



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON

PROYECTO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
"MORILLOS" UBICADO EN LA CARRETERA
BURGOS-CANDIDO AGUILAR, TAMAULIPAS

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
SAENZ SUAREZ JOSE ALBERTO



México, D. F.

Octubre, 1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCION

INTRODUCCION.....	2
-------------------	---

CAPITULO II GENERALIDADES

GENERALIDADES.....	6
LONGITUD DE PUENTE.....	9
DEFINICION DE RASANTE.....	12

CAPITULO III SUPERESTRUCTURA

SUPERESTRUCTURA.....	14
CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES.....	15
DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA.....	18

CAPITULO IV PILAS Y ESTRIBO

PILAS.....	65
DISEÑO DE ZAPATAS DE PILAS.....	79
ESTRIBO.....	82

CAPITULO V CONCLUSIONES

CONCLUSIONES.....	95
BIBLIOGRAFIA.....	96

I

INTRODUCCION

I. INTRODUCCION

En el Estado de Tamaulipas la Dirección estatal de caminos pretende construir un puente en el camino vecinal entre las poblaciones de Burgos y el ejido Cándido Aguilar.

Este puente cruza el río Morillos y por razones hidráulicas debe tener una longitud de 170 m. y una altura de 15 m. sobre el fondo del cauce. Por razones económicas y dado el bajo volumen de tránsito del camino durante algún tiempo se consideró la posibilidad de resolver el cruce mediante un vado. Pero como el cauce se presenta sumamente encajonado la solución mediante vado no fue posible y se impuso la necesidad de construir un puente sobre todo, porque aparte de consideraciones económicas fue necesario atender aspectos sociales y políticos.

Para el puente se propusieron diversas alternativas estructurales. En la presente tesis se desarrolla una de esas alternativas, consistente en una superestructura continua, de sección cajón, colada in situ, sobre pilas de sección circular y sobre zapatas rectangulares. Los estribos son masivos, de concreto ciclópeo. La razón de seleccionar al concreto como material fundamental de construcción estriba en la carencia de bancos de piedra en las cercanías del lugar. Por otra parte, la relativa dificultad de acceso al sitio imposibilita o encarece excesivamente el traslado de vigas de acero o de concreto presforzado, razón por la cual se optó por una superestructura colada in situ. Las buenas características del terreno permitieron la aplicación de una superestructura continua ya que no son de esperarse acentuados diferenciales que dificultan este tipo de solución.

La continuidad de la superestructura permite la reducción de los momentos flexionantes y en consecuencia menores volúmenes de materiales de construcción.

En el segundo capítulo de esta tesis se definen las características generales del puente tomando en cuenta las necesidades de servicio y las condicionantes del entorno (topográficas, hidráulicas y geotécnicas).

El tercer capítulo es el más extenso de la tesis y en él se desarrolla el análisis y el diseño de la superestructura continua. Previamente a los cálculos numéricos se presentan algunas consideraciones sobre las ventajas de la sección cajón y se dan algunas recomendaciones sancionadas por la práctica para la definición preliminar de las dimensiones de los elementos estructurales en secciones de este tipo.

El cuarto capítulo se refiere al análisis y diseño de la subestructura, formada por pilas y estribos. En el caso de las pilas resultó dominante, de acuerdo con las normas de diseño, la sollicitación sísmica por lo que se prestó especial interés a este aspecto. Por lo que se refiere a los estribos se presenta la verificación de solamente uno de ellos. Como en este tipo de elementos el empuje de tierras resulta ser la sollicitación dominante, su dimensionamiento puede hacerse fácilmente con apoyo en proyectos tipo, por lo que no se abunda demasiado en el cálculo de estos elementos.

Finalmente en el último capítulo se presentan las conclusiones que el autor obtuvo del presente trabajo.

Se espera que esta tesis sirva de apoyo didáctico a - los estudiantes que en la E.N.E.P. Aragón cursan la asignatura de Puentes en la Licenciatura de Ingeniería Civil y también a los alumnos que a nivel de Posgrado realizan estudios en la Especialidad en Puentes. El autor se sentirá muy satisfecho si logra ver cumplido este propósito.

II

GENERALIDADES

II. GENERALIDADES.

Un puente tiene por objeto permitir la continuidad de una vía de comunicación a través de un obstáculo. Para que esa continuidad se garantice es necesario que el puente cumpla con tres requisitos fundamentales:

- Resistencia.
- Utilidad.
- Durabilidad.

Por resistencia se entiende que el puente debe soportar las solicitaciones externas sin que ninguno de sus elementos falle.

Por utilidad se entiende que el puente debe prestar el servicio para el que fue diseñado sin anomalías en su funcionamiento, tales como vibraciones o flechas excesivas.

Por durabilidad se entiende que el puente debe cumplir con los dos requisitos anteriores durante toda la vida esperada en el proyecto. Para puentes comunes como el que nos ocupa la vida de proyecto es de 50 años.

El cumplimiento de estos tres requisitos se logra mediante la aplicación de las normas de diseño para puentes comunes. Estas normas en nuestro país son las de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que a su vez son muy parecidas a las normas de la Asociación de Fundacionarios Estatales de Carreteras y Transporte de los Estados Unidos de América conocidas por AASHTO, por sus síglas en inglés.

Pero la aplicación de estas normas de diseño se realiza sobre un esquema de dimensionamiento general del puente.

Este esquema sólo puede definirse si se realizan estudios previos que permitan al ingeniero conocer el entorno en que se ubicará la obra. Para tener un buen proyecto es preciso que dichos estudios sean fidedignos, suficientemente extensos y oportunos. Entre los estudios más importantes que deben realizarse, se pueden mencionar -- los siguientes:

- Estudios topográficos.
- Estudios hidráulicos.
- Estudios del suelo.
- Estudios del tránsito.

Por no estar comprendidos en el alcance de esta tesis no se presentan los estudios previos realizados para este proyecto, únicamente se menciona que el aspecto hidráulico resultó fundamental para definir la longitud -- del puente y su altura, como puede verse en los cálculos que enseguida se presentan.

Desde el punto de vista geotécnico en el cruce se encontró un manto de gran capacidad de carga a una profundidad somera. Estas características permitieron optar -- por una subestructura cimentada por una ampliación de base y por una superestructura continua.

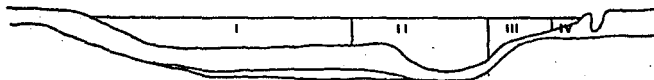
Desde el punto de vista del tránsito al puente se le dio capacidad para dos carriles de circulación lo que --

resulta sobrado para las condiciones actuales pero que -
prevé un crecimiento futuro. Las consideraciones ante-
riores aunadas a las que se presentan en la Introducción
permitieron definir el esquema general que se acompaña -
enseguida.

LONGITUD DE PUENTE

La longitud de puente se determina desde el punto de vista del comportamiento hidráulico.

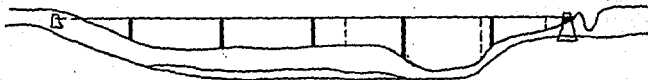
Del estudio hidráulico realizado para este cruce, se determinó un nivel de aguas máximas extraordinarias a una elevación de 97.50 m. y un gasto de $6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para un período de retorno de 50 años. La pendiente del cauce es 0.00056 y dividiendo la sección en cuatro tramos hidráulicos con diferente coeficiente de rugosidad, de acuerdo con las condiciones del sitio, aplicando la fórmula de Manning a la sección libre se tiene:



TRAMO	ÁREA m^2	PERIMETRO MOJADO m	RADIO HIDRAULICO	n	$v=1/nr^{2/3} \text{ s}^{1/2}$	Q=Av
I	859.5	104.5	8.22	0.035	2.75	2364
II	580.0	53.0	10.94	0.020	5.83	3381
III	129.0	28.5	4.53	0.038	1.70	219
IV	18.0	8.0	2.25	0.080	0.50	.9

5973 ≈
6000 $\text{m}^3/\text{seg.}$

Suponiendo un puente de 170 m de longitud formado por cuatro claros centrales de 30 m y dos extremos de 25 m - se definen las siguientes obstrucciones:



Aplicando el teorema de Bernoulli, la velocidad bajo el puente es $V_p = \sqrt{v^2 + 2gh}$ donde h es la sobreelevación hidráulica que se obtiene por tanteos:

Tanteo # 1. $h=0.10$ m.

TRAMO	AREA LIBRE m ²	OBSTRUCCION m ²	AREA OBSTRUIDA m ²	v m/seg	V _p m/seg	m ³ Q /seg
I	859.5	30.0	829.5	2.75	3.09	2563
II	580.0	14.5	565.5	5.83	5.99	3387
III	129.0	9.0	120.0	1.70	2.20	264
IV	18.0	1.875	16.125	0.50	1.49	24

6238 \neq
6000m³/seg.

Tanteo # 2. $h=0.05$ m.

TRAMO	AREA LIBRE m^2	OBSTRUCCION m^2	AREA OBSTRUYIDA m^2	v m/seg	Vp m/seg	Q m^3/seg
I	859.5	30.0	829.5	2.75	2.92	2422
II	580.0	14.5	565.5	5.83	5.91	3342
III	129.0	9.0	120.0	1.70	1.96	235
IV	18.0	1.875	16.125	0.50	1.11	18

6017 \neq
6000 $m^3/seg.$

Tanteo # 3. $h=0.04$

TRAMO	AREA LIBRE m^2	OBSTRUCCION m^2	AREA OBSTRUYIDA m^2	v m/seg	Vp m/seg	Q m^3/seg
I	859.5	30.0	829.5	2.75	2.89	2398
II	580.0	14.5	565.5	5.83	5.89	3331
III	129.0	9.0	120.0	1.70	1.92	220
IV	18.0	1.875	16.125	0.50	1.02	16

5975 \approx
6000 $m^3/seg.$

For lo tanto $h=0.04m$

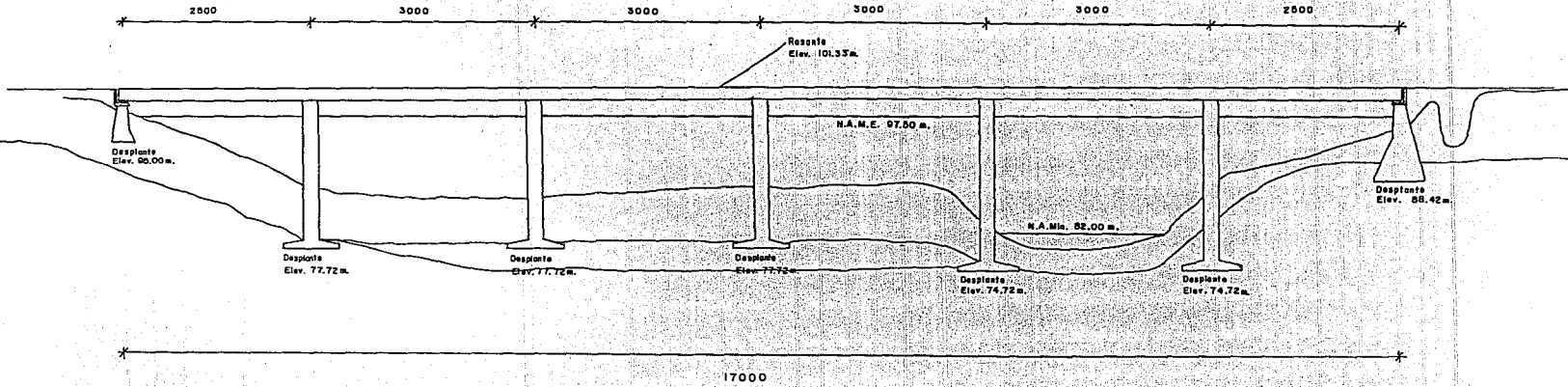
Como esta sobreelevación es pequeña se acepta la longitud propuesta del puente.

DEFINICION DE LA RASANTE

N.A.M.E.	97.50 m.
Sobreelevación.	0.04 m.
Espacio libre vertical.	2.00 m.
Espesor de superestructura.	1.65 m.
Bombeo.	0.09 m.
Asfalto.	<u>0.05 m.</u>
Rasante.	101.33 m.

PUENTE "MORILLOS"

ESQUEMA



III

SUPERSTRUCTURA

III. SUPERESTRUCTURA

- GENERALIDADES:

Para la superestructura de este puente se empleará una viga continua de concreto reforzado de sección cajón. Este tipo de secciones se ha empleado profusamente para resolver estructuras viales en zonas residenciales y comerciales altamente desarrolladas. Esta preferencia es una consecuencia lógica de la agradable apariencia de los puentes con este tipo de superestructura. Las líneas continuas de los paramentos y la superficie lisa de la losa inferior constituyen los principales logros estéticos. Los espacios disponibles dentro de las celdas permiten alojar instalaciones y mantenerlas ocultas, lo que constituye una ventaja práctica y estética. El uso extensivo de este tipo de secciones ha permitido que los contratistas se acostumbren a ellas y ofrezcan precios muy favorables, lo que a su vez ha contribuido a extender aún más su uso.

Por lo que se refiere a la economía, se puede señalar que cuando no hay problemas de espacio libre vertical. - el claro límite es de 24 m. Por arriba de ese claro las vigas cajón son más económicas, por abajo de ese claro - son más económicas las vigas "T". Cuando el peralte de la estructura debe ser reducido porque hay problemas de espacio libre, la viga cajón puede resultar ventajosa aún para claros de 15 m.

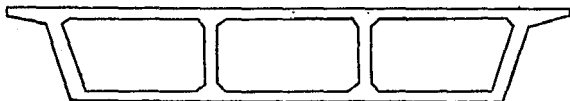
En comparación con las vigas de acero hay que tomar en

cuenta los efectos de la obra falsa (cimbra) y de la pintura de mantenimiento, lo que complica la comparación económica, pero en general la viga cajón de concreto es más económica que la de acero.

- CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES:

En la figura 1 se presenta la sección transversal preliminar de la superestructura que se va a analizar.

Fig. 1



Por su forma celular la viga cajón es un elemento estructural muy rígido que tiene una gran resistencia a la torsión por lo que resulta muy útil su empleo en puentes curvos horizontales.

En la figura 1 se observa que las losas superior e inferior son continuas con las almas de las vigas y por lo tanto son muy rígidas y tienen una gran capacidad para tomar esfuerzos cortantes y de compresión longitudinales de gran magnitud sin peligro de falla por pandeo originado por el trabajo como columna. Las dos losas son muy efectivas para igualar las deflexiones verticales entre -

vigas adyacentes. Por esta razón es conveniente diseñar una superestructura de sección cajón como una unidad completa y no como una serie de vigas individuales. Este criterio se aplicará en la presente tesis.

Normalmente el diseño de las vigas cajón de concreto reforzado se realiza suponiendo que los anchos completos de la losa de calzada y la losa inferior trabajen efectivamente para resistir la compresión.

La viga exterior se construye inclinada con fines estéticos.

La relación normal de claro a peralte para vigas continuas es 18, para claros libremente apoyados es 15. Es posible emplear relaciones tan altas como 21 cuando se tienen claros balanceados, sin embargo la práctica americana, recomienda utilizar como máximo la relación de 19, ya que la experiencia demuestra que existen deformaciones plásticas muy grandes si se emplea un peralte demasiado bajo. Si por razones geométricas se requiere una relación mayor que 19, se recomienda utilizar concreto preesforzado.

La separación entre vigas debe variar entre 2.1 y 2.7 metros para tener un comportamiento adecuado de las losas de calzada, especialmente en donde se esperen camiones pesados muy frecuentes.

El ancho máximo de los nervios queda determinado por

el cortante en el eje de una pila. El ancho mínimo se -- proporciona por razones prácticas de facilidad de colado y es de 20 cm. Para la nervadura exterior, en virtud de la inclinación, el ancho mínimo recomendable es de 25 cm.

Las vigas cajón se apoyan sobre columnas de sección -- variable o constante. Es conveniente que esas columnas -- sean continuas con la superestructura y que la conexión entre columnas y vigas se realice por medio de un dia--fragma que quede oculto dentro de las celdas.

El ancho de la calzada y el tipo de parapetos quedan definidos por el proyecto geométrico del camino o de la vía rápida a la que se integra el puente.

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Separación entre vigas:

El peralte de la superestructura será de 1.65 m. lo que corresponde a una relación claro- peralte de 18. Esta es una relación "normal". Las figuras 2 y 3 muestran dos posibles separaciones entre vigas: 2.75 m. y 2.05 m. La separación menor origina una sección transversal con un poco menos de área y un refuerzo transversal menor. Sin embargo la separación de 2.75 m. supera estas ventajas al requerir un nervio menos que cimbrar y que colar, por lo que permite una construcción más eficiente y más rápida. Se usará por lo tanto la separación de 2.75 m. con cuatro nervios.

Fig. 2

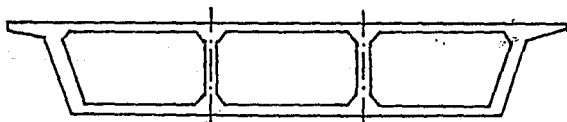
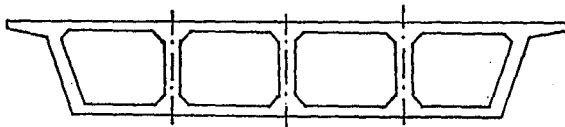


Fig. 3



Losas:

De las normas AASHO traducidas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en 1984, $s =$ claro efectivo = claro libre, para nervios monolíticos con las losas.

$$s = 2.75 - 0.20 = 2.55 \text{ m.}$$

Para refuerzo principal perpendicular al tránsito en losas continuas con los nervios el momento por metro de ancho de losa debido a la carga viva vale:

$$M_v = 0.8 \left[\frac{s + 0.61}{9.74} \right] P I$$

Donde: $P =$ carga por rueda, que para una carga tipo HS-20 es 7300 kg. 16,000 lb.

$I =$ factor de impacto = 1.3 (losa)

$$M_v = 0.8 \left[\frac{2.55 + 0.61}{9.74} \right] 7300 \times 1.3$$

$$M_v = 2460 \text{ kgm/m}$$

Por carga muerta si se supone un espesor de losa de 20 cm. y un espesor de carpeta asfáltica de 10 cm. (previendo reencarpetados a futuro). La carga muerta vale:

$$W_m = (2400 \times 0.20) + (2000 \times 0.10)$$

$$W_m = 480 + 200$$

$$W_m = 680 \text{ kg/m}^2$$

Suponiendo un metro de ancho de losa $W_m = 680 \text{ kg/m}^2$. --
Considerando que la losa esta semiempotrada con los nervios, entonces:

$$M_m = 7 \frac{3}{10}^2$$

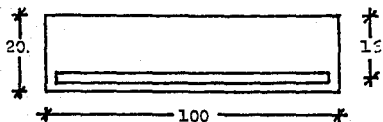
$$M_m = 680 \times \frac{2.55^2}{10}$$

$$M_m = 440 \text{ kgm/m}$$

$$M_u = 1.3 (1.0 M_m + 1.67 M_v)$$

$$M_u = 1.3 ((1.0 \times 440) + (1.67 \times 2460))$$

$$M_u = 5900 \text{ kgm/m}$$



$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 5.9 \text{ Tm}$$

$$A_s = ?$$

$$M_n = \frac{5.9}{0.9} = 6.56 \text{ Tm}$$

$$p = 0.5 \bar{p}_b$$

$$\bar{p}_b = \frac{0.85 f'c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\text{Para } f'c \leq 280 \quad \phi = 0.85$$

$$\bar{p}_b = \frac{0.85 \times 0.85 \times 250}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200}$$

$$\bar{p}_b = 0.0252$$

$$p = 0.5 \times 0.0252 = 0.0126$$

$$w = \frac{p f_y}{f'c} = \frac{0.0126 \times 4200}{250} = 0.21168$$

$$R = w f'c (1 - 0.59w)$$

$$R = 0.21168 \times 250 (1 - (0.59 \times 0.21168))$$

$$R = 46.31$$

$$d = \sqrt{\frac{M_n}{R_b}} = \sqrt{\frac{656000}{46.31 \times 100}}$$

$$d = 11.90 < 16$$

Por lo tanto la viga esta peraltada
y se acepta $d=16\text{cm}$

$$M_n = b d^2 f' c w (1 - 0.59w)$$

$$656000 = 100 \times 16^2 \times 250 w (1 - 0.59w)$$

$$\frac{656000}{100 \times 16^2 \times 250} = w - 0.59w^2$$

$$0.1025 = w - 0.59w^2$$

$$0.59w^2 - w + 0.1025 = 0$$

$$w^2 - 1.69w + 0.17 = 0$$

$$w = \frac{1.69 \pm \sqrt{1.69^2 - 4(0.17)}}{2}$$

$$w = 0.1074$$

$$w = \frac{p f_y}{f' c} \quad p = \frac{w f' c}{f_y}$$

$$p = \frac{0.1074 \times 250}{4200} = 0.00639$$

$$A_s = p b d = 0.00639 \times 100 \times 16$$

$$A_s = 10.24 \text{ cm}^2$$

Si V's # 5 entonces

$$\text{Nb. V's} = \frac{10.224}{1.98} = 5 \text{ V's \#5 @ 18 cm.}$$

$$A_s \text{ real} = 9.9 \text{ cm}^2$$

Revisión:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b} = \frac{9.9 \times 4200}{0.85 \times 250 \times 100} = 1.96$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 9.9 \times 4200 \left(16 - \frac{1.96}{2} \right)$$

$$M_n = 6.24 \approx 6.56 \quad \text{BIEN!}$$

Acero de distribución:

$$\rho = \frac{121}{\sqrt{s}} = \frac{121}{\sqrt{2.55}} = 76\% > 67\% \quad \text{Por lo tanto rige } 67\%$$

$$A_{sd} = 0.67 (10.224) = 6.85 \text{ cm}^2$$

Si V's # 4 entonces

$$\text{Nb. V's} = \frac{6.85}{1.27} = \underline{5 \text{ V's \#4 @ 18 cm}}$$

Acero en la losa inferior:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} \times 100 = 0.33\%$$

$$A_s \text{ mín} = 0.33 \times 100 \times 16 = \underline{5.28 \text{ cm}^2}$$

Si V's # 4 entonces

$$\text{No. V's} = \frac{5.28}{1.27} = \underline{4 \text{ V's \#4 @ 25 cm}}$$

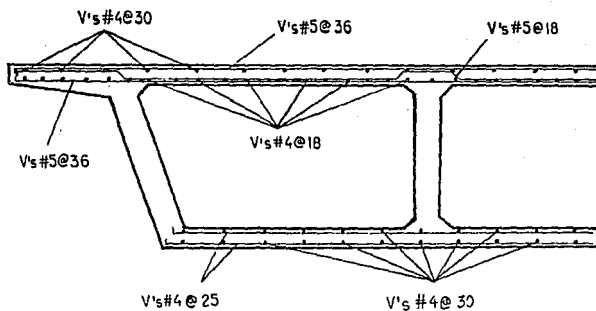
Acero por temperatura:

$$A_{st} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 20$$

$$\underline{A_{st} = 3.6 \text{ cm}^2}$$

Si V's # 4 entonces:

$$\text{Nb. V's} = \frac{3.6}{1.27} = \underline{3 \text{ V's \#4 @ 30 cm}}$$



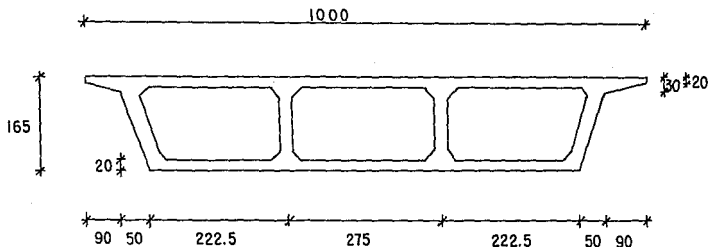
ANÁLISIS LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA

El análisis longitudinal de la superestructura se hará analizando solamente la mitad del puente, ya que éste es simétrico.

Se debe realizar el análisis en dos partes; una para las cargas muertas y otra para las cargas vivas.

Primero se realizará el análisis para cargas muertas, a todo lo largo de la superestructura existe una carga uniformemente distribuida debido al peso propio de ésta, además 6 m. antes y 6 m. después de cada pila existe un incremento de la carga que se representará con una carga triangular debida al ensanchamiento de la superestructura en la parte interior de ésta.

A continuación se realizó el cálculo de las cargas de bido al peso propio de la superestructura.



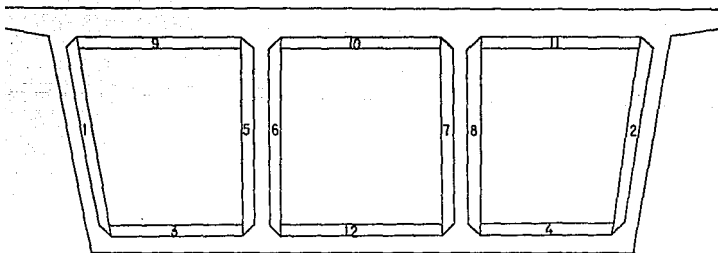
ACOTICM

$$\begin{aligned}
 10 \times 0.2 &= 2.000 \text{ m}^2 \\
 (0.9 \times 0.1) \div 2 &= 0.045 \text{ " } \\
 7.2 \times 0.2 &= 1.440 \text{ " } \\
 ((0.1 \times 0.1) \div 2) \times 12 &= 0.060 \text{ " } \\
 (1.25 \times 0.2) \times 4 &= \frac{1.000 \text{ "}}{4.545 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 10.908 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto la carga uniformemente repartida será igual

a:

$$\underline{11.0 \text{ T/m}}$$



El ensanchamiento que existe 6 m. antes y 6 m. después de cada pila y en los extremos del puente será de 10 cm.

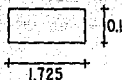
Las áreas mostradas en la figura anterior numeradas - del 1 al 12 serán consideradas para la carga triangular, que a continuación se calculará:



Areas 1,2,5,6,7 y 8.

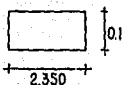
$$\frac{(1.25 + 1.45) \times 0.1}{2} \times 6 = 0.810 \text{ m}^2$$

ACOT: =



Areas 3 y 4.

$$(1.725 \times 0.1) \times 2 = 0.345 \text{ m}^2$$



Areas 9,10,11 y 12.

$$(2.350 \times 0.1) \times 4 = \frac{0.940 \text{ m}^2}{2.095 \text{ m}^2}$$

$$2.095 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 5.028 \text{ T/m.}$$

Por lo tanto la carga triangular será igual a:

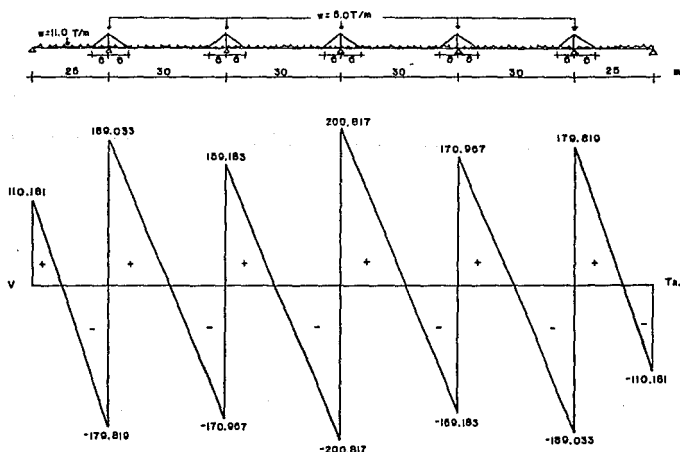
$$\underline{5.0 \text{ T/m}}$$

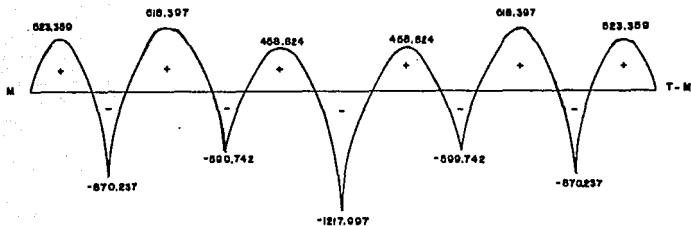
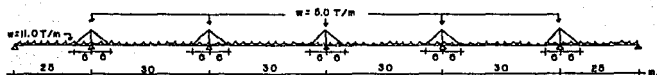
El análisis del puente se realizará primeramente considerando tres etapas de construcción de éste empezando de los extremos hacia el centro, tomando longitudes de: 31m para la primera etapa, 61 m para la segunda etapa y 85 m para la tercera etapa. Para éste análisis se ocuparán --

las cargas de 11.0 T/m y 5.0 T/m calculadas anteriormente.

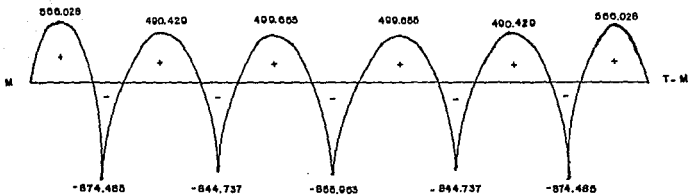
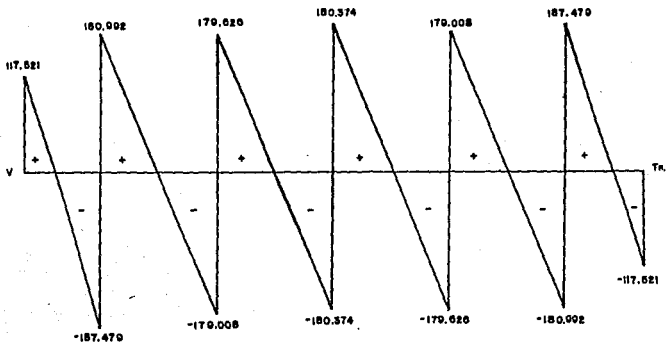
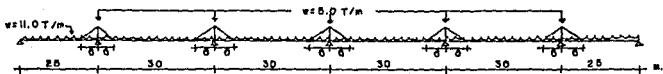
Para la primera etapa se considerará cargada toda la viga, en la segunda etapa se tomará en cuenta la carga que exista en los últimos 30 m. y para la tercera etapa, también se considerarán los últimos 30 m. cargados, además de considerar la carga triangular para cada una de las etapas.

Una vez analizadas las tres etapas se sumarán y obtendrán los diagramas para la fuerza flexionante y fuerza cortante debidas a éste análisis, éste será por el método CROSS.

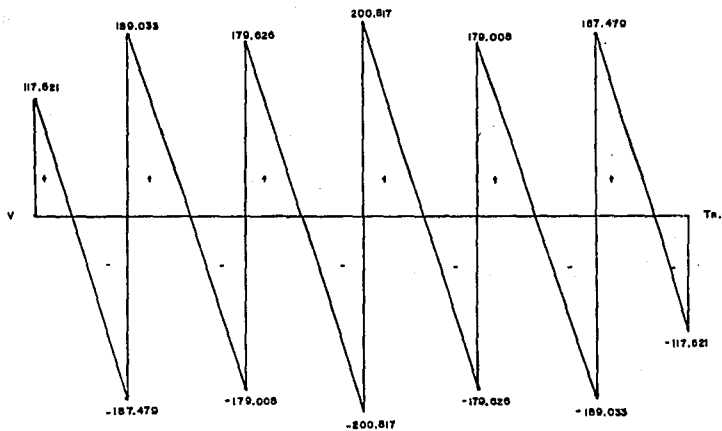




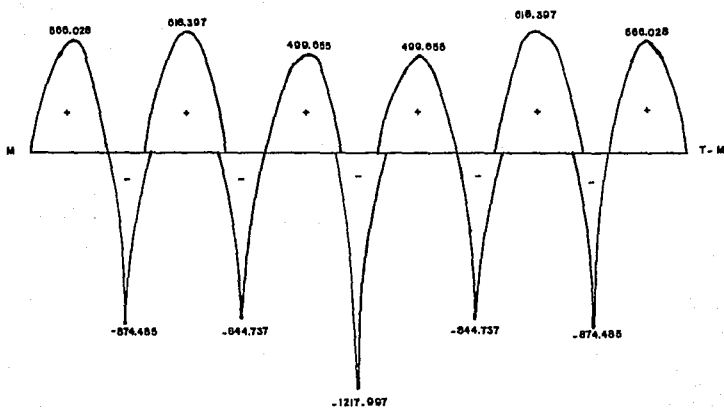
A continuación se analizará el puente como si fuera de una sola pieza tomando en cuenta las mismas cargas de 11.0 T/m y 5.0 T/m para la carga uniformemente repartida y las cargas triangulares respectivamente, para obtener los diagramas de fuerza flexionante y fuerza cortante de de bidas al análisis, éste será por el método de CROSS.



Los diagramas de fuerza cortante de estos dos análisis se comparan uno con otro para tomar las condiciones más-desfavorables como se muestra a continuación.

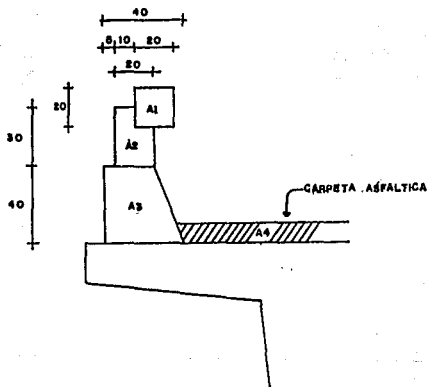


Los diagramas de fuerza flexionante de estos dos análisis se comparan uno con otro para tomar las condiciones más desfavorables como se muestra a continuación.



A continuación se realizará el análisis debido a la carga muerta adicional (parapeto y carpeta asfáltica).

Cálculo de peso debido a la carga muerta adicional.



$$A1 = 0.04 \text{ m}^2$$

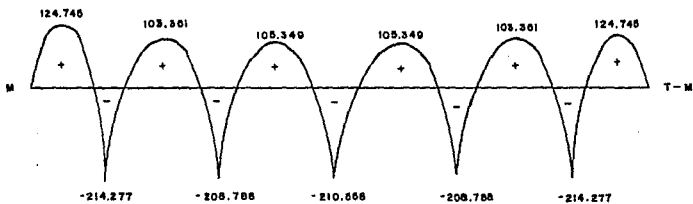
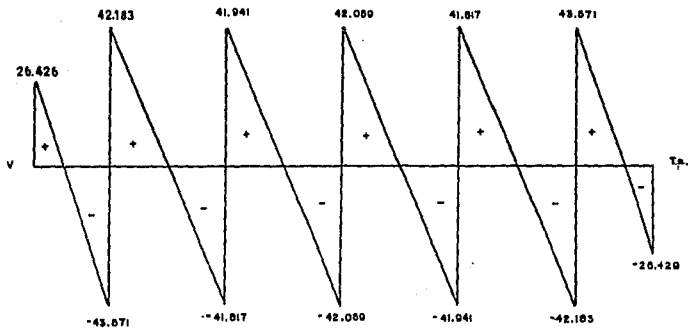
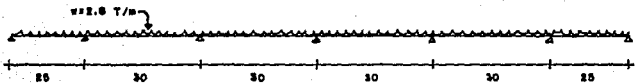
$$A2 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$A3 = 0.05 \text{ m}^2$$

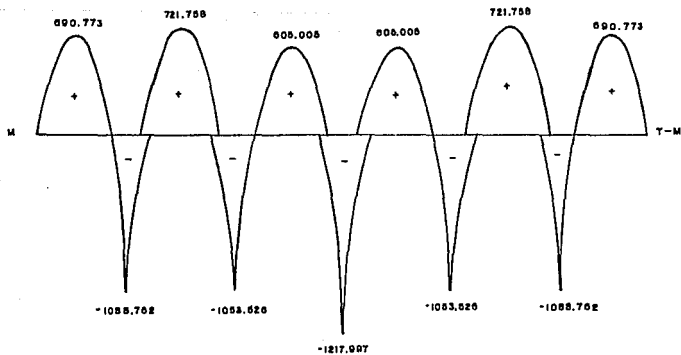
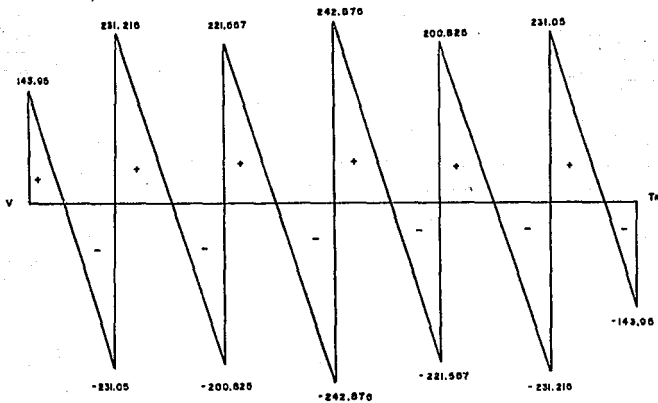
$$0.22 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 2 = 1056 \text{ kg/m}$$

$$A4 = 0.80 \text{ m}^2 \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 1760 \text{ kg/m}$$

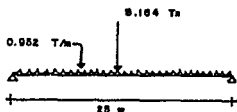
$$2816 \text{ kg/m} = 2.8 \text{ T/m}$$



Elementos mecánicos totales debidos a la carga muerta.



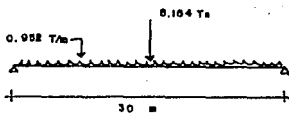
Para el análisis longitudinal de la carga viva se revisarán las siguientes condiciones de carga del camión - tipo HS-20 para que con la más desfavorable se analicen posteriormente diferentes condiciones de carga a lo largo del puente.



$$M_{cv} = (w l^2 / 8) + (p l / 4)$$

$$M_{cv} = (0.952 \times 25^2) / 8 + (8.164 \times 25) / 4$$

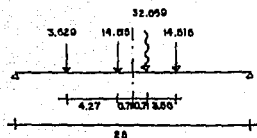
$$M_{cv} = 125.40 \text{ T-m}$$



$$M_{cv} = (w l^2 / 8) + (p l / 4)$$

$$M_{cv} = (0.952 \times 30^2) / 8 + (8.164 \times 30) / 4$$

$$M_{cv} = 168.33 \text{ T-m}$$



$$\Sigma M = (14.515 \times 4.27) + (14.515 \times 8.54)$$

$$\Sigma M = 185.94 \text{ T-m}$$

$$\Sigma F_y = 3.629 + (14.515 \times 2)$$

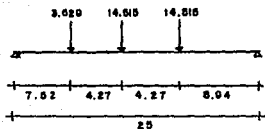
$$\Sigma F_y = 32.659 \text{ T}$$

$$e = 185.94 / 32.659$$

$$e = 5.69 \text{ m}$$

distancia equidistante al centro del claro:

$$(5.69 - 4.27) / 2 = 0.71 \text{ m}$$



$$\Sigma M = 0$$

$$(3.629 \times 7.52) + (14.515 \times 11.79) +$$

$$+(14.515 \times 16.06) - 25R_2 = 0$$

$$R_2 = -431.52 / 25$$

$$R_2 = 17.26 \text{ T}$$

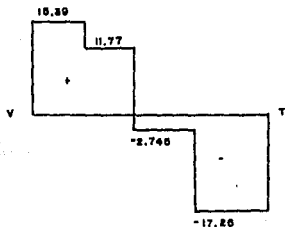
$$\Sigma F_y = 0$$

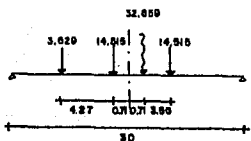
$$32.659 - 17.26 + R_1 = 0$$

$$R_1 = 15.39 \text{ T}$$

$$M_{\max} = (15.39 \times 7.52) + (11.77 \times 4.27)$$

$$M_{\max} = 166.058 \text{ T-m}$$



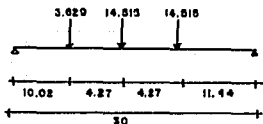


$$\Sigma M = 185.94 \text{ T-m}$$

$$\Sigma F_y = 32.659 \text{ T}$$

$$e = 5.69 \text{ m}$$

Distancia equidistante al centro del claro: 0.71 m



$$\Sigma M = 0$$

$$(3.629 \times 10.02) + (14.515 \times 14.29) + (14.515 \times 18.56) - 30R_2 = 0$$

$$R_2 = -513.18/30$$

$$R_2 = 17.106 \text{ T}$$

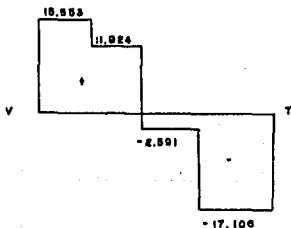
$$\Sigma F_y = 0$$

$$32.659 - 17.106 + R_1 = 0$$

$$R_1 = 15.553 \text{ T}$$

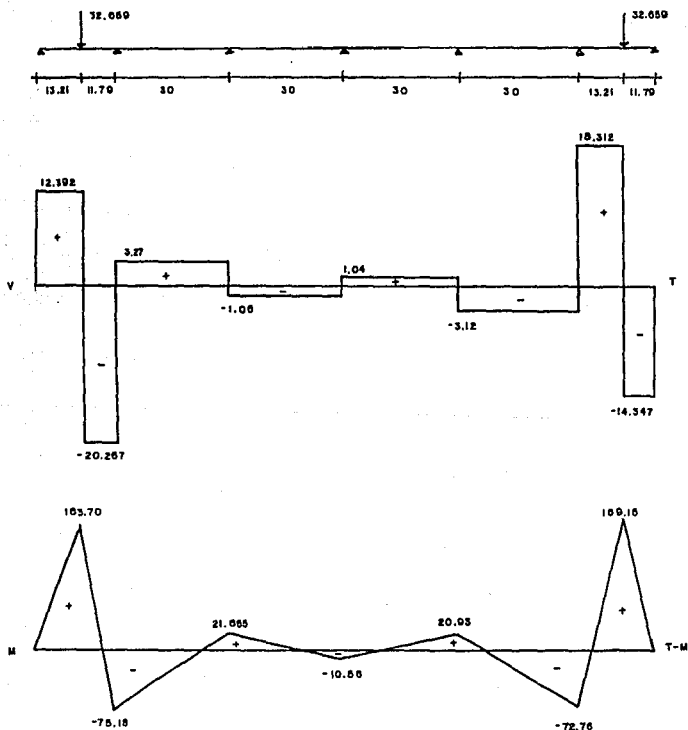
$$M_{\max} = (15.553 \times 10.02) + (11.924 \times 4.27)$$

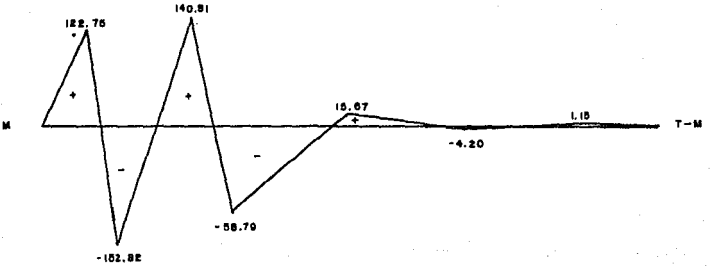
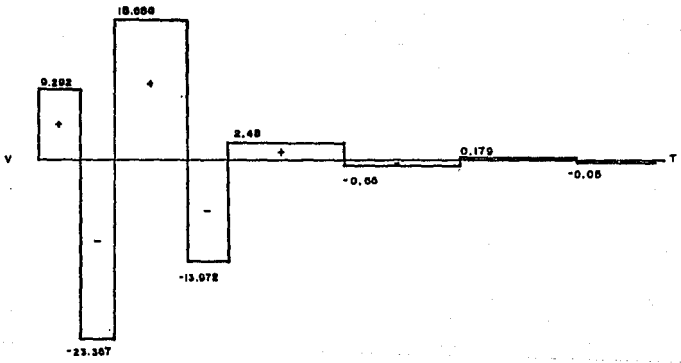
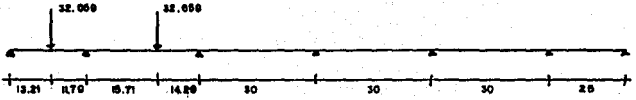
$$M_{\max} = 206.756 \text{ T-m}$$

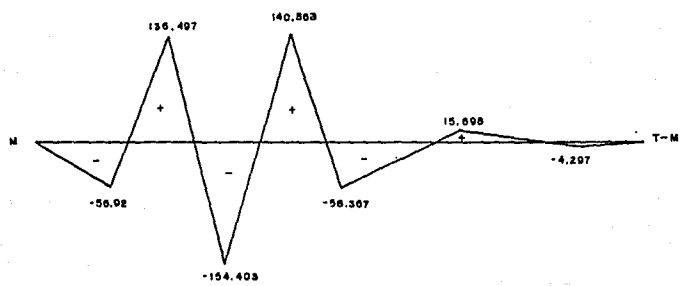
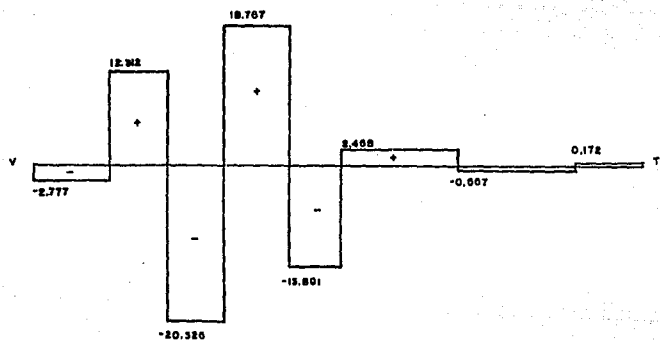
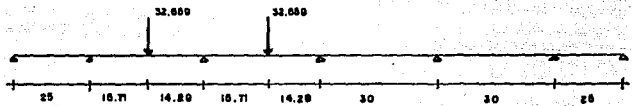


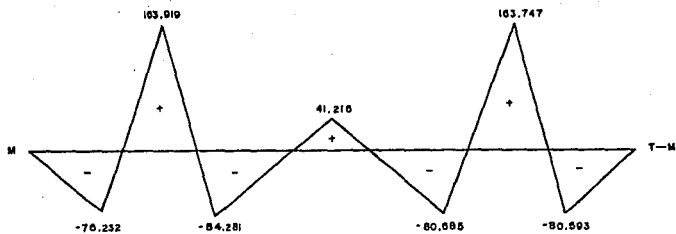
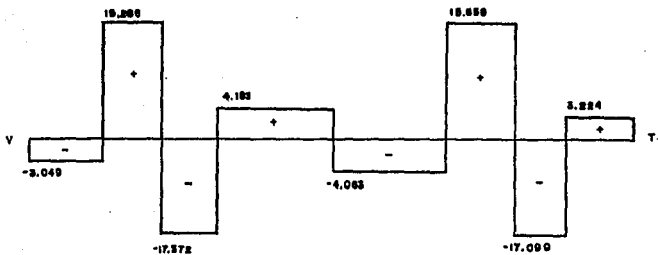
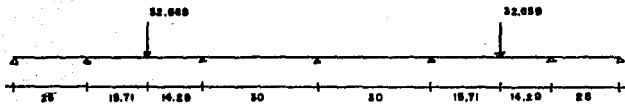
Las condiciones más desfavorables son considerando — las cargas puntuales de los ejes del camión para los dos casos (25 y 30 m). Se considerarán estas condiciones como las más desfavorables para el análisis de el puente cargado en diferentes formas.

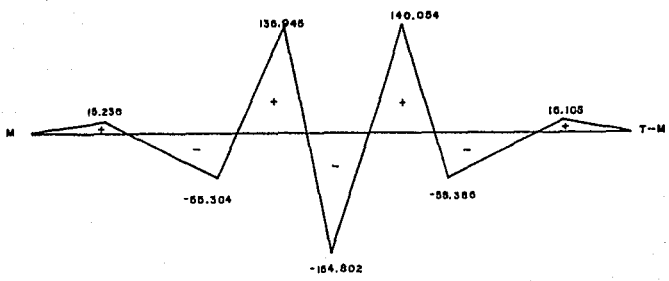
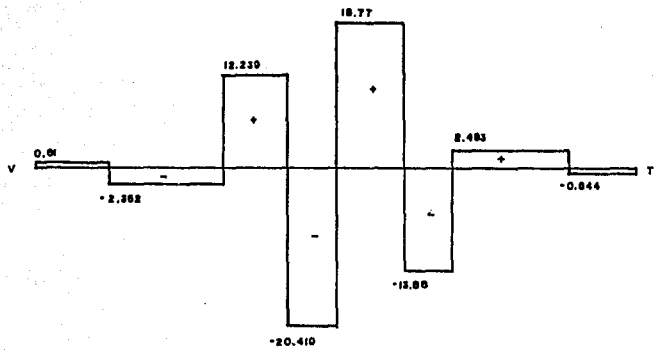
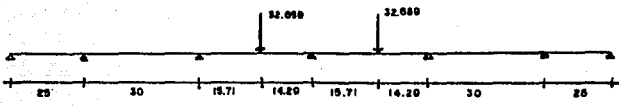
Análisis longitudinal debido a la carga viva, considerando a un camión tipo HS-20 para una banda de tránsito, con las diferentes condiciones de carga que serán analizadas cada una de ellas con el método de "CROSS".

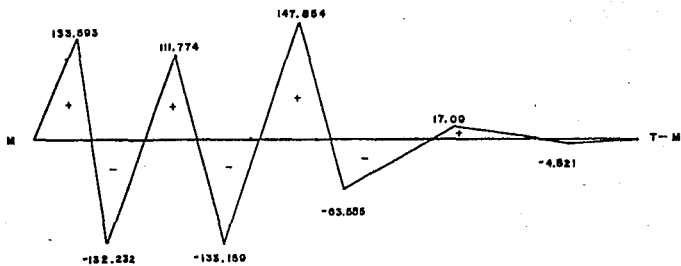
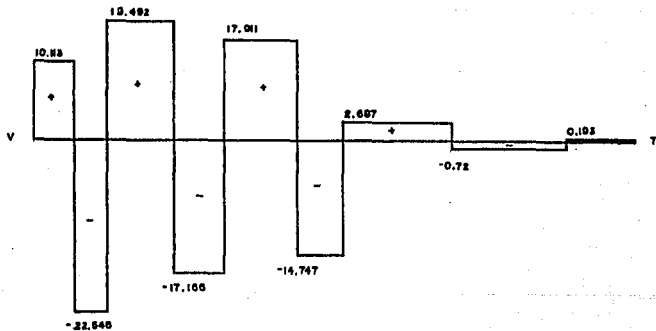
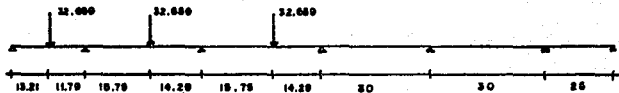


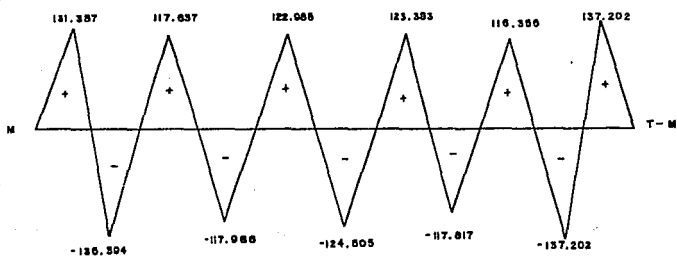
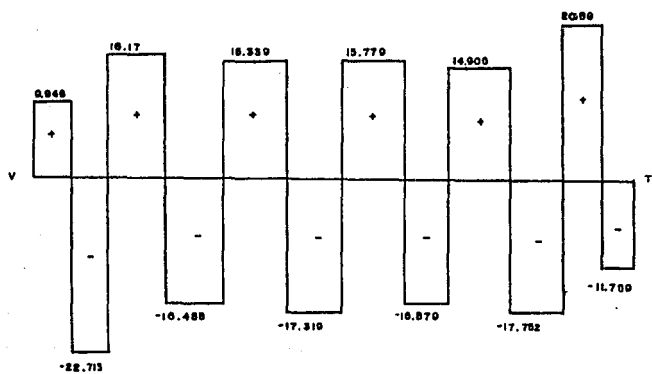
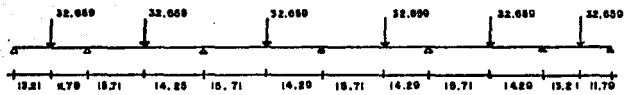




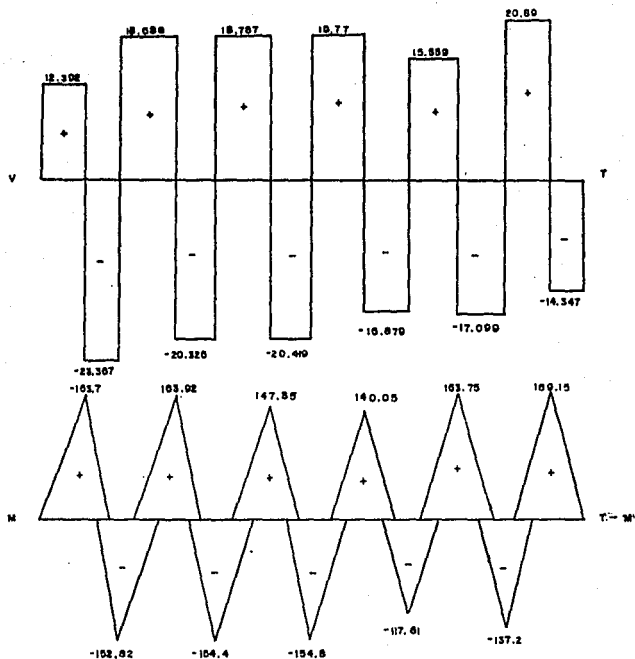




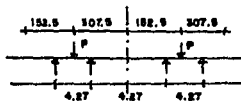




Envolventes de los elementos mecánicos debido a la -
 carga viva para una banda de tránsito.



Factor de concentración por nervadura utilizando para su cálculo el método de "GOURBON".



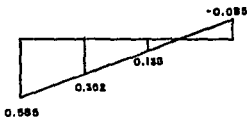
$$R1 = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \frac{21 - (n+1)}{n+1} \frac{e}{l} \right] \quad \text{suponiendo } P=1.0$$

$$R1 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{2-5}{5} \frac{307.5}{825} \right] = 0.585$$

$$R2 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{4-5}{5} \frac{307.5}{825} \right] = 0.362$$

$$R3 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{6-5}{5} \frac{307.5}{825} \right] = 0.138$$

$$R4 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{8-5}{5} \frac{307.5}{825} \right] = \frac{-0.085}{1.000}$$

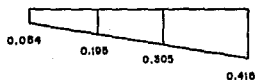


$$R1 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{2-5}{5} \frac{152.5}{825} \right] = 0.084$$

$$R2 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{4-5}{5} \frac{152.5}{825} \right] = 0.195$$

$$R3 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{6-5}{5} \frac{152.5}{825} \right] = 0.305$$

$$R4 = 1/4 \left[1 + 6 \frac{8-5}{5} \frac{152.5}{825} \right] = \frac{0.416}{1.000}$$



$$F\alpha = 0.585 + 0.084 = 0.669$$

Cálculo del factor de impacto debido a la carga viva.

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \quad L = 0.81 = 0.8 \times 25 = 20 \text{ m}$$

$$0.8 \times 30 = 24 .$$

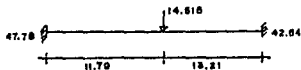
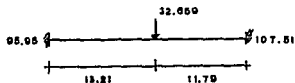
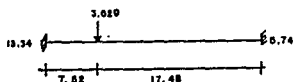
$$I = \frac{15.24}{20 + 38} = 0.26 = 26\%$$

$$I \text{ promedio} = 25.5\%$$

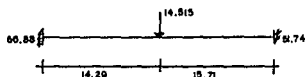
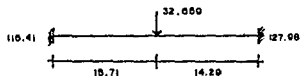
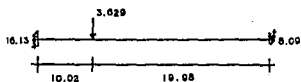
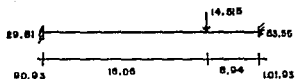
$$I = \frac{15.24}{24 + 38} = 0.25 = 25\%$$

Factores de corrección a los elementos mecánicos para tomar en cuenta la aplicación real de la carga viva.

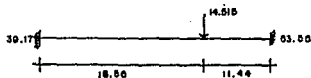
Para momentos negativos:



$$f = \frac{90.93}{95.95} = 0.948 \quad f = \frac{101.93}{107.51} = 0.948$$



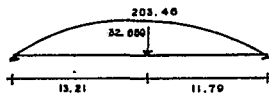
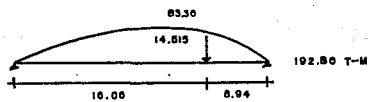
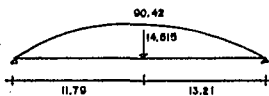
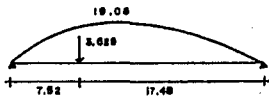
$$f = \frac{112.18}{116.41} = 0.964 \quad f = \frac{123.39}{127.98} = 0.964$$



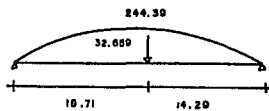
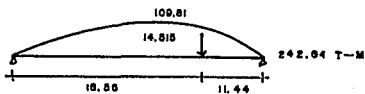
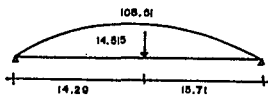
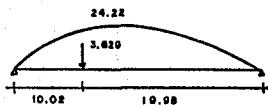
112.18

123.39

Para momentos positivos: (Pab/l)



$$f = \frac{192.86}{203.46} = 0.948$$



$$f = \frac{242.64}{244.39} = 0.993$$

Factor promedio para momentos negativos:

$$\frac{0.948+0.964}{2} = 0.956$$

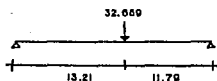
Factor promedio para momentos positivos:

$$\frac{0.948+0.993}{2} = 0.971$$

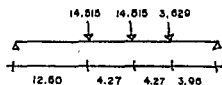
Factor promedio para los dos momentos:

$$\frac{0.956+0.971}{2} = 0.9635$$

Para cortantes al centro del claro:



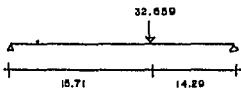
$$V = \frac{32.659 \times 11.79}{25} = 15.31$$



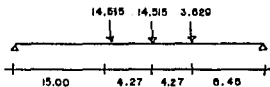
$$V = 14.51 \left[\frac{12.60}{25} + \frac{8.23}{25} + \frac{3.96}{4 \times 25} \right]$$

$$V = 12.60$$

$$f = \frac{12.60}{15.31} = 0.82$$



$$V = \frac{32.659 \times 14.29}{30} = 15.55$$



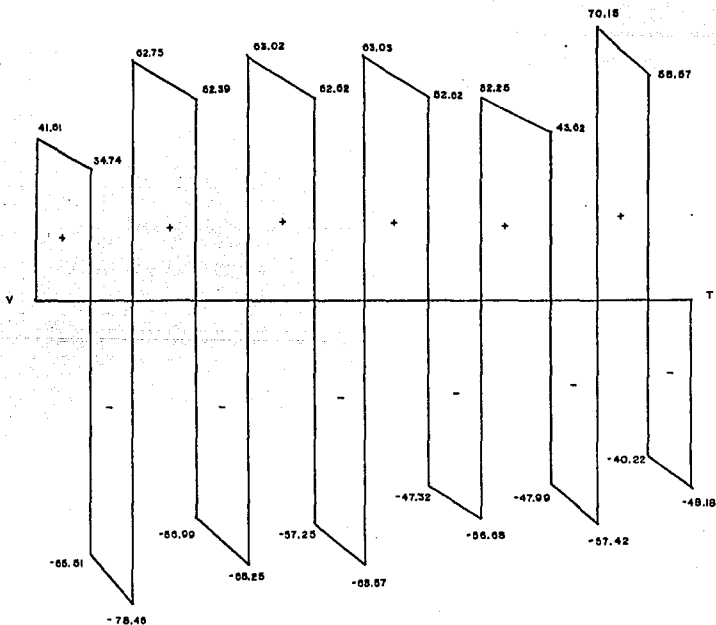
$$V = 14.51 \left[\frac{15}{30} + \frac{10.73}{30} + \frac{6.46}{4 \times 30} \right]$$

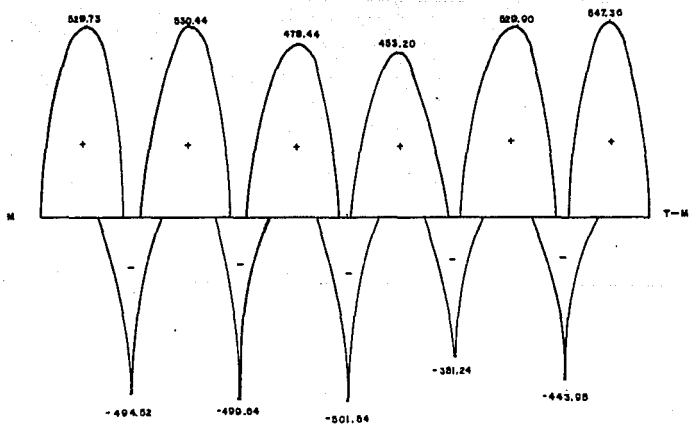
$$V = 13.22$$

$$f = \frac{13.22}{15.55} = 0.85$$

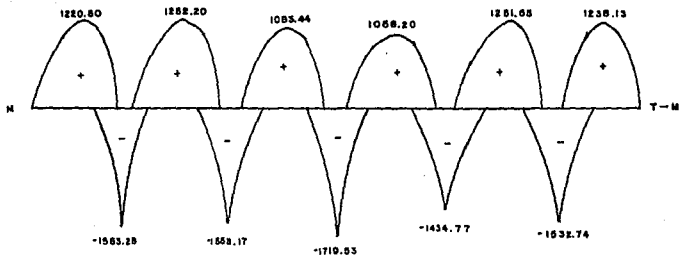
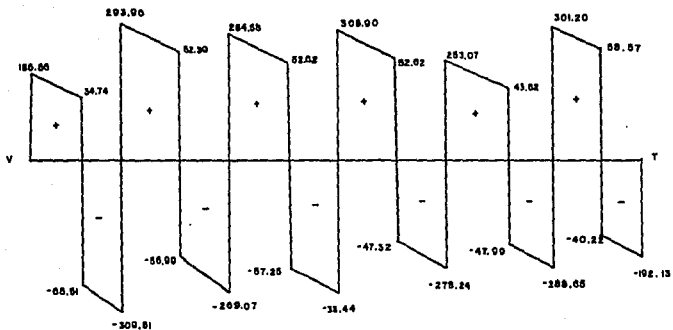
Factor promedio: 0.835

Elementos mecánicos debidos a la carga viva, afectados por el factor de impacto, factor de concentración, y factores de corrección para momentos negativos, positivos, y cortantes al centro del claro.

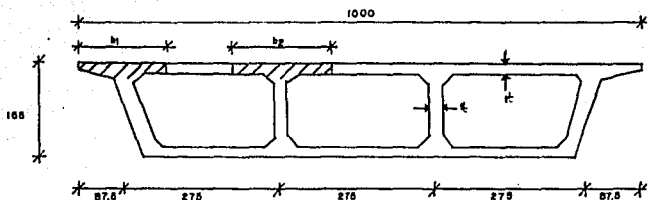




Elementos mecánicos totales debidos a carga muerta y carga viva.



DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

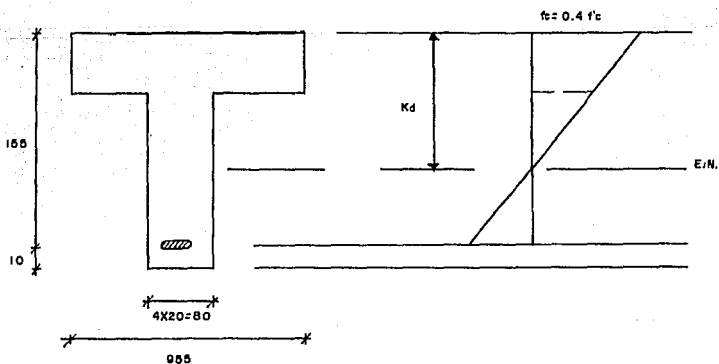


$$\begin{aligned}
 b_2: & \text{ - de centro a centro} = 275 \text{ cm.} \\
 & \text{ - } L/4 = 2500/4 = 625 \text{ cm.} \\
 & \text{ - } 12t + b' = (12 \times 20) + 20 = 260 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$b_2 = 260 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 87.5 + (260/2) = 217.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_2 + 2b_1 = (2 \times 260) + (2 \times 217.5) = 955 \text{ cm.}$$



$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.4 f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + f_s/nf_c} = 0.333$$

$$j = 1 - k/3 = 0.889$$

$$K = 1/2 f_c k j = 14.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$kd = 0.333 \times 155 = 51.615$$

$$M_1^1 = K b^2 d^2 = 14.7 \times 80 \times 155^2 = \underline{28\ 253\ 400 \text{ kg-cm}}$$

$$M_2 = G(jd)$$

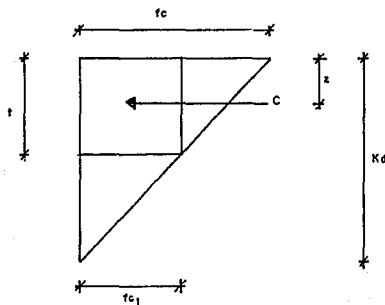
$$f_{c1} = \frac{f_c}{kd} (kd - t) = \frac{100}{51.615} (51.615 - 20) = 61.25$$

$$G = (f_c + f_{c1}) \frac{t}{2} (b - b') = (100 + 61.25) \frac{20}{2} (955 - 80) = 1410937.5$$

$$z = \frac{t}{3} \frac{f_c + 2f_{c1}}{f_c + f_{c1}} = \frac{20}{3} \frac{100 + (2 \times 61.25)}{100 + 61.25} = 9.2$$

$$jd = dz = 155 \times 9.2 = 1426$$

$$M_2 = 1410937.5 \times 1426 = \underline{2011\ 996\ 875 \text{ kg-cm}}$$



$$M_R = M_1 + M_2 = 20\ 402.46 \text{ Tn-M} \geq 1252.20 \text{ Tn-M}$$

Es simplemente armada.

$$A_s = \frac{M}{F_{s,d}} = \frac{125220000}{2000 \times 0.889 \times 155} = 454.37 \text{ cm}^2$$

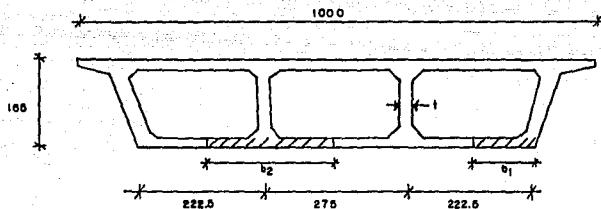
$$\text{Por cada nervadura: } 454.37/4 = 113.59 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Se pondrán } 12 \phi \#8 &= 60.34 \text{ (dobladas)} \\ + 12 \phi \#8 &= \underline{60.84} \text{ (corridas)} \\ 121.18 &> 113.59 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Longitud de anclaje:

- Un peralte = 155 cm.
 - $12 \phi = 2.54 \times 12 = 30.48$ cm
 - 30 cm.
- $\left. \begin{array}{l} | \\ | \\ | \end{array} \right\} 30 \text{ cm.}$

Hasta aquí es el diseño para el acero que le corresponde al momento positivo, A continuación se realizará el diseño para el acero correspondiente al acero negativo, todo esto es el diseño para flexión.



b_2 : - de centro a centro = 275 cm.

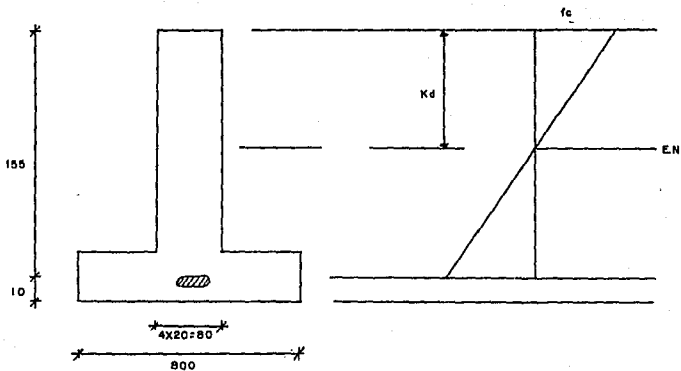
- $L/4 = 2500/4 = 625$ cm.

- $12t + b' = (12 \times 20) + 20 = 260$ cm.

$b_2 = 260$ cm.

$b_1 = 20 + 6t = 20 + (6 \times 20) = 140$ cm

$b = 2(b_1 + b_2) = 2(260 + 140) = 800$ cm.



$$k_d = 51.61$$

$$M_1 = 14.7 \times 80 \times 155^2 = \underline{28\,253\,400 \text{ kg-cm.}}$$

$$f_{o_1} = 61.25$$

$$C = (100 + 61.25) \frac{20}{2} (800 - 80) = 774\,000$$

$$z = 9.2$$

$$j_d = 1426$$

$$M_2 = 774\,000 \times 1426 = \underline{1\,103\,724\,000 \text{ kg-cm.}}$$

$$M_R = M_1 + M_2 = 11\,319.74 \text{ Tn-M} \approx 1719.53 \text{ Tn-M}$$

Es simplemente armada.

$$A_s = \frac{M}{f_s j_d} = \frac{171953000}{2000 \times 0.889 \times 155} = 623.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por cada nervadura: } 623.94/4 = 155.99 \text{ cm}^2$$

Se pondrán 20 #8 = 101.40 (dobladas)

$$+ 12 \text{ #8} = \underline{60.84} \text{ (corridas)}$$
$$162.24 \quad 155.99 \text{ cm}^2$$

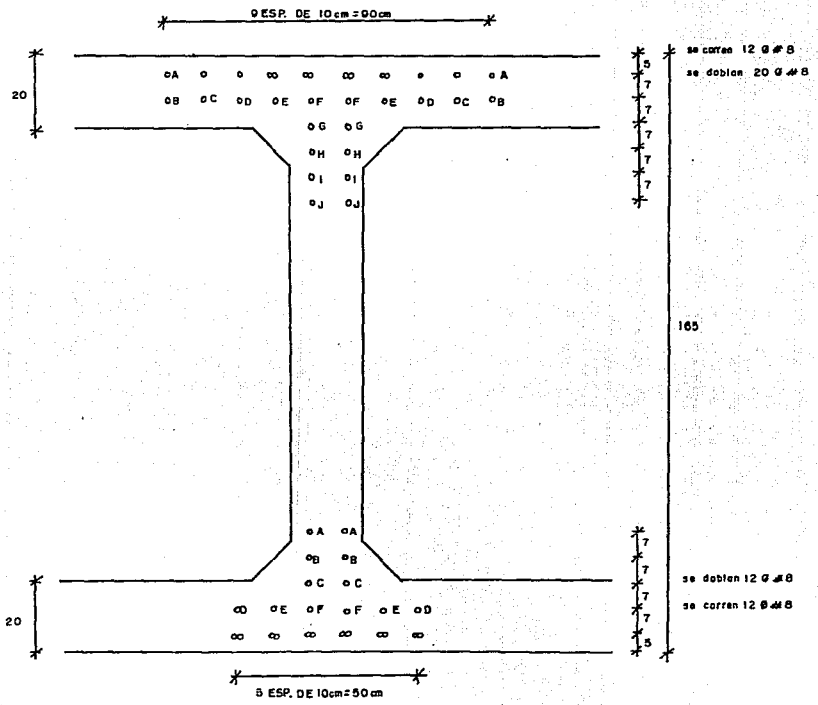
Longitud de anclaje:

- Un peralte = 155 cm.

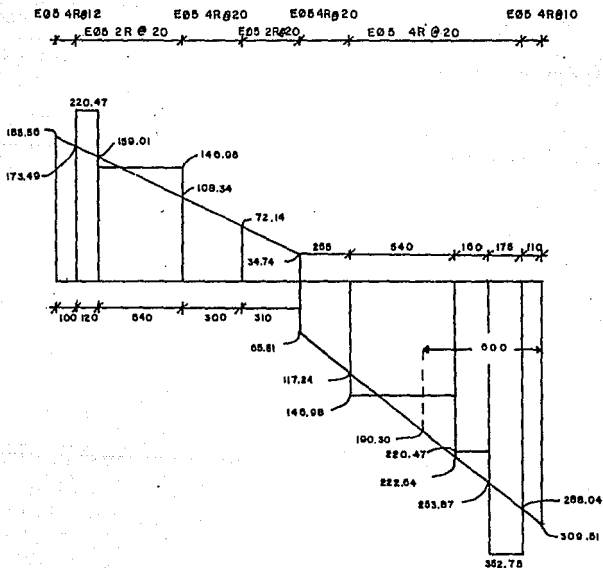
- 12 = $2.54 \times 12 = 30.48$ cm.

- 30 cm.

} 30 cm.



CORTANTE (25 m)



$$v = \frac{Avfvdl.4}{sep.}$$

$$@ 80 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{0.80} = 220.47 \text{ Tn.}$$

$$@ 120 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{1.20} = 146.98 \text{ Tn.}$$

$$\text{sep.} = \frac{Avfvd}{v^4}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{185.56} = @ 12 \text{ cm.}$$

$$\frac{173.49}{3} = 57.83 \text{ Tn.}$$

$$\text{sep} = \frac{2 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{57.83} = @ 20 \text{ cm.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{108.34} = @ 20 \text{ cm.}$$

$$\text{sep} = \frac{2 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{72.14} = @ 20 \text{ cm.}$$

$$@ 50 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{0.50} = 352.75 \text{ Tn.}$$

$$@ 80 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{0.80} = 220.47 \text{ Tn.}$$

$$@ 120 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{1.20} = 146.98 \text{ Tn.}$$

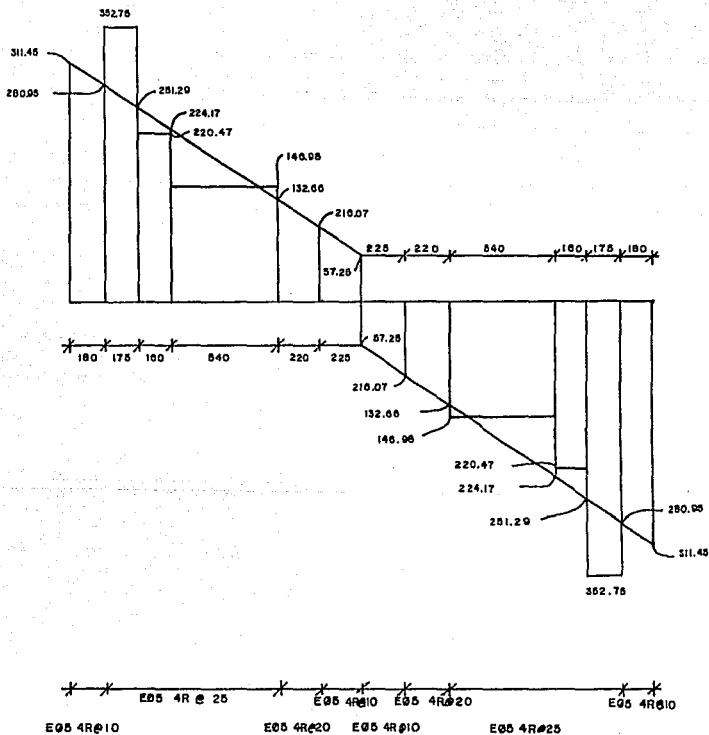
$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{309.51} = @ 10 \text{ cm.}$$

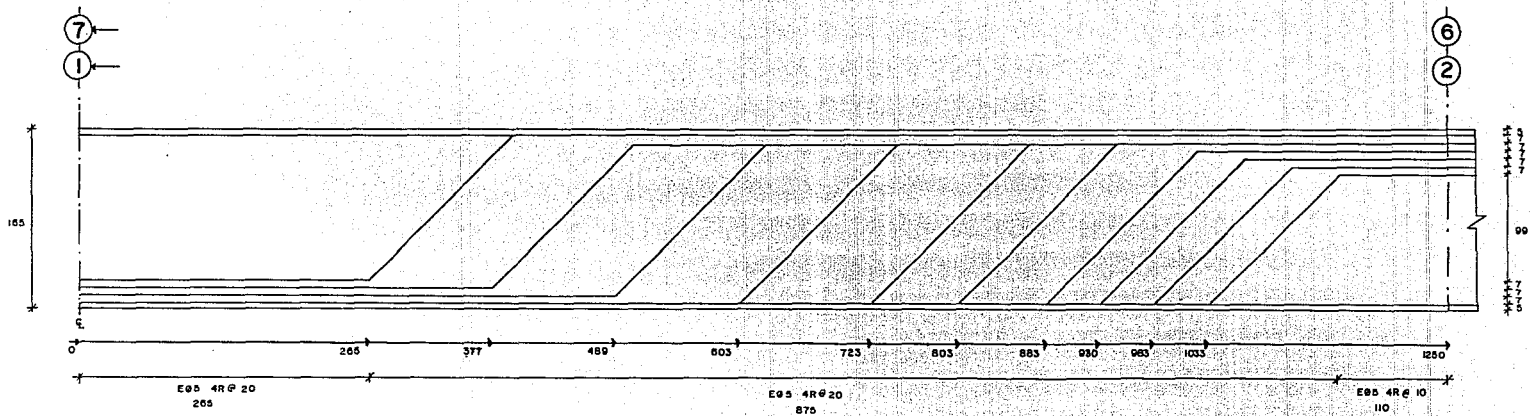
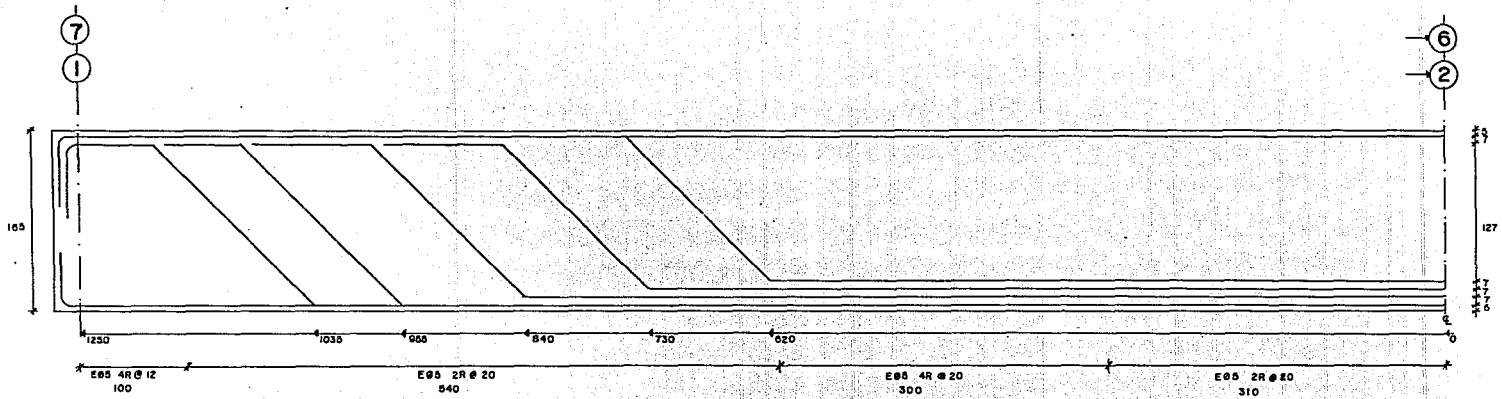
$$\frac{288.04}{3} = 96.01 \text{ Tn.}$$

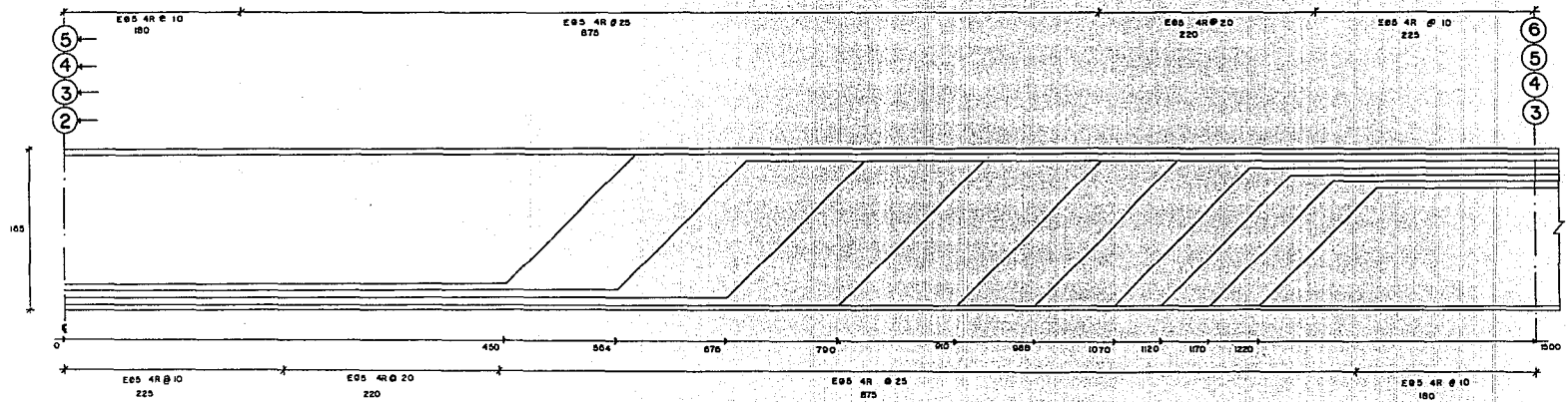
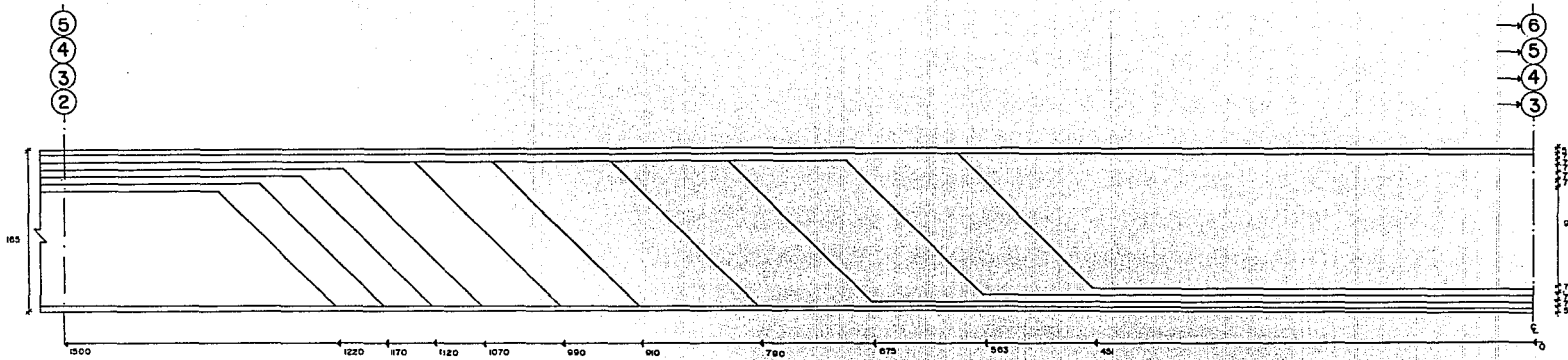
$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{96.01} = @ 20 \text{ cm.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{117.24} = @ 20 \text{ cm.}$$

GORTANTE (30 m)







$$@ 50 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{0.50} = 352.75 \text{ Tn.}$$

$$@ 80 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{0.80} = 220.47 \text{ Tn.}$$

$$@ 120 \quad v = \frac{2 \times 4 \times 5.08 \times 2 \times 1.55 \times 1.4}{1.20} = 146.98 \text{ Tn.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{311.45} = @ 10 \text{ cm.}$$

$$\frac{280.95}{3} = 93.65 \text{ Tn.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{93.65} = @ 25 \text{ cm.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{132.66} = @ 20 \text{ cm.}$$

$$\text{sep} = \frac{4 \times 1.98 \times 2 \times 1.55}{216.07} = @ 10 \text{ cm.}$$

REVISION POR V_{\max} .

$$V_{\max} = 311.45 \text{ Tn.}$$

$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{311450}{30 \times 155} = 66.97/4 = 16.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{\max} = 1.33 \sqrt{f'c} = 21 \text{ kg/cm}^2 > 16.74 \text{ kg/cm}^2$$

a 600 cm. donde se ensanchan las trabes:

$$v = \frac{190300}{20 \times 4 \times 155} = 15.34 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ kg/cm}^2$$

IV

PILAS Y ESTRIBOS

IV. PILAS Y ESTRIBOS

IV.1 PILAS

En el cálculo de la superestructura se omitió por razones de simplicidad la presencia de las pilas, tomando en cuenta que la altura de éstas y su esbeltez permiten despreciar su contribución en la distribución de momentos por carga vertical. Esto nos permite suponer, sin mucho error, que la carga viva y la carga muerta producen en las pilas únicamente carga axial con valor igual a -- las reacciones obtenidas en el análisis de la superestructura como viga continua.

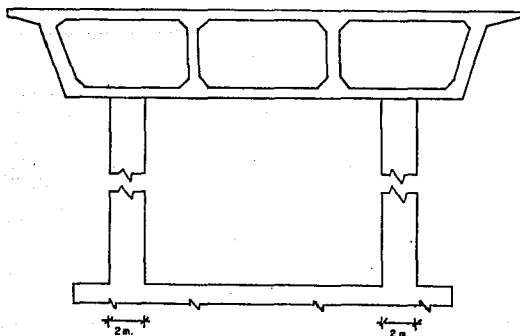
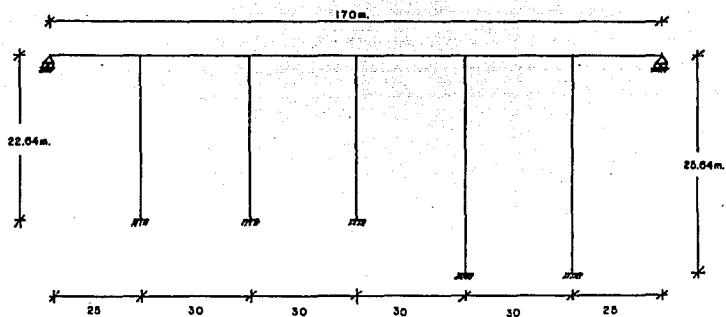
El trabajo fundamental de las pilas se presenta ante la acción de cargas horizontales para las cuales es necesario tomar en cuenta el efecto de marco tanto en el sentido transversal como en el longitudinal.

Cada pila está formada por dos columnas y es continua con un diafragma que queda contenido en el peralte de la superestructura.

Aun cuando Tamsulipas forma parte de una de las regiones de menor sismicidad en la República Mexicana y a la vez está en una de las regiones de mayor intensidad por viento, cálculos preliminares realizados según las recomendaciones de AASHTO permitieron establecer que la acción sísmica era mayor que la del viento, por lo que el análisis de los marcos formados por pilas y superestructura se realizó únicamente para sismo.

ANALISIS Y DISEÑO SISMICO

SISMO LONGITUDINAL



Tipo de terreno: Arcilla de baja plasticidad, muy dura y poco arenosa.

Cálculo de pesos:

Superestructura

peso de superestructura 11.0 T/M

carga muerta adicional 2.8 T/M

13.8 T/M

$$W_{\text{superestructura}} = 170 \times 13.8 = 2346 \text{ T/M}$$

Subestructura

$$A = \pi(1)^2 = 3.14 \text{ m}^2$$

$$3.14 \times 2.4 = 7.54 \text{ T/M}$$

$$W_{\text{subestructura}} = 493.8 \text{ Tn.}$$

$$W_{\text{subestructura}} = 374.4 \text{ Tn.}$$

Espectro de diseño:

Tamaulipas zona A

Terreno tipo II

Estructura importante, se aplica el factor 1.3

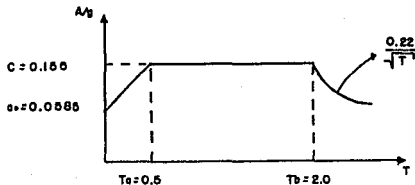
$$a_0 = 0.045 \times 1.3 = 0.0585$$

$$c = 0.12 \times 1.3 = 0.156$$

$$T_a = 0.5$$

$$T_b = 2.0$$

$$r = 2/3$$



Marco dúctil de concreto reforzado (columnas continuas - con la superestructura).

$$Q = 4$$

$$c/Q = 0.156/4 = 0.039 < 0.0585 \therefore \text{Tomamos } 0.0585$$

Solamente se analizará la mitad de la estructura, ya que longitudinalmente es simétrica.

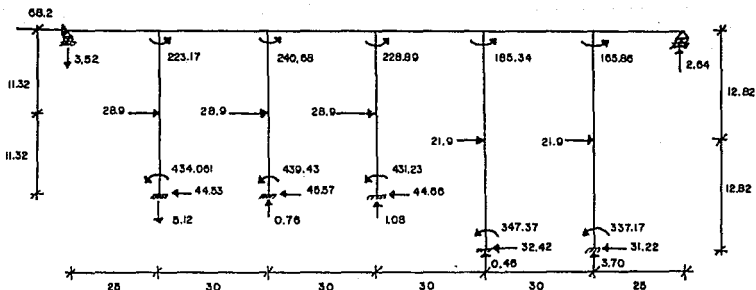
Fuerzas equivalentes para sismo:

$$\text{superestructura} = 0.0585 \times \frac{2346}{2} = 68.2 \text{ Tn}$$

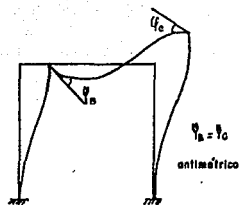
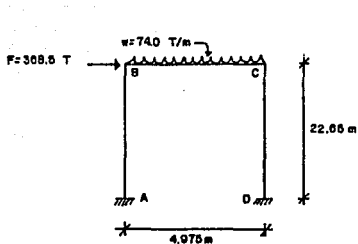
$$\text{subestructura: } 0.0585 \times 493.8 = 28.9 \text{ Tn.}$$

$$0.0585 \times 374.4 = 21.9 \text{ Tn.}$$

Sismo longitudinal



SISMO TRANSVERSAL (columnas cortas)



cálculo de desplazamiento lateral:

$$r_{BC} = \frac{6EI}{L} = \frac{6 \times 2.486 \times 10^7 \times 0.785}{4.975} = 2272161$$

$$r_{BA} = \frac{4EI}{H} = \frac{6 \times 2.486 \times 10^7 \times 0.785}{22.650} = \frac{332715}{2604876}$$

factor de distribución:

$$fd_{BC} = \frac{2272161}{2604876} = 0.87$$

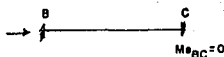
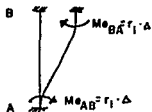
$$fd_{BA} = \frac{332715}{2604876} = \frac{0.13}{1.00}$$

factor de transporte:

ft_{BC} = No se considera porque ya se impuso la condición de antisimetría.

$$ft_{BA} = 0.5$$

momentos de empotramiento:



$r_1 = \text{rigidez lineal} = \frac{6EI}{H^2}$ suponemos $\Delta = 1 \text{ cm.}$

$$M_{e_{BA}} = \frac{6 \times 2.486 \times 10^{-7} \times 785}{22.65^2} \times 0.01 = 220 \text{ T-m}$$

$$M_{e_{AB}} = 220 \text{ T-m}$$

momentos debido al giro:

$$M_{d_B} = M_{e_{BC}} + M_{e_{BA}} = 220$$

$$M_{q_{BA}} = f_{d_{BA}} (-M_{d_B}) = 0.13 \times (-220) = -28.6$$

$$M_{q_{BC}} = f_{d_{BC}} (-M_{d_B}) = 0.87 \times (-220) = -191.4$$

momento debido al transporte:

$$M_{t_{AB}} = f_{t_{BA}} M_{q_{BA}} = 0.5 \times (-28.6) = -14.3$$

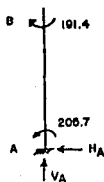
momentos totales:

$$M_{BC} = 0 - 191.4 + 0 = -191.4$$

$$M_{BA} = 220 - 28.6 + 0 = 191.4$$

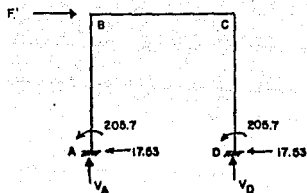
$$M_{AB} = 220 + 0 - 14.3 = 205.7$$

aislando la columna AB:



$$M_B = 191.4 = H_A (22.65) - 205.7$$

$$H_A = \frac{191.4 + 205.7}{22.65} = 17.53 \text{ Tn.}$$



$$\sum F_x = 0$$

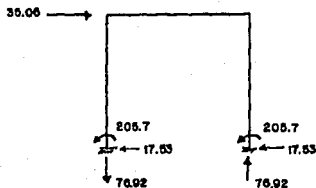
$$F = 17.53 + 17.53 = 35.06 \text{ Tn.}$$

$$\sum M_D = 0$$

$$V_A = \frac{-382.709}{4.975} = -76.92 \text{ Tn.}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$V_D = -V_A \therefore V_D = 76.92 \text{ Tn}$$



Factor de corrección: (α)

$$\alpha = \frac{368.5}{35.06} = 10.51$$

$$\Delta = \Delta \text{ ficticio} \cdot \alpha$$

$$\Delta = 0.01 \times 10.51 = 0.1051 \text{ m.}$$

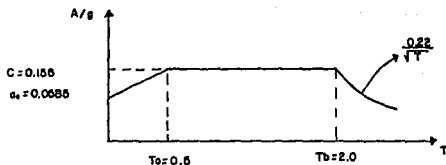
$$= 10.51 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{368.5}{10.51} = 35.06 \text{ Tn/cm.}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{368.5}{981} = 0.37$$

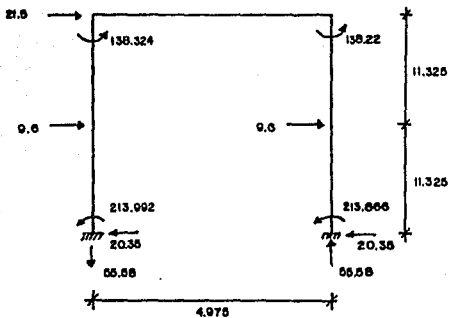
$$W = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{35.06}{0.37}} = 9.73$$

$$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{2\pi}{9.73} = 0.64 \text{ seg.}$$

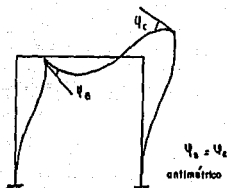
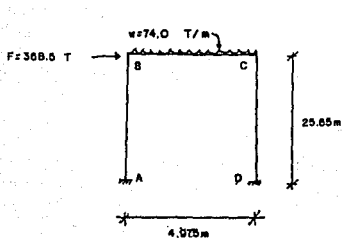


$$T > T_B$$

$$\frac{c}{Q} = 0.156/4 = 0.039 < 0.0585 \quad \text{por lo tanto rige } 0.0585$$



SISMO TRANSVERSAL (columnas largas)



cálculo de desplazamiento lateral:

$$r_{BC} = \frac{6EI}{L} = 2272161$$

$$r_{BA} = \frac{4EI}{H} = \frac{293801}{2565962}$$

factor de distribución:

$$f_{BC} = \frac{2272161}{2565962} = 0.88$$

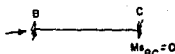
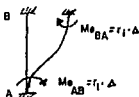
$$f_{BA} = \frac{293801}{2565962} = \frac{0.12}{1.00}$$

factor de transporte:

$f_{BC} = 0$ No se considera porque ya se impuso la condición de antisimetría.

$$f_{BA} = 0.5$$

momentos de empotramiento:



$r_1 = \text{rigidez lineal} = \frac{6EI}{H^2}$ suponemos $\Delta = 1 \text{ cm.}$

$$M_{e_{BA}} = \frac{6 \times 2.486 \times 10^7 \times 0.01}{25.65^2} = 172 \text{ T-m}$$

$$M_{e_{AB}} = 172 \text{ T-m}$$

momentos debido al giro:

$$M_{d_B} = M_{e_{BC}} + M_{e_{BA}} = 172$$

$$M_{\theta_{BA}} = f_{d_{BA}}(-M_{d_B}) = 0.12 \times (-172) = -20.64$$

$$M_{\theta_{BC}} = f_{d_{BC}}(-M_{d_B}) = 0.88 \times (-172) = -151.36$$

momento debido al transporte:

$$M_{t_{AB}} = f_{t_{BA}} M_{\theta_{BA}} = 0.5 \times (-20.64) = -10.32$$

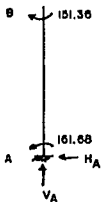
momentos totales:

$$M_{BC} = 0 - 151.36 + 0 = -151.36$$

$$M_{BA} = 172 - 20.64 + 0 = 151.36$$

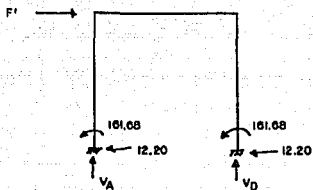
$$M_{AB} = 172 + 0 - 10.32 = 161.68$$

aislando la columna AB



$$M_B = 151.36 = H_A(22.65) - 161.68$$

$$H_A = \frac{151.36 + 161.68}{22.65} = 12.20 \text{ Tn.}$$



$$\Sigma F_x = 0$$

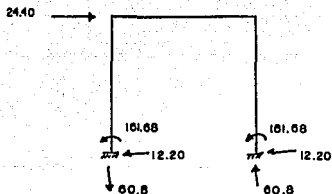
$$F' = 12.20 + 12.20 = 24.40 \text{ Tn.}$$

$$\Sigma M_D = 0$$

$$V_A = \frac{-302.5}{4.975} = -60.8 \text{ Tn.}$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$V_D = -V_A \therefore V_D = 60.8 \text{ Tn.}$$



Factor de corrección: (α)

$$\alpha = \frac{368.5}{24.4} = 15.10$$

$$\Delta = \Delta \text{ ficticio} \cdot \alpha$$

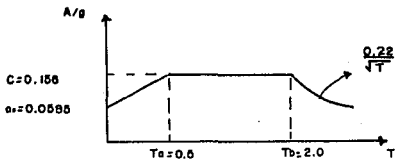
$$\Delta = 0.01 \times 15.10 = 0.151 \text{ m.} \\ = 15.10 \text{ cm.}$$

$$k = \frac{F}{\Delta} = \frac{368.5}{15.10} = 24.4 \text{ Tn/cm}$$

$$m = \frac{W}{g} = \frac{368.5}{981} = 0.37$$

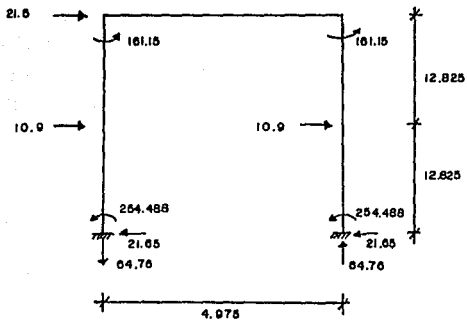
$$W = \frac{k l}{m} = \sqrt{\frac{24.4}{0.37}} = 8.12$$

$$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{2\pi}{8.12} = 0.77 \text{ seg.}$$



$T > T_a$

$\alpha_c = 0.156/4 = 0.039 \quad 0.0585$ per lo tanto rige 0.0585



DISEÑO DE PILAS (CORTAS)

$$M = \sqrt{(M_{\text{mayor}})^2 + (30\% M_{\text{menor}})^2}$$

$$P = P_{\text{muerto}} + P_{\text{mayor}} + (30\% P_{\text{menor}})$$

$$M = \sqrt{(439.43)^2 + (0.3 \times 213.992)^2} \doteq 444 \text{ Tn-m.}$$

$$P = 164.6 - 55.58 - (0.3 \times 5.12) \doteq 107 \text{ Tn}$$

$$e = \frac{444}{107} = 4.15 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{4.15}{2} = 2.075$$

$$k = \frac{F_u}{D^2 f'c} = \frac{107}{2^2 \times 2500} = 0.0107$$

$$k \frac{e}{D} = 0.0107 \times 2.075 = 0.0222$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{4000}{0.85 \times 250} = 18.82$$

$$P_{tm} = 0.1$$

$$P_t = \frac{0.1}{18.82} = 0.0053$$

$$A_s = 0.0053 \times \frac{\pi 200^2}{4} = 166.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Considerando varillas \#8:}$$

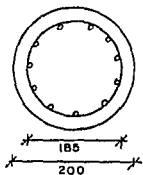
$$\text{Num. de varillas} = \frac{166.50}{5.07} = 33 \text{ } \phi \#8$$

$$\text{separación} = \frac{\pi 185}{33} \doteq 15 \text{ cm}$$

Para varillas del #8 le corresponden estribos del #3.

$$\text{separación} \left\{ \begin{array}{l} 160 \text{ varilla vertical} = 16'' \\ 480 \text{ estribo} \doteq 46'' \\ D \doteq 78'' \end{array} \right.$$

$$\text{rige } 16'' \doteq 40 \text{ cm.}$$



DISEÑO DE PILAS (LARGAS)

$$M = (347.37)^2 + (0.3 \times 254.488)^2 = 356 \text{ Tn-m}$$

$$P = 187.2 - 64.76 + (0.3 \times 3.7) = 124 \text{ Tn}$$

$$e = \frac{356}{124} = 2.87 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{D} = \frac{2.87}{2} = 1.435$$

$$k = \frac{124}{2^2 \times 2500} = 0.0124$$

$$k \frac{e}{D} = 0.0124 \times 2.87 = 0.03558$$

$$m = 18.82$$

$$P_{tm} = 0.15$$

$$P_t = \frac{0.15}{18.82} = 0.0079$$

$$A_s = 0.0079 \times \frac{200^2}{4} = 248.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Considerando varillas \#8:}$$

$$\text{Num. de varillas} = \frac{248.18}{5.07} = 50 \text{ \#8}$$

$$\text{separación} = \frac{185}{50} = 10 \text{ cm.}$$

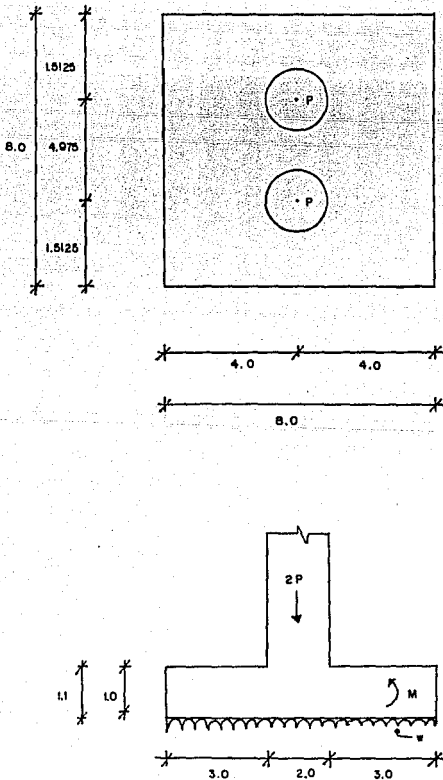
Para varillas del #8 le corresponden estribos del #3, la separación se considera también de 40 cm.

La separación en los tercios extremos de las pilas sera de la mitad que la del tercio central o sea de 20 cm.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

DISEÑO DE ZAPATAS DE PILAS

Sentido longitudinal:



$$P = 482.118 \text{ Tn.}$$

$$w = \frac{2P}{L} = \frac{2 \times 482.118}{8} = 120.53 \text{ Tn/m}$$

$$M = \frac{wL^2}{2} = \frac{120.53 \times 3^2}{2} = 542.38 \text{ Tn-m}$$

Revisión de peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{14.8 \cdot b}} = \sqrt{\frac{54238000}{14.8 \times 800}} = 68 \text{ cm} < 1.0 \text{ m.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{54238000}{20000 \cdot 0.889 \times 100} = 305.05 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas de #8:

$$\text{Num. de varillas} = 305.05 / 5.07 = 60 \text{ } \phi \#8$$

$$\text{separación} = \frac{800}{60} = 13 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante:

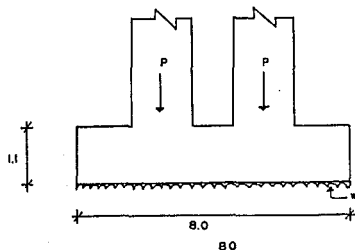
$$V = 361.14 \text{ Tn}$$

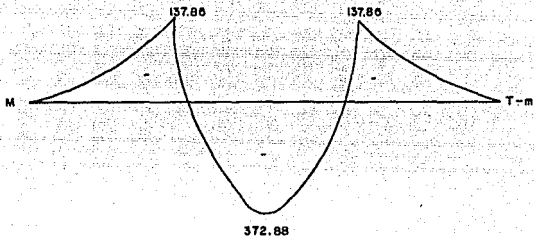
$$v = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{361140}{800 \times 100} = 4.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.33 \sqrt{250} = 21.03 \text{ kg/cm}^2 > 4.51 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

$$0.30 \sqrt{250} = 4.74 \text{ kg/cm}^2 > 4.51 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

Sentido transversal:





$$A_s = \frac{37288000}{2000 \times 0.889 \times 100} = 209.71 \text{ cm}^2$$

Considerando varillas del #8

$$\text{Num. de varillas} = 209.71 / 5.07 \doteq 42 \text{ } \#8$$

$$\text{separación} = \frac{800}{42} \doteq 20 \text{ cm.}$$

Revisión por cortante:

$$V = 179.18 \text{ Tn}$$

$$v = \frac{179180}{800 \times 100} = 2.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$21.03 \text{ kg/cm}^2 > 2.24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

$$4.74 \text{ kg/cm}^2 > 2.24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{BIEN}$$

IV.2 ESTRIBO

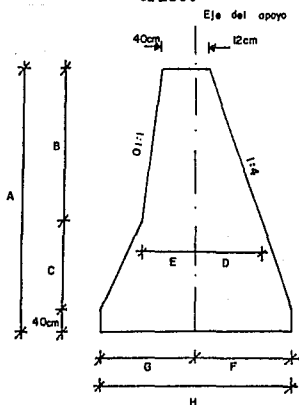
DISEÑO DEL ESTRIBO

1).- Cálculo de la altura del estribo

Elev. del N.A.M.E.	97.50 m
Sobreelevación	0.04 "
Espacio libre vertical	2.00 "
Peralte de superestructura	1.65 "
Bombeo 2%	0.09 "
Carpeta asfáltica	<u>0.05</u> "
Elev. de rasante	101.33 m
Carpeta asfáltica	0.05 "
Bombeo 2%	<u>0.11</u> "
Elev. de hombro	101.17 m
Elev. desplante	<u>88.42</u> "
Altura de estribo	12.75 m

Elevación de desplante recomendada en el estudio de mecánica de suelos.

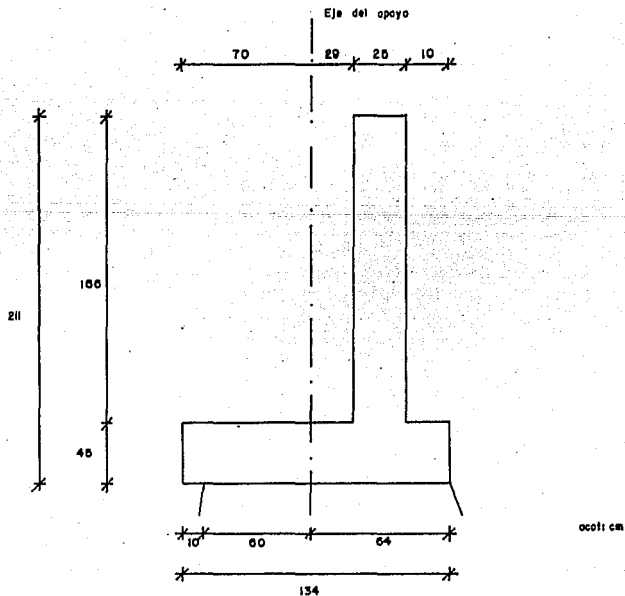
2).- Dimensiones propuestas para el muro frontal del estribo.



A =	12.75 m
B =	7.08 "
C =	5.27 "
D =	1.88 "
E =	1.10 "
F =	3.19 "
G =	3.50 "
H =	6.69 "

3).- Dimensiones de la corona.

Elev. de rasante	101.33 m
Garpeta	0.02 "
Peralte de superestructura	1.65 "
Zoclo	0.08 "
Apoyo de neopreno	0.025 "
Apoyo de concreto	0.05 "
Base de corona	<u>0.45 "</u>
Elev. de corona	99.06 m
Elev. de desplante	<u>88.42 "</u>
Coronamiento	10.64 m



4).- Datos de la superestructura

Claro	25.0 m
Longitud total	25.5 "
Ancho de calzada	8.0 "
Ancho total	10.0 "

5).- Cargas transmitidas por metro de muro.
(longitud del cuerpo: 8.0 m)

a).- Carga muerta de la superestructura

$$CM=275/8= 34.4 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 0.134 \text{ m}$$

b).- Carga viva HS-20

$$Vcv=28.939 \text{ Tn/carril}$$

$$CV=(28.939 \times 2)/8 = 7.23 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 0.134 \text{ m}$$

c).- Viento en la superestructura

$$\text{Area expuesta} = 25.5 \times 2.45 = 62.5 \text{ m}^2$$

$$VLS=0.059 \times 62.5 = 3.7 \text{ Tn}$$

$$VLS=3.7/8 = 0.46 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 11.09 \text{ m}$$

d).- Viento sobre la carga viva

$$VLCV=(0.060 \times 25.5)/8 = 0.19 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 11.09 \text{ m}$$

e).- Frenaje

$$FL=(0.05 \times 28.939)/8 = 0.36 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 11.09 \text{ m}$$

f).- Fricción

$$F=(0.05 \times 275)/8 = 1.72 \text{ Tn/m}$$

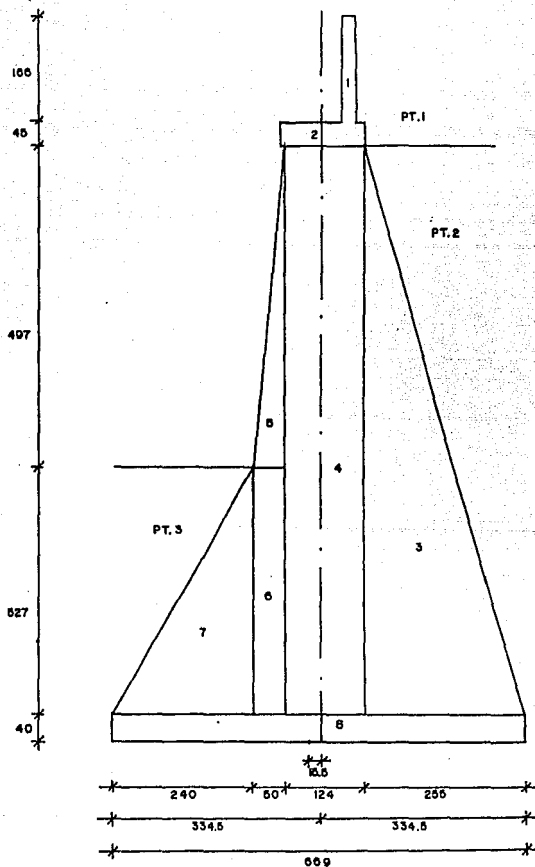
$$\text{brazo} = 11.09 \text{ m}$$

g).- Sísmo

$$S=(0.05 \times 275)/8 = 1.72 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 11.09 \text{ m}$$

h).- Carga viva sobre el estribo



CARGA (Tn/m)	BRAZO (m)
1 1.66X0.25X2.4=0.996	-0.57
2 1.24X0.45X2.4=1.339	-0.175
3 10.24X2.55X0.5X2.2=28.723	-1.645
4 10.24X1.24X2.2=27.934	-0.135
5 4.97X0.5X0.5X2.2=2.733	0.611
6 5.27X0.5X2.2=5.797	0.695
7 5.27X2.4X0.5X2.2=13.913	1.745
8 6.69X0.4X2.2=5.890	0.000
PT.1 2.11X2.65X1.6=8.946	-1.915
PT.2 10.24X2.55X0.5X1.6=20.889	-2.495
PT.3 5.27X2.4X0.5X1.6=10.120	2.54

1).- Empuje de tierra

1,1).- Empuje activo; considerando que el empuje de tierra actua únicamente hasta 5.0 m de profundidad.

$$\gamma_1 = 0.296 \times 1.6 \times 1.2 = 0.57 \text{ Tn/m}$$

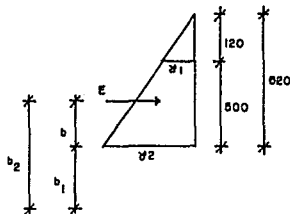
$$\gamma_2 = 0.296 \times 1.6 \times 6.2 = 2.94 \text{ Tn/m}$$

$$E_T = \frac{0.57 + 2.94}{2} \times \frac{5}{3} = 8.78 \text{ Tn}$$

$$b = \left(\frac{(2 \times 0.57) + 2.94}{0.57 + 2.94} \right) \times \frac{5}{3} = 1.94 \text{ m}$$

$$b_1 = 7.82 \text{ m}$$

$$b_2 = b + b_1 = 1.94 + 7.84 = 9.76 \text{ m}$$



1.2).- Empuje pasivo; no se considera pues existe la posibilidad de socavación.

Resumen de elementos para el grupo I

CM+CV+PP+PT+ET

100%

	CARGAS (Tn/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tn-m)
CM	34.400	0.134	4.61
Cv	7.230	0.134	0.97
1	0.996	-0.570	-0.58
2	1.339	-0.175	-0.23
3	28.723	-1.645	-47.25
4	27.934	-0.135	-3.77
5	2.733	0.611	1.53
6	5.797	0.695	4.03
7	13.913	1.745	24.28
8	5.89	0.000	0.0
PT.1	8.946	-1.915	-17.13
PT.2	20.889	-2.495	-51.97
PT.3	10.120	2.545	25.76
ET	<u>8.780</u>	9.760	<u>85.69</u>
	177.690		25.94

Propiedades del estribo:

$$A = 6.69 \times 1.0 = 6.69 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{6.69}{2} = 3.35 \text{ m}$$

$$I = \frac{1.0(6.64)^3}{12} = 24.95 \text{ m}^4$$

j).- Revisión de esfuerzos en el desplante para el grupo I de carga.

$$f = \frac{177.69}{6.69} + \frac{25.94(3.35)}{24.95} = 26.5 \pm 3.4$$

$$f \text{ max} = 29.9 \text{ Tn/m}^2 = 2.9 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ min} = 23.1 \text{ Tn/m}^2 = 2.3 \text{ kg/cm}^2 > 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS ACEPTABLES

k).- Revisión de esfuerzos en el desplante para el grupo III de cargas.

Gpo. I+FL+F+30%VE+Vcv 125%

	GARGAS (Tn/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tn-m)
Gpo. I	177.690		7.33
FL	0.360	11.09	3.99
F	1.720	11.09	19.07
30%VE	0.138	11.09	1.53
Vcv	<u>0.190</u>	11.09	<u>2.10</u>
	180.098		34.02

$$f = \frac{180.098}{6.69} + \frac{34.02(3.35)}{24.95} = 26.9 \pm 4.5$$

$$f \text{ max} = 25.12 \text{ Tn/m}^2 = 2.5 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ min} = 17.92 \text{ Tn/m}^2 = 1.7 \text{ kg/cm}^2 > 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS ACEPTABLES

l).- Revisión de esfuerzos en el desplante para el grupo VII de cargas.

CM+FP+PT+ET+TT 133%

	CARGA (Tn/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tn-m)
CM	34.400	0.134	4.609
FP	87.325		-21.990
PT	39.955		-43.340
ET.1	8.780	9.760	85.69
TT	<u>1.030</u>	11.090	<u>11.423</u>
	171.490		36.392

$$f = \frac{171.49}{6.69} + \frac{36.392(3.35)}{24.95} = 25.6 \pm 4.8$$

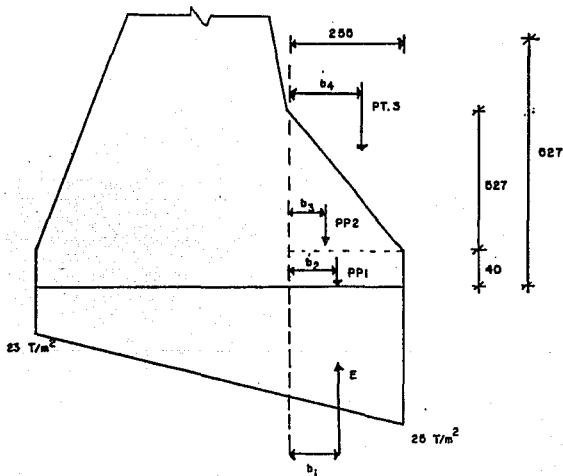
$$f \text{ max} = 22.8 \text{ Tn/m}^2 = 2.2 \text{ kg/cm}^2 < 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ min} = 15.6 \text{ Tn/m}^2 = 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.0 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS ACEPTABLES

RIGE EL GRUPO I

m).- Revisión de la sección de empotre del voladizo.



$$\sigma = 23 + \frac{4.29 \times 2}{6.69} = 24.3 \text{ Tn/m}^2$$

$$R = \frac{25 + 25.3}{2} \cdot 2.4 = 59.16 \text{ Tn}$$

$$b_1 = \left(\frac{(2 \times 25) + 24.3}{25 + 24.3} \right) \frac{2.55}{3} = 1.28 \text{ m}$$

$$M_1 = 59.16 \times 1.28 = 75.72 \text{ Tn-m/m}$$

$$Pp_1 = 2.55 \times 0.4 \times 2.2 = 2.24 \text{ Tn}$$

$$b_2 = 2.55/2 = 1.275 \text{ m}$$

$$M_2 = 2.24 \times 1.275 = 2.86 \text{ Tn-m/m}$$

$$Pp_2 = \left(\frac{5.27 \times 2.55}{2} \right) 2.2 = 14.78 \text{ Tn}$$

$$b_3 = 2.55/3 = 0.85 \text{ m}$$

$$M_3 = 14.78 \times 0.85 = 12.56 \text{ Tn-m/m}$$

$$Pp_3 = 5.27 \times 2.55 \times 0.5 \times 1.6 = 10.75 \text{ Tn}$$

$$b_4 = (2.55 \times 2)/3 = 1.7 \text{ m}$$

$$M_4 = 10.75 \times 1.7 = 18.27 \text{ Tn-m/m}$$

Elementos mecánicos totales:

$$M_T = 75.72 - 2.86 - 12.56 - 18.27 = 42.03 \text{ Tn-m/m}$$

$$V_T = 59.16 - 2.24 - 14.78 - 10.75 = 31.39 \text{ Tn/m}$$

Revisión de esfuerzos:

$$y = \frac{6.27}{2} = 3.14 \text{ m}$$

$$I = \frac{1.0(6.27)^3}{12} = 20.54 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{42.03 \times 3.14}{20.54} = 6.4 \text{ Tn/m}^2 < 10 \text{ Tn/m}^2$$

$$v = \frac{31.39}{1 \times 6.27} = 5.0 \text{ Tn/m}^2 < 20 \text{ Tn/m}^2$$

ESFUERZOS ACEPTABLES

n).- Revisión de la sección intermedia

Cargas transmitidas por metro de muro:

n.1).- Carga muerta

$$GM = 34.4 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 0.39 \text{ m}$$

n.2).- Carga viva

$$CV = 7.23 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 0.39 \text{ m}$$

n.3).- Viento en la superestructura

$$VLS = 0.46 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 5.42 \text{ m}$$

n.4).- Viento sobre carga viva

$$VIOV = 0.19 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 5.42 \text{ m}$$

n.5).- Frenaje

$$FL = 0.36 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 5.42 \text{ m}$$

n.6).- Fricción

$$F = 1.72 \text{ Tn/m}$$

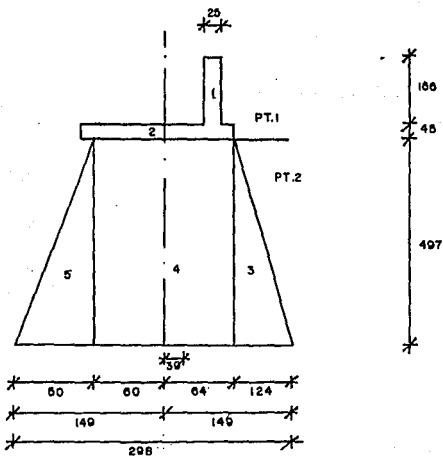
$$\text{brazo} = 5.42 \text{ m}$$

n.7).- Sismo

$$S = 1.72 \text{ Tn/m}$$

$$\text{brazo} = 5.42 \text{ m}$$

0).- Peso propio del estribo



	CARGA (Tn/m)	BRAZO (m)
1	$1.66 \times 0.25 \times 2.4 = 0.996$	-0.250
2	$1.24 \times 0.45 \times 2.4 = 1.339$	0.460
3	$4.97 \times 1.24 \times 0.5 \times 2.2 = 6.77$	-0.663
4	$1.24 \times 4.97 \times 2.2 = 13.56$	0.410
5	$4.97 \times 0.5 \times 0.5 \times 2.2 = 2.72$	1.156
PT.1	$2.11 \times 1.34 \times 1.6 = 4.52$	-0.870
PT.2	$4.97 \times 1.24 \times 0.5 \times 1.6 = 4.93$	-1.076

p).- Empuje de tierras. (considerando una sobre carga de 1.20 m)

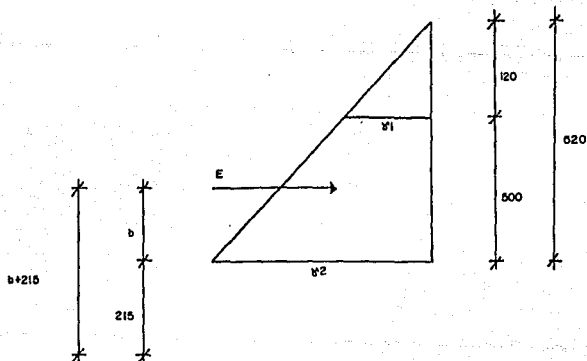
$$\gamma' 1 = 0.296 \times 1.6 \times 1.2 = 0.57 \text{ Tn/m}$$

$$\gamma' 2 = 0.296 \times 1.6 \times 6.2 = 2.94 \text{ Tn/m}$$

$$E = \left(\frac{2.94 + 0.57}{2} \right) 5.0 = 8.78 \text{ Tn}$$

$$b = \left(\frac{(2 \times 0.57) + 2.94}{0.57 + 2.94} \right) \frac{5}{3} = 1.94 \text{ m}$$

$$b_T = 1.94 + 2.15 = 4.09 \text{ m}$$



q).- Resumen de elementos mecánicos para el grupo I de cargas.

$$Gpo I = GM+CV+PP+PT+ET$$

	CARGA (Tn/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (Tn-m)
GM	34.400	0.390	13.416
CV	7.230	0.390	2.819
1	0.996	-0.025	-0.0249
2	1.339	0.460	0.616
3	6.770	-0.663	-4.489
4	13.560	0.410	5.560
5	2.720	1.156	3.144
PT.1	4.520	-0.870	-3.932
PT.2	4.930	-1.076	-5.304
ET	<u>8.780</u>	4.090	<u>35.910</u>
	85.245		47.715

r).- Revisión de esfuerzos:

$$A = 2.98 \times 1.0 = 2.98 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{2.98}{2} = 1.49 \text{ m}$$

$$I = \frac{1.0(2.98)^3}{12} = 2.21 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{85.245}{2.98} - \frac{47.715(1.49)}{2.21} = 28.6 \pm 32.1$$

$$f \text{ max} = 60.7 \text{ Tn/m}^2 < 100 \text{ Tn/m}^2$$

$$f \text{ min} = -3.5 \text{ Tn/m}^2 < -10 \text{ Tn/m}^2$$

Por lo tanto se acepta la sección propuesta para el estribo.

V

CONCLUSIONES

V. CONCLUSIONES

1.- Para realizar un proyecto estructural adecuado es -- imprescindible que se conozcan las condiciones del sitio mediante estudios fidedignos, suficientes y oportunos.

2.- La superestructura continua respecto a la libramente apoyada permite reducir las cantidades de concreto, de a cero de refuerzo y el peralte. Sin embargo debe aplicarse solamente en terrenos de alta capacidad de carga ya - que en terrenos blandos existe el peligro de que los -- asentamientos diferenciales causen daños importantes a - la superestructura continua.

3.- La superestructura continua suprime juntas de dilatación que representan generalmente problemas de mantenimiento ya que son muy vulnerables a la acción del tránslto y a la infiltración del agua. Sin embargo, en contra partida, presentan como desventaja respecto a las estructuras libremente apoyadas, una mayor dificultad de construcción.

4.- La superestructura de sección cajón presenta como -- ventajas una mejor apariencia estética, un menor peralte, una mejor resistencia a la torsión y mejor comportamiento ante cargas excéntricas. Respecto a superestructuras formadas por vigas presenta el inconveniente de una mayor complejidad constructiva.

5.- No existe ninguna solución estructural para puentes que sea de aplicación universal. Existen un gran número de opciones tanto para superestructuras como para subestructuras. Cada una de ellas resultará apropiada para - ciertos casos particulares. Para un caso específico corresponde al ingeniero el reto de encontrar la mejor solución que atienda las circunstancias peculiares de ese caso.

BIBLIOGRAFIA

- AASHTO, 1990. INTERIM SPECIFICATIONS: BRIDGES. Washington D.C.
- Dirección General de Carreteras Federales, 1981. PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO, PARTE I, PUENTES PARA CARRETERAS. SAHOP. México D.F.
- Dirección General de Servicios Técnicos, 1984. NORMAS - TECNICAS PARA PROYECTO DE PUENTES CARRETEROS. Tomo I, II. México D.F.