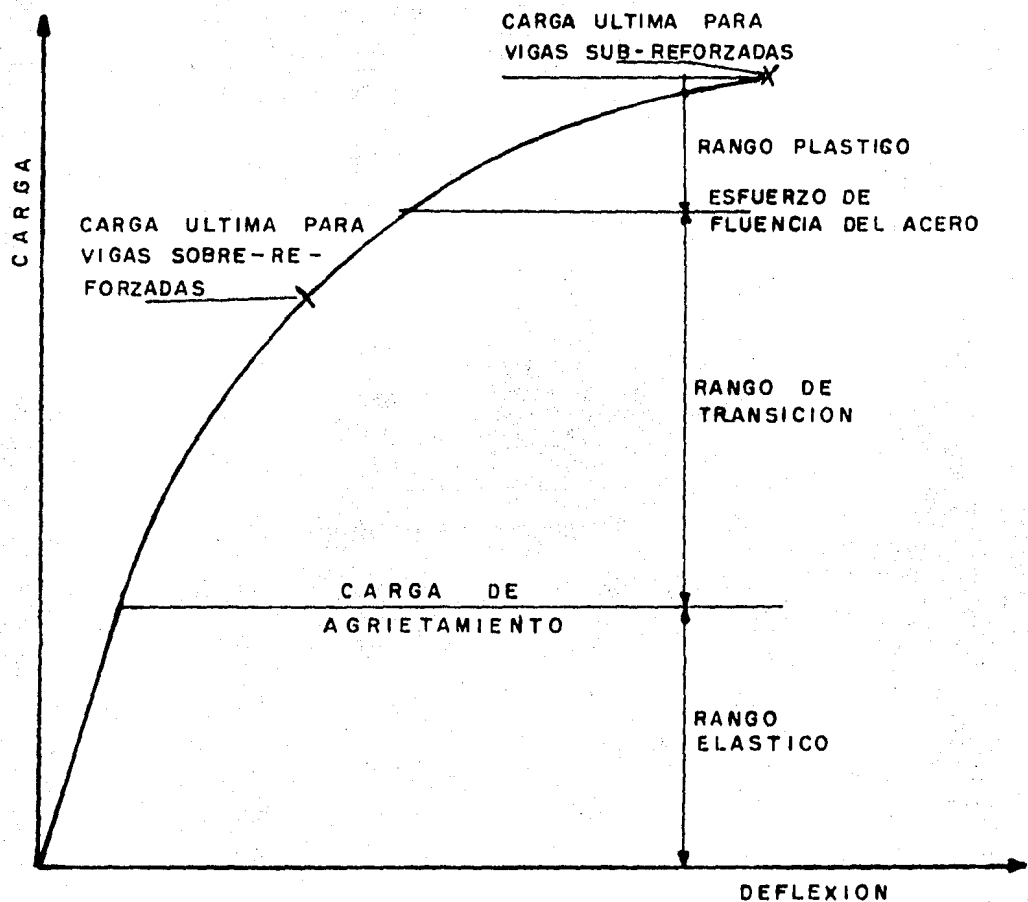


FIG. 2.7 CURVA CARGA-DEFLEXION PARA VIGAS PRESFORZADAS

medios adversos. El cálculo del momento que produce el agrietamiento (momento último) se utiliza también para compararse con algunos criterios de diseño.

Infinidad de pruebas han demostrado que la curva carga de flexión para vigas presforzadas son aproximadamente-lineales cuando se aplica una carga que produce la primera grieta en la fibra de tensión, (la linealidad está en función del rango de aplicación de la carga). Por esta razón es válido aplicar las ecuaciones normales de diseño elástico para el cálculo de la carga de ruptura lo cual se puede hacer simplemente determinando la carga que da como resultado un esfuerzo neto de tensión en la fibra de tensión, que es igual a la resistencia de tensión del concreto, es decir:

$$\sigma_s - \sigma_w = \sigma_c \quad (2.5)$$

$\sigma_s$  Esfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo

$\sigma_w$  Esfuerzo debido a la carga externa.

$\sigma_c$  Resistencia a tensión del concreto.

También se puede asumir que la resistencia a tensión -- debida a la flexión del concreto es igual al módulo de ruptura del concreto cuando sucede la carga de agrietamiento y según el reglamento AASHTO-1977 es igual a:  
 $0.623 \sqrt{f'c}$ .

#### Cálculo del momento último o de ruptura.

Como se explicó anteriormente, el momento último en una viga de concreto presforzado se puede calcular en base a las hipótesis de la teoría elástica, las cuales son - las siguientes:

- 1.- Las secciones planas permanecen planas después de las aplicaciones de la carga.
- 2.- Las propiedades esfuerzo-deformación del acero están graficadas, y no se define un punto de fluencia del mismo.

- 3.- El límite de deformación del concreto es igual a 0.003 de la resistencia del concreto ( $f'c$ )
- 4.- El diagrama de esfuerzos del concreto a la falla es equivalente al esfuerzo promedio del -- concreto ( $0.85 f'c$ ) y la resultante de los es-- fuerzos en el concreto, está aplicada a una -- distancia de la fibra externa, igual a 0.42 de la profundidad del bloque de compresión, como-- se ilustra en la fig. 2.8.

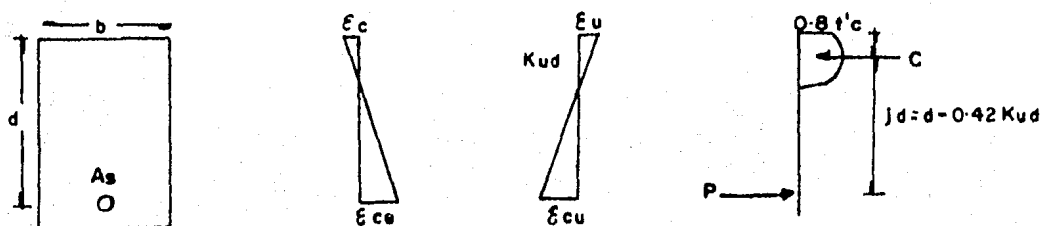


Fig. 2.8.

- 5.- La deformación en la fibra superior bajo pres-- fuerzo solamente, es igual a cero.
- 6.- La sección se encuentra únicamente a flexión.
- 7.- El análisis es para la condición de cargas está-- ticas de corta duración.

El cálculo del momento último para vigas presforzadas y -- cuyo tendón si se considera adherido a la sección de con-- creto, que es nuestro caso en particular, está afectado -- por las siguientes variables:

- a) Magnitud del esfuerzo efectivo en los tendones.
- b) Relación claro-peralte.
- c) Características de los materiales.
- d) Forma de aplicación de las cargas.
- e) Configuración del tendón presforzado.
- f) Coeficiente de fricción entre el acero de pres-- fuerzo y el ducto.
- g) Porcentaje de adherencia del refuerzo no presfor-- zado.

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo del momento -- último, se deducen en base a las hipótesis y consideraciones hechas anteriormente para el caso de vigas de concreto presforzadas adheridas. En general utilizaremos las expresiones que nos marca el reglamento AASHTO - 77, siendo éstas las siguientes:

Para secciones rectangulares ó con patines, donde el eje neutro está situado dentro del patín, el momento último-resistente se evaluará con la siguiente expresión:

$$M_u = A_{sp} \cdot f_{sp} \cdot d \left( 1 - 0.6 \frac{P \cdot f_{sp}}{f'_c} \right) \quad (2.6)$$

Para el caso en el cual el eje neutro cae fuera del patín (si el patín es menor que  $1.4 d \cdot P \cdot f_{sp} / f'_c$ ) el momento último resistente se calculará con la siguiente ecuación:

$$M_u = A_{su} \cdot f_{sp} \cdot d \left( 1 - 0.6 \frac{A_{su} \cdot f_{sp}}{b' \cdot d \cdot f'_c} \right) + 0.85 f'_c (b - b') t (d - 0.5t) \quad (2.7)$$

Donde:

$$A_{su} = A_{sp} - A_{sf}$$

$A_{su}$  = Área de acero requerida para desarrollar el esfuerzo último de compresión del alma de una sección con patines.

$A_{sp}$  = Área de acero de presfuerzo.

$A_{sf} = 0.85 f'_c (b - b') t / f_{sp}$ , y es el área de acero necesaria para desarrollar el esfuerzo último de compresión en el patín.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión ensayado en un cilindro de concreto a la edad de 28 días.

$b$  = Ancho del patín o ancho de una sección rectangular.

$b'$  = Espesor promedio del alma de un miembro con patines.

$f_{sp}$  = Esfuerzo promedio del acero de presfuerzo, y se puede calcular utilizando cualquiera de los valores

res siguientes:

Miembros adheridos ....  $f_{sp} = f'_s \left( 1 - 0.5 \frac{p \cdot f'_s}{f'_c} \right)$

Miembros no adheridos ...  $f_{sp} = f_{se} + 1.054.6 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

$f'_s$  = Esfuerzo último del acero de presfuerzo.

$p$  = Porcentaje del acero de presfuerzo =  $A_{sp}/A$

$A$  = Area de la sección transversal del miembro.

$f_{se}$  = Esfuerzo de presfuerzo efectivo después que ocurre la pérdida total ( $\text{kg/cm}^2$ ).

$t$  = Espesor promedio del patín a compresión.

$d$  = Distancia entre el centroide de la fuerza de presfuerzo y la fibra mas alejada de compresión.

#### 2.3.4. EXCENTRICIDADES LIMITES.

Anteriormente se explicó que se puede permitir una gran excentricidad al centro del claro de la viga, y no así en los extremos donde la excentricidad es practicamente nula con la finalidad de no exceder los esfuerzos permisibles, los cuales incluyen un esfuerzo máximo de compresión en la fibra inferior y un esfuerzo mínimo de tensión en la fibra superior, producidos por la combinación de carga externa y la fuerza de presfuerzo.

En la fig. 2.9 se ilustra un diagrama esquemático donde se observan las dimensiones límites, donde el centroide de la fuerza de presfuerzo debe permanecer para satisfacer las condiciones de esfuerzos permisibles. Dicho diagrama no es necesario para el diseño de vigas sencillas, dado que para el colocado de los cables parabólicos o curvos, las condiciones de esfuerzos pueden satis

facerse sin dificultad. Sin embargo, este tipo de diagrama es muy útil cuando se tienen vigas prismáticas, continuas o vigas que tienen condiciones de esfuerzo poco usuales.

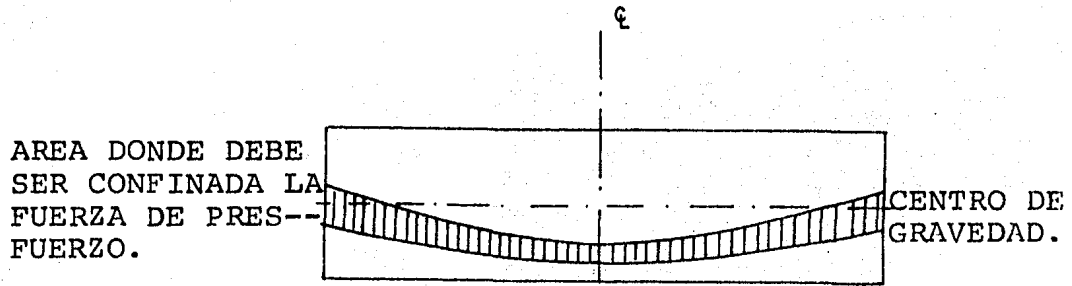


Fig. 2.9.

2.3.5. SECCION TRANSVERSAL.

Sección transversal eficiente.

En la Fig. 2.10 se muestra la distribución del esfuerzo unitario por flexión en el concreto, por efecto de presfuerzo y bajo la carga total al centro del claro en una viga de sección rectangular. Como se explicó anteriormente, el momento total al cual está sujeto una estructura bajo la fuerza de presfuerzo o bajo la condición de carga externa, se calcula multiplicando la distancia entre los puntos de aplicación de las fuerzas por la fuerza de presfuerzo.

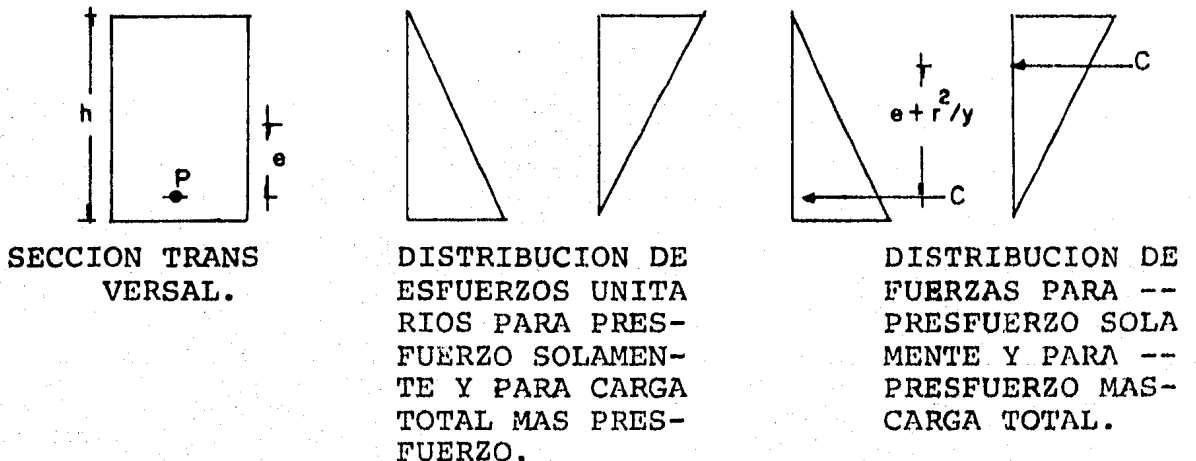


Fig. 2.10 Distribución de esfuerzos unitarios y fuerza en una viga rectangular bajo presfuerzo solamente bajo presfuerzo más carga total.

El análisis de una viga de sección I como se muestra en la fig. 2.11 nos indica que la distribución de esfuerzos unitarios varía linealmente, como normalmente sucede en una sección rectangular, sin embargo, debido a la variación de la sección, la distribución de fuerzas es variable, tal como corresponde a nuestro tema de tesis. Es evidente que la resultante del diagrama de fuerzas para la sección I, debe estar muy cerca de las fibras extremas de la sección, por esta razón la fuerza resultante se mueve a una gran distancia a través de ella cuando la carga externa es aplicada, para nulificar los esfuerzos en la fibra inferior, por lo cual la sección I debe ser más eficiente con respecto a una rectangular.

Esta consideración es una de las razones para utilizar secciones I o T.

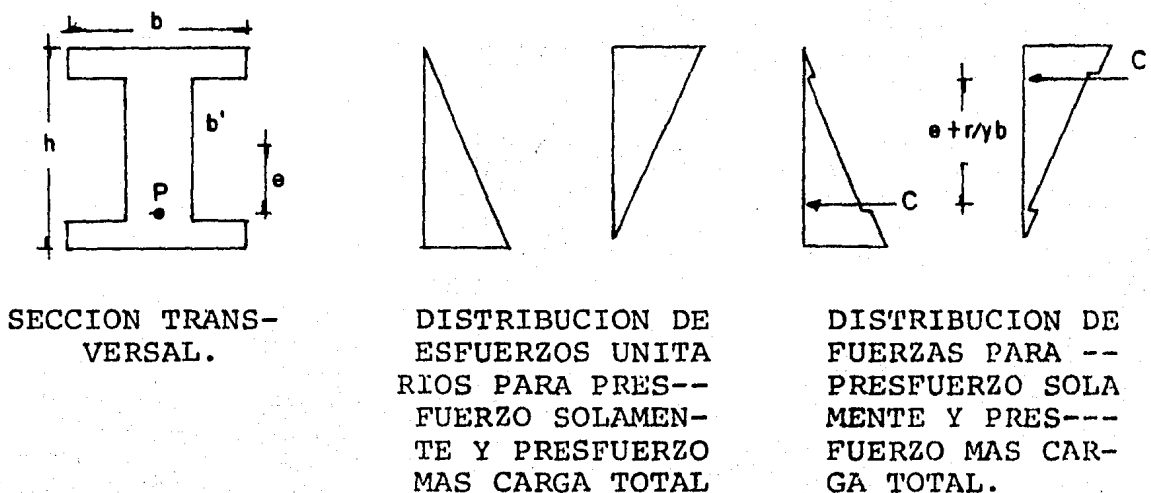


Fig. 2.11 Distribución de esfuerzos unitarios y fuerzas en una viga de sección transversal I bajo presfuerzo solamente y presfuerzo más carga total.

Selección de la sección transversal. - (para revisión de esfuerzos)

Se ha demostrado que la línea de presión varía bajo la



aplicación de cargas externas. En los extremos de la viga donde no existen momentos debido a carga externa se permite, que la línea de presión coincida con el centro de gravedad de la fuerza de presfuerzo. En el centro del claro, la distancia de la línea de presión al centro de gravedad del -- presfuerzo es igual al momento en ese punto dividido entre la fuerza de presfuerzo.

Por consiguiente, la sección óptima del extremo de la viga debe ser concéntrica con la fuerza de presfuerzo.

Dado que en el centro del claro la línea de presión actúa arriba del centro de gravedad de la viga, es necesario una capa de concreto de recubrimiento para resistir esta fuerza de compresión. En la fibra inferior no se requiere recubrimiento, ya que los esfuerzos valen prácticamente cero.

Los principios básicos que deben tenerse en cuenta a la hora de seleccionar nuestra sección son los siguientes: Los recubrimientos inferiores sirven para resistir y retener la fuerza de presfuerzo hasta que sea requerida para resistir la carga externa; el recubrimiento superior es necesario para cuando la viga se carga totalmente y nos queda el esfuerzo de compresión máximo en la fibra superior.

Debido a que el factor de la carga muerta constituye una pequeña porción en claros largos, el uso de formas I, vigas rectangulares huecas y vigas sólidas rectangulares, es más común para miembros cortos y para miembros largos, se acostumbra utilizar secciones T o tipo cajón.

Cuando la carga muerta es más grande en comparación con la carga total, es necesario tener una gran capa de concreto inferior para resistir los esfuerzos de presfuerzo en los extremos.

También hay que tener en cuenta que los espesores pequeños crean problemas de vibrado, por lo que se recomienda un espesor mínimo de 15 cm. para una sección I y de 17.5 cms. si además es postensado.

Dependiendo de las condiciones de carga y tipo de construcción, la relación claro-peralte en vigas simples varía de  $1/6$  a  $1/22$ .

#### Sección transversal efectiva.-

El procedimiento comunmente usado en el análisis de estructuras de concreto presforzado se basa en el cálculo a la flexión en el rango elástico sobre las propiedades de la sección gruesa de concreto, la cual se define como la sección total de concreto, es decir, sin descontar el acero correspondiente de los ductos, en el caso de concreto postensado.

El cálculo que se hace considerando la sección transformada o neta no es significativo, dado que el concreto no es un material elástico, considerando sección neta aquella -- que resulta cuando el área ocupada por los tendones es deducida de la sección gruesa de concreto, y sección transformada cuando el área de acero es convertida en un área equivalente de concreto, la cual se obtiene multiplicando el área de acero por la relación modular  $n$ .

En el caso de postensado, que es en particular nuestro tema de tesis, la deformación de un miembro está en función de la sección neta, y para el caso de pretensado (cuando existe adherencia entre el concreto y el acero de presfuerzo) la deformación esta en función de la sección transformada.

#### 2.4. CORTANTE.

La fuerza cortante en una sección cualquiera es la resultante no equilibrada de las fuerzas exteriores actuando en una estructura y se representa por la letra  $V$ , siendo su valor la suma de las componentes verticales de las fuerzas exteriores que actúan a uno u otro lado de la sección (ver fig. 2.12)

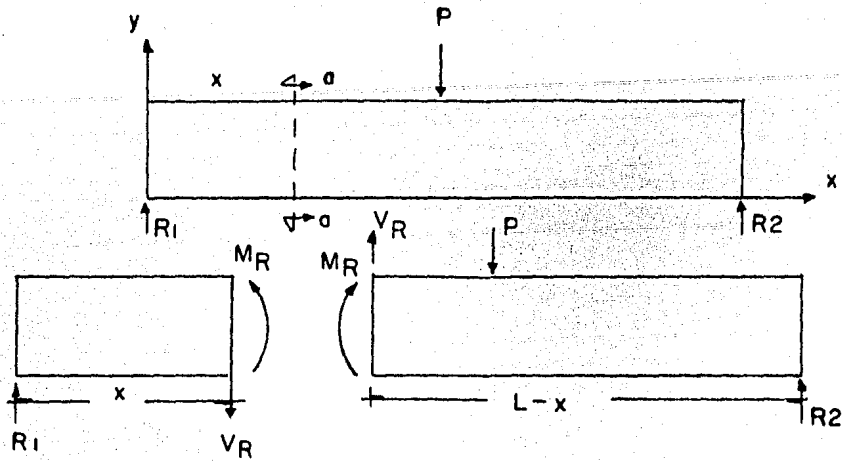


Fig. 2.12 Equilibrio de las partes de una viga a la izquierda y a la derecha de una sección a-a.

La fuerza resistente cortante  $V_r$  producida en cualquier sección por las presiones inferiores es siempre igual y opuesta a la fuerza cortante  $V$ .

Efectos producidos por la fuerza cortante en una viga de concreto presforzado.-

En base a infinidad de ensayos de laboratorio se han encontrado dos tipos de agrietamiento inclinado en vigas de concreto presforzado, que son las siguientes: grietas de cortante en el alma y grietas de cortante por flexión, -- las cuales son mostradas en la figura 2.13.

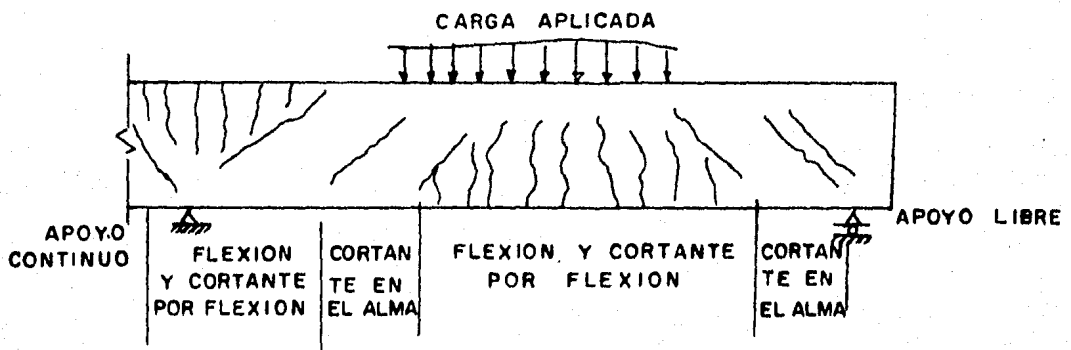


Fig. 2.13 Tipos de agrietamiento en vigas de concreto.

Las grietas de cortante en el alma se inician en un punto interior del miembro cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a la tensión del concreto, y el agrietamiento de cortante por flexión se inicia por medio del agrietamiento por flexión, el cual cuando se -- presenta aumenta los esfuerzos cortantes en el concreto -- arriba de la grieta y se desarrollará cuando los esfuerzos combinados de tensión y cortante exceden la resistencia -- a la tensión del concreto.

Se pueden observar ambos tipos de grietas inclinadas en -- las vigas de concreto presforzado, cuando éstas se suje-- tan a cargas mayores que la carga máxima de servicio.

El agrietamiento de cortante por flexión es el tipo más ca-- racterístico en miembros presforzados, particularmente en aquellos sujetos a cargas uniformes, por otra parte, el -- agrietamiento por cortante en el alma puede ocurrir en vi-- gas excesivamente presforzadas con alma delgada, en par-- ticular cuando la viga está sujeta a grandes cargas con-- centradas cerca de un apoyo libre.

#### Diseño a fuerza cortante.

El diseño convencional para la fuerza cortante en las vi-- gas de concreto presforzado se basa en el cálculo de ten-- sión principal en el alma y la limitación de este esfuer-- zo a un cierto valor especificado.

El método convencional de cálculo del esfuerzo principal-- de tensión en una sección de viga de concreto presforzado, se basa en la teoría elástica y en el método clásico para determinar el estado de esfuerzo en un punto.

Es válido diseñar miembros de concreto presforzado cum-- pliendo los requerimientos mínimos que propone el Regla-- mento AASHTO, es decir:

Para elementos de concreto presforzado, se utilizará re-- fuerzo para resistir la tensión diagonal, el cual se co--

locará perpendicular al eje del miembro, y el área del alma reforzada será:

$$A_v = \frac{V_u - V_e}{2f_v j d} s \quad (2.8)$$

pero no será menor que:

$$A_{v \min} = \frac{100 b' s}{f_v} \text{ o } \frac{7.03 b' s}{f_v} \quad f_v \leq 4200 \text{ Kg/Cm}^2 \quad (2.9)$$

donde:

$a_v$  = Área total del alma.

$V_u = V - V_s$  donde  $V_u$  es el cortante de diseño que actúa en el concreto.

$V$  = Cortante total externo.

$V_s$  = Cortante que toma el tendón presforzado (en el caso que el tendón sea inclinado)

$V_c = 0.06 f'c b' j d$  pero no menor que  $12.66 b' j d$

$f'c$  = Esfuerzo de ruptura a la compresión que se tiene en un cilindro a la edad de 28 días.

$b'$  = Ancho de la sección transversal de concreto.

$d$  = Peralte efectivo de la sección transversal de concreto.

$j$  = Brazo de palanca formado por el par resistente de la sección de concreto y se puede tomar de manera conservadora como  $j = 7/8$ .

$s$  = separación entre estribos.

$f_v$  = Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo (estribo)

$f_v = 0.5 f_y$

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El refuerzo del alma consistirá de:

- 1.- Estribos perpendiculares al eje del elemento.
- 2.- Alambre sellado colocado perpendicularmente al eje del miembro.

El espacio ( $s$ ) entre estribos no excederá de  $3/4$  de peral-

te efectivo del miembro (d)

De lo anterior, es interesante subrayar una de las principales diferencias que se tiene entre miembros de concreto-reforzado y presforzado. Esto es, que el elemento presforzado resiste una mayor fuerza cortante, debido a la contribución que tiene el tendón presforzado, es decir, en el caso más común, dicho tendón tiene una cierta inclinación -- con respecto al eje del miembro, la cual produce en cualquier sección una componente vertical que resiste un porcentaje de la fuerza cortante externa.

## CAPITULO III.

## ESTUDIO DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN EL CONCRETO PRESFORZADO.

## 3.1.) CONCRETO.

El concreto es un material pétreo, artificial, que se obtiene de una mezcla heterogénea de cemento, agregados y agua. Algunas veces se le agregan aditivos o adicionantes para modificar o mejorar sus características.

En el concreto presforzado se requiere, un concreto de mayor resistencia que el utilizado en el concreto reforzado, debido a que se encuentra sujeto a esfuerzos mayores. Los anclajes comerciales para el acero de presfuerzo están diseñados para concretos de alta resistencia por lo que, un concreto de resistencia más baja, requerirá de anclajes especiales y, esto hace que se incremente el costo de la obra. En el concreto de alta resistencia se presentan menos los efectos de contracción debido a que se tiene mayor resistencia aumenta su módulo de elasticidad.

La mezcla de concreto para una obra de presfuerzo deberá tener consistencia cuando se encuentre en estado fresco y resistencia cuando haya endurecido. La consistencia del concreto fresco aumenta con un mayor contenido de agua y una buena granulometría de los agregados, en tanto que la resistencia del concreto endurecido (la que se incrementa con la edad) se aumenta con una relación agua-cemento reducida.

El cambio de volumen en el concreto está afectado por diversos variables, el control de éstas variables está limitado por especificaciones dadas, como son: el total de agua utilizada en la mezcla de concreto, los tipos y proporciones de los agregados, el tipo y cantidad de cemento, el uso de aditivos y, el método y duración del curado. La cantidad de agua debe ser tan baja como sea posible, para que se reduzca la contracción del concreto así como el flujo plástico y se incremente la resistencia. Todos estos factores se ve

rán más adelante detalladamente.

Las pruebas de laboratorio a cilindros de concreto para - presfuerzo han dado resistencias a la compresión de 350 a 420 Kg/cm<sup>2</sup>, a los 28 días. En la trabe del Metropolitano elevado de la ciudad de México, el concreto tiene una resistencia de 350 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días, su peso volumétrico de este es de 2.1 a 2.4 ton/m<sup>3</sup> en estado húmedo.

Para llevar el control de calidad del concreto y determinar las propiedades y características de éste, se hacen - muestreos mediante las pruebas siguientes:

- a) Revenimiento del concreto.
- b) Peso volumétrico.
- c) Contenido de aire del concreto.
- d) Peso unitario.
- e) Tiempo de fraguado de mezclas de concreto, por medio de resistencia a la penetración.
- f) Sangrado de concreto.
- g) Resistencia a la compresión y flexión en cilindros de concreto.
- h) Cambio de longitud del concreto.
- i) Módulo de elasticidad y relación de Poisson.

Estas pruebas deben de cumplir con las especificaciones marcadas por la D.G.N. y A.S.T.M.

### 3.1.1) CEMENTO.

El cemento es el resultado de la calzinación en hornos a -- temperaturas entre 1000 a 1200°C de mezclas existentes en - la naturaleza, tales como piedras calizas y arcillosas.

Los cementos más utilizados en el concreto presforzado, debido a sus características, son: cemento Portland tipo I y Cemento Portland tipo III.

En la ciudad de México y por consiguiente en la trabe tratada en este trabajo, se utiliza el cemento Portland tipo I, - debido a que el cemento Portland tipo III, contiene una - - gran cantidad de cloruros los cuales son perjudiciales para



el acero de refuerzo.

El concreto que contiene cemento Portland tipo III, sufre mayores contracciones que el concreto fabricado con cemento Portland tipo I, por lo que, las pérdidas por contracción del concreto son mayores.

El cemento Portland tipo II, sólo se utiliza cuando la estructura está expuesta a agua de mar, ya que tiene una moderada resistencia a los sulfatos.

El cemento utilizado en trabajos de concreto presforzado se debe de fabricar conforme a las normas ASTM C-150.

### 3.1.2) AGUA.

El agua que se utiliza para la fabricación del concreto presforzado, deberá de ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de ácidos, alcalis, sales, materia orgánica y demás sustancias que puedan ser nocivas.

### 3.1.3) AGREGADOS.

Los agregados se componen de arenas ( agregados finos) y gravas (agregados gruesos)

Los agregados deberán de consistir en partículas sin fracturas, resistentes a la abrasión, limpios y libres de contaminaciones nocivas, con graduación adecuada y que provengan de una roca dura. Se debe verificar que los agregados que se utilicen para la elaboración del concreto, no contenga sustancias que reaccionen desfavorablemente con los alcális del cemento, debido a que esto produce expansiones excesivas; si así sucede, solo podrán emplearse si se utiliza cemento que contenga no más de 0.6% de alcális calculado como óxido de sodio o bien, con el empleo de un aditivo que prevenga la expansión dañina debida a la reacción alcalis-agregados.

Las arenas deben de cumplir con los siguientes requisitos granulométricos:

MALLA.	AGREGADO FINO QUE PASA (%)
3/8"	100
No. 4	95 a 100

No. 8	80 a 100
No. 16	50 a 85
No. 30	25 a 60
No. 50	10 a 30
No. 100	2 a 10

El módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.3 y 3.1. La arena no tendrá más del 45% retenido entre dos mallas consecutivas de las indicadas anteriormente. El peso específico de la arena, la absorción y el contenido de humedad deberán ser determinados para fundamentar la dosificación de las mezclas del concreto.

Las gravas deben de cumplir con los siguientes requisitos -- granulométricos en este proyecto:

MALLA.	MATERIAL QUE PASA (%)
1"	100
3/4"	90 a 100
1/2"	--
3/8"	20 a 55
No. 4	0 a 10
No. 8	0 a 5

El tamaño nominal de los agregados gruesos es de 0 a 5

El peso específico de la grava, la absorción y el contenido de humedad, deberán de determinarse para fundamentar la dosificación de las mezclas del concreto.

La calidad de los agregados es una consideración importante, los agregados duros, más densos, de baja absorción y módulo de elasticidad alto tienen una contracción menor. La caliza dura se supone que tiene una contracción menor que el granito, basalto, y arenisca de igual grado.

Los agregados del concreto presforzado deben cumplir con -- las especificaciones ASTM- C-330.

#### 3.1.4) ADITIVOS.

En el concreto presforzado es muy frecuente el uso de los -- aditivos. Las principales causas por las que se aplican -- los aditivos al concreto presforzado son: hacer la mezcla --

del concreto más plástica, retardar el fraguado inicial - acelerar el fraguado final, reducir el total de agua requerida en la mezcla. Los aditivos frecuentemente facilitan el colado y fraguado del concreto y, sirven para obtener la resistencia deseada.

En el caso del concreto para elementos postensados, debe contener un aditivo fluidizante. La dosificación de este aditivo se determina haciendo pruebas a mezclas de concreto hasta encontrar el óptimo rendimiento del mismo. Esta prueba se realiza comparando la muestra de prueba con una mezcla testigo de referencia. Para hacer esta comparación, es indispensable que ambas mezclas se fabriquen con los mismos materiales, de manera que tengan el mismo revenimiento, con una tolerancia de  $\pm 1$  cm, el mismo consumo de cemento con una tolerancia de  $\pm 3$  kg/m<sup>3</sup> y, el mismo contenido de aire total con una tolerancia de  $\pm 0.5$  %; el agua neta del mezclado de prueba será como máximo el 94% del agua del mezclado testigo.

Los aditivos fluidizantes deben cumplir con la especificación ASTM C-494.

### 3.1.5) REVENIMIENTO.

Las experiencias que se han obtenido con el uso del concreto presforzado han dado como resultado usar un bajo revenimiento del concreto en la manufactura de este producto. En los miembros presforzados en donde las vibraciones no llegan a las fibras inferiores, se han establecido buenos resultados cuando el revenimiento del concreto está entre 5 y 10 cm. El revenimiento de diseño de la mezcla para nuestro caso, será de 5 cm. y mediante la inclusión de un aditivo fluidizante podrá elevarse hasta  $\pm 2$  cm, a fin de facilitar el acomodo del concreto en las cimbras. La prueba de revenimiento se efectuará en el sitio de la descarga del concreto, antes de ser colado y consolidado; la determinación se hará conforme a la norma ASTM C-143.

### 3.1.6) CURADO.

En elementos de concreto es necesario que el concreto frague con mayor rapidez, lo cual se logra con el curado del concreto para que nos de su máxima resistencia. El comportamiento inmediato de una estructura de concreto depende de de que tan bien se le haga el curado a la estructura. Un secado demasiado rápido del concreto puede dar como resultado grietas de contracción antes de la aplicación del presfuerzo. Mediante un curado cuidadoso se puede obtener la alta resistencia especificada en el concreto.

El curado del concreto puede ser mediante cualquiera de los métodos: con vapor a alta presión, vapor a la presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso aceptado.

El curado de vapor a alta presión requiere que las piezas sean colocadas en un recipiente de acero en donde la presión puede ser incrementada más allá de la atmosférica, - es aplicable a elementos prefabricados de concreto.

El curado a vapor a la presión atmosférica consiste en -- confinar los productos del concreto en caliente, se le -- aplica vapor a la presión atmosférica, aislando los pro-- ductos de la atmósfera normal en una lona o material semejante en la cual el vapor es inyectado.

El agua y lubricantes calientes, consisten en bombear el fluido caliente a través de cavidades longitudinales calentando así los componentes del concreto, se pueden obtener resultados similares a los obtenidos por medio de vapor, si los productos han guardado humedad durante el calentado.

El curado por humedad se mantendrá el tiempo que requiera el concreto para asegurar que se alcanzará la resistencia de proyecto y deberá conservar la humedad superficial mediante algunos de los procedimientos siguientes:

- a) Manteniendo húmedas las superficies expuestas al

aire en los moldes, mediante riegos adecuados de agua que se apliquen a partir del momento en que estos no marquen huella en dicha superficie.

b) Aplicando a las superficies expuestas una membrana impermeable que impida la evaporación del agua del concreto.

c) Cubriendo la superficie expuesta con arena, costales o mantas, que se mantendrán húmedas mediante riegos.

d) Mediante otros procedimientos que sean aprobados por la dirección de la obra.

### 3.1.7) VIBRADO.

Es un proceso que se emplea después del vaciado del concreto y antes del fraguado del mismo, con la finalidad de eliminar los vacíos y evitar la segregación del agregado.

Con el vibrado el concreto se consolidará hasta la densidad máxima que sea posible alcanzar, de manera que expulse el aire atrapado y que cierre adecuadamente contra todas las superficies de los moldes y materiales ahogados. La consolidación del concreto en diferentes estructuras, se hará con vibradores de inmersión de acción eléctrica o neumática.

Los vibradores siempre deberán operar en posición vertical. Cuando el concreto se coloque en diferentes capas, la cabeza del vibrador deberá penetrar aproximadamente 5 cm. en la capa subyacente, la que estará en estado plástico, sin haber alcanzado su fraguado inicial. En las áreas en las cuales se deposite concreto fresco sobre concreto previamente colocado, se hará una vibración mayor de la usual especialmente cuando se trate de concreto en masa.

### 3.1.8) RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Como se mencionó al principio de este capítulo, en pruebas de laboratorio se han obtenido resistencias a la compresión del concreto entre 350 y 420 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días para elementos presforzados.

El reglamento ACI ha propuesto una ecuación, la cual nos da un valor aproximado de la resistencia a la compresión del concreto a cualquier edad:

$$f'_{c_t} = \frac{t}{a - bt} f'_c \quad (3-1)$$

donde:

$f'_{c_t}$  = Resistencia a la compresión a un tiempo en días.

a y b = Constantes que pueden obtener de la tabla 3-1.

t = Tiempo en días.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto a la edad - de 28 días.

Concreto curado	Tipo de cemento.	a	b
Curado con humedad	I	4.00	0.85
Curado con humedad.	III	2.30	0.92
Curado a vapor.	I	1.00	0.95
Curado a vapor.	III	0.70	0.98

TABLA 3-1

La resistencia a la compresión que puede ser lograda -- eventualmente por el curado del concreto, se puede estimar como  $1.20 f_c$  y  $1.10 f_c$  para cementos de resistencia rápida y normal respectivamente.

La resistencia a la tensión del concreto se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$f_t = \frac{1}{3} \sqrt{w \times f_c} \quad (\text{lb/in}^2) \quad (3-2)$$

donde:

w = Peso unitario del concreto

El módulo de ruptura se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$f_r = a \sqrt{w \times f_c} \quad (3-3)$$

a = Constante que normalmente varía entre 0.6 y 0.7

### 3.1.9) MODULO DE ELASTICIDAD.

Debido a que el concreto no es un material elástico, la curva esfuerzo deformación se aleja de una relación lineal a esfuerzos relativamente bajos, no puede establecerse un módulo de elasticidad que sea una relación lineal.

En la Fig. 3-1 se muestra el módulo tangente y el módulo secante. La curva esfuerzo - deformación para concretos de alta resistencia tiende a acercarse a la relación lineal en un rango de esfuerzos más grande de manera que los dos módulos llegan a ser aproximadamente iguales. Este es, generalmente, el caso de los concretos usados en concreto presforzado.

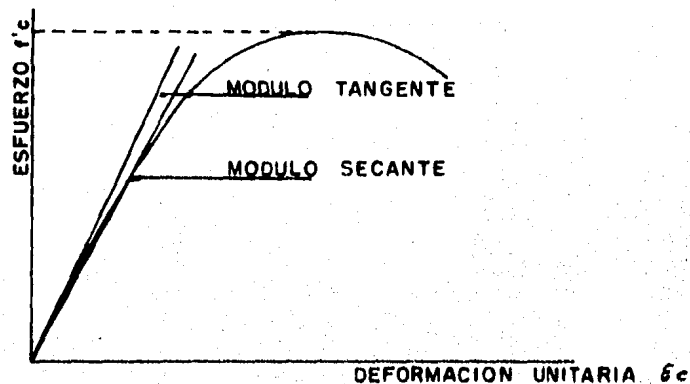


FIG 3-1

La magnitud del módulo de elasticidad del concreto es -- muy importante para el diseño de estructuras de concreto presforzado debido a que afecta directamente el cálculo de las deflexiones y pérdidas de presfuerzo.

Los ensayos de certificación de características de los - agregados, grava y arena, que se utilicen en la elaboración del concreto, el control de las dosificaciones, y - las limitaciones sobre los revenimientos, son medidas pa - ra asegurar que el concreto cumpla con las característi - cas de deformabilidad a corto y largo plazo en el caso - de la trabe postensada del Metropolitano elevado de la - ciudad de México.

Determinada esta propiedad mediante el módulo de elásti - cidad del concreto, obtenido con el ensaye de cilindros - estandar siguiendo el procedimiento que señala la espe - cificación ASTM C-469, el valor que se obtenga en los ci - lindros ensayados de 28 días de edad del concreto, no de - berá ser inferior a  $8500 \sqrt{f_c}$ , tomando  $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , - como valor nominal de la resistencia de este proyecto, - esto es:

$$E_c = 8.500 \sqrt{f_c} \quad (3-4)$$

Existen otras expresiones y formas para encontrar el va - lor del módulo de elasticidad como la ec. de Jensen, ec. de Lyse, Universidad de Illinois, ec. de Hognestad, espe - cificaciones alemanas, etc. esto es en el caso que no se - tengan pruebas de laboratorio.

La ecuación 3-5 es la que marca el R.C.D.F., cuando no se - tienen pruebas de laboratorio ya que nos da un valor apro - ximado

$$E_c = 10,000 \sqrt{f_c} \quad (3-5)$$

### 3.1.10) Contracción del Concreto.

Las deformaciones de contracción por secado se define co - mo las deformaciones resultantes de los cambios de volu -



men y cambios químicos que se originan con el tiempo debido a la pérdida de agua en el concreto, el agua de la mezcla se va evaporando e hidrata el cemento, es decir, depende del tiempo y de las condiciones de humedad.

La contracción del concreto es muy importante para el diseño de estructuras de concreto presforzado, debido a que ésta contribuye a las pérdidas de presfuerzo.

Como se mencionó anteriormente, el curado del concreto se debe hacer cuidadosamente para que disminuyan los efectos de contracción. Las deformaciones unitarias por contracción varían con diversos factores y puede fluctuar desde 0.0002 hasta 0.0010. Normalmente, la mayor parte de la contracción ocurre en los primeros meses.

Los factores que afectan la contracción del concreto son los siguientes:

a) Composición del cemento.- En el cemento Portland resistencia rápida, debe esperarse que tenga una contracción 10% mayor que en el cemento normal. Los cementos disponibles en las localidades deben investigarse con mucho cuidado para saber si tienen altas o bajas características de contracción.

b) Propiedades físicas de los agregados.- La calidad de los agregados es muy importante en la contracción del concreto. Los agregados duros, más densos, de baja absorción y, módulo de elasticidad alto exhibirán una contracción menor.

c) Tamaño máximo del agregado.- Mientras el tamaño de los agregados sea más grande, se ofrecerá una mayor resistencia a la contracción. En experimentos que se han realizado se ha visto que cuando se aumenta el tamaño del agregado de 3/4 de pulgada a 1 y media pulgada, la contracción se reduce aproximadamente 20%.

d) Cantidad de agua.- Si se desea una contracción mínima, la relación agua-cemento y la proporción de la pasta de cemento debe conservarse a un mínimo.

e) Método y duración del curado.- Cuando el concreto guarda suficiente humedad durante el curado se presenta poca contracción. La contracción se reduce cerca de un 30% cuando el curado del concreto se realiza a una elevada temperatura (curado a vapor a presión atmosférica), la duración de tiempo del curado afecta en un mínimo.

f) Temperatura y humedad.- A mayores temperaturas se tendrán mayores contracciones, esto es, debido a las grandes pérdidas de humedad que se presentan. La humedad tiene un marcado efecto en la contracción, mientras más baja sea la humedad, más grande será la contracción.

g) Relación volumen a superficie del concreto.- El tamaño del miembro afecta la magnitud y proporción de la contracción, miembros que tengan bajas relaciones volumen a superficie tendrán mayores contracciones que miembros con altas relaciones volumen a superficie.

h) Aditivos.- Los aditivos pueden incrementar, disminuir o no tener ningún efecto en la contracción del concreto. No se deben utilizar aditivos que contengan cloruro de calcio debido a que incrementan mucho la contracción del concreto.

En el capítulo siguiente se tratará todo lo relativo a como se valían este tipo de pérdidas de presfuerzo en función de éstos parámetros.

### 3.1.11) FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO.

El flujo plástico es el aumento en la deformación con el tiempo bajo una carga constante, debido a un reacomodo interno de las partículas que ocurre al mismo tiempo que la hidratación del cemento. El flujo plástico permite que los esfuerzos altos en algún punto se distribuyan a las áreas cercanas reduciendo así las concentraciones de esfuerzos. La ventaja del alivio de los esfuerzos compensan la desventaja de la pérdida de presfuerzo con tal

que el flujo plástico no produzca contraflechas, deflexiones o esfuerzos indeseables en miembros total o parcialmente restringidos.

Los factores principales que intervienen en la deformación plástica del concreto son principalmente: humedad ambiental, edad del concreto al aplicar la carga, duración de la carga y, la cantidad de pasta cementante por unidad de volumen. También intervienen las propiedades de los materiales constituyentes del concreto y las proporciones de la mezcla.

El flujo plástico aumenta con la proporción de la carga, este fenómeno tiende a aliviar las zonas de máximo esfuerzo y, por lo tanto, a uniformizar los esfuerzos en un elemento. Se puede considerar que un 25% de la deformación ocurre en las dos primeras semanas de la aplicación del presfuerzo, otro 25% dentro de los dos o tres meses siguientes, 25% durante el primer año y el resto al cabo de muchos años. Para fines prácticos puede considerarse que la totalidad de la deformación plástica ocurre a los 5 años.

### 3.1.12) RELAJACION DEL CONCRETO.

Cuando el concreto está sujeto a un alargamiento constante como es el caso cuando un miembro de concreto es presforzado y anclado mediante placas rígidas, se tiene una pérdida de esfuerzos con el paso del tiempo, esta pérdida se debe a la relajación del concreto, y se ve afectada por los mismos factores que afectan el flujo plástico del concreto.

En el capítulo siguiente se verá la manera como se valúan las pérdidas por relajación y flujo plástico del concreto.

### 3.2) ACERO DE PRESFUERZO.

Para producir el presfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado es necesario utilizar acero de alta resistencia. La aproximación obvia hacia la producción del acero de alta resistencia es por alea--

ciones. El carbón es un elemento demasiado fácil de manipular y resulta económico, en otro tipo de aleaciones se utiliza el manganeso.

El procedimiento más común para aumentar la resistencia a la tensión del acero de presfuerzo es el templado en frío, de varillas de acero de alta resistencia a través de una serie de tintes. El proceso de templado en frío tiende a realinear los cristales, y se incrementa la resistencia en cada tirón, mientras más pequeño es el diámetro de los alambres, más alta es su resistencia unitaria a la ruptura. Experiencias que se han obtenido en Europa demuestran que los alambres templados en caliente son más susceptibles a la corrosión que los demás tipos de alambres.

Las pérdidas normales de presfuerzo generalmente varían entre 1100 y 3 600  $\text{kg/cm}^2$ , esta pérdida viene a ser una pequeña porción del presfuerzo. El presfuerzo inicial en el acero debe ser muy alto, más o menos del orden de 8,000 a 15,000  $\text{kg/cm}^2$ , por estas razones es necesario -- usar acero de alta resistencia, ya que si se usara acero normal, la resistencia de éste se perdería con las pérdidas de presfuerzo.

La relación esfuerzo-deformación para acero de presfuerzo se presenta graficada en la figura 3-2, la diferencia que presentan estas curvas con respecto a las del acero ordinario son:

- Alta resistencia a tensión del acero de presfuerzo.
- La ausencia de un punto de fluencia bien definido en la curva.
- El módulo de elasticidad reducido en alambre torcido.

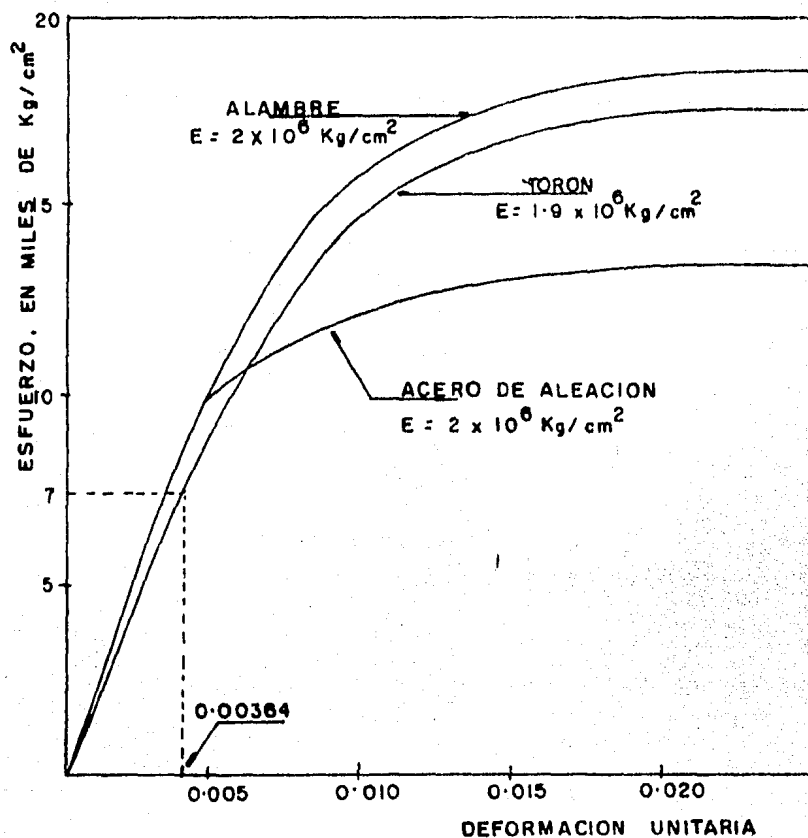


Fig. 3-2

### 3.2.2.) TIPOS DE ACERO DE PRESFUERZO.

El acero de alta resistencia para concreto presforzado -- se puede presentar en las formas siguientes:

-Cable: Es un grupo de tendones. Deben de ser fabricados conforme a las especificaciones ASTM A-416.

-Tendón: Es un elemento estirado, que se usa para transmitir presfuerzo en un elemento de concreto. Los tendones pueden consistir de alambres individuales estirados en frío, varillas o torones.

- Alambre: Refuerzo de una sola pieza, que por lo general se suministra en forma de rollos. El alambre con esfuerzos relevados trabajados en frío es comunmente usado en concreto postensado y raramente usado en miembros pretensados. Debe cumplir con la especificación ASTM A-421. Estas especificaciones incluyen la mínima resistencia a la tensión última, la mínima elongación a la ruptura, -- asi como los diámetros tolerables. Estos requerimientos--

ASTM A-421 estan resumidos en la tabla 3-2.

DIAMETRO NOM. Pulg.	OBSERVACIONES	AREA Cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA MIN-TEN. Kg/cm <sup>2</sup>	PUNTO DE FLUEN- CIA MIN. Kg/cm <sup>2</sup>
0.192	Calibre No. 6	0.18676	17,577	14,060
0.196	5 mm.	0.19463	17,577	14,060
0.250	6.2 "	0.31668	16,874	13,499
0.276	7 "	0.38596	16,523	13,218

Tabla 3-2.- Resistencia a la tensión y al punto de cedencia para alambres de pres-fuerzo.

Según la especificación ASTM A-421, en alambres sin recubrimiento se requiere una mínima elongación del 4.0% cuando en un calibrador se mide una longitud de 25 cm, como el acero es bastante dúctil tiene un rango plástico de considerable magnitud.

Para el cálculo de este proyecto, se trabajará con cables compuestos por alambres de 7 mm con una resistencia a tensión de  $f_y = 16\,500 \text{ kg/cm}^2$ .

- Barras: Es un refuerzo de una sola pieza que comúnmente se suministra en longitudes rectas.

- Torón: Es un grupo de alambres torcidos en forma de hélice alrededor de un eje longitudinal común, el cual se forma mediante un alambre recto.

### 3.2.3) MODULO DE ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad se puede considerar el mismo que el utilizado para acero de refuerzo, este valor del módulo de elasticidad puede ser proporcionado por el fabricante o determinarse mediante pruebas. En la figura 3-2 se muestra la gráfica esfuerzo deformación para alambres, -

torones y acero de aleación, en donde se ve que el módulo de elasticidad para torones es ligeramente menor que para alambres y acero de aleación.

La razón por la cual varía el valor del módulo de elasticidad de alambres torcidos, es porque todos los alambres actúan como una unidad cuando son tensados. El torón para presfuerzo se fabrica combinando alambres de diferentes carretes después de que han sido estirados en frío -- torciéndolos juntos en una máquina especial. Este grupo de alambres que han sido torcidos juntos estirados como una unidad y, aunque el módulo de elasticidad de las piezas individuales de acero no cambia, el grupo que ha sido torcido junto, tenderá a estirarse más que el acero sólido por que los alambres tienden a destorcerse. Si se coloca un medidor de deformaciones a lo largo del eje de un sólo alambre en un torón bajo carga, se encuentra que las propiedades esfuerzo-deformación del alambre son muy similares a las obtenidas de un ensaye de una pieza de alambre recto. Sin embargo, si el medidor de deformaciones es colocado en una cierta longitud del torón se obtendrá que el módulo de elasticidad aparente resultante de una prueba de tensión será menor.

#### 3.2.4.) RESISTENCIA A LA FLUENCIA DEL ACERO.

Como se mencionó anteriormente, el acero para presfuerzo no tiene el punto de fluencia definido, por esto, un esfuerzo arbitrario debe ser especificado para definir el esfuerzo que se toma para la resistencia a la fluencia. Este esfuerzo arbitrario se puede tomar como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria del 1%.

Las especificaciones ASTM A-416 nos dan un valor de la mínima resistencia a la fluencia, el cual es de 0.85 fpu, donde fpu es, la mínima resistencia a la tensión última del acero de presfuerzo. Los métodos utilizados para la-

determinación de la resistencia a la fluencia vienen dados en las especificaciones ASTM A-370.

### 3.2.5) PLASTICIDAD.

La plasticidad a niveles muy altos de esfuerzos es en acero de presfuerzo igual que en acero de refuerzo. El uso de acero frágil podría resultar en una falla súbita similar a aquella en la cual es característica de un miembro de concreto sobre-reforzado. Para evitar esta posibilidad, la práctica normal especifica que el acero para presfuerzo debe tener una mínima elongación de ruptura de 3.5 a 4.0%, dependiendo del tipo de acero usado y del método empleado para medir la elongación a la ruptura.

### 3.2.6) RELAJACION O FLUJO PLASTICO DEL ACERO.

En el acero es importante la relajación para la evaluación de pérdidas de presfuerzo, debido al comportamiento inelástico de éste. Por efecto de la deformación plástica del acero, se produce una disminución en la fuerza de tensión, siendo mayor al principio y tendiendo a estabilizarse con el tiempo.

En general los fabricantes de acero para presfuerzo someten a los alambres a un tratamiento de normalizado con lo que se logra disminuir el relajamiento, si el acero se tensa a un esfuerzo ligeramente mayor al 70% de su resistencia manteniéndose este unos cuantos minutos, la deformación plástica disminuye notablemente. Si consideramos en nuestro análisis que el acero se mantiene tensado cuando menos tres minutos, esforzado a la carga de anclaje (80% de su esfuerzo de fluencia), transcurrido este período se compensará esta caída de tensión antes de retirar los gatos.

Las altas temperaturas tienen efectos adversos en la relajación del acero de presfuerzo. Para aplicaciones en donde los cables presforzados deben estar sujetos a temperaturas mayores de 100°F para períodos largos de tiempo, se deben permitir grandes relajaciones en el acero.



La relajación de barras de alta resistencia bajo temperaturas normales es generalmente del orden del 3%. Por eso los fabricantes de barras deben de consultar lo referente a la relajación de sus productos con respecto a las temperaturas.

### 3.2.7) CORROSION.

Debido a que la resistencia de miembros de concreto presforzado depende de los esfuerzos a que están sujetos los tendones, es esencial que éstos no se deterioren debido a la corrosión.

Los aceros de presfuerzo están sujetos a la oxidación normal en el mismo grado que los aceros de refuerzo. Los tendones son normalmente de proporciones pequeñas, y por esta razón, es esencial que esten protegidos contra la oxidación.

La protección contra la corrosión se efectúa en el concreto pretensado por medio del mismo concreto que está cubriendo los cables. En el caso del concreto postensado, los tendones están protegidos por lechadas que se inyectan alrededor de los tendones después de que éstos han sido tensados, también se puede lograr por medio de grasas o materiales bituminosos aplicados a los tendones. El acero no es atacado cuando el PH que se encuentra en el medio ambiente es más alto que 8, como es el caso del concreto hecho con cemento Portland.

Con objeto de proteger el acero de presfuerzo, desde su fabricación hasta su colocado en una estructura, se envuelve este con papel impermeable y mediante una válvula se permite el paso de vapor, se introduce un polvillo blanco finamente molido, que consiste en una mezcla orgánica que contiene hidrógeno. Este material se vaporiza y si los vapores son confinados, el material recristaliza en la superficie del acero y previene la oxidación.

No se permite utilizar lechada que contenga cloruro de calcio o de sodio, porque estos pueden ser causantes de

la corrosión en el acero.

### 3.3) MATERIALES AUXILIARES.

Los materiales requeridos en el uso del concreto presforzado son los que sirven para la provisión de ductos apropiados para los tendones, en el caso del concreto postensado se tienen dos tipos de ductos: para presfuerzo con adherencia y para presfuerzo sin adherencia.

Cuando se requiere que los tendones vayan adheridos, esto se hace generalmente con lechadas. Los ductos se hacen de aluminio, acero, estaño, láminas metálicas, etc.

En el caso de que los tendones no vayan adheridos, se utiliza una cubierta de plástico o papel grueso, se deben engrasar adecuadamente los tendones para facilitar el tensado y prevenir la corrosión. A la grasa se le añaden fibras de asbesto, la envoltura de plástico o papel debe atarse con alambres o cintas a intervalos frecuentes. Deben traslaparse apropiadamente los tubos de plástico y sellarse a lo largo de la costura, para así quedar sellado contra cualquier escurrimiento del mortero el cual apretaría a los tendones contra los tubos.

Cuando los tendones se adhieren al concreto después del tensado como es el caso de la trabe postensada del Metropolitano elevado de la ciudad de México, se inyecta una lechada de cemento. La inyección se aplica por un extremo del miembro hasta que la lechada sale por el otro, la lechada se proporciona por medio de perforaciones en la cabeza de los anclajes. Puede usarse cemento Portland ordinario o bien, cemento de alta resistencia a corta edad. Se necesita arena tosca para la adherencia y resistencia, pero también finura debido al espacio limitado a través del cual tiene que pasar la lechada. Para asegurar una buena adherencia en ductos pequeños, se debe hacer el lechadeo a presión; sin embargo, debe tenerse cuidado de que pueda resistirse el efecto de explosión de la presión en las paredes del cable.

Para evitar la infiltración hasta los cables, de agentes corrosivos y constituir un medio neutralizante es necesario: la carencia de agentes agresivos, fluidez suficiente durante la duración de la inyección, buena estabilidad, retracción moderada, resistencias mecánicas convenientes y poca absorción capilar.

Los parámetros que influyen en la calidad de la lechada son: la calidad del cemento utilizado, las condiciones de la mezcla, temperatura ambiente durante la inyección-colocación esmerada, regularidad en el trazado de las fundas, material de elaboración bien adaptado, personal especializado y calificado.

Los componentes de la lechada son: cemento CPA 325 que contiene compuestos de cloro del 0.05%, sin fenómeno de falso fraguado, sin contenido de compuestos clorados, azufrados ni otros elementos susceptibles de llevar a la corrosión al acero, temperatura de 40°C para la fabricación de esta. Agua potable cuyo contenido de cloro sea de 250 mg/l y exenta de detergentes. Aditivos sin iones agresivos como son: cloruros, sulfatos y nitratos.

## CAPITULO IV.

### PERDIDAS DE PRESFUERZO.

#### 4.1. Introducción.

En el proceso de tensado del acero de presfuerzo de un elemento postensado y durante algún tiempo después de este -- proceso se presentan deformaciones tanto en el concreto como en el acero. Este efecto se traduce en una reducción de la fuerza de tensión originalmente aplicada en el cabezal. A esta reducción de la fuerza de tensión se le conoce como PERDIDA DE PRESFUERZO.

La pérdida de presfuerzo depende de los siguientes factores: características mecánicas de los materiales, condiciones ambientales, duración e incidencias de las cargas de servicio y forma de aplicación del presfuerzo.

Para el proyecto en estudio que se presenta posteriormente el tensado de los cables se efectúa por ambos extremos de la trabe y en dos etapas de tensado.

Para iniciar la evaluación de la pérdida de presfuerzo es necesario suponer un valor o porcentaje de la misma, es decir, la tensión aplicada en el gato deberá incluir tal pérdida, de tal manera que al ocurrir la pérdida supuesta nos quede la fuerza de presfuerzo contemplada en el diseño.

En este capítulo hablaremos de las fuentes de la pérdida de presfuerzo, así como la manera de evaluarla.

Empezaremos por distinguir dos tipos de pérdida de presfuerzo: instantáneas y diferidas.

Entre las pérdidas instantáneas se mencionarán las debidas al acortamiento elástico del concreto, deslizamiento del anclaje y a la fuerza de fricción desarrollada entre el acero de presfuerzo y el concreto (para el caso de elementos postensados).

Las pérdidas diferidas que se estudiarán son aquellas en las que se reduce gradualmente la fuerza en el acero de presfuerzo al ir ocurriendo los efectos de contracción y flujo plástico del concreto, y relajación del acero. Estas pérdidas acontecen en un largo período de tiempo (dos años o más)

Para una evaluación preliminar de las pérdidas de presfuerzo, se pueden adoptar los valores de la pérdidas propuestas en la tabla 4.1.

TABLA 4.1.

Pérdida debida a:	Pretensado (%)	Postensado. (%)
Acortamiento elástico del concreto.	3	1
Deformación plástica del concreto.	6	5
Contracción del concreto.	7	6
Relajación del acero.	2	3
Fricción.	-	15
	18	30

De la tabla 4.1 se observa que para el caso del concreto pretensado no se supusieron pérdidas por fricción, debido a que son despreciables.

Para nuestro caso particular, consideraremos una pérdida de presfuerzo total correspondiente al 30% de la fuerza de presfuerzo inicial.

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo nos basaremos en las especificaciones del reglamento AASHTO.

#### 4.2. PERDIDAS INMEDIATAS.

##### 4.2.1. Pérdidas por fricción en vigas postensadas.

La pérdida por efecto de fricción es la más importante de-

todas las que suceden en una viga postensada. Generalmente es del orden del 15 al 20% de la fuerza de presfuerzo aplicada en el gato. Dicha pérdida se presenta como sigue: En una trabe postensada, al tensarse los cables de trayectoria curva; éstos tienden a recuperar su posición recta, pero cuando este movimiento está impedido por el concreto, se crea una fuerza normal, que multiplicada por el coeficiente de fricción existente entre los materiales de contacto, produce una fuerza de fricción que se opone a la fuerza de tensado del cable.

En realidad, las pérdidas por fricción pueden considerarse en dos partes: el efecto de longitud y el efecto de curvatura. El efecto de longitud es la fuerza de fricción que podría ser calculada sin que el cable haya sido doblado, es decir, considerándolo recto. Esta fricción se debe a las imperfecciones constructivas que producen ondulaciones en los ductos, en donde están alojados los cables. El efecto de longitud también es conocido como efecto de oscilación. Existen varias causas que producen este efecto: la flexión originada por el peso propio del cable, y la falta de cuidado en el vaciado y vibrado del concreto.

La pérdida de presfuerzo debido al efecto de curvatura, resulta de la curvatura de proyecto de los tendones, además de la curvatura no prevista del ducto. Esta pérdida depende del coeficiente de fricción entre los materiales de contacto y de la presión ejercida por el tendón en el concreto. El coeficiente de fricción depende de la rugosidad y naturaleza de la superficie de contacto y, algunas veces de la longitud de contacto. La presión entre el tendón y el concreto depende del esfuerzo en el tendón y de la curvatura del mismo.

Para la solución matemática de la pérdida por fricción se formularán las siguientes hipótesis:

- a) El cable se considera como un alambre delgado.
- b) Existe deslizamiento entre las superficies de contacto (cable y concreto) y la fuerza de fricción es directamente proporcional a la presión lateral entre el cable y el ducto (fuerza normal y el coeficiente de fricción).
- c) Para la deducción de la fórmula se considera que el cable va alrededor de una curva simple-circular, sin embargo, la fórmula es igualmente válida para una sección no circular en la que el ángulo total de contacto sea " $\theta$ "

#### DEDUCCION MATEMATICA DE LA FORMULA PARA EVALUAR LA PERDIDA POR FRICCION.

Para deducir la ecuación matemática que evalúe la pérdida por fricción, se hará uso de la teoría general de la fricción de un cable alrededor de una curva. En su forma más simple se puede deducir como sigue: considérese una longitud " $dx$ " de un tendón presforzado, cuyo centroide sigue el arco de un círculo con radio " $R$ " (ver. fig. 4.1), el ángulo de contacto en una longitud " $dx$ " es:

$$d\theta = \frac{dx}{R}$$

para esta longitud " $dx$ ", la fuerza en el tendón varía desde " $F$ " hasta  $F-dF$  para un ángulo de  $d\theta$ . De la fig. 4.1, haciendo suma de fuerzas en la dirección normal nos queda:

$$N = Fd\theta = \frac{F dx}{R}$$

La magnitud de la pérdida de fricción en la longitud " $dx$ " se obtiene análogamente por suma de fuerzas en la dirección tangencial:

$$dF = -uN = \frac{-uF \cdot dx}{R}$$

esto es:

$$\frac{dF}{F} = \frac{-u \cdot dx}{R} = u \cdot d\theta$$

integrando entre los límites correspondientes se tiene:

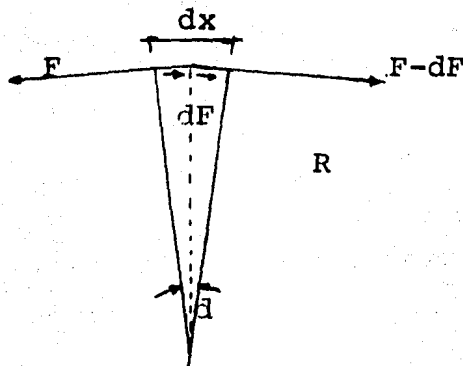
$$\frac{dF}{F} = u d\theta$$

o sea,

$$\log \frac{F_2}{F_1} = -u\theta = \frac{-u \cdot L}{R}$$

sacando antilogaritmos y despejando tenemos:

$$F_2 = F_1 e^{-u\theta} = F_1 \cdot e^{-\frac{uL}{R}} \quad (4.1)$$



Presión normal  $n$   
debida al presfuerzo  $F$

Pérdida por fricción  $dF$

Fig. 4.1 Pérdida por fricción a lo largo de la longitud  $dx$ . Análogamente la ecuación 4.1 se puede aplicar también para el cálculo de la pérdida por fricción debido al efecto oscilante o de longitud; sustituyendo el factor "u" por "KL" nos da que:

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-KL}$$

(4.2)

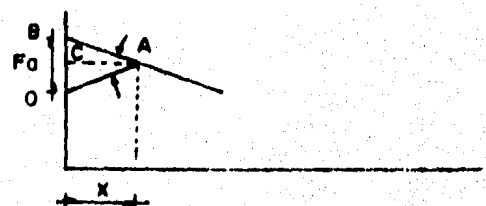
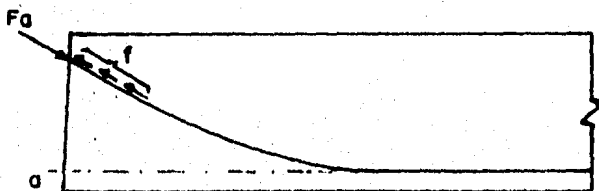


Fig. 4.2



ahora combinando el efecto de curvatura y el efecto de longitud tenemos:

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-u\theta - KL} \quad (4.3)$$

la ecuación 4.3 la podemos representar en función de los esfuerzos de la forma siguiente:

$$f_2 = f_1 \cdot e^{-u\theta - KL} \quad (4.4.)$$

o bien la pérdida total.

$$\Delta f = f_2 - f_1 \cdot e^{-u\theta - KL} \quad (4.5)$$

En donde:

$F_1$  = la fuerza de tensión que se tiene al inicio de un tramo de longitud "L"

$F_2$  = fuerza de tensión que se tiene al final de un tramo de longitud "L"

$\Delta f$  = pérdida por fricción en toda la longitud "L" ( $\text{kg/cm}^2$ )

$f_1$  y  $f_2$  = los esfuerzos inicial y final respectivamente que se tienen en un tramo de longitud "L" (mts)

$u$  = coeficiente de fricción por curvatura. Depende de la rugosidad existente entre los materiales de contacto.

$K$  = coeficiente de excentricidad ( $\text{mts.}^{-1}$ )

$L$  = longitud real de contacto o de fricción (mts)  
ángulo barrido que sigue la trayectoria del cable, en radianes.

$e$  = base de los logaritmos naturales y es igual a 2.7183.  
cuando  $(KL + u\theta) \leq 0.3$ ;

se puede utilizar la siguiente ecuación.

$$f_2 = f_1 (1 + KL + u\theta) \quad (4.6)$$

Las pérdidas por fricción se basan en los coeficientes de -

tricción por curvatura "u" y por longitud "K" determinados experimentalmente y sujetos a verificación durante las etapas de tensado.

Cuando dichos coeficientes no se pueden determinar en laboratorio se puede hacer uso de valores aproximados, propuestos por el reglamento AASHTO. Según la tabla siguiente:

TIPO DE ACERO.	TIPO DE DUCTO	K/ft	u	K/m
Alambre o tendón no galvanizado.	Revestimiento de metal brillante.	0.0020	0.30	0.0066
	Metal galvanizado	0.0015	0.25	0.0049
	Engrasado o revestido de asfalto.	0.0020	0.30	0.0066
	Rígido galvanizado	0.0002	0.25	0.0007
Barras sobreforzadas.	Revestimiento de metal brillante.	0.0003	0.20	0.0010
	Metal galvanizado.	0.0002	0.15	0.0007

TABLA 4.2.

para efectos de cálculo se han tomado los valores de los coeficientes experimentales proporcionados por P.R.E.T.S.A., recomendando su verificación en campo:

$$u = 0.2 \quad K = 0.006$$

#### 4.2.2. PERDIDAS POR DESLIZAMIENTO DE ANCLAJE.

Este tipo de pérdida es ocasionada por el corrimiento o deslizamiento del anclaje y se presenta cuando la fuerza de presfuerzo es transferida del gato al anclaje de diseño, normalmente ocurre cuando una porción de la elongación del tendón obtenida durante el tensado se pierde debido al corrimiento del anclaje.

En la tabla número 4.3 se mencionan los diferentes sistemas de anclaje que se utilizan en la construcción de concreto presforzado, de los cuales el sistema BBRV', DIVIDAG Y -

MACALIOY trabajan a base de tuerca roscada y los demás a base de cuñas.

Podemos considerar que uno de los sistemas de anclaje más eficiente es el BBRV o cabeza de botón o de apoyo directo, el cual consiste de un cilindro de acero con un cierto número de agujeros confinados en un núcleo axial taladrados -- que acomodan los elementos por separado, y tiene la ventaja de admitir poco deslizamiento en el dispositivo de anclaje. Normalmente estos valores de deslizamiento de los anclajes son proporcionados por los fabricantes. En el caso de que no se cuente con dichas especificaciones, el valor del deslizamiento para estos tipos de anclaje, varía del orden de 0.1 a 0.7 mm.

En general las pérdidas debidas al corrimiento del anclaje dependen del sistema de anclaje utilizado, de la longitud del cable y del valor de la fricción existente.

ORGANIZACION	SISTEMA	TENDON
BBRV Prestressing Simonbuild Limited Stockport Cheshire SK3 0RY	BBRV	Alambre (M)
CCL Systems Limited Cabco House, Ewell Road Surbiton Surrey KT9 7AH	Cabco Multiforce Strandforce	Torón (S) Torón (M) Torón (S)
Dividag Stressed Concrete Westfield Road Southam Leamington Spa Warwickshire CV33 0HZ	Dywidag Single Bar Dywidag Multiple Bar	Barra (S) Barra (M)
Losinger Systems Limited Lupton Road Thame Oxfordshire OX9 3XE	VSL	Torón (M)
Macalloy Prestressing British Steel Corporation P.O. Box 41 Meadowhall Road Sheffield S9 1DJ	Macalloy	Barra (S)
PSC Equipment Limited The Ridgeway Iver Buckinghamshire SLO 9JE	MonoGroup MonoStrand	Torón (M) Torón (S)
Stressed Concrete Desing Lynton House 54 South Side Clapham Common London SW4 9BY	Circular Stress Black	Torón (S y M) Torón (S)
Stronghold Prestressing Clarence Chambers 20 London Road Kingston -upon- Thames Surrey KT2 60H	Stronghold	Alambre (M) Torón (M)
M indica tensado múltiple	S indica tensado sencillo	

TABLA 4.3 TIPOS DE ANCLAJE

La evaluación de la pérdida de presfuerzo que se tiene por desplazamiento del anclaje se hace aplicando la ecuación - que nos da la mecánica de materiales, referente a la deformación de un elemento en el cual actúa una fuerza axial ya sea de tensión o de compresión.

$$\Delta f_a = \frac{\Delta a E_s}{L} = \delta E_s \quad (4.7)$$

Donde:

$\Delta f_a$  = pérdida debida al corrimiento del anclaje.

$\Delta a$  = deformación del anclaje en cm. dada por el fabricante.

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

$\delta$  = deformación por unidad de longitud.

$L$  = longitud total del cable de presfuerzo medida a partir del extremo anclado.

El problema siguiente es encontrar la distancia  $x$  a la cual, la pérdida debida al deslizamiento del anclaje ( $\Delta f_a$ ) se equilibra con la fuerza de fricción que restringe gradualmente este deslizamiento ( $f_x$ ), es decir, cuando:

$$\Delta f_a = f_x \quad (4.8)$$

si:

$$f_x = f e^{-u\theta - Kx}$$

sustituyendo tendremos:

$$\delta E_s = f e^{-u\theta - Kx} \quad (4.9)$$

Otra forma de evaluar la distancia  $x$ , es haciéndolo gráficamente, de la siguiente manera:-

Del diagrama de pérdida por fricción mostrado en la fig. 4. 2, se puede observar que en el anclaje se ha perdido la fuerza  $\Delta f_a$ , pero conforme se analizan secciones más lejanas del

apoyo se debe restar a  $\Delta_a^f$  las fuerzas de fricción. Esto se logra gráficamente con la recta CA paralela al eje x. Se puede demostrar que el valor  $\Delta_a^E$  es igual al área encerrada entre las rectas OB, BA Y OA o sea, entre el diagrama de pérdidas por fricción y el debido al deslizamiento del anclaje, es decir:

$$\text{Area} = \Delta_a^E E_s$$

Es importante hacer notar que el diagrama de pérdida por fricción no es la mayoría de las veces exactamente una recta como se muestra en la fig. 4.2, sino que más bien es una curva de forma exponencial, sin embargo, por simplicidad del método, dicha curva se aproxima a una recta.

El procedimiento para calcular estas pérdidas por este método es el siguiente:

Suponer un diagrama por deslizamiento que nos de una área, -- la cual al dividirla entre el módulo elástico del acero ( $E_s$ ) debe ser igual al deslizamiento especificado por el fabricante del dispositivo del anclaje, o sea:

$$\frac{\text{Area}}{E_s} = \Delta_a$$

(4.10)

Si el área entre  $E_s$  no es igual al segundo término de la ecuación 4.10, entonces, se modifica x para que se produzca la igualdad (procedimiento de tanteos sucesivos)

Existen fórmulas para resolver el problema, y dependen de -- los siguientes casos:

Caso I.- Esta condición se caracteriza por el hecho que el esfuerzo en el centro del tendón no es afectado por la deformación del anclaje, es decir, la longitud x es menor que  $L/2$ .

Caso II.- En este caso, el esfuerzo a la mitad del claro es afectado por la deformación del anclaje, para esta condición tenemos que x está entre  $L/2$  y L.

CASO III.- En este caso, el esfuerzo en el extremo muerto es reducido por la deformación del anclaje del extremo, es decir,  $x$  es mayor que  $L$ .

Para nuestro tema en estudio consideraremos el caso I, que es el más frecuente que se presenta. La obtención de la fórmula para el mismo es como sigue:

De la ecuación 4.10 tenemos:

$$\text{Area} = \Delta_a E_s$$

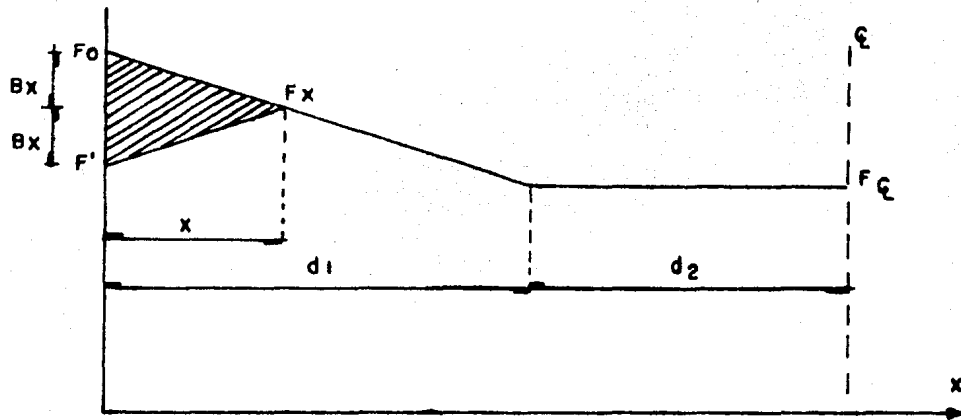


Fig. 4.3 Caso I ( $x < L/2$ ).

En la fig. 4.3 se representa esquemáticamente el caso I, y de la misma figura tenemos:

$$\text{Area} = \frac{Bx^2}{2} \cdot 2 = Bx^2$$

Donde  $B$  es la inclinación o tangente de las rectas  $CA$  y  $BA$  y la podemos obtener por triángulos semejantes de la siguiente manera:

$$B = \frac{f_0 - f_c}{d_1}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior

$$\text{Area} = Bx^2 = \Delta_a E_s$$

Despejando a  $x$ , y sustituyendo el valor de  $B$ :

$$x = \sqrt{\frac{\Delta_a E_s}{\frac{f_0 - f_c}{d_1}}}$$

Sustituyendo:  $f_0 = f_c e^{u\theta + KL}$

$$x = \frac{\sqrt{\frac{\Delta \sigma E s}{f_c (e^{u\theta + kd_1} - f_c)}}}{d_1} = \frac{\sqrt{\frac{\Delta \sigma E s}{f_c (e^{u\theta + kd_1} - 1)}}}{d_1}$$

dato que para la distancia  $x$  menor que  $L/2$  se tiene normalmente una pérdida menor que 30% se cumple la Ec. 4.6 propuesta por AASHTO.

$$x = \frac{\sqrt{\frac{\Delta \sigma E s}{\frac{f_c}{d_1} (X + u\theta + kd - X)}}}{d_1} = \frac{\sqrt{\frac{\Delta \sigma E s}{\frac{f_c}{d_1} (u\theta + k)}}}{d_1} \quad (4.11)$$

para  $x \leq L/2$ .

En caso que no se cumpla lo anterior, se procederá a aplicar cualquiera de los dos métodos de tanteos sucesivos explicados antes.

De la ecuación 4.11, tenemos que:

$\Delta \sigma$  Deslizamiento del anclaje en cms.

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo ( $\text{Kg/cm}^2$ )

$f_c$  Esfuerzo al centro del claro, después de la transferencia del presfuerzo ( $\text{Kg/cm}^2$ ) es decir, se deducen las pérdidas por fricción

$u$  Coeficiente de curvatura en  $\text{rad}^{-1}$

$\theta$  Angulo barrido hasta el punto de transición de nuestro diagrama de tensado en radianes.

$K$  Coeficiente de longitud del cable ( $\text{cms}^{-1}$ )

$d_1$  Distancia medida desde el extremo del anclaje hasta el punto de transición del diagrama de tensado.

#### 4.2.3. PERDIDA DEBIDA AL ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO.

La pérdida por contracción o acortamiento elástico del concreto, básicamente se debe a un acortamiento instantáneo del mismo, debido a la acción de la fuerza de presfuerzo y aliviado por el efecto de flexión producido por el peso propio del



elemento.

Estudiaremos las pérdidas debidas a acortamiento elástico -- tanto en concreto pretensado (cuando existe adherencia entre el concreto y los tendones), así como en el concreto -- postensado (cuando no existe adherencia entre el concreto y los tendones)

Consideraremos primeramente el caso de concreto pretensado. Cuando el presfuerzo se transfiere al concreto, el elemento se acorta simultáneamente con el acero, por lo tanto hay -- una pérdida de presfuerzo en el acero.

Mediante la ley de Hooke se puede calcular el acortamiento -- elástico del concreto como sigue:

$$\delta_c = \frac{f_{cir}}{E_c}$$

donde:

$\delta_c$  = Acortamiento elástico unitario del concreto.

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto ( $8500\sqrt{f'_c}$  para -- agregados del D.F.)

$f_{cir}$  = Esfuerzo del concreto al nivel del acero de presfuerzo, debido a la fuerza de presfuerzo y la carga muerta del miembro inmediatamente después de la transferencia. Dicho esfuerzo se calculará en la zona de -- máximo momento. La fuerza de presfuerzo puede ser -- reducida por acortamiento elástico del concreto y -- por relajación del acero.

Para un cálculo más exacto de  $f_{cir}$ , deberemos tomar un valor promedio de todos los cables, dicho cálculo se hará en función de las ecuaciones propuestas por el reglamento AASHTO. -- Posteriormente, observamos que para el cálculo de  $f_{cir}$  únicamente es variable el esfuerzo de presfuerzo, puesto que varía la excentricidad para cada uno de los cables, por lo tanto, lo que tomaremos será un esfuerzo total debido a la fuerza de presfuerzo para todos y cada uno de los cables, es decir: de la ecuación 2.2, vista en el capítulo anterior; y para un número  $N$  de cables, tendremos:

$$f_{sp} = \frac{p}{A_c} \sum_{i=1}^N \left( 1 - \frac{e_i}{r^2/y} \right)$$

$$f_{cir} = f_{PoPo} - f_{sp}$$

sustituyendo el valor de  $f_{cir}$ , en la ecuación que nos proporcione la teoría elástica, obtendremos:

$$\Delta f_{a.e.} = E_s \cdot \delta_c \frac{E_s}{E_c} f_{cir} \quad (4.12)$$

Donde:

$\delta_c$  Acortamiento elástico unitario del concreto.

$E_c$  Módulo de elasticidad del concreto ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ ).

$E_s$  Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ )

$\Delta f_{a.e.}$  Pérdida de presfuerzo en el acero debido al acortamiento elástico del concreto ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ )

$N$  Número de cables tensados.

$f_{sp}$  Esfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ )

$f_{PoPo}$  Esfuerzo debido al peso propio de la trabe, calculado en la sección de máximo momento y a la altura del presfuerzo ( $\text{Kg}/\text{Cm}^2$ )

$p$  Fuerza del presfuerzo que se tiene en la sección de máximo momento, la fuerza puede ser reducida por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del acero ( $\text{Kg}$ )

A continuación consideraremos el caso del concreto postensado.

Para el postensado el problema es diferente; si tenemos solamente un tendón en un miembro postensado, el concreto se acorta mientras se aplica el presfuerzo. Puesto que la fuerza en el cable se mide una vez que ha tenido lugar el acortamiento elástico del concreto, no es necesario tener en cuenta la --

pérdida debido a acortamiento elástico.

El comportamiento del postensado difiere del pretensado básicamente en la forma en que se llevan a cabo las deformaciones elásticas, es decir, en ambos casos la deformación se lleva a cabo durante la transferencia del presfuerzo al concreto. Pero en el caso del concreto pretensado se tiene un acortamiento simultáneo entre el concreto y el acero; a diferencia del postensado, en el cual el concreto y el acero se deforman independientemente (en el caso que se tengan varios tendones).

A continuación analizaremos el caso más frecuente en postensado, esto es, cuando se tienen varios cables. Dichos cables no se pueden tensar a la vez, por lo que el acortamiento elástico difiere en cada cable y por consiguiente, la pérdida por acortamiento elástico difiere en los mismos, es decir, el tendón que es tensado primero, sufrirá la máxima cantidad de pérdida debido al acortamiento del concreto por la aplicación subsecuente del presfuerzo de los otros tendones. El tendón que es tensado al último no sufrirá pérdida de presfuerzo debido al acortamiento elástico del concreto, porque todo ese acortamiento habrá tenido lugar cuando se cuantifique el presfuerzo en el último tendón. Es decir, para un número  $N$  de cables tenemos que: La pérdida de presfuerzo en el primer cable, se deberá al acortamiento del concreto causado por el presfuerzo aplicado en los  $N-1$  cables restantes, de la misma forma la pérdida en el segundo cable se deberá al acortamiento del concreto, causado por el presfuerzo aplicado en los  $N-2$  tendones restantes, y así sucesivamente, hasta llegar al último cable. Por lo tanto, la pérdida total será igual a las sumas parciales de los cables primero hasta  $N-1$ .

Haciendo uso de este razonamiento llegaremos a la siguiente expresión:

$$\delta_{cprom.} = \delta_c = \frac{1}{N} \frac{1}{E_c} \sum_{i=1}^{N-1} f_{cir.} \quad (4.13)$$

Sustituyendo la Ec. 4.13. en la ecuación 4.12.

$$\Delta f_{a.e.prom.} = E_s \delta_{cprom.} = \frac{1}{N} \frac{E_s}{E_c} \sum_{i=1}^{N-1} f_{cir} \quad (4.14)$$

Para el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico - y para fines prácticos, es suficiente considerar la pérdida promedio igual al 50% de la pérdida sucedida en el primer cable, es decir:

$$\Delta f_{a.e.prom.} = 0.5 \frac{E_s}{E_c} f_{cir} \quad (4.15)$$

Donde:

$\delta_{cprom.}$  Deformación elástica unitaria promedio de un número N de cables tensados.

$\Delta f_{a.e.prom.}$  Pérdida de presfuerzo promedio debida a acortamiento elástico del concreto, para el caso de concreto postensado con varios tendones - En Kg/Cm<sup>2</sup>)

$f_{cir}$ ,  $\delta_c$ ,  $E_c$ ,  $E_s$ , y N ya fueron definidos anteriormente.

#### 4.2.4. PERDIDAS DEBIDAS A LA FLEXION DEL ELEMENTO.

Las pérdidas de presfuerzo debidas a la flexión del elemento básicamente son producidas por efectos de flexión pura. - - Aquí trataremos la flexión producida por la fuerza del presfuerzo aplicada excéntricamente, y la flexión debida al propio peso del elemento.

Si hay varios tendones y están colocados en diferentes niveles, podrá variar en ellos el presfuerzo, entonces es conveniente considerar solamente el centroide de todos los tendones para conseguir un valor promedio del cambio de presfuerzo

Consideraremos una viga simplemente apoyada presforzada mediante un tendón curvo. Antes de aplicarle alguna carga - el miembro se contraflecha por efecto del presfuerzo, posteriormente al aplicarle carga, el elemento se flexiona hacia abajo (ver fig. 2.1, Cap. 2). Durante la transferencia del presfuerzo, el acero y el concreto trabajan como un solo elemento, y cualquier cambio en el esfuerzo debido a la flexión del elemento se calcula fácilmente haciendo uso de la teoría elástica para flexión pura.

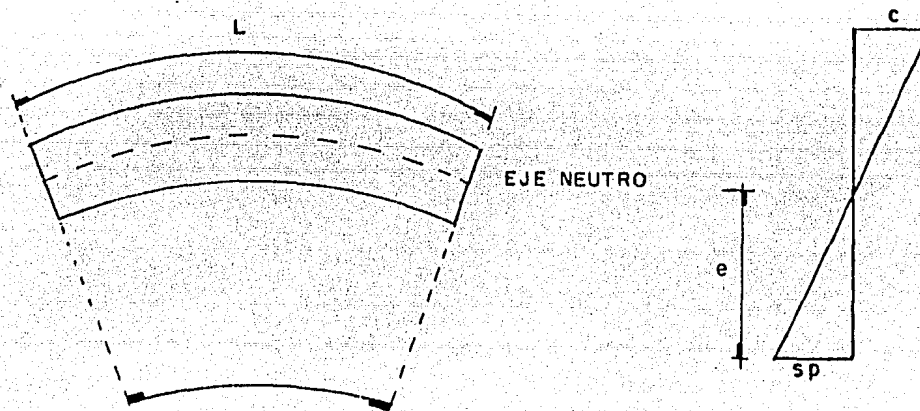


Fig. 4.4

Podemos obtener una expresión que calcule las pérdidas de presfuerzo debido a la flexión del elemento, de la siguiente manera:

De la ecuación de la elástica, tenemos que:

$$\theta = \int_0^L \frac{M(x) dx}{E_c I_r} \quad (4.16)$$

por lo tanto de la fig. 4.4. la pérdida de presfuerzo será:

$$\Delta f_f = \epsilon_{sp} E_s = e \cdot \epsilon_s = \frac{\theta}{L} \cdot E_s = \int_0^L \frac{M(x) \cdot dx \cdot e}{L E_c I_f} E_s$$

simplificando nos queda:

$$\Delta f_f = \frac{e \cdot n}{L I_f} \int_0^L M(x) dx = \frac{2 \cdot n}{L \cdot I_f} \sum M(x) \Delta x \cdot e \Big|_0^{L/2} \quad (4.17)$$

Donde:

- Θ Rotación relativa entre dos secciones extremas. En - radianes.
- M(x) Momento flexionante en el tramo considerado (presfuerzo - peso propio ) (Kg/Cms.)
- E<sub>c</sub> Módulo de elasticidad del concreto (Kg/Cm<sup>2</sup>)
- E<sub>s</sub> Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo. (Kg/Cm<sup>2</sup>)
- n Relación modular del acero y del concreto (Adimensional)
- ∅ Curvatura (Cms.<sup>-1</sup>)
- ε<sub>sp</sub> Deformación unitaria por curvatura en el acero de presfuerzo (Adimensional)
- Δ f<sub>f</sub> Pérdida de presfuerzo debida a flexión (Kg/Cm<sup>2</sup>)
- e Excentricidad de cada uno de los cables (Cms)
- L Longitud total del elemento (Cms)
- Δ s Tramo considerado y en una fracción de L. (Cms)

#### 4.3. PERDIDAS DIFERIDAS.

##### 4.3.1. CONTRACCION DEL CONCRETO.

Como ya se mencionó en el capítulo 3, los factores que más afectan a la contracción son la cantidad original de agua - en la mezcla y las condiciones ambientales especialmente a edades tempranas (humedad relativa), cantidad de pasta cementante por unidad de volumen, condiciones de curado, cantidad de acero y, tamaño y forma del elemento.

En esta sección unicamente definiremos brevemente el procedimiento que se seguirá para evaluar las pérdidas de presfuerzo debido a contracción del concreto.

El procedimiento que seguiremos para valuar tales pérdidas está basado en las normas propuestas por AASHTO. Para el cálculo de las pérdidas debido a contracción del concreto- haremos uso de la siguiente expresión:

a) para los miembros pretensados:

$$\Delta f_c = 1195.22 - 10.55 H \quad (4.18)$$

b) para miembros postensados:

$$\Delta f_c = 0.80 (1195.22 - 10.55 H) \quad (4.19)$$

Donde:

$\Delta f_c$  = pérdida del presfuerzo debido a la contracción del concreto ( $\text{Kg/cm}^2$ )

H = Humedad relativa promedio del ambiente en porcentaje (de la tabla 4.4 H=44.33%, para el D.F.)

#### 4.3.2. PERDIDAS DEBIDAS A FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO.

En el capítulo 3 fue tratado lo referente al comportamiento del concreto a largo plazo. En esta sección trataremos únicamente el criterio que se seguirá para evaluar las pérdidas por flujo plástico del concreto.

TABLA 4.4.

Humedad relativa medida para distintas localidades.

ESTACION.	H%
Acapulco, Gro.	71.67
Aguascalientes, Ags.	42.00
Campeche, Camp.	72.00
Cananea, Son.	17.00
Colima, Col.	51.67
Cozumel, Q. Roo.	82.33
Culiacán, Sin.	53.67
Chetumal, Q. Roo.	84.00
Chihuahua, Chi.	28.67
Chilpancingo, Gro.	74.67
Ensenada, B.C.	74.00

Guadalajara, Jal.	40.33
Guanajuato, Gto.	31.67
Guaymas, Son.	37.00
Hermosillo, Son.	32.33
Huejucar, Jal.	32.33
Jalapa, Ver.	72.33
Juárez, Cd. Chih.	27.33
León, Gto.	45.00
Lerdo Cd., Dgo.	38.67
Manzanillo, Col.	66.33
Mazatlán, Sin.	71.67
Mérida, Yuc.	62.00
Monclova, Coah.	47.00
Monterrey, N.L.	61.67
Morelia, Mich.	47.00
Nuevo Casas Grandes, Chih.	12.00
Oaxaca, Oax.	57.00
Pachuca, Hgo.	51.67
Paz La., B.C.	60.00
Piedras Negras, Coah.	62.00
Puebla, Pue.	42.33
Querétaro, Qro.	32.67
Río Verde, S.L.P.	64.67
Salina Cruz, Oax.	79.67
Saltillo, Coah.	49.67
San Luis Potosí, S.L.P.	38.33
Tambaza, D.F.	44.33
Tampico, Tamps.	78.33
Tapachula, Chis.	63.33
Tepic, Nay.	79.67
Tequesquitengo, Mor.	37.00
Torreón. Coah.	41.33
Tuxtla Gutiérrez, Chis.	65.00
Veracruz, Ver.	77.67



Zacatecas, Zac.

28.33

Cabe mencionar que la pérdida por flujo plástico junto con la de fricción son las que contribuyen más a la pérdida total de presfuerzo.

A continuación damos el criterio seguido por el AASHTO para la evaluación de las pérdidas por flujo plástico del concreto. Dicho criterio hace uso de la siguiente expresión: Esta es válida tanto para miembros pretensados como para postensados.

$$\Delta_{f.p.}^f = 0.844t_{cir} - 0.492 f_{cds} \quad (4.20)$$

Donde:

$\Delta_{f.p.}^f$  = Pérdida de presfuerzo debida a flujo plástico del concreto ( $Kg/Cm^2$ )

$f_{cir}$  = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia. Este esfuerzo será calculado en la sección de máximo momento ( $Kg/Cm^2$ )

$f_{cds}$  = Esfuerzo del concreto en el nivel del acero de presfuerzo debido a la carga muerta presente en el tiempo que se aplica el presfuerzo (se excluye la carga adicional), y la fuerza de presfuerzo. ( $Kg/Cm^2$ )

#### 4.3.3. PERDIDA DE PRESFUERZO DEBIDO A LA RELAJACION O FLUJO PLASTICO DEL ACERO.

La pérdida de presfuerzo debido a flujo plástico del acero básicamente se debe a la deformación que sufre el material cuando éste está sujeto a cargas o esfuerzos permisibles. En esta sección hablaremos del criterio que sigue el reglamento AASHTO para la evaluación de las pérdidas debidas al flujo plástico del acero.

a) Para elementos de concreto pretensado y postensa

do con cables de resistencia:

$$F_y = 16500 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \text{y} \quad F_y = 19000 \text{ Kg/Cm}^2$$

Es aplicable la siguiente expresión:

$$\Delta F_{r.a.} = 1265.53 - 0.02109 \Delta F_R - 0.0281 \Delta f_{a.e.} - 0.01406 (\Delta f_c + \Delta f_{f.p.}) \quad (4.21)$$

Donde:

$\Delta f_{r.a.}$  = Pérdida de presfuerzo debido a la relajación -- del acero ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo -- ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

$\Delta f_{a.e.}$  = Pérdida de presfuerzo debido al acortamiento -- elástico del concreto ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

$\Delta f_c$  = Pérdida de presfuerzo debido a la contracción -- del concreto ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

$\Delta f_{f.p.}$  = Pérdida de presfuerzo debido a flujo plástico -- del concreto ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

La ecuación 4.21, corresponde a la pérdida total a largo plazo debida a la relajación del acero.

Para el cálculo de las pérdidas por flujo plástico del acero para un tiempo determinado, podemos hacer uso de la ecuación propuesta por el comité PCI. Esta ecuación es aplicable a cables con esfuerzos relevados y para relajaciones que sucedan a temperaturas normales. Dicha expresión es la siguiente:

$$\Delta f_{r.a.} = f_{si} \frac{\text{Log}_{10} f'}{10} \left( \frac{f_{si}}{f'_s} - 0.55 \right) \quad (4.22)$$

para:

$$\frac{f_{si}}{f'_s} \approx 0.55$$

Donde:

$\Delta f_{r.a.}$  = Pérdida de presfuerzo debida a la relajación del acero a un tiempo  $t'$  dado en horas ( $\text{Kg/Cm}^2$ )

$f'_{si}$  = Esfuerzo en el acero de presfuerzo al tiempo  $t'$   
(Kg/Cm<sup>2</sup>)

$f'_s$  = Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo. -  
Generalmente es el esfuerzo correspondiente a -  
una deformación unitaria de 1% (Kg/Cm<sup>2</sup>)

#### 4.4. DIAGRAMA DE TENSADO.

El diagrama de tensado, es la representación gráfica de la fuerza de tensión que se tiene en cada uno de los cables; - así mismo nos da la configuración de las tensiones en los mismos, conforme suceden las pérdidas de presfuerzo.

Para el caso en que el tensado de los cables se haga por - ambos extremos de la viga, algunas veces, el diagrama de - tensiones será simétrico, y el eje de simetría pasará por - el centro del claro (como en nuestro caso).

Otra consideración importante, consiste en la localización del punto de transición del diagrama de tensado (ver fig.- 4.5)

El valor de "x", ya se ha explicado ampliamente en el inci - so 4.2.2., o sea, la distancia a la cual se localiza el -- punto de transición.

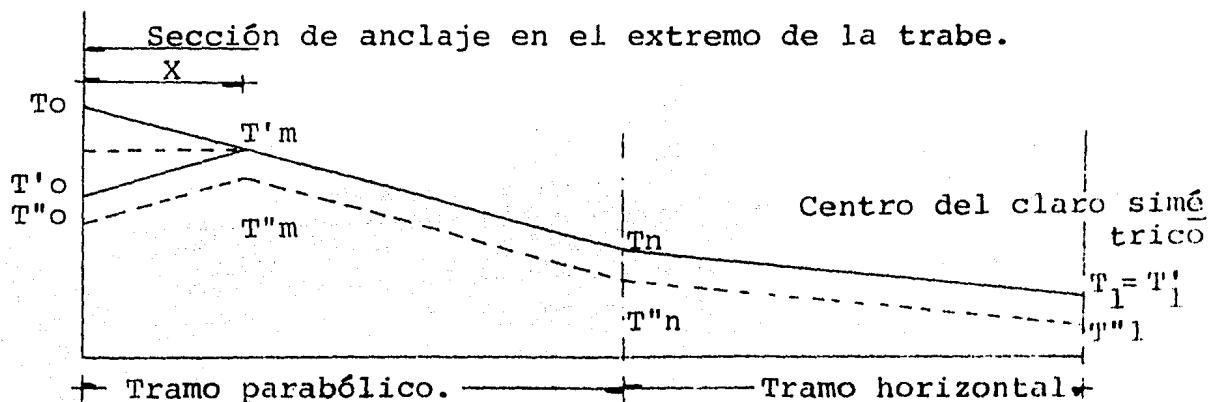


Fig. 4.5 Diagrama de tensado.

$p_o$  = Tensión última. Corresponde a la máxima tensión que puede resistir el gato, normalmente nunca se

llegará a esta fuerza de tensión. Mediante esta fuerza "po" se especifica la capacidad del gato.

$T_o$  = Tensión de tensado en el extremo.- Es la fuerza máxima que se tiene en los extremos de la trabe. Es importante hacer notar que esta fuerza es la que deberá aparecer en el registro del manómetro antes de anclar los cables.

$T'o$  = Tensión al anclar. Esta fuerza corresponde a la tensión que se tiene inmediatamente después de anclar los cables, en este momento ya ha ocurrido el desplazamiento del sistema de anclaje, por lo tanto, existe una caída de tensión por esta causa.

$T'm$  = Tensión máxima al anclar. Es la fuerza necesaria para que en algún punto se equilibre la pérdida por fricción. Este punto se localiza a una distancia "x" del apoyo (ver inciso 4.2.2.)

$T'n$  = Tensión máxima en el punto de transición.- Es la fuerza de tensión que se tiene en el punto de transición. Esta se obtiene normalmente, restando a la fuerza de anclaje ( $T'o$ ) la fuerza de tensión que se tiene hasta una distancia " $x_1$ " (ver fig. 4.5), es decir, hasta la distancia donde se tiene el punto de transición.

$T_1T'$  = Tensión en el centro del claro al tensar y al anclar. Esta fuerza de tensión corresponde a la tensión que se tiene en el centro del claro, al ocurrir la totalidad de las pérdidas instantáneas.

$T''o, T''m, T''_1, T''n$  Corresponden a las fuerzas de tensión permanentes, es decir, a las tensiones antes mencionadas, pero considerando la pérdida a largo plazo (ver fig. 4.5) Esta serie de tensiones de los cables nos da una línea paralela, esto se debe a que la pérdida diferida es la misma en cualquier sección de la trabe.

## CAPITULO V.

## ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TRABE.

## 5.1 INTRODUCCION

Para seleccionar el tipo de trabe a utilizarse en este proyecto; desde el punto de vista del material a emplearse, sección transversal, y claros por salvar, se analizaron distintas alternativas posibles.

Entre las alternativas más importantes, se encuentran -- las siguientes:

a) Estructura Isostática, a base de vigas libremente apoyadas sobre columnas. Estas vigas pueden ser: pretensada y precolada a base de cajones, vigas I de acero con una losa de concreto, cajón postensado colado en sitio, y cuatro vigas T pretensadas y precoladas unidas por tramos de losa colada en sitio.

b) Estructura Isostática tipo Rotterdam, a base de tramos simplemente apoyados en los extremos de un cabezal colado sobre columnas.

c) Solución tipo Gerber, sección cajón colado en sitio, postensado, de cuatro nervaduras. Esta solución está constituida por tramos de viga apoyados sobre columnas con voladizo a cada lado, que reciben tramos simplemente apoyados en sus extremos.

d) Estructura con columnas articuladas en su base y claros desiguales, con sección cajón postensado y colado en sitio, continuo con las columnas.

e) Estructura de vigas continuas, sección cajón postensado.

Se hizo una comparación de costos de las diferentes alternativas estudiadas, tomándose en cuenta: cantidad de material utilizado en la cimentación y en la superestructura tanto de concreto colado en sitio como precolado y --

acero estructural. Incluyó también los equipos de construcción a emplearse, cimbra, procedimiento constructivo, etc.

La alternativa elegida para la solución de este proyecto es la Isostática, ya que tolera fácilmente hundimientos-diferenciales y permite la solución de cimentación a base de pilotes de fricción. Otra ventaja es desde el punto de vista sísmico como se explicará en el siguiente capítulo.

Para la sección transversal de la trabe, se decidió emplear el cajón colado en sitio y postensado, debido a la gran rigidez torsional que tiene en comparación con las vigas o cajones aislados.

Esta sección cajón consta de 3 nervaduras, losa superior con doble voladizo y losa inferior; para darle mayor rigidez a la trabe se colocaron dos diafragmas intermedios de 30 cms., de espesor y dos diafragmas extremos de 20 cm. de espesor cada uno.

Las trabes se apoyan sobre placas de neopreno, una flexible y la otra rígida para restringir los desplazamientos. Para restringir los movimientos de la trabe en dirección perpendicular a la línea, se usó un diente que encaja en una cavidad, dejado previamente en la columna.

Las dimensiones de la columna en el extremo superior están regidas por los espacios entre trabes para poder postensarlas y por la separación entre apoyos perpendicularmente a la línea para tomar eficientemente el momento de cabeceo y de sismo.

Una vez elegida la sección a emplearse, se realizaron diseños preliminares, cambiando espesores de losas, nervaduras y diafragmas, llegándose a la conclusión de que la sección que analizaremos a continuación es la óptima.

## 5.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TRABE.

El análisis estructural de la trabe se considerará en dos etapas:

- a) Análisis longitudinal.
- b) Análisis transversal.

Para el análisis longitudinal se considerará a la estructura como una parrilla reticular apoyada libremente en sus extremos.

Dicho análisis se hizo por medio del paquete del programa STRESS (ver referencia No. 16 ) el cual está basado en el método de rigideces.

Basicamente dicho programa, para analizar cualquier estructura requiere de la siguiente información:

1. Tipo de estructura (marco, armadura o parrilla reticular)
2. Coordenadas de la estructura, las cuales son utilizadas para ubicar, y definir la geometría de la misma.
3. Propiedades geométricas que conforman la estructura por analizar.
4. Incidencias de las barras, es decir, punto inicial o final del elemento.
5. Condiciones de apoyo (joint releases)
6. Características de los materiales de construcción.
7. Cargas de servicio (cargas muertas y vivas)

Después de proporcionar dicha información, este programa nos da los siguientes resultados:

1. Elementos mecánicos al inicio y final de cada barra.
2. Reacciones.
3. Desplazamientos de los nudos.

Una vez obtenidos todos los elementos mecánicos por medio de este programa, se procede a la representación gráfica en forma resumida de los mismos.

Análisis Transversal.- Este análisis consiste en conside-

rar la sección transversal de la trabe como un elemento rígido, sin desplazamientos laterales, y tomando un ancho unitario. Tomando en cuenta la consideración anterior, podemos hacer uso del método de Cross para el cálculo de la flexión transversal.

Para el diseño longitudinal a flexión se consideró que los elementos mecánicos son absorbidos por las nervaduras y por el acero de presfuerzo.

Además se deberá proveer acero de refuerzo ordinario para resistir la flexión transversal.

Por otro lado se hará una revisión por momento último con el fin de verificar que el comportamiento de la estructura se encuentra dentro del rango permisible de seguridad y también se hará una revisión de deflexiones longitudinales de la misma.

Finalmente se hará el estudio de la geometría de los cables de presfuerzo, así como de las pérdidas de presfuerzo de las mismas, considerando dos etapas en el tensado de los cables.

#### ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA TRABE (Longitudinal)

##### Idealización de la estructura.

Para la idealización de la estructura se analizaron varias alternativas, llegándose a la conclusión que la más representativa corresponde a considerar a la estructura como una retícula plana.

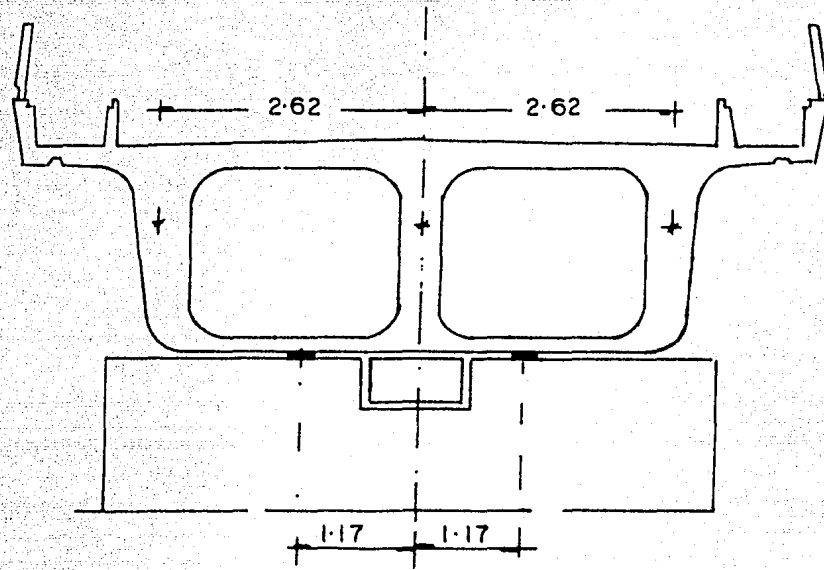
##### MODELO ESTRUCTURAL.

La modelación es el proceso mediante el cual se define perfectamente el modelo estructural simplificado que representa a la estructura en estudio.

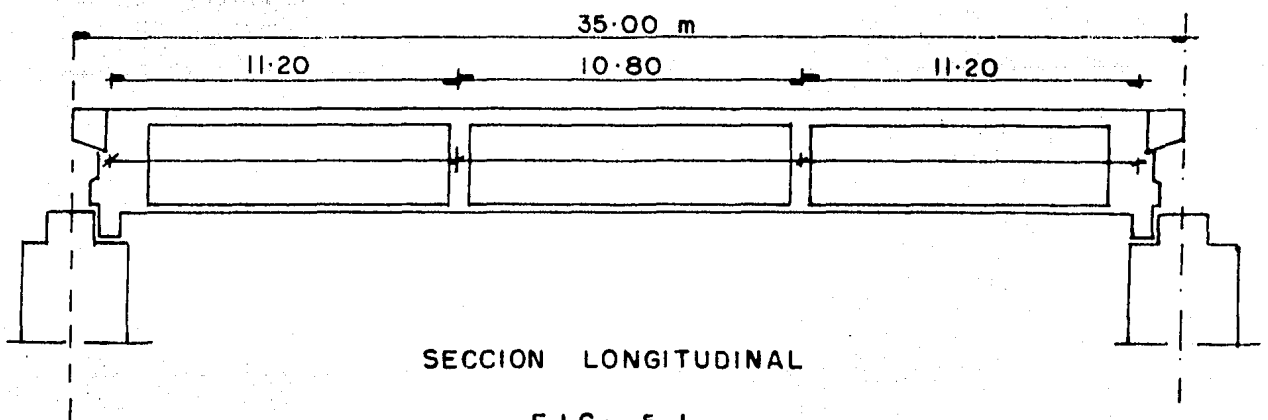
La configuración general de la estructura se tomará en base a los planos de detalle que contienen a la sección propuesta. (ver fig. 6.3)



Los miembros estructurales se idealizarán como elementos - línea para la definición del modelo estructural, como se muestra en la siguiente figura.



SECCION TRANSVERSAL EN LOS EXTREMOS

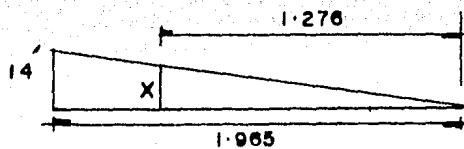
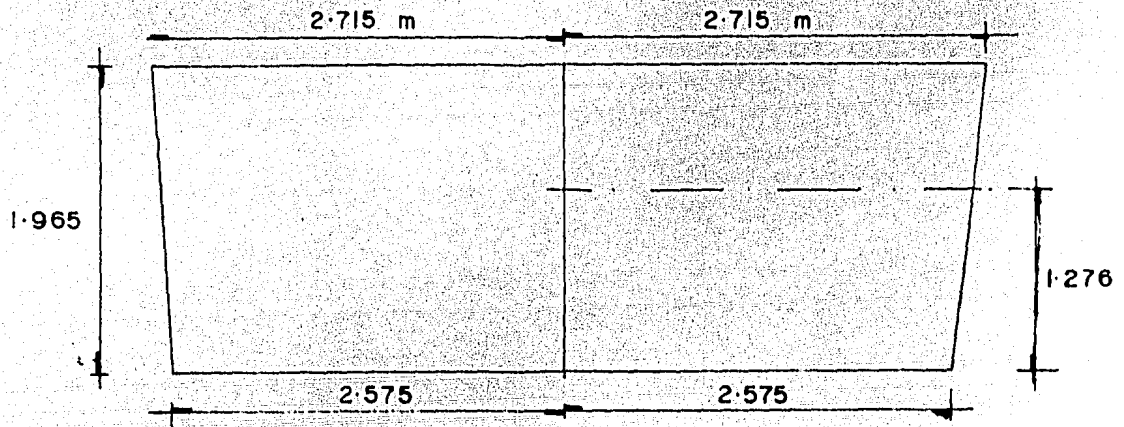


SECCION LONGITUDINAL

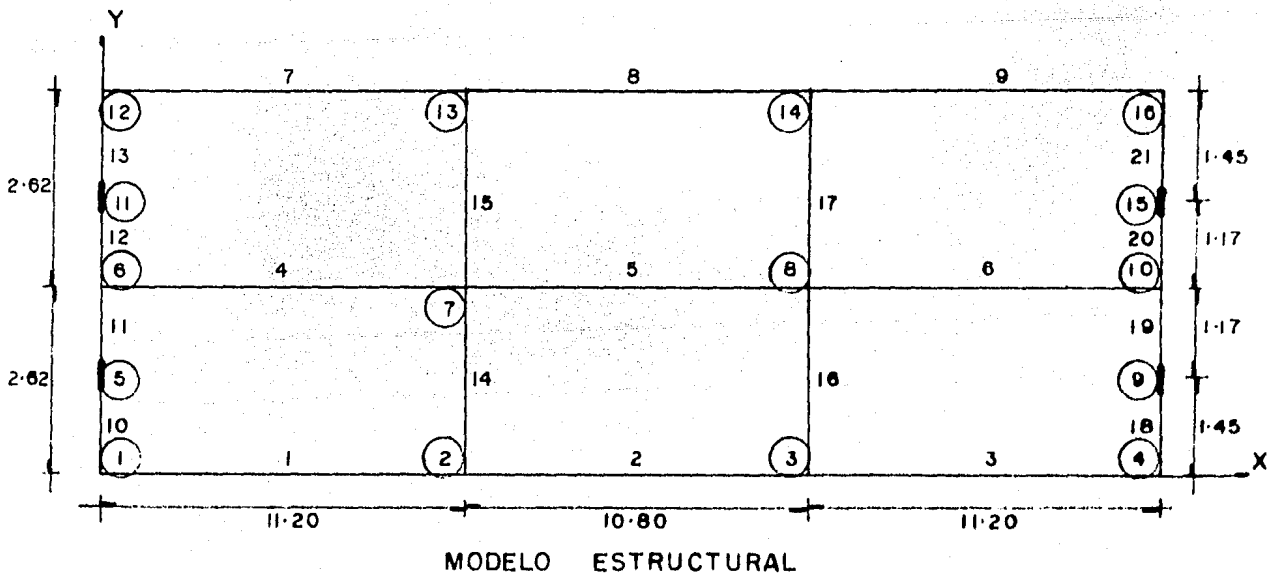
FIG. 5.1

En la fig. 5.1 se observa que la línea que representa al elemento estructural coincide con el centroide del mismo. A continuación se hace el cálculo de la localización de dicha línea (ancho de la parrilla por analizar)

Supondremos que todas las cargas verticales están actuando en el centroide de la sección, por lo tanto el ancho de la parrilla por analizar será



Una vez calculado el centroide, se procede a representar gráficamente mediante un dibujo el modelo estructural, como se muestra en la siguiente figura.



En el modelo estructural deberá indicarse el origen de - coordenadas, así como la dirección positiva de los ejes - coordenados globales.

El origen puede elegirse en forma arbitraria procurando que estén en un extremo de la estructura coincidiendo con un nudo. Los ejes coordenados deben formar un sistema - cartesiano donde el eje Z coincide con el eje vertical, - asimismo, deberán indicarse las dimensiones generales -- del modelo.

Una vez que se haya detallado la configuración del modelo, deberán definirse los nudos y elementos del mismo, - se colocarán nudos en los puntos de apoyo de la estructura y en los puntos de unión de los miembros estructura-- les.

Los nudos y elementos deberán numerarse en forma secuencial. La discretización de la estructura en nudos y elementos, así como la numeración de éstos se indica en la figura anterior.

5.3. CALCULO DE LAS PROPIEDADES GEOMETRICAS  
DE LAS BARRAS.

OBTENCION DEL ANCHO DE PATIN PARA SECCIONES CERRADAS.  
SEGUN EL REGLAMENTO AASHTO, EL ANCHO TRIBUTARIO DE PA  
TIN PARA SECCIONES QUE TIENEN PATIN EN AMBOS LADOS. -  
NO DEBERA DE EXCEDER DE:

CASO A:

- 1.- Un cuarto de la longitud del claro.
- 2.- La distancia centro a centro de la trabe.
- 3.- 12 veces el espesor de la losa más el ancho del alma.

Para secciones que tienen patín de un solo lado, el ancho sobresaliente de patín no excederá lo siguiente:

CASO B:

- 1.- 1/2 de la longitud del claro.
- 2.- 1/2 de la distancia del claro que hay entre nervio y nervio.
- 3.- 6 veces el espesor de la losa.

Ancho efectivo del patín para nervadura central (caso A)

1.-  $L/4 = \frac{33.20}{4} = 8.30 \text{ m}$

2.- c.a.c. = 2.575 m.

3.- a) con patín superior: Se toma el menor.

$$t_f = \frac{22+25}{2} = 23.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2.575 \text{ m.}$$

$$b = 12 t_f + t_w = 12 (23.5) + 40$$

$$b = 322 \text{ cm.}$$

b).- Patín inferior:

$$t_f = 12 \text{ cm.}$$

$$b = 184 \text{ cm.}$$

Ancho efectivo del patín para nervadura extremas.

\* Patín superior ( caso A)

1.  $l/4 = \frac{33.2}{4} = 8.30 \text{ m.}$

2.- c.a.c. = 2.575 m.

3.  $b = 12 t_f + t_w = 12 (23.5) + 47$

$$b = 3.29 \text{ m.}$$

\* Patín inferior (caso B)

$$1.- \quad L/12 = \frac{33.20}{12} = 2.77 \text{ m.}$$

$$2.- \quad b = 1/2 (2.575 - 0.40) = 1.087 \text{ m.}$$

$$3.- \quad b = 6(12) = 0.72 \text{ m}$$

Ancho efectivo del patín para diafragmas centrales  
(caso A)

$$1.- \quad b = L/4 = \frac{33.20}{4} = 8.30 \text{ m}$$

$$2.- \quad b = \text{c.a.c.} = 10.80 \text{ m.}$$

3.- a) - con patín superior.

$$b = 12 t_f + t_w = 12 \times 0.25 + 0.30 = 3.30 \text{ m}$$

b) - Patín inferior.

$$t_f = 12$$

$$b = 1.74 \text{ m.}$$

Ancho efectivo del patín para diafragmas extremos  
(caso B)

$$1.- \quad b = L/12 = \frac{33.20}{12} = 2.77 \text{ m}$$

$$2.- \quad b = 1/2 (10.80 - 1.10) = 4.85 \text{ m}$$

3.- a) con patín superior.

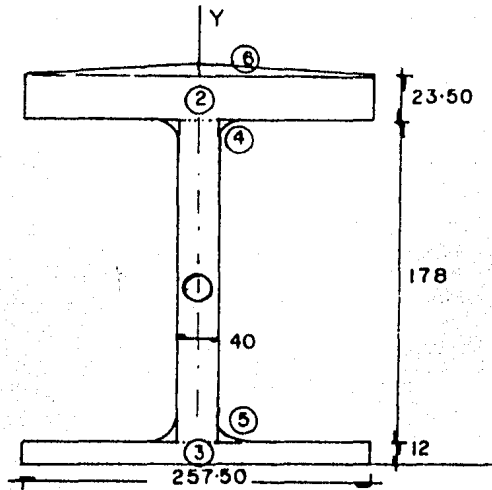
$$b = 6(25) = 1.50 \text{ m.}$$

b) con patín inferior

$$b = 6(12) = 0.72 \text{ m.}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA Y MOMENTO TORSIONANTE.  
Para el cálculo correspondiente a los momentos de inercia y momento torsionante, éstos se harán en forma detallada para la nervadura central ( barras 4,5,6 del modelo) y solamente se hará un resumen de las propiedades geométricas para el resto de los elementos.

## CALCULO DE MOMENTOS DE INERCIA



NERVADURA CENTRAL

SEC.	FORMA	b	h	A	$y_i$	$A y_i$	d	$A d^2$	$I_o$
1		40	178.0	7120.0	101.0	$719.12 \times 10^3$	20.18	$2.9 \times 10^6$	$1.88 \times 10^7$
2		257.50	23.50	6051.25	201.75	$1.22 \times 10^6$	80.57	$39.28 \times 10^6$	$2.77 \times 10^5$
3		257.50	12.00	3090.0	6	$18.54 \times 10^3$	115.18	$40.99 \times 10^6$	$3.71 \times 10^4$
4		11.14	11.14	124.10	186.28	$23.12 \times 10^3$	65.10	$525.94 \times 10^3$	$4.28 \times 10^2$
5		11.14	11.14	124.10	15.71	$1.95 \times 10^3$	105.47	$1.38 \times 10^6$	$4.28 \times 10^2$
6		128.75	1.50	193.13	214.0	$4.13 \times 10^4$	92.92	$1.66 \times 10^6$	12.10

$$\Sigma A = 16703$$

$$\Sigma A y_i = 2025 \times 10^6$$

$$\Sigma A d^2 = 86.744948 \times 10^6$$

$$\Sigma I_o = 1.9115 \times 10^7$$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma A y_i}{\Sigma A} = 121.18 \text{ cm.}$$

$$I_z = A d^2 + I_o = 105.85995 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$A_z = 9334.4 \text{ cm}^2$$

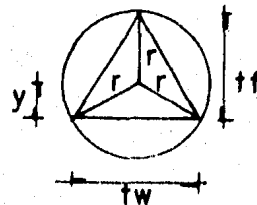
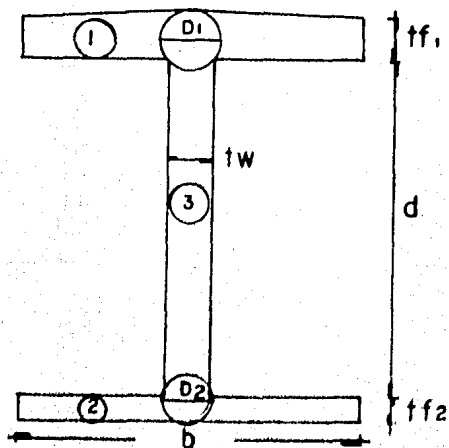
$$Z_i = 0$$

$$A_y = 8560 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 51993059 \text{ cm}^4$$

## CALCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE (Ix)

$$I_x = I_{x_1} + I_{x_2} + I_{x_3} + \alpha_1 D_1^4 + \alpha_2 D_2^4$$



$$ff = y + r \quad (1)$$

$$r = \left(\frac{tw}{2}\right)^2 + y^2 \quad (2)$$

$$y = ff - r \quad (3)$$

sust. l'en 2

$$\frac{tw^2}{4} + (tf - r)^2 = r^2$$

$$r = \frac{tw^2}{8tf} + \frac{tf}{2}$$

$$D = 2r = \frac{tw^2}{4tf} + tf \quad (3)$$

$$tf_1 = 24 \cdot 25 \text{ cm}$$

$$tf_2 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 257.5 \text{ cm}$$

$$tw = 40 \text{ cm}$$

$$d = 178 \text{ cm}$$

$$D_1 = \frac{tw^2}{4tf_1} + tf_1 = 40.74 < 2tf_1 = 48.50 \quad \therefore D_1 = 40.74 \text{ cm}$$

$$D_2 = \frac{tw^2}{4tf_2} + tf_2 = 45.33 > 2tf_2 = 24.00 \quad \therefore D_2 = tw = 40 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = \frac{tf_1}{tw} (0.15 + \frac{0.1r}{b}) = \frac{tf_1}{tw} (0.15) = 0.091$$

NOTA:  $r=0$  debido a que no existe soldadura.

$$\alpha_1^4 D_1 = 250.683$$

$$\alpha_2 = \frac{tf_2}{tw} (0.15) = 0.045$$

$$\alpha_2^4 D_2 = 115.200$$

$$I_{x_1} = b tf_1^3 \frac{1}{3} - 0.21 \frac{tf_1}{b} (1 - \frac{tf_1^4}{12b^4}) = 1,151,406 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_2} = 143,965 \text{ cm}^4$$

$$I_{x_3} = \frac{d tw^3}{3} = 3,797,333 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 5,458,587 \text{ cm}^4$$

Resumen (miembros 4, 5, 6).

$$A_x = 16,703 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 8,560 \text{ ''}$$

$$A_z = 9,334.4 \text{ ''}$$

Nota

La ec.(3) es válida para valores positivos de  $(y)$ ; es decir,  $y = tf - r = tf - D/2$  debe ser mayor ó igual que cero.

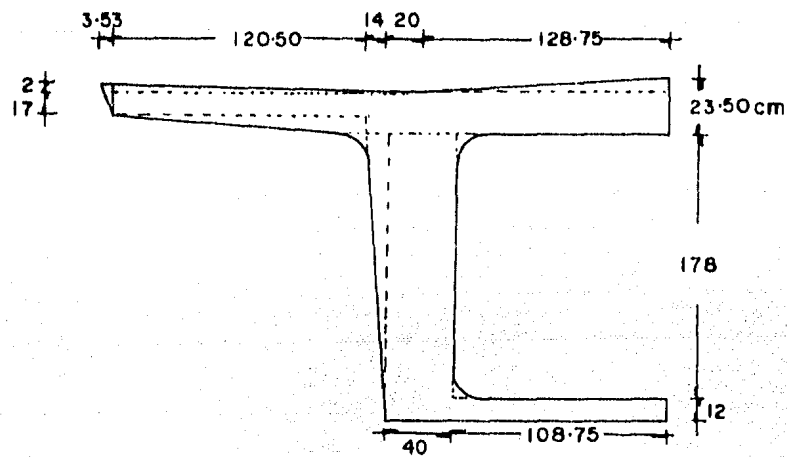
$$D/2 \leq tf \quad \text{ó} \quad D \leq 2tf$$

Si lo anterior no se cumple  $D = tw$  ó  $tf$ , y se toma el mayor.

$$I_x = 5,458,587 \text{ cm}^4$$

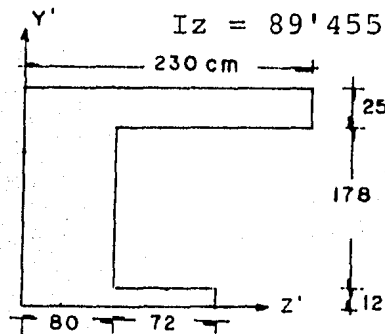
$$I_y = 51,993,059 \text{ ''}$$

$$I_z = 105,859,950 \text{ ''}$$



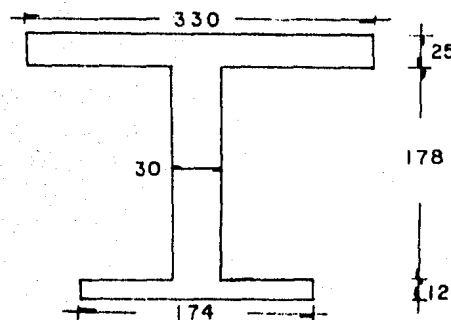
Nervadura Lateral (miembros 1, 2, 3 y 7, 8, 9)

$$\begin{aligned} A_x &= 16,633.10 \text{ cm}^2 & I_x &= 7'592,677 \text{ cm}^4 \\ A_y &= 10,129.50 & I_y &= 52'582,271 \\ A_z &= 8,012.00 & I_z &= 89'455,281 \end{aligned}$$



Diafragma extremo (miembros 10-13 y 18-21)

$$\begin{aligned} A_x &= 21,814 \text{ cm}^2 & I_x &= 22'035,441 \text{ cm}^4 \\ A_y &= 17,200 & I_y &= 59'841,428 \\ A_z &= 7,574 & I_z &= 105'905,886 \end{aligned}$$



Diafragma central. (miembros 14, 15, 16 y 17)

$$\begin{aligned} A_x &= 15,678 \text{ cm}^2 & I_x &= 3'545,513 \text{ cm}^4 \\ A_y &= 6,450 & I_y &= 80'537,274 \\ A_z &= 10,338 & I_z &= 92'299,239 \end{aligned}$$



#### 5.4. ANALISIS DE CARGAS

Para el análisis longitudinal de carga muerta se considera una sección con un ancho unitario, donde intervendrán el peso total que actúa sobre la estructura, como es: El peso propio debido a parapetos, pretiles, tapas, charo-- las, cables, riel, barra guía, las cuales se considera-- rán puntuales para facilidad de análisis. En lo que respecta al peso de balasto, arena, losas tanto superior como inferior se considerarán como cargas uniformemente repartidas. (Ver figura siguiente )

Para el análisis de cargas tanto muertas como vivas, el programa STRESS requiere que dichas cargas actúen sobre el elemento línea del modelo. En realidad las cargas no están actuando sobre las líneas del modelo, por lo cual se deberá transportar las cargas a estos puntos.

El transporte de las cargas se hará considerando que la sección transversal es muy rígida y sin desplazamientos la terales como se describe a continuación.

Considerando la sección transversal con ancho unitario, se procede al análisis por el método de Cross, por medio del cual se obtienen las reacciones y sumándole el peso propio de las nervaduras, da como resultado la reacción total en cada nervadura, la cual actuará en el sentido longitudinal como una carga repartida por metro.

También se obtiene el peso propio de los diafragmas, que actúa como una carga repartida por metro en el sentido transversal.

### OBTENCION DE LA CARGA MUERTA.

Para el efecto del análisis de la carga muerta se consideró una sección de 1.0 m. el peso propio debido a parapetos, pretils, muretes, tapas, charolas y cables, se consideraron como cargas puntuales para facilidad del análisis, y dichas cargas se calcularon de la siguiente forma:

Pretil.	0.248 Ton/m	murete	0.156 Ton/m.
Parapeto.	0.215 "	tapa	0.0465 "
Tapa.	0.465 "	Charolas.	0.020 "
Charola.	0.020 "	Cables.	0.125 "
Cables.	0.125 "		
		$P_2 =$	0.347 "

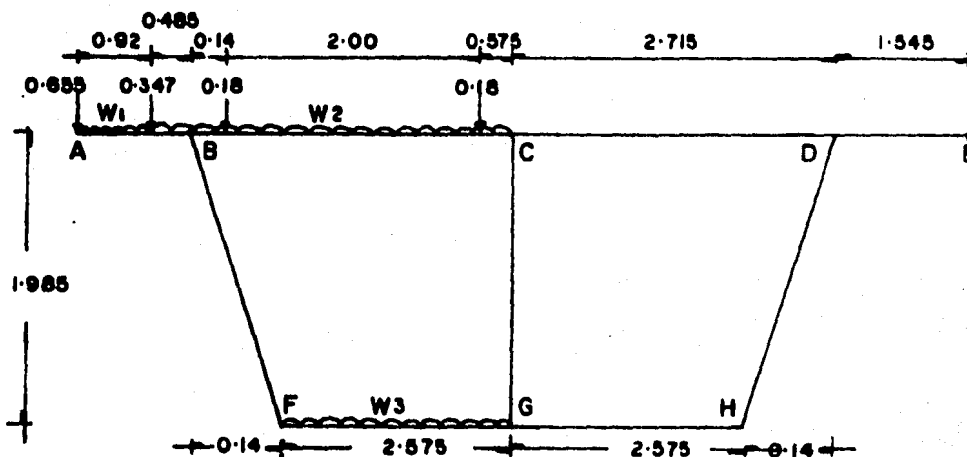
$$P_1 = 0.655 "$$

Riel, barra guía y pista de rodamiento:  $P_3 = 0.18 \text{ Ton/m.}$

$$w_1 = 0.972 \text{ Ton/m.}$$

$$w_2 = 1.32 "$$

$$w_3 = 0.288 "$$



Momentos de Empotramiento.-

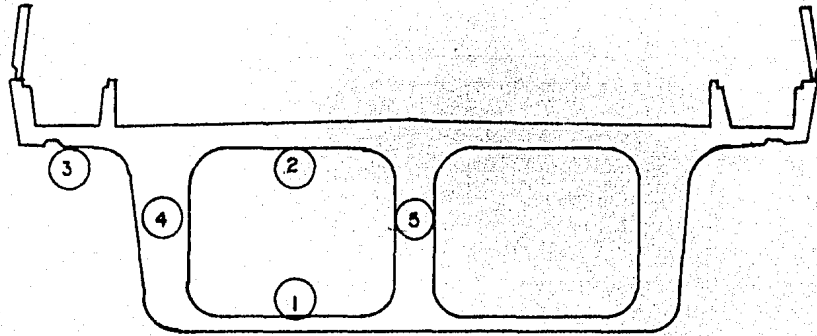
$$M_{BA} = 2.18 \text{ Ton/m.}$$

$$M_{BC} = 0.851 "$$

$$M_{CB} = 0.88 "$$

$$M_{FG} = M_{GF} = 0.16 \text{ Ton/m.}$$

## TRANSPORTE DE CARGA HACIA LAS NERVADURAS.



Para el cálculo de los momentos de inercia se considera un ancho unitario de 1.0 m.

Sección 1

$$I = \frac{bh^3}{12} = 14,400 \text{ cm}^4$$

Sección 2

$$I = \frac{bh^3}{12} = 108,149$$

Sección 3

$$I = \frac{bh^3}{12} = 71,793$$

Sección 4

$$I = \frac{bh^3}{12} = 865,192$$

Sección 5

$$I = \frac{bh^3}{12} = 533,333$$

Cálculo de rigideces.

$$K_1 = \frac{I_1}{L_1} = 55.92 \text{ cm}^3$$

Rigideces relativas.

$$K_1 = 1.0$$

$$K_2 = 7.12$$

Calculo de las rigideces.

$$K_2 = \frac{I_2}{L_2} = 398.34$$

$$K_3 = \frac{I_3}{L_3} = 464.68$$

$$K_4 = \frac{I_4}{L_4} = 4392.00$$

$$K_5 = \frac{I_5}{L_5} = 2714.00$$

Rigidices relativas.

$$K_3 = 8.31$$

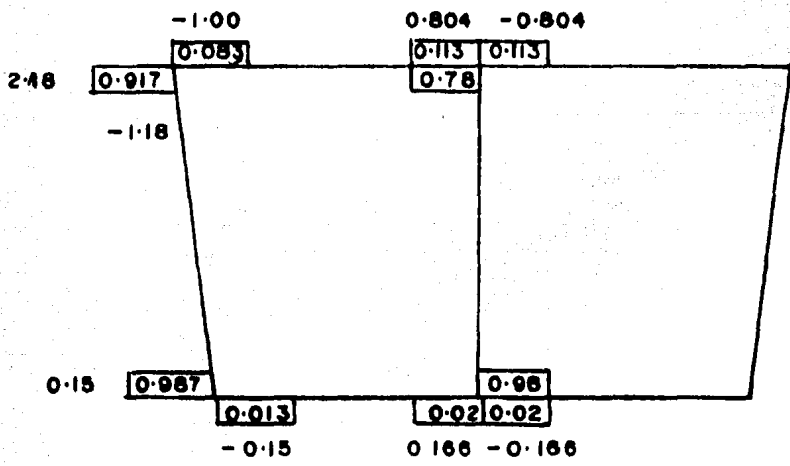
$$K_4 = 78.54$$

$$K_5 = 48.53$$

## RESUMEN DEL ANALISIS.

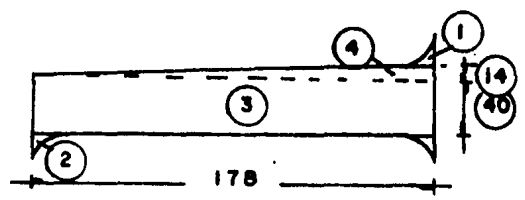
Una vez que se obtienen los datos del programa, se procede a codificar conforme a la referencia No. 16 para posteriormente efectuar el análisis y obtener mediante el mismo programa los resultados del análisis (ver anexo "A")

Las combinaciones 8 y 9 se emplearán para el diseño a - - flexión de la trabe y la combinación 10 para el diseño a - - cortante de la misma.



OBTENCION DEL PESO PROPIO DE NERVADURAS -

NERVADURA EXTREMA



$A_1 = 47.17 \text{ cm}^2$

$A_2 = 62.02 \text{ ''}$

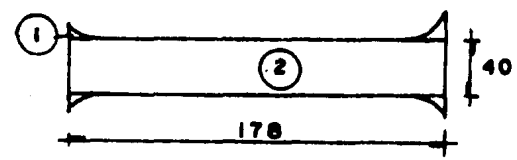
$A_3 = 7120.0 \text{ ''}$

$A_4 = 1246.0 \text{ ''}$

$A_T = 8537.21 \text{ cm}^2$

$P_0 P_0 = 2.049 \text{ TON/M}$

NERVADURA CENTRAL

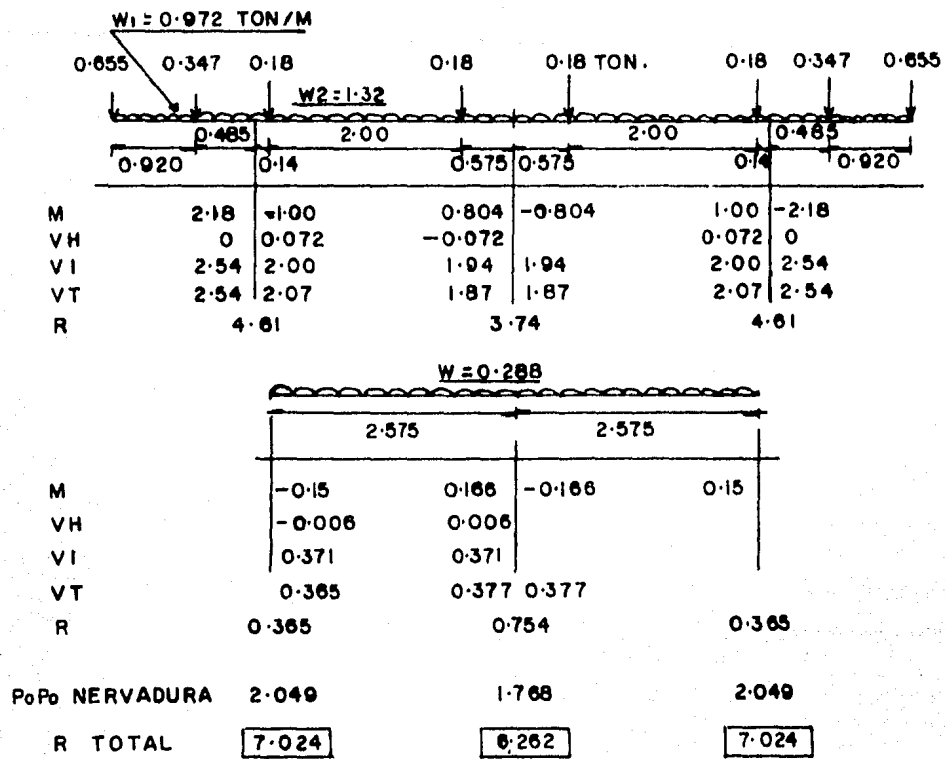


$A_1 = 248.08 \text{ cm}^2$

$A_2 = 7120.00 \text{ ''}$

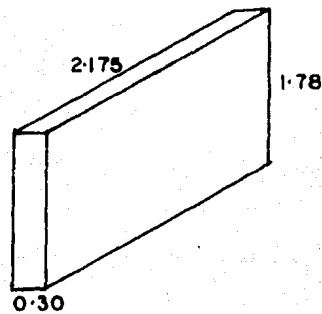
$A_T = 7368.08 \text{ cm}^2$

$P_0 P_0 = 1.768 \text{ TON/M}$



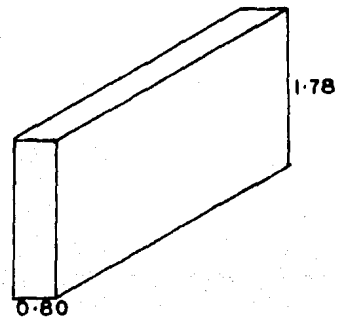
OBTENCION DEL PESO PROPIO DE LOS DIAFRAGMAS \_

DIAFRAGMA CENTRAL



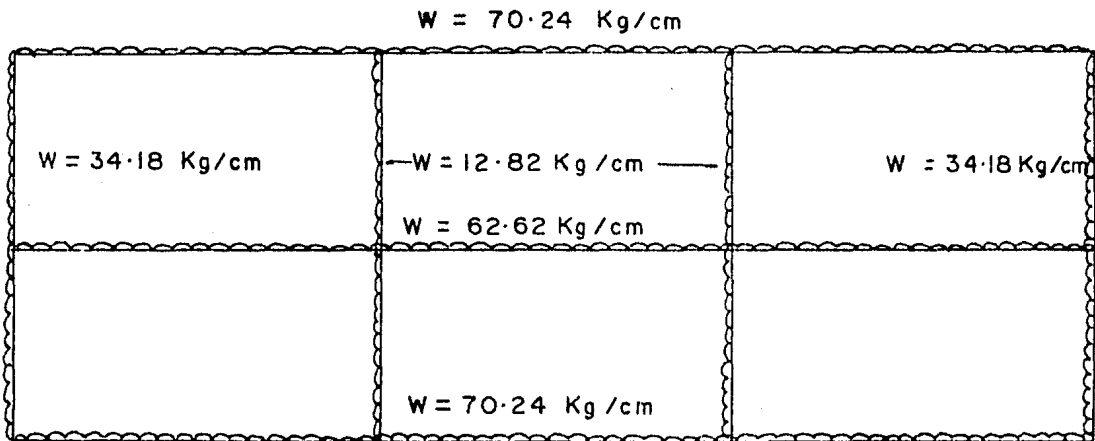
$A = 0.534 \text{ m}^2$   
 $W = 1.282 \text{ TON/M}$

DIAFRAGMA EXTREMO



$A = 1.424 \text{ m}^2$   
 $W = 3.418 \text{ TON/M}$

## CARGA TIPO ( I )





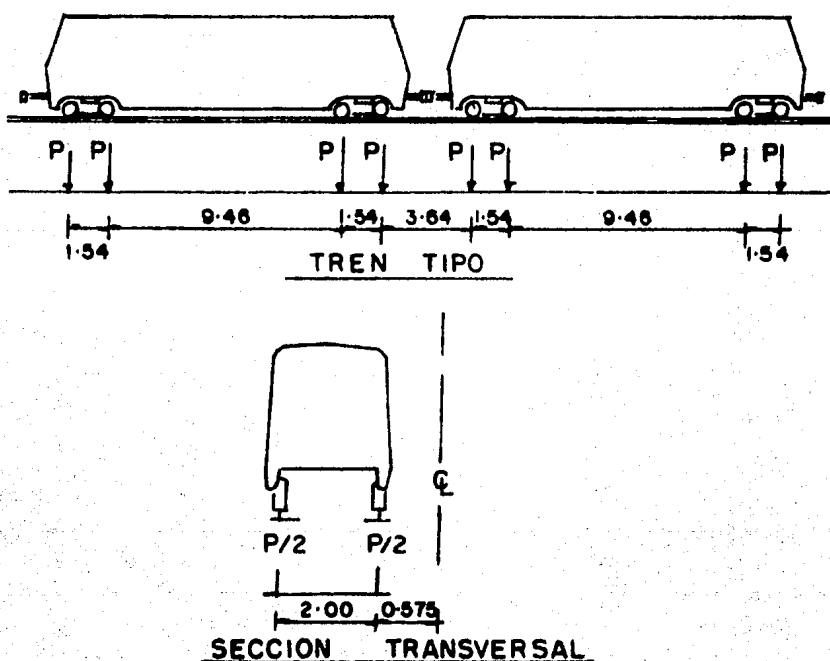
## ANALISIS DE CARGAS VIVAS.

Las cargas vivas son provocadas por los trenes que transitan a lo largo del tramo que corresponde a la línea del metro. Básicamente se tienen dos tipos de trenes que son los siguientes:

El TREN TIPO es aquel que se utiliza para el transporte de los usuarios y el TREN DE MANTENIMIENTO, se utiliza con menor frecuencia que el T.T. y su funcionamiento consiste básicamente en corregir las fallas que se presentan y dar mantenimiento a las líneas del metro.

Las cargas que se tienen por concepto de cada uno de los trenes se han obtenido en base a pruebas directas y son las siguientes:

a) TREN TIPO.

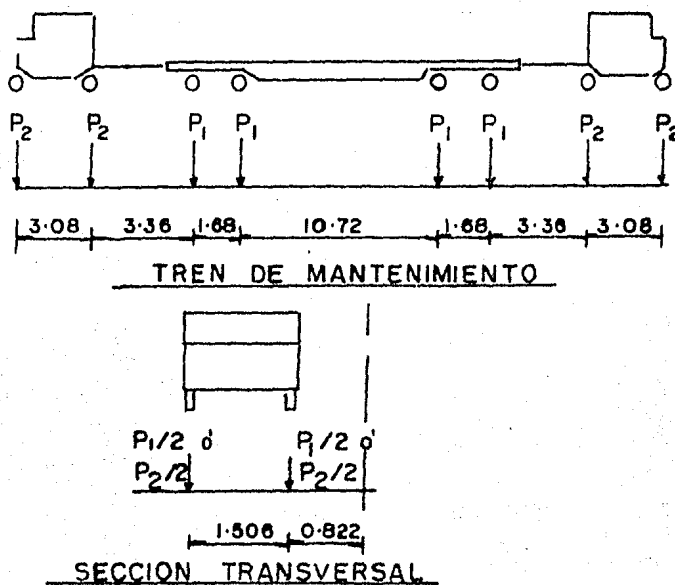


CARGAS POR EJE  $P = 5.844 \times 2 \times 1.1 = 12.968$  TON SIN IMPACTO  
 $P = 15.8558$  TON CON 30 % DE IMPACTO

NOTA CADA CONVOY CONSTA DE 9 VAGONES TIPO

FIG. 5.2

## b) TREN DE MANTENIMIENTO.



CARGAS POR EJE	$P_1 = 16.5 \times 1.05 = 17.325$ TON	SIN IMPACTO
	$P_2 = 20$ TON	" "
	$P_1 = 21.656$ TON	CON 25 % DE IMPACTO
	$P_2 = 25$ TON	" " " "

FIG. 5.3

En el análisis de cargas vivas no se considerará los efectos de impacto, ya que éstos se tomarán en cuenta cuando se diseñe la trabe.

Para dicho análisis se consideraron las posiciones críticas en el tramo en estudio, las cuales producen las siguientes:

- a) momento máximo al centro del claro para tren tipo.
- b) " " al centro del claro para tren de mantenimiento.
- c) " " al cuarto del claro para tren tipo.
- d) " " al cuarto del claro para tren de mantenimiento.
- e) Cortante crítico a un peralte del apoyo para tren tipo.
- f) Cortante crítico a un peralte del apoyo para tren de mantenimiento.

### DISTRIBUCION DEL TREN DE CARGA A LAS NERVADURAS.

Consideraremos que las cargas muertas y vivas se distribuyen hacia las nervaduras, ya que éstas son las que soportan las cargas de la estructura.

Además consideraremos que no existen desplazamientos laterales en dicha estructura, lo cual es muy aproximado a la realidad, ya que en este sentido tenemos una gran masa que proporciona gran rigidez y por lo tanto, se restringen dichos desplazamientos.

A continuación se muestra el criterio de análisis para distribuir las cargas del tren de carga hacia las nervaduras.

#### TREN TIPO

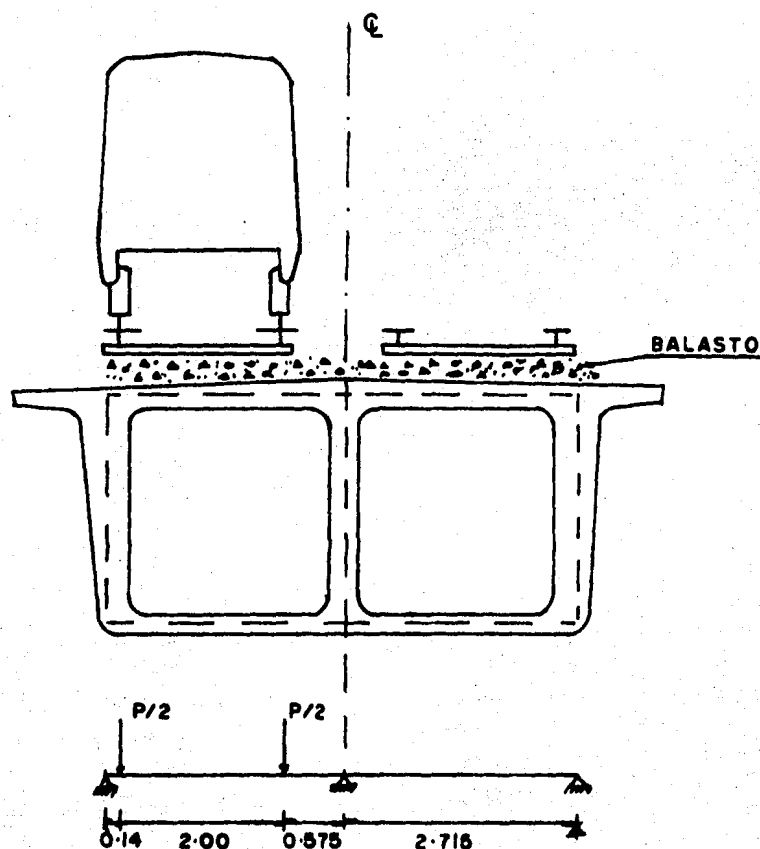
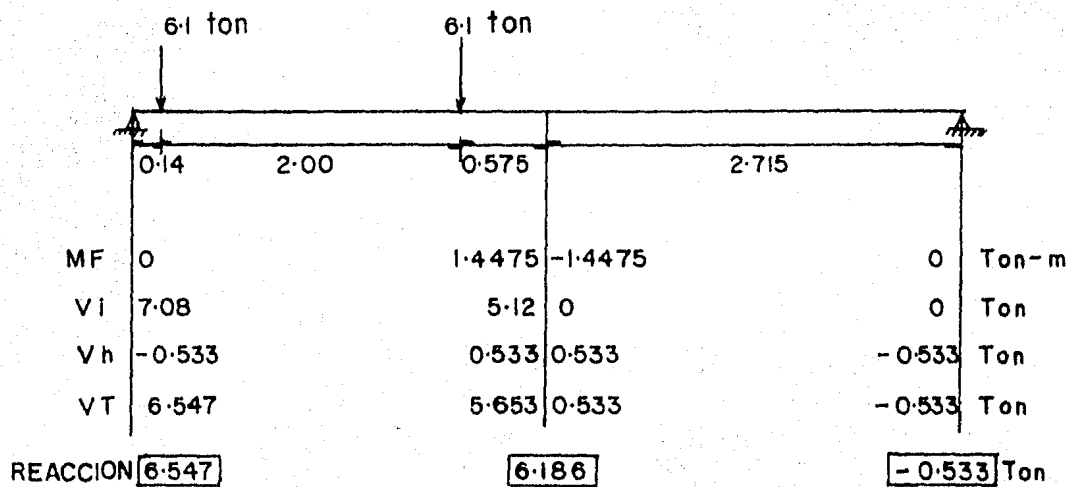


FIG. 5.4

La carga  $P$  es sin considerar el impacto y  $P = 12.20$  ton.

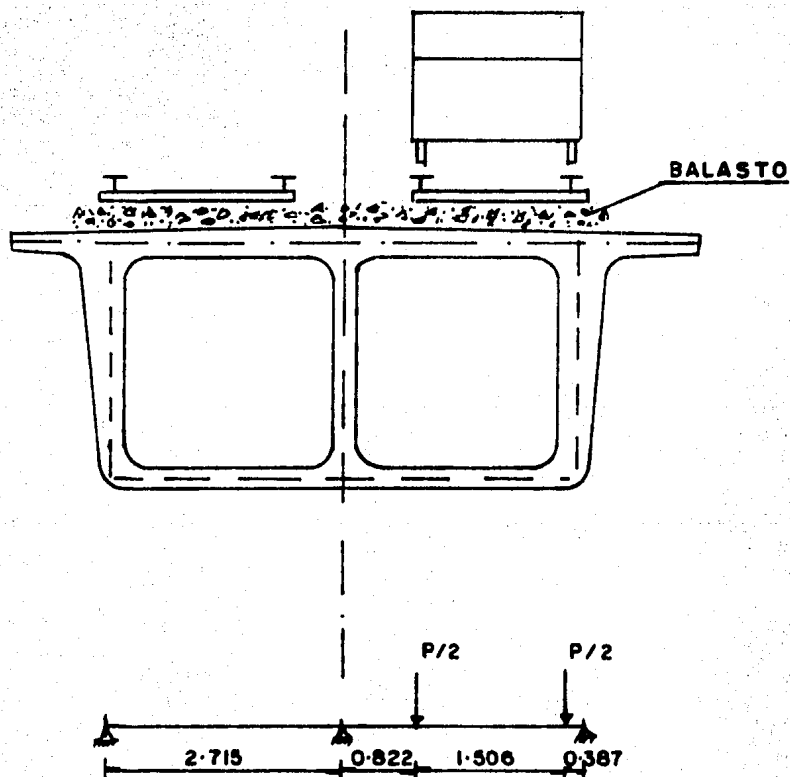
TREN TIPO.

POR EL METODO DE CROSS:



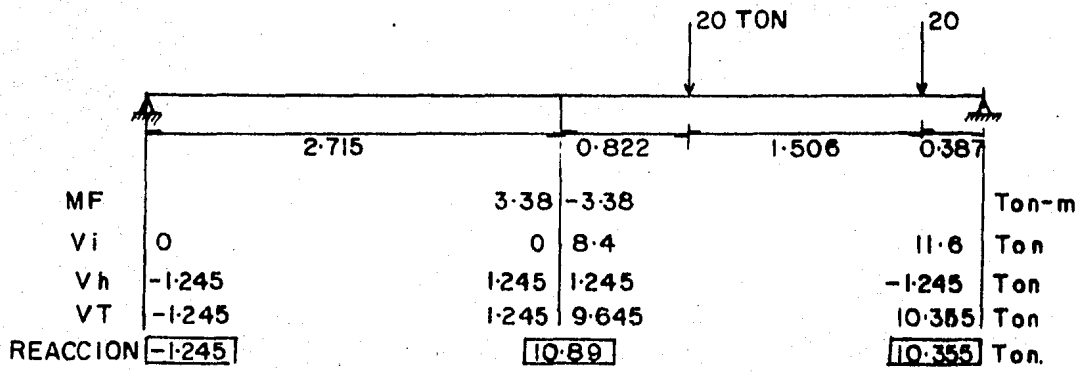
**TREN DE MANTENIMIENTO.**

De manera análoga al tren tipo transportaremos las cargas de los rieles a las nervaduras.

**FIG. 5.5**

Las cargas "P" no consideran el impacto y  
 $P = 20$  ton.

TREN DE MANTENIMIENTO.  
 POR EL METODO DE CROSS.

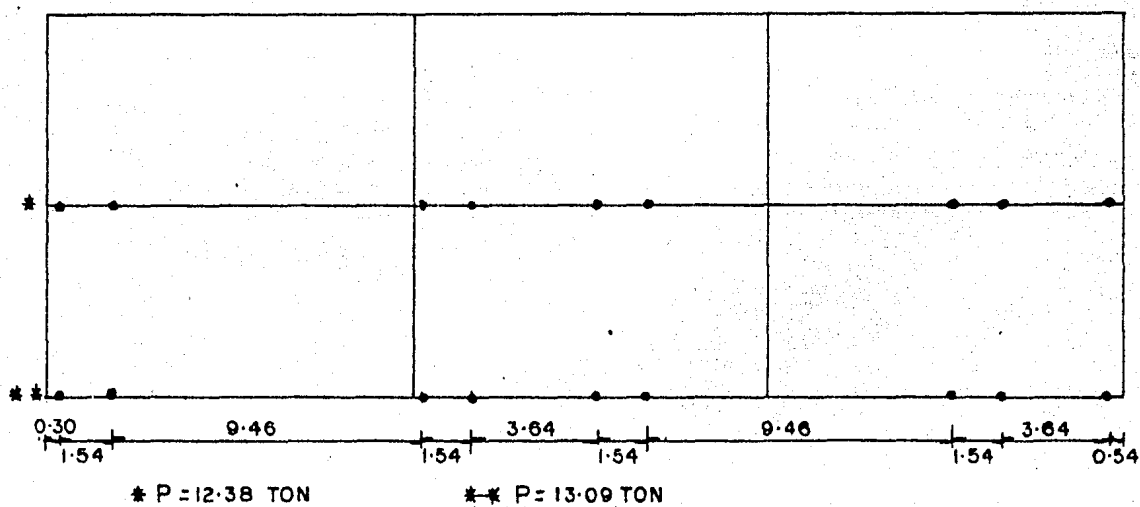


NOTA: La obtención de las posiciones críticas antes mencionadas se hizo por el método de "Líneas de Influencia". A continuación se presenta el resumen de las posiciones críticas analizadas:

## CARGAS VIVAS CRITICAS

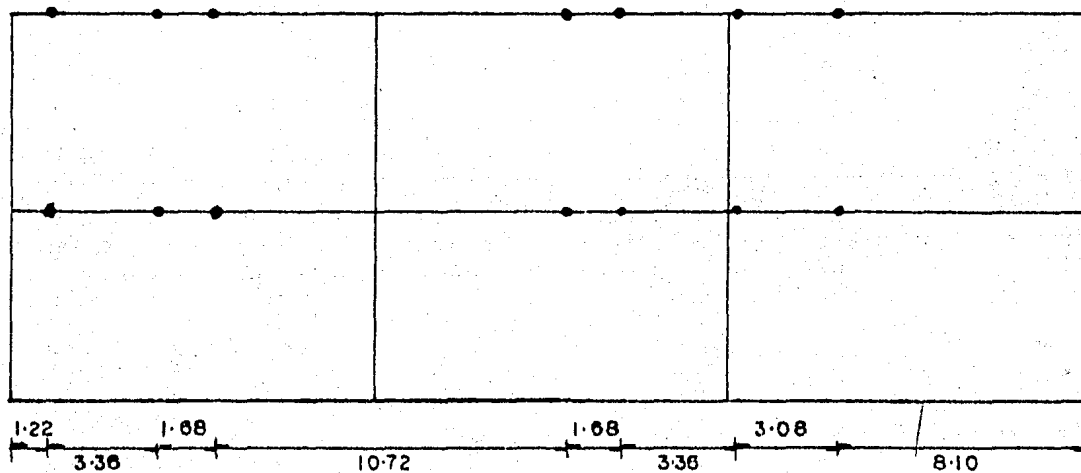
### CARGA II

MOMENTO MAXIMO AL CENTRO DEL CLARO PARA T.T.



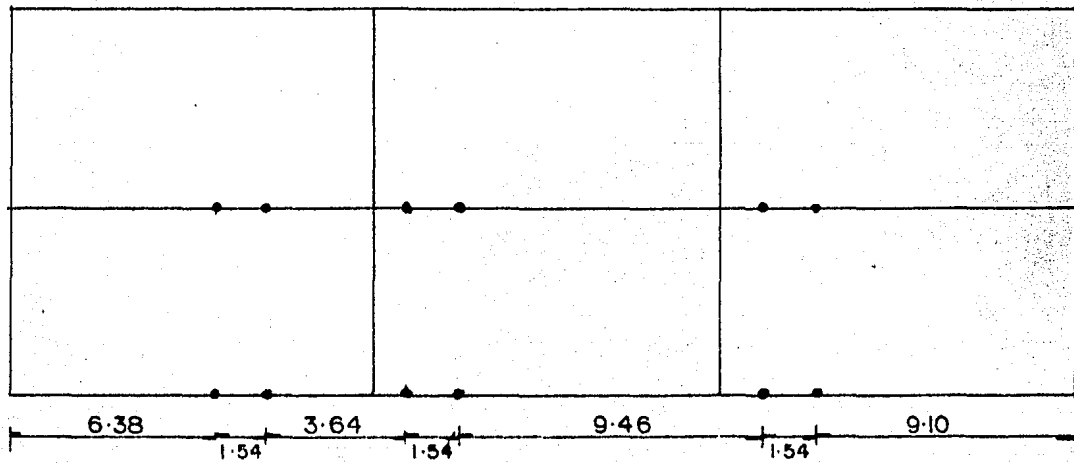
### CARGA III

MOMENTO MAXIMO AL CENTRO DEL CLARO PARA T.M.



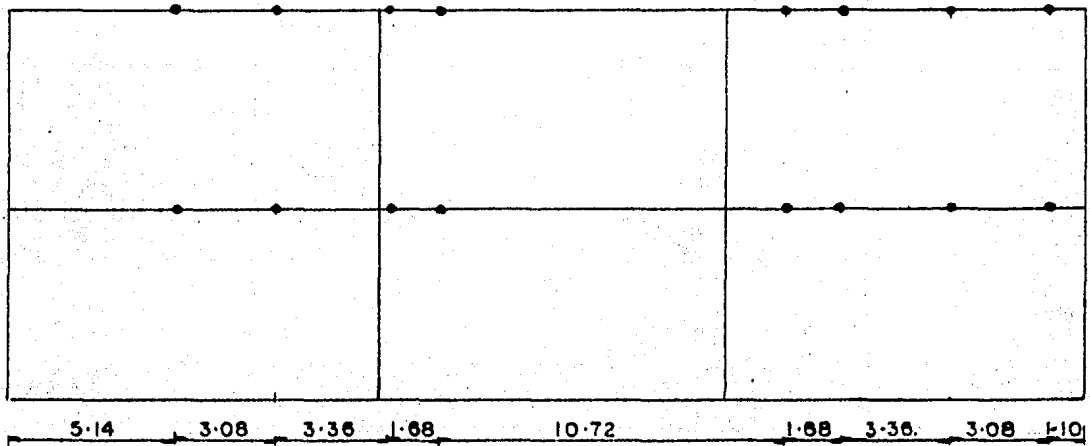
## CARGA IV

MOMENTO MAXIMO AL CUARTO DEL CLARO PARA T·T·



## CARGA V

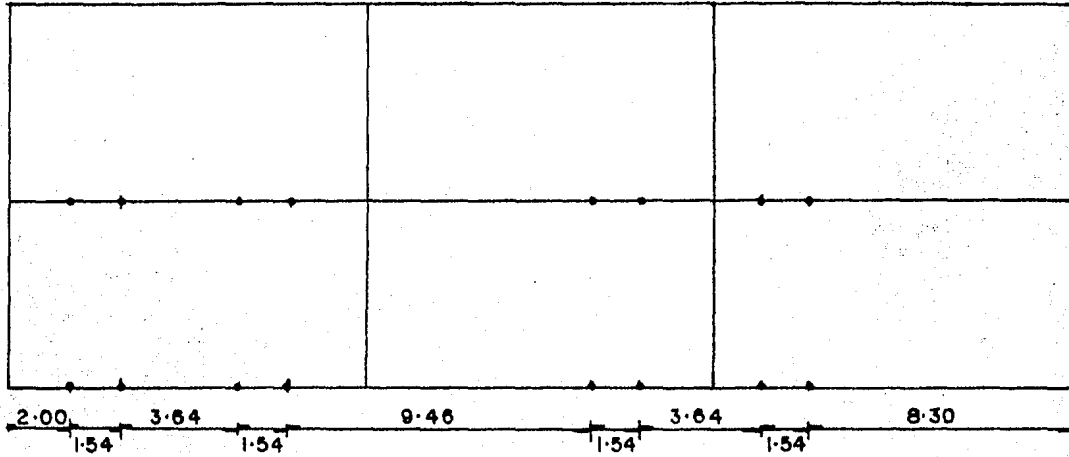
MOMENTO MAXIMO AL CUARTO DEL CLARO PARA T·M·





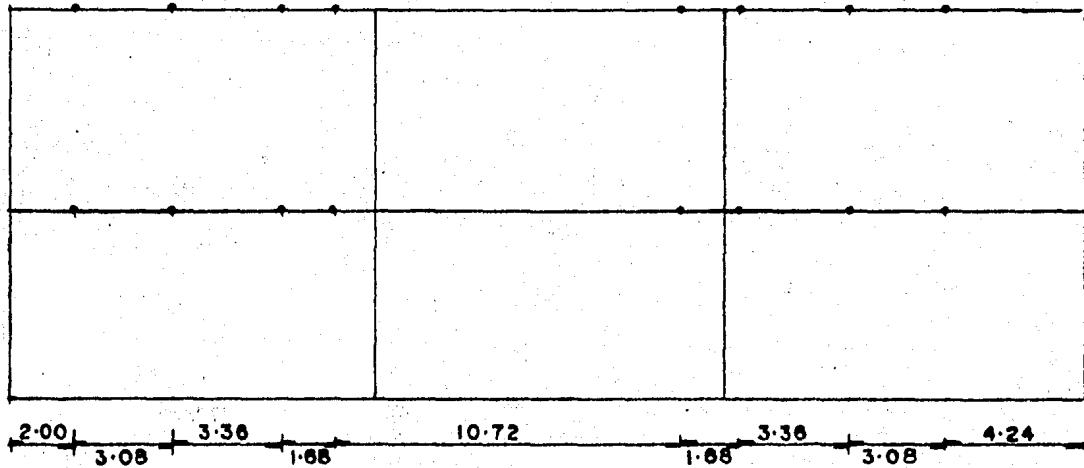
## CARGA VI

CORTANTE CRITICO A UN PERALTE DEL APOYO PARA T.T.



## CARGA VII

CORTANTE CRITICO A UN PERALTE DEL APOYO PARA T.M.



## RESUMEN DE CARGAS - (Condiciones de carga).

CARGA I	Carga muerta + carga adicional.
CARGA II	Momento máximo al centro del claro para T.T.
CARGA III	" " " " " " T.M.
CARGA IV	Momento máximo al cuarto del claro para T.T.
CARGA V.	" " " " " " T.M.
CARGA VI	Cortante crítico a 2.0 M del apoyo para T.T.
CARGA VII	" " " " " " T.M.
CARGA VIII	Combinación de carga I, más carga II, III, con 25 y 30% de impacto respectivamente.
CARGA IX	Combinación de carga I, más carga IV, V con 25 y 30% de impacto respectivamente.
CARGA X	Combinación de carga I, más carga VI y VII- con 25 y 30% de impacto respectivamente.

NOTA: Los datos y resultados del programa "STRESS" se encuentran en el anexo "A" al final de este texto.

## 5.5. DISEÑO DEL PRESFUERZO.

Una vez obtenidos los momentos máximos al centro del claro con la combinación de carga muerta y carga viva (TT y TM) - procedemos mediante la fórmula de la escuadrilla (ecuación 2.1) a calcular los esfuerzos en la fibra superior e inferior, los cuales deberán estar dentro del rango de esfuerzos permisibles, según el reglamento AASHTO-77. Posteriormente se calcula el esfuerzo en la fibra inferior mediante el cual se calcula la fuerza del presfuerzo correspondiente. Una vez que se ha calculado la fuerza de presfuerzo, se propone un porcentaje de pérdidas, la cual mediante la fórmula  $p = Asfs$  se encuentra el área necesaria de acero de presfuerzo y teniendo el diámetro y área de los cables, se obtiene el número de cables, haciendo uso de la fórmula --

No. de cables =  $As/as$ .

Finalmente, teniendo el cálculo de pérdidas, éste será -- ajustado con el porcentaje de pérdidas supuestas aquí.

Momento máximo al centro del claro.

$$MT = M_{2-VIII} + M_{5-VIII} + M_{8-VIII}$$

$$MT = 1380.18 + 1408.44 + 1,408.4$$

$$MT = 4197.02 \text{ Ton-m.}$$

$$f_{s_{\max}} = \frac{MY_s}{I} = \frac{419702000 \times 87.33}{284'101,585} = 129.01 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{i_{\max}} = \frac{MY_i}{I} = \frac{419702000 \times 127,671}{284'101,585} = 188.61 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = 49,968.6 \text{ cm}^2.$$

$$I = 284'101,585 \text{ cm}^4$$

$$Y_i = - 127.671 \text{ cm.}$$

$$Y_s = 87.33 \text{ cm.}$$

$$r^2 = I/A = 5685.6 \text{ cm}^2$$

$$r^2/Y_i = 44.53 \text{ cm.}$$

$$r^2/Y_s = 65.105 \text{ cm}$$

## ESFUERZOS PERMISIBLES ( según AASHTO-77)

$$f \text{ tensión} = 0.8\sqrt{f'ci} = 0.8\sqrt{350} = -15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \text{ comp.} = 0.55\sqrt{f'ci} = 0.55 \times \sqrt{350} = 192.50 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f \text{ ci} = 315 \text{ kg/cm}^2 \text{ para la 1a. etapa de tensado.}$$

$$f \text{ ci} = 350 \text{ Kg/cm}^2 \text{ para la 2a. etapa de tensado.}$$

## CALCULO DEL ESFUERZO DE PRESFUERZO.

$$f_i = 188.61 - 15 = 173.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e}{r^2/y_i} \right)$$

$$\therefore P = \frac{173.61 \times 49,968.6}{1 + \frac{111.67}{44.53}} = 2'473,110.9 \text{ kg}$$

## SUPONIENDO UN 35% DE PERDIDAS.

$$P = 1.35 \times 2'473,110.9 = 3'338,699.7 \text{ kg}$$

$$A_{ps} = \frac{3'338,699.7}{0.8 \times 16,500} = 248.415 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ cables} = \frac{248.415}{(0.7)^2 \times 36} = 17.93 \text{ cables.}$$

### 5.6. CORDENADAS DE LOS CABLES.

El cálculo de las coordenadas de los cables es con el objeto de saber la posición que tendrá el ducto donde irán alojados dichos cables en el sentido longitudinal de la trabe. Para el cálculo correspondiente de las coordenadas se hace la consideración de una parábola, tomando un tramo recto - de 1.20 m en los extremos, el cual nos representa la longitud del anclaje. (ver figura siguiente)

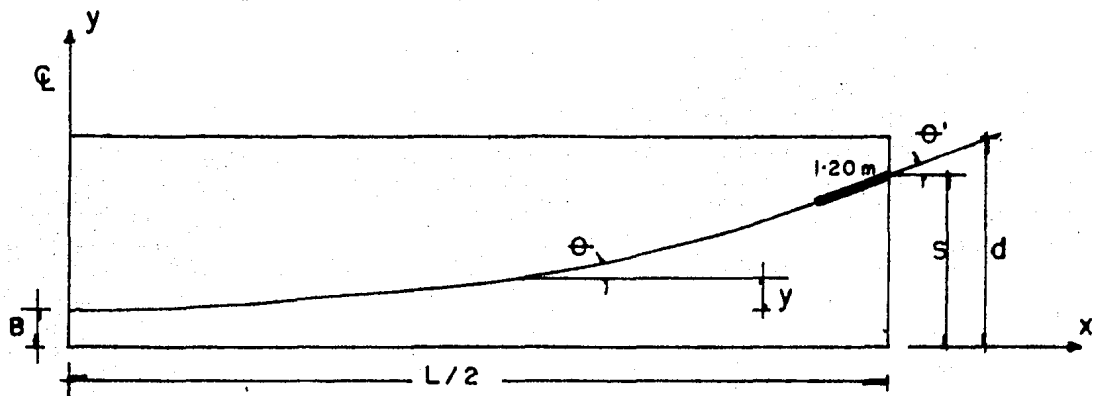


Fig. 5.6

Aplicando las consideraciones anteriores, llegamos a las siguientes ecuaciones:

$$y = \frac{\tan \theta}{L - 2.4 \cos \theta} x^2 + B \quad 5.1$$

$$s - B = \frac{\sin \theta}{4 \cos \theta} \left( \frac{L}{4} + 0.6 \right) \quad 5.2$$

$$\theta' = \text{ang. tan.} \frac{4 (s - B)}{L} \quad 5.3$$

Nota: Las unidades se darán en radianes y metros.

## CALCULO DE LAS COORDENADAS DE LOS CABLES.

Nota: Consideraremos un tramo recto horizontal al centro del claro igual a  $1/2$  de la longitud total horizontal, es decir:

Longitud horizontal de la parábola: =  $L - L/2 =$

$$33.20 - \frac{33.20}{2} = 16.60 \text{ m.}$$

2

Lo anterior se respetará siempre y cuando el ángulo de salida  $\theta'$  no exceda de  $15^\circ$ , en caso contrario la longitud se tomará igual a:

$$L = L - L/4 = 33.20 - \frac{33.20}{4} = 24.9 \text{ m.}$$

4

La condición que respecta al ángulo de salida  $\theta' \leq 15^\circ$  es con la finalidad de evitar una gran concentración de esfuerzos en el apoyo de anclaje, puesto que se ha observado experimentalmente que a medida que el ángulo  $\theta'$  es mayor a  $15^\circ$  la sección en el apoyo tiende a fallar debido a un exceso de esfuerzos en un área reducida.

TABLA 5.1. CALCULO DE LOS ANGULOS DE LOS CABLES.

CABLES DATOS	1 y 7	2 y 8	3 y 9	4 y 10	5 y 11	6 y 12
S	30	60	90	120	150	180'
B	10.5	10.5	10.5	21.5	21.5	21.5
Lrp.	1660	1660	1660	1660	2490	2490
La	120	120	120	120	120	120
Lh	3320	3320	3320	3320	3320	3320
$\theta'$	2.99°	7.56°	12.05°	14.84°	12.96°	15.87°
$\theta$	2.34°	5.95°	9.52°	11.75°	10.68°	13.10°

donde:

Lrp - Longitud de la parábola.

La Longitud de anclaje.  
Lh Longitud total horizontal.

Para el cálculo de  $\theta'$  haremos uso de la ecuación 5.3 y para el cálculo de  $\theta$  utilizaremos la ecuación 5.2 por medio de tanteos sucesivos.

Para el cálculo de las coordenadas de los cables se hará uso de la ecuación 5.1, sustituyendo los datos de la tabla 5.1

Los resultados correspondientes a dicho cálculo se resumen a continuación en la tabla 5.2.

CABLE TIPO		COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO										
NERV. CENT.	NERV. EXTREMA	Y	ABSCISA (cm)									
			0000	0100	0200	0300	0400	0500	0600	0700	0800	0900
1	7	COORDENADA	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.6
2	8		10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.9
3	9		10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	11.1
4	10		21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	22.2
5	11		21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	22.1	24.4	28.3	33.9	41.2
6	12		21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	22.2	25.0	29.9	36.8	45.8
EXCENTRICIDAD			16.0	16.0	16.0	16.0	16.0	16.2	17.1	18.5	20.8	23.6

CABLE TIPO		COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO									
NERV. CENT.	NERV. EXTREMA	Y	ABSCISA (cm)								
			1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1660	
1	7	COORDENADA	11.3	12.6	14.5	16.9	19.9	23.5	27.5	30.0	2.35°
2	8		12.6	15.8	20.5	26.7	34.3	43.4	53.4	60.0	5.95°
3	9		13.9	19.1	26.6	36.5	48.8	63.4	80.0	90.0	9.52°
4	10		25.7	32.1	41.5	53.7	68.9	87.0	107.6	120.0	11.75°
5	11		50.1	60.8	73.1	87.0	102.7	120.0	138.7	150.0	10.68°
6	12		56.8	69.9	85.1	102.3	121.6	142.9	166.1	180.0	13.10°
EXCENTRICIDAD			28.4	35.0	43.6	53.9	66.0	80.0	95.6	105.0	

NOTA: La excentricidad corresponde a la distancia de la fibra inferior mas alejada al centroide de todos los cables de presfuerzo.

T A B L A 5.2



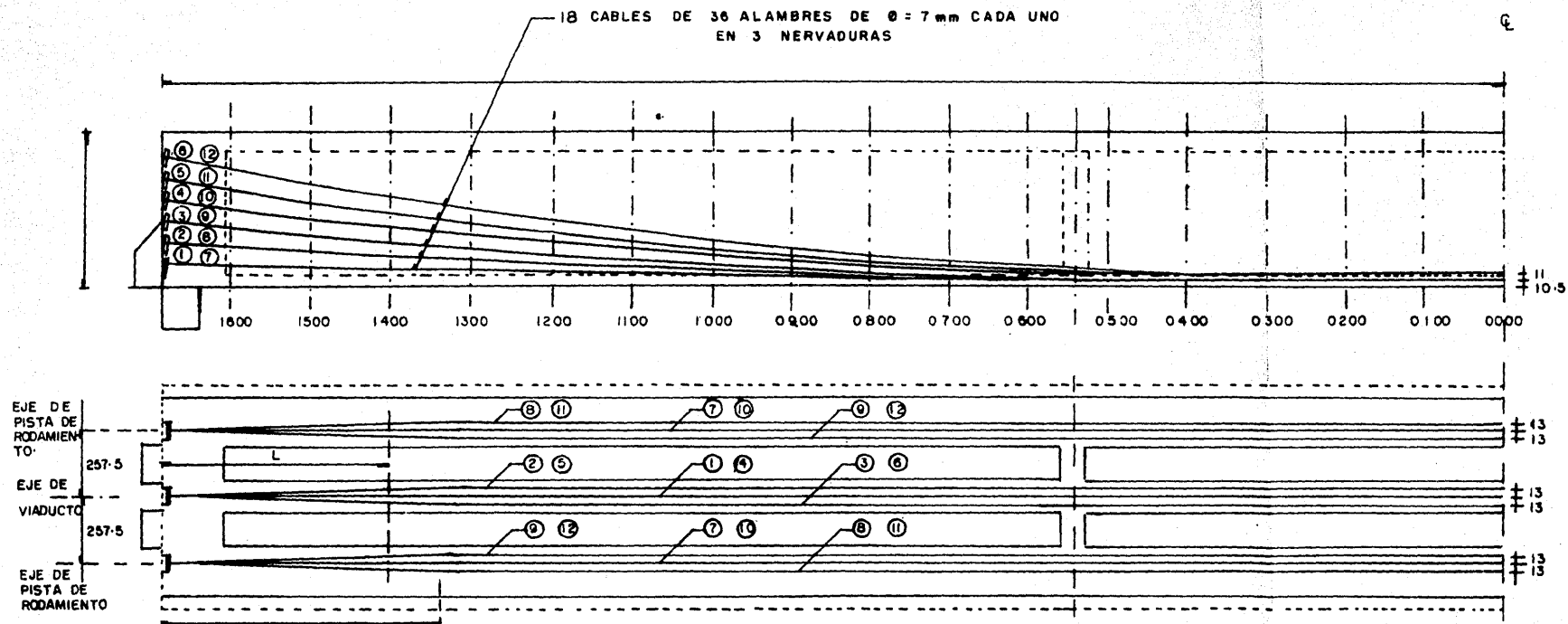
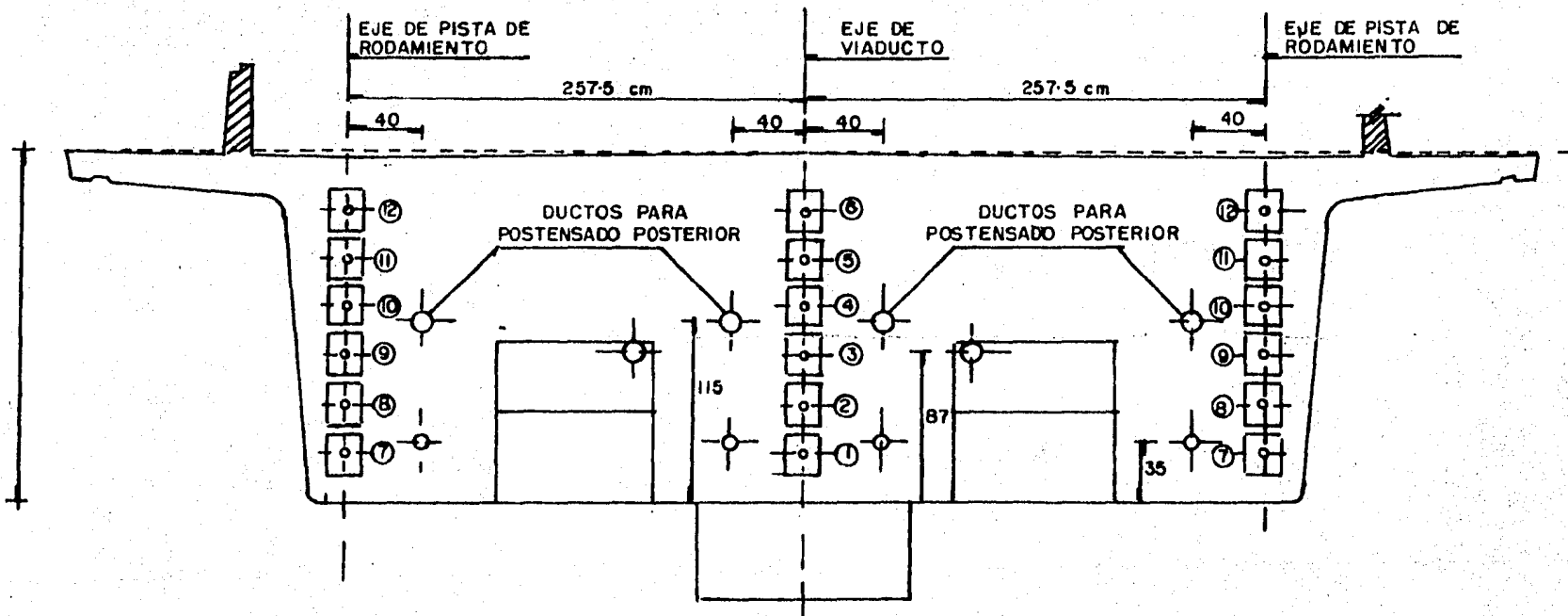
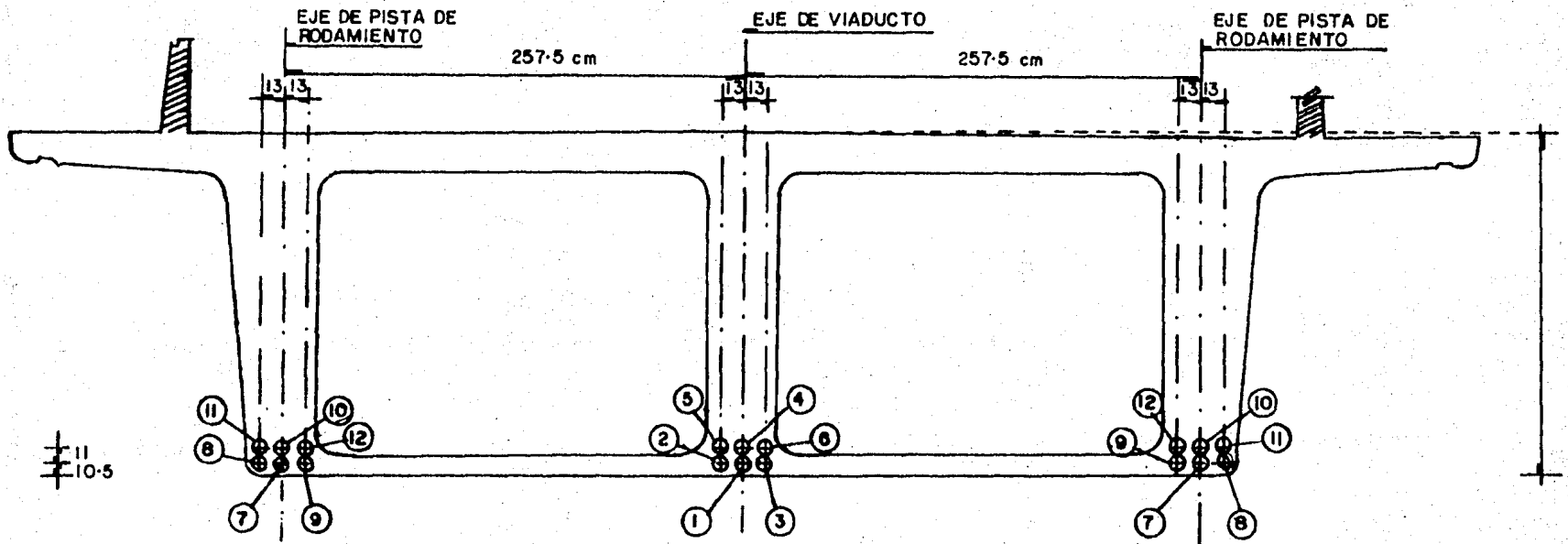


FIG. 5-7 CONFIGURACION DE LOS CABLES DE PRESFUERZO



DISTRIBUCION DE LOS CABLES EN LOS APOYOS



DISTRIBUCION DE LOS CABLES EN EL CENTRO DEL CLARO

## 5.7. CALCULO DE LAS PERDIDAS DE PRESFUERZO.

### INTRODUCCION.

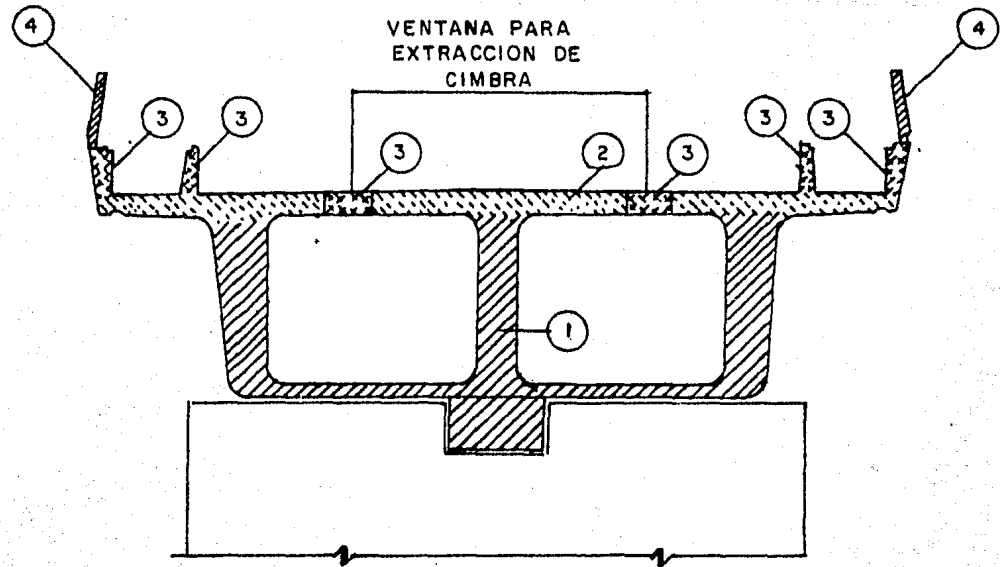
El Cálculo de las pérdidas de presfuerzo se hará de acuerdo al capítulo 4 y para dos etapas de tensado de acuerdo al procedimiento constructivo que se describe a continuación:

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

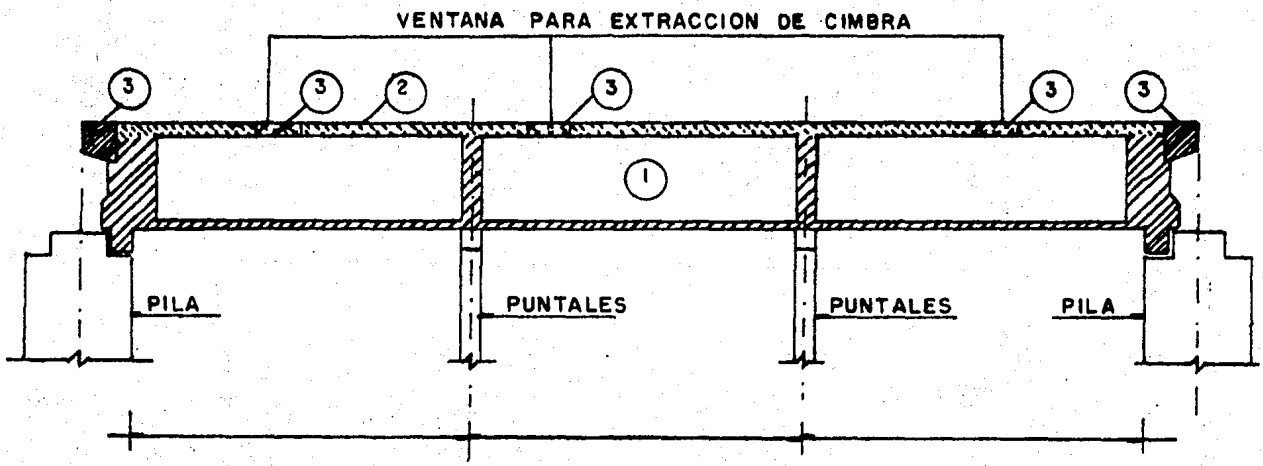
#### SECUENCIA DE COLADO.

- 1o.- El Colado de la losa de fondo, nervadura, diafragma y dentellones será en forma integral.
- 2o. Cuando las pruebas de carga de los cilindros de muestra indique que el concreto ha alcanzado una resistencia mínima y hayan ocurrido -- cuando menos 5 días después de la terminación de los colados 1 y 2 indicados en la fig. 5.8. a, se puede proceder a efectuar el descimbrado del elemento dejando el apuntalamiento indicado en la fig. 5.8.a.
- 3o.- Se procederá al tensado de los cables 1,2,3,7, 8 y 9 cuando el concreto tenga una resistencia mínima del 81.4% de su resistencia mínima de ruptura, es decir 285 kg/cm<sup>2</sup>, y hayan transcurrido cuando menos 60 días a partir de terminado los colados 1 y 2 indicados en las figs. 5.8.a y 5.8.b El procedimiento de tensado se -- ajustará a lo especificado en el inciso II.

- 4o.- Concluído el tensado de los cables 1,2,3, 7,8 y 9 se retirará el apuntalamiento indicado en la fig. 5.8.b.
- 5o.- Se procederá al tensado de los cables res tantes (4,5,6,10,11 y 12) cuando el concre to tenga una resistencia del 100% de su - resistencia nominal, es decir, 350 kg/cm<sup>2</sup> y hayan transcurrido cuando menos 60 días a partir de la terminación de los colados 1 y 2 indicados en la fig. 5.8,a. El -- procedimiento de tensado se efectuará de acuerdo a lo indicado en el inciso II.
- 6o.- El colado complementario de la losa y de los muretes (colados No. 3 en las figuras 5.8.a y 5.8.b. se efectuará inmediatamente después de realizada la primera etapa de tensado y la colocación del parapeto - y el colado de las ménsulas y el pretil - (colado No. 4 de las figuras 5.8.a y 5.8. b) se efectuarán después de realizada la segunda etapa de tensado.
- 7o.- Colocación de juntas de dilatación e instalaciones.
- 8o.- Contraflecha esperada en la primera etapa de tensado (ver cálculo de deflexiones)
- 9o.- Contraflecha esperada en la segunda etapa de tensado (ver cálculo de deflexiones)
- 10o.- Se colará en la primera etapa la zona inmediata a los anclajes de postensado.



(a)



(b)

FIG. 5.8

## PROCEDIMIENTO DE TENSADO.

1.- El tensado de los cables se efectuará por ambos extremos simultáneamente en dos etapas, la primera a los 21 días y la segunda a los 60.

2.- De acuerdo a lo indicado en el inciso I, se tensarán en una primera etapa los cables 1 y 7, a continuación los cables 2 y 3 y posteriormente los 8 y 9.

3.- De acuerdo a lo indicado en el inciso I, se tensarán en una segunda etapa conforme al siguiente orden: tipo 4 y 10, 5 y 6, 11 y 12.

4.- En cada etapa se efectuará un retensado de los cables en forma inmediata al tensado. El retensado se hará siguiendo lo indicado en los incisos: 2 y 3.

5.- La carga de tensión inicial ( $T_0$ ) que proporcionen los gatos, tanto en el tensado como en el retensado, corresponderá al 80% de la resistencia de los alambres; dicha carga deberá disminuirse a otro ( $T_0'$ ) que corresponde al 70% de la resistencia de los alambres, la deformación dada en este proceso deberá incluir el efecto de corrimiento del anclaje.

6.- Debe verificarse en campo que las deformaciones calculadas corresponden a la carga del manómetro de acuerdo al diagrama de tensado (ver fig. 4.5)

7.- Se inyectará lechada en todos los ductos con una presión de 8 a 10 kg/cm<sup>2</sup>. Debe verificarse que la lechada llene totalmente los ductos en toda su longitud.

8.- La dirección de obra rectificará los valores de los coeficientes de fricción supuestos; coeficiente de fricción por longitud  $k = 0.006$ , coeficiente de fricción por curvatura  $u = 0.20$ , de acuerdo a los diagramas de tensado, fig. 4.5 y por medio de la expresión:  $T_2 = T_1 e^{-(kL + u\theta)}$

10.- CARACTERISTICAS DEL EQUIPO.

- a) Los gatos deben estar equipados con manómetros, los cuales se calibrarán después de cada etapa de

- tensado, y tendrán una capacidad mínima de 183 ton.
- b) Se dispondrá de las gráficas esfuerzo - deformación de los alambres, proporcionados por el fabricante - de acuerdo a las normas ASTM-A 421.
  - c) Las bombas para la inyección de lechada tendrán una capacidad mínima de presión de 10 kg/cm<sup>2</sup>.



## CALCULO DE LAS PERDIDAS DE PRESFUERZO.

### PRIMERA ETAPA DE TENSADO A LOS 21 DIAS.

Para el cálculo de las pérdidas de presfuerzo, iniciaremos proponiendo un 30% en base a lo descrito en el capítulo 4 (ver tabla 4.1)

#### PERDIDAS INMEDIATAS.

a) Pérdidas por deslizamiento del anclaje:

El cálculo de la pérdida por deslizamiento del anclaje se hará de acuerdo a la ec. 4.7.

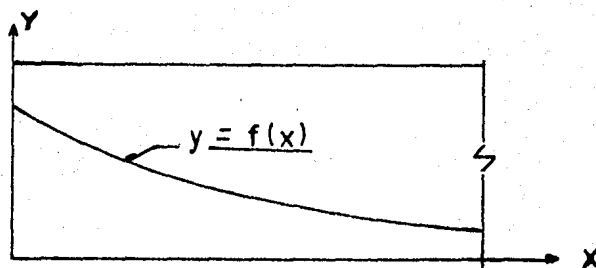
$$f_a = \frac{\Delta a E_s}{L}$$

$$\Delta a = 0.10 \text{ cm'}$$

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2.$$

Deducción de la longitud real de la parábola:

Sea una curva cualquiera.



De la figura antes mostrada  $y = f(x)$  es la función -- que define una parábola.

Tomando una diferencial de la parábola y por el teorema de pitágoras, tenemos que:

$$L = \int_0^L \sqrt{1 + (ax)^2} \quad dx = \frac{1}{2a} \left[ \ln \left[ 1 + (ax^2) + ax \right] + ax \sqrt{1 + (ax^2)} \right]$$

donde:

$a = \text{constante}$

(5.4)

$a = \frac{\tan \theta}{2}$

$$2 \left( \frac{L}{2} - 1.2 \cos \theta \right)$$

CALCULO DE LAS LONGITUDES DE LOS CABLES, HACIENDO USO DE LA EC. 5.4.

$$L = \int_{120 \cos \theta}^L \sqrt{1+(ax)^2} dx = \frac{1}{2a} \left[ \text{Ln} \left[ \sqrt{1+(ax)^2} + ax \right] + ax \sqrt{1+(ax)^2} \right]_{120 \cos \theta}^L$$

De la figura 5.6 observamos la forma geométrica de cada uno de los cables en la cual tenemos - partiendo del apoyo - un primer tramo recto inclinado de 1.20 m y a continuación se tiene un tramo parabólico cuya longitud en proyección horizontal varía para cada cable. (ver. tabla 5.1); finalmente se tiene un tramo recto cuya longitud varía para cada cable (ver misma tabla)

Ejemplo de aplicación de la ecuación 5.4.

Cálculo de la longitud de los cables 1 y 7

datos de la parábola (de la tabla 5.1)

$$y = 0.0000288961 x^2 + 10.5$$

$$\frac{dy}{dx} = (0.0000288961 x) \cdot 2$$

$$= 0.0000577922 x = ax$$

$$L = 8.30 \text{ cm.}$$

$$\theta = 2.35^\circ$$

Sustituyendo estos datos en la ecuación 5.4 tenemos que:

$$L = 830.318 \left| \begin{array}{l} -119.90 \\ x = 830 \end{array} \right|_{x = 120 \cos 2.35^\circ} = 710.418$$

Haciendo un resumen de datos y resultados de la longitud real de cada uno de los cables, tendremos para tal fin la tabla 5.3

CABLES	ECUACION DE LA PARABOLA $y = f(x)$	L	A CONSTANTE	$\theta$	L PARABOLA	TRAMO RECTO INCLIN	TRAMO RECTO HORIZ.	LONGITUD HASTA EL C
1 y 7	$0.0000288961 x^2 + 10.5$	830	-0.0000577922	2.35	710.418	120	830	1660.42
2 y 8	$0.000073329 x^2 + 10.5$	830	-0.000146658	5.95	712.685	120	830	1662.69
3 y 9	$0.0001178254 x^2 + 10.5$	830	0.00023565	9.52	715.90	120	830	1666.90
4 y 10	$0.0001459621 x^2 + 21.5$	830	0.000291924	11.75	720.543	120	830	1670.54
5 y 11	$0.000836634 x^2 + 21.5$	1245	0.0001673268	10.68	1136.018	120	830	1671.67
6 y 12	$0.00010392 x^2 + 21.5$	1245	0.0002062784	13.10	1141.665	120	830	1676.67

TABLA 5.3

CALCULO DE LA LONGITUD DE LOS CABLES HASTA EL  
CENTRO DEL CLARO.

Longitud promedio = 2 x 1663.34 cm.

CALCULO DE LA PERDIDA POR DESLIZAMIENTO DE ANCLAJE.

( $\Delta f_a$ )

Sustituyendo datos en la ecuación 4.7 tenemos que:

$$\Delta f_a = 61.02 \text{ kg/cm}^2.$$

b) PERDIDAS POR FRICCION.

Las pérdidas totales por cable, serán calculadas por medio de la ecuación 4.4.

$$f_2 = f' e^{-(u\theta + KL)}$$

$$f' = 13,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$e = 2.7183.$$

$$u = 0.20$$

$$k = 0.06$$

CABLES 1 y 7

TRAMO	L	KL	$\theta^\circ$	$\frac{\theta}{\text{rad}}$	$u\theta$	$e^{-(u\theta+KL)}$	$1-e^{-(u\theta+KL)}$	%
A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	7.1042	0.04263	2.35	0.0410	0.0082	0.9504	0.049	4.96
C- $\bar{C}$	8.30	0.0498				0.9514	0.0486	4.86
A- $\bar{C}$	16.6042						0.1052	10.52

CABLES 2 y 8

TRAMO	L	KL	$\theta^\circ$	$\frac{\theta}{\text{rad}}$	$u\theta$	$e^{-(u\theta+KL)}$	$1-e^{-(u\theta+KL)}$	%
A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	7.1269	0.04276	5.95	0.1038	0.0208	0.9384	0.0616	6.16
C- $\bar{C}$	8.30	0.0498				0.9514	0.0486	4.86
A- $\bar{C}$	16.6269						0.1174	11.74

## CABLES 3 y 9

TRAMO	L	KL	$\theta^0$	$\frac{\theta}{rod}$	$u \theta$	$e^{-(u\theta+KL)}$	$1-e^{-(u\theta+KL)}$	%
A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	7.169	0.043014	9.52	0.1662	0.0332	0.9266	0.0734	7.34
C- $\mathcal{C}$	8.30	0.0498				0.9514	0.0486	4.86
A- $\mathcal{C}$	16.669						0.1292	12.92

## CABLES 4 y 10

A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	7.2054	0.04323	11.75	0.2051	0.0410	0.9192	0.0808	8.08
C- $\mathcal{C}$	8.30	0.0498				0.9514	0.0486	4.86
A- $\mathcal{C}$	16.7054						0.1366	13.66

## CABLES 5 y 11

A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	11.3602	0.06816	10.68	0.1864	0.0373	0.8999	0.1001	10.01
C- $\mathcal{C}$	4.15	0.0249				0.9754	0.0246	2.46
A- $\mathcal{C}$	16.7102						0.1319	13.19

## CABLES 6 y 12

A-B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B-C	11.4167	0.0685	13.10	0.2286	0.0457	0.8921	0.1079	10.79
C- $\mathcal{C}$	4.15	0.0249				0.9754	0.0246	2.46
A- $\mathcal{C}$	16.7667						0.1397	13.97

PERDIDA POR FRICCION EN EL CABLE CRITICO.

1a. etapa  $\Delta FR = 12.92\%$  Cables 3 y 9

2a. etapa  $\Delta FR = 13.97\%$  Cables 6 y 12.

Cálculo de las pérdidas de fricción y coordenadas de los cables de presfuerzo en diferentes secciones.

A  $L/8$ ,  $L/4$ ,  $3/8L$  y  $L/2$  a partir del extremo de la viga)

Ejemplo:

Como ejemplo tomaremos los cables 6 y 12 en una sección localizada a  $L/4$  a partir del extremo de la viga.

De la tabla 5.3 observamos que dicha sección cae en la zona de tramo parabólico, por lo que será necesario calcular las propiedades geométricas en esta sección ( $\theta$ ,  $x$ ,  $y$ , y  $L$ ) ver fig. 5.6.

Partiendo de la ecuación general para los cables 6 y 12 --

$$y = 0.0001031392 x^2 + 21.5$$

a) Cálculo de las coordenadas.

$$\text{Si } x = 1245 - 830 = 415$$

$$y = 39.26 \text{ cm.}$$

b) Cálculo de  $\theta$ .

Derivando la ecuación de la parábola, tendremos la tan de  $\theta'$  en el punto que se requiere ( $x = 415$ )

$$\frac{dy}{dx} = \tan \theta' \Big|_{x=415} = 2(0.0001031392) x \Big|_{x=415}$$

$$\theta' = 4.89$$

$$\theta_1 = \theta - \theta' = 13.10 - 4.89 = 8.21^\circ$$

Nota: para valores de  $\theta$  consultar la tabla 5.3

$\theta = 8.21^\circ$  que es el ángulo barrido desde el apoyo hasta  $L/4$  a partir del extremo.

c) Cálculo de la longitud de la parábola para  $x' = L/4 = 830$  cm.

Haciendo uso de la ecuación 5.4 y utilizando los datos para los cables 6 y 12 contenidos en la tabla 5.3 obtendremos:

$$L_{BC} = 834.04 \left| \begin{array}{l} -116.89 \\ x=830 \end{array} \right| x = 120 \cos 13.10^\circ = 717.15 \text{ cm.}$$

d) Cálculo de la pérdida de fricción hasta  $L/4$  a partir del apoyo.

TRAMO	L	KL	$\theta_1$	$\theta'$ rad	$u\theta$	$e^{-(KL+u\theta)}$	$1 - e^{-(KL+u\theta)}$	%
A - B	1.20	0.0072				0.9928	0.0072	0.72
B - C	7.131	0.0499	8.21	0.14329	0.02865	0.9244	0.0756	7.56
A - C	8.331							8.28

Nota: para valores de K y L ver cálculo de pérdidas por fricción en páginas anteriores.

A continuación daremos en forma sintetizada las pérdidas de fricción, así como las propiedades geométricas de cada uno de los cables en diferentes secciones (ver tabla 5.4) Los resultados incluidos en la tabla 5.4 se obtuvieron siguiendo el mismo criterio anterior, para la solución de los cables 6 y 12.

CABLES	SECCION	COORDENADAS (cm)		$\phi_1$	L <sub>B-C</sub>	L <sub>A-C</sub>	PERDIDA
		X (const)	X				
1 y 7	0	830	30	0	0	0	0
	415	415	15.48	0.98	2.551	4.151	2.81
	830	0	10.50	2.35	7.104	8.304	5.68
	1245	recta	10.50	0	11.254	12.454	8.14
	1660	recta	10.50	0	15.404	16.604	10.54
2 y 8	0	830	60	0	0	0	0
	415	415	23.13	2.47	2.959	4.159	3.32
	830	0	10.50	5.95	7.126	8.326	6.88
	1245	recta	10.50	0	11.254	12.454	9.34
	1660	recta	10.50	0	15.404	16.604	11.74
3 y 9	0	830	90	0	0	0	0
	415	415	30.79	3.93	2.973	4.173	3.83
	830	0	10.50	9.52	7.169	8.369	8.06
	1245	recta	21.50	0	11.355	12.555	11.26
	1660	recta	10.50	0	15.469	16.669	12.92
4 y 10	0	830	120	0	0	0	0
	415	415	46.64	4.84	2.985	4.185	4.14
	830	0	21.50	11.75	7.205	8.405	8.80
	1245	recta	21.50	0	11.355	12.555	11.26
	1660	recta	21.50	0	15.505	16.705	13.66
5 y 11	C	1245	150	0	0	0	0
	415	830	79.14	2.77	2.974	4.174	3.43
	830	415	35.91	6.71	7.147	8.347	7.14
	1245	0	21.50	10.68	11.360	12.560	10.73
	1660	recta	21.50	0	15.510	16.710	13.19
6 y 12	0	1245	180	0	0	0	0
	415	830	92.55	3.38	2.986	4.186	3.65
	830	415	39.26	8.21	7.131	8.331	7.62
	1245	0	21.50	13.10	11.416	12.616	11.51
	1660	recta	21.50	0	15.566	16.766	13.97

TABLA 5.4

PERDIDAS POR FRICCIÓN EN DIFERENTES SECCIONES



c) Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.

El cálculo de las pérdidas debidas al acortamiento elástico se debe hacer en una forma rigurosa para cada uno de los cables, como se indicó en el capítulo IV. Para nuestros fines será suficientemente exacto tomar el 50% de la pérdida correspondiente al primer cable tensado.

Además consideraremos un cable crítico, es decir, aquel que tenga la máxima excentricidad y la zona de máximo momento ( $L/2$ ).

Para el cálculo de las pérdidas por acortamiento elástico no consideraremos un retensado posterior de cables, ya que dicho retensado disminuirá las pérdidas, es decir, estamos considerando la condición más desfavorable de análisis de pérdidas. Cabe mencionar que esta condición de análisis no varía significativamente con la condición real. El cálculo de la pérdida debida al acortamiento elástico del concreto lo haremos de acuerdo a lo especificado por AASHTO-1977 y explicado en el capítulo IV, haciendo uso de la ecuación 4.15.

$$\Delta f_{ae} \text{ promedio} = 0.5 \frac{E_s}{E_c} f_{cir}$$

donde:  $E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

$$E_c = 8500 \sqrt{f'c} = 55,937.18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'c = 285 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para la 1.ª etapa de tensado)}$$

$f_{cir}$  = esfuerzo de  $n-1$  cables después de la transferencia (peso propio + presfuerzo) descontando pérdidas por fricción y acortamiento elástico.

En un primer tanteo consideraremos una pérdida por fricción del 20% del esfuerzo de anclaje.

Cálculo de  $f_{cir}$  = esfuerzos debidos a la fuerza de presfuerzo.

$$f_{s_r} = 13,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_Q = 13,200 \times 8 \times 13.854 \times (1-0.2) = 1170,386 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e}{r^2/y} \right)$$

Donde:

$$A = 49,968 \text{ cm}^2$$

$$r^2/y_i = 44.53$$

$$e = 127.67 - 10.5 = 117.171 \text{ (excentricidad para los } y_i = 127.67 \text{ cm cables (1,2,3,7,8, y 9))}$$

$$I = 284'101,595 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e}{r^2/y_i} \right) = 85.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{P}{A} \left( 1 - \frac{e}{r^2/y_i} \right) = -18.73 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS DEBIDOS AL PESO PROPIO (TRABE)

$$f = M_{\text{popo}} \frac{x y}{I}$$

Donde:

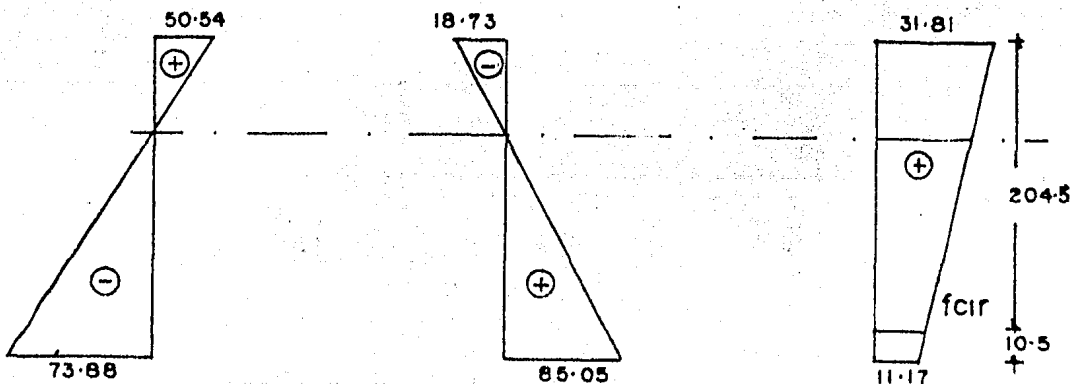
$$M_{\text{popo}} = w_{\text{trabe}} \times \frac{L^2}{8} = 11.933 \times \frac{33.20^2}{8} = 1,644.13 \text{ ton-m}$$

$$= 1644.13 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$$

Nota: para el valor de  $w_{\text{trabe}}$  ver análisis de cargas de la trabe (cap. 5.1)

$$f_i = \frac{M \times y_i}{I} = \frac{1644.13 \times 10^5 \times (-127.671)}{284'101,595} = -73.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M \times y_s}{I} = \frac{1,644.13 \times 10^5 \times 87.329}{284'101,595} = 50.54 \text{ Kg/cm}^2$$



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL  $\zeta$ 

Por  $\Delta s$  semejantes  $\frac{20.64}{215.0} = \frac{f_{cir}}{11.17} \dots f_{cir} = 12.24 \text{ kg/cm}^2$

$$\Delta f_{ae}_{prom} = \frac{0.5 \times 2.03 \times 10^6 \times 12.24}{55,937.18} = 222.01 \text{ Kg/cm}^2$$

d) PERDIDAS DEBIDAS A LA FLEXION DEL ELEMENTO.

Para el cálculo de estas pérdidas, haremos uso de las ecuaciones analizadas en el capítulo IV (ec. 4.17)

$$\Delta f_f = \frac{2en}{LI} \int_0^{L/2} M(x) dx = \frac{2n}{LI} \sum M(x) \Delta x \quad e \Big|_0^{L/2}$$

Para nuestro caso es suficiente considerar el momento de la sección bruta de concreto, en lugar de considerar el momento de inercia de la sección transformada, como realmente sería. Esta consideración se hace más que nada, debido a que generalmente las pérdidas por este concepto no influyen en el cálculo total de las pérdidas de presfuerzo, ya que por lo general estas pérdidas varían entre 1% o en ocasiones hasta menos.

De la ecuación 4.17 tenemos que:

$$I = 284'101,595 \text{ cm}^4$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.03 \times 10^6}{8500 \sqrt{285}} = 14.15$$

$e = 117.671 \text{ cm.}$  en el centro del claro (e variará -- dependiendo de la sección que se considere para el cálculo)

$$\frac{\underline{L}}{2} = \frac{\underline{L}}{2} \text{ prom.} = 1663.34 \text{ cm.}$$

$P = \text{fuerza de presfuerzo} = P_o = f_s A_{sp} \text{ No. cables} = 164591 \text{ (9 cables)}$

Para el cálculo de las pérdidas por flexión del elemento - tomaremos secciones a cada 2.0 m es decir  $\Delta x = 2.0 \text{ m}$

Sustituyendo datos en la ecuación 4.17 obtendremos:

$$\Delta f_f = 47.68 \text{ kg/cm}^2$$

### PERDIDAS DIFERIDAS.

#### e) CONTRACCION DEL CONCRETO.

Para la evaluación de las pérdidas debidas a la contracción del concreto y para la primera etapa de tensado haremos uso de la ecuación 4.19 para miembros postensados explicados en el capítulo 4.

$$\Delta f_c = 0.80 (1195.22 - 10.55 H) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$H = 44.33\% \quad (\text{ver tabla 4.4.})$$

$$\Delta f_c = 0.80 (1195.22 - 10.55 \times 44.33) = 583.03 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_c = 583.03 \text{ kg/cm}^2.$$

#### f) FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO.

El cálculo de ésta pérdida lo haremos mediante la ecuación 4.20, válida para elementos pretensados y postensados.

$$\Delta f_{f.p.} = 0.844 f_{cir} - 0.492 f_{c_{ds}}$$

Cálculo de  $f_{cir}$  (esfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo).

$$\text{No. de cables} = 9 \quad (\text{1a. etapa de tensado})$$

$$P = 9 \times 13.85 \times 13,200 - 0.2 \times 13,200 \times 9 \times 13.85 = 1399245$$

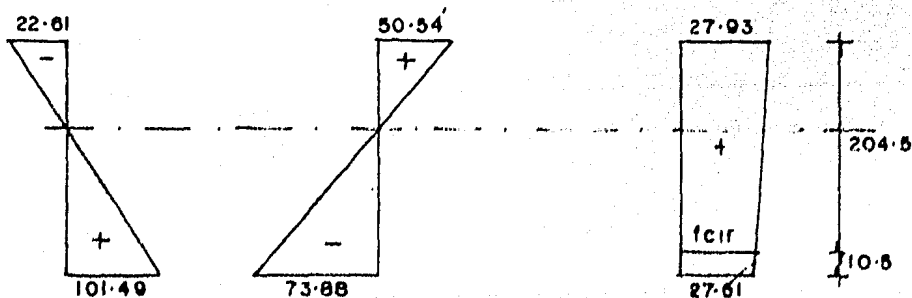
$$f_i = \frac{1399245}{49968.6} \left(1 + \frac{117.671}{44.85}\right) = 101.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{1399245}{49968.6} \left(1 - \frac{117.671}{65.105}\right) = -22.61 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzos debidos al peso propio (trabe)

$$f_i = -73.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 50.54 \text{ kg/cm}^2.$$



por  $\triangle$  semejantes tenemos que  $f_{cir}$  es igual a

$$\frac{0.32}{215} = \frac{f_{cir}}{10.5} \quad \therefore f_{cir} = 27.63 \text{ kg/cm}^2.$$

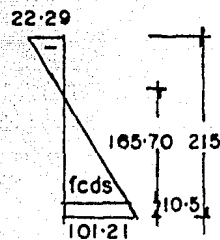
Cálculo de  $f_{c ds}$ .

Momentos debido a carga adicional no existen, puesto que en la primera etapa de tensado aun no se ha colocado la carga adicional, por lo tanto,  $f_{c ds}$  se obtendrá únicamente de la fuerza de presfuerzo producida por 9 cables.

Esfuerzo de presfuerzo.

$$f_i = 101.21 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = -22.29 \text{ kg/cm}^2.$$



PRESFUERZO.

$$\frac{215}{123.50} = \frac{y}{101.21}$$

$$y = 176.20 \text{ cm.}$$

Distribución de esfuerzos en el centro del -- claro para el presfuerzo.

$$f_{c ds} = \frac{165.70}{176.20} (101.21) = 95.18 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\triangle f_{fp} = 0.844 \times 27.63 - 0.492 \times 95.18 = -23.51 \text{ kg/cm}^2.$$

g) Pérdidas debidas a la relajación del acero.

Para la primera etapa de tensado a los 21 días, haremos uso de la ecuación 4.22 dada en el capítulo IV.

$$\Delta f_{ra} = \frac{f_{si} \log_{10} t (f_{si} - 0.55)}{10 f_{yp}}$$

$$f_{r_p} = 13,200 \text{ kg/cm}^2.$$

para  $f_{si}$  - supondremos en base a pruebas efectuadas en el laboratorio, una pérdida inmediata del 10%, es decir,

$$f_{ei} = 0.9 f_{yp} = 11,880 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_{ra} = 11,880 \log_{10} 936 (0.9 - 0.55)$$

$$\frac{f_{si}}{f_{yp}} = \frac{11,800}{13,200} = 0.9 \quad 0.55$$

$$\Delta f_{ra} = 1235.46 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = (60 - 21) \times 24 = 936 \text{ horas.}$$

TABLA 5.5.- RESUMEN DE PERDIDAS PARA LA PRIMERA ETAPA DE TENSADO.

TIPO DE PERDIDA.	CAIDA DE TENSION	%
INMEDIATAS.		
1.-deslizamiento de anclaje ( $\Delta f_a$ )	61.02 kg/cm <sup>2</sup> .	0.46
2.- perdida por fricción del cable crítico ( $f_2-f_1$ )	1705.44	12.92
3.- Acortamiento elástico - del concreto ( $\Delta f_{ae}$ )	222.01	1.68
4.- Flexión del elemento. ( $\Delta f_f$ )	47.68	0.36
	2036.15	15.42
DIFERIDAS.		
5.- Contracción del concreto ( $\Delta f_c$ )	583.03	4.42
6.- Flujo plástico del concreto ( $\Delta f_{fr}$ )	23.51	0.18
7.- Relajación del acero. ( $\Delta f_{ra}$ )	1235.46	9.36
	1842.00 Kg/cm <sup>2</sup>	13.96
	3878.15	29.38

Las pérdidas supuestas son muy aproximadas a las calculadas es decir:

$$\text{pérdidas supuestas} = 30\% \approx \text{pérdidas calculadas} = 29.38\%$$

CALCULO DE LAS PERDIDAS DE PRESFUERZO PARA LA SEGUNDA ETAPA DE TENSADO A LOS 60 DIAS.

Para el cálculo de las pérdidas del presfuerzo, iniciaremos proponiendo un 30% de pérdidas por concepto de presfuerzo.

PERDIDAS INMEDIATAS.

a) Deslizamiento del anclaje. ( $\Delta f_a$ )

De la ecuación 4.7 tenemos que:

$$\Delta f_a = \frac{\Delta a E_s}{L_{prom} \times 2}$$

$$\text{De la tabla 5.3 - } 2 \times L_{prom} = 1.668.04 \times 2 = 3.336.08 \text{ cm}$$

$$\Delta f_a = \frac{0.10 \times 2.03 \times 10^6}{3,336.08} = 60.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_a = 60.85 \text{ kg/cm}^2$$

b) pérdidas por fricción hasta L/2 ( $\Delta f_{fr}$ )

$$\text{En el cable crítico } \Delta f_{fr} = 13,200 \times 0.1397 = 1,844.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{fr} = 1,844.04 \text{ kg/cm}^2.$$

c) Pérdida por acortamiento elástico ( $\Delta f_{ae}$ )

La pérdida por acortamiento elástico para la segunda etapa de tensado se obtendrá siguiendo el mismo criterio de cálculo de la primera etapa de tensado y-lo único que varía es -  $E_c$ .

$$E_c = 8,500 \sqrt{350} = 159,020 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = 127.671 - 16 = 111.671 \text{ (cables 1,2,3,7,8 y 9)}$$

Esfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo (17 cables)

$$\text{suponiendo: } \Delta f_{fr} + \Delta f_{ae} = 20\%$$

$$P = 13,200 \times 17 \times 13.85 \times (1-0.20) = 2'486,352.00 \text{ kg}$$

$$P = 2'486,352 \text{ kg ; } r^2/y_i = 44.53 ; r^2/y_s = 65.105$$

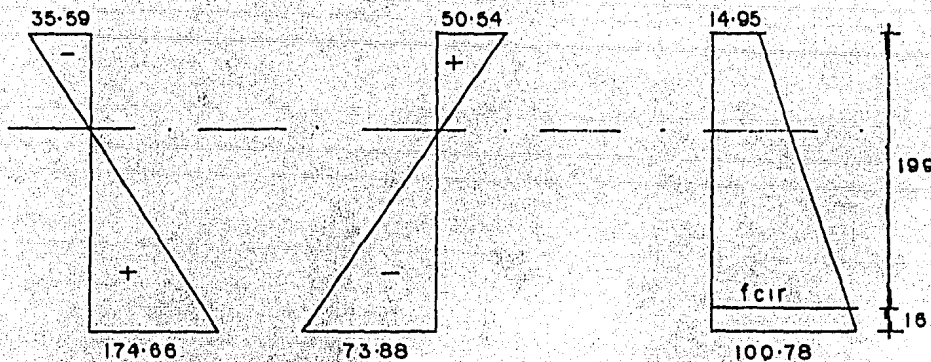
$$f_i = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e}{r^2/y_i}\right) = 174.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{e}{r^2/y_i}\right) = 35.59$$

Esfuerzos debidos al peso propio (mismo caso para la primera etapa de tensado)

$$f_i = -73.88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = 50.54 \text{ kg/cm}^2.$$



Cálculo de  $f_{cir}$ .

$$\frac{85.03}{215} = \frac{f_{cir}}{199} \therefore f_{cir} = 94.39 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_{ae} = \frac{0.5 \times 2.03 \times 10^6}{159020} f_{cir}$$

$$\Delta f_{ae} = \frac{0.5 \times 2.03 \times 10^6 \times 94.39}{159020} = 602.48$$

$$\Delta f_{ae} = 602.48 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Flexión del elemento.

$$\Delta f_f = \frac{2n}{L_{prom} I} \sum_0^{L/2} M(x) \Delta x e$$

$$n = \frac{2.03 \times 10^6}{8500 \sqrt{350}} = 12.77$$

$$I = 284'101,595 \text{ cm}^4$$

$$P = 18 \times 13,200 \times 13.85 = 3291800 \text{ kg}.$$

$$L_{promedio} = 1,668.04 \text{ cm (ver tabla 5.3)}$$

Nota: Los valores  $\Delta x$  se tomarán a partir del centro del claro hacia el extremo.

El momento producido por el peso propio se tomó en base a:

$$M = w L^2/8 = 11.93 \times 33.2^2/8 = 1644.13 \text{ ton-m}.$$

Sustituyendo tenemos :

$$\Delta f_f = 96.56 \text{ kg/cm}^2.$$

PERDIDAS DIFERIDAS.

f) Flujo plástico del concreto.



Esfuerzos debidos a carga adicional.

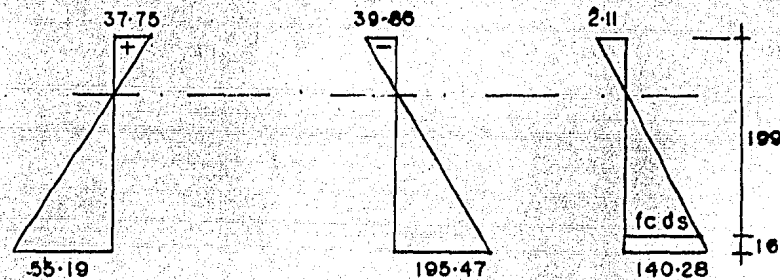
$$f_i = \frac{1228.05 \times 10^5 \times (-127.671)}{284 \ 101 \ 595} = -55.19 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = \frac{1228.05 \times 10^5 \times 87.329}{284 \ 101 \ 595} = 37.75 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos al presfuerzo ( 18 cables)

$$f_i = 195.47 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = -39.86 \text{ kg/cm}^2.$$



Cargã adicional + presfuerzo.

$$140.28 = f_{c ds} \quad \therefore f_{c ds} = 129.84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$211.56 \quad 195.81$$

Sustituyendo tenemos que:

$$\Delta f_{fp} = 0.844 \times 113.34 - 0.492 \times 129.84$$

$$\Delta f_{fp} = 31.78 \text{ kg/cm}^2.$$

g) Relajaci3n del acero

$$\Delta f_{ra} = 1265.53 - 0.02109 \Delta f_{fr} - 0.0281 \Delta f_{ae} - 0.01406 (\Delta f_c + \Delta f_{fp})$$

$$\Delta f_{fr} = 0.7 \times 16.500 = 11.550 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{fr} = 11 \ 550 \times 0.1397 = 1613.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{ae} = 602.48$$

$$\Delta f_c = 583.03$$

$$\Delta f_{fp} = 3178$$

$$\Delta f_{ra} = 1265.53 - 0.02109 \times 1613.54 - 0.0281 \times 602.48 - 0.01406 (583.03 + 31.78) = 1 \ 205.93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_{ra} = 1205.93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_{fp} = 0.844 f_{cir} - 0.492 f_{cds}.$$

Cálculo de  $f_{cir}$  para 18 cables.

$$P = 18 \times 13,200 \times 13.85 - \frac{18 \times 13,200 \times 13.85 \times 0.20}{130}$$

$$= 2'784,489.23 \text{ kg.}$$

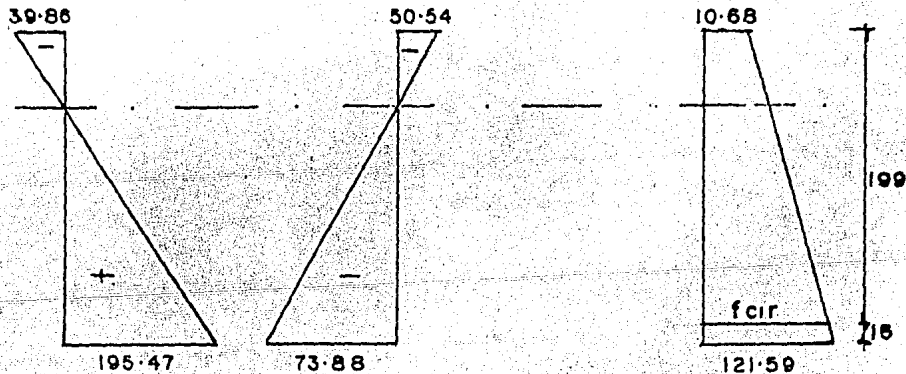
$$f_i = \frac{2'784,489.23}{49,968.6} \left( \frac{1 + 111.671}{44.53} \right) = 195.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{2'784,489.23}{49,968.6} \left( \frac{1 - 111.671}{65.105} \right) = 39.86 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos al peso propio (trabe)

$$f_i = - 73.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 50.54 \text{ kg/cm}^2.$$



Presfuerzo + peso propio.

$$\frac{110.91}{215} = \frac{f_{cir}}{199} \quad f_{cir} = 113.34 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de  $f_{cds}$ .

$$w_{trabe} = 11.933 \text{ ton-m.}$$

$$M_Q = w \frac{L^2}{8} = 1644.13 \text{ kg xcm}$$

$$M = M_t - M_Q$$

$M_t$  = momento total en el centro del claro.

$M_Q$  = momento debido al peso propio de la trabe.

$$M = 2872.18 - 1644.13$$

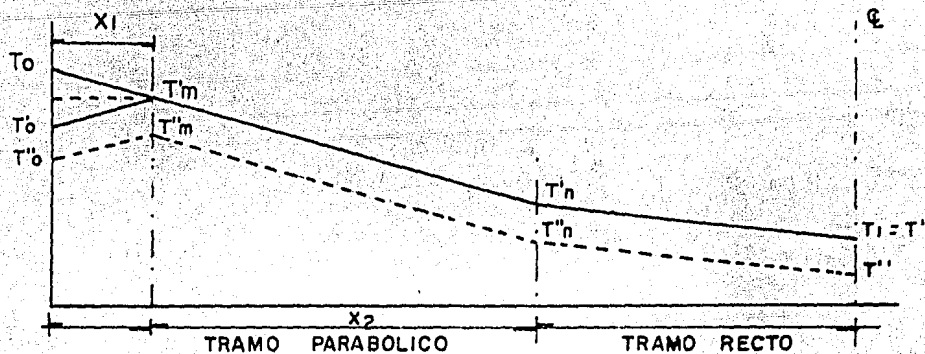
$$M = 1228.05 \times 10^5 \text{ kg-cm.}$$

TABLA 5-6.

## RESUMEN DE PERDIDAS PARA LA SEGUNDA ETAPA DE TENSADO.

TIPO DE PERDIDA.	CAIDA DE TENSION.	%
INMEDIATAS.		
a) deslizamiento del anclaje.	60.85	0.46
b) pérdida por fricción en el - cable crítico.	1844.05	13.97
c) acortamiento elástico.	602.48	4.56
d) flexión del elemento.	96.56	0.73
	2603.94	19.73
DIFERIDAS.		
e) contracción del concreto.	583.03	4.42
f) flujo plástico del concreto.	31.78	0.24
g) relajación del acero.	1205.93	9.14
	1820.71	13.80
	4424.65	33.52

DIAGRAMA DE TENSADO DE LOS CABLES PARA LA  
PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA.



Tensión del acero de presfuerzo.

Cable de 36 alambres.

$\phi = 7\text{mm.}$

$f_y = 16,500 \text{ kg/cm}^2$

No. de cables = 18.

$P_o = 1 \times 13.854 \times 16,500 = 228,591 \text{ kg} = 228.6 \text{ ton}$  (tensión  
última)

$T_o = 0.8 P_o = 182.88 \text{ ton}$  (tensión de tensado)

$T'o = 0.7 P_o = 160.01 \text{ Ton}$  (tensión al anclar)

$T'm = 0.75 P_o = 171.44 \text{ ton}$  (tensión máxima al anclar)

$T''o = (1-0.1396) T'o = 137.67 \text{ ton}$  (tensión permanente la.-  
etapa)

$(1-0.1380) T'o = 137.93 \text{ ton.}$  (Tensión " 2a.etapa)

$T''m = (1-0.1396) T'm = 147.51 \text{ ton}$  (tensión máxima permanen-  
te (la. etapa)

$(1-0.1380) T'm = 147.78 \text{ ton}$  " " 2a. etapa)

$T_1 = T' =$  Tensión en el centro del claro al tensar y anclar.

$T'' = (1-0.1396) T =$  Tensión permanente en el centro del cla-  
ro (la. etapa)

$(1-0.1380) T =$  " " " (2a'etapa)

$T'n =$  Tensión máxima en la transición del tramo parabólico  
a tramo recto.

$T''n (1-0.1396) T'n$  Tensión máxima permantente de  $T'n$   
(la. etapa)

$T''n (1-0.1380) T'n$  (2a. etapa)

### CALCULO DE LA DISTANCIA X,

Para el cálculo de X, haremos uso de la ecuación 4.10 - dada en el capítulo 4.

$$X_1 = \sqrt{\frac{\Delta a Es}{f_c \left( \frac{u\theta}{d_1} + k \right)}}$$

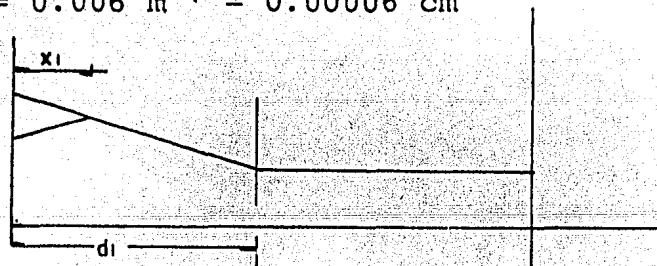
$$\Delta a = 0.10 \text{ cm.}$$

$$Es = 2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2.$$

$f_c$  esfuerzos en el centro del claro después de la transferencia de presfuerzo, es decir, cuando han ocurrido únicamente pérdidas inmediatas - de fricción (ver tabla V.6.2)

$$u = 0.2$$

$$k = 0.006 \text{ m}^{-1} = 0.00006 \text{ cm}^{-1}$$



EJEMPLO:

Cable 1y7

$$\theta = 2.35^\circ = 0.04102 \text{ radianes (ver tabla V.6.1)}$$

$$d_1 = 830.42 \text{ m (tabla V.6.2)}$$

$$f_c = (1 - 0.1054) 13,200 = 11,808.72 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tab.V.6.2)}$$

Sustituyendo en la ec. 4.10

$$X = \sqrt{\frac{0.10 \times 2.03 \times 10^6}{11,808.12 \left[ \frac{0.2 \times 0.04102}{830.42} + 0.0006 \right]}} = 496 \text{ cm} = 4.96 \text{ m}$$

Siguiendo este procedimiento, calculemos todos los valores de X, para el resto de los cables. Estos valores se indican en las tablas 5.7 y 5.8

Caract.	unidad.	1 y 7	2 y 8	3 y 9.
X <sub>r</sub>	cm.	496	453	421
X <sub>2</sub>	cm.	710.10	710.65	711.65
To	Ton.	182.88	182.88	182.88
T <sub>r</sub>	"	163.60	161.41	159.25
To'	"	160.02	160.02	160.02
Tl'	"	163.60	161.41	159.25
T'm	"	171.45	171.45	171.45
To"	"	137.7	137.7	137.7
Tl"	"	140.78	138.89	137.03
T"m.	"	147.53	147.53	147.53
T'n	"	172.60	170.30	168.14
T"n	"	148.52	146.54	144.68

TABLA 5.7 TENSIONES EN LOS CABLES PARA LA PRIMERA ETAPA DE TENSADO.

TENSIONES EN LOS CABLES DE PRESFUERZO PARA LA SEGUNDA -- ETAPA DE TENSADO.							
CARACT.	UNIDAD	1 y 7	2 y 8	3 y 9	4 y 10	5 y 11	6 y 12
X <sub>1</sub>	cm.	496	453	421	405	444	431
X <sub>2</sub>	"	710.10	710.65	711.65	712.51	1127.08	1128.12
T <sub>0</sub>	Ton.	182.88	182.88	182.88	182.88	182.88	182.88
T <sub>1</sub>	"	163.60	161.41	159.25	157.90	158.76	157.43
T <sub>0'</sub>	"	160.02	160.02	160.02	160.02	160.02	160.02
T <sub>1'</sub>	"	163.60	161.41	159.25	157.90	158.76	157.48
T <sub>m</sub>	"	171.45	171.45	171.45	171.45	171.45	171.45
T <sub>0''</sub>	"	137.86	137.86	137.86	137.86	137.86	137.86
T <sub>1''</sub>	"	140.94	139.05	137.19	136.03	136.77	135.67
T <sub>m''</sub>	"	147.70	147.70	147.70	147.70	147.70	147.70
T <sub>1'n</sub>	"	172.60	170.30	168.14	166.79	163.26	161.83
T <sub>m'n</sub>	"	148.70	146.71	144.85	143.69	140.65	139.42

TABLA 5.8 TENSIONES EN LOS CABLES PARA LA SEGUNDA ETAPA DE TENSADO.

## 5.8. REVISION DE ESFUERZOS.

La revisión de esfuerzos se hará en forma detallada para la segunda etapa de tensado y en el centro del claro de la viga y unicamente se hará un resumen para la primera y segunda etapa en los siguientes puntos: en los apoyos, un cuarto del claro, y a 3/4 del claro.

## CENTRO DEL CLARO.

1a. etapa. (9cables)  $e = 117.171$

Esfuerzos del presfuerzo 29.38% de pérdidas.

$$P = 9 \times 13,200 \times 13.85 - \frac{9 \times 13200 \times 13.85}{1.2938} (0.2938)$$

$$= 1'271,742.15$$

$$f_i = \frac{1'271,742.15}{49,968.6} \left( \frac{1 + 117.171}{44.53} \right) = 92.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{1'271,742.15}{49,968.6} \left( \frac{1 - 117.171}{65.105} \right) = -20.35 \text{ ''}$$

Esfuerzos debidos a peso propio.

$$M_{\text{popo}} \text{ (trabe)} = 1,644.13 \text{ Ton} - \text{m.}$$

$$f_i = \frac{1,644.13 \times 10^5 \times (-127.671)}{284'101,595} = 73.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{1644.13 \times 10^5 \times 87.329}{284'101,595} = 50.54 \text{ ''}$$

Esfuerzos resultantes (presfuerzo más peso propio)

$$f_i = 92.42 - 73.88 = 18.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -20.35 + 50.54 = 30.19 \text{ kg/cm}^2.$$

Comparación (esfuerzo permisible con esfuerzo actuante)

$$f_c = 30.19 \text{ kg/cm}^2 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ ''}$$

2a. Etapa (18 cables)  $e = 111.671 \text{ cm.}$  tabla 5.6.2.

Esfuerzos de presfuerzo (33.52%)

$$P = 18 \times 13,200 \times 13.85 - \frac{18 \times 13,200 \times 13.85 \times 0.3352}{1.3352} = 2'464,619.53 \text{ Kg/cm}^2$$



$$f_i = \frac{2'464,619.53 (1+111.671)}{49,968.6 \quad 44.53} = 173.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{2'464.619.53 (1-111.671)}{49,968.6 \quad 65.105} = -35.28 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos debidos a carga total.

$$M_c = 4197.02 \text{ Ton-m.}$$

$$f_i = \frac{4197.02 \times 10^5 \times (-127.671)}{284'101,595} = -188.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{4197.02 \times 10^5 \times (87.329)}{284'101,595} = 129.01 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos resultantes:

$$f_i = 173.02 - 188.61 = -15.59 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tensión})$$

$$f_s = -35.28 + 129.01 = 93.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{compresión})$$

$$f_c = 93.73 < 192.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

$$f_t = -15.59 \approx -15 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ok}$$

SECCION REVISADA	ESFUERZOS		ESFUERZOS ACTUANTES kg/cm <sup>2</sup>			ESFUERZO PERMISIBLE
			PRESFUERZO	C. DE SERV.	TOTAL	
APOYOS	1a ETAPA	f <sub>i</sub>	52.19	0	52.19	192.5
		f <sub>s</sub>	11.91	0	11.91	192.5
	2a ETAPA	f <sub>i</sub>	83.13	0	83.13	192.5
		f <sub>s</sub>	35.90	0	35.90	192.5
UN CUARTO DEL CLARO	1a ETAPA	f <sub>i</sub>	98.56	-55.41	43.15	192.5
		f <sub>s</sub>	-21.71	37.90	16.19	192.5
	2a ETAPA	f <sub>i</sub>	178.86	-136.90	41.96	192.5
		f <sub>s</sub>	-33.42	93.64	60.22	192.5
CENTRO DEL CLARO	1a ETAPA	f <sub>i</sub>	92.42	-73.88	18.54	192.5
		f <sub>s</sub>	-20.35	50.54	30.19	192.5
	2a ETAPA	f <sub>i</sub>	173.02	-188.61	-15.59	-15.0
		f <sub>s</sub>	-35.28	129.01	93.73	192.5
TRES CUARTOS DEL CLARO	1a ETAPA	f <sub>i</sub>	98.56	-55.41	43.15	192.5
		f <sub>s</sub>	-21.71	37.90	16.19	192.5
	2a ETAPA	f <sub>i</sub>	178.86	-140.10	38.76	192.5
		f <sub>s</sub>	-33.42	95.83	62.41	192.5

\* En este caso el esfuerzo actuante es ligeramente mayor que el permisible en tensión, sin embargo, consideraremos que para nuestro análisis, esto no tiene un efecto significativo.

**CONCLUSION.**

Después de realizar una revisión de los esfuerzos de flexión en las zonas críticas de la trabe, sujeta tanto a cargas - de servicio como a presfuerzo, se concluye que esta se encuentra trabajando dentro de un rango permisible, es decir, en ningún caso los esfuerzos de flexión exceden los permisibles, tanto en compresión como en tensión.

## 5.9. CALCULO DE DEFLEXIONES.

## INTRODUCCION.

Las deformaciones para carga muerta (carga I), así como - para diferentes combinaciones de carga viva (carga II, III, y IV) se calcularon mediante el análisis por computadora. Este cálculo se encuentra en el apéndice al final de este texto.

Para la evaluación de la deflexión total de la trabe consideraremos la combinación de presfuerzo + carga VIII, da do que esta condición de carga es la más desfavorable. -- Además, el cálculo de deflexiones se hará para dos etapas de tensado. (ver procedimiento constructivo)

CALCULO DE DEFLEXIONES PARA LA PRIMERA ETAPA DE TENSADO.

DEFLEXION DEBIDO A LA FUERZA DE PRESFUERZO.

(9 cables, No. 1,2,3,7,8 y 9)

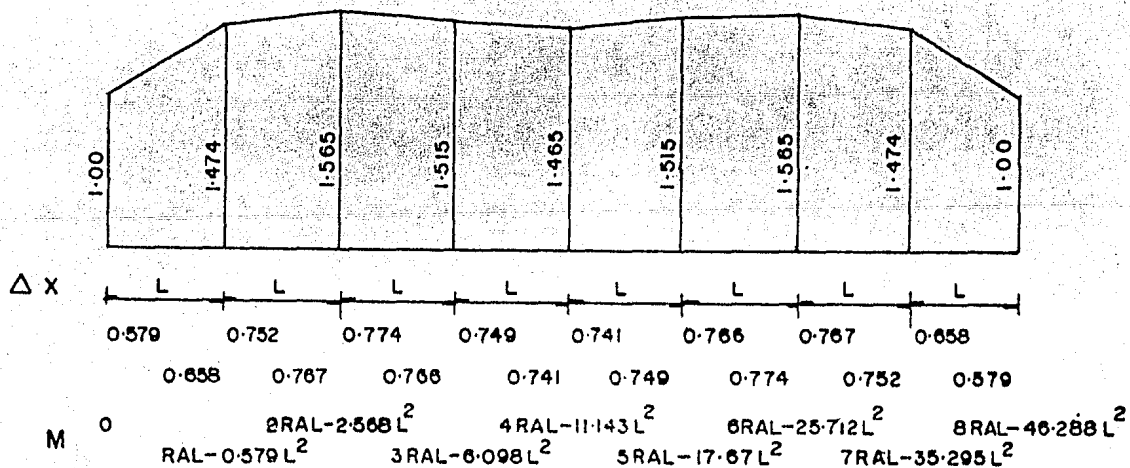
Sección	excentricidad e (cm)	Presfuerzo/ cable. kg.	Mpresfuerzo Pe (kg-cm)	Pe Unitario.
Extremo.	67.671	153 660	$9.35849 \times 10^7$	1.00
L/8	104.54	146 650	$1.379777 \times 10^8$	1.474
L/4	117.171	138920	$1.46496 \times 10^8$	1.565
3L/8	117.171	134420	$1.37122 \times 10^8$	1.515
L/2	117.171	130030	$1.37122 \times 10^8$	1.465
5L/8	117.671	134420	$1.46496 \times 10^8$	1.515
3L/4	117.671	138920	$1.46496 \times 10^8$	1.565
7L/8	104.54	146650	$1.37977 \times 10^8$	1.474
Extremo.	67.671	153660	$4.35849 \times 10^7$	1.00

TABLA 5.10 Momentos debidos a presfuerzo a diferentes secciones de la trabe para la primera etapa de tensado.

Las deflexiones debidas a la aplicación de la fuerza de presfuerzo se hará en base a la tensión permanente de cada uno de los cables ( $T''_0$ ), es decir, se restará a la tensión del cable el porcentaje total de las pérdidas. En las pérdidas por fricción descontaremos unicamente las pérdidas que suceden hasta la sección considerada; así por ejemplo, en el apoyo de la trabe no existen pérdidas por fricción, contrario a lo que sucede en el centro del claro, en el cual se presenta la totalidad de la pérdida por fricción.

En la tabla 5.10 se encuentran todos los valores de la fuerza de presfuerzo ( $P$ ) resultante para cada una de las secciones, así como las excentricidades de los cables.

POR NEWMARK CONJUGADO.



Como sabemos en una viga simplemente apoyada el momento en los apoyos debe ser igual a cero . . .

$$M = 8RAL - 46.288 L^2 = 0$$

$$RA = \frac{46.288 L^2}{8L} = 5.786 L$$

8L

Para calcular las reacciones haremos uso de las siguientes ecuaciones:

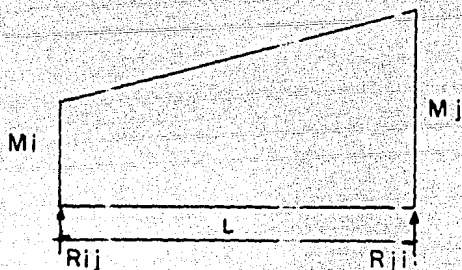


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA UNA DISTANCIA "L"

De la figura anterior:

$$\sum M_j = 0$$

$$R_{ij} = \frac{L}{6} (2m_i + M_j)$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_{ji} = \frac{L}{6} (m_i + 2m_j)$$

Para el cálculo de la deflexión máxima, la flecha máxima se presentará en el \$C\$ por lo tanto, del método de Newmark, tenemos:

$$\Delta_{max} = \frac{4LR_A - 11.143 L^2}{EI}$$

sustituyendo el valor de \$R\_A\$, tenemos:

$$\Delta_{max} = \frac{(4L (5.786L - 11.143 L^2) P_e)}{Ec I} = \frac{12.001 L^2 P_e}{Ec I}$$

$$Ec = 8500 \sqrt{f'_c}; f'_c = 285 \text{ kg/cm}^2 \text{ para la 1.ª etapa de tensado.}$$

$$Ec = 143496.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = 284101595 \text{ cm}^4$$

$$P_e = 9.35849 \times 10^7$$

$$L = 33.2/8 = 4.15 \text{ m} = 415 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{max} = 4.74 \text{ cm.} \uparrow$$

#### CALCULO DE LA DEFLEXION TOTAL.

Durante la primera etapa de tensado únicamente estará actuando el peso propio de la trabe, según el procedimiento constructivo, por lo tanto la deflexión debida a esta carga será la siguiente:

$$\Delta_{popo} = \frac{5 W_{popo} L^4}{384 EI}$$

$$W_{\text{popo}} = 11.933 \text{ ton/m} = 119.33 \text{ kg/cm}^2.$$

$$L = 33.20 \text{ m} = 3320 \text{ cm.}$$

$$\Delta \text{popo} = \frac{5 \times 119.33 \times 3320^4}{384 \times 143496.5 \times 284101595} = 4.62 \text{ cm.} \downarrow$$

DEFLEXION RESULTANTE PARA LA 1a. ETAPA.

$$\Delta \epsilon \text{ presfuerzo} = 5.27 \text{ cm.} \uparrow$$

$$\Delta \epsilon \text{ popo} = 4.62 \text{ cm} \downarrow$$

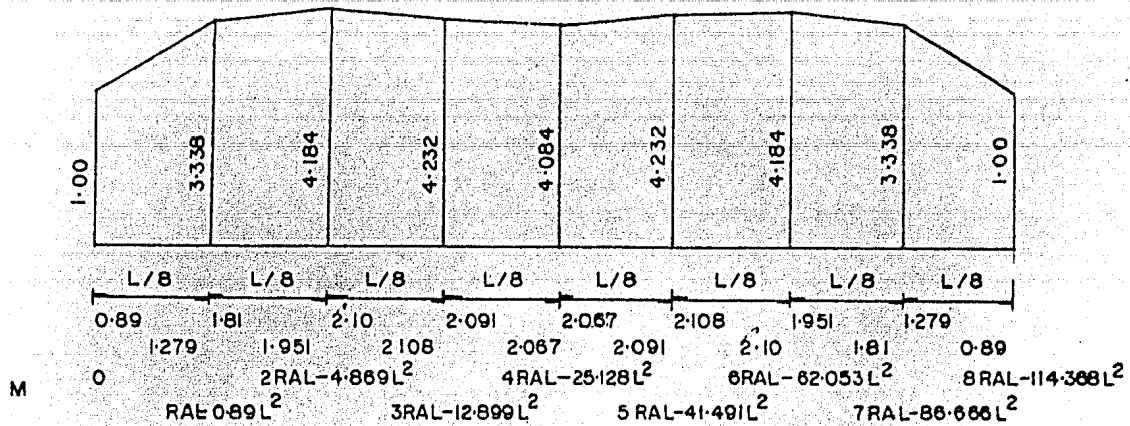
$$\Delta \epsilon \text{ presf} + \text{popo} = 0.65 \text{ cm.} \uparrow$$

CALCULO DE DEFLEXIONES PARA LA 2a. ETAPA DE TENSADO.

Deformación debida a la fuerza de presfuerzo.  
(18 cables)

Sección.	Excentricidad e (cm)	Presfuerzo /cable (kg)	M Presfuerzo = Pe kg - cm	Pe unitario
Extremo.	22.671	149486	$6.10019 \times 10^7$	1.00
L/8	79.716	141915	$2.03632 \times 10^8$	3.338
L/4	106.31	133393	$2.55258 \times 10^8$	4.184
3L/8	111.671	128437	$2.58168 \times 10^8$	4.232
L/2	111.671	123938	$2.49125 \times 10^8$	4.084
5L/8	111.671	128437	$2.58168 \times 10^8$	4.232
3L/4	106.31	133393	$2.55258 \times 10^8$	4.184
7L/8	79.716	141915	$2.03632 \times 10^8$	3.338
Extremo.	22.671	149486	$6.10019 \times 10^7$	1.00

TABLA 5.11 Momentos debidos al presfuerzo a diferentes secciones de la trabe, para la segunda etapa de tensado.



Haciendo  $M=0$  en el extremo de la viga.

$$M=0=8 \text{ RAL} - 114.368 \text{ L}^2$$

$$RA = \frac{114.368 \text{ L}^2}{8 \text{ L}} = 14.296 \text{ L}$$

$$\Delta \varphi = \frac{(4 \text{ RAL} - 25.128 \text{ L}^2)}{EI} \text{ Pe}$$

$$\Delta \varphi = \frac{(4 \text{ L} (14.296 \text{ L}) - 25.128 \text{ L}^2)}{EI} \text{ Pe} = \frac{32.056 \text{ L}^2}{EI} \text{ Pe}$$

$$E_c = 8500 \sqrt{f'c} ; f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 ; 2a. \text{ etapa de tensado.}$$

$$E_c = 159020.44 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = 284101595 \text{ cm}^4$$

$$L = 415 \text{ cm.}$$

$$P_e = 6.10049 \times 10^7 \text{ kg-cm}$$

$$\Delta \varphi = 7.45 \text{ cm.} \uparrow$$

#### CALCULO DE LA DEFLEXION TOTAL.

Durante la segunda etapa de tensado, suponemos que están -- actuando todas las cargas, es decir, carga muerta más carga viva, por lo tanto, para el cálculo de la flecha total consideraremos la flecha producida por la carga VIII (c.m. +c. v (tren tipo + tren de mantenimiento) dada en el apéndice -- final.

$$\Delta \zeta_{VIII} =$$

$$\Delta \zeta_{\text{presfuerzo}} = 7.45 \text{ cm.}$$

$$\Delta \zeta_{\text{presfuerzo}} + \Delta \zeta_{VIII} =$$

#### REVISION DE LA FLECHA MAXIMA.

La flecha máxima permisible es:

$$\Delta \zeta_{\text{perm}} = \frac{L}{500} + 0.5 \quad (\text{cm})$$

$$\Delta \zeta_{\text{perm}} = \frac{3320}{500} + 0.5 = 7.14 \text{ cm}$$

Revisando:

$$\Delta \zeta_{2a \text{ etapa}} < \Delta \zeta_{\text{perm}} \therefore \text{ok}$$

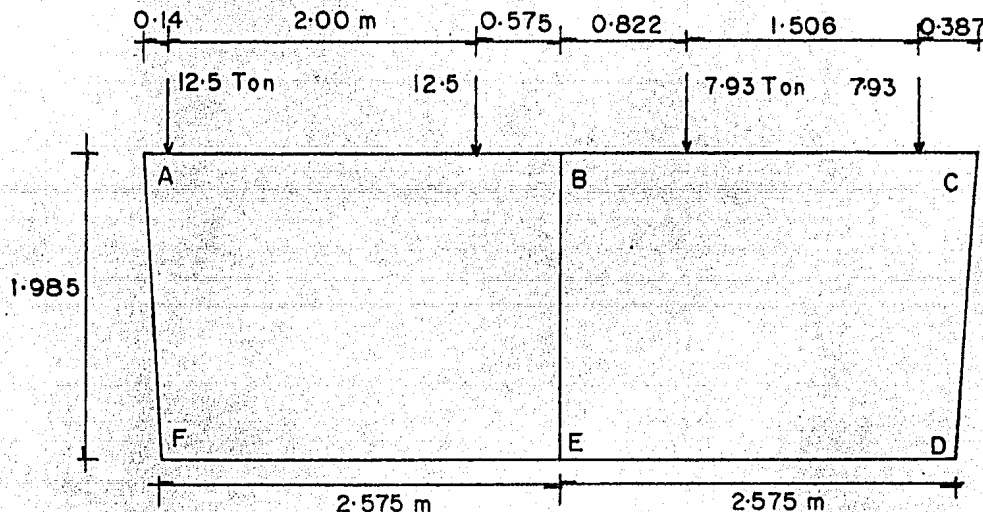
Revisión por carga mobil.

$$\Delta \zeta_{\text{perm. c.v.}} = \frac{L}{1000} = \frac{3320}{1000} = 3.32 \text{ cm}$$



### 5.10. ANALISIS TRANSVERSAL DE LA TRABE.

Se considera una sección de 1 m de ancho, tomando diferentes posiciones de ejes de ruedas de tren tipo y tren de mantenimiento. La posición más crítica nos la da un tren tipo y un tren de mantenimiento (con impacto) como se muestra en la figura siguiente:



Tomando los factores de distribución de la página ( ) y con los siguientes momentos de empotramiento se realiza el análisis de carga viva por el método de Cross.

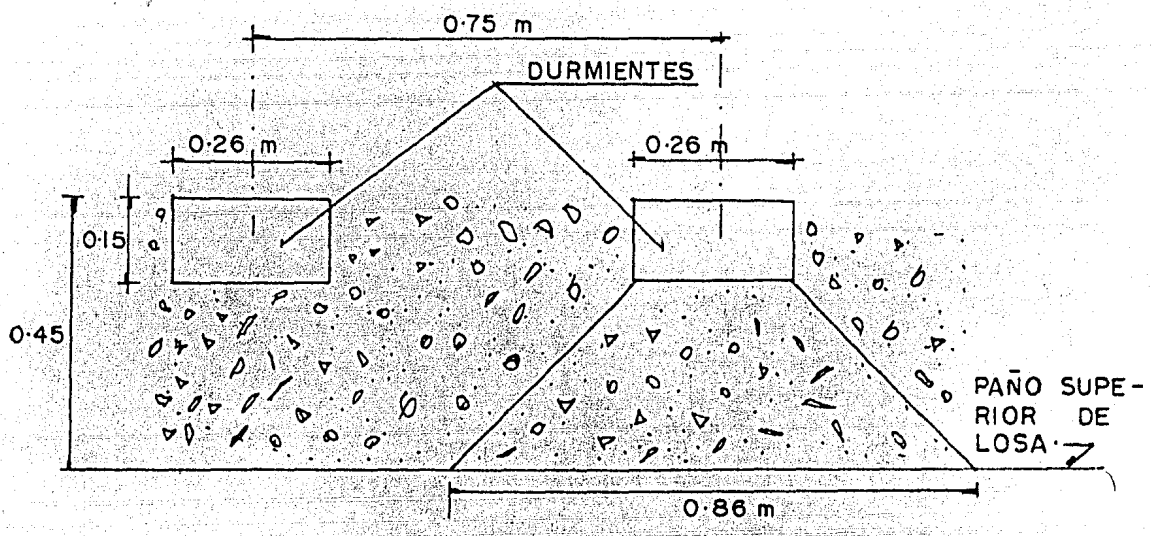
$$M_{a-B} = 2.77 \text{ ton-m}$$

$$M_{B-a} = 4.55 \text{ ton-m}$$

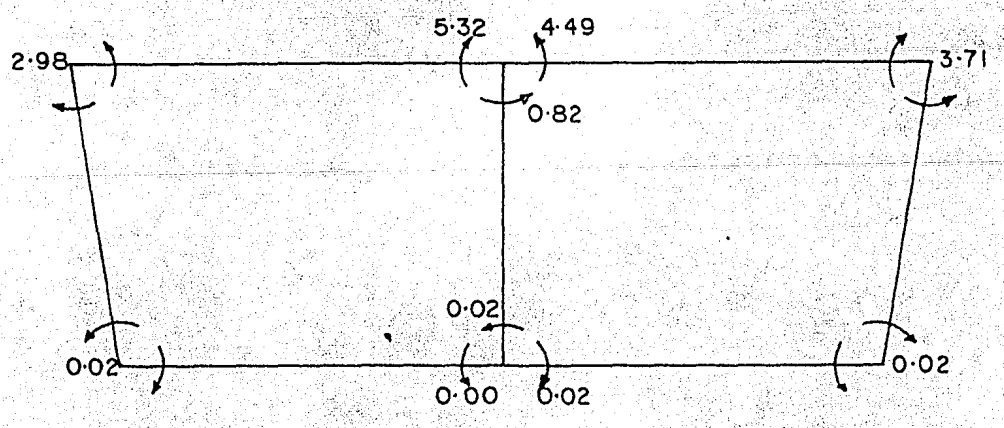
$$M_{Bc} = 3.54 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{CB} = 3.63 \text{ Ton-m.}$$

El ancho en el que se encuentran actuando estas cargas, se obtiene por la zona de influencia que nos dan los durmientes debido al balasto en la dirección longitudinal de la trabe.

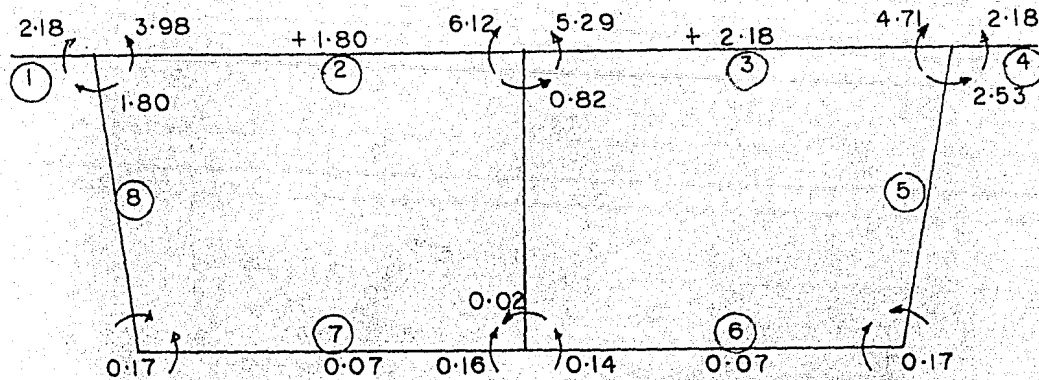


Los momentos obtenidos en el análisis se dividen entre este ancho para que el análisis sea válido por 1 m de ancho. Los momentos finales se muestran en la figura siguiente:



Momentos debidos a carga viva (Ton-m)

Superponiendo efectos de momentos debidos a carga muerta - (pag. ) y momentos a carga viva tenemos:



MOMENTOS DEBIDOS A CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA (ton-m)  
 El diseño del acero de refuerzo de losas, diafragmas y nervaduras se hará conforme al Reglamento de Construcciones del D.F.

#### 5.10.1. DISEÑO A FLEXION :

El diseño a flexión se hará con la ecuación del momento resistente.

$$M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.05 q)$$

$$q = \frac{P f_y}{f''c} \quad A_s = p b d$$

Sustituyendo  $q$  y  $A_s$ , y despejando  $P$  se obtiene:

$$P = \frac{f''c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f''c}} \right)$$

$$P_{min} < p < P_{max}$$

$$P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{f_y}$$

$$P_{max} = \left( \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right) 0.75$$

Los peraltes propuestos se revisarán, checando que el porcentaje no sea mayor que el máximo ni menor que el mínimo. Para losas, diafragmas y nervaduras se armará la sección completa con los elementos mecánicos más críticos.

Diseño a fuerza cortante:

El diseño a fuerza cortante se hará aplicando las ecuaciones requeridas según sea el caso.

Constantes de diseño:

Materiales.

Concreto  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .

Acero de refuerzo  $f_y = 4\ 000 \text{ kg/cm}^2$ .

$f^*c = 0.8 f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

$f''c = 0.85 f^*c = 238 \text{ kg/cm}^2$ .

LOSAS.

Losa superior.

De la figura ant. se tienen los siguientes momentos máximos:

$M_2 \quad (-) = 6.12 \text{ ton-m}$

$M_3 \quad (-) = 4.71 \text{ ton-m}$

$M_4 \quad (-) = 2.18 \text{ ton-m}$ .

$M_3 \quad (+) = 2.18 \text{ ton-m}$ .

Reduciendo los momentos negativos al paño:

$M_2 \quad (-) = 3.31 \text{ ton-m}$ .

$M_3 \quad (-) = 2.21 \text{ ton-m}$ .

Diseñando por 1 m. de ancho se tiene:

$b = 100 \text{ cm}$

$d = 19 \text{ cm}$  (peralte)

$h = 23.5 \text{ cm}$  (espesor)

F.R = 0.9

$p_{\min} = 0.003274$

$p_{\max} = 0.02142$

$\mu_u = 1.5 \text{ m}$ .

Utilizando varilla número 4  $as = 1.27 \text{ cm}^2$

M (kg-cm)	P	As (cm <sup>2</sup> )	armado.
331000	0.003952	7.50	# 4 a 15
221000	0.001490	6.22	# 4 a 20
218000	0.001470	6.22	# 4 a 20

5.10.2. REVISION POR CORTANTE:

Del análisis transversal de C.M. + C.V., se obtiene que el cortante máximo se encuentra en el nudo 8 ( $v = 14.17 \text{ Ton}$ ). -

Reduciendo el cartante al paño más un peralte, tomando en cuenta que la carga viva se disipa a  $45^\circ$  en el sentido transversal al igual que en el sentido longitudinal (ver fig. anterior) se tiene:

$$V_a = 7.30 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 10.95 \text{ Ton.}$$

$$V_{cr} = 0.5 FR b d \sqrt{f \cdot c}$$

$$V_{cr} = 12.72 \text{ Ton.}$$

$$V_{cr} > V_u \quad \therefore \quad \text{ok}$$

Acero longitudinal:

Debido a la importancia de la estructura, en el sentido longitudinal se colocará acero mínimo en lugar de acero por temperatura.

Losa inferior:

De la figura ant. se obtienen los siguientes momentos:

$$M_{\max} (-) = 0.17 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\max} (+) = 0.07 \text{ ton-m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$P_{\min} = 0.003274$$

$$A_s = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado } \# 3 \text{ a } 27$$

En el sentido longitudinal se colocará acero mínimo.

$$A_{s\min} = 2.62 \text{ cm}^2 \quad ( \# 3 \text{ a } 27 )$$

## 5.10.3. REVISION DE LA SECCION POR MOMENTO ULTIMO

Cálculo del momento resistente último

Haciendo uso de la ecuación 2.7 vista en el capítulo 2 ,  
tenemos que:

$$M_u = A_{su} \cdot f_{sp} \cdot d \left( 1 - 0.6 \frac{A_{su} \cdot f_{sp}}{b' \cdot d \cdot f'_c} \right) + 0.85 f'_c (b - b') t (d - 0.5 t)$$

Donde:

$$A_{su} = A_{sp} - A_{sf}$$

$$A_{sp} = 18 \left[ \frac{(0.7)^2}{4} \times 36 \right] = 249.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = 0.85 f'_c (b - b') t / f_{sp}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 824 \text{ cm.}$$

$$b' = 54 + 54 + 40 = 148 \text{ cm.}$$

$$d = 215 - 16.5 = 198.5 \text{ cm.}$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

$$f_{sp} = f'_s \left( 1 - 0.5 \frac{P \cdot f'_s}{f'_c} \right)$$

$$f'_s = 16,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 49,968 \text{ cm}^2$$

$$P = A_{sp} / A = 249.38 / 49,968 = 0.00499$$

$$f_{sp} = 14,559 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo :

$$A_{sf} = 276.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = -26.89 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo datos en la ecuación 2.7 tenemos que:

$$M_u = 6.78698 \times 10^8 \text{ kg-cm}$$

$$M_u = 6,787 \text{ ton-m}$$

Cálculo del momento actuante último.

El momento actuante último, según el reglamento AASHTO, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$M_u = 1.3 \left( C.M. + \frac{5}{3} M_{c.v.} \right)$$

Los momentos debidos a carga muerta y carga viva se obtienen del apéndice A y se resumen en la tabla siguiente:

MOMENTO ACTUANTE			
BARRA	C.M. (I)	M.T. (VIII) *	C.V. (II+III) *
2	958.35		
5	897.15		
8	958.35		
$\Sigma$	2813.85	**4,197.02	1,383.17

\* Para la condición de C. V. y combinación VIII se considera el impacto.

\*\* Ver inciso 5.3 ( Diseño del Presfuerzo )

Sustituyendo los datos en la ecuación anterior nos queda:

$$M_u = 6,655.67 \text{ ton-m.}$$

Por lo anterior se concluye que :

$M_u \text{ resistente} > M_u \text{ actuante} \therefore \text{Ok.}$

## 5.11. NERVADURAS.

Los esfuerzos por flexión en el sentido longitudinal de la trabe, son absorbidos por los cables de presfuerzo. La flexión en el sentido transversal que nos da el análisis anterior, se absorberá con acero transversal, el que se obtendrá con los elementos mecánicos del análisis transversal y el cortante en las nervaduras.

Nervadura extrema.

El momento máximo se tiene en el nudo c.

$$M = 2.53 \text{ ton-m.}$$

$$h = 47 \text{ cm.}$$

$$d = 43 \text{ cm.}$$

$$p = 0.000573$$

Nervadura intermedia:

El momento máximo se tiene en el nudo b.

$$M = 0.82 \text{ ton-m.}$$

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

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$p = 0.000264.$$

$$P_{\min} = 0.003274$$

Debido a que los porcentajes de acero son muy pequeños, es to es que los momentos flexionantes por flexión transversal no afectan a la estructura, el armado se obtendrá únicamente del cortante en las nervaduras.

### 5.11.1. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

Para el diseño por cortante haremos uso de lo expuesto en el capítulo 2, además consideraremos de manera conservadora que la sección crítica se localiza en el eje de apoyo, es decir, de la combinación de carga X y I localizada en el apéndice A.

Tenemos para las nervaduras:



FUERZA CORTANTE ACTUANTE (TON)			
BARRA.	C.M.+C.V.+I (X)	CM (I)	C.V.+I (X -I)
1	166.63	115.50	51.13
4	137.04	112.57	74.47
7	174.73	115.56	59.17
TOTAL.	528.40	343.63	184.77

TABLA 5.12

Resumen de fuerza cortante externa.

De la tabla anterior.

$$V_u = 528.4 \text{ Ton.}$$

Cortante que resiste el concreto ( $V_c$ )

$$V_c = 0.75 f'c b'jd \geq 12.66 b'jd$$

donde:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b' = 54 + 54 + 40 = 148 \text{ cm.}$$

$$d = 210 \text{ cm.}$$

$$j = 0.875$$

Sustituyendo datos tenemos:

$$V_c = 344289 \text{ kg} = 344.289 \text{ Ton.}$$

Cálculo del refuerzo necesario (estribos)

Para el cálculo de refuerzo necesario por cortante, haremos uso de la ecuación 2.6

$$A_v = \frac{V_u - V_c}{2f_v j d} s$$

donde:

$A_v$  - proponiendo estribos # 4 de 6 ramas distribuidos en las tres nervaduras.

$$A_v = 6 \times 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$f_v = 0.5 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

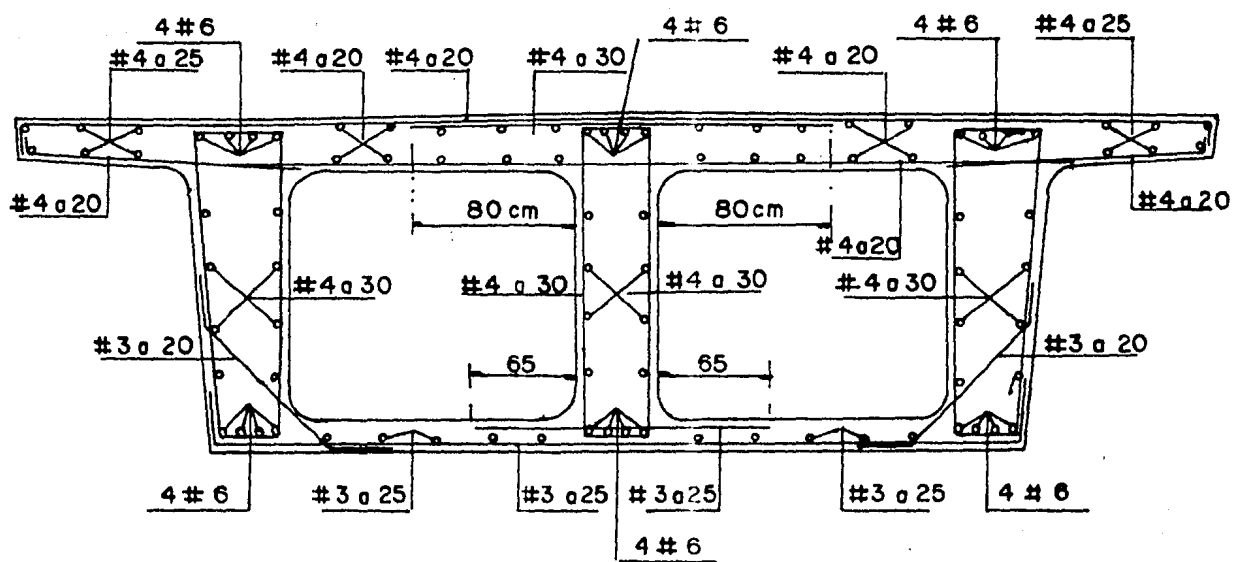
$$j = 0.875$$

$$d = 210 \text{ cm.}$$

despejando tenemos

$$s = 31.94$$

NOTA: Es importante hacer notar que el acero de presfuerzo también contribuye a absorber fuerza cortante, sin embargo, para nuestro caso en estudio se despreció dicha contribución. Esto representa un criterio aun más conservador del diseño.



## 5.12. DIAFRAGMAS.

El diseño de los diafragmas extremos e intermedios se hará como vigas diafragma, siguiendo el criterio del R.C.D.F. - del programa se tomarán los resultados más desfavorables - para el diseño de estos.

Diafragma extremo.

Las vigas diafragmas son aquellas cuya relación  $L$ , a peralte total  $h$ , es menor que 2.5 cuando son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado:

$$L = 2.62 \text{ m.}$$

$$h = 2.12 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{h} = \frac{2.62}{2.12} = 1.24 < 2.5$$

Del programa se obtiene que la carga IX nos da el momento y cortante máximos.

$$M = 261.12 \text{ Ton - m} \quad \text{junta 15}$$

$$V = 181.158 \text{ ton.} \quad \text{junta 15}$$

De la carga I (carga muerta) se tiene para los nudos correspondientes:

$$M_{cm} = 169.93 \text{ ton - m.}$$

$$V_{cm} = 120.52 \text{ ton.}$$

Para obtener los elementos mecánicos debidos a carga viva:

$$M_{cv} = 261.12 - 169.93 = 91.19 \text{ ton-m}$$

$$V_{cv} = 181.158 - 120.52 = 60.638 \text{ ton.}$$

Del reglamento ASSHTO se obtienen los siguientes factores de carga:

$$C_u = 1.3 \text{ (C.M. + 5/3 C.V.)}$$

$$M_u = 1.3 \text{ (M}_{c.m.} + 5/3 M_{c.v.}) = 418.49 \text{ ton - m.}$$

$$V_u = 1.3 \text{ (V}_{c.m.} + 5/3 V_{c.v.}) = 60.638 \text{ Ton.}$$

El área de acero por flexión se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z}$$

$$z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h = 116 \text{ cm.}$$

$$FR = 0.9$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = 41849000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_s = 100.21 \text{ cm}^2 \quad A_s \# 12 = 11.40 \text{ cm}^2$$

ARMADO 9 # 12

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 / f'c \quad b \quad d}{f_y}$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$d = 200 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ min}} = 52.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ mi}} < A_s \quad \therefore \text{ok}$$

Debido a que en este caso se tiene cortante directo, se calculará el área de acero debido a fuerza cortante por fricción.

$$A_{v_f} = \frac{V_u}{FR \quad f_y \quad M}$$

Donde:

$$V_u = 0$$

$$M = 1.4$$

$$FR = 0.8$$

$$A_{v_f} = 64.30 \text{ cm}^2$$

El refuerzo de cortante por fricción se deberá colocar perpendicularmente al plano crítico por cortante directo. Tomando las áreas de acero por flexión y cortante directo.

$$A_{v_f} + A_s = 64.30 + 100.21 = 164.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_f \# 12} = 102.6 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 164.51 - 102.6 = 61.91 \text{ cm}^2$$

Este esfuerzo se repartirá en 2/3 de "d"

$$\text{No. estribos} \# 5 = \frac{61.91}{4} = 7.82$$

(4 ramas)

4 (1.98)

$$\text{Sep} = \frac{2}{3} \times 200 = 17 \text{ cm.}$$

$$7.82$$

El refuerzo horizontal del diagragma se tomará por cambios volumétricos.

$$A_s = \frac{450 \text{ bt}}{f_y (b+t)}$$

$$b = 100 \text{ cm.} \quad a_s = 5 \text{ cm}^2 \quad \text{Armado \# 4 a 25}$$

$$t = 80 \text{ cm.}$$

revisándose como viga:

$$V_{cr} = 0.5 \text{ FR } b \text{ d} \sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 107.79 \text{ Ton.}$$

$$S = \frac{\text{FR } a_s \text{ } f_y \text{ d}}{V_u - V_{cr}}$$

para E # 5 (4 ramas)

$$s = 28 \text{ cm.}$$

$$28 \text{ cm} > 17 \text{ cm} \quad \therefore \text{ok}$$

#### DIAFRAGMA INTERMEDIO.

Del programa se obtiene que la carga IX nos da el momento - y cortante máximas.

$$M = 20.37 \text{ Ton - m} \quad \text{Junta 7}$$

$$V = 11.468 \text{ Ton.} \quad \text{Junta 2}$$

De la carga I se tiene para los nudos correspondientes

$$M_{cm} = 8.17 \text{ Ton - m.}$$

$$V.C.m. = 0.968 \text{ Ton.}$$

$$M_{c.v.} = 20.37 - 8.17 = 12.20 \text{ Ton - m.}$$

$$V_{c.v.} = 11.468 - 0.968 = 10.50 \text{ Ton.}$$

$$M_u = 1.3 (M_{cm} + 5/3 M_{c.v.}) = 37.05 \text{ Ton - m.}$$

$$V_u = 1.3 (V.C.M. + 5/3 V_{c.v.}) = 24.01 \text{ Ton.}$$

$$= 116 \text{ cm.}$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$A_S = \frac{3705 \text{ 000}}{0.9 (4000)(116)} = 8.87 \text{ cm}^2$$

$$0.9 (4000)(116)$$

$$A_{smin} = 19.64 \text{ cm}^2$$

Armado 4 # 8

En estos diafragmas el cortante que se presenta es por tensión diagonal.

$$V_{cr} = 0.5 (0.8) (30) (200) 280 = 40.16 \text{ Ton.}$$

$V_{cr} > V_u$  ∴ no requiere estribos y se colocarán estribos por especificación.

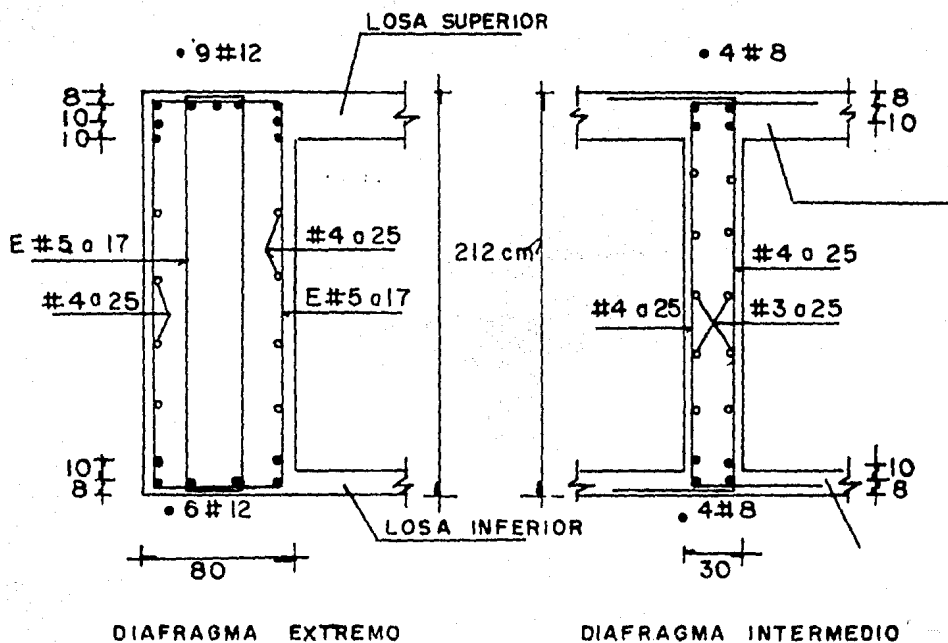
Refuerzo horizontal por cambios volumétricos.

$$b = 100$$

$$t = 30$$

$$A_s = 2.59 \text{ cm}^2$$

Armado # 3 a 27



## 5.13 APOYOS DE NEOPRENO.

Los apoyos de neopreno consisten en apoyos integrales cuadrados o rectangulares, formados por placas de neopreno -- duro de dureza Shore 60 de 1.3 cm de espesor, y placas interpuestas de acero de 0.3 cm de espesor. El conjunto de neopreno y acero, debe ser vulcanizado en planta bajo un estricto control de calidad.

El esfuerzo máximo permisible a compresión se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t(a+b)}$$

Donde:

$\sigma_p$  = esfuerzo máximo permisible a compresión.

t = Espesor de una lámina de neopreno (1.3 cm)

a y b = Dimensiones de la placa.

Con el fin de mejorar la adherencia entre superestructura y apoyo, la parte inferior y superior del apoyo está vulcanizada una capa de 0.3 cm . de espesor.

En base a experiencias obtenidas se recomienda que el esfuerzo en el neopreno no sea mayor de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

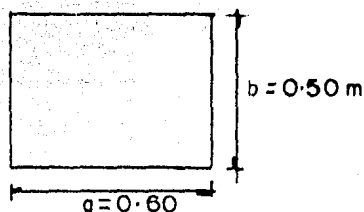
## OBTENCION DEL APOYO FIJO:

En el programa se obtiene la reacción máxima.

Esta reacción se encuentra en la junta 15 para la combinación de carga IX.

$$R = 112.874 + 181.158 = 294.032 \text{ Ton.}$$

Se propone una placa con la siguiente área:

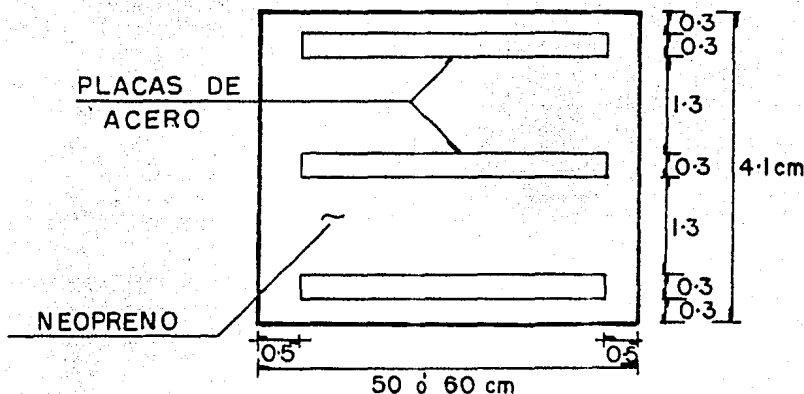


$$\sigma_p = 167.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = \frac{R}{a b} = 98.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p > \sigma_R \quad \therefore \text{ok}$$

$$98.01 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore$$



APOYO FIJO (ELEVACION) ACOT. CMS.

OBTENCION DEL APOYO MOVIL:

Para obtener el espesor de apoyos móviles en tramos libremente apoyados se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{u_l}{T} \leq 0.5$$

Donde:

$u_l$  = máximo desplazamiento horizontal del apoyo.

$T$  = Espesor total del glastomero (unicamente neopreno)

Para obtener el desplazamiento horizontal máximo, se hará uso de las siguientes ecuaciones, obteniendo un desplazamiento por contracción y uno por dilatación, comparando estos se utilizará el mayor.

Deformación total por esfuerzo ( $\Delta c_T$ )

$$\Delta c_t = \frac{fpL}{E}$$



$$f_p = 1700 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 3320 \text{ cm}$$

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

$$\Delta c_T = 2.82 \text{ cm.}$$

Deformación por carga muerta  $(\Delta e_{cm})$

$$\Delta e_{cm} = \Delta e_{eT} \left( \frac{M_{cm}}{M_{cm} + m_{cv} + I} \right)$$

$$M_{\max_{cm+cv+I}} = 4197.02 \text{ Ton - m.}$$

Del programa

$$M_{cm} = 2879.05 \text{ Ton - m.}$$

$$M_{cv} + I = M_{\max_{cm+cv+I}} - M_{cm} = 1317.97 \text{ Ton - m.}$$

$$\Delta e_{cm} = 1.93 \text{ cm.}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida  $(\Delta c)$

$$\Delta c = 0.000165 L = 0.55 \text{ cm.}$$

Deformación por temperatura  $(\Delta t)$

$$\Delta t = 0.00011 L = 0.36 \text{ cm.}$$

Deformaciones máximas.

Deformación por contracción  $(ul_c)$

$$ul_c = \Delta e_{cm} - (\Delta c + \Delta t) = 1.01 \text{ cm.}$$

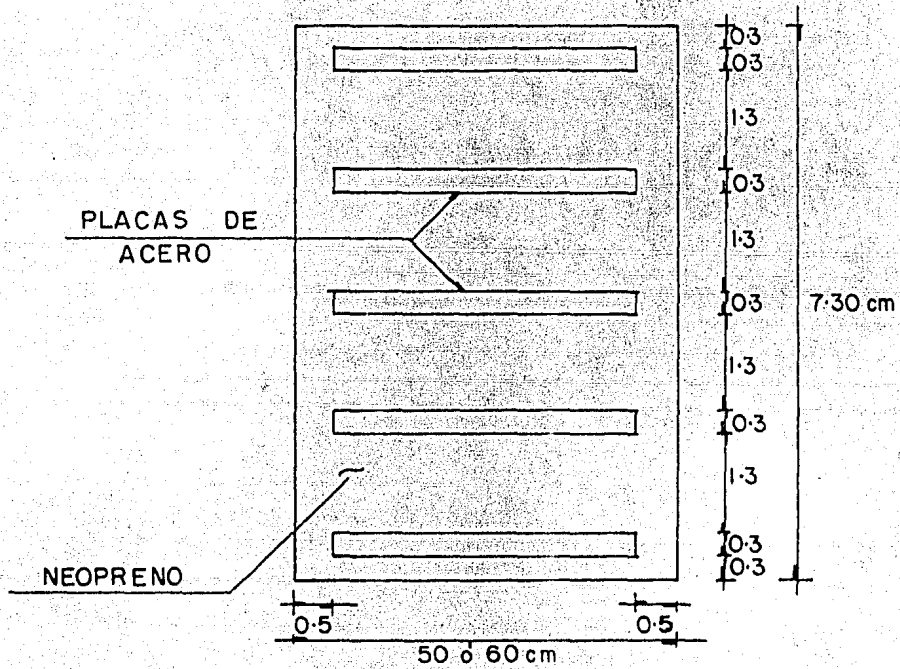
Deformación por dilatación  $(ulo)$

$$ulo = \Delta e_{eT} + \Delta t - \Delta c = 2.64 \text{ cm.}$$

Se toma el desplazamiento máximo de 2.64 cm.

Proponiendo 4  $R$  de neopreno de 1/2" y 5  $R$  de acero de 3 mm.

$$\frac{ulo}{T} = \frac{2.64}{4(1.30) + 2(0.3)} = 0.45 < 0.5 \therefore$$



APOYO MOVIL (ELEVACION) ACOT. CMS.

## CAPITULO VI.

## ANALISIS Y DISEÑO DE LA COLUMNA Y CIMENTACION.

## 6.1. INTRODUCCION.

## 6.1.1. ELECCION DE LA ESTRUCTURA

La necesidad de conservar el mayor número posible de carriles de circulación en las calles donde se empleará esta solución (metro elevado) llevó a la decisión de utilizar una sola hilera de columnas de apoyo, en forma similar a lo observado en algunos otros metros elevados del mundo que fueron objeto de estudio previo, como los de Rotterdam, Marsella y San Francisco.

Las dimensiones de la columna en el extremo superior están regidos por los espacios entre traveses para poder postensarlas y por la separación entre apoyos perpendicularmente a la línea para tomar eficientemente el momento de cabeceo y sismo; la sección requerida por requisitos estructurales, era de menores dimensiones, por lo que se podía optar por hacer una columna de sección constante con ménsulas en el extremo superior para satisfacer los requisitos constructivos o bien hacer la sección variable reduciéndola del extremo superior hacia la base. Por razones arquitectónicas se optó por esta solución.

## 6.1.2. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA

Con la finalidad de analizar los efectos sísmicos, la estructura se consideró como un péndulo invertido, según el Reglamento de Construcciones para el D.F., ya que más del 50% de su masa está concentrada en la parte superior y basta la formación de una sola articulación plástica en la columna para producir el colapso, lo que hace que sea una estructura vulnerable a los efectos sísmicos y obliga a diseñarla tomando en cuenta todos los efectos que puedan obrar en ella.

En lo que respecta a la trabe, esta se consideró con un apoyo articulado en el extremo norte según la dirección de

la línea y un apoyo simple en el extremo sur. Esta idealización se hizo con el propósito de permitir que la trabe tuviera libertad de movimiento producido por efectos internos y externos, tales como contracciones volumétricas, deformaciones por postensado, aceleración y frenaje de trenes, sismo, etc.

### 6.1.3. MECANICA DE SUELOS

La línea en estudio se clasificó en su totalidad dentro de la zona III según el R.C.D.F., la cual corresponde a un terreno compresible.

Considerando la importancia que presenta el hundimiento regional en el Valle de la Ciudad de México, fue necesario adoptar una decisión tal que siguiera dicho hundimiento por lo cual se estudiaron varias alternativas, desde el uso de cajones compensados, hasta el de zapatas semicompen-sadas con pilotes de fricción, que fue la solución adoptada finalmente.

Se llevaron al cabo estudios de mecánica de suelos en cada uno de los apoyos, consistentes en pruebas de penetración estandar, para verificar la estratigrafía y tipo de materiales; haciendo también pruebas completas de consolidación del material obtenido de sondeos de tipo inalterado en algunos apoyos, para definir las propiedades mecánicas del subsuelo tales como: compresibilidad, resistencia al corte, etc.

Para determinar las dimensiones de las zapatas, así como el número de pilotes por apoyo, se tomaron en cuenta los siguientes valores totales admisibles desde el punto de vista de mecánica de suelos.

- 1) Capacidad de carga con factores de seguridad -- igual a 1.20 bajo sollicitaciones estáticas y dinámicas.
- 2) Hundimiento total en un apoyo no mayor de 15 cm.
- 3) Hundimiento diferencial máximo sobre apoyos con-

tiguos no mayor de 4 cm.

- 4) Esfuerzos finales inducidos por la solución de cimentación en los estratos compresibles no mayores a la carga de preconsolidación del suelo en la -- profundidad de análisis.
- 5) Presión máxima admisible al nivel de desplante - de la losa de cimentación de 8 a 8.5 T/m<sup>2</sup> en tramo y de 9 a 9.5 T/m<sup>2</sup> en estaciones.

También se revisó la capacidad de carga de los pilotes tra bajando a tensión por efecto de momentos flexionantes y a cortantes generados por las cargas estáticas y dinámicas - de la estructura (\*).

Para claros de 35 m, las zapatas resultaron del orden de - 13 x 13 m<sup>2</sup> con un espesor de 1.15 m. promedio y un dado de repartición de carga de 3.80 x 4 m<sup>2</sup> y 80 cm de peralte colocado en la base de la columna. El número de pilotes para estos apoyos varía de 21 a 25 aproximadamente, con una longitud promedio de 27 m en dos tramos precolados.

En las esquinas de las zapatas se dejaron preparaciones pa ra posteriormente colocar pilotes de control, cuya función será para nivelar la estructura, en caso de que fuese nece sario.

(\*). Esto se hizo unicamente para el caso del diseño real- y riguroso de la cimentación, pero para nuestro estudio en particular, se omitió tal revisión por razones obvias.

## 6.2 COLUMNA.

### 6.2.1. ANALISIS SISMICO.

#### a) Introducción.

Para el análisis sísmico de la estructura del metro elevado, se consideraron todas las posibilidades que se presentaron durante su vida útil, es decir, se trató de simular estas alternativas en base a modelos matemáticos.

Los modelos matemáticos que se describen a continuación - fueron propuestos por el Ing. Octavio Rascón Chávez del - Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. (ver referencia No. 14 ) y consistió en realizar un análisis modal tomando en cuenta el efecto que la inercia rotacional induce en el movimiento total de la estructura, así como la importancia que presenta la interacción dinámica suelo estructura en la evaluación de los períodos naturales de vibración. Se analiza también el caso en que no se toman dichos efectos. También se ha considerado un análisis sísmico estático de la estructura, del cual se ha considerado los siguientes-casos:

- 1) Análisis Sísmico estático.
- 2) Considerando la columna como un péndulo invertido y sin tomar en cuenta los efectos de inercia rotacional.
- 3) Considerando la columna como un péndulo invertido y tomando en cuenta los efectos de inercia rotacional.
- 4) Considerando la columna como un péndulo invertido, tomando en cuenta la inercia rotacional y - el efecto de interacción suelo - estructura.

A continuación se hará un estudio tanto técnico como numérico de cada uno de los modelos sísmicos, para ello será necesario obtener la inercia rotacional, para peso propio y cargas vivas.

b) Análisis de cargas, cálculo de la masa e inercia rota-

cional y propiedades de la columna.

En el análisis de un péndulo invertido, es necesario tomar en cuenta la masa e inercia rotacional que esta genera, -- las cuales tienden a producir un desplazamiento y un giro respectivamente en el extremo superior de la columna, esto efectos de masa e inercia rotacional serán los causados -- por las cargas muertas y vivas en dos direcciones ortogona les.

b.1) Masa e inercia rotacional.

La inercia rotacional  $J_{Z_0}$  de la masa  $m$  de un cuerpo respec to a su centroide, se define como el momento polar de iner cia de su sección transversal, multiplicado por su longitud  $L$  y su peso volumétrico  $\gamma$  dividido entre la aceleración - de la gravedad.

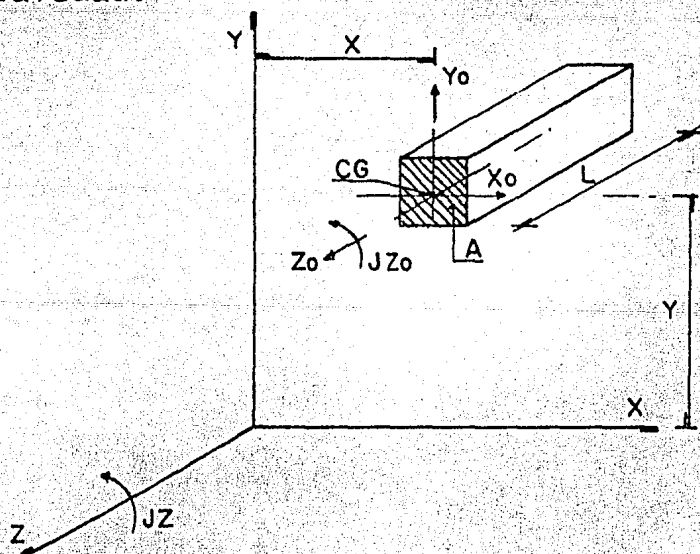


Fig. 6.1

De acuerdo con lo mostrado en la fig. 6.1 tenemos:

$$J_{Z_0} = I_{Z_0} \frac{L \gamma}{g} = (I_{X_0} + I_{Y_0}) L \frac{\gamma}{g}$$

6.1

Por lo tanto la inercia rotacional respecto a un eje para lelo será igual al momento de inercia rotacional centrioi dal, sumado al producto de la masa por el cuadrado de su distancia al eje (teorema de Steiner o de los ejes parale

los ref. ) es decir:

$$J_z = J_{z0} + md^2 \quad 6.2$$

considerando que  $m = \frac{w}{g} = \frac{\Delta L \gamma}{g}$  y  $d^2 = x^2 + y^2$  obtenemos que:

$$J_z = \frac{L \gamma}{g} \left[ I_{x0} + I_{y0} + A (x^2 + y^2) \right] \quad 6.3$$

b2) Cálculo de la inercia rotacional para cargas muertas aplicadas a la estructura del metro elevado.

a) Dirección transversal ( $J_z$ )

En el caso de la estructura elevada del metro, todas las cargas muertas son simétricas respecto al eje de trazo. Si ubicamos los ejes globales  $x, y, z$  en la base de la trabe como se indica en la figura 6.2 el centroide estará sobre el eje global "y" a una distancia " $y_c$ " del eje global "x"; -- por lo tanto la expresión 6.3 queda finalmente:

$$J_z = \frac{L \gamma}{g} (I_{x0} + I_y + A y_c^2) \quad 6.4$$

Donde:

$I_y$  momento de inercia de la sección respecto al -- eje "y"

$L$  longitud tributaria de la trabe.

$A$  área total de la sección.

$I_{x0}$  momento de inercia de la sección respecto al -- eje "x"

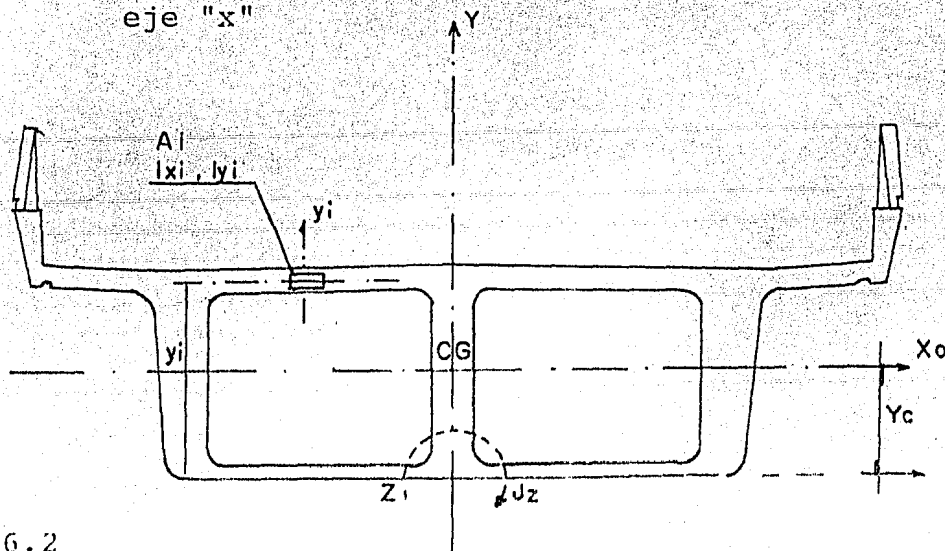
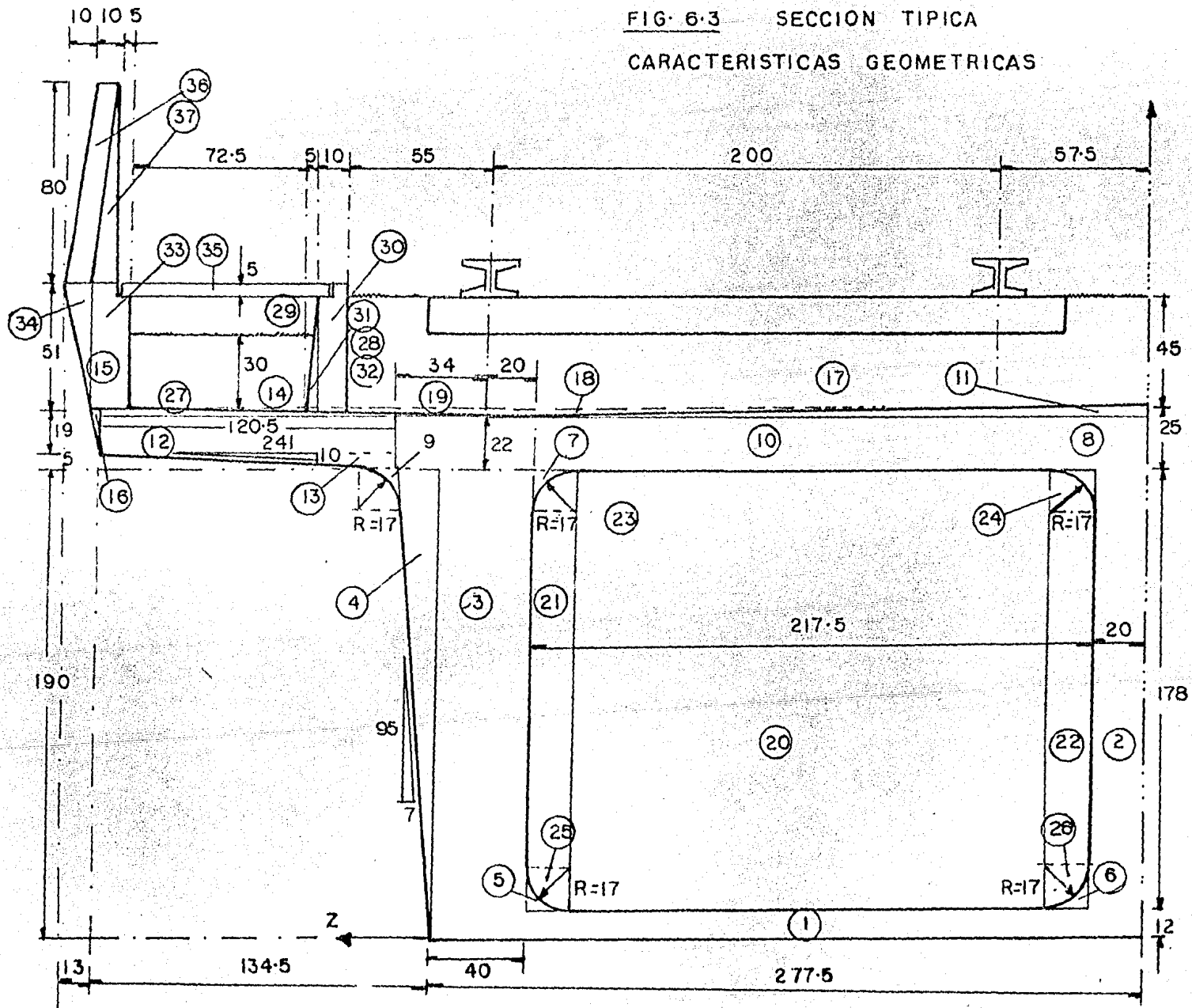


Fig. 6.2



FIG. 6.3 SECCION TIPICA  
 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS



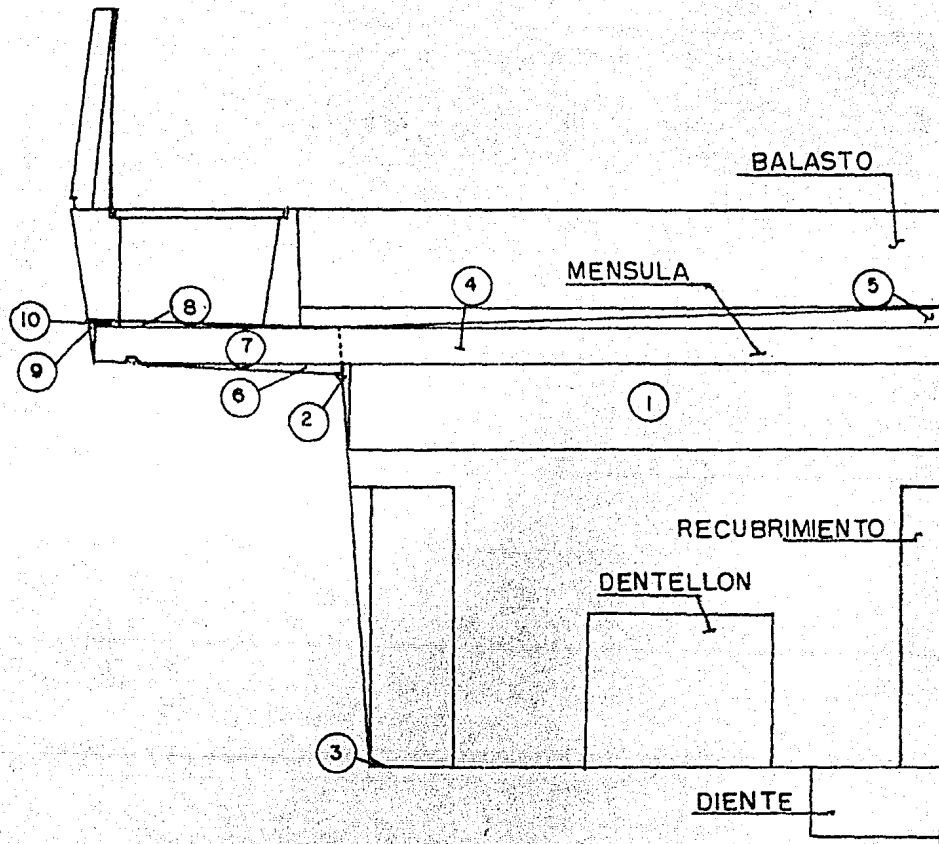


FIG. 6.4 SECCION DE LA TRABE EN EL EXTREMO

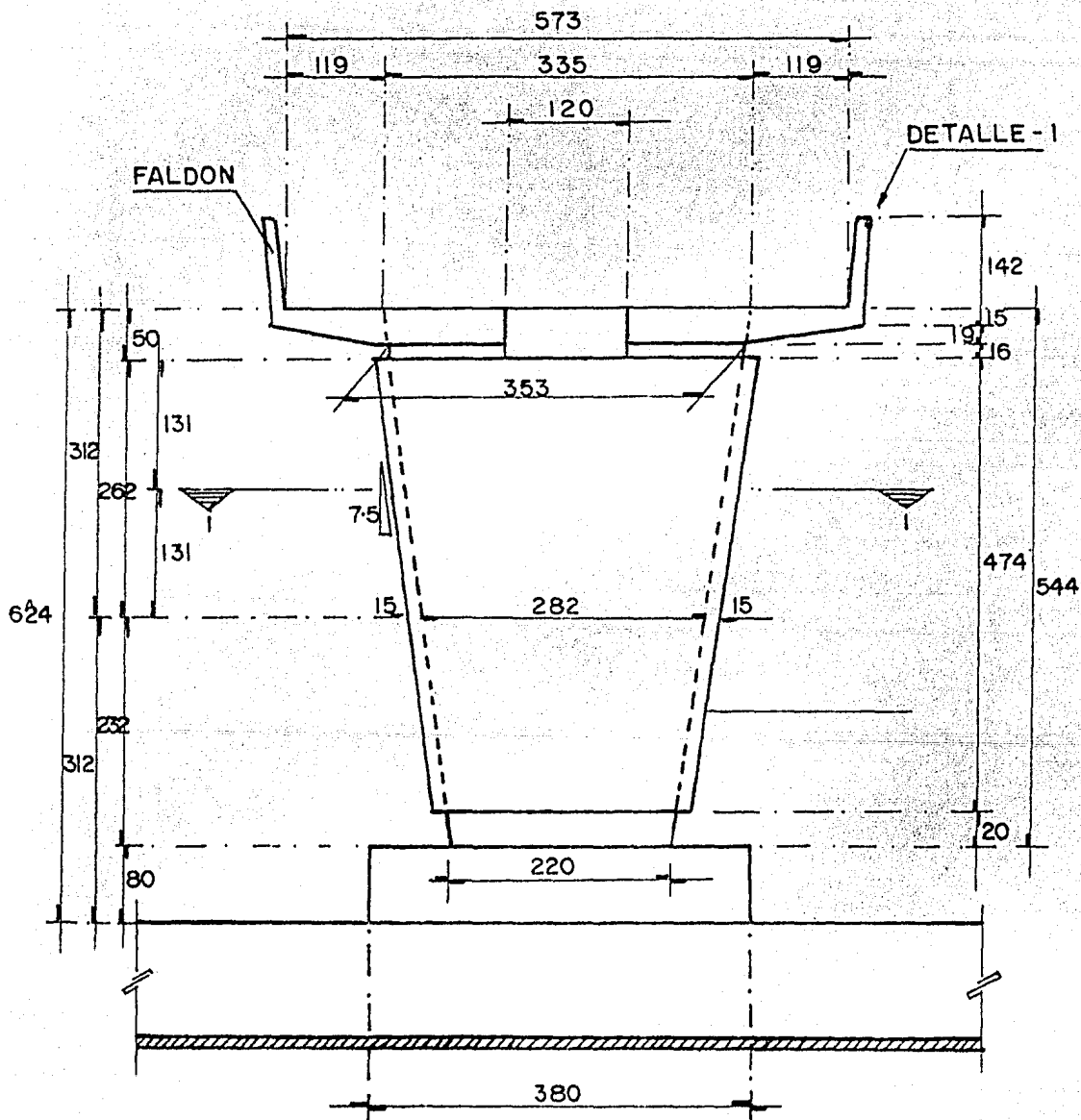


FIG. 6.5 VISTA FRONTAL DE LA COLUMNA

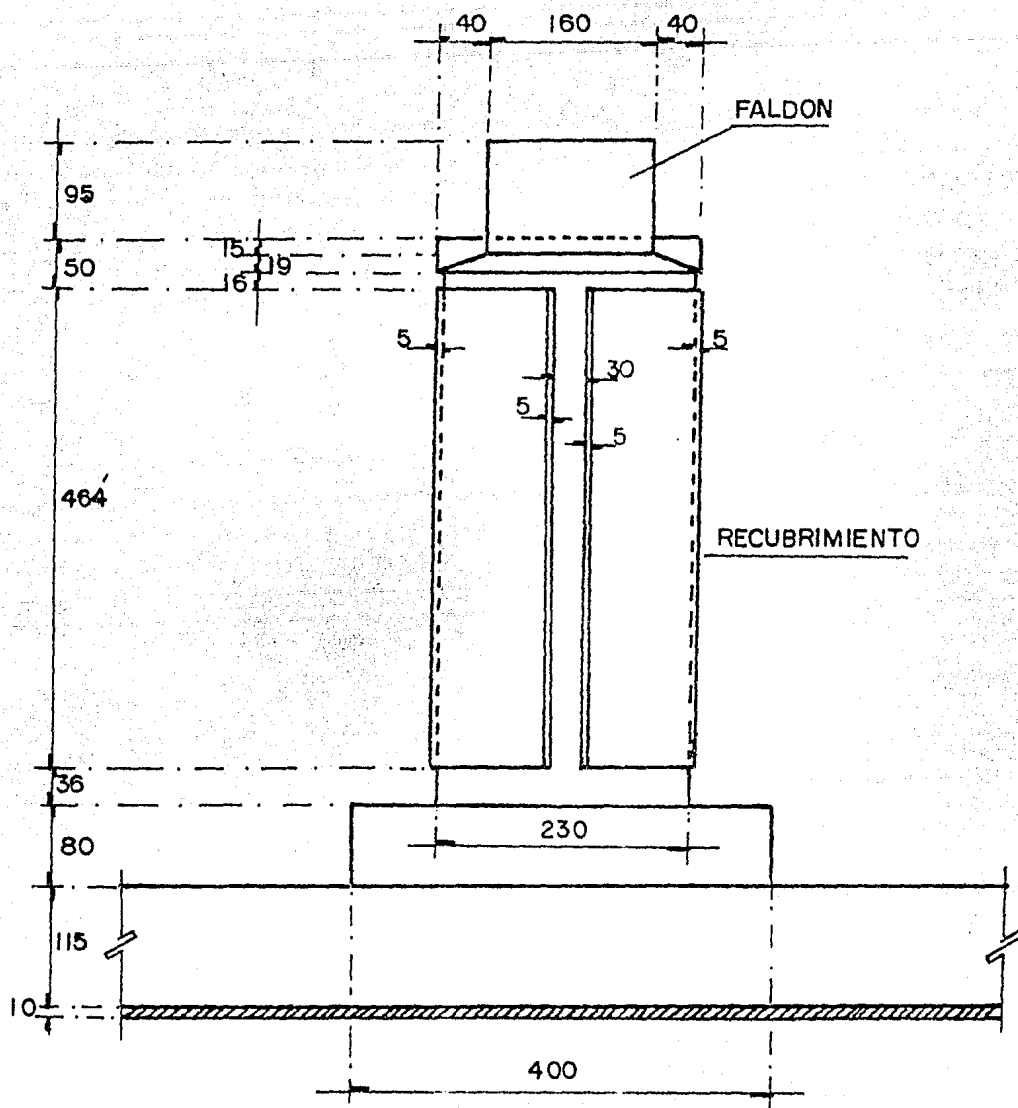


FIG. 6-6 VISTA LATERAL DE LA COLUMNA

Para el cálculo numérico de los valores  $A$ ,  $I_{xo}$  e  $I_{y}$  de la sección total de la trabe, así como para el resto de las cargas, estas se tendrán que descomponer en pequeñas secciones regulares, definidas por rectángulos, triángulos y segmentos de círculos, cuyos momentos de inercia centroidales están bien definidos y sumarlos por el teorema de los ejes paralelos para obtener los valores totales. Por lo tanto para obtener los totales utilizaremos las siguientes ecuaciones:

$$A_t = \sum A_i \quad (6.5)$$

$$Y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad (6.6)$$

$$I_{xo} = \sum I_{xi} + \sum A_i Y_i^2 - Y_c^2 \sum A_i \quad (6.7)$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum A_i X_i^2 \quad (6.8)$$

A continuación, los cálculos de  $A$ ,  $Y_c$ ,  $I_{xo}$  e  $I_y$  para cada elemento de carga muerta son desarrollados en las tablas 6.2 a la 6.8 y finalmente en la tabla 6.10 que presenta el cálculo mediante la expresión (6.4)

La masa de cargas muertas en la dirección transversal  $m_x$  será valuado en la tabla (6.10) como la masa correspondiente a la longitud tributaria de la trabe y demás cargas sobre ella sumada a la parte tributaria de la columna, que incluye: pesos de media columna, medio recubrimiento y faldones (ver tabla 6.1)

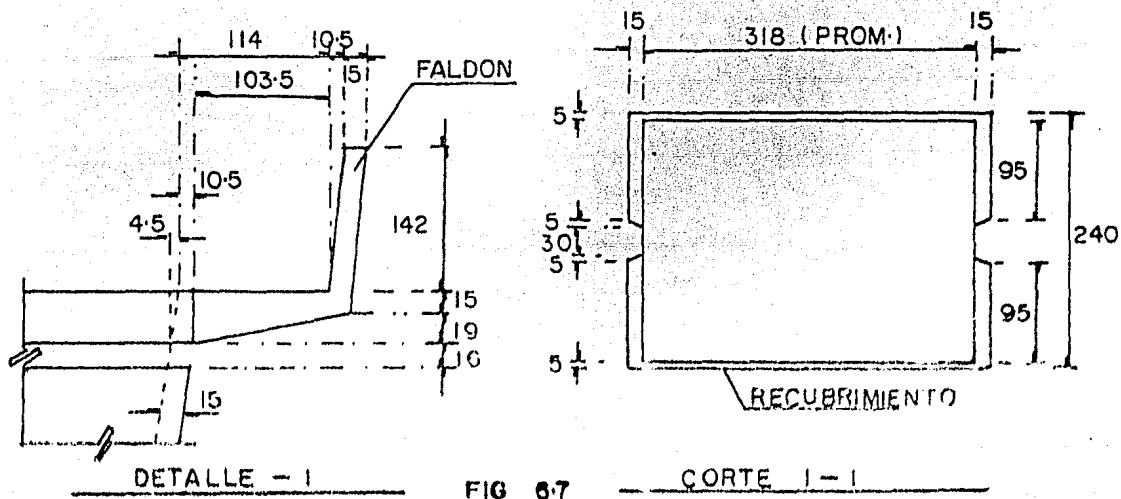


FIG 67

De las figuras 6.5, 6.6 y 6.7 se obtienen los pesos de la columna, media columna (peso tributario), dado, recubrimiento adicional y faldones, los cuales se resumen en la tabla (6.1)

#### Dirección longitudinal (Jx)

En la dirección longitudinal, las trabes estarán soportadas por dos apoyos uno simple y otro articulado, según se indica en la siguiente figura.

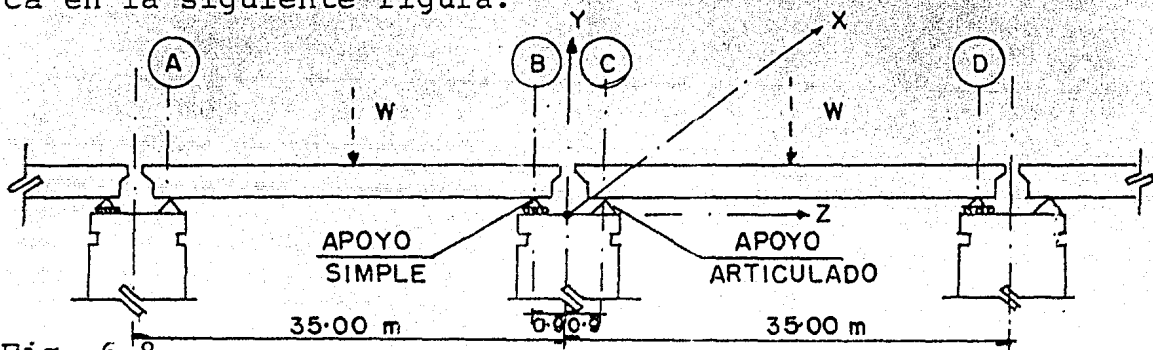


Fig. 6.8.

En este caso, el valor de la masa total será el correspondiente al peso de la parte tributaria de la columna sumada a la de la trabe (y cargas adicionales) ubicada entre los ejes - C y D de la fig. 6.8. Esto es por la fuerza horizontal que produce la trabe a la columna bajo la acción de un sismo y no así la trabe ubicada entre los ejes A y B puesto que el apoyo simple no transmite la fuerza horizontal (ver fig. 6.9)

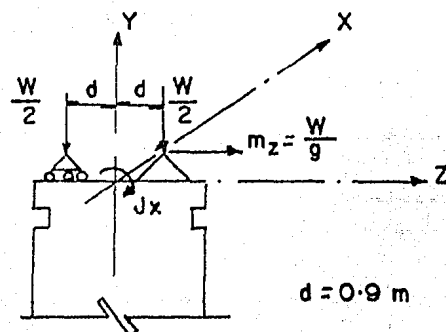


Fig. 6.9

ELEMENTO	CONSIDERANDO TODO EL ELEMENTO	CONSIDERANDO 1/2 COLUMNA 1/2 Mco. ADICIONAL y Puldam.
COLUMNA	91.653	58.137
DADO	29.184	—
F L DON	4.086	4.086
Mco ADICIONAL	10.619	6.048
TOTAL	135.542	68.271

Tabla 6.1

## PESO DE LA COLUMNA Y ELEMENTOS ADICIONALES

TABLA 6.2 - PROPIEDADES DE LA TRABE (FIG. 6.3)

DATOS					INERCIA RESPECTO AL EJE x				INERCIA RESPECTO AL EJE y			
ELE- MENTO	FIGURA	b (cm)	D (cm)	N VECES	Ai (cm) <sup>2</sup>	Yi (cm)	Ai Yi (cm) <sup>3</sup>	Ai Yi <sup>2</sup> (cm) <sup>4</sup>	Ixi (cm <sup>4</sup> )	yi (cm)	Ai yi <sup>2</sup> (cm) <sup>4</sup>	Iy (cm <sup>4</sup> )
1		217.5	12	2	8220	6	31320	187200	82640	124.75	86629866	20878218
2		20	180	2	7600	88	728000	6896000	22688332	10.0	76000	281352
3		40	180	2	16200	88	1444000	1.3716x10 <sup>8</sup>	48728667	287.50	1.007855x10 <sup>8</sup>	2018667
4		16	180	2	2600	120.17	336942	42680468	6334778	282.167	211784480	28984
5		11.137	11.138	2	124	18.713	1949	30628	865	233.738	6778947	816
6		11.137	11.138	2	124	18.713	1949	30628	865	233.738	67744	816
7		11.137	11.138	2	124	186.287	23108	4304677	865	233.738	6778947	865
8		11.137	11.138	2	124	186.287	23108	4304677	865	23.412	67744	865
9		9.713	9.713	2	84.34	186.742	17620	3290688	494.0	234.738	8180688	494
10		291.6	22	2	12888	201	2600020	618182250	817818	147.75	278992380	90881178
11		287.5	3	2	772.6	213	164942	38047882	288	86.933	6691242	2948643
12		120.5	17	2	4097	203.0	833739	169680990	98869	351.75	606913870	4987465
13		120.5	5	2	402.6	193.33	116481	22519336	837	331.667	66278907	486028
14		142.5	2	2	288	212.87	60811	12880131	68.32	382.0	35418031	321818
15		12	2	2	48	213	10224	2177712	10	406	7912128	276
16		247.70	18	2	87.04	207.87	18023	2881348	1346	413.178	11445182	48.17
S U M A					499681		6379542	1023978000	74809964		2242458400	122322630

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 127.672 = 1.27671 \text{ m.}$$

$$I_{x0} = \sum I_{xi} + \sum A_i y_i^2 - y_c^2 \sum A_i = 284101595 = 284101595 \text{ m}^4$$

$$I_{y0} = \sum I_{yi} + \sum A_i x_i^2 = 2364781900 = 23.647819 \text{ m}^4$$

$$W = \sum A_i x_i^2 = 49968 \times 24 = 11992$$

TABLA 6.3—SECCION EN LA ZONA DEL APOYO(MENSULA VER FIG. 6.4)

D A T O S					INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
ELE- MENTO	FIGURA	b cm	h cm	N voces	Ai cm <sup>2</sup>	Yi cm	AiYi cm <sup>3</sup>	AiYi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Ixi cm <sup>4</sup>	xi cm	Aixi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Iyi cm <sup>4</sup>
1		288.2	45	2	25938	167.5	4344615	727723010	4377038	144.092	539537940	179532550
2		331	45	2	149	175	26065	4581594	16757	289.209	12465346	90.66
3		971	9713	2	9434	106.762	17620	3290666	494	294.738	8195568	494
4		291.5	22	2	12826	201	2578026	518183230	517315	145.75	272463520	20821173
5		257.5	3	2	772.5	213	164542	35047553	386	85.833	5591242	2845643
6		120.5	5	2	602	183.33	110456	20249958	837	331.667	66276807	486025
7		120.5	17	2	4097	203.5	833739	169663990	91669	351.75	506913870	4957455
8		142.5	2	2	285	212.67	60611	12890131	63.33	352.5	35413031	3215.6
9		353	19	2	67	207.67	13928	2892516	1345	413.176	11449815	46.43
10		12	2	2	48	213	10224	2177712	16	406	7912128	576
					448788		8159828	1496602400	5012920		1465319200	278870170

$$y_c = \frac{\sum Aiy_i}{\sum A_i} = 181.8 \text{ cm} = 1.818 \text{ m}$$

$$I_x = \sum I_{xi} + \sum Aiy_i^2 - y_c^2 \sum A_i = 1808179.3 \text{ cm}^4 = 0.18081793 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum Aix_i^2 = 17442894 \text{ cm}^4 = 17.442894 \text{ m}^4$$

$$W = 4.48788 \times 24 = 10.771$$

TABLA 6.4—BALASTO (FIG. 6.2)

D A T O S					INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
ELE- MENTO	FIGURA	b cm	h cm	N voces	Ai cm <sup>2</sup>	yi cm	Aiyi cm <sup>3</sup>	Aiyi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Ixi cm <sup>4</sup>	xi cm	Aixi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Iyi cm <sup>4</sup>
17		312.5	45	2	28125	237.5	6679687	1586425800	4746094	156.25	686645510	226881840
18		257.5	3	2	772.5	214	163315	35377410	386.25	171.67	22786030	2845843
19		55	2	2	220	213	468.60	998180	73.33	2.85	17869500	56458
SUMA					29117.5		6891862	1631784400	4746553.6		727281040	231782840

$$y_c = \frac{\sum Aiy_i}{\sum A_i} = \frac{6891862}{29117.5} = 236.691$$

$$I_x = \sum I_{xi} + \sum Aiy_i^2 - y_c^2 \sum A_i = 5286440 \text{ cm}^4 = 0.0528644 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum Aix_i^2 = 959063980 \text{ cm}^4 = 9.5906398 \text{ m}^4$$

$$W = \sum A_i y_i = 2.9175 \times 1.6 = 4.659$$



TABLA 6.5 - DIAFRAGMAS (FIG. 6.2)

DATOS					INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
ELE- MENTO	FIGURA	b cm	h cm	N	Ai cm <sup>2</sup>	yi cm	Ai yi cm <sup>3</sup>	Ai yi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Ixi cm <sup>4</sup>	Xi cm	Ai Xi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Iyi cm <sup>4</sup>
20		183.5	178	2	65326	101	6597926	666390530	72482420	128.75	1082880500	183306120
21		17	144	2	4896	101	494496	49944096	8460288	229	256751140	117912
22		17	144	2	4896	101	494496	49944096	8460288	28.5	3076776	117912
23		R=17	R=17	2	1454	180.22	81813	14744284	9187	227.72	235407382	9187
24		R=17	R=17	2	454	180.22	81813	14744284	9187	29.79	402864	9187
25		R=17	R=17	2	454	21.79	9891	215542	9187	227.72	23540738	9187
26		R=17	R=17	2	454	21.79	9891	215542	9187	29.79	402864	9187
SUMA					76934		7770326	796198370	189439740		1391495600	183578890

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 101 \text{ cm}$$

$$I_{x_0} = \sum I_{xi} + \sum A_i y_i - y_i A_i = 200835990 \text{ cm}^4 = 2.0083599 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum A_i x_i = 1575074300 \text{ cm}^4 = 15.750743 \text{ m}^4$$

$$W_x = \sum A_i y_i = 7.6934 \times 2.4 = 18.64 \text{ t/m}$$

$$L = 18.$$

TABLA 6.6 - ARENA (FIG. 6.2)

DATOS					INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
ELE- MENTO	FIGURA	b cm	h cm	N	Ai cm <sup>2</sup>	yi cm	Ai yi cm <sup>3</sup>	Ai yi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Ixi cm <sup>4</sup>	Xi cm	Ai Xi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Iyi cm <sup>4</sup>
27		72.5	30	2	43.50	229	998150	228118350	326250	363.75	575566170	1905391
28		72.5	1.02	2	73.95	213.66	15800	3375862	4.27	351.67	9145529	21594
29		3.041	3.02	2	94.33	233.66	22042	5150234	50.43	326.49	10055368	48.5
SUMA					418.28		1033992	236644450	531297		594767070	1927034

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 228.8 \text{ cm} = 2.289 \text{ m}$$

$$I_{x_0} = \sum I_{xi} + \sum A_i y_i - y_c \sum A_i = 350422 \text{ cm}^4 = 0.00350422 \text{ m}^4$$

$$I_y = \sum I_{yi} + \sum A_i x_i = 596694100 \text{ cm}^4 = 5.966941 \text{ m}^4$$

$$W_x = \sum A_i y_i = 0.451828 \times 1.6 = 0.723$$

TABLA 6.7: MURETE, PRETIL, TAPA Y PARAPETO (FIG. 6.2)

D A T O S					INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
ELE- MENTO	FIGURA	b cm	h cm	N	Ai cm <sup>2</sup>	yi cm	Aiyi cm <sup>3</sup>	Aiyi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Ixi cm <sup>4</sup>	Xi cm	Aixi <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	Iyi cm <sup>4</sup>
30		10	52.02	2	1040.4	238.99	248645	59423715	234617	317.5	104878820	8670
31		5	52.02	2	260	230.32	59906	13797603	39103	324.17	27332918	361
32		15	0.21	2	3.17	212.91	674	143472	0.01	317.5	39052	39.6
33		15.53	51	2	1584	239.5	379382	90862078	343345	407.76	263378830	31837
34		9.47	51	2	483	248	119777	29704587	69789	408.69	115341870	2406
35		77.5	5	2	775	262.5	203437	53402344	1615	361.25	101138710	387904
36		10	80	2	1600	305	488000	148840000	853333	415	275560000	13333
37		2.4	80	2	192	291.67	56000	16333707	68287	408.33	32012811	61.44
S U M A					5937.6		1555821	412507510	1610069		919963050	444.612

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 262.03 \text{ cm} = 2.6203 \text{ m}$$

$$I_{x_c} = \sum I_{x_i} + \sum A_i y_i^2 - y_c \sum A_i = 6447981$$

$$I_y = \sum I_{y_i} + \sum A_i X_i^2 = 920407640 \text{ cm} = 9.20407640 \text{ m}$$

$$W = \sum A_i \bar{y}_i = 1.425 \text{ t/m}$$

TABLA 6.8— ELEMENTOS ADICIONALES

ELEMENTO	A m <sup>2</sup>	$\bar{y}_i^2$ ton/m <sup>3</sup>	$W = A \bar{y}_i^2$ ton/m	$y_c$ cm	$I_{x_c}$ cm <sup>4</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>
CHAROLAS	0.01019	7.85	0.080	317	81520	15984544
CABLES	0.05618	8.90	0.50	317	449440	88126760
RIEL, BARRA GUIA Y PISTA DE RODAMIENTO	0.08109	8.879	0.72	273.51	143.24	28921665

TABLA 6.9— MASA E INERCIA ROTACIONAL PRODUCIDA POR CARGAS MUERTAS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.

CONCEPTO DE CARGA	AREA m <sup>2</sup>	$\gamma^2$ ton/m <sup>2</sup>	yc m	I <sub>x</sub> m <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> m <sup>4</sup>	L m	W ton/m	W ton	Jz ton-m/seg
TRABE	4.9968	2.4	1.43672	2.841	23.648	33.7	11.992	405.330	303.428
SECCION TRABE EN APOYO	4.4878	2.4	1.978	0.181	17.443	1.22	10.771	12.925	10.501
BALASTO	2.9117	1.6	2.527	0.053	9.591	35.00	4.659	163.065	161.192
DIAFRAGMAS	7.6934	2.4	1.17	2.008	5.751	2.20	18.464	48.006	15.227
ARENA	0.4518	1.6	2.449	0.0035	5.967	35.00	0.723	25.305	49.551
MURETE, PRETIL, TAPA Y PARAMENTO	0.5938	2.4	1.78	0.064	9.204	34.96	1.425	49.818	118.518
CHAROLAS	0.0102	7.85	3.33	0.0008	0.160	35.0	0.020	2.80	7.761
CABLES	0.0562	8.90	3.33	0.0045	0.881	35.0	0.50	17.50	47.906
RIEL, BARRA GUÍA Y PISTA	0.0811	8.879	2.895	—	0.284	35.0	0.72	25.20	30.528
							49.334	750.009	744.523

PARA SISMO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL

$$m_z = \frac{750.009 + 68.27}{9.81} = 83.413 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

$$J_z = \frac{1}{9.81} (I_{x_0} + I_y + A(yc)^2) = 744.525 \text{ ton-m-seg}^2$$

PARA SISMO EN LA DIRECCION X

$$m_z = \frac{750.009 + 68.27}{9.81} = 83.413 \text{ ton-seg}^2/\text{m}$$

$$J_z = W \frac{L^3}{12} = \frac{750.009 (0.9)^3}{9.81} = 61.927 \text{ ton-m-seg}^2$$

(\*) LOS VALORES DE  $J_z$  SE INCREMENTARÁN 16CM (ESPESOR DE LOS APOYOS DE NEOPRENO) PARA OBTENER UN VALOR  $J_z$  RESPECTO A UN EJE QUE PASE POR EL EXTREMO SUPERIOR DE LA COLUMNA

TABLA 6.10.- RESUMEN DE MASA E INERCIA ROTACIONAL

TIPO DE CARGA		DIRECCION TRANSVERSAL		DIRECCION LONGITUDINAL	
		$m_x$ ton·seg <sup>2</sup> /m	$J_z$ ton·m·seg <sup>2</sup>	$M_z$ ton·seg <sup>2</sup> /m	$J_x$ ton·m·seg <sup>2</sup>
CARGA MUERTA (C.M.)		83.413	744.523	83.413	61.927
POSICION DE TRENES	TREN TIPO (T.T.)	10.812	279.550	12.436	8.758
	TREN MANTI (T.M.I)	11.380	289.275	7.610	9.218
	TREN MANTI II (T.M.II)	9.452	240.285	15.219	7.656
COMBINACIONES DE CARGA VIVA	I) T.T. + T.T.	21.624	559.100	24.872	175.16
	II) T.T. + T.M.I	22.192	568.825	20.046	17.976
	III) T.T. + T.M.II	20.264	519.835	27.655	16.414
	IV) T.M.I	11.380	289.275	7.610	2.218
CARGA MUERTA + CARGA VIVA	I) C.M. + I	105.137	1303.623	108.285	79.443
	II) C.M. + II	105.605	1313.348	103.459	79.903
	III) C.M. + III	103.677	1264.358	111.068	78.341
	IV) C.M. + IV	94.793	1033.789	91.023	71.145

Recordando la ecuación 6.2 aplicada entorno al eje x tenemos que:  $J_x = J_{x0} + md^2$ , donde  $J_{x0}$  expresa la inercia rotacional respecto al centroide de cada concepto de carga y el término:  $md^2$  se debe al teorema de Steinner.

En este caso el término  $J_{x0}$  se anula, ya que las trabes pueden girar libremente sobre los apoyos sin producir sobre la columna momento flexionante por efectos de sismo; por otro lado el término  $md^2$  se aplicará tomando como masa la correspondiente a la de descarga vertical transmitidas por las trabes a la columna mediante los apoyos de neopreno por lo que la expresión 6.2 queda igual a  $J_x = md^2$

En base a la fig. 6.9 tenemos que:

$$J_x = 2 md^2 = \frac{2 wd^2}{2g} = \frac{wd^2}{9.81} \quad (6.9)$$

En la tabla anterior número 6.9 se ha evaluado la inercia rotacional  $J_x$  para la estructura elevada del metro.

1.b) CALCULO DE LA INERCIA ROTACIONAL PARA CARGAS VIVAS,  
APLICADAS A LA ESTRUCTURA ELEVADA DEL METRO.

Las cargas vivas que se tomaron en cuenta para el análisis son las producidas por los trenes de carga: tipo y de mantenimiento. Para determinar las combinaciones de los trenes que producen efectos más desfavorables para la columna y cimentación se estudiaron diferentes posiciones de ellas y se seleccionaron las que producen mayor descarga vertical y mayor flexión en ambas direcciones de análisis (ver figs. 6.12, 6.13 y 6.14) En la fig. 6.15 se muestran las combinaciones de los trenes de carga.

a) DIRECCION TRANSVERSAL.

La masa en dirección transversal  $m_x$  será la suma de las descargas transmitidas a la columna  $R_b + R_c = R_r$  divididas entre la gravedad, es decir:

$$m_x = \frac{R_r}{g}$$

Para efectos de la inercia rotacional ( $J_z = \sum m_i d_i^2$ ) se consideró que las descargas están actuando a la altura del centro de gravedad de los trenes, localizado a 1.83 m sobre la pista de rodamiento y a 4.77 m sobre la corona de la columna (tomando en cuenta los espesores de la pista, lasto, trabe y neopreno) En dirección horizontal estas cargas están ubicadas en la proyección de cada riel o pista de rodamiento según sea el caso (ver fig. 6.10)

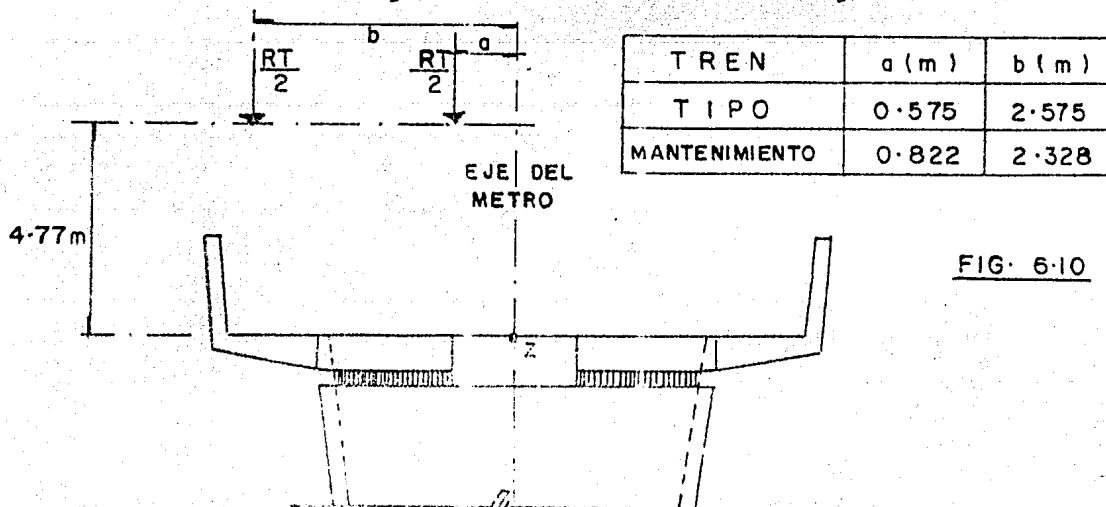


FIG. 6.10

Por lo tanto la inercia rotacional  $J_z$  valdrá:

$$J_z = \sum m d_i^2 = \frac{R_T}{2g} \sum d_i^2$$

Dirección Longitudinal.

La masa en dirección longitudinal  $m_z$  será la correspondiente al peso de los trenes sobre la trabe c-d (ver figs. 6.12, 6.13 y 6.14) por la razón mencionada en el inciso para cargas muertas.

$$m_z = \frac{\sum P_i}{g}$$

donde:

$P_i$  es el peso de cada eje ubicado entre los ejes c y d.

Las cargas para esta dirección estarán aplicadas en los centros de los apoyos de neopreno a 0.90 m del eje de simetría de la columna, y sobre el nivel superior de ésta, por lo tanto, el valor de  $y_i$  en la expresión de la inercia rotacional vale cero como se muestra en la fig. 6.11, por lo tanto:

$$J_x = \frac{R_b}{g} \times 0.9^2 + \frac{R_c}{g} \times 0.9^2 = \frac{R_T}{g} \times 0.9^2$$

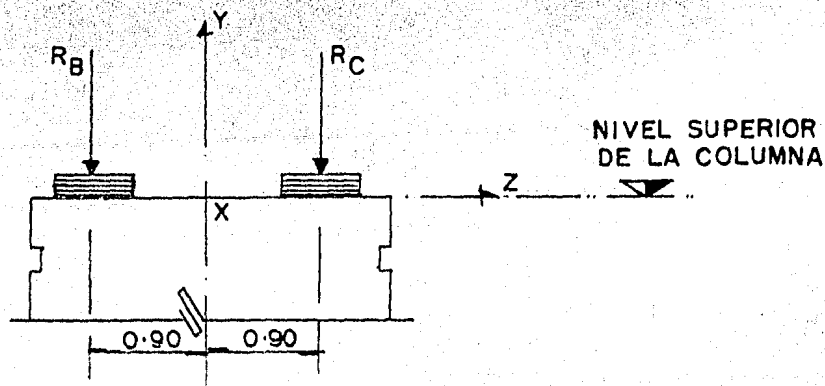


fig. 6.11

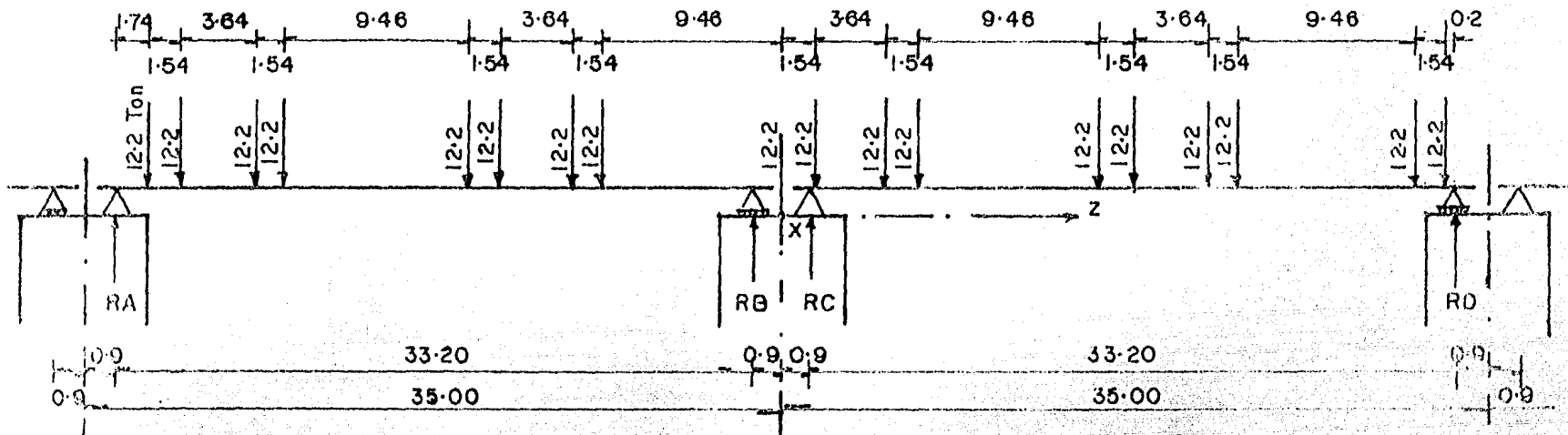


FIG. 6-12 POSICION CRITICA DE TREN TIPO ( MAXIMA COMPRESION ) = T T

$$\sum MA = 0 : RB = 38.775 \text{ Ton}$$

$$\sum MD = 0 : RC = 67.298 \text{ Ton}$$

$$RT = RB + RC = 106.073 \text{ Ton.}$$

$$a = 0.575 \text{ m}$$

$$b = 2.575 \text{ m.}$$

$$mx = \frac{RT}{g} = 10.812 \text{ Ton seg}^2/\text{m}$$

$$Jz = \frac{RT}{g} [a^2 + b^2 + 2(4.77)^2] = 279.550 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

$$mz = \frac{\sum PICD}{g} = 12.436 \text{ Ton seg}^2/\text{m.}$$

$$Jx = \frac{RT}{g} (0.9)^2 = 8.758 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2.$$



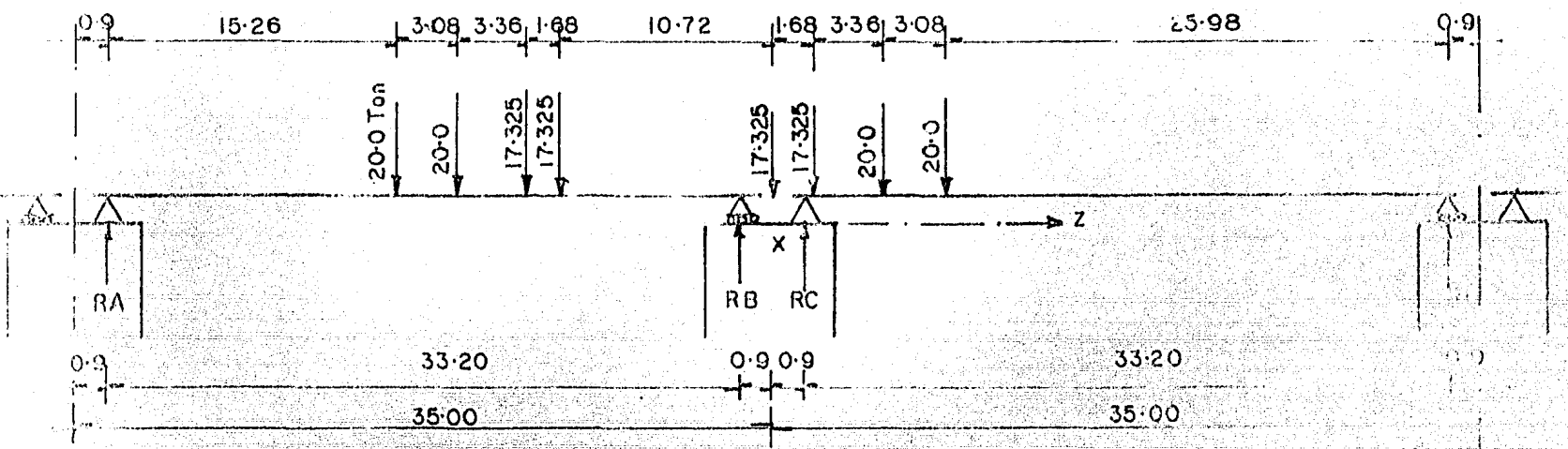


FIG. 6-13 POSICION CRITICA DE TREN DE MANTENIMIENTO (MAXIMA COMPRESION) - TMI

$$\sum MA = 0 \quad : \quad RB = 43.765 \text{ Ton.}$$

$$\sum MD = 0 \quad : \quad RC = 67.869 \text{ Ton.}$$

$$RT = RB + RC = 111.634 \text{ Ton.}$$

$$a = 0.822 \text{ m}$$

$$b = 2.328 \text{ m}$$

$$m_x = \frac{RT}{g} = 11.380 \text{ Ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}$$

$$J_z = \frac{RT}{2g} \left[ a^2 + b^2 + 2(4.77)^2 \right] = 289.275 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

$$m_z = \frac{\sum P_i CD}{g} = 7.610 \text{ Ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}$$

$$J_x = \frac{RT}{g} (0.9)^2 = 9.218 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

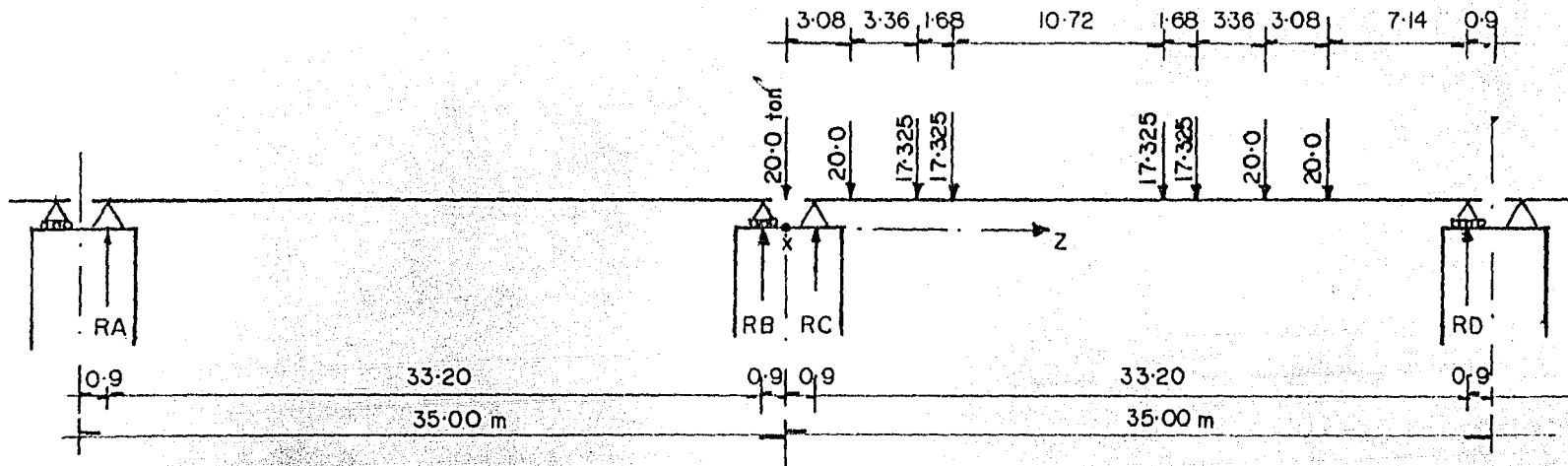


FIG. 6.14 POSICION CRITICA DE TREN DE MANTENIMIENTO ( MAXIMA FLEXION ) = TM II

$$\sum MA = 0 : RB = 0.0 \text{ Ton.}$$

$$\sum MD = 0 : RC = 92.728 \text{ ''}$$

$$RT = RB + RC = 92.728 \text{ ''}$$

$$a = 0.822 \text{ m}$$

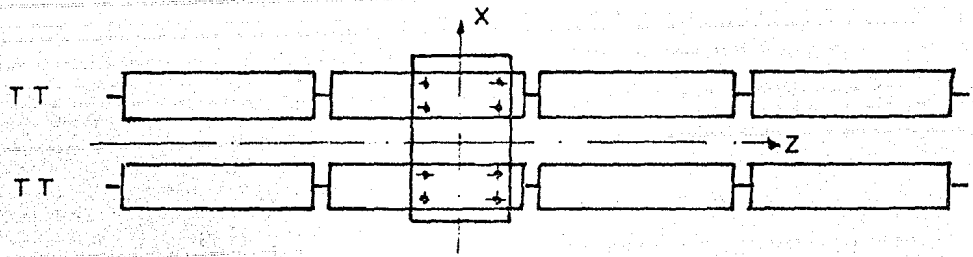
$$b = 2.328 \text{ m}$$

$$m_x = \frac{RT}{g} = 9.452 \text{ Ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}$$

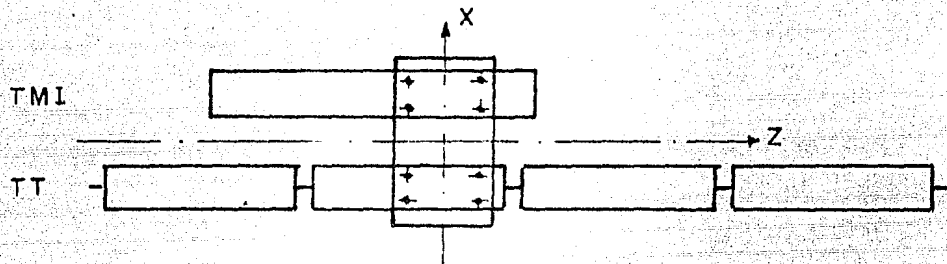
$$J_z = \frac{RT}{2g} \left[ a^2 + b^2 + 2(4.77)^2 \right] = 240.285 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

$$m_z = \frac{\sum P_i c_i D}{g} = 15.219 \text{ Ton} \cdot \text{seg}^2 / \text{m}$$

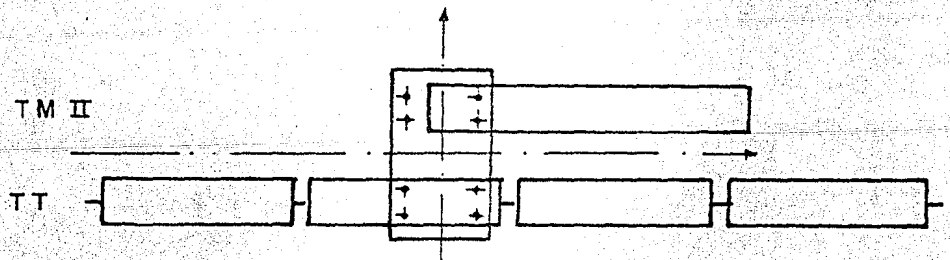
$$J_x = \frac{RT}{g} (0.9)^2 = 7.656 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$



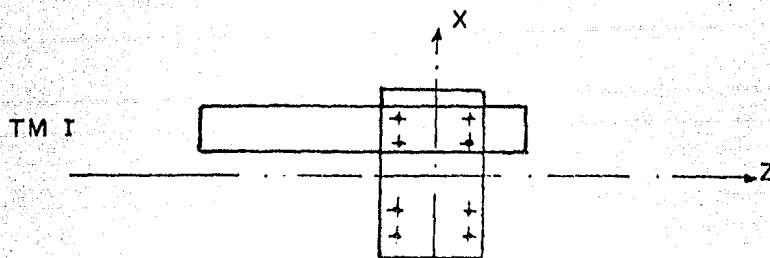
I) COMBINACION QUE OCURRIRA CON MAYOR FRECUENCIA



II) COMBINACION QUE PRODUCE MAYOR COMPRESION EN LA COLUMNA



III) COMBINACION QUE PRODUCE MAYOR FLEXION EN TORNO AL EJE X



IV) COMBINACION QUE PRODUCE MAYOR FLEXION EN TORNO AL EJE Z

FIG. 6.15 COMBINACIONES DE LOS TRENES DE CARGA

## 6.2.2. PROPIEDADES DE LA COLUMNA.

Se considera que la columna se comporta como un cantiliver, se calculan los desplazamientos y giros en el extremo libre producido por una fuerza y un momento flexionante unitarios (ver fig. 6.16) mediante métodos energéticos. Para ello haremos uso de los teoremas de Castigliano (ver referencia Luthe) los cuales finalmente nos conducen a las siguientes expresiones:

$$\theta_m = \int_0^L \frac{m dy}{EI} \quad (6.10)$$

$$\theta_p = \int_0^L \frac{Y dy}{EI} \quad (6.11)$$

$$\delta_m = \int_0^L \frac{Y dy}{EI} \quad (6.12)$$

$$\delta_p = \int_0^L \frac{y^2 dy}{EI} \quad (6.13)$$

donde:

$\theta_m$  = el giro del C.R. producido por un momento  $M$

$\theta_p$  es el giro del C.R. producido por una fuerza  $P$

$\delta_m$  es el desplazamiento del C.R. producido por un momento  $M$ .

$\delta_p$  es el desplazamiento del C.R. producido por una fuerza  $P$ .

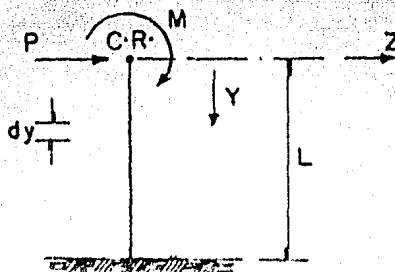


Fig. 6.16

### CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA DE LA

#### COLUMNA.

Para el cálculo de los momentos de inercia, tanto en el -- sentido transversal como en el longitudinal, se hará consi-- derando que la sección es variable en toda su altura como se ilustra en la siguiente figura:

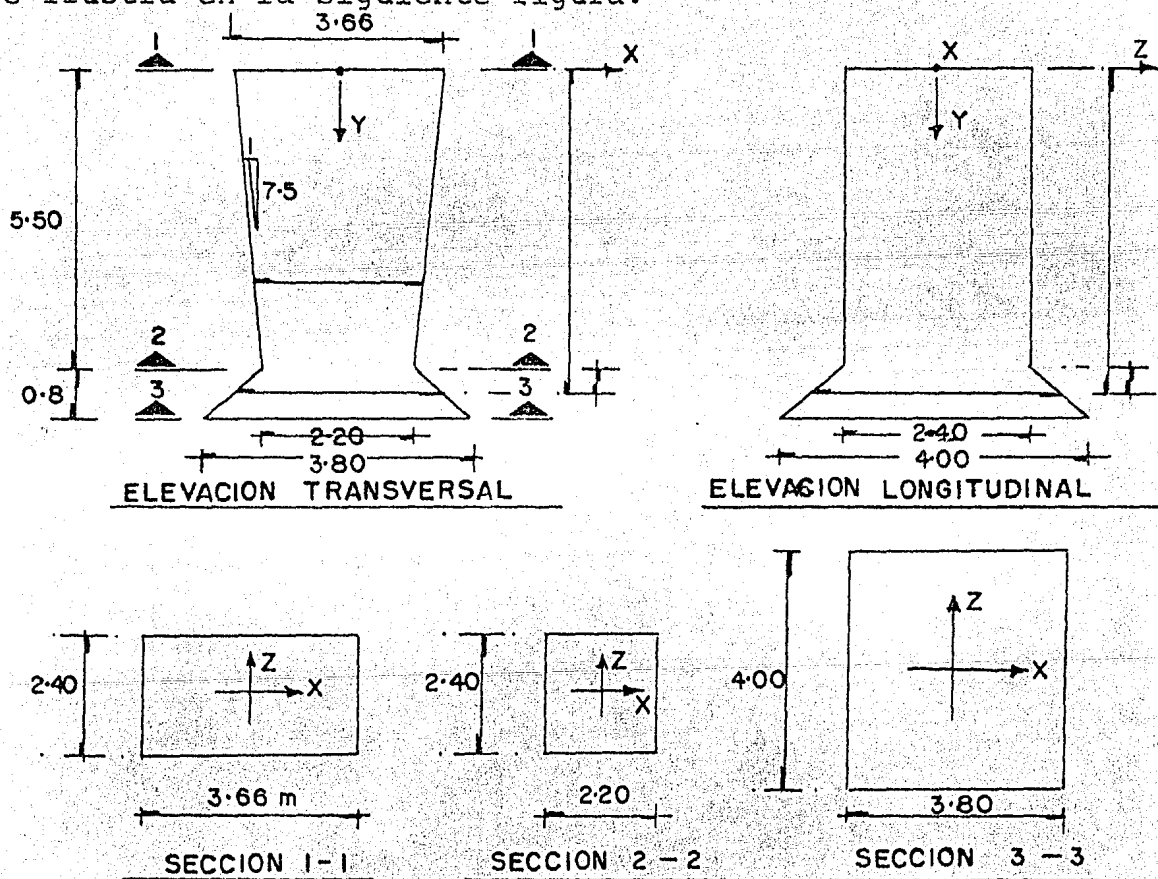


Fig. 6.17

De la figura anterior y por triángulos semejantes tenemos -- que:

$$d_1 = 3.65 - 0.267 y$$

$$d_2 = 2y - 8.68$$

$$d_3 = 2y - 8.48$$

TABLA 6.11.- PROPIEDADES DE LA COLUMNA

CONCEPTO	DIRECCION LONGITUDINAL (z)	DIRECCION TRANSVERSAL (x)	UNIDADES
$\delta p$	$1.36585 \times 10^{-5}$	$1.41473 \times 10^{-5}$	m/ton
p	$3.15774 \times 10^{-6}$	$3.51566 \times 10^{-6}$	rad/ton
$\delta M$	$3.15774 \times 10^{-6}$	$3.51566 \times 10^{-6}$	m/ton-m
$\Theta M$	$8.69927 \times 10^{-7}$	$11.20783 \times 10^{-7}$	rad/ton-m
$K = \delta p^{-1}$	73214.38	70684.69	ton/m
$Kr = \Theta M^{-1}$	1149521.36	892233.57	ton-m/rad
$\Theta = K \Theta p$	0.23119	0.2485	rad/m
$\delta = Kr \delta M$	3.62989	3.13679	m/rad
$r = \delta M = \Theta p$	$3.15774 \times 10^{-6}$	$3.5156 \times 10^{-6}$	—————

Momentos de Inercia en la dirección transversal (x)

De la sección 1 a la sección 2

$$I_{z1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2.4 \text{ di}^3}{12} = 1/5 (3.65 - 0.267 y)^3$$

De la sección 2 a la sección 3

$$I_{z2} = \frac{d_3^3 \times d_2^3}{12} = \frac{(2y - 8.48)^3 (2y - 8.68)^3}{12}$$

Momentos de inercia en la dirección longitudinal (z)

De la sección 1 a la sección 2

$$I_{x1} = \frac{d_1 (2.40)^3}{12} = \frac{1.152 (3.65 - 0.267y)^3}{12}$$

De la sección 2 a la sección 3

$$I_{x2} = \frac{d_2^2 \times d_3^2}{12} = \frac{(2y - 8.68)^2 (2y - 8.48)^2}{12}$$

CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LA COLUMNA.

El cálculo de los giros y desplazamientos de la columna se hará en las direcciones transversal y longitudinal, haciendo uso de las ecuaciones (6.17, 6.18, 6.19 y 6.20) y tomando los límites correspondientes para la solución de las integrales de 0 a 5.44 m para la sección (1), sumando la sección (2) que es de 5.44 a 6.24, asimismo tomando los respectivos momentos de inercia.

Para la solución numérica del problema hemos considerado que:

$$E_c - \text{módulo de elasticidad del concreto} = 10,000 \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 158,114 \text{ kg/cm}^2.$$

Agrupando los resultados de las propiedades de la columna para las dos direcciones, resulta la tabla 6.11 donde:

k es la fuerza horizontal aplicada en el C.R. necesaria para que este se desplace la unidad (rigidez por - - traslación)

$$k = \frac{P}{\delta_p} \quad P = 1 \quad \therefore \quad k = \delta_p^{-1}$$

$kr$  es el par aplicado en el C.R. necesario para producir un giro unitario a la altura del C.R. (rigidez por rotación)

$$kr = \frac{M}{\Theta_M} \quad m = 1 \quad kr = \Theta_M^{-1}$$

$\Theta$  es el giro del C.R. producido por la fuerza  $k$

$$\Theta = k \Theta_p$$

$\delta$  es el desplazamiento lateral del C. R. producido por el momento  $kr$

$$\delta = k_r \delta_m$$

$\gamma$  es la rotación de la columna al actuar una carga horizontal unitaria en el C.R. o el desplazamiento lateral del C.R. al actuar un momento unitario en dicho punto.

### 6.2.3. ANALISIS ESTATICO DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con el artículo 240 del R.C.D.F., para calcular la fuerza cortante se supondrá una fuerza horizontal actuando sobre el punto donde se considera concentrada la masa (extremo superior de la columna centro de rotación de la masa C.R.) Dicha fuerza se tomará de tal manera -- que la relación  $V_0/w$  en la base sea igual a  $C/Q$  pero no menor que  $A_0$ , es decir:

$$\frac{V_0'}{W} = \frac{C}{Q} \quad \therefore \quad V_0' = \frac{Cw}{Q} \quad \text{para } \frac{C}{Q} > A_0$$

En el análisis de péndulos invertidos, además de la fuerza lateral, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección -- de análisis y que pasa por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleracio



nes se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente cuyos valores:

$$M_o' = \frac{1.5 V_o' R_o^2 \theta_o}{\delta}$$

Donde:

$R_o$  es el radio de giro de la masa, y es igual a

$$\sqrt{J/m}$$

$\theta_o$  es el giro del extremo superior de la columna bajo la acción de la fuerza lateral  $V_o'$  y es igual a  $V_o'/k$

$\delta$  es el desplazamiento lateral de dicho extremo bajo la acción de  $V_o'$  y es igual a  $V_o'/k$ ,

Si se toma en cuenta la influencia del período fundamental de vibración de la estructura, los elementos  $V_o'$  y  $M_o'$  podrán ser reducidos a  $V$  y  $M$  respectivamente, de la siguiente manera:

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{mg\delta_1^2 + Jg\theta_1^2}{g(V_o' d_1 + M_o' \theta_1)}} = 6.3 \sqrt{\frac{md_1^2 + J\theta_1^2}{V_o' d_1 + M_o' \theta_1}} \quad (6.14)$$

donde  $\delta_1$  y  $\theta_1$  son los desplazamientos totales al actuar --  $V_o'$  y  $M_o'$  simultáneamente.

$$\delta_1 = \frac{V_o' + m_o' \gamma}{k}$$

$$\theta_1 = V_o' \gamma + \frac{M_o'}{kr}$$

b) Si  $T_1 < T < T_2$  no se permite reducción por influencia de  $T$

c) Si  $T > T_2$   $V = \frac{cw}{g} (k_1 L + k_2 L^2)$

Donde para el caso particular de una sola masa concentrada en el extremo superior, los valores de  $k_1$  y  $k_2$  valen:

$$k_1 = \frac{q [(1-r)(1-g)]}{L}$$

$$k_2 = \frac{1.5 r q (1-g)}{L^2}$$

$$q = \frac{(T_2)^r}{T}$$

donde  $L$  es la altura de la columna.

$$r = ?$$

d) Si  $T < T_1$ ,

$$V = \frac{aw}{Q'} = \frac{amg}{Q'}$$

$$a = a_0 + \frac{(c - a_0) \times T}{T_1}$$

$$Q' = 1 + \frac{(Q - 1) \times T}{T_1}$$

En cualquiera de los casos el momento flexionante será -- igual a:

$$M = \frac{1.5 V r o^2 \theta}{\delta} \quad \text{donde: } \theta = V r \text{ y } \delta = \frac{V}{k}$$

Las deformaciones finales se calcularán, multiplicando -- por el factor ductilidad  $Q$ , las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas, es decir:

$$\Delta = \frac{(V + M^{\prime}) \theta}{k}$$

Los valores de  $k$ ,  $k_r$  y  $r$  son las rigideces de la columna definidas en el inciso anterior (ver tabla 6.11)

ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA DISEÑO POR SISMO SEGUN EL -- R.C.D.F.

Según para lo que será destinada la estructura para el -- metro elevado, esta se clasifica dentro del grupo A.

Según su estructuración esta corresponde al Tipo I

De acuerdo con el artículo 234, se tomará el valor del -- coeficiente sísmico "c" indicado para la zona III (terre no compresible)

$$F_c = 0.24 \times 1.3 = 0.312$$

Considerando que la resistencia a fuerzas laterales es -- suministrada por una sola columna de concreto reforzado,

se tomará un factor de ductilidad  $Q = 2$

El factor de carga para diseño plástico (resistencia última) que se debe considerar según el artículo 237 inciso -- VIII, es 20% superior al especificado en el artículo 220, -- ya que cuenta con un solo elemento resistente a los efectos sísmicos.

$$F.C. = 1.1 \times 1.2 = 1.32$$

Los valores correspondientes a la zona III para estructuras del grupo A son:

$$c = 0.312$$

$$r = 1.0$$

$$a_0 = 0.06 \times 1.3 = 0.078$$

$$T_1 = 0.80 \text{ seg}$$

$$T_2 = 3.30 \text{ seg.}$$

$$Q = 2$$

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} \quad \text{si } T < T_1,$$

$$a = c \quad \text{si } T_1 < T < T_2$$

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

$$T \quad \text{si } T > T_2$$

$$Q' = Q = 2 \quad \text{si } T \geq T_1,$$

$$Q' = 1 + 1 (Q - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{si } T < T_1,$$

#### SOLUCION NUMERICA PARA EL ANALISIS ESTATICO.

Para el cálculo de los efectos sísmicos por el método estático descrito en el capítulo anterior, será necesario recordar los valores de la masa e inercia rotacional para cada combinación de carga en ambas direcciones (tabla 6.10) y las rigideces de la columna (tabla 6.11) así como los valores característicos al espectro del diseño.

La tabla 6.12 nos muestra en forma resumida el análisis -- estático para las cuatro condiciones consideradas, así como en las direcciones transversal y longitudinal.

TABLA 6.12.- ANALISIS ESTATICO

con- cepto	COMBINACIONES DE CARGAS								unidades
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	105.037	108.285	105.605	103.459	103.677	111.088	94.793	91.123	ton-seg <sup>2</sup> /m
$\int$	1303.823	79.443	1313.348	79.903	1264.358	78.341	1033.798	71.145	ton-m-seg <sup>2</sup>
$\int_0^2$	2.911	0.734	12.436	0.772	12.196	0.705	10.906	0.782	m <sup>2</sup>
V <sub>o</sub>	160.744	185.715	161.614	158.329	158.663	169.974	145.067	139.298	ton.
$\phi_0$	0.00057	0.00052	0.00057	0.00050	0.00058	0.00054	0.00051	0.00044	rad.
$\int_0$	0.00227	0.00226	0.00229	0.00216	0.00224	0.00232	0.00205	0.0019	m
M <sub>o</sub>	751.418	41.980	750.316	28.234	725.568	27.892	393.595	25.228	ton-m
$\phi_1$	0.00141	0.00056	0.00141	0.000525	0.00137	0.00056	0.00065	0.00046	rad.
i	0.00491	0.00239	0.00493	0.00225	0.00479	0.00241	0.00343	0.00198	m
T	0.332	0.247	0.333	0.242	0.328	0.250	0.303	0.227	seg <sup>-1</sup>
Q	0.1731	0.1502	0.1754	0.1488	0.1739	0.1511	0.1672	0.1444	adm.
Q'	1.415	1.3077	1.4162	1.3025	1.410	1.3125	1.3813	1.2837	adm.
V	27.508	121.918	128.309	115.947	125.439	125.438	112.562	100.444	ton.
$\rightarrow$	0.00045	0.00038	0.00045	0.00037	0.00044	0.00040	0.00040	0.00032	rad.
$\int$	0.0018	0.0017	0.0018	0.0016	0.0018	0.0017	0.0018	0.0014	m
M	393.443	30.005	398.389	31.049	350.900	31.211	460.35	28.93	ton-m
$\Delta$	7.78	3.52	7.84	3.58	7.49	3.62	8.42	2.91	mm

#### 6.2.4. ANALISIS COMO PENDULO INVERTIDO EN EL QUE NO SE CONSIDERAN LOS EFECTOS DE INERCIA ROTACIONAL.

Este método o modelo de análisis considera que la columna se encuentra desplantada en un suelo infinitamente rígido, es decir, que existe empotramiento perfecto en el extremo inferior de dicha columna.

Se analiza como péndulo invertido considerando la masa concentrada en el extremo superior de la columna.

Al no actuar el momento flexionante en el extremo superior se tendrá únicamente un grado de libertad y la única rigidez que interviene es la que impone la columna al desplazamiento horizontal.

La ecuación de movimiento para este caso y despreciando los efectos gravitacionales será:

$$\begin{aligned} M\ddot{x}_1 + kx_1 &= 0 \quad \dots \\ \ddot{x}_1 + \frac{k}{M} x_1 &= 0 \end{aligned} \quad (6.15)$$

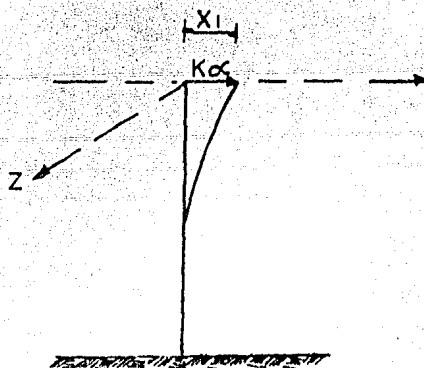
$$\text{si } \ddot{x}_1 = -w^2 x_1,$$

$$\dots w^2 = \frac{k}{m} \quad \text{y } wn = \pm \frac{k}{M}$$

donde  $wn$  es la frecuencia circular natural de vibración.

Por lo tanto el período natural valdrá:

$$T_n = \frac{2\pi}{wn}$$



DESPLAZAMIENTO TOTAL

TABLA 6.12-- ANALISIS ESTADICO

con- cepto	COMBINACIONES DE CARGAS								unidades
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	105.037	108.285	105.605	103.489	103.677	111.088	94.793	91.123	ton-seg/m
$\int$	1303.623	79.443	1313.348	79.303	1264.358	78.341	1033.798	71.145	ton-m-seg <sup>2</sup>
$\int r_0^2$	12.911	0.734	12.436	0.772	12.195	0.705	10.906	0.782	m <sup>2</sup>
$V_0$	180.714	183.718	181.614	139.329	150.863	169.974	145.067	139.298	ton.
$\phi_0$	0.00057	0.00052	0.00057	0.00050	0.00056	0.00054	0.00051	0.00044	rad.
$\delta_0$	0.00227	0.00228	0.00229	0.00216	0.00224	0.00232	0.00205	0.0019	m
$M_0$	751.418	41.980	750.316	28.234	725.588	27.892	393.505	25.226	ton-m
$\phi_1$	0.00141	0.00056	0.00141	0.000525	0.00137	0.00056	0.00065	0.00046	rad.
$\delta_1$	0.00491	0.00239	0.00493	0.00225	0.00479	0.00241	0.00343	0.00198	m
T	0.332	0.247	0.333	0.242	0.328	0.250	0.305	0.227	seg <sup>-1</sup>
Q	0.1751	0.1502	0.1754	0.1488	0.1739	0.1511	0.1672	0.1444	odm.
Q'	1.415	1.3067	1.4162	1.3025	1.410	1.3125	1.3813	1.2837	odm.
V	127.508	121.918	128.309	115.947	125.459	125.438	112.562	100.444	ton.
$\phi$	0.00048	0.00038	0.00048	0.00037	0.00044	0.00040	0.00040	0.00032	rad.
$\delta$	0.0018	0.0017	0.0018	0.0016	0.0018	0.0017	0.0018	0.0014	m
M	593.443	30.005	598.369	31.049	530.900	31.211	460.35	26.03	ton-m
$\Delta$	7.78	3.52	7.84	3.38	7.49	3.62	6.42	2.91	mm

#### 6.2.4. ANALISIS COMO PENDULO INVERTIDO EN EL QUE NO SE CONSIDERAN LOS EFECTOS DE INERCIA ROTACIONAL.

Este método o modelo de análisis considera que la columna se encuentra desplantada en un suelo infinitamente rígido, es decir, que existe empotramiento perfecto en el extremo inferior de dicha columna.

Se analiza como péndulo invertido considerando la masa concentrada en el extremo superior de la columna.

Al no actuar el momento flexionante en el extremo superior se tendrá únicamente un grado de libertad y la única rigidez que interviene es la que impone la columna al desplazamiento horizontal.

La ecuación de movimiento para este caso y despreciando los efectos gravitacionales será:

$$M\ddot{x}_1 + kx_1 = 0 \quad \therefore \quad \ddot{x}_1 + \frac{k}{M} x_1 = 0 \quad (6.15)$$

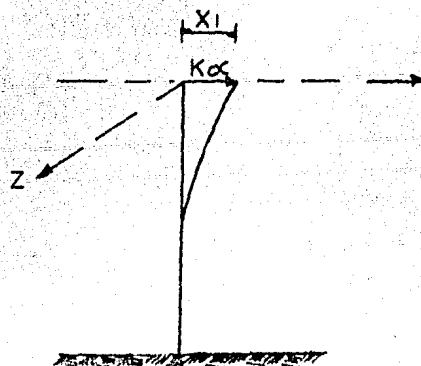
$$\text{si } \ddot{x}_1 = -w^2 x_1,$$

$$\therefore w^2 = \frac{k}{m} \quad \text{y } wn = \pm \sqrt{\frac{k}{M}}$$

donde  $wn$  es la frecuencia circular natural de vibración.

Por lo tanto el período natural valdrá:

$$T_n = \frac{2\pi}{wn}$$



DESPLAZAMIENTO TOTAL

Fig. 6.18

Una vez conocido el péndulo de vibración de la estructura se pueden obtener las coordenadas del espectro de diseño, y el factor de ductilidad reducido (ver artículo 235 del R.C.D.F.)

El valor de la fuerza cortante se determina partiendo de la definición del coeficiente sísmico "c" que presenta el artículo 234 del R.C.D.F.

$$c = \frac{V}{W}$$

Recordando que C y Q pueden reducirse a los valores de  $\ddot{a}$  y Q' respectivamente por influencia del período de vibración T obtenemos:

$$v = \frac{\ddot{a}}{Q'} = \frac{a m g}{Q'} \quad (6.16)$$

Las deformaciones se obtendrán multiplicando por el factor de ductilidad Q, la obtenida con fuerzas reducidas, esto es:

$$\Delta = \left( \frac{v}{k} \right) Q$$

A continuación se muestra la tabla 6.13 que contiene los resultados de análisis dinámico modal.

#### 6.2.5. ANALISIS DINAMICO DE LA ESTRUCTURA.

a) Análisis como péndulo invertido y considerando los efectos de inercia rotacional.

Este modelo de análisis sísmico considera que la columna se encuentra desplantada en un suelo completamente rígido, es decir, al ocurrir un sismo, la totalidad de las ondas sísmicas son absorvidas por la estructura (columna) sin atribuirle a la cimentación una cierta influencia. Más adelante estudiaremos con más detalle el fenómeno inverso (interacción suelo estructura)

Idealizando a la estructura como se indica en la fig. 6.19 cuyos parámetros m, J, E, I, c.r, L, k, kr,  $\Theta$  y  $\delta$  fueron aplicados y obtenidos numericamente en el inciso anterior.



CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGAS								UNIDADES
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
M	105.037	108.285	105.605	103.459	103.677	111.068	94.793	91.023	ton-seg <sup>2</sup> /m
W	25.941	26.002	25.871	26.602	26.111	25.675	27.307	28.361	seg <sup>-1</sup>
T	0.242	0.242	0.243	0.236	0.241	0.245	0.230	0.222	seg
α	0.1489	0.1489	0.1491	0.1470	0.1485	0.1497	0.1453	0.1429	adim.
Q'	1.3025	1.3025	1.3038	1.295	1.3012	1.3063	1.2875	1.2775	adim.
V	117.795	121.438	118.473	115.209	116.074	124.864	104.945	99.883	ton
Δ	3.33	3.32	3.35	3.15	3.28	3.41	2.97	2.73	mm

TABLA 6-13 ANALISIS DINAMICO MODAL .

PENDULO INVERTIDO SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE  
INERCI A ROTACIONAL .

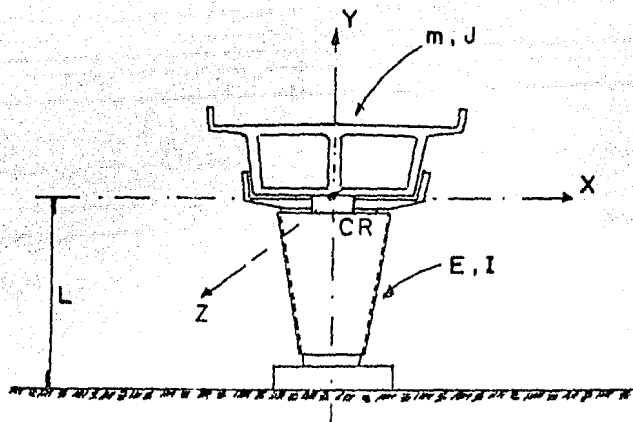


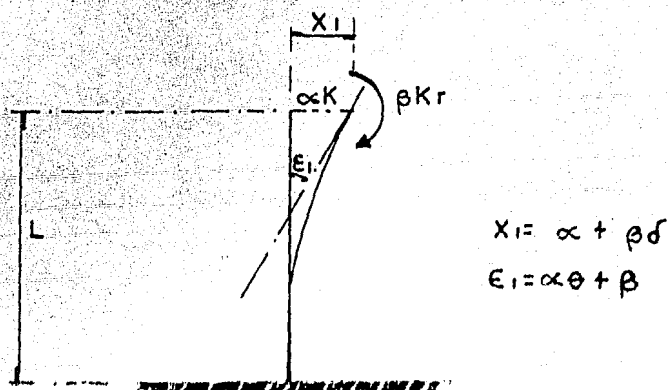
fig. 6.19

#### FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION.

Para una fuerza de magnitud  $\alpha k$  el desplazamiento será  $\alpha$  y el giro  $\alpha\theta$

Para un momento de magnitud  $\beta k r$  el giro será  $\beta$  y el desplazamiento  $\beta\delta$

Al aplicarse ambos a la vez sobre la estructura, el desplazamiento total del C.R. será  $X$ , y el giro total será  $\xi$ , mostrados en la fig. 6.20



DESPLAZAMIENTOS Y GIROS TOTALES

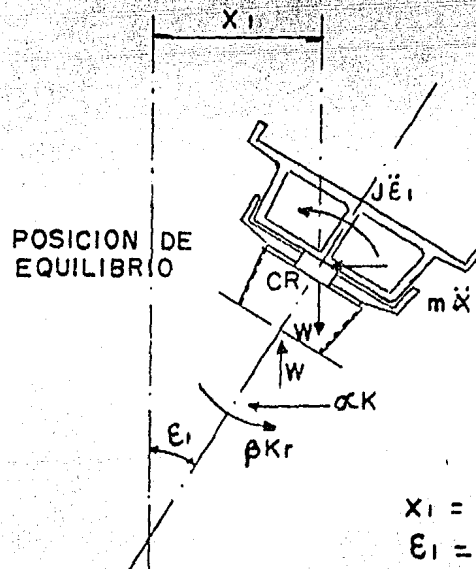
Fig. 6.20

Por lo tanto, los valores de  $X_1$  y  $E_1$  quedan dados como se muestran en la Fig. 6.20. Resolviendo este sistema de ecuaciones para  $\alpha$  y  $\beta$  se obtiene:

$$\alpha = \frac{X_1 - E_1 \delta}{1 - \theta \delta}$$

$$\beta = \frac{E_1 - X_1 \theta}{1 - \theta \delta}$$

Para las oscilaciones del péndulo mostrado en la fig. 6.20 el diagrama de cuerpo libre de la cubierta está ubicado en la fig. 6.21.



$X_1$  = DESPLAZAMIENTO DEL C.R.  
 $E_1$  = ROTACION TOTAL DEL C.R.

FIG. 6.21

Las ecuaciones de movimiento, despreciando los efectos gravitacionales serán:

$$m \ddot{x}_1 + K \alpha = 0 \quad (6.17)$$

$$J \ddot{E}_1 + K_r \beta = 0 \quad (6.18)$$

Sustituyendo los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  en las ecuaciones anteriores tenemos:

$$\begin{bmatrix} m & J \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{E}_1 \end{bmatrix} + \frac{1}{1 - \theta \delta} \begin{bmatrix} K & -K \delta \\ -K_r \theta & K_r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ E_1 \end{bmatrix} = 0 \quad (6.19)$$

$$\ddot{x}_1 = \omega^2 x_1 \quad (6.20)$$

$$\ddot{E}_1 = \omega^2 E_1 \quad (6.21)$$

$$W_n^2 = \frac{1}{2} \left[ \frac{K}{m(1-\theta d)} + \frac{K_r}{J(1-\theta d)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[ \frac{K}{m(1-\theta d)} + \frac{K_r}{J(1-\theta d)} \right]^2 - \frac{4 K K_r}{m J (1-\theta d)}}$$

(6.20)

A partir de los valores de la frecuencia circular natural de vibración  $W_n$  calculadas, se pueden obtener los períodos naturales de vibración  $t_n$ ,

$$t_n = \frac{2}{W_n}$$

Las configuraciones modales se determinan de cualquiera de las dos ecuaciones algebraicas contenidas en la ecuación 6.20

$$\left( \frac{k}{1-\theta d} - m\omega_n^2 \right) X_{in} - \frac{k d}{1-\theta d} E_{in} = 0 \quad (6.21)$$

$$- \frac{K_r}{1-\theta d} X_{in} + \left( \frac{K_r}{1-\theta d} - J\omega_n^2 \right) E_{in} = 0 \quad (6.22)$$

donde "n" indica el número del modo de vibración.

Las relaciones modales se obtienen de la ecuación

(6.21)

$$\frac{X_{in}}{E_{in}} = \frac{k d}{1-\theta d \left( \frac{k}{1-\theta d} - m\omega_n^2 \right)} \quad (6.23)$$

## RESPUESTA SISMICA.

Para el cálculo de la respuesta de sistemas de varios grados de libertad, es necesario calcular los coeficientes de participación de cada modo de vibración. Se puede demostrar (ref.10) que para este caso es aplicable la siguiente ecuación:

$$c_n = \frac{\bar{X}_n^T \bar{M} \bar{i}}{\bar{X}_n^T \bar{M} \bar{X}_n} \quad (6.24)$$

donde:

$c_n$  - es el coeficiente de participación para el enésimo modo " n "

$i$  es un vector que representa los desplazamientos estáticos de cada grado de libertad de la estructura inducidos por un desplazamiento estático unitario de la base  $\bar{i} = \begin{bmatrix} X_{est} \\ E_{est} \end{bmatrix}$ .

$\bar{X}_n$  es el vector modal para el enésimo modo " n "

$$\bar{X}_n = \begin{bmatrix} X_n \\ E_n \end{bmatrix}$$

$\bar{M}$  es la matriz de inercia  $\bar{M} = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix}$

$\bar{X}_n^T$  es el vector traspuesto de  $X_n$

para nuestro caso se tendrá que el vector  $i$  es igual a:

$$\begin{bmatrix} X_{est} \\ E_{est} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Como se indica en la fig. 6.22 el desplazamiento estático unitario de la base genera el mismo desplazamiento en el extremo superior de la columna sin producir por esta causa un giro de dicho punto.

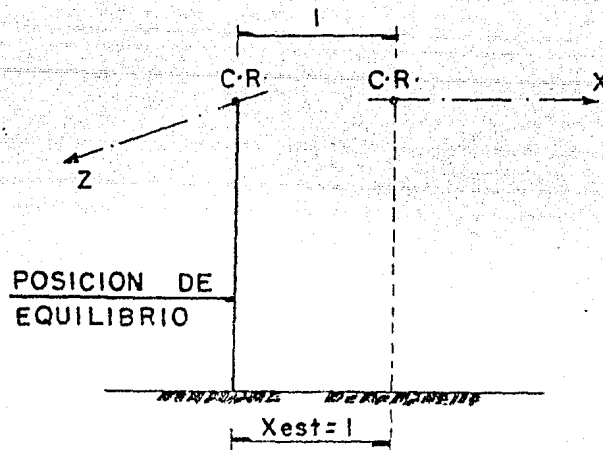


FIG. 6.22 DESPLAZAMIENTO ESTATICO UNITARIO

sustituyendo valores en la ecuación 6.24

$$C_n = \frac{X_n m}{X_n^2 m + E_n^2 J} \quad (6.25)$$

El valor absoluto de la respuesta máxima en cada uno de los modos será, expresado en forma matricial siguiente:

$$\begin{bmatrix} V_n \\ M_n \end{bmatrix} = |C_n| \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_n \\ E_n \end{bmatrix} \quad \text{san}$$

Donde:

San es la ordenada del espectro de aceleraciones es - reducida por ductilidad, que de acuerdo con el R. C. D.F. es igual

$$S_{an} = \frac{A_n g}{Q'_n}$$

Vn y Mn son la fuerza cortante y el momento flexionante aplicados en el extremo superior de la columna para el modo de vibración "n"

Para el cálculo de la respuesta total (considerando los efectos de los modos se utilizará el criterio propuesto por el R.C.D.F.

$$V = \sqrt{\frac{R = (\sum R_i^2)^{1/2}}{V_1 + V_2^2}} \quad (6.26)$$

$$M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \quad (6.27)$$

Donde V y M representan la fuerza cortante y el momento -- flexionante totales aplicados en el extremo superior de la columna combinando los dos modos de vibración.

#### DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA.

Las deformaciones se obtendrán multiplicando por el factor de ductilidad Q, los obtenidos con fuerzas reducidas, esto es:

$$\Delta = \left( \frac{V}{k} + M \delta' \right) Q \quad (6.28)$$

En la tabla 6.14 se muestran los resultados obtenidos para las cuatro condiciones de carga consideradas, tanto para sismo en dirección X como en dirección Z.

TABLA 6.14— ANALISIS DINAMICO MODAL  
 PENDULO INVERTIDO EN EL QUE SE CONSIDERA EL EFECTO DE LA INERCIA ROTACIONAL

CARGA	COMBINACIONES DE CARGA								UNIDADES
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	106.017	106.286	106.405	103.488	103.877	111.086	94.793	91.023	ton-seg <sup>2</sup> /m
J	1303.623	79.443	1313.348	79.903	1284.358	78.341	1033.798	71.145	ton-m-seg <sup>2</sup>
W <sub>r</sub>	76.127	305.838	75.883	305.284	76.968	307.754	82.890	323.586	seg <sup>-1</sup>
T <sub>r</sub>	0.0823	0.0205	0.0828	0.0208	0.0818	0.0204	0.0758	0.0194	seg
X/E	-3.489	-0.171	-3.497	-0.180	-3.425	-0.164	-3.040	-0.182	m/rad
C <sub>r</sub>	-0.142	-0.224	-0.142	-0.224	-0.143	-0.224	-0.151	-0.2235	adim.
D <sub>r</sub>	0.182	0.084	0.102	0.084	0.102	0.084	0.100	0.084	adim.
O <sub>r</sub>	1.103	1.026	1.103	1.026	1.102	1.026	1.095	1.024	adim.
S <sub>0</sub>	0.908	1.213	0.909	0.894	0.9078	0.803	0.898	0.601	m/seg <sup>2</sup>
V <sub>r</sub>	-47.264	-5.031	-47.854	-3.352	-48.047	-3.277	-39.059	-2.967	ton-m
M <sub>r</sub>	168.129	21.587	189.471	14.383	163.958	14.095	140.123	12.743	ton-m
W <sub>0</sub>	18.985	25.504	18.324	26.085	19.192	25.201	20.610	27.782	seg <sup>-1</sup>
T <sub>0</sub>	0.331	0.246	0.332	0.241	0.327	0.249	0.305	0.226	seg
X <sub>0</sub> /E <sub>0</sub>	3.557	4.294	3.556	4.293	3.561	4.295	3.587	4.292	m/rad
C <sub>0</sub>	0.142	0.224	0.142	0.224	0.143	0.224	0.151	0.2235	adim.
D <sub>0</sub>	0.175	0.15	0.175	0.148	0.174	0.151	0.167	0.144	adim.
Q <sub>0</sub>	1.413	1.308	1.415	1.301	1.409	1.311	1.381	1.283	adim.
S <sub>0</sub>	1.213	1.123	1.214	1.119	1.209	1.128	1.187	1.102	m/seg <sup>2</sup>
V <sub>0</sub>	64.357	117.184	64.738	111.378	63.840	120.681	60.978	98.243	ton.
M <sub>0</sub>	224.554	20.021	226.408	20.038	216.830	19.802	185.388	17.527	ton-m
V	79.648	117.292	80.3801	111.428	78.714	120.826	72.412	96.291	ton.
M	280.521	23.442	282.809	24.684	273.279	24.306	232.384	21.670	ton-m
A	4.23	3.38	4.26	3.20	4.18	3.45	3.68	2.88	mm



### 6.2.6. ANALISIS COMO PENDULO CON INERCIA ROTACIONAL Y CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

El fenómeno de la interacción dinámica ocurre de la siguiente manera:

Al llegar un tren de ondas sísmicas a la base de la cimentación de la estructura, esta empieza a vibrar, pero debido a que el suelo que la rodea es deformable, una parte de la energía transmitida a la estructura es devuelta al suelo por medio de la misma cimentación, de tal manera que ocurre una interferencia con las ondas que siguen llegando.

La respuesta del sistema cimentación estructura depende básicamente de las propiedades de la cimentación, del medio que la soporta (suelo) de las propiedades de la superestructura y de las características de la excitación. Este efecto en las estructuras es sumamente complejo y únicamente se han resuelto algunos problemas específicos, sin embargo, puede decirse que la interacción es importante en el caso de estructuras rígidas cimentadas sobre suelos blandos.

La referencia 6 propone el empleo de un coeficiente para determinar la importancia de los efectos de la interacción dinámica en el análisis de la estructura. Este coeficiente llamado parámetro de onda  $\sigma$ , adimensional, puede definirse como una medida que relaciona las rigideces rotativas de la cimentación y de la estructura, y es igual a:

$$\sigma = \frac{cs}{fh} < 20 \quad (6.29)$$

donde:  $cs$  velocidad de propagación de las ondas de corte en (m/seg)

$f$  frecuencia natural del sistema cimentado sobre suelo rígido en ( $\text{seg}^{-1}$ )

$h$  distancia de la base de la estructura al centro de rotación en (m)

Nótese que la ecuación (6.29)  $\sigma$  debe ser menor que 20 ya que

para valores superiores la frecuencia es similar a la obtenida para una estructura cimentada sobre suelo rígido. Para determinar el parámetro  $\Gamma$  en el caso que estudiamos tomaremos los siguientes valores:

$$\begin{aligned} 150 < c_s < 250 \text{ m/seg} & \quad (\text{ref 7}) \\ 0.237 < t < 0.319 & \quad (\text{ver tabla 6.13}) \\ 3.135 < f < 4.219 & \quad (f = 1/T) \\ h & \quad 7.45 \text{ m} \\ \Gamma_{\max} & = 10.70 < 20 \\ \Gamma_{\min} & = 4.77 < 20 \end{aligned}$$

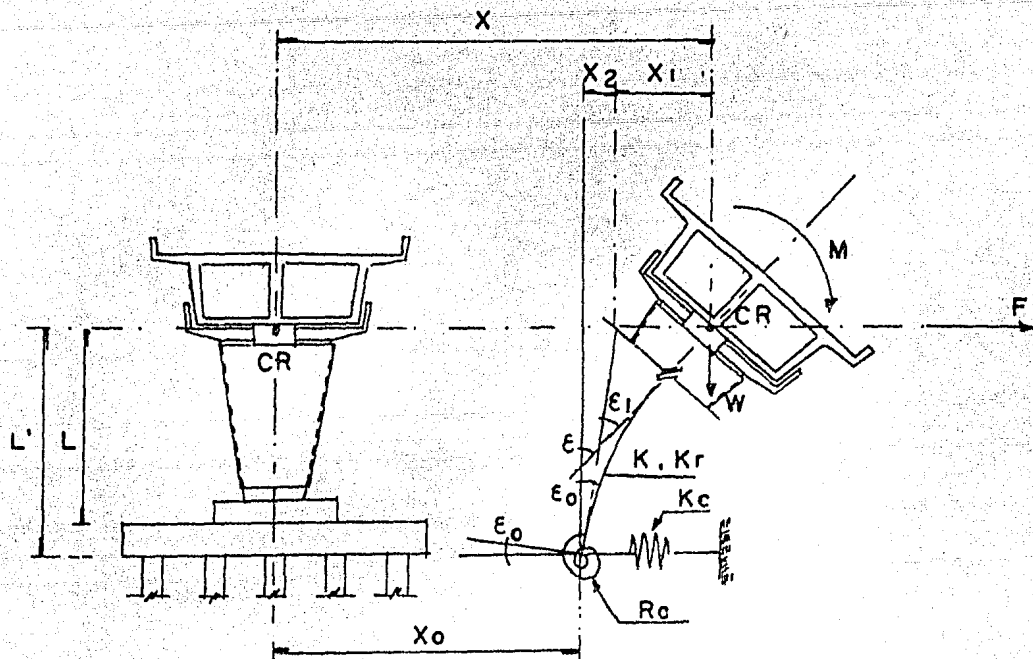
Como puede observarse el valor máximo de  $\Gamma$  resulta menor - que 20, por lo tanto, de acuerdo con la referencia (6) es necesario tomar en cuenta el efecto de la interacción dinámica suelo - estructura en el cálculo de frecuencia y modo de vibración.

A continuación se describe el siguiente modelo matemático: las restricciones del suelo serán idealizadas mediante resortes de comportamiento lineal, uno para desplazamientos lineales horizontales y otro para deformaciones angulares de cabeceo de la cimentación.

La estructura del metro elevado se idealiza en la siguiente figura, donde aparecen los siguientes parámetros:

- $k_c$  es la rigidez del resorte correspondiente a la traslación de la base.
- $R_c$  es la rigidez del resorte correspondiente a la rotación de la base.
- $X$  es el desplazamiento lineal total en el C.R.
- $C$  es el desplazamiento angular total en el C.R.
- $L'$  es la altura del C.R. sobre el nivel de desplante ( $L' = 7.44 \text{ m.}$  en nuestro caso)
- $X_0$  es la traslación de la base.
- $E_0$  es la rotación de la base.
- $X_2$  es el desplazamiento lineal del C.R. producido por la rotación de la base.

$J, L, \delta, \Theta, K, K_r, X_1, E,$  y  $w$  fueron definidas anteriormente.



MODELO DE INTERACCION DINAMICA SUELO - ESTRUCTURA

Fig. 6.23

FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACION.

Mediante el modelo matemático analizado se obtiene que la frecuencia circular natural de vibración es:

$$\omega_n^2 = \frac{1}{2} \left[ \frac{mb + JA}{mj(c-AB)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[ \frac{mb + JA}{mj(c-AB)} \right]^2 + \frac{4}{mj(c-AB)}} \quad (6.30)$$

donde:

$$A = \frac{1}{R_c} + \frac{1}{k_r}$$

$$B = \frac{1}{k_c} + \frac{1}{k} + \frac{L'}{R_c}$$

$$C = \left( \delta + \frac{L'}{R_c} \right) \left( \frac{L'}{R_c} + \frac{\Theta}{k} \right)$$

Los períodos naturales de vibración correspondientes a cada modo de vibración  $t_n$  será:

$$t_n = \frac{2\pi}{\omega_n}$$

Las configuraciones modales se obtienen a partir de la ecuación de desplazamiento lineal total de la estructura y corresponde a la siguiente ecuación:

$$\frac{X_n}{E_n} = \frac{J\omega_n^2 \left( \frac{d}{k_r} + \frac{L'}{R_c} \right)}{1 - m\omega_n^2 B} \quad (6.31)$$

#### RESPUESTA SISMICA Y DEFORMACIONES.

La respuesta sísmica de la estructura se obtendrá de la misma manera que para el caso anterior (análisis de péndulo invertido considerando los efectos de inercia rotacional)

En lo que respecta a las deformaciones, estas se calcularán sustituyendo valores en la ecuación de desplazamiento lineal total y multiplicando por  $Q$ , es decir:

$$\Delta = XQ = (X_0 + X_1 + X_2) Q$$

$$\Delta = \left[ \frac{V}{k_c} + \frac{Md}{k_r} + \frac{(M + VL') L'}{R_c} \right] Q \quad (6.32)$$

### 6.2.7. PROPIEDADES ELASTICAS DE LA CIMENTACION.

Existen varios métodos propuestos para determinar la rigidez al desplazamiento horizontal ( $k_c$ ) y el giro ( $R_c$ ) en la base de la zapata. Entre las cuales el método basado en la teoría de barras de longitud infinita en un medio elástico continuo es el más riguroso (ref.12) el cual supone que:

- a) la zapata es perfectamente rígida.
- b) los pilotes son elásticos bajo la acción de cargas axiales.
- c) el suelo que confina al pilote es elástico y ejerce una resistencia elástica contra la rotación y traslación del pilote.

Para este método se requiere el conocimiento del coeficiente de reacción de subgrado horizontal, también conocido -- como el módulo de cimentación o módulo de subgrado, el -- cual se define como la relación entre la presión lateral -- ejercida sobre los pilotes y el desplazamiento que estos -- presentan, en otras palabras, es la presión lateral unitaria requerida para producir un desplazamiento horizontal -- unitario.

En arcillas blandas el coeficiente de reacción de subgrado horizontal  $S$  puede valuarse con la expresión siguiente: -- (Terzaghi 1955)

$$S = \frac{S_1}{1.5 B}$$

donde:

$S_1$  es el coeficiente de reacción de subgrado horizontal para un pilote de 30 cm de ancho en 30 cm de profundidad.

$B$  es el ancho total del pilote, en cm.

Para arcilla blanda se recomienda el valor de  $S_1 =$

El procedimiento de análisis se describe a continuación:

1. Determinación de las constantes elásticas para un pilote

aislado.

a) al inducir un desplazamiento longitudinal unitario ( $\delta_1 = 1$ ), se produce una carga axial "n" en la cabeza del pilote (fig. 6.24). Este valor deberá ser determinado con base a resultados de pruebas de campo.

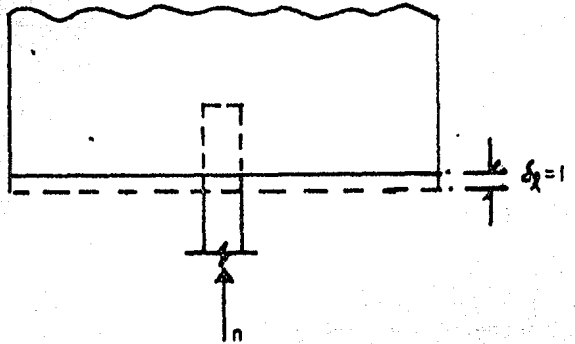


Fig. 6.24

b) Induciendo una deformación unitaria horizontal ( $\delta_1 = 1$ ) en la cabeza del pilote sin permitir el giro en ese punto, se produce una fuerza resistente horizontal ( $t\delta$ ) y un momento de empotramiento ( $m\delta$ ) (ver fig. 6.23)

De la teoría de la elasticidad se tiene que:

$$t\delta = \frac{S}{\beta} \quad \text{y} \quad m\delta = \frac{S}{2\beta^2}$$

donde:

S es el coeficiente de subgrado horizontal y

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{S}{4EI}}$$

E es el módulo de elasticidad del material del pilote

I es el momento de inercia de la sección transversal del pilote.

c) Induciendo una deformación angular unitaria ( $\alpha_1 = 1 \text{ rad}$ ) a la cabeza del pilote sin permitir desplazamiento horizontal en ese punto, se produce una fuerza horizontal  $t\alpha$  y un

momento ( $m \propto$ ) (ver fig. 6.25)

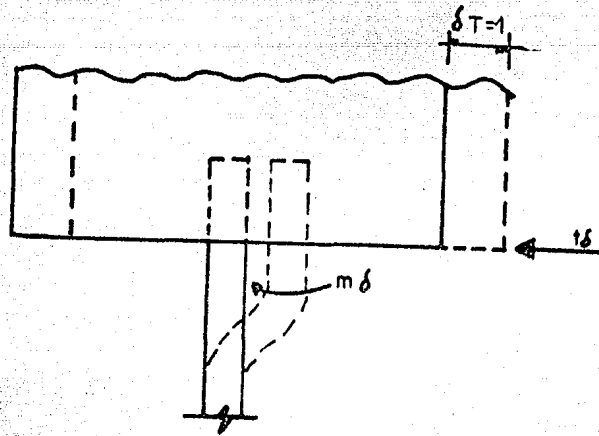


Fig. 6.25

De la teoría de la elasticidad se tiene que:

$$m \propto = \frac{S}{2 B^3} \quad \text{y} \quad t \propto = m \delta = \frac{S}{2 B^2}$$

2.- Determinación de las constantes elásticas de la cimentación como un conjunto (suponiendo que la zapata es infinitamente rígida)

Un desplazamiento unitario de la zapata, ya sea horizontal ( $\Delta x = 1$ ) vertical ( $\Delta y = 1$ ) o giro ( $\propto = 1$ ) produce:

una fuerza resistente horizontal	x
una fuerza resistente vertical	y
y un momento resistente	M

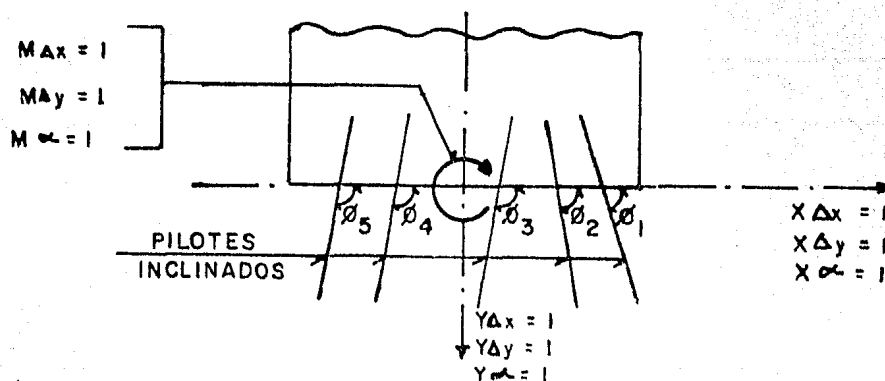


Fig. 6.26

De la teoría de las estructuras.

$$Y_{\Delta x} = 1 = X_{\Delta y} = 1$$

$$M_{\Delta x} = X_{\alpha} = 1$$

$$M_{\Delta y} = Y_{\alpha} = 1$$

Mediante simple geometría y estática, todas las fuerzas - ilustradas en la fig. 6.25 pueden ser expresadas en términos de las constantes elásticas para un pilote aislado -- determinados anteriormente:  $n$ ,  $t_{\delta}$ ,  $m_{\delta}$ ,  $t_{\alpha}$ , y  $M_{\alpha}$ ; de tal modo que:

$$X_{\Delta x=1} = - \sum ( n \cos^2 \vartheta + t_{\delta} \sin^2 \vartheta )$$

$$Y_{\Delta x=1} = - \frac{1}{2} ( n - t_{\delta} ) \sum ( \sin 2 \vartheta )$$

$$M_{\Delta x=1} = \frac{1}{2} ( n - t_{\delta} ) \sum ( x \sin 2 \vartheta ) + m_{\delta} \sum ( \sin \vartheta )$$

$$X_{\Delta y=1} = Y_{\Delta x=1}$$

$$Y_{\Delta y=1} = - \sum ( n \sin^2 \vartheta + t_{\delta} \cos^2 \vartheta )$$

$$M_{\Delta y=1} = - \sum ( n \sin^2 \vartheta + t_{\delta} \cos^2 \vartheta ) x - m_{\delta} \sum ( \cos \vartheta )$$

$$X_{\alpha=1} = M_{\Delta x=1}$$

$$Y_{\alpha=1} = M_{\Delta y=1}$$

$$M_{\alpha=1} = - \sum \left[ (n - \sin^2 \vartheta + t_{\delta} \cos^2 \vartheta) x^2 \right] - 2m_{\delta} \sum (x - \cos^2 \vartheta) - Nm_{\alpha}$$

Donde  $x$  es la coordenada de la cabeza del pilote respecto al centro de gravedad de todos los pilotes. Las cabezas de -- los pilotes situadas a la izquierda de dicho centro, tendrán coordenadas negativas;  $N$  es el número total de pilotes en -- la cimentación.

3. Determinación de los desplazamientos de la cimentación. Del siguiente sistema de ecuaciones, se pueden despejar los valores  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ , y  $\alpha$



$$X_{\Delta x=1} \Delta x + X_{\Delta y=1} \Delta y + X_{\alpha=1} \alpha + V = 0 \quad (6.33)$$

$$X_{\Delta y=1} \Delta x + Y_{\Delta y=1} \Delta y + Y_{\alpha=1} \alpha + P = 0 \quad (6.34)$$

$$X_{\alpha=1} \Delta x + Y_{\alpha=1} \Delta y + M_{\alpha=1} \alpha + M = 0 \quad (6.35)$$

Donde  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  y  $\alpha$  son los desplazamientos de la cimentación bajo la acción de una fuerza  $V$  a lo largo del eje  $X$ ;  $P$  a lo largo del eje  $Y$  y un momento  $M$  respecto al centroide del grupo de pilotes respectivamente, todas aplicadas a la unión de la zapata con los pilotes (base de la zapata)

Para el caso particular de una cimentación con pilotes verticales donde  $\theta=90^\circ$ , cuya distribución sea simétrica, de tal manera que la suma algebraica de las coordenadas de las cabezas de los pilotes respecto al centroide de éstos sea nula ( $\sum x = 0$ ), sustituyendo estos valores y resolviendo el sistema de ecuaciones tenemos que:

$$\Delta x = \frac{X_{\alpha=1} M - M_{\alpha=1} V}{X_{\Delta x=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2} \quad (6.36)$$

$$\Delta y = \frac{P}{Y_{\Delta y=1}} \quad (6.37)$$

$$\alpha = \frac{X_{\alpha=1} V - M X_{\Delta x=1}}{X_{\Delta x=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2} \quad (6.38)$$

4.- Una vez conocidos los valores de los desplazamientos  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  y  $\alpha$  se valuarán las rigideces de la cimentación de la siguiente manera:

$$K_c = \frac{V}{\Delta x} \quad (\text{rigidez de traslación en la base de la cimentación})$$

$$R_c = \frac{M}{\alpha} \quad (\text{rigidez de rotación en la base de la cimentación})$$

$$K_c = \frac{V}{\Delta x} = \frac{X_{\Delta x=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2}{\frac{M}{V} (X_{\alpha=1}) - M_{\alpha=1}} \quad (6.39)$$

$$R_c = \frac{M}{\alpha} = \frac{X_{\Delta x=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2}{\frac{V}{M} (X_{\alpha=1}) - X_{\Delta x=1}} \quad (6.40)$$

Observese que los valores  $K_c$  y  $R_c$  están en función de la relación  $\frac{M}{V}$  cuyos valores son los que se pretenden conocer, - por lo tanto supondremos esta relación para valuar  $K_c$  y  $R_c$  y verificaremos que el valor  $M/V$  calculado sea aproximadamente igual al supuesto.

#### OBTENCION DE LAS RIGIDECES DE LA CIMENTACION.

1.- Determinación de las constantes elásticas para un pilote aislado de  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  de concreto con resistencia a la compresión de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

Con base a pruebas de mecánica de suelos, se determinó que para una descarga de 30 ton. se produce un hundimiento vertical inmediato de 0.4 cm. por lo tanto:  $n = \frac{30}{0.004} = 7,500$  ton/m.

$$S_1 = 50 \text{ lb}/(\text{in}^3 \times \text{pie})$$

$$b = 50 \text{ cm} = 1.64 \text{ pies.}$$

$$S = \frac{S_1}{1.5 b} = 0.562 \text{ kg/cm}$$

Para  $b = 50 \text{ cm.}$

$$S = 0.562 \times 50 = 28.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 10,000 f'c = 141.421 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 520,833 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{S}{4EI}} = 0.003125 \text{ cm}^{-1}$$

$$t\delta = \frac{S}{B} = 8992 \text{ kg/cm} = 899.2 \text{ ton/m.}$$

$$m\delta = \frac{S}{2B^2} = 1,438,720 \text{ (kg-cm)/cm}$$

$$t\alpha = m\delta = 1,438.7 \text{ (ton-m)/m}$$

$$m\alpha = \frac{S}{2\beta^3} = 460,390,400 \text{ (kg-cm)/rad} = 4603.90 \text{ (ton-m) / rad.}$$

2.- Determinación de las constantes elásticas de la cimentación, como un conjunto (ver fig. 6.27)

Por simetría, la suma algebraica de las coordenadas de los pilotes respecto a su centroide para las dos direcciones de análisis vale cero ( $\sum x = \sum z = 0$ )

$$\Sigma x^2 = 482.51 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = 521.53 \text{ m}^2$$

$$\Sigma \sin \theta = \Sigma \sin^2 \theta = N = 27$$

$$X_{\Delta x=1} = Z_{\Delta x=1} = -\Sigma (n \cos^2 \theta + t \delta \sin \theta) = -N t \delta = -24,278.4 \text{ Ton/m}$$

$$Y_{\Delta x=1} = Y_{\Delta z=1} = -\frac{1}{2} (n - t \delta) \Sigma (\sin 2 \theta) = 0$$

$$M_{\Delta x=1} = M_{\Delta z=1} = -\frac{1}{2} (n - t \delta) \Sigma (x \sin 2 \theta) + m \delta \Sigma (\sin \theta) = N m \delta = 38,844.9 \text{ Ton-m/m}$$

$$X_{\Delta y} = Z_{\Delta y} = Y_{\Delta x} = 0$$

$$Y_{\Delta y=1} = -\Sigma (n \sin^2 \theta + t \delta \cos^2 \theta) = -N n = -202,500 \text{ Ton-m/m}$$

$$M_{\Delta y=1} = -\Sigma (n \sin^2 \theta + t \delta \cos^2 \theta) x - m \delta \Sigma (\cos \theta) = 0$$

$$X_{\alpha=1} = Z_{\theta=1} = M_{\Delta x=1} = 38,844.9 \text{ Ton-m/m}$$

$$Y_{\alpha=1} = Y_{\theta=1} = M_{\Delta y=1} = 0$$

$$M_{\alpha=1} = M_{\theta=1} = -\Sigma \left[ (n \sin^2 \theta + t \delta \cos^2 \theta) x^2 \right] - 2 m \delta \Sigma (x \cos \theta) - N m \alpha = -n \Sigma x^2 - N m \alpha = -3,743,130 \text{ Ton-m/rad}$$

### 3.- Obtención de las rigideces $K_c$ y $R_c$ .

Para la dirección X supondremos un valor  $M/V = 8.60$  por lo tanto tenemos que:

$$K_{c_x} = 21,919.1$$

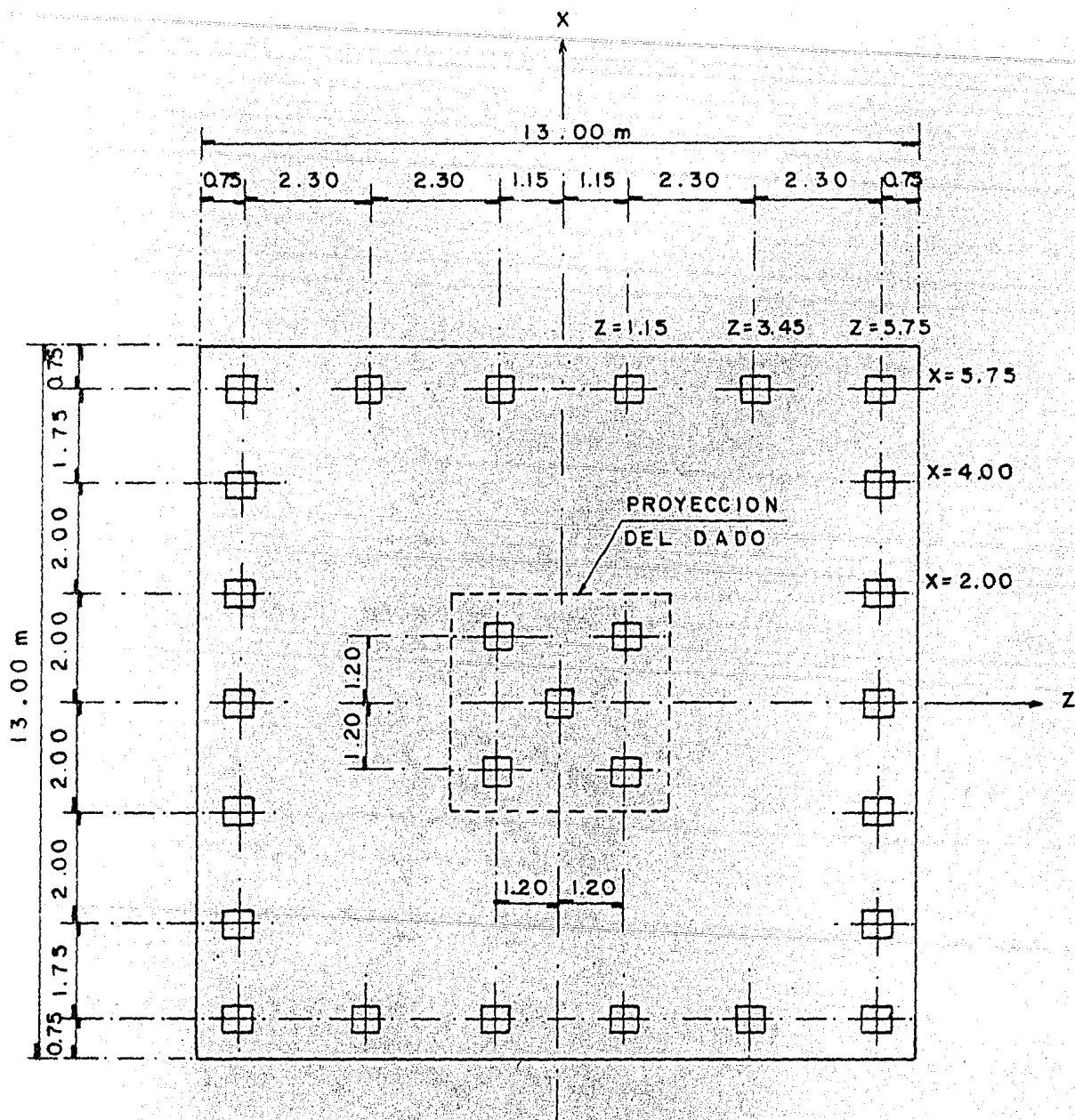
$$R_{c_x} = 3,1103,577.3$$

Análogamente para la dirección Z supondremos  $M/V = 7.5$

$$K_{c_z} = 22,151.2$$

$$R_{c_z} = 3,033,781.3$$

En la tabla 6.15 están indicados los resultados referentes al análisis de la columna, considerándola como un voladizo con inercia rotacional e interacción suelo estructura, los cuales fueron obtenidos después de un proceso-



N = 27 PILOTES VERTICALES.

PERALTE DE ZAPATA = 1.20 m.

FIG. 6.27. DIMENSIONES DE LA ZAPATA

CONCEPTO	I		II		III		IV		UNIDADES
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
$(M+VL)/V$	8.80	7.50	8.80	7.50	8.80	7.50	8.80	7.50	m
m	105.30	108.28	105.60	103.45	103.67	111.06	94.79	91.02	ton-seg <sup>2</sup> /m
j	1303.62	79.44	1313.34	79.90	1264.35	78.34	1033.79	71.14	ton-m-seg <sup>2</sup>
W <sub>1</sub>	28.94	126.39	28.84	126.04	29.37	127.26	32.33	133.57	seg <sup>-1</sup>
t <sub>1</sub>	0.21	0.05	0.21	0.05	0.21	0.04	0.19	0.04	seg
X <sub>1</sub> / E <sub>1</sub>	-1.10	-0.05	-1.10	-0.05	-1.08	-0.05	-0.95	-0.05	m/rad
C <sub>1</sub>	-0.08	-0.07	-0.08	-0.73	-0.08	-0.07	-0.08	-0.07	adim.
a <sub>1</sub>	0.14	0.09	0.14	0.09	0.14	0.09	0.13	0.09	adim.
Q <sub>1</sub>	1.27	1.06	1.27	1.06	1.26	1.06	1.24	1.05	adim.
Sa <sub>1</sub>	1.09	0.85	1.09	0.85	1.08	0.85	1.06	0.85	m/seg <sup>2</sup>
V <sub>1</sub>	-10.28	-0.36	-10.36	-0.36	-9.90	-0.36	-7.79	-0.32	ton-m
M <sub>1</sub>	115.31	4.98	116.27	4.98	111.43	4.88	89.10	4.41	ton-m
W <sub>2</sub>	10.64	10.93	10.61	11.18	10.71	10.79	11.26	11.91	seg <sup>-1</sup>
T <sub>2</sub>	0.59	0.57	0.59	0.56	0.58	0.58	0.55	0.52	seg
X <sub>2</sub> / E <sub>2</sub>	11.33	13.62	11.32	13.13	11.15	11.86	11.54	11.76	m/rad
C <sub>2</sub>	0.08	0.07	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	adim.
a <sub>2</sub>	0.25	0.24	0.25	0.24	0.24	0.24	0.24	0.23	adim.
Q' <sub>2</sub>	1.73	1.71	1.74	1.70	1.73	1.72	1.69	1.65	adim.
Sa <sub>2</sub>	1.41	1.40	1.41	1.39	1.41	1.41	1.39	1.37	m/seg <sup>2</sup>
V <sub>2</sub>	134.72	152.09	137.11	143.93	133.85	156.01	122.08	124.83	ton
M <sub>2</sub>	147.57	8.19	150.64	8.46	146.39	9.28	115.29	8.30	ton-m
VT	135.11	152.10	137.50	143.93	134.22	156.01	122.33	124.83	ton
MT	187.28	9.59	190.29	9.82	183.97	10.48	145.75	9.40	ton-m
	23.19	23.55	23.60	22.29	23.10	24.16	20.71	19.34	mm
$(M+VL)/V$	8.82	7.50	8.82	7.50	8.81	7.50	8.63	7.51	m

TABLA 6.15 ANALISIS DINAMICO MODAL  
 VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA  
 COMBINACIONES DE CARGA.

iterativo en el cual se propusieron inicialmente valores de  $(M + VL')/V$  igual a 8.6 en la dirección X y 7.5 en la dirección Z, y en el momento que los valores que se obtienen son aproximados a los propuestos, daremos por finalizado dicho análisis.

#### 6.2.8. CONCLUSION DEL ANALISIS.

La tabla 6.16 nos muestra en forma breve y concisa un resumen del análisis de la columna. Los elementos mecánicos localizados en la corona, son los obtenidos por medio del análisis de los cuatro modelos propuestos por el Dr. Zeevart. Dichos modelos toman en cuenta los efectos estáticos y dinámicos, considerando los efectos sísmicos en dos direcciones ortogonales.

En la tabla 15 se hizo una comparación de los elementos mecánicos para los cuatro modelos analizados y para cada dirección ortogonal del sismo.

De dicha comparación se observa que para cortante y desplazamiento, el modelo más desfavorable es el 3 (ver tabla 15), no así para momento flexionante que corresponde al análisis estático la condición más desfavorable.

Debido a que en la realidad es difícil que la estructura se comporte estática y dinámicamente a la vez, tomaremos únicamente la situación más desfavorable de las dos, la cual corresponde al análisis dinámico, considerando a la columna como un péndulo invertido, tomando en cuenta los efectos de inercia rotacional e interacción suelo - estructura.

Los elementos mecánicos más desfavorables tomados del análisis dinámico, se tomarán y combinarán para obtener el diseño definitivo de la columna y de la cimentación.

		MODELO ANALIZADO		ELEM. MECANICOS EN LA CORONA DE LA COLUMNA					
				V (ton)	%	M (ton/m)	%	Δ	
CONDICIONES DE CARGA	TIPO I	SISMO x	ESTATICO	127.509	100.00	593.443	100.00	7.78	
			DINAM.	1	117.795	92.38	0.0	0.00	3.33
				2	79.848	62.62	280.21	47.22	4.23
		3		135.110	105.96	187.28	31.56	23.19	
		SISMO z	ESTATICO	121.918	100.00	30.005	100.00	3.52	
			DINAM.	1	121.438	99.61	0.0	0.00	3.32
	2			117.292	96.21	29.442	98.12	3.39	
	3	152.10		124.76	9.59	31.96	23.55		
	TIPO II	SISMO x	ESTATICO	128.309	100.00	598.369	100.00	7.84	
			DINAM.	1	118.473	92.33	0.0	0.00	3.35
				2	80.386	62.65	282.809	47.26	4.26
		3		137.50	107.16	190.29	31.80	23.50	
SISMO z		ESTATICO	115.947	100.00	31.049	100.00	3.36		
		DINAM.	1	115.209	99.36	0.0	0.00	3.15	
	2		111.426	96.10	24.664	79.44	3.20		
3	143.930		124.13	9.82	31.63	22.20			
TIPO III	SISMO x	ESTATICO	125.439	100.00	560.900	100.00	7.49		
		DINAM.	1	116.074	92.53	0.0	0.00	3.28	
			2	78.714	62.75	273.279	48.72	4.15	
	3		134.22	107.00	183.97	32.80	23.01		
	SISMO z	ESTATICO	125.436	100.00	31.210	100.00	3.62		
		DINAM.	1	124.864	99.54	0.0	0.00	3.41	
2			120.626	96.17	24.306	77.87	3.45		
3	156.017		124.38	0.98	3.14	24.16			
TIPO IV	SISMO x	ESTATICO	112.562	100.00	460.35	100.00	6.42		
		DINAM.	1	104.945	93.23	0.0	0.00	2.97	
			2	72.412	64.83	232.384	50.48	3.68	
	3		122.33	108.68	147.750	32.10	20.71		
	SISMO z	ESTATICO	100.44	100.00	26.93	100.00	2.91		
		DINAM.	1	99.83	99.39	0.0	0.00	2.73	
2			96.291	95.87	21.670	80.47	2.88		
3	124.83		124.28	9.40	34.91	19.34			

- 1.- PENDULO INVERTIDO SIN CONSIDERAR LOS EFECTOS DE LA INERCIA ROTACIONAL
- 2.- PENDULO INVERTIDO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INERCIA ROTACIONAL
- 3.- PENDULO INVERTIDO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE LA INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA.

TABLA 6.16 RESUMEN DEL ANALISIS.

## ELEMENTOS MECANICOS PARA EL DISEÑO DE LA COLUMNA Y LA CIMENTACION.

Para el diseño del apoyo se combinarán 12 condiciones - de carga, las cuales son:

- 1)  $CM + (TT + F + I) + (TM_I + A + I) + C$
- 2)  $CM + (TT + F + I) + (TT + A + I) + C$
- 3)  $CM + (TT + A + I) + (TM_{II} + F + I) + C$
- 4)  $CM + (TM_I + F + I) + C$
- 5)  $CM + (TT + F) + TM_I + C + S_x + 0.50S_z$
- 6)  $CM + (TT + F) + TM_I + C + 0.50 S_x + S_z$
- 7)  $CM + (TT + F) + TT + C + S_x + 0.50 S_z$
- 8)  $CM + (TT + F) + TT + C + 0.50S_x + S_z$
- 9)  $CM + TT + (TM_{II} + F) + C + S_x + 0.50S_z$
- 10)  $CM + TT + (TM_{II} + F) + C + 0.50S_x + S_z$
- 11)  $CM + (TM_I + F) + C + S_x + 0.50 S_z$
- 12)  $CM + (TM_I + F) + C + 0.50S_x + S_z$

Donde:

CM = Cargas muertas.

TT = Tren tipo.

$TM_I$  = Tren de mantenimiento en la posición I

$TM_{II}$  = Tren de mantenimiento en la posición II

F = Frenaje del tren.

A = Aceleración del trén.

C = Cabeceo

$S_x$  = Sismo en la dirección X

$S_z$  = Sismo en la dirección Z.

I = Impacto.

Estas doce combinaciones de carga se obtuvieron a base de pruebas y experimentos a escala, llegándose a la conclusión que son las combinaciones más factibles de presentarse en la estructura. Es importante hacer notar que el tramo en estudio es un tramo recto, por lo tanto, se desprecian los



efectos de fuerza centrífuga y fuerza centripeta.

De las combinaciones de carga enumeradas, se tiene que -- las primeras 4 corresponden a cargas permanentes, las 8 -- restantes corresponden a cargas permanentes más cargas -- accidentales. Debido a la poca frecuencia con que ocurren las cargas accidentales, el R.C.D.F.; permite ampliar el margen de seguridad en un 33%.

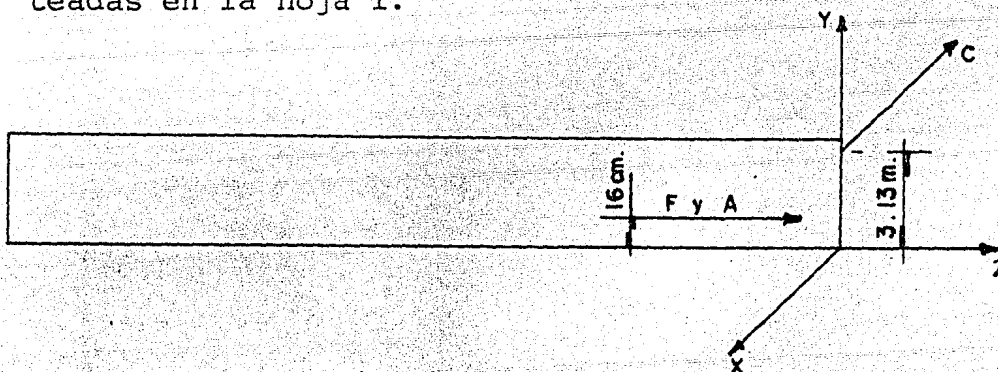
A continuación se muestran los valores de las cargas que nos servirán para el cálculo de éstas combinaciones de carga:

$$\begin{aligned}
 CM &= 750.09 \text{ Ton.} \\
 TT &= 106.074 \text{ " } \\
 TM_I &= 110.864 \text{ " } \\
 TM_{II} &= 91.289 \text{ " } \\
 F_{TT} &= 26.116 \text{ " } \\
 F_{TM_I} &= 15.98 \text{ " } \\
 F_{TM_{II}} &= 31.96 \text{ " } \\
 A_{TT} &= 23.629 \text{ " } \\
 A_{TM_I} &= 14.458 \text{ " } \\
 C_{TT} &= 3.05 \text{ " } \\
 C_{TM_I} &= C_{TM_{II}} = 5.00 \text{ ton.} \\
 TT+I &= 137.896 \text{ Ton.} \\
 TM_I+I &= 138.58 \text{ " } \\
 TM_{II} + I &= 114.111 \text{ Ton.}
 \end{aligned}$$

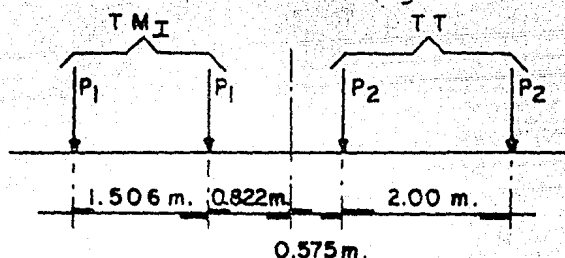
Los valores de aceleración, frenaje y cabeceo se obtuvieron en base a pruebas realizadas para los dos trenes. -- Los valores de  $S_x$  y  $S_z$  son los calculados anteriormente en este capítulo.

A continuación se obtendrán los elementos mecánicos para la primera combinación de carga, siguiendo el mismo procedimiento se obtienen los elementos mecánicos para las on-

de combinaciones restantes, aplicando las ecuaciones planteadas en la hoja I.



Primera combinación de cargas.



$$CM + (TT + F + I) + (TM_I + A + I) + C$$

$$P_1 = \frac{138.58}{2} = 69.290 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{137.896}{2} = 68.948 \text{ ton}$$

$$F_x = c = 3.05 + 5.00 = 8.05 \text{ Ton.}$$

$$F_y = CM + (TT + I) + (TM_I + I) = -1026.566 \text{ Ton.}$$

$$F_z = F + A = 40.574 \text{ ton.}$$

$$M_x = 66.981 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 20.116 \text{ Ton-m}$$

$$M_z = -26.274 \text{ Ton - m.}$$

En base al cálculo anterior, se obtienen los elementos mecánicos en la parte inferior de la columna, parte inferior del dado, y parte inferior de la zapata.

Para la parte inferior de la columna se aumentó el peso de la columna ( $W_{col}$ ) y se transportan los elementos mecánicos a la base de la columna en función de la distancia  $Z$ .

$$W_{col} = 106.358 \text{ ton.} \quad Z = 5.44 \text{ m.}$$

Los resultados se muestran en la tabla 6.18

En la parte inferior del dado se aumenta el peso del dado y se transportan los elementos mecánicos a la parte inferior del dado.

$$W_{\text{dado}} = 29.184 \text{ ton.} \quad Z = 6.24 \text{ m}$$

Estos resultados se muestran en la tabla 6.19

Finalmente, se obtienen los elementos mecánicos en la parte inferior de la zapata.

$$Z = 7.44 \text{ m.}$$

Los resultados se muestran en la tabla 6.20.

CONDICION DE CARGA	F <sub>x</sub> (Ton.)	F <sub>y</sub> (Ton.)	F <sub>z</sub> (Ton.)	M <sub>x</sub> (Ton.-m)	M <sub>y</sub> (Ton.-m)	M <sub>z</sub> (Ton.-m)
1	8.05	-1026.566	40.574	66.981	20.116	-26.274
2	6.10	1025.88	49.745	74.703	0	19.093
3	8.05	-1002.096	55.589	144.97	14.876	-62.644
4	5.00	-888.67	15.98	29.674	29.669	-233.914
5	217.515	-967.028	26.116	203.356	42.888	-32.741
6	8.05	-967.028	238.796	51.543	42.888	137.706
7	217.26	962.238	26.116	247.596	0	19.093
8	6.10	962.238	245.771	55.521	0	122.318
9	220.279	-947.453	31.96	302.155	52.092	-48.481
10	8.05	-947.453	-255.087	112.945	52.092	188.466
11	189.745	860.954	15.98	174.70	29.669	190.261
12	5.00	-860.954	201.975	24.25	29.669	272.536

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO DE LA COLUMNA  
(Aplicados en la parte superior de la columna)

TABLA 6-17

CONDICION DE CARGA	F <sub>x</sub> (Ton)	F <sub>y</sub> (Ton)	F <sub>z</sub> (Ton)	M <sub>x</sub> (Ton.-m)	M <sub>y</sub> (Ton.-m)	M <sub>z</sub> (Ton.-m)
1	8.05	1162.108	40.574	320.163	20.116	76.506
2	6.10	1161.422	49.745	385.112	0	57.157
3	8.05	1137.638	55.589	491.876	14.876	112.876
4	5.00	1024.212	15.98	129.389	29.669	265.114
5	217.515	1102.570	26.116	366.320	42.888	1390.035
6	8.05	1102.570	238.796	1541.630	42.888	187.938
7	217.260	1097.780	26.116	410.560	0	1374.795
8	6.10	1097.780	245.771	1589.132	0	160.382
9	220.279	1082.995	31.96	501.586	52.092	1423.022
10	8.05	1082.995	-255.087	704.688	52.092	238.698
11	189.745	996.496	15.98	274.415	29.669	1374.270
12	5.00	996.496	201.975	1284.574	29.669	303.736

APLICADOS EN LA PARTE INFERIOR DEL DADO.

W=29.184 ton      Z=624m

TABLA 6-18

CONDICION DE CARGA	F <sub>x</sub> (Ton)	F <sub>y</sub> (Ton)	F <sub>z</sub> (Ton)	M <sub>x</sub> (Ton·m)	M <sub>y</sub> (Ton·m)	M <sub>z</sub> (Ton·m)
1	8.05	-1132.924	44.574	287.704	20.116	70.066
2	6.10	1132.938	49.745	345.316	0	52.277
3	8.05	1108.454	55.589	447.374	14.876	106.436
4	5.00	995.028	15.98	116.605	29.669	261.114
5	217.515	1073.386	26.116	345.427	42.888	1181.023
6	8.05	1073.386	238.796	1350.593	42.888	181.498
7	217.26	1068.596	26.116	389.667	0	1200.987
8	6.10	1068.596	245.771	1392.515	0	155.502
9	220.279	1053.811	31.96	476.017	52.092	1246.799
10	8.05	1053.811	-255.087	1500.618	52.092	232.158
11	189.745	967.312	15.98	261.631	29.669	222.474
12	5.00	967.312	201.975	1122.994	29.669	299.736

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO DE LA COLUMNA  
APLICADOS EN LA PARTE INFERIOR DE LA COLUMNA.

$W_{GT} = 106.358 \text{ Ton}$        $z = 5.44$

TABLA 6-18

CONDICION DE CARGA	F <sub>x</sub> (Ton)	F <sub>y</sub> (Ton)	F <sub>z</sub> (Ton)	M <sub>x</sub> (Ton·m)	M <sub>y</sub> (Ton·m)	M <sub>z</sub> (Ton·m)
1	8.05	1162.108	40.574	368.852	20.116	86.166
2	6.10	1161.422	49.745	444.806	0	64.477
3	8.05	1137.638	55.589	558.520	14.876	122.536
4	5.00	1024.212	15.98	148.565	29.669	271.114
5	217.515	1102.570	26.116	397.659	42.888	1651.053
6	8.05	1102.570	238.796	1828.185	42.888	197.598
7	217.26	1097.780	26.116	441.898	0	1635.507
8	6.10	1097.780	245.771	1884.057	0	167.702
9	220.279	1082.995	31.96	539.937	52.092	1687.357
10	8.05	1082.995	255.087	2110.792	52.092	248.358
11	189.745	996.496	15.98	293.591	29.669	1601.964
12	5.00	996.496	201.975	1526.994	29.669	309.736

APLICADOS EN LA PARTE INFERIOR DE LA ZAPATA

$z = 7.44 \text{ m}$

TABLA 6-20

## 6.2.9. DISEÑO DE LA COLUMNA (PRINCIPIOS BASICOS)

## a) DISEÑO ELASTICO - (método R.C.D.F.)

Este método está basado en el análisis elástico de elementos esbeltos sujetos a carga axial y flexión, los cuales - se denominan frecuentemente "vigas - columna" El análisis riguroso de éstos elementos se puede efectuar aplicando una ecuación diferencial de 2o. orden o un procedimiento numérico de aproximaciones sucesivas, sin embargo, el análisis simplificado indica que el momento máximo en una viga - columna que se deforma en curvatura simple puede calcularse aproximadamente con la ecuación

$$M_{\max} = M_0 + \frac{P a}{1 - P/P_c} \quad (6.41)$$

Donde  $M_0$  y  $a_0$  son el momento y la deflexión máxima de primer orden, respectivamente.

$P$  es la carga axial.

$P_c$  es la carga crítica de Euler.

En el caso de vigas - columna que se deforman en curvatura simple y que tienen momentos iguales en ambos extremos, la ecuación anterior puede aproximarse igual a:

$$M_{\max} = \frac{M_0}{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (6.42)$$

y para otros casos:

$$M_{\max} = \frac{C_m M_0}{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (6.43)$$

donde  $C_m$  es un factor que hace equivalente el diagrama de momentos flexionantes del elemento al diagrama de un elemento con momentos iguales en ambos extremos, asimismo la ecuación antes indicada puede expresarse de la siguiente forma:

$$M_{\max} = F_a M_0. \quad (6.44)$$

donde:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_c}} \quad (6.45)$$

Fa es un factor de amplificación de momentos, el cual toma en cuenta los efectos de esbeltez de la columna. Para el cálculo de este factor es necesario conocer previamente los valores de  $c_m$  y  $P_c$ , el cual se hace de la siguiente manera:

Valuación de  $c_m$  - para elementos sin posibilidad de desplazamiento lateral relativo y sin cargas transversales entre sus apoyos.

$$c_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.46)$$

Para elementos con posibilidad de desplazamiento lateral relativo o con cargas transversales entre sus apoyos  $c_m = 1$ . Los momentos  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos flexionantes en los extremos del elemento, siendo  $M_2$  el momento numéricamente mayor.

El término  $0.4 (M_1/M_2)$  es positivo si el elemento se flexiona en curvatura simple y negativo si se flexiona en curvatura doble.

Para el caso de columnas con desplazamiento lateral relativo entre sus extremos, el valor de  $C_m$  siempre es igual a la unidad, ya que en estos casos el momento máximo de segundo orden ocurre en la misma sección que el momento máximo de primer orden, como sucede también con curvatura simple y momentos iguales en sus extremos.

Valuación de  $P_c$  - La valuación de la carga crítica de pandeo o carga crítica de Euler, de elementos de comportamiento lineal se hace mediante la siguiente ecuación:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(Klu)^2} \quad (6.47)$$

Donde:

$E$  es el módulo de elasticidad del material.

$I$  es el menor momento de inercia de la sección transversal.

$Klu$  es la longitud efectiva de pandeo.

La ecuación 6.47 puede usarse en forma aproximada si el va--

lor de EI se calcula mediante cualquiera de las siguientes ecuaciones:

$$EI = \frac{E_c I_g / 5 + E_s I_s}{1 + \beta \delta} \quad (6.48)$$

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta \delta} \quad (6.49)$$

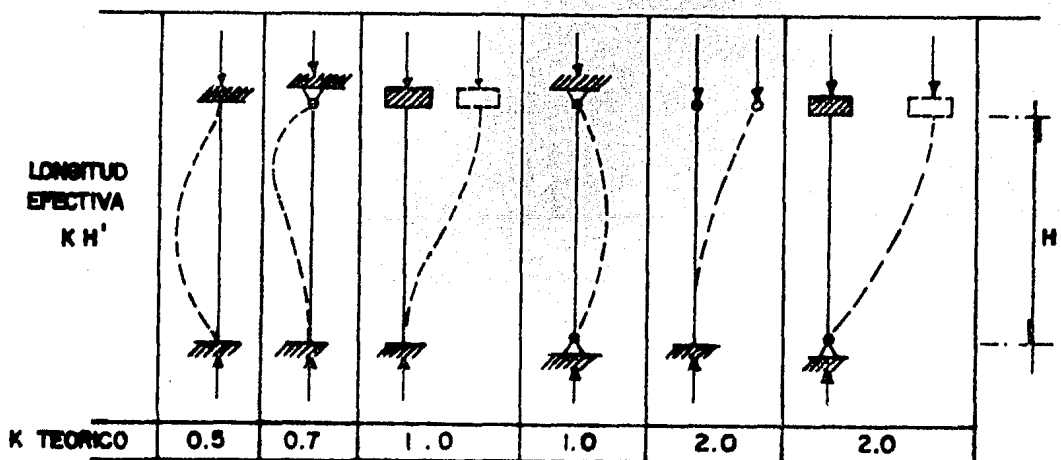
Donde:

$E_s$  y  $E_c$  son los módulos de elasticidad del acero y el concreto

$I_g$  el momento de inercia de la sección gruesa.

$I_s$  el momento de inercia del refuerzo respecto al eje centroidal de la columna y  $\beta \delta$  es la relación entre el momento producido por la carga muerta y el momento total.

La ecuación (6.49) es más sencilla de usar que la ecuación (6.48) pero no se recomienda para columnas con relaciones muy elevadas de refuerzo. El término  $\beta \delta$  toma en cuenta que la rigidez del elemento, la cual se puede medir en términos de EI, se reduce bajo la acción de cargas permanentes de larga duración.



Longitud efectiva de pandeo para diferentes condiciones de apoyo.

Fig. 6.28



La longitud efectiva de pandeo  $KH'$  depende del grado de restricción de la columna en sus extremos y de la posibilidad de que exista desplazamiento lateral relativo. En la figura antes mostrada se indican las longitudes efectivas de pandeo de columnas en condiciones ideales de restricción (perfectamente articuladas o empotradas)

b) DISEÑO DE LA COLUMNA ( Caso particular)

Para el diseño de la columna considerado en nuestro caso, se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$M_{max} = F_a M_o$$

$$F_a = \frac{cm}{1 - P/P_c}$$

Donde:  $cm = 1$ , ya que en este caso la columna sufre desplazamientos laterales relativos y actúan cargas transversales entre apoyos ( $F_x$  y  $F_z$ )

$$P = P_u$$

$$P = 2.5 F_y$$

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$\begin{cases} F_r = 1 & (\text{flexocompresión}) \\ H' = KL \end{cases}$$

Como la columna es de concreto y la relación es relativamente baja se debe cumplir la ecuación, se considera igual a cero debido a que el momento por carga muerta, tanto en dirección X como en Z valen cero.

Cálculo de las constantes de diseño:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{250}$$

$$E_c = 158,113.88 \text{ kg/cm}^2 = 1,581,138.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 5.44 \text{ m}$$

$$H' = KL = 10.88 \text{ m}$$

$$EI_1 = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + \beta \delta} \quad \therefore \beta \delta = 0$$

$$P_{c1} = 112,297.47 \text{ Ton.}$$

$$P_{c2} = 133,643.27 \text{ "}$$

$$F_a = \frac{44,918.99}{44,918.99 - F_y}$$

$$Fa_2 = \frac{53,457.31}{53,457.31 - Fy}$$

Excentricidad accidental - Cuando se tomen en cuenta las cargas accidentales se deberá considerar una excentricidad.

La excentricidad de diseño no será menor que la excentricidad calculada más una accidental igual a  $0.05 h \geq 2\text{cm}$ , donde  $h$  es la dimensión en la dirección en que se considera la flexión. La excentricidad accidental se tomará con su signo más desfavorable.

$$ex = 0.05 \times 2.40 = 0.12 \text{ m.} \quad \Delta Mx = 0.12 Fy$$

$$ez = 0.05 \times 2.20 = 0.11 \text{ m} \quad \Delta Mz = 0.11 Fy$$

Momento debidos a la excentricidad accidental.

$$Max = Fa_2 Mx \quad M_{\Delta ax} = Max + \Delta Mx$$

$$Maz = Fa_1 Mz \quad M_{\Delta az} = Maz + \Delta Mz$$

Los elementos mecánicos de las combinaciones 5 a la 12 -- se redujeron en un 75% (equivalente a una reducción del 33% en los esfuerzos permisibles) (ver tabla 6.21)

#### REVISION DE LA RESISTENCIA DE LA COLUMNA.

Teniendo en cuenta que la resistencia a compresión del -- concreto es igual a  $250 \text{ kg/cm}^2$  y la resistencia a la tensión del acero igual a  $4,000 \text{ kg/cm}^2$  y proponiendo un área de acero de  $449.76 \text{ cm}^2$  (20 y # 12 + 28 y # 10), obtendremos los parámetros necesarios para la revisión de la columna (ver gráficas de iteración) los cuales son los siguientes:

$$F^*c = 0.8 f^*c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''e = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2 = 1,700 \text{ Ton/m}^2$$

$$Pu = 2.5 Fy$$

$$b = 2.4 \text{ m}$$

$$t = 2.2 \text{ m}$$

$$d/t = 0.95$$

$$P = \frac{s}{bt}$$

$$q = p \frac{fy}{f''c}$$

$$K = \frac{Pu}{FR bh f''c} = \frac{Fy}{3231.36} \quad (6.50)$$

$$Rx = \frac{Mu}{FR bh^2 f''c} = \frac{Ma \Delta x}{7,755.26} \quad (6.51)$$

$$Rz = \frac{Mu}{FR b^2 h f''c} = \frac{Ma \Delta z}{7,108.99} \quad (6.52)$$

### DISEÑO PLASTICO DE LA COLUMNA.

Para el diseño plástico se propusieron las mismas condiciones de servicio (ver tabla 6.23)

$$Ec = 10,000 \sqrt{250} = 1'581,138.8 \text{ Ton/m}^2$$

$$L = 5.44 \text{ m}$$

$$H' = KL = 10.88 \text{ m}$$

$$EI = \frac{0.40 Ec Ig_c}{1 + \beta \delta} \quad \beta \delta = 0$$

$$Pc_1 = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2} \quad FR = 0.75$$

$$Pc_1 = 100,232 \text{ Ton.}$$

$$Pc_2 = 84,223.10 \text{ Ton.}$$

$$Fa_1 = \frac{100,232}{100,232 - Pu}$$

$$Fa_2 = \frac{84,232}{84,232 - Pu}$$

$$ex = 0.05 \times 2.4 = 0.12 \text{ m} \quad \Delta Mx = 0.12 Fy$$

$$ez = 0.05 \times 2.2 = 0.11 \text{ m} \quad \Delta Mz = 0.11 Fy$$

$$Pu = 1.5 Fy$$

$$Max = 1.5 Fa_1 (Mx + \Delta Mx)$$

$$Maz = 1.5 Fa_2 (Mz + \Delta Mz)$$

$$K = \frac{Pu}{7629.60}$$

$$Rx = \frac{Max}{18,311.04}$$

$$Rz = \frac{Maz}{16,785.12}$$

		ACCIONES P/DISEÑO	F <sub>a</sub>	M <sub>ax</sub> M <sub>az</sub>	Δ M <sub>x</sub> Δ M <sub>z</sub>	M <sub>a</sub> Δ <sub>x</sub> M <sub>a</sub> Δ <sub>z</sub>
1	Fy	1132.924				
	Mx	287.704	1.026	294.033	135.951	429.984
	Mz	70.066	1.022	71.888	124.622	196.510
2	Fy	1132.238				
	Mx	345.316	1.026	352.788	135.869	488.657
	Mz	52.277	1.022	53.629	124.546	178.175
3	Fy	1108.454				
	Mx	447.374	1.026	457.055	135.867	592.923
	Mz	106.436	1.022	109.188	124.546	233.734
4	Fy	995.028				
	Mx	116.605	1.023	118.817	119.403	238.220
	Mz	261.111	1.019	267.026	109.453	376.479
5	Fy	805.040				
	Mx	259.070	1.018	262.956	96.605	359.567
	Mz	912.017	1.015	928.434	88.554	1016.988
6	Fy	805.040				
	Mx	1012.945	1.018	1028.139	96.605	1124.704
	Mz	136.124	1.015	138.574	88.554	227.128
7	Fy	801.447				
	Mx	292.250	1.018	297.511	96.174	393.685
	Mz	900.740	1.018	916.954	88.159	1005.113
8	Fy	801.447				
	Mx	1044.386	1.018	1060.052	96.174	1156.226
	Mz	116.627	1.015	118.726	88.159	206.885
9	Fy	790.358				
	Mx	357.013	1.018	362.368	94.843	457.211
	Mz	935.099	1.015	951.931	86.939	1038.870
10	Fy	790.358				
	Mx	1125.464	1.018	1142.346	94.843	1237.189
	Mz	174.194	1.015	177.329	86.939	264.268
11	Fy	725.484				
	Mx	196.223	1.016	198.970	87.058	286.028
	Mz	1916.856	1.014	1931.526	79.803	1011.329
12	Fy	725.484				
	Mx	842.246	1.016	854.037	87.058	941.095
	Mz	224.802	1.014	228.399	79.803	308.202

TABLA 6.21 OBTENCIÓN DE LOS MOMENTOS AMPLIFICADOS DE DISEÑO

	Fy	K	Kro	RR	Rx + Rz
	M <sub>o</sub> Δx M <sub>o</sub> Δz	R <sub>x</sub> R <sub>z</sub>			RR
1	1132.924	0.3506	1.35	0.231	0.359
	429.984	0.0554			
	196.510	0.0276			
2	1132.238	0.3509	1.35	0.231	0.381
	488.657	0.0630			
	178.175	0.0251			
3	1108.454	0.3430	1.35	0.230	0.475
	592.923	0.0765			
	233.734	0.0329			
4	995.028	0.3079	1.35	0.229	0.365
	238.220	0.0307			
	376.479	0.0529			
5	805.040	0.2491	1.35	0.220	0.861
	359.561	0.0464			
	1016.988	0.1431			
6	805.040	0.2491	1.35	0.220	0.804
	1124.744	0.1450			
	227.128	0.0319			
7	801.447	0.2480	1.35	0.218	0.882
	393.685	0.0508			
	1005.113	0.1414			
8	801.447	0.2480	1.35	0.218	0.793
	1115.226	0.1438			
	206.885	0.0291			
9	790.358	0.2446	1.35	0.217	0.945
	457.211	0.0589			
	1038.870	0.1461			
10	790.358	0.2446	1.35	0.217	0.906
	1237.189	0.1595			
	264.268	0.0372			
11	725.484	0.2245	1.35	0.212	0.845
	286.028	0.0369			
	1011.329	0.1423			
12	725.484	0.2245	1.35	0.212	0.777
	941.095	0.1213			
	308.202	0.0434			

$$f'_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = 785.7 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{b t} = 0.01488$$

$$q = P \frac{f_y}{f'_c} = 0.3500$$

TABLA 6.22 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LA COLUMNA (DISEÑO ELÁSTICO).

	F <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	P <sub>u</sub>	F <sub>a1</sub>	F <sub>a2</sub>	M <sub>ax</sub>	M <sub>az</sub>	K	R <sub>x</sub>	R <sub>z</sub>	R <sub>R</sub>	$\frac{R_x + R_z}{R_R}$
1	1132.924	287.704	70.066	1699.386	1.017	1.021	646.285	298.044	0.223	0.0353	0.0178	0.180	0.295
2	1132.238	345.316	52.277	1698.357	1.017	1.021	734.047	270.693	0.223	0.040	0.0161	0.180	0.312
3	1108.454	447.374	106.436	1662.681	1.017	1.020	885.382	349.40	0.218	0.0484	0.0208	0.178	0.389
4	995.028	116.605	261.114	1492.542	1.015	1.018	359.323	565.878	0.1956	0.0196	0.0337	0.175	0.305
5	1073.386	807.503	1216.023	1180.725	1.012	1.014	1042.299	1488.368	0.1548	0.0569	0.0887	0.161	0.904
6	1073.386	1350.593	406.766	1180.725	1.012	1.014	1646.867	585.405	0.1548	0.0899	0.0349	0.161	0.775
7	1068.596	806.41	1200.987	1421.233	1.014	1.017	1259.979	1783.745	0.186	0.069	0.106	0.176	0.994
8	1068.596	1392.515	379.004	1421.233	1.014	1.017	2050.909	657.289	0.186	0.112	0.039	0.176	0.858
9	1053.811	869.312	1246.799	1159.192	1.012	1.014	1108.49	1519.907	0.152	0.0605	0.0905	0.160	0.944
10	1053.811	1500.618	403.933	1159.192	1.012	1.014	1811.26	579.817	0.152	0.0989	0.0345	0.160	0.834
11	967.312	584.996	1222.474	1286.525	1.013	1.016	944.549	1781.757	0.169	0.0516	0.106	0.163	0.967
12	967.312	1122.994	474.566	1286.525	1.013	1.016	1669.389	771.611	0.169	0.091	0.046	0.163	0.840

$$A_s = 638.16 \text{ cm}^2$$

$$p = 0.0121$$

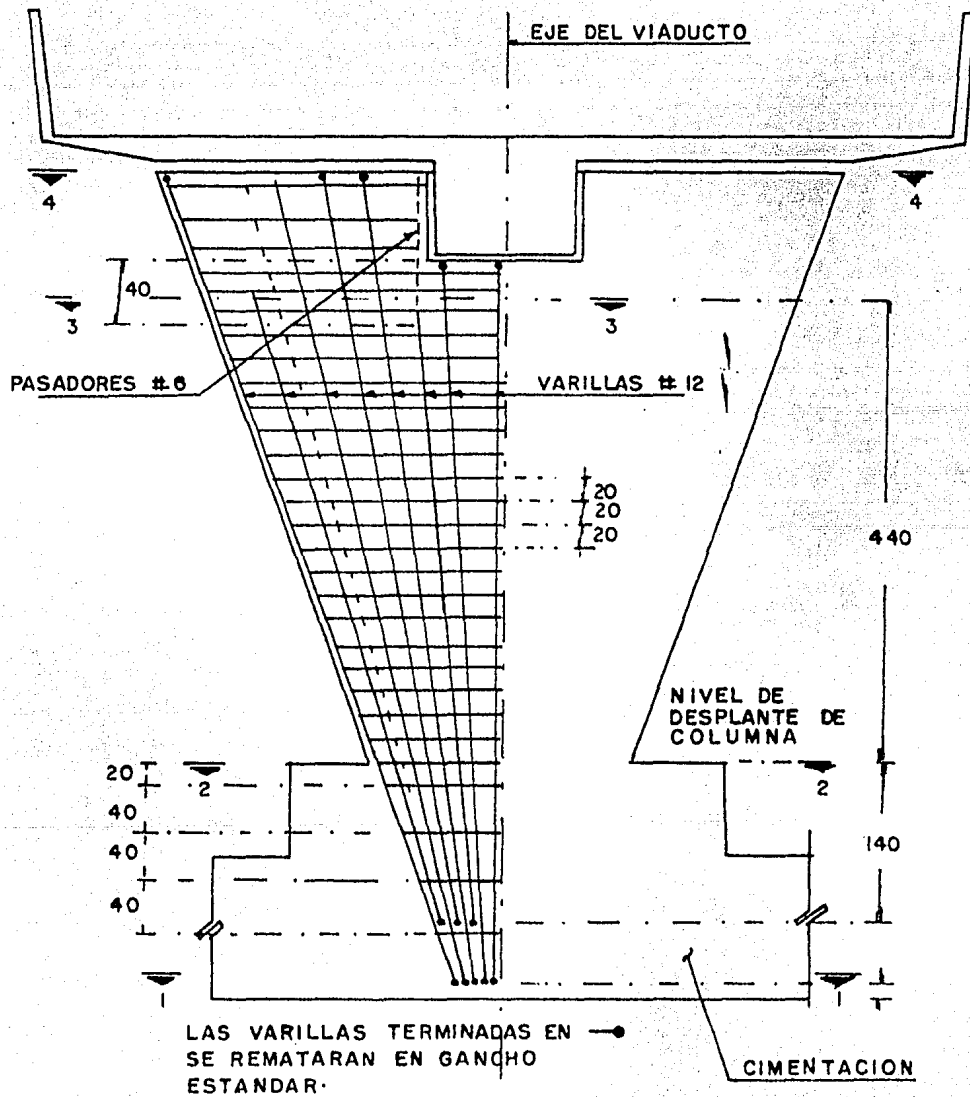
$$q = 0.228$$

TABLA 6.23  
REVISION DE LA RESISTENCIA DE LA COLUMNA  
( DISEÑO PLASTICO )

**CONCLUSION:**

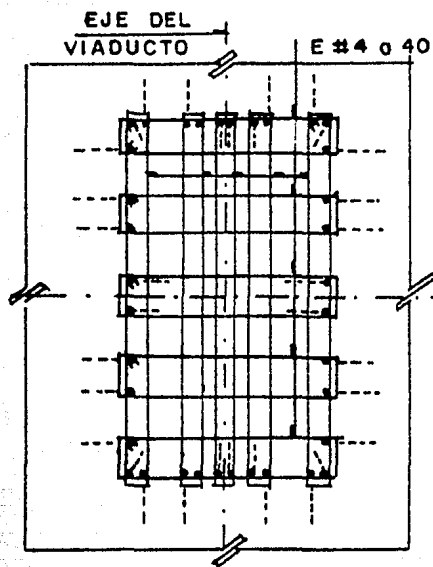
El diseño de la columna se hizo elástica y plásticamente - (ver tablas 6.22 y 6.23), en ambos casos se propuso la misma sección de concreto y los mismos materiales.

Una vez efectuados ambos diseños, se concluye que el diseño elástico es más conservador que el plástico o bien que es más caro que el diseño plástico.



REFUERZO DE LA COLUMNA

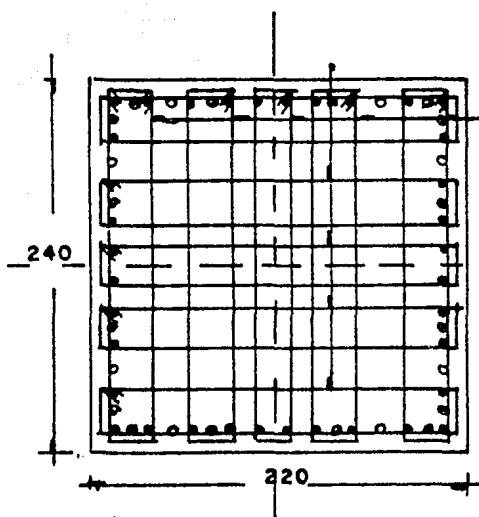




SECCION 1-1

- 36 VARILLAS DEL # 12 QUE REMATAN EN GANCHO ESTANDAR EN EL EXTREMO SUPERIOR.

- 8 VARILLAS DEL # 12 SIN GANCHO EN EL EXTREMO SUPERIOR.



SECCION 2-2

E #4 o 20 ( EN LA ZONA DE LA COLUMNA )

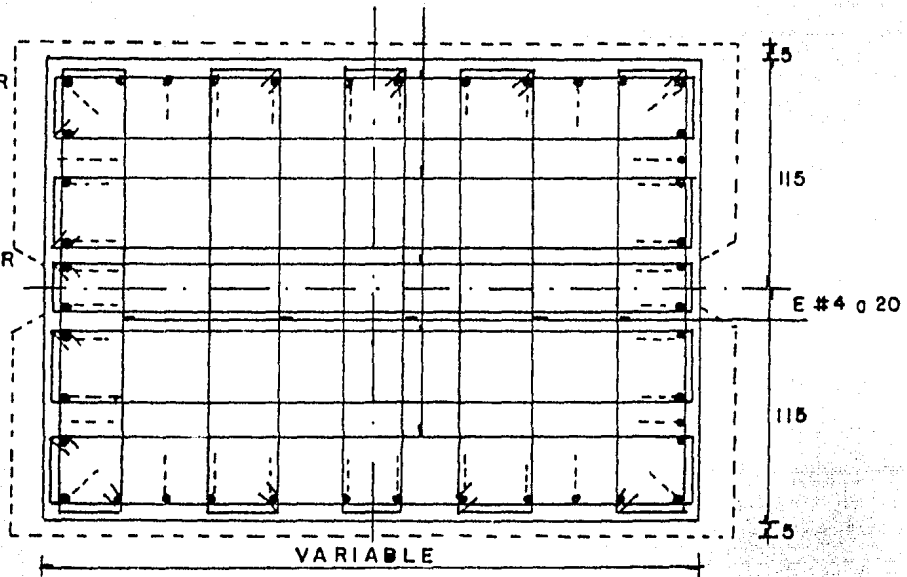
E #4 o 40 ( EN LA ZONA DE LA CIMENTACION )

EJE DEL APOYO

- 36 VARILLAS DEL # 12 CORRIDAS
- 16 VARILLAS DEL # 12 REMATADAS EN GANCHO ESTANDAR 140 cm ABAJO DEL NIVEL DE DESPLANTE DE LA COLUMNA
- 8 VARILLAS DEL # 12 REMATADAS EN GANCHO ESTANDAR 140 cm ABAJO DEL NIVEL DE DESPLANTE DE LA COLUMNA Y REMATADAS EN GANCHO ESTANDAR EN EL EXTREMO SUPERIOR HASTA LA CORONA DE LA COLUMNA.

--- 36 VARILLAS DEL # 12 QUE REMATAN EN GANCHO ESTANDAR EN EL EXTREMO SUPERIOR

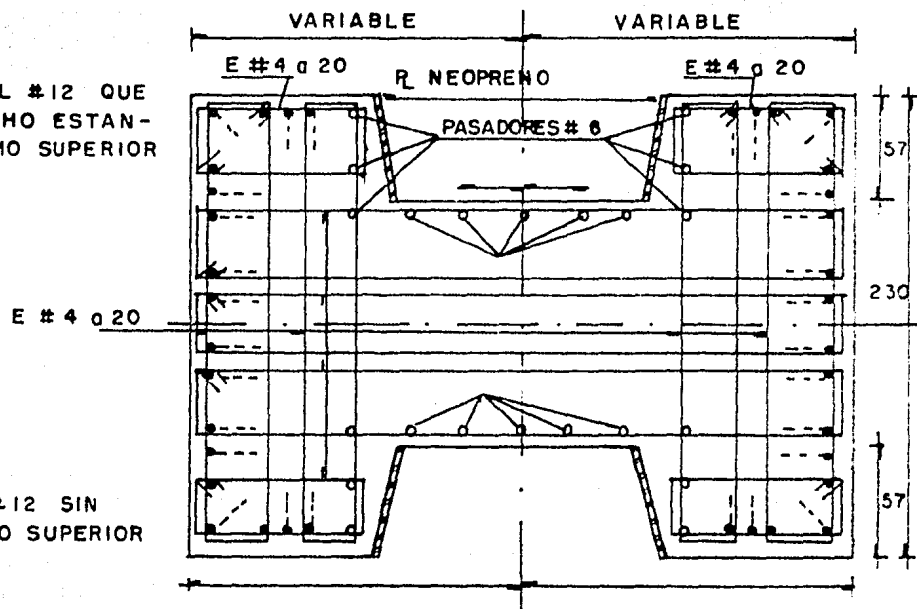
• 8 VARILLAS DEL # 12 SIN GANCHO EN EL EXTREMO SUPERIOR



SECCION 3 - 3

--- 2 VARILLAS DEL # 12 QUE REMATAN EN GANCHO ESTANDAR EN EL EXTREMO SUPERIOR

• 8 VARILLAS DEL # 12 SIN GANCHO EL EXTREMO SUPERIOR



SECCION 4 - 4

### 6.3 ANALISIS DEL DADO (D-1)

La revisión del dado de cimentación se hará considerandolo como una columna corta, es decir, no existen efectos de esbeltez y se hará basándose en las especificaciones del R.C. D.F., referentes al diseño plástico de columnas.

Elementos mecánicos en la base del dado (ver tabla - 6.19 )

Cargas permanentes.

$$P = 1162.108 \text{ Ton.}$$

$$P_u = F.C. \times P = 1.5 \times 1162.108 = 1'743,162 \text{ ton} = 1'743,162 \text{ kg.}$$

$$M_x = 491.845 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{u_x} = F.C. \times M_x = 1.5 \times 491.845 = 737.768 \text{ Ton-m}$$

$$M_z = 265.14 \text{ ton-m}$$

$$M_{u_z} = F.C. \times M_z = 1.5 \times 265.14 = 397.71 \text{ Ton-m}$$

Cargas accidentales (cargas permanentes + sismo)

$$P = 1.102.570 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 1.32 \times 1102.570 = 1455.392 \text{ ton.}$$

$$M_x = 1704.688 \text{ Ton - m'}$$

$$M_{u_x} = 1.32 \times 1704.570 = 2250.188 \text{ Ton - m.}$$

$$M_z = 1423.022 \text{ Ton - m.}$$

$$M_{u_z} = 1.32 \times 1423.022 = 1878.389 \text{ Ton - m.}$$

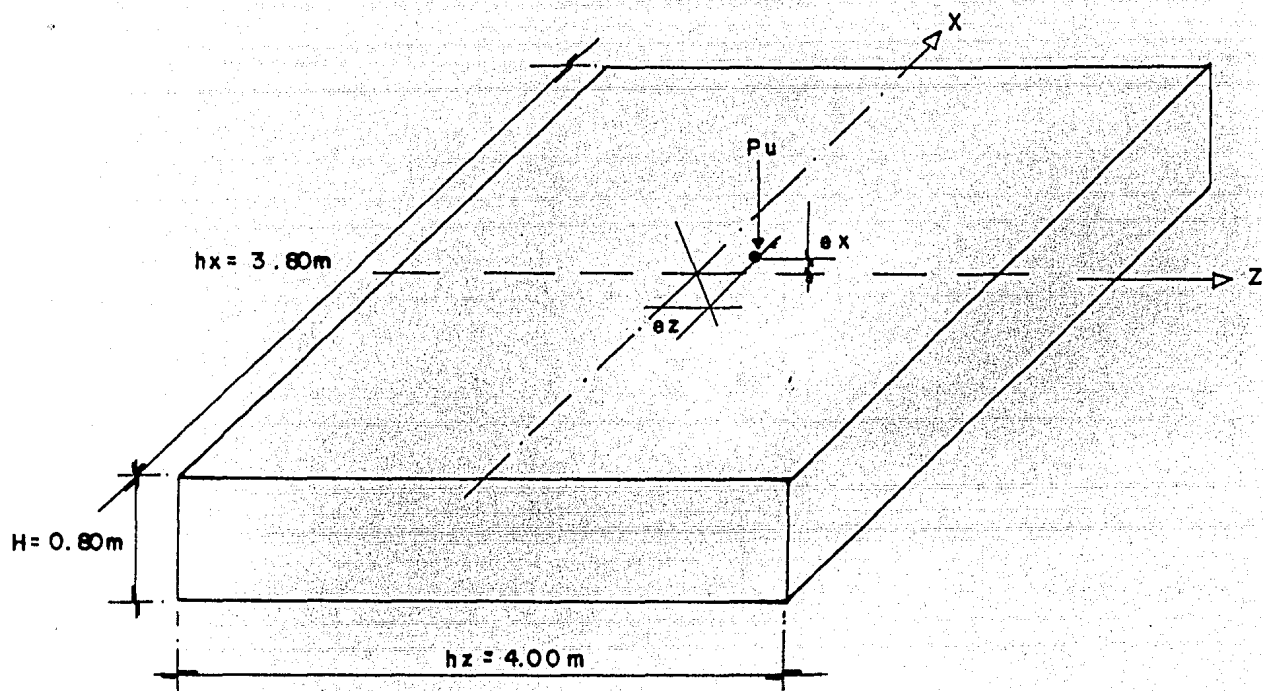
ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO.

Para el diseño del dado consideraremos los elementos mecánicos más críticos, los cuales son los correspondientes a la condición de cargas accidentales. Además se considerará según el reglamento una excentricidad accidental igual a:

$$e_x = 0.05 h_x \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_z = 0.05 h_z \geq 2 \text{ cm.}$$

Donde:



$$e_x = 0.05 h_x = 19 \text{ cm}$$

$$e_z = 0.05 h_z = 20 \text{ cm}$$

$$P_u = 1,162.108 \text{ Ton.}$$

$$M_x = M_{u_x} + P_{uex} = 2470.989 \text{ Ton - m.}$$

$$M_z = M_{uz} + P_{uez} = 2110.811 \text{ Ton - m.}$$

## DISEÑO DEL DADO DE CIMENTACION.

El dado de cimentación unicamente se diseñará por cambios volumétricos debido a que es una columna muy corta y además se tiene un gran volumen de concreto, por lo tanto, - el armado portetemperatura será:

$$as = \frac{450 \cdot x_1 \cdot b}{fy (100 + x_1)}$$

$$X_1 = 400 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$fy = 4\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore as = 9 \text{ cm}^2$$

utilizando varillas del # 6 nos queda.

$$y \# 6 @ 31 \text{ cm} \quad y \# 6 @ 30 \text{ cm.}$$

## ESTRIBOS.

Los estribos serán unicamente por especificacion y se colocarán de la siguiente manera

Proponiendo estribos del No. 6;  $\emptyset = 1.905 \text{ cm.}$

La separación de los estribos será la menor de las dos condiciones siguientes:

$$a) \frac{850}{\sqrt{fy}} \cdot \emptyset = 25.60 \text{ cm.}$$

$$b) 48 \emptyset = 91.44 \text{ cm}$$

$$b = 380 \text{ cm.}$$

$\therefore$  finalmente quedará

$$y \# 6 @ 25 \text{ cm.}$$

## DISEÑO DEL DADO (Flexocompresión)

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

Para la revisión del dado por flexocompresión biaxial y - para secciones cuadradas ó rectangulares puede hacerse por medio de la siguiente ecuación:

$$PR = \frac{l}{\frac{l}{PR_x} + \frac{l}{PR_y} + \frac{l}{PR_o}} \quad \text{si } \frac{PR}{PR_o} \geq 0.10$$

o bien

$$PR = \frac{M_{ux}}{MR_x} + \frac{M_{uy}}{MR_y} < 1.0 \quad \text{si } \frac{PR}{PR_o} \leq 0.10$$

proponiendo armado unicamente por cambios volumétricos tenemos:

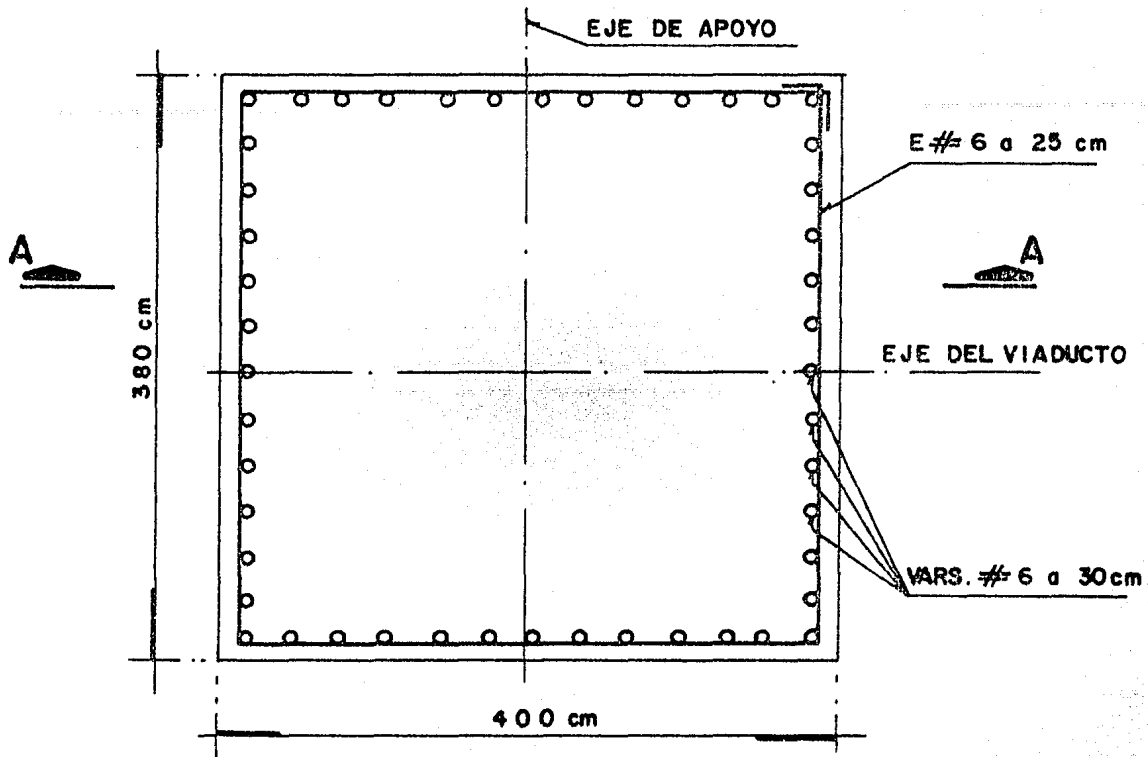
$$As = \frac{450 X, x b}{f_y (X, + 100)}$$

$$X, = 400 \text{ cm'}$$

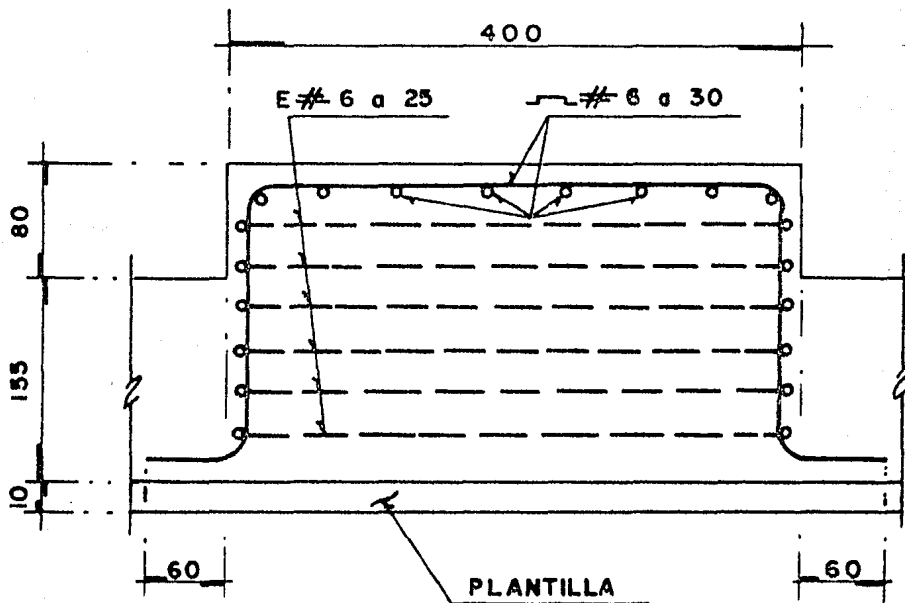
$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$As = 9 \text{ cm}^2$$

$$y \# 6 @ 30 \text{ cm.}$$



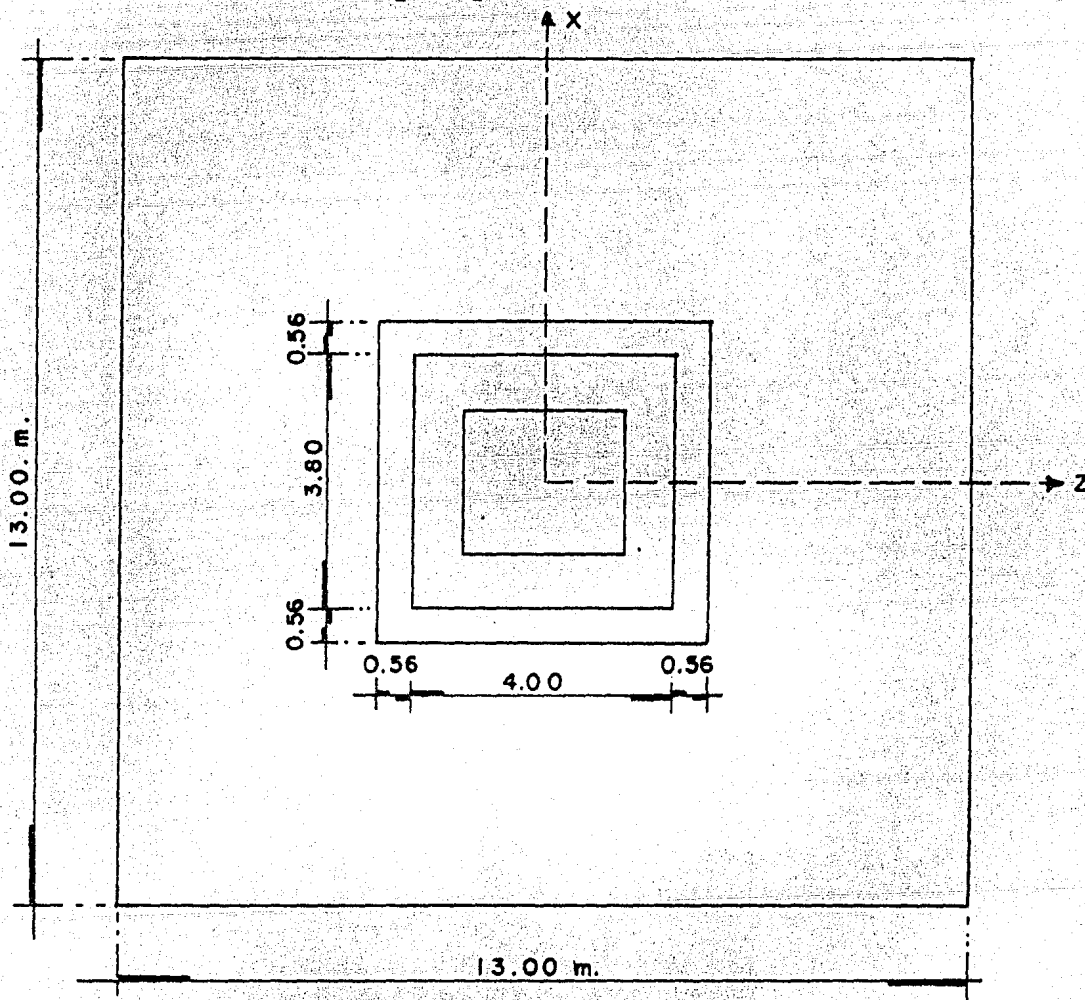
P L A N T A



C O R T E A — A

## 6.4 DISEÑO DE LA ZAPATA.

a) Revisión por penetración.



$$c_1 = 4.00 \text{ m}$$

$$c_2 = 3.80 \text{ m.}$$

$$h = 1.20 \text{ m}$$

$$d = 1.12 \text{ m.}$$

$$c_1 + d = 4 + 1.12 = 5.12 \text{ m.}$$

$$c_2 + d = 3.8 + 1.12 = 4.92 \text{ m.}$$

Cortante admisible para cargas permanentes.

$$VCR = FR (0.35) \sqrt{f'c} = 4.9806 \text{ kg/cm}^2$$

$$VCR = 49.806 \text{ Ton/m}^2$$

Cortante admisible para cargas accidentales.



$$VCR = 1.33 FR (0.35) / \sqrt{f'c} = 6.6242 \text{ kg/cm}^2$$

$$VCR = 66.242 \text{ Ton/m}^2$$

Cortante actuante

$$V = \frac{P}{Ac} + \frac{\alpha z CzMx}{Jz} + \frac{\alpha x cxMxc}{Jx}$$

$$Ac = 2d (c_1 + c_2 + 2d)$$

$$Ac = 22.490 \text{ m}^2$$

$$Jx = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{d^3(c_2 + d)}{6} + \frac{d(c_1 + d)(c_2 + d)^2}{2}$$

$$Jx = 95.611 \text{ m}^4$$

$$Jz = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{d^3(c_1 + d)}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$Jz = 98.479 \text{ m}^4$$

$$\alpha x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_2 + d}{c_1 + d}}} = 0.3964$$

$$\alpha z = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{d_1 + d}{c_2 + d}}} = 0.4060$$

POR SER EL CASO MÁS DESFAVORABLE, SE REVISARA CONSIDERANDO LA EXCAVACION.

$$P = Fy + \Delta p \text{ zapata} + \Delta p \text{ relleno} - 5pp - \text{Reacci3n del terreno.}$$

$$\Delta p \text{ zapata} = 72.548 \text{ Ton.}$$

$$\Delta p \text{ relleno} = 19.159 \text{ Ton.}$$

$$\text{peso de la excavaci3n} = 594.880 \text{ Ton.}$$

$$\text{peso de la zapata} = 486.720 \text{ Ton.}$$

$$\text{peso del relleno} = 735.974 \text{ Ton.}$$

$$\text{Descarga total} = fy + \text{peso de zapata} + \text{peso de relleno}$$

$$pp = \underline{\text{Descarga total} - \text{Peso de excavaci3n.}}$$

n

$$n = 27 \text{ pilotes.}$$

CONDICION DE CARGA	F <sub>y</sub>	PESO DE ZAPATA + RELLENO	DESCARGA TOTAL	EXCAVACION	P <sub>p</sub>	5P <sub>p</sub>
1	1162.108	735.974	1898.082	594.880	48.267	241.334
2	1161.422		1897.396		48.241	241.207
3	1137.638		1873.612		47.360	236.802
4	1024.212		1760.180		43.159	215.797
5	1102.570		1838.544		46.062	230.308
6	1102.570		1838.544		46.062	230.308
7	1097.780		1833.754		45.884	229.421
8	1097.780		1833.754		45.884	229.421
9	1082.995		1818.969		45.337	226.683
10	1082.995		1818.969		45.337	226.683
11	996.496		1732.470		42.133	210.665
12	996.496		1732.470		42.133	210.665

TABLA 6-24

CONDICION DE CARGA	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	Δp <sub>z</sub>	Δp <sub>R</sub>	5 P <sub>p</sub>	REAC. TERR.	M <sub>xc</sub>	M <sub>zc</sub>	P
1	8.05	1162.108	40.574	320.163	76.506	72.548	19.159	241.334	88.670	344.507	80.886	923.811
2	6.10	1161.422	49.745	385.112	57.157			241.207		414.959	60.817	923.252
3	8.05	1137.638	55.589	491.845	112.876			236.802		525.198	117.706	903.873
4	5.00	1024.212	15.980	129.389	265.114			215.797		138.977	268.114	811.452
5	217.515	1102.570	26.116	366.320	1390.035			230.308		381.990	1520.544	875.299
6	8.05	1102.570	238.796	1341.630	187.938			230.308		1684.908	192.678	875.299
7	217.260	1097.780	26.116	410.560	1374.795			229.421		426.230	1505.151	871.396
8	6.10	1097.780	245.771	1589.132	160.385			229.421		1736.595	164.043	871.396
9	220.279	1082.995	31.96	501.585	1423.022			226.683		520.761	1555.189	859.349
10	8.05	1082.995	255.087	1704.688	238.698			226.683		1857.740	243.528	859.349
11	189.745	996.496	15.98	274.415	1374.270			210.665		294.003	1488.117	788.868
12	5.0	996.496	201.975	1224.574	503.738			210.665		1403.759	306.736	788.868

$$M_{xc} = M_x + 0.5 h F_z$$

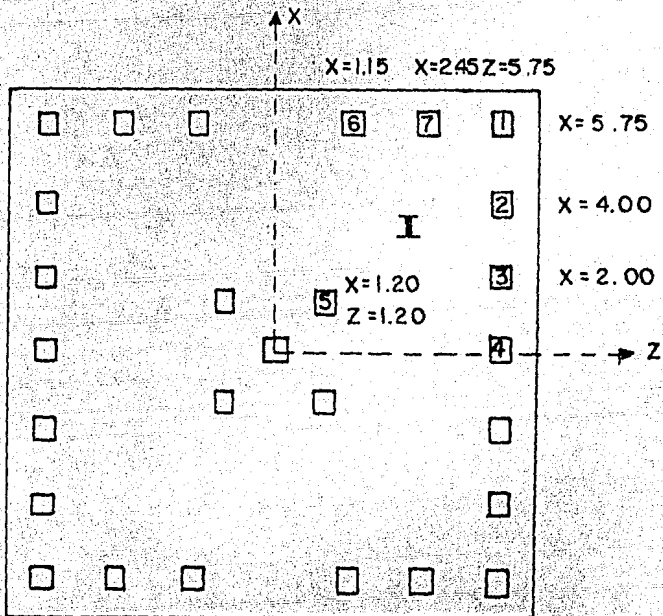
$$M_{zc} = M_z + 0.5 h F_x$$

$$\text{REACCION DEL TERRENO} = \frac{594.69}{(13.00)(13.00)} (5.12)(4.92) = 88.670 \text{ Ton.}$$

### REVISION DEL NUMERO MINIMO DE PILOTES.

(Revisión por cortante de los pilotes)

Suponiendo que tenemos 27 pilotes distribuidos como se muestra en la figura



$V_p$  admisible = 10 Ton.

$$\text{Cortante por pilote} = \frac{V_x \text{ ó } V_z}{n}$$

$$n = \frac{V_x \text{ o } V_z}{V_{\text{p adm.}}}$$

$V_z = 255.087$  Ton (máximo)

$$n = \frac{255.087}{10} = 25.51 \text{ pilotes} < 27$$

## REVISIÓN DE LA COMPRESIÓN DE LOS PILOTES.

$$PP = \frac{P}{n} + \frac{Mx}{Sz} + \frac{Mz}{Sx}$$

A) Para la revisión de la compresión en los pilotes consideremos el cuadrante más crítico, además revisaremos los pilotes más cargados, los cuales son: 1, 2, 7.

P - Descarga total que tomarán los pilotes y es igual a  $F_y + \Delta_{pzapata} + \Delta_p$  relleno - excavación.

n - Número de pilotes.

Mx, Mz Momento en la base de la cimentación.

Sx, Sz Módulo de sección del pilote.

zapata = 13 x 13 x 1.20 x 24 =	486.720 Ton.
relleno = (13x13-4x3.8)x0.80 x 1.6 =	196.864
(13x13-2.2x2.4)x0.20 x 1.6 =	52.390
	735.974

$$Sx = \frac{\sum x_i^2}{X} = \frac{482.51}{X}$$

$$Sz = \frac{\sum z_i^2}{Zi} = \frac{521.53}{Zi}$$

Peso de la excavación:

$$13 \times 13 \times 2.20 \times 1.6 = 594.88 \text{ Ton.}$$

NOTA: Los elementos mecánicos utilizados en la evaluación de los esfuerzos de compresión son los ubicados en la parte inferior de la zapata (Ver tabla 6.20 )

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Pp	53.36	54.02	54.97	48.02	75.21	71.25	74.83	71.31	75.66	72.51	68.02	64.74
2	Pp	50.71	50.97	51.00	46.10	63.78	58.15	63.47	53.28	61.36	58.28	58.31	53.32
3	Pp	52.77	53.58	54.14	46.17	58.82	67.22	59.06	67.50	59.85	68.76	53.50	60.54
Pp <sub>perm</sub>		79.21					102.97						

Concluimos que los pilotes pasan por esfuerzos de compresión, ya que en ningún caso los esfuerzos actuantes de compresión son mayores a los permisibles.

CONDICION DE CARGA	P	Ac	$\alpha z C z$	M x c	J z	$\alpha x C x$	M z c	J x	$\gamma$	$\gamma_{cR}$
1	923.811	22.490	1.039	344.507	98.479	0.975	80.886	95.611	45.536	49.806
2	923.252			414.959			60.817		46.050	
3	903.873			523.198			117.706		46.931	
4	811.452			138.977			268.114		40.281	
5	875.299			381.990			1520.544		58.455	66.242
6	875.299			1684.908			192.678		58.661	
7	871.396			426.230			1505.151		58.592	
8	871.396			1736.595			164.043		58.741	
9	859.349			520.761			1555.189		59.563	
10	859.349			1857.740			243.528		60.294	
11	788.868			284.003			1488.117		53.248	
12	788.868			7405.759			306.736		53.036	

$$C_x = \frac{C_2 + d}{2} = \frac{4.92}{2} = 2.46 \text{ m.}$$

$$\alpha_x C_x = 0.3964 (2.46) = 0.975$$

$$C_z = \frac{C_1 + d}{2} = \frac{5.12}{2} = 2.56 \text{ m}$$

$$\alpha_z C_z = 0.4060 (2.56) = 1.039$$

VER  $\gamma$  PARA TODAS LAS CONDICIONES . SE ACEPTA.

CONDICION	f y	M x	M z	P	M' x	M' z
1	1162.108	320.163	76.506	1898.082	368.852	86.166
2	1161.422	385.112	57.157	1897.396	444.806	64.477
3	1137.638	491.845	112.876	1873.612	558.520	122.536
4	1024.212	129.389	265.114	1760.186	148.565	271.114
5	1102.570	828.326	1390.035	1838.544	897.659	1651.053
6	1102.570	1541.630	413.206	1838.544	1828.185	197.598
7	1097.780	826.934	1374.795	1833.754	1141.898	1635.507
8	1097.780	1589.132	383.884	1833.754	1884.057	167.702
9	1082.995	888.88	1423.022	1818.969	539.937	1687.357
10	1082.995	1704.688	410.373	1818.969	2010.792	248.358
11	996.496	597.78	1374.27	1732.470	293.591	1601.964
12	996.496	1284.574	478.566	1732.470	1526.944	309.736

TABLA 6.26 ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DE LA ZAPATA SUMANDO EL PESO DE LA EXCAVACION (P = Fy + ΔP ZAPATA + ΔP RELLENO)

PILOTE	S x	S z
1	83.915	90.701
2	120.627	212.869
3	241.255	453.504
4	83.915	INFINITO
5	402.092	434.608
6	419.574	90.701
7	196.943	90.701

TABLA 6.27

CONDICION PILOTE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	75.393	75.946	77.011	70.061	92.154	90.605	92.279	90.687	93.430	92.498	86.493	84.692
2	72.746	72.898	73.033	68.137	83.650	78.321	83.551	78.158	83.894	78.874	77.446	73.906
3	71.470	71.522	71.133	66.643	75.815	72.945	75.670	72.766	75.554	72.833	71.453	68.816
4	71.326	71.042	70.832	68.422	87.770	70.449	87.407	69.915	87.477	70.329	83.256	67.857
5	71.362	71.458	70.983	66.208	73.115	72.792	73.001	72.669	72.808	72.614	68.825	68.449
6	74.571	71.451	75.843	67.476	76.414	88.721	76.687	89.089	77.344	90.131	71.221	81.739
7	74.803	75.505	76.173	68.207	80.862	89.254	81.093	89.541	81.890	90.800	75.537	82.573

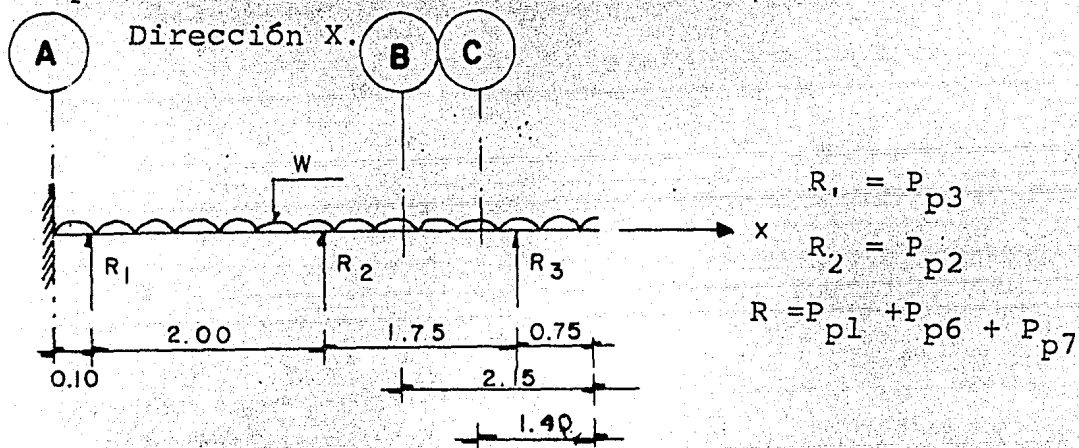
TABLA 6.28.- ESFUERZO DE COMPRESION DE LOS PILOTES (P.P.).



### 6.4.1. DISEÑO PLÁSTICO DE LA ZAPATA.

#### a) Análisis.

El diseño a flexión de la zapata se hará en dos direcciones ortogonales ( X y Z ), además para fines de economizar acero diseñaremos para varias secciones (A,B y C). Estas secciones se tomarán de acuerdo al criterio y experiencia del ingeniero estructurista. Únicamente la sección "A" nos es dada por el R.C.D.F. como la sección al paño del dado.



$w =$  peso propio + relleno.

$$w = 6.5 \times 1.20 \times 2.4 + 6.5 \times 0.8 \times 1.6 = 27.04 \text{ t/m}$$

De la tabla 6.28 tenemos:

#### Cargas permanentes.

$$R_1 = 71.522 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = 73.033 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = 77.011 + 75.843 + 76.173 = 229.027 \text{ Ton.}$$

#### Cargas accidentales (sismo)

$$R_1 = 75.815 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = 83.894 \text{ "}$$

$$R_3 = 93.43 + 90.131 + 90.80 = 274.361 \text{ Ton.}$$

Ahora haciendo suma de momentos y cortantes en cada una de las secciones consideradas llegamos a:

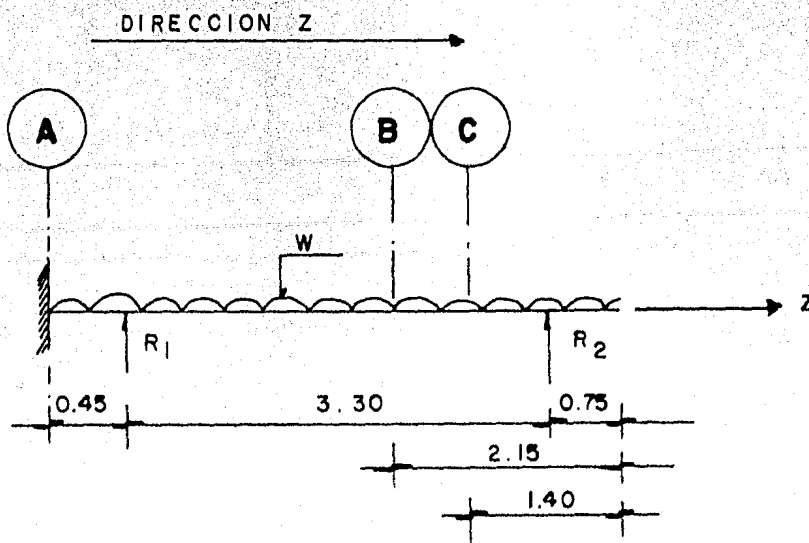
SECCION	CARGAS PERMANENTES				CARGAS ACCIDENTALES			
	M (ton-m)	(*) Mu (ton-m)	V (ton)	(*) Vu (ton)	M (ton-m)	(*) Mu (ton-m)	V (ton)	(*) Vu (ton)
<b>A</b>	756.19	1134.28	249.19	373.79	953.96	1259.23	309.68	408.78
<b>B</b>	258.14	387.21	170.89	256.34	321.60	424.52	216.22	285.41
<b>C</b>	122.36	183.55	191.18	286.77	151.83	200.42	236.50	312.18

TABLA 6.29 ELEMENTOS MECANICOS EN DIRECCION X.

\* Para los elementos mecánicos últimos, según el R.C.D.F., los elementos mecánicos obtenidos del análisis, se deben afectar por los siguientes factores de carga:

Cargas permanentes = 1.5, debido a que se tiene una carga viva importante.

Cargas accidentes =  $1.2 \times 1.10 = 1.32$ , debido a la importancia de la carga viva.



$$R_1 = Pp_7$$

$$R_2 = Pp_1 + Pp_2 + Pp_3 + Pp_4$$

w = peso propio + relleno.

$$w = 6.5 \times 1.20 \times 2.4 + 6.5 \times 0.8 \times 1.6 + 2.5 \times 0.2 \times 1.6 = 27.84 \text{ ton/m.}$$

De la tabla 6.28 tenemos:

- Cargas permanentes.

$$R_1 = 76.173 \text{ ton.}$$

$$R_2 = 77.011 + 73.033 + 71.522 + 71.336 = 292.892 \text{ ton.}$$

Cargas accidentales.

$$R_1 = 90.800 \text{ Ton.}$$

$$R_2 = 93.430 + 83.894 + 75.67 + 87.77 = 340.764 \text{ Ton.}$$

Ahora haciendo suma de momentos y cortante en cada una de las secciones consideradas nos queda:

SECCION	CARGAS PERMANENTES				CARGAS ACCIDENTALES			
	M (ton-m)	(*) Mu (ton-m)	V ( ton )	(*) Vu ( ton )	M (ton-m)	(*) Mu (ton-m)	V ( ton )	(*) Vu ( ton )
<b>A</b>	850.74	1276.11	243.78	365.67	1036.84	1368.63	306.28	404.29
<b>B</b>	345.70	518.55	233.03	349.55	412.72	544.79	280.90	370.79
<b>C</b>	163.09	244.64	253.91	380.87	194.21	256.36	301.78	398.36

Tabla 6.30 ELEMENTOS MECANICOS EN DIRECCION Z.

\* Igual que en la tabla anterior.

Conclusión:

De los resultados del análisis, concluimos que la condición más desfavorable y por lo tanto la condición de diseño es la correspondiente a cargas accidentales.

## DISEÑO DE LA ZAPATA.

## a) FLEXION.

El diseño de la zapata se hará mediante el criterio de resistencia o criterio plástico, haciendo uso de la hipótesis y fórmula que marca el R.C.D.F.

## DATOS DE DISEÑO.

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$b = 650 \text{ cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$d = 112 \text{ cm}$$

$$\phi = F.R. = 0.9$$

## REFUERZO MINIMO LONGITUDINAL.

El área mínima de refuerzo de tensión de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada.

$$\text{Asmin} = P_{\text{min}} bd, \text{ donde: } P_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{F_y}$$

para nuestro caso será:

$$P_{\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4000} = 0.002765$$

## REFUERZO MAXIMO LONGITUDINAL.

En elementos a flexión que forman parte de sistemas que han de resistir fuerzas sísmicas (que es nuestro caso) el área máxima de acero de tensión será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada. Esto último rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_s = P_b bd$$

Donde:

$$P_b = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}.$$

## REFUERZO NECESARIO POR FLEXION.

$$A_s = \rho_{nec.} b d$$

Donde:

$$\rho_{nec.} = \frac{f''_c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{f''_c \phi b d^2}} \right] \quad ( 6.53 )$$

La anterior ecuación ( $\rho_{nec.}$ ) corresponde en forma simplificada a la fórmula y especificaciones que nos marca el R.C.D.F. para la resistencia a flexión de una sección rectangular, - sin acero de compresión.

## b) REFUERZO MINIMO POR TEMPERATURA.

El R.C.D.F. nos marca la siguiente fórmula empírica para obtener el área de acero necesaria por temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{450 \times t}{f_y (100+t)} = A_s/\text{metro}$$

Donde:

$t$  = es el máximo peralte de la pieza considerada.

## c) CORTANTE.

Para el diseño a fuerza cortante, nos basaremos en las especificaciones que marca el R.C.D.F. al respecto.

## a) DISEÑO A FLEXION.

Primeramente diseñaremos para la dirección X y en la sección "A" y para la condición de cargas accidentales. Haciendo -- uso de la ecuación 6.53y sustituyendo valores nos queda:

$$\text{Mu} = 1259.234 \text{ t-m} = 1259 \ 234 \ 00 \text{ kg-cm. (de la tabla 6.29 )}$$

$$P_{nec} = \frac{170}{4000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 125923400}{170 \times 0.9 \times 650 (112)^2}} \right) = 0.004532$$

$$P_{min} < P_{nec} < P_{max}.$$

$$A_s = P_{nec} b d = 0.004532 \times 650 \times 112 = 329.90 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varilla del # 10 ( $A_{s\#10} = 7.92 \text{ cm}^2/650$ )

$$\# \text{ de varillas} = \frac{A_s}{A_{s\#10}} = \frac{329.90}{7.92} = 41.65 \text{ varillas del \# 10}$$

ahora para el ancho total  $b = 1300 \text{ cm}$

$$\# \text{ varillas} = 2 \times 41.65 = 83.31 \approx 84 \text{ varillas del \# 10}$$

Ahora diseñaremos en la sección "B"

$$\text{Mu} = 424.524 \text{ t-m} = 424 \ 524 \ 00 \text{ Kg-cm ( de la tabla 6.30 )}$$

$$P_{nec} = \frac{170}{4000} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 42452400}{170 \times 0.9 \times 650 (112)^2}} \right) = 0.001472$$

$$\text{como: } P_{nec} < P_{min},$$

∴ tendremos que encontrar un ancho mínimo de diseño, es decir despejando de la ecuación nos queda:

$$b_{min} = \frac{2 \text{ Mu}}{\left[ 1 - \left( 1 - P_{min} \frac{f_y}{f'_c} \right)^2 \right] \phi d^2 f'_c}$$

Sustituyendo valores en la ecuación anterior tenemos:

$$b = \frac{2 \times 424524 \ 00}{\left[ 1 - \left( 1 - 0.002765 \frac{4000}{170} \right)^2 \right] 0.9 \times 112^2 \times 170} = 351.42 \text{ cm}$$

$$b = 351.42 < 650 \quad \therefore \text{ok}$$

$$\text{con } P_{min} = 0.00 \ 2765$$

$$A_s = P_{min} b d = 0.002765 \times 351.42 \times 112 = 108.83 \text{ cm}^2$$

proponiendo varilla del # 10 ( $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$ )

$$\# \text{ de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{108.83}{7.92} = 13.74 \text{ varillas del } \# 10.$$

Ahora para el ancho total  $b = 1300 \text{ cm}$  ;

$$\# \text{ de varillas} = 2 \times 13.74 = 27.48$$

varillas  $\approx 28$  varillas del  $\# 10$

A continuación presentamos en la tabla 6.31 un resumen con los datos y resultados del diseño a flexión de la zapata. Estos resultados se obtuvieron siguiendo el mismo procedimiento de cálculo anterior.

SECCION	DIRECCION "X"				DIRECCION "Z"			
	Mu (ton-m)	P	As (cm <sup>2</sup> )	# DE VAR (# 10)	Mu (ton-m)	P 0.00495	As (cm <sup>2</sup> )	# DE VARS (# 10)
<b>A</b>	1259.23	0.00453	329.90	84	1368.63	0.00495	360.44	91
<b>B</b>	424.52	0.00276 (min.)	108.83	28	544.79	0.00276 (min.)	139.66	36
<b>C</b>	200.42	0.00276 (min.)	51.38	13	256.36	0.00276 (min.)	65.72	117

Tabla 6.31 RESUMEN DEL DISEÑO A FLEXION DE LA ZAPATA.

## b) DISEÑO POR TEMPERATURA.

$$A_{s_{temp}} = \frac{450 t}{4000 (100 + t)} \times 100$$

Donde:

$$t = 120 \text{ cm.}$$

$$A_{s_{temp}} = \frac{450 \times 120}{4000 (100 + 120)} \times 100 = 6.14 \text{ cm}^2$$

$$Sep = \frac{100 a_{s_{temp}}}{A_s} a_{s_{\#}} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$Sep = \frac{100 \times 1.98}{6.14} = 32.23 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm.}$$

Proponiendo varilla del # 4 ( $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ )

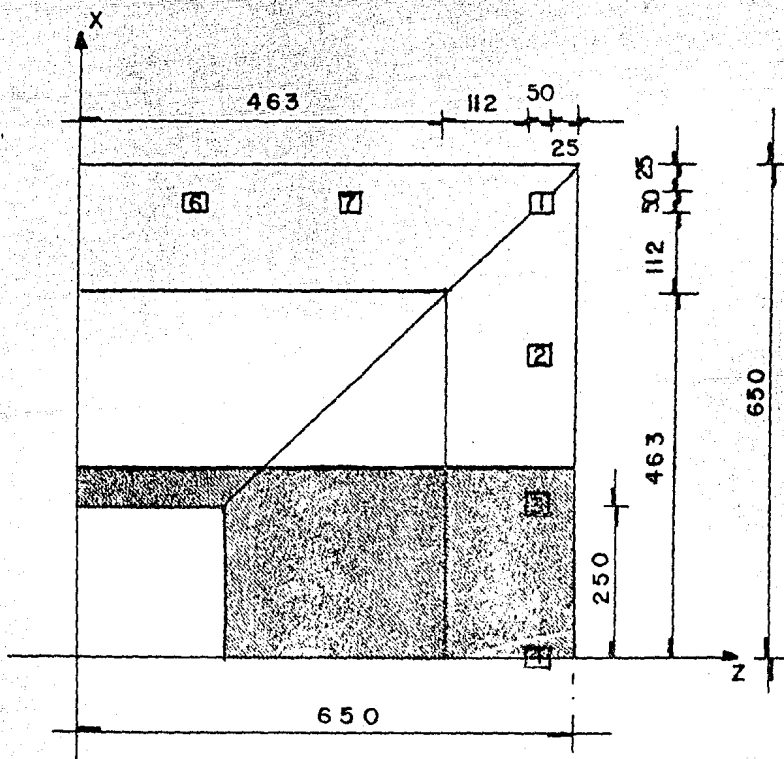
$$Sep = \frac{100 \times 1.27}{6.14} = 20.68 \approx 20 \text{ cm}$$



## d) CORTANTE.

Determinación del ancho efectivo  $b$  en la sección crítica -- por cortante.

En este caso se utilizará la acción del pilote o grupo de pilotes críticos sobre la losa de cimentación. Según pruebas de laboratorio se ha observado que la falla se presenta como un agrietamiento inclinado a  $45^\circ$  e inicia a un peralte efectivo "d" del paño del pilote. Por lo tanto, las secciones críticas quedan definidas de la siguiente manera:



$$b = 463 \text{ cm.}$$

$$d = 112 \text{ cm.}$$

## ANALISIS.

## DIRECCION X.

$$V \text{ pilotos} = \frac{Pp_1}{2} + Pp_6 + P_p 7$$

$$Vcargas = (4.63 + 6.50) \frac{1.87}{2} (1.20 \times 2.4 + 0.8 \times 1.6)$$

$$Vcargas = 43.291 \text{ Ton.}$$

a) cargas permanentes.

de la tabla 6.28 tenemos:

$$Vpilotes = \frac{77.011}{2} + 75.843 + 76.173 = 190.522 \text{ Ton.}$$

$$Vtotal = Vpilotes - Vcargas = 190.522 - 43.291 = 147.231 \text{ Ton.}$$

$$Vu = 1.5 Vtotal = 220.846 \text{ Ton.}$$

b) cargas accidentales.

de la tabla 6.28 tenemos:

$$Vpilotes = \frac{93.43}{2} + 90.131 + 90.80 = 227.646 \text{ Ton.}$$

$$Vtotal = Vpilotes - Vcargas = 227.646 - 43.291 = 184.355 \text{ Ton.}$$

$$Vu = 1.2 \times 1.1 \times Vtotal = \underline{243.349 \text{ Ton.}}$$

∴ Con este valor se diseñará, dado que es mayor que para cargas permanentes.

## DIRECCION Z.

$$Vcargas = (4.63 + 6.50) \frac{1.87}{2} (1.20 \times 2.4 + 0.8 \times 1.6) + (2.50 \times 1.87 \times 0.2 \times 1.6)$$

$$Vcargas = 44.787 \text{ Ton.}$$

$$Vpilotes = \frac{Pp_1}{2} + Pp_2 + Pp_3 + Pp_4$$

a) cargas permanentes.

de la tabla 6.28 tenemos:

$$Vpilotes = \frac{77.011}{2} + 73.033 + 71.522 + 71.326 = 254.487 \text{ Ton.}$$

$$Vtotal = V \text{ pilotos} - Vcargas = 254.487 - 44.787 = 209.7 \text{ "}$$

$$Vu = 1.5 \times Vtotal = 314.550 \text{ Ton.}$$

∴ como este valor es mayor que para cargas accidentales, con este mismo se diseñará.

b) cargas accidentales.

de la tabla 6.28 tenemos:

$$V_{\text{pilotes}} = \frac{93.43}{2} + 82.894 + 75.67 + 87.77 = 294.049 \text{ Ton.}$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{pilotes}} - V_{\text{cargas}} = 294.049 - 44.787 =$$

$$249.262 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.2 \times 1.1 \times V_{\text{total}} = \underline{329.026 \text{ Ton.}}$$

∴ Como este valor es mayor que para cargas permanentes, con este mismo se diseñará.

#### DISEÑO POR CORTANTE.

Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cr} = 0.35 \times 0.50 \times 0.9 \sqrt{250} \times 105 \times 463 \times 10^{-3}$$

$$V_{cr} = 121.065 \text{ Ton.}$$

Para el diseño de los estribos necesarios para absorber el cortante haremos uso de la siguiente expresión:

$$s = \frac{\phi F_y A_e d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{cr}} \quad (6.54)$$

Donde:

$s$  = separación entre estribos.

$F_y = 0.45 F_y = 0.45 \times 400 = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$d = 112 \text{ cm}'$

$V_u$  = cortante último.

$\phi = 0.8$  (para cortante)

$\theta$  = ángulo de inclinación con respecto a la horizontal de los estribos =  $45^\circ$

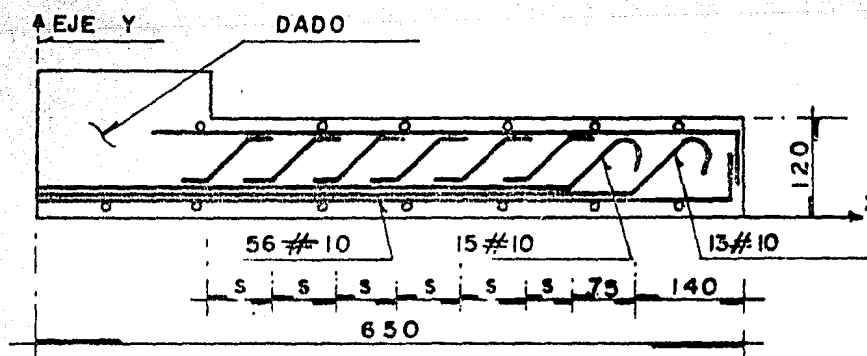
$A_e$  = área de la varilla del estribo.

(tomando E# 4,  $A_e = 1.27 \text{ cm}^2$  en dos ramas)

$b = 463 \text{ cm}$ .

Revisando para las varillas tipo B y tipo C.

(ver armado de zapata) y revisando en la dirección X tenemos:



Armado de estribos para la dirección X.

Revisando unicamente para las varillas tipo C que son las más desfavorables, y haciendo uso de la Ec. 6.54 obtenemos:

$$\text{Con } 13 \# 10 \quad A_s = 13 \times 7.92 = 102.96 \text{ cm}^2.$$

$$V_u = 243.349 \text{ ton} = 243\,349 \text{ kg.}$$

$$s = \frac{0.8 \times 1800 \times 102.96 \times 112 (\text{sen } 45^\circ + \text{cos } 45^\circ)}{243\,349 - 121050}$$

$$243\,349 - 121050$$

$$s = 192.02 \text{ cm} > 140 \text{ cm (propuesta)}$$

∴

Para el resto de la zapata se colocarán estribos adicionales con el fin de absorber el cortante que actúa en la misma. Estos estribos serán del número 4 ( $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ ) y colocados a  $45^\circ$  como se muestra en la fig.

Proponiendo el mismo número de estribos que el número de varillas tipo B (13 # 10) con el fin de que estas se anclen con la varilla del # 10, tenemos:

$$A_s = A_{s_e} \times 13' = 1.27 \times 13 = 16.51 \text{ cm}^2.$$

La separación de los estribos se obtendrá haciendo uso de la ecuación 6.54 como sigue:

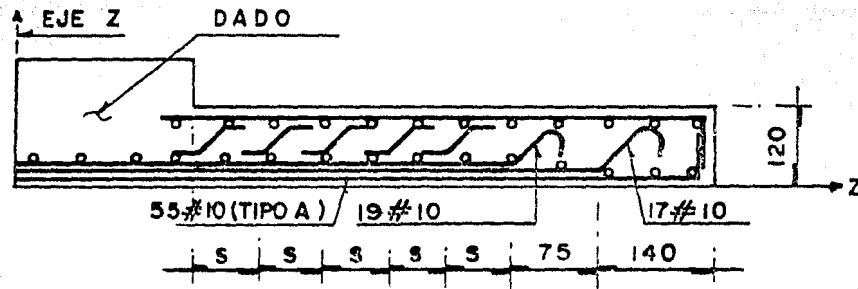
$$s = \frac{0.8 \times 1800 \times 16.51 \times 112 (\text{sen } 45^\circ + \text{cos } 45^\circ)}{243\,349 - 121050}$$

$$243\,349 - 121050$$

$$s = 30.83 \text{ cm.}$$

∴ Es la separación a la cual deberán quedar los estribos adicionales en la dirección "X"

Revisando ahora para la dirección Z, tenemos:



Armado de estribos para la dirección Z.

Utilizando el mismo procedimiento que en la dirección X, ob-  
tenemos:

$$\text{con } 17 \# 10, \quad A_s = 17 \times 7.92 = 134.64 \text{ Ton.}$$

$$\text{y con } V_u = 329.026 \text{ Ton} = 329026 \text{ kg.}$$

$$s = \frac{0.8 \times 1800 \times 134.64 \times 112 (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ)}{329026 - 121050} = 147.66$$

$$s = 147.66 \text{ cm} > 140 \text{ (propuesta)}$$

De la misma manera para la separación de los estribos adi-  
cionales tenemos:

$$\text{con } 17 \text{ E } \# 4 \text{ tenemos } A_s = 17 \times 1.27 = 21.59 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.8 \times 1800 \times 21.59 \times 112 (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ)}{329026 - 121050} = 23.68 \text{ cm.}$$

∴ Es la separación a la cual deben quedar los estribos -  
adicionales en la dirección Z.

## CAPITULO VII

## CONCLUSIONES:

Para el desarrollo de este trabajo de tesis, se utilizó -- concreto postensado en la trabe debido a la solución estructural que se le dió a la misma, que corresponde a una estructura isostática con un claro tipo de 35 m c.a.c. entre columnas.

El análisis estructural de la trabe se efectuó mediante el programa STRESS debido a que este analiza modelos similares al correspondiente a nuestro caso en particular, el cual se idealizó como una retícula plana.

El estudio de pérdidas de presfuerzo se hizo en base a especificaciones norteamericanas (AASHTO) pero tomándose en cuenta los materiales existentes en el Valle de México.

El diseño longitudinal de la trabe se realizó considerando esfuerzos admisibles y el transversal considerando un diseño plástico.

Para el análisis de la columna y cimentación se consideraron cargas muertas, vivas y accidentales (sismo) En las cargas vivas incluye los efectos de: peso de tren, frenaje, aceleración y cabeceo. Debido a la importancia de la estructura en el análisis sísmicos se estudiaron varios modelos. Por requerimiento de los estudios de mecánica de suelos -- (asentamiento en el terreno) se utilizó una zapata con un área mayor de la que se requiere estructuralmente.

En lo que corresponde al diseño de la columna se hizo una comparación entre el diseño elástico y plástico.

En lo que respecta al diseño de la columna y cimentación -- se utilizaron reglamentos locales (R.C.D.F.)

Después de realizar esta tesis se concluye lo siguiente:

- 1) Se utilizó concreto postensado debido a la gran concentración de esfuerzos que se presentan, que la distancia entre apoyos es muy grande por lo que la estructura debe ser



colada en sitio.

2) La sección transversal de la trabe se definió como sección cajón, ya que ésta aligera la estructura y nos da una gran rigidez, la cual ayuda a evitar grandes desplazamientos y reduce la torsión que llegara a presentarse.

3) Debido a la importancia de la estructura, los materiales empleados en su construcción deberán someterse a pruebas de laboratorio para llevar un estricto control de calidad, ya que los materiales existentes en el Valle de México se consideran de mala calidad.

4) Debe tenerse cuidado en el uso de aditivos y evitar el uso de aquellos que contengan cloruros, debido a que éstos causan efectos nocivos al acero.

5) En el análisis longitudinal de la trabe se idealizó como una retícula plana debido a que nos da una representación más real a la estructura.

6) En el diseño del presfuerzo se consideró una pérdida del 35%, debido a los materiales empleados, la fricción existentes entre el acero y el concreto y a la importancia de las cargas aplicadas en la estructura.

7) La estructura del metro elevado es vulnerable a los sismos por estar apoyada en una sola columna que contiene más del 50% de la masa en el extremo superior y basta la formación de una sola articulación plástica para producir el colapso.

8) De los modelos estudiados en el análisis sísmico, se eligió para el diseño de la columna y cimentación, la más desfavorable, la cual considera a la columna como un péndulo invertido tomando en cuenta la inercia rotacional e interacción suelo estructura, ya que por sus dimensiones es una estructura rígida y por estar desplantada en un suelo compresible puede presentarse interacción suelo estructura importante.

En este modelo se observa que las deformaciones finales ob-



tenidos en el extremo superior de la columna, son mayores (del orden de 10 veces) que las obtenidas con los otros modelos.

9) La columna se diseñó con el criterio plástico debido a que es más económico que el elástico.

10) Con la finalidad de no incrementar el peralte de la zapata se utilizaron estribos para absorber el cortante.

11) La solución estructural del metro se hizo considerando a la trabe como una viga simplemente apoyada en ambos extremos, ya que en caso que se presenten hundimientos diferenciales entre los mismos, dicha estructura se comporta adecuadamente. Si los desplazamientos diferenciales son considerables estos se tomarán con pilotes de control.

## B I B L I O G R A F I A .

- 1.- Libby James R. Modern Prestressed Concrete, Desing Principles and Construction Methods. 2a. Edición.- Ed. Van Nostrand Reinhold.
- 2.- Libby and Perkins. Modern Prestressed concrete, -- highway bridge superstructures. Ed. Van Nostrand - Reinhold.
- 3.- Lin T.Y. Calculo de Estructuras de Concreto Presforzado. Ed. CECSA 1962.  
González Cuevas, Robbles F.V., Casillas G. del; -- Diaz de Cossio.  
Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado. E.d. Limusa 1974.
- 4.- Luthe Rodolfo, Análisis Estructural. Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A.
- 5.- Roark Raymond, Young Warren. Formulas for Stress - and Strain.  
5a. Edición. Ed. Mc. Graw Hill 1975.
- 6.- Bowles Joseph. Foundation Analysis and Desing. Ed.- Mc. Graw Hill 1968.
- 7.- Standart Specifications for Highway Bridges. American Asociation of state Highway and Transportation Officials (AASHTO)  
20a. Edición. 1977.
- 8.- Introducción al Concreto Presforzado. Ed. IMCYC. - la. Edición.
- 9.- Principios Fundamentales del Diseño del Concreto - Presforzado. Ed. IMCYC.
- 10.- Manual de Diseño por Sismo según Reglamento de -- CONSTRUCCIONES para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería, (406), UNAM. 1977.
- 11.- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, - Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de

- Construcción para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería (401), UNAM. 1977.
- 12.- Diseño y construcción de Cimentaciones. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería (405), UNAM. 1977.
  - 13.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado. (ACI - 318-77). Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
  - 14.- Rascón Chavez O. Efectos sísmicos en estructuras en forma de péndulo invertido. Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. A.C. 1965.
  - 15.- Teng Wc. Foundation desing. Prentice - hall, INC., - 1962.
  - 16.- Enriquez y Meza Pablo. Structural Engineering System Solver Stress. Análisis de Estructuras Mediante Computadoras. Centro de Cálculo de la Facultad de Ingeniería.

STRENGTH CHARACTERISTICS PRESFORZADA

NUMBER OF MEMBERS 16
NUMBER OF SUPPLEMENTARY MEMBERS 21
NUMBER OF SUPPLEMENTARY MEMBERS 14
NUMBER OF SUPPLEMENTARY MEMBERS 10

Table with 5 columns: Member ID (1-16), Characteristic (U, N, C, S), Value, Unit (L, M, G, K, T), and Status (S). This block contains the first 16 rows of data.

MATERIAL PROPERTIES

Table with 2 columns: Material Property Name (e.g., E, G, Poisson's ratio) and its corresponding numerical value.

Table with 2 columns: Member ID (1-21) and Characteristic (U, N, C, S). This block contains the next 21 rows of data.

MOMENT X MOMENT Y
MOMENT X MOMENT Y
MOMENT X MOMENT Y
CONSTANTS E 1070820.09 ALL
TABULATE ALL



```

CUMULATIVE BANDWIDTH COMPUTED AS SIGMA(NBAND(I))/N
SQR(SIGMA(NBAND(I)**2))/N
AVERAGE BAND WIDTH COMPUTED AS SIGMA(NBAND(I))/N
SQR(SIGMA(NBAND(I)**2))/N
3.1
0.9
PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.
NUMBER OF TRACKS OF THE FILE 9

```

AVERAGE BAND WIDTH COMPUTED AS SIGMA(NBAND(I))/N  
SQR(SIGMA(NBAND(I)\*\*2))/N 3.1  
0.9

PROBLEM CORRECTLY SPECIFIED, EXECUTION TO PROCEED.  
NUMBER OF TRACKS OF THE FILE 9

STRUCTURE TRAPE PRESTURKADA

LOADING 1 CARGA MUERTA

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	115.504	1.000	2.100
1	2	30.940	1.000	2.100
1	3	37.900	1.000	2.100
1	4	37.900	1.000	2.100
1	5	115.504	1.000	2.100
1	6	112.500	1.000	2.100
1	7	33.800	1.000	2.100
1	8	33.800	1.000	2.100
1	9	112.500	1.000	2.100
1	10	115.504	1.000	2.100
1	11	30.940	1.000	2.100
1	12	37.900	1.000	2.100
1	13	37.900	1.000	2.100
1	14	115.504	1.000	2.100
1	15	112.500	1.000	2.100
1	16	33.800	1.000	2.100
1	17	33.800	1.000	2.100
1	18	112.500	1.000	2.100
1	19	115.504	1.000	2.100
1	20	30.940	1.000	2.100
1	21	37.900	1.000	2.100
1	22	37.900	1.000	2.100
1	23	115.504	1.000	2.100
1	24	112.500	1.000	2.100
1	25	33.800	1.000	2.100
1	26	33.800	1.000	2.100
1	27	112.500	1.000	2.100
1	28	115.504	1.000	2.100
1	29	30.940	1.000	2.100
1	30	37.900	1.000	2.100
1	31	37.900	1.000	2.100
1	32	115.504	1.000	2.100
1	33	112.500	1.000	2.100
1	34	33.800	1.000	2.100
1	35	33.800	1.000	2.100
1	36	112.500	1.000	2.100
1	37	115.504	1.000	2.100
1	38	30.940	1.000	2.100
1	39	37.900	1.000	2.100
1	40	37.900	1.000	2.100
1	41	115.504	1.000	2.100
1	42	112.500	1.000	2.100
1	43	33.800	1.000	2.100
1	44	33.800	1.000	2.100
1	45	112.500	1.000	2.100
1	46	115.504	1.000	2.100
1	47	30.940	1.000	2.100
1	48	37.900	1.000	2.100
1	49	37.900	1.000	2.100
1	50	115.504	1.000	2.100
1	51	112.500	1.000	2.100
1	52	33.800	1.000	2.100
1	53	33.800	1.000	2.100
1	54	112.500	1.000	2.100
1	55	115.504	1.000	2.100
1	56	30.940	1.000	2.100
1	57	37.900	1.000	2.100
1	58	37.900	1.000	2.100
1	59	115.504	1.000	2.100
1	60	112.500	1.000	2.100
1	61	33.800	1.000	2.100
1	62	33.800	1.000	2.100
1	63	112.500	1.000	2.100
1	64	115.504	1.000	2.100
1	65	30.940	1.000	2.100
1	66	37.900	1.000	2.100
1	67	37.900	1.000	2.100
1	68	115.504	1.000	2.100
1	69	112.500	1.000	2.100
1	70	33.800	1.000	2.100
1	71	33.800	1.000	2.100
1	72	112.500	1.000	2.100
1	73	115.504	1.000	2.100
1	74	30.940	1.000	2.100
1	75	37.900	1.000	2.100
1	76	37.900	1.000	2.100
1	77	115.504	1.000	2.100
1	78	112.500	1.000	2.100
1	79	33.800	1.000	2.100
1	80	33.800	1.000	2.100
1	81	112.500	1.000	2.100
1	82	115.504	1.000	2.100
1	83	30.940	1.000	2.100
1	84	37.900	1.000	2.100
1	85	37.900	1.000	2.100
1	86	115.504	1.000	2.100
1	87	112.500	1.000	2.100
1	88	33.800	1.000	2.100
1	89	33.800	1.000	2.100
1	90	112.500	1.000	2.100
1	91	115.504	1.000	2.100
1	92	30.940	1.000	2.100
1	93	37.900	1.000	2.100
1	94	37.900	1.000	2.100
1	95	115.504	1.000	2.100
1	96	112.500	1.000	2.100
1	97	33.800	1.000	2.100
1	98	33.800	1.000	2.100
1	99	112.500	1.000	2.100
1	100	115.504	1.000	2.100

21 16 -115.504  
21 15 120.500

2 2.100  
2 1.000

10 2.100  
10 0.000

STRUCTURE TRAFFIC TRANSFORMADA

LOADING IA MOMENTO MAXIMO A L/2 PARA I.T.

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION	MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	20.22	0.42	0.22	20.22
1	2	15.22	0.42	0.22	16.22
2	2	10.11	0.42	0.22	10.11
2	3	0.90	0.42	0.22	0.90
3	3	0.81	0.42	0.22	0.81
4	4	2.00	0.42	0.22	2.00
4	6	2.00	0.42	0.22	2.00
5	7	15.50	0.42	0.22	15.50
5	8	15.50	0.42	0.22	15.50
6	8	14.30	0.42	0.22	14.30
6	10	2.00	0.42	0.22	2.00
7	10	2.00	0.42	0.22	2.00
7	12	10.44	0.42	0.22	10.44
8	12	10.44	0.42	0.22	10.44
8	14	11.11	0.42	0.22	11.11
9	14	11.11	0.42	0.22	11.11
9	16	11.11	0.42	0.22	11.11
10	16	11.11	0.42	0.22	11.11
10	18	11.11	0.42	0.22	11.11
11	18	11.11	0.42	0.22	11.11
11	20	11.11	0.42	0.22	11.11
11	22	11.11	0.42	0.22	11.11
12	22	11.11	0.42	0.22	11.11
12	24	11.11	0.42	0.22	11.11
13	24	11.11	0.42	0.22	11.11
13	26	11.11	0.42	0.22	11.11
14	26	11.11	0.42	0.22	11.11
14	28	11.11	0.42	0.22	11.11
15	28	11.11	0.42	0.22	11.11
15	30	11.11	0.42	0.22	11.11
16	30	11.11	0.42	0.22	11.11
16	32	11.11	0.42	0.22	11.11
17	32	11.11	0.42	0.22	11.11
17	34	11.11	0.42	0.22	11.11
18	34	11.11	0.42	0.22	11.11
18	36	11.11	0.42	0.22	11.11
19	36	11.11	0.42	0.22	11.11
19	38	11.11	0.42	0.22	11.11
20	38	11.11	0.42	0.22	11.11
20	40	11.11	0.42	0.22	11.11
21	40	11.11	0.42	0.22	11.11
21	42	11.11	0.42	0.22	11.11
22	42	11.11	0.42	0.22	11.11
22	44	11.11	0.42	0.22	11.11
23	44	11.11	0.42	0.22	11.11
23	46	11.11	0.42	0.22	11.11
24	46	11.11	0.42	0.22	11.11
24	48	11.11	0.42	0.22	11.11
25	48	11.11	0.42	0.22	11.11
25	50	11.11	0.42	0.22	11.11
26	50	11.11	0.42	0.22	11.11
26	52	11.11	0.42	0.22	11.11
27	52	11.11	0.42	0.22	11.11
27	54	11.11	0.42	0.22	11.11
28	54	11.11	0.42	0.22	11.11
28	56	11.11	0.42	0.22	11.11
29	56	11.11	0.42	0.22	11.11
29	58	11.11	0.42	0.22	11.11
30	58	11.11	0.42	0.22	11.11
30	60	11.11	0.42	0.22	11.11
31	60	11.11	0.42	0.22	11.11
31	62	11.11	0.42	0.22	11.11
32	62	11.11	0.42	0.22	11.11
32	64	11.11	0.42	0.22	11.11
33	64	11.11	0.42	0.22	11.11
33	66	11.11	0.42	0.22	11.11
34	66	11.11	0.42	0.22	11.11
34	68	11.11	0.42	0.22	11.11
35	68	11.11	0.42	0.22	11.11
35	70	11.11	0.42	0.22	11.11
36	70	11.11	0.42	0.22	11.11
36	72	11.11	0.42	0.22	11.11
37	72	11.11	0.42	0.22	11.11
37	74	11.11	0.42	0.22	11.11
38	74	11.11	0.42	0.22	11.11
38	76	11.11	0.42	0.22	11.11
39	76	11.11	0.42	0.22	11.11
39	78	11.11	0.42	0.22	11.11
40	78	11.11	0.42	0.22	11.11
40	80	11.11	0.42	0.22	11.11
41	80	11.11	0.42	0.22	11.11
41	82	11.11	0.42	0.22	11.11
42	82	11.11	0.42	0.22	11.11
42	84	11.11	0.42	0.22	11.11
43	84	11.11	0.42	0.22	11.11
43	86	11.11	0.42	0.22	11.11
44	86	11.11	0.42	0.22	11.11
44	88	11.11	0.42	0.22	11.11
45	88	11.11	0.42	0.22	11.11
45	90	11.11	0.42	0.22	11.11
46	90	11.11	0.42	0.22	11.11
46	92	11.11	0.42	0.22	11.11
47	92	11.11	0.42	0.22	11.11
47	94	11.11	0.42	0.22	11.11
48	94	11.11	0.42	0.22	11.11
48	96	11.11	0.42	0.22	11.11
49	96	11.11	0.42	0.22	11.11
49	98	11.11	0.42	0.22	11.11
50	98	11.11	0.42	0.22	11.11
50	100	11.11	0.42	0.22	11.11



MEMBER FORCES

MEMBER FORCES

MEMBER FORCES

MEMBER	UNIT	SHEAR FORCE	TORSION	BENDING MOMENT
1	1	0.000	0.000	0.000
2	2	0.000	0.000	0.000
3	3	0.000	0.000	0.000
4	4	0.000	0.000	0.000
5	5	0.000	0.000	0.000
6	6	0.000	0.000	0.000
7	7	0.000	0.000	0.000
8	8	0.000	0.000	0.000
9	9	0.000	0.000	0.000
10	10	0.000	0.000	0.000
11	11	0.000	0.000	0.000
12	12	0.000	0.000	0.000
13	13	0.000	0.000	0.000
14	14	0.000	0.000	0.000
15	15	0.000	0.000	0.000
16	16	0.000	0.000	0.000
17	17	0.000	0.000	0.000
18	18	0.000	0.000	0.000
19	19	0.000	0.000	0.000
20	20	0.000	0.000	0.000
21	21	0.000	0.000	0.000
22	22	0.000	0.000	0.000
23	23	0.000	0.000	0.000
24	24	0.000	0.000	0.000
25	25	0.000	0.000	0.000
26	26	0.000	0.000	0.000
27	27	0.000	0.000	0.000
28	28	0.000	0.000	0.000
29	29	0.000	0.000	0.000
30	30	0.000	0.000	0.000
31	31	0.000	0.000	0.000
32	32	0.000	0.000	0.000
33	33	0.000	0.000	0.000
34	34	0.000	0.000	0.000
35	35	0.000	0.000	0.000
36	36	0.000	0.000	0.000
37	37	0.000	0.000	0.000
38	38	0.000	0.000	0.000
39	39	0.000	0.000	0.000
40	40	0.000	0.000	0.000
41	41	0.000	0.000	0.000
42	42	0.000	0.000	0.000
43	43	0.000	0.000	0.000
44	44	0.000	0.000	0.000
45	45	0.000	0.000	0.000
46	46	0.000	0.000	0.000
47	47	0.000	0.000	0.000
48	48	0.000	0.000	0.000
49	49	0.000	0.000	0.000
50	50	0.000	0.000	0.000

MEMBER FORCES

STRUCTURE TRABE PRESTURKADA

LOADING IV MOMENTU MAXIMU A L/4 PARA I.T.

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	21.529	0.018	20.01
1	2	8.424	0.018	-107.50
1	3	0.218	0.017	-105.70
1	4	0.812	-0.037	-132.00
1	5	0.620	-0.033	140.74
1	6	0.726	-0.033	17.90
1	7	0.702	-0.040	-7.07
1	8	0.746	0.040	-123.53
1	9	0.624	0.040	123.00
1	10	0.043	-0.040	100.14
1	11	0.337	-0.040	100.12
1	12	0.216	-0.082	1.34
1	13	0.216	0.082	-23.48
1	14	0.000	0.000	93.77
1	15	0.000	0.000	95.40
1	16	0.714	-0.022	-05.04
1	17	0.714	0.022	04.14
1	18	0.524	-0.010	-19.37
1	19	0.524	0.010	12.04
1	20	0.522	-0.010	-12.04
1	21	0.522	0.010	11.92
1	22	0.730	-0.010	-13.33
1	23	0.730	0.010	7.18
1	24	0.210	-0.010	-1.92
1	25	0.210	0.010	1.92
1	26	0.714	-0.001	-5.30
1	27	0.714	0.001	5.30
1	28	0.142	-0.070	-17.00
1	29	0.142	0.070	10.70
1	30	0.133	-0.004	-5.70
1	31	0.133	0.004	5.70
1	32	0.205	-0.004	-2.04
1	33	0.205	0.004	2.04
1	34	0.943	-0.004	-15.01
1	35	0.943	0.004	15.00
1	36	0.726	-0.003	-15.30
1	37	0.726	0.003	15.10
1	38	0.400	-0.003	-20.10
1	39	0.400	0.003	20.10
1	40	0.000	-0.011	-1.70
1	41	0.000	0.011	1.20

=====  
 STRUC TCH F TRAD F PRST CH LADA  
 =====  
 LOADNG V MUD FNTIC MAX+MC A L/A PARA T. H.  
 =====

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	1	1	1
2	2	2	2	2
3	3	3	3	3
4	4	4	4	4
5	5	5	5	5
6	6	6	6	6
7	7	7	7	7
8	8	8	8	8
9	9	9	9	9
10	10	10	10	10
11	11	11	11	11
12	12	12	12	12
13	13	13	13	13
14	14	14	14	14
15	15	15	15	15
16	16	16	16	16
17	17	17	17	17
18	18	18	18	18
19	19	19	19	19
20	20	20	20	20
21	21	21	21	21
22	22	22	22	22
23	23	23	23	23
24	24	24	24	24
25	25	25	25	25
26	26	26	26	26
27	27	27	27	27
28	28	28	28	28
29	29	29	29	29
30	30	30	30	30
31	31	31	31	31
32	32	32	32	32
33	33	33	33	33
34	34	34	34	34
35	35	35	35	35
36	36	36	36	36
37	37	37	37	37
38	38	38	38	38
39	39	39	39	39
40	40	40	40	40
41	41	41	41	41
42	42	42	42	42
43	43	43	43	43
44	44	44	44	44
45	45	45	45	45
46	46	46	46	46
47	47	47	47	47
48	48	48	48	48
49	49	49	49	49
50	50	50	50	50
51	51	51	51	51
52	52	52	52	52
53	53	53	53	53
54	54	54	54	54
55	55	55	55	55
56	56	56	56	56
57	57	57	57	57
58	58	58	58	58
59	59	59	59	59
60	60	60	60	60
61	61	61	61	61
62	62	62	62	62
63	63	63	63	63
64	64	64	64	64
65	65	65	65	65
66	66	66	66	66
67	67	67	67	67
68	68	68	68	68
69	69	69	69	69
70	70	70	70	70
71	71	71	71	71
72	72	72	72	72
73	73	73	73	73
74	74	74	74	74
75	75	75	75	75
76	76	76	76	76
77	77	77	77	77
78	78	78	78	78
79	79	79	79	79
80	80	80	80	80
81	81	81	81	81
82	82	82	82	82
83	83	83	83	83
84	84	84	84	84
85	85	85	85	85
86	86	86	86	86
87	87	87	87	87
88	88	88	88	88
89	89	89	89	89
90	90	90	90	90
91	91	91	91	91
92	92	92	92	92
93	93	93	93	93
94	94	94	94	94
95	95	95	95	95
96	96	96	96	96
97	97	97	97	97
98	98	98	98	98
99	99	99	99	99
100	100	100	100	100

41 48 45 42 39 36 33 30 27 24 21 18 15 12 9 6 3 0

STRUCTURE TRABE PREFORZADA

LOADING VA CORTANTE CRITICO PARA T.T.

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION	MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	29.940		7.333	29.09
1	2	33.706		7.333	-160.41
2	2	33.000		0.000	-158.20
2	3	33.000		0.000	-173.00
3	3	33.000		7.333	175.10
4	4	33.000		7.333	21.80
4	7	33.000		5.342	-120.12
5	7	74.544		0.000	-120.37
6	8	117.870		5.024	-131.23
7	8	141.823		5.024	1.72
8	9	141.553		7.130	27.04
9	10	141.553		7.130	-100.77
10	11	141.553		0.000	-102.00
11	11	141.553		0.000	-103.77
12	12	141.553		7.001	101.52
13	12	141.553		7.001	-23.00
14	13	141.553		22.000	7.33
15	13	141.553		22.000	-30.73
16	14	141.553		22.000	30.73
17	14	141.553		27.000	9.41
18	15	141.553		27.000	1.08
19	15	141.553		27.000	14.93
20	16	141.553		27.000	7.74
21	16	141.553		27.000	1.08
22	17	141.553		2.250	7.24
23	17	141.553		2.250	-3.04
24	18	141.553		1.414	-7.00
25	18	141.553		1.414	0.33
26	19	141.553		2.100	7.50
27	19	141.553		2.100	-4.07
28	20	141.553		2.244	7.94
29	20	141.553		2.244	-10.53
30	21	141.553		21.074	7.51
31	21	141.553		21.074	-38.03
32	22	141.553		21.074	38.03
33	22	141.553		23.337	8.24
34	23	141.553		23.337	-2.23
35	23	141.553		23.337	13.42

=====

LOADING VARIATION CURTAINIE GRATICO PARA I.M.

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION	MOMENT	BENDING MOMENT
1	2	10.000	0.000	0.000	0.000
1	3	10.000	0.000	0.000	0.000
1	4	10.000	0.000	0.000	0.000
1	5	10.000	0.000	0.000	0.000
1	6	10.000	0.000	0.000	0.000
1	7	10.000	0.000	0.000	0.000
1	8	10.000	0.000	0.000	0.000
1	9	10.000	0.000	0.000	0.000
1	10	10.000	0.000	0.000	0.000
1	11	10.000	0.000	0.000	0.000
1	12	10.000	0.000	0.000	0.000
1	13	10.000	0.000	0.000	0.000
1	14	10.000	0.000	0.000	0.000
1	15	10.000	0.000	0.000	0.000
1	16	10.000	0.000	0.000	0.000
1	17	10.000	0.000	0.000	0.000
1	18	10.000	0.000	0.000	0.000
1	19	10.000	0.000	0.000	0.000
1	20	10.000	0.000	0.000	0.000
1	21	10.000	0.000	0.000	0.000
1	22	10.000	0.000	0.000	0.000
1	23	10.000	0.000	0.000	0.000
1	24	10.000	0.000	0.000	0.000
1	25	10.000	0.000	0.000	0.000
1	26	10.000	0.000	0.000	0.000
1	27	10.000	0.000	0.000	0.000
1	28	10.000	0.000	0.000	0.000
1	29	10.000	0.000	0.000	0.000
1	30	10.000	0.000	0.000	0.000
1	31	10.000	0.000	0.000	0.000
1	32	10.000	0.000	0.000	0.000
1	33	10.000	0.000	0.000	0.000
1	34	10.000	0.000	0.000	0.000
1	35	10.000	0.000	0.000	0.000
1	36	10.000	0.000	0.000	0.000
1	37	10.000	0.000	0.000	0.000
1	38	10.000	0.000	0.000	0.000
1	39	10.000	0.000	0.000	0.000
1	40	10.000	0.000	0.000	0.000
1	41	10.000	0.000	0.000	0.000
1	42	10.000	0.000	0.000	0.000
1	43	10.000	0.000	0.000	0.000
1	44	10.000	0.000	0.000	0.000
1	45	10.000	0.000	0.000	0.000
1	46	10.000	0.000	0.000	0.000
1	47	10.000	0.000	0.000	0.000
1	48	10.000	0.000	0.000	0.000
1	49	10.000	0.000	0.000	0.000
1	50	10.000	0.000	0.000	0.000
1	51	10.000	0.000	0.000	0.000
1	52	10.000	0.000	0.000	0.000
1	53	10.000	0.000	0.000	0.000
1	54	10.000	0.000	0.000	0.000
1	55	10.000	0.000	0.000	0.000
1	56	10.000	0.000	0.000	0.000
1	57	10.000	0.000	0.000	0.000
1	58	10.000	0.000	0.000	0.000
1	59	10.000	0.000	0.000	0.000
1	60	10.000	0.000	0.000	0.000
1	61	10.000	0.000	0.000	0.000
1	62	10.000	0.000	0.000	0.000
1	63	10.000	0.000	0.000	0.000
1	64	10.000	0.000	0.000	0.000
1	65	10.000	0.000	0.000	0.000
1	66	10.000	0.000	0.000	0.000
1	67	10.000	0.000	0.000	0.000
1	68	10.000	0.000	0.000	0.000
1	69	10.000	0.000	0.000	0.000
1	70	10.000	0.000	0.000	0.000
1	71	10.000	0.000	0.000	0.000
1	72	10.000	0.000	0.000	0.000
1	73	10.000	0.000	0.000	0.000
1	74	10.000	0.000	0.000	0.000
1	75	10.000	0.000	0.000	0.000
1	76	10.000	0.000	0.000	0.000
1	77	10.000	0.000	0.000	0.000
1	78	10.000	0.000	0.000	0.000
1	79	10.000	0.000	0.000	0.000
1	80	10.000	0.000	0.000	0.000
1	81	10.000	0.000	0.000	0.000
1	82	10.000	0.000	0.000	0.000
1	83	10.000	0.000	0.000	0.000
1	84	10.000	0.000	0.000	0.000
1	85	10.000	0.000	0.000	0.000
1	86	10.000	0.000	0.000	0.000
1	87	10.000	0.000	0.000	0.000
1	88	10.000	0.000	0.000	0.000
1	89	10.000	0.000	0.000	0.000
1	90	10.000	0.000	0.000	0.000
1	91	10.000	0.000	0.000	0.000
1	92	10.000	0.000	0.000	0.000
1	93	10.000	0.000	0.000	0.000
1	94	10.000	0.000	0.000	0.000
1	95	10.000	0.000	0.000	0.000
1	96	10.000	0.000	0.000	0.000
1	97	10.000	0.000	0.000	0.000
1	98	10.000	0.000	0.000	0.000
1	99	10.000	0.000	0.000	0.000
1	100	10.000	0.000	0.000	0.000

21 10 35 20 30 40 50 60 70 80 90 100

STRUCTURE TRADE PRESTURKAUA

LOADING VAAA COMBINATION I I I I I

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION	MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	103.444	4.103	15.74	
1	2	67.703	4.103	1234.41	
2	2	60.000	0.044	1235.70	
2	3	44.703	0.044	1225.54	
3	3	60.000	5.053	1224.00	
3	4	104.000	5.053	13.93	
4	4	104.000	1.100	14.01	
5	6	103.000	1.100	1210.00	
5	7	50.000	0.000	1200.00	
5	8	50.000	11.000	1233.00	
6	8	100.000	2.000	11.56	
7	12	170.000	0.401	1225.40	
7	13	50.000	0.401	1225.04	
8	13	50.000	0.740	1203.13	
8	14	140.000	0.740	1203.00	
9	14	153.000	1.411	2.50	
10	16	157.000	1.411	244.10	
11	5	100.000	1.000	236.40	
11	6	87.000	1.000	133.02	
12	6	80.000	2.131	134.53	
13	12	172.000	2.131	10.40	
14	11	170.000	2.131	203.44	
14	7	14.000	1.000	10.42	
15	3	6.144	0.000	10.44	
15	7	12.703	0.000	11.00	
16	3	11.000	1.000	15.00	
17	4	10.000	0.000	18.00	
17	8	10.000	0.000	15.74	
18	4	104.000	1.000	5.00	
19	9	104.000	1.000	237.73	
19	5	104.000	1.000	237.73	
20	5	104.000	1.000	136.99	
20	1	102.000	2.170	133.00	
21	16	157.000	2.000	1.41	
21	15	102.000	2.000	233.00	

STRUCTURE TRADE PRESTURKADA

LOADING IN COMBINATION DE I IV Y V

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TORSION	MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	0.00	0.00	0.00	12.00
1	2	4.49	0.00	0.00	12.00
1	3	4.49	0.00	0.00	12.00
1	4	4.49	0.00	0.00	12.00
1	5	4.49	0.00	0.00	12.00
1	6	4.49	0.00	0.00	12.00
1	7	4.49	0.00	0.00	12.00
1	8	4.49	0.00	0.00	12.00
1	9	4.49	0.00	0.00	12.00
1	10	4.49	0.00	0.00	12.00
1	11	4.49	0.00	0.00	12.00
1	12	4.49	0.00	0.00	12.00
1	13	4.49	0.00	0.00	12.00
1	14	4.49	0.00	0.00	12.00
1	15	4.49	0.00	0.00	12.00
1	16	4.49	0.00	0.00	12.00
1	17	4.49	0.00	0.00	12.00
1	18	4.49	0.00	0.00	12.00
1	19	4.49	0.00	0.00	12.00
1	20	4.49	0.00	0.00	12.00
1	21	4.49	0.00	0.00	12.00
1	22	4.49	0.00	0.00	12.00
1	23	4.49	0.00	0.00	12.00
1	24	4.49	0.00	0.00	12.00
1	25	4.49	0.00	0.00	12.00
1	26	4.49	0.00	0.00	12.00
1	27	4.49	0.00	0.00	12.00
1	28	4.49	0.00	0.00	12.00
1	29	4.49	0.00	0.00	12.00
1	30	4.49	0.00	0.00	12.00
1	31	4.49	0.00	0.00	12.00
1	32	4.49	0.00	0.00	12.00
1	33	4.49	0.00	0.00	12.00
1	34	4.49	0.00	0.00	12.00
1	35	4.49	0.00	0.00	12.00
1	36	4.49	0.00	0.00	12.00
1	37	4.49	0.00	0.00	12.00
1	38	4.49	0.00	0.00	12.00
1	39	4.49	0.00	0.00	12.00
1	40	4.49	0.00	0.00	12.00
1	41	4.49	0.00	0.00	12.00
1	42	4.49	0.00	0.00	12.00
1	43	4.49	0.00	0.00	12.00
1	44	4.49	0.00	0.00	12.00
1	45	4.49	0.00	0.00	12.00
1	46	4.49	0.00	0.00	12.00
1	47	4.49	0.00	0.00	12.00
1	48	4.49	0.00	0.00	12.00
1	49	4.49	0.00	0.00	12.00
1	50	4.49	0.00	0.00	12.00
1	51	4.49	0.00	0.00	12.00
1	52	4.49	0.00	0.00	12.00
1	53	4.49	0.00	0.00	12.00
1	54	4.49	0.00	0.00	12.00
1	55	4.49	0.00	0.00	12.00
1	56	4.49	0.00	0.00	12.00
1	57	4.49	0.00	0.00	12.00
1	58	4.49	0.00	0.00	12.00
1	59	4.49	0.00	0.00	12.00
1	60	4.49	0.00	0.00	12.00
1	61	4.49	0.00	0.00	12.00
1	62	4.49	0.00	0.00	12.00
1	63	4.49	0.00	0.00	12.00
1	64	4.49	0.00	0.00	12.00
1	65	4.49	0.00	0.00	12.00
1	66	4.49	0.00	0.00	12.00
1	67	4.49	0.00	0.00	12.00
1	68	4.49	0.00	0.00	12.00
1	69	4.49	0.00	0.00	12.00
1	70	4.49	0.00	0.00	12.00
1	71	4.49	0.00	0.00	12.00
1	72	4.49	0.00	0.00	12.00
1	73	4.49	0.00	0.00	12.00
1	74	4.49	0.00	0.00	12.00
1	75	4.49	0.00	0.00	12.00
1	76	4.49	0.00	0.00	12.00
1	77	4.49	0.00	0.00	12.00
1	78	4.49	0.00	0.00	12.00
1	79	4.49	0.00	0.00	12.00
1	80	4.49	0.00	0.00	12.00
1	81	4.49	0.00	0.00	12.00
1	82	4.49	0.00	0.00	12.00
1	83	4.49	0.00	0.00	12.00
1	84	4.49	0.00	0.00	12.00
1	85	4.49	0.00	0.00	12.00
1	86	4.49	0.00	0.00	12.00
1	87	4.49	0.00	0.00	12.00
1	88	4.49	0.00	0.00	12.00
1	89	4.49	0.00	0.00	12.00
1	90	4.49	0.00	0.00	12.00
1	91	4.49	0.00	0.00	12.00
1	92	4.49	0.00	0.00	12.00
1	93	4.49	0.00	0.00	12.00
1	94	4.49	0.00	0.00	12.00
1	95	4.49	0.00	0.00	12.00
1	96	4.49	0.00	0.00	12.00
1	97	4.49	0.00	0.00	12.00
1	98	4.49	0.00	0.00	12.00
1	99	4.49	0.00	0.00	12.00
1	100	4.49	0.00	0.00	12.00

STRUCTURE TRAFFIC PRESTRESSING  
LOADING X COMBINATION OF 1 VI Y VII

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	SHEAR FORCE	TENSION MOMENT	BENDING MOMENT
1	1	100.00	4.00	10.40
1	2	100.00	4.00	10.40
1	3	100.00	4.00	10.40
1	4	100.00	4.00	10.40
1	5	100.00	4.00	10.40
1	6	100.00	4.00	10.40
1	7	100.00	4.00	10.40
1	8	100.00	4.00	10.40
1	9	100.00	4.00	10.40
1	10	100.00	4.00	10.40
1	11	100.00	4.00	10.40
1	12	100.00	4.00	10.40
1	13	100.00	4.00	10.40
1	14	100.00	4.00	10.40
1	15	100.00	4.00	10.40
1	16	100.00	4.00	10.40
1	17	100.00	4.00	10.40
1	18	100.00	4.00	10.40
1	19	100.00	4.00	10.40
1	20	100.00	4.00	10.40
1	21	100.00	4.00	10.40
1	22	100.00	4.00	10.40
1	23	100.00	4.00	10.40
1	24	100.00	4.00	10.40
1	25	100.00	4.00	10.40
1	26	100.00	4.00	10.40
1	27	100.00	4.00	10.40
1	28	100.00	4.00	10.40
1	29	100.00	4.00	10.40
1	30	100.00	4.00	10.40
1	31	100.00	4.00	10.40
1	32	100.00	4.00	10.40
1	33	100.00	4.00	10.40
1	34	100.00	4.00	10.40
1	35	100.00	4.00	10.40
1	36	100.00	4.00	10.40
1	37	100.00	4.00	10.40
1	38	100.00	4.00	10.40
1	39	100.00	4.00	10.40
1	40	100.00	4.00	10.40
1	41	100.00	4.00	10.40
1	42	100.00	4.00	10.40
1	43	100.00	4.00	10.40
1	44	100.00	4.00	10.40
1	45	100.00	4.00	10.40
1	46	100.00	4.00	10.40
1	47	100.00	4.00	10.40
1	48	100.00	4.00	10.40
1	49	100.00	4.00	10.40
1	50	100.00	4.00	10.40
1	51	100.00	4.00	10.40
1	52	100.00	4.00	10.40
1	53	100.00	4.00	10.40
1	54	100.00	4.00	10.40
1	55	100.00	4.00	10.40
1	56	100.00	4.00	10.40
1	57	100.00	4.00	10.40
1	58	100.00	4.00	10.40
1	59	100.00	4.00	10.40
1	60	100.00	4.00	10.40
1	61	100.00	4.00	10.40
1	62	100.00	4.00	10.40
1	63	100.00	4.00	10.40
1	64	100.00	4.00	10.40
1	65	100.00	4.00	10.40
1	66	100.00	4.00	10.40
1	67	100.00	4.00	10.40
1	68	100.00	4.00	10.40
1	69	100.00	4.00	10.40
1	70	100.00	4.00	10.40
1	71	100.00	4.00	10.40
1	72	100.00	4.00	10.40
1	73	100.00	4.00	10.40
1	74	100.00	4.00	10.40
1	75	100.00	4.00	10.40
1	76	100.00	4.00	10.40
1	77	100.00	4.00	10.40
1	78	100.00	4.00	10.40
1	79	100.00	4.00	10.40
1	80	100.00	4.00	10.40
1	81	100.00	4.00	10.40
1	82	100.00	4.00	10.40
1	83	100.00	4.00	10.40
1	84	100.00	4.00	10.40
1	85	100.00	4.00	10.40
1	86	100.00	4.00	10.40
1	87	100.00	4.00	10.40
1	88	100.00	4.00	10.40
1	89	100.00	4.00	10.40
1	90	100.00	4.00	10.40
1	91	100.00	4.00	10.40
1	92	100.00	4.00	10.40
1	93	100.00	4.00	10.40
1	94	100.00	4.00	10.40
1	95	100.00	4.00	10.40
1	96	100.00	4.00	10.40
1	97	100.00	4.00	10.40
1	98	100.00	4.00	10.40
1	99	100.00	4.00	10.40
1	100	100.00	4.00	10.40

21 21 10 10 4 4 2 2