

V 34-2-40

379

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD NACIONAL DE INGENIERIA

*Estudios de la carrera Médica-Licenciada
a su llegada a la Ciudad de México
y solución de las problemáticas que
presenta*

DESCARTE

T E S I S P R O F E S I O N A L

QUE PRESENTA EL PASANTE

RAUL JIMENEZ GONZALEZ

PARA OBTENER

EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

504

MEXICO, D. F., DICIEMBRE DE 1940



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.

A mi Madre la Sra.
Amparo G. Vda. de Jimenez
Con todo mi cariño y agra
decimiento.

DESPARTE

A mi novia la Srita.
Ana María Malanche
con todo mi cariño

A mi hermana
A mis hermanos
A mis maestros
A mis amigos
A mis compañeros

Afectuosamente

ESC. NCL. DE INGENIEROS
Dirección
Núm: 731-992
Exp. núm. 731/214.2/-509.

Al Pasante señor
Raul Jimenez Gonzalez
Presente.

Accediendo a su solicitud relativa me es -
grato transcribir a usted a continuación el tema -
que, aprobado por esta dirección, propuso el se -
ñor Profesor Ingeniero Pedro Martinez Tornel para
que lo desarrolle como tesis en su examen profe. -
sional de Ingeniero Civil.

"Estudio de la Carretera México-Laredo a -
su llegada a la Ciudad de Mexico.- El pasante es -
tudiará en detalle el cruzamiento de dicha carre -
tera con todas las vías de comunicación que el ca -
mino se encuentra al cruzar la calzada de Nonoal -
co y lo patios de vias de carga y de pasajeros de
los Ferrocarriles Nacionales de México, proponien -
do la solución que satisfaga ciento por ciento -
las necesidades de tránsito en ese punto, formu -
lando un anteproyecto con los lineamientos genera -
les de la solución que proponga. Como el Departam -
ento Central está ejecutando un proyecto en la -
actualidad en dicho cruzamiento, el pasante lo -
criticará y verificará la estabilidad del tramo -
de mayor luz en dicho proyecto, así como el de -
los apoyos correspondientes, incluyendo su cimen -
tación.

Atentamente

"Por mi Raza Hablará el Espiritu".

México, D.F. a 19 de agosto de 1940

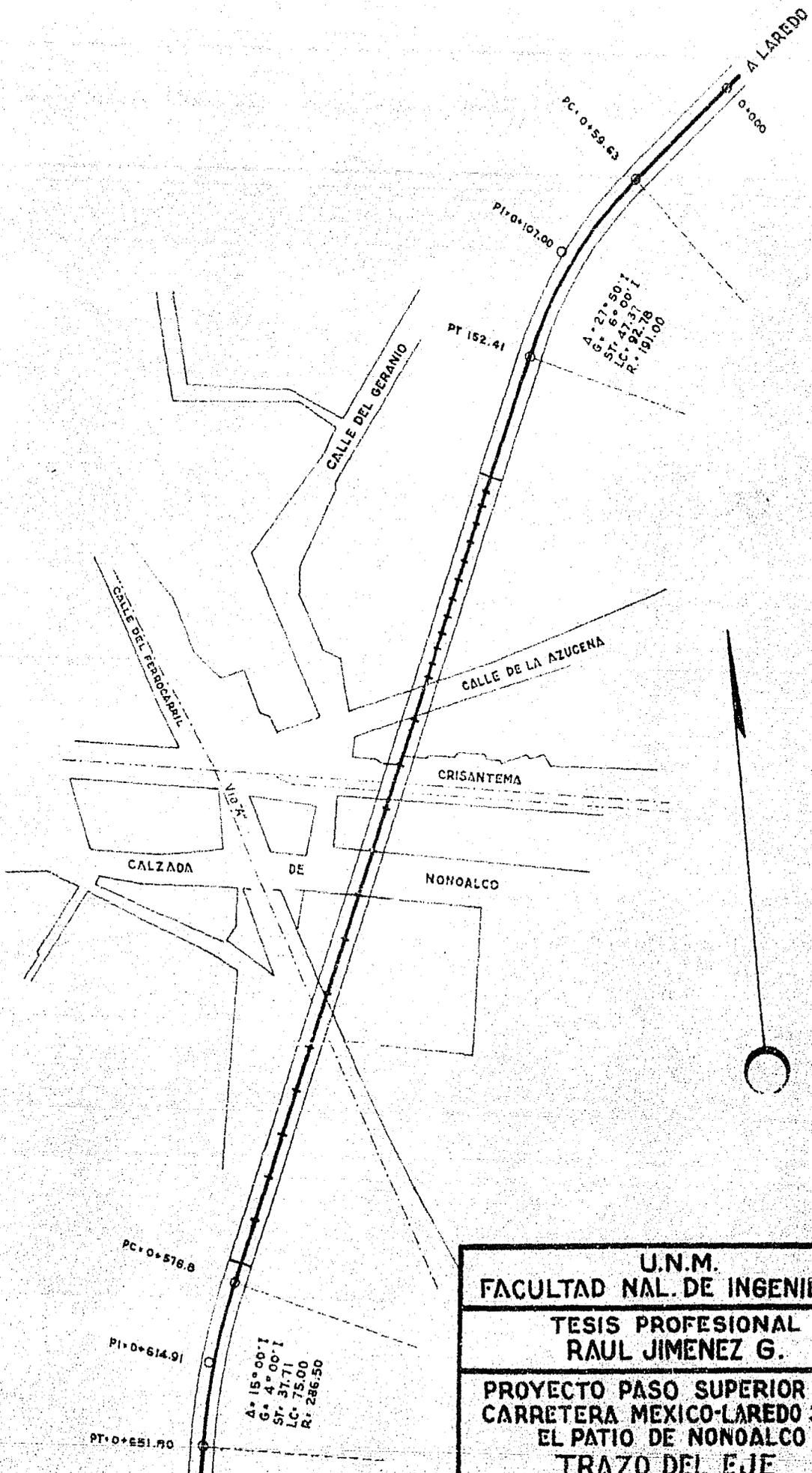
El Director

Firmado.

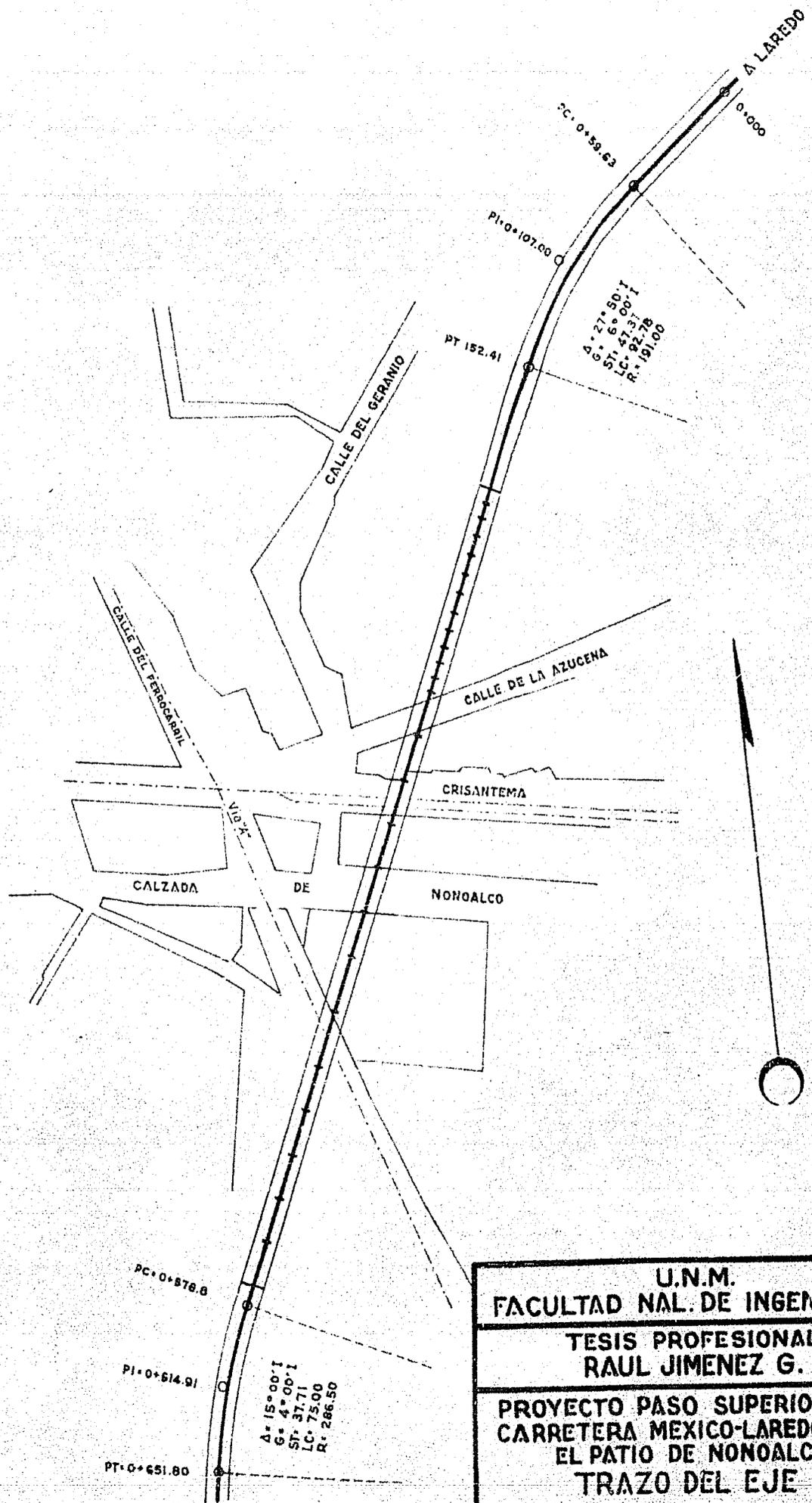
Ing. Mariano Moctezuma

INTRODUCCION.

La carretera México - Laredo, la número 1 de nuestra red de carreteras, prácticamente empezaba en la Villa Gustavo A. - Madero quedando desde este lugar al cuidado de la Dirección Nacional de Caminos. Al entrar a la ciudad de México se hacía sumamente molesto pues se presentaba el intenso tráfico que hay en las Avenidas Peralvillo y Brasil y finalmente en la plaza de la Constitución, frente al Palacio Nacional, donde principia el kilometraje de nuestras carreteras. Fué por esto y porque la carretera tuviera una entrada llena de comodidad, seguridad y estética por lo que en el año de 1938 la D. N. C. -- procedió a rectificarla en un tramo de 23 + 501.88 en el que el 0 + 000 quedó en la calzada Vallejo y el final en Venta de Carpio. En el plano I podemos ver el trazo antiguo y el actual ya rectificado. Con esto dicha carretera tendrá una salida -- por las calles 5 de Mayo, Teatro Nacional, Avenida Hidalgo, Calles del Olivo, pasando por el Patio de Nonoalco, hasta entrar a la carretera. Ahora bien en el 2 podemos ver el cruzamiento de dicha carretera con las vías del ferrocarril en Patio de Nonoalco, teniendo además algunos cruces con calles en esta zona, todo esto la hace sumamente peligrosa, existiendo el mayor peligro y molestia en el patio. Notamos también el número de -- curvas que tiene el camino en este lugar para utilizar las calles existentes para conectarla con la Avenida Insurgentes final de la carretera al cruzar la Ciudad de México. Esto, para una carretera de primer orden como lo es la de Laredo la hace peligrosa y molesta y estos inconvenientes tienen que desaparecer. Para evitarlos se proyectó y a estas fechas se está cons



<p align="center">U.N.M. FACULTAD NAL. DE INGENIERIA</p>	
<p align="center">TESIS PROFESIONAL RAUL JIMENEZ G.</p>	
<p align="center">PROYECTO PASO SUPERIOR DE LA CARRETERA MEXICO-LAREDO SOBRE EL PATIO DE NONOALCO TRAZO DEL EJE</p>	
<p>MEXICO, DICIEMBRE 1940</p>	<p>PLANO N° 1</p>



U.N.M.
 FACULTAD NAL. DE INGENIERIA
 TESIS PROFESIONAL
 RAUL JIMENEZ G.
 PROYECTO PASO SUPERIOR DE LA
 CARRETERA MEXICO-LAREDO SOBRE
 EL PATIO DE NONOALCO
 TRAZO DEL EJE
 MEXICO, DICIEMBRE 1940 | PLANO N° 1

truyendo un paso superior con el que se librarán los cruces a nivel tanto de las calles como de las vías del ferrocarril en Nonoalco, siendo este el factor principal dado lo peligroso,-- que es como antes dije. El objeto de la presente tesis es resolver este problema, el proyecto que haga será el de un puente sencillamente, pues con él se evitarán los pasos a nivel, se estudiará un tipo que satisfaga ciento por ciento las necesidades de tráfico en esa zona.

Como se trata de un puente los datos necesarios son los siguientes:

- 1.- Datos de Localización.
- 2.- Datos Hidráulicos.
- 3.- Datos Geológicos.
- 4.- Datos de Tránsito.
- 5.- Datos Constructivos.

Datos de Localización.-- Estos datos lo obtuve con el -- plano que me fué proporcionado, como veremos en el plano 3 se pueden suprimir varias vías en los cruces y modificar el ali-- neamiento de la calle de la Azucena, con esto los claros del -- puente no serán muy grandes; así pues tenemos localizado el e-- je del puente.

Datos Hidráulicos.-- En nuestro caso estos los sustituimos por los alineamientos de las vías y de las calles, el de -- estas así como el de las primeras son un poco esviajadas con respecto al eje, pero como las longitudes de los claros son -- grandes no tienen influencia dichos esviajamientos.

La elevación de estos dos elementos los podemos tomar ar-- bitrariamente para los cálculos que se hagan, podemos suponer

GALIBO DE FERROCARRIL
DE VIA ANCHA

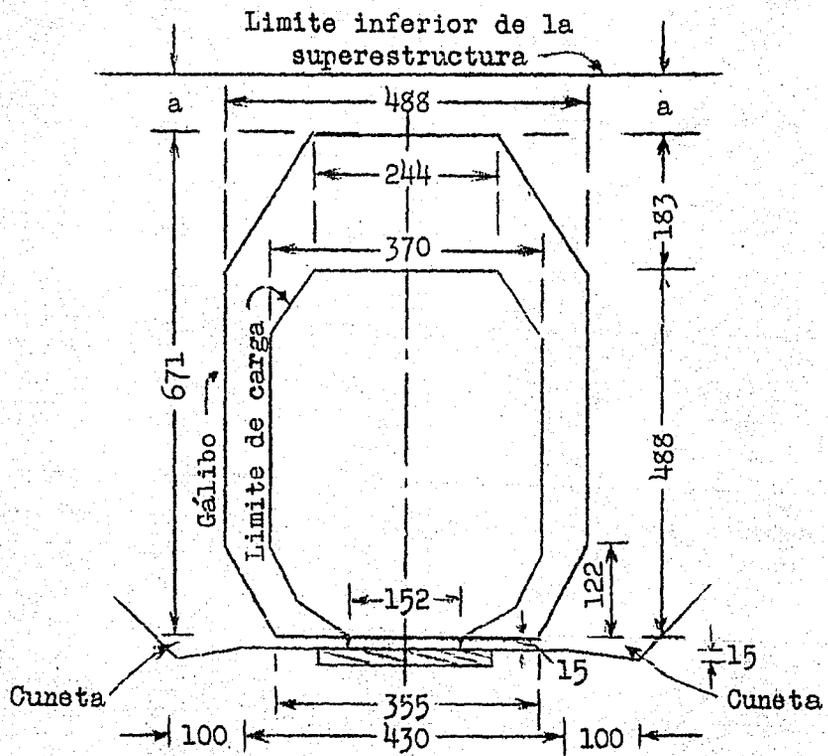


FIGURA 1.

una cota de:

10.00 mts.

para el terreno.

La pendiente prácticamente es nula. Y por último el ancho y la altura necesarios bajo la estructura tanto para el paso del ferrocarril como para el de los vehículos por lo que aquella deberá tener cierta altura con respecto al nivel de la vía y de las calles.

El límite de carga y el gálibo para ferrocarriles de vía ancha queda representado en la figura 1.

Las especificaciones de la D. N. C. respecto al gálibo nos dicen:

"El espacio libre mínimo señalado por los ferrocarriles está marcado en la figura por el contorno de línea gruesa (4.88 x 6.71).

Conviene sin embargo dejar a ambos lados un espacio libre "b" a fin de poder ejecutar las excavaciones para los estribos sin provocar asentamientos en las vías, un claro conveniente es el de 8.00 mts. para cruces normales. El espacio libre "a" se deja para instalar la obra falsa y nervaduras y es aproximadamente igual a 0.60 m. para claros de 8.00 mts. Este espacio es nulo para el tipo de losas sobre viguetas, lo cual es importante cuando se tienen fuertes volúmenes de terracerías debido a los terraplenes de acceso. Cuando el cruce se hace en una curva del ferrocarril, habrán que tomar en consideración el incremento en la altura y en el espacio lateral producido en el convoy para la sobreelevación de la vía. El ancho de la vía es de 1.52 m. y el de la corona de 4.30 m; ade--

más tenemos que el ancho de la cuneta es de un metro y el fondo de la misma de 0.15 mts.

Con lo anterior se deduce que el tipo más conveniente es el de una superestructura de losa sobre viguetas para disminuir lo más posible las cubicaciones de los terraplenes de acceso. La altura de la parte inferior de la superestructura puede ser igual a la del gálibo o sea de 6.71, pero como en nuestro caso el puente será muy largo y las curvas verticales suaves, además es indispensable un drenaje longitudinal, la altura de la parte inferior de la superestructura respecto al nivel de la vía será de 7.00 metros por lo tanto el espacio libre en los tramos centrales será de:

Espacio libre: $7.00 - 6.71 = 0.29$ m.

Datos Geológicos.- Como es de gran importancia esta obra este estudio será lo más extenso que sea posible. Es necesario hacer sondeos en los estribos, es decir, donde vayan a localizarse, igualmente en los caballetes que sirvan de apoyo a la superestructura.

Aparte de los sondeos en el eje se harán otros a los lados, a una distancia perpendicular al eje de unos 10 ó 15 mts.

Los sondeos deberán llevarse hasta una profundidad en que se encuentre terreno firme, puede ser roca, grava, arena gruesa o arcilla compacta. Con los datos obtenidos se forman los perfiles de los cortes geológicos del terreno para después proyectar una cimentación adecuada. Los datos que me fueron proporcionados se encuentran en el plano 4.

Datos de Tránsito.- El paso por ser de gran importancia, ya que se trata de un camino a la entrada de una ciudad y por

tener una sección "boulevard" lo proyectaré con 4 líneas de -- tránsito y como dicho paso será definitivo el camión para ha-- cer el estudio será de carga 13 600 Kgs. = H 15

La clasificación que haremos para el puente será la de la Clase A. Puentes para unidades de tráfico normalmente pesadas y peso ocasional de cargas extra-pesadas.

Cargas.

Las estructuras deberán proporcionarse para las siguientes cargas y fuerzas.

- a).- Carga muerta.
- b).- Carga viva.
- c).- Impacto o efecto dinámico de las cargas vivas.
- d).- Fuerzas laterales.
- e).- Fuerzas longitudinales, centrífugas y térmicas.

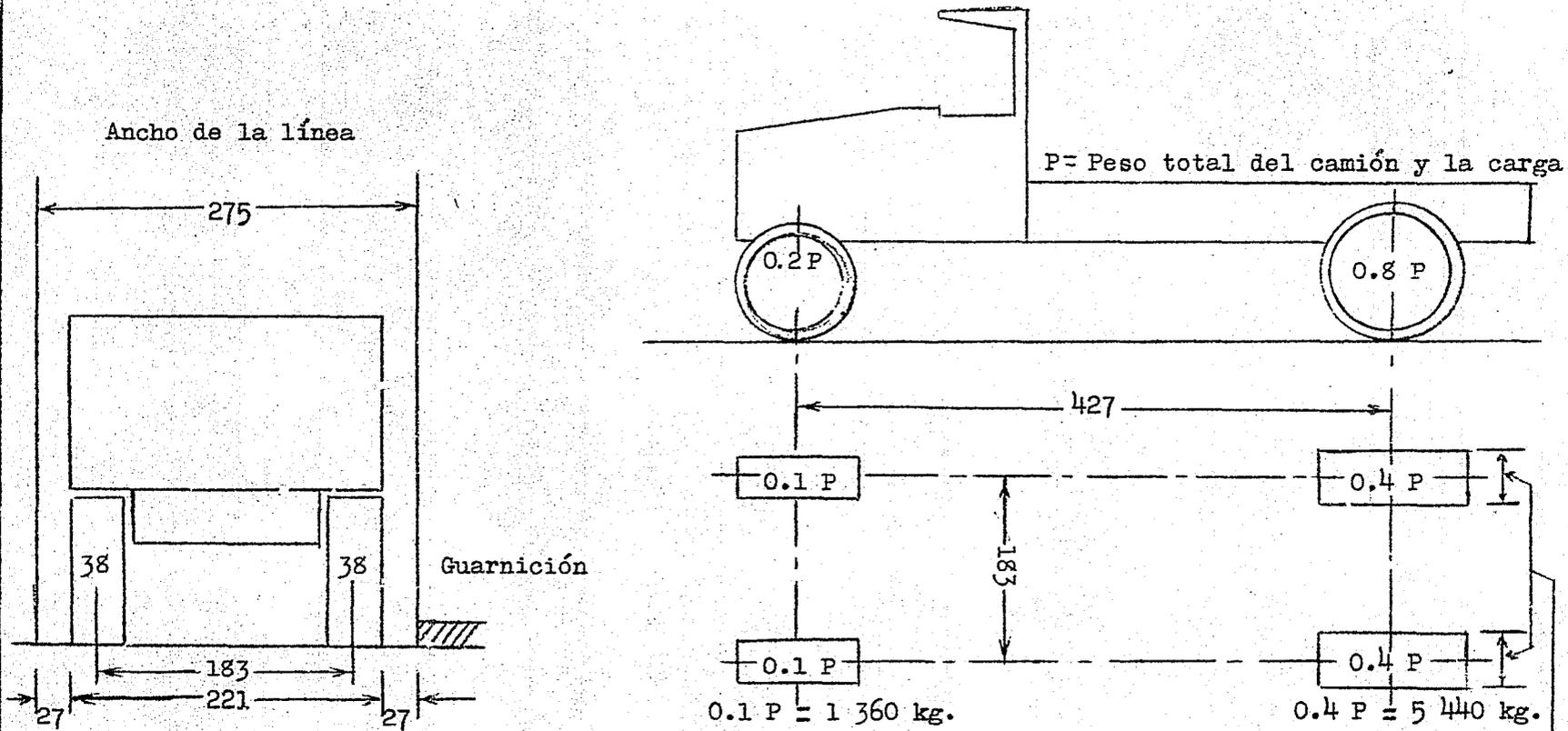
Las piezas se proyectarán para la combinación de cargas y fuerzas que produzcan el máximo esfuerzo total.

a).- Carga muerta.-- Esta carga consistirá en el peso de la superestructura completa.-- Como va a ser de losas de concreto se deberá tener en cuenta, en la carga muerta del proyecto el peso de la superficie de desgaste que se vaya a usar y -- no deberá ser menos de 75 Kgs. por metro cuadrado de camino.

Deberán usarse los siguientes pesos unitarios para calcularla.

Acero	7 850 Kg/m ³
Fierro vaciado.	7 200 "
Concreto simple	2 300 "

CAMION TIPO DE 13 600 kg.
(H-15)



El ancho de una rueda es igual a 1" por tonelada del camión cargado.

FIGURA 2.

Concreto refuerzo 2 400 Kg/m³

b).- Carga viva.- Esta carga consistirá del peso de la carga rodante producida por un convoy de camiones o de sus cargas equivalentes. Para el cálculo tomaré un camión de 13 600 Kgs. H - 15 o bien una carga equivalente, la que para estos camiones es de 713 Kgs. por metro lineal de faja de circulación, entendiéndose por faja de circulación, la faja que ocupa un convoy de camiones o sus cargas equivalentes. Cada faja tendrá 2.75 mts. de ancho, los que corresponden al ancho libre para camiones normales. Se supondrá que las fajas de circulación ocupan, dentro del ancho de guarnición a guarnición de la calzada la posición que produce el esfuerzo máximo.

En la figura () tenemos representado el tipo de dicho camión y la carga equivalente. Esta carga equivalente se usará solamente para claros mayores de 18.30 m. Cada faja de circulación cargada deberá consistir de una carga uniforme por metro lineal de faja, combinada con una sola carga concentrada en el claro en tal forma que produzca el esfuerzo máximo, dichas cargas son una de 6 120 para el momento flexionante y otra de 8 843 para que se produzca el máximo esfuerzo cortante. La carga concentrada deberá considerarse como uniformemente distribuida a través de la faja de circulación en una línea normal al eje de esta.

c). Impacto.- Se tomará un 30 % de la carga viva como coeficiente de seguridad; es decir, la carga viva se incrementará en un 30 %.

d).- Fuerzas laterales.- La fuerza del viento sobre la estructura se supondrá como una carga horizontal móvil igual a

Tramos intermedios de mismo nivel comprendidos entre
0+368.21 y 0+528.21

h

18.47	368.21	0.07	788.21
		0.22	768.21
18.17	348.21		
		10.67	748.21
18.37	328.21		
		11.42	728.21
18.07	308.21		
17.89	299.81		
		12.47	708.21
17.67	291.41		
17.44	283.01		
17.18	274.61	13.67	688.21

16.88	266.21		
16.56	257.81		
		14.79	668.21
16.20	249.41		
15.83	241.01		
		15	648.21
15.43	232.61		
15.00	224.21		
14.53	215.81		
		16.59	628.21
14.04	207.41		
		17.27	608.21
12.40	180.11		

11.35 160.11

17.79 588.21

18.17 568.21

10.60 140.11

18.39 548.21

10.15 120.11

18.47 528.21

10.00 100.11

Elevación

Cadenamiento

U.N.M.
FACULTAD NAL. DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL
RAUL JIMENEZ G.

PROYECTO PASO SUPERIOR DE LA
CARRETERA MEXICO-LAREDO SOBRE
EL PATIO DE NONOALCO
DISTRIBUCION Y RASANTE

MEXICO, DICIEMBRE 1940 | PLAN N° 1A

147 Kg., actuando en una y media veces el área de la estructura que se vea en la proyección vertical. La fuerza lateral debida a la carga móvil y la fuerza del viento ejercida contra la carga, actuará a 1.82 mts. sobre el camino y será de 298 Kg. por metro lineal. La fuerza del viento, no será menor de 446 Kgs. por metro lineal en los claros de las trabes.

e).- Fuerzas térmicas.- Se tomarán en cuenta los esfuerzos producidos por las variaciones de temperatura.

Con todas estas consideraciones tomadas de las Especificaciones de Puentes para caminos empezaré el proyecto.

En el plano 3 tenemos localizado el eje, en el están también los cadenamientos de los apoyos de centro a centro, indicándonos esto las longitudes de los tramos que serán un poco menores en la realidad para tener espacio para las juntas de dilatación. La distribución que hice fué la siguiente: Partiendo del tramo que queda arriba de la vía A del ferrocarril y a la izquierda tenemos.- 2 tramos de 25.00 mts., 7 tramos de 20.00 mts. a continuación y después 8 tramos de 8.40 mts. El puente en sí, tendrá acceso por medio de dos rampas las que tendrán dos curvas parabólicas para este cambio de pendientes. Como la corona del camino es de sección boulevard habrá necesidad de construir una transición para entrar a las rampas, puede empezar a unos doscientos metros antes, de esta manera evitaremos un cambio brusco en los anchos y se obtendrá seguridad y estética. Se pueden poner señales con postes de madera y reflectores como se indica en la figura ().

Cálculo de las superestructuras.

1a.- La correspondiente al claro central, que tendrá u-

na longitud de 25.00 mts.

La parte inferior por consideraciones hechas anteriormente tendrá una cota de 17.15 mts. respecto a la vía que tiene 10.15 mts. de elevación.

El proyecto de este tramo consistirá en una losa de concreto reforzado, la que se reforzará tanto en la parte superior como inferior para resistir los momentos positivos y negativos pues será una losa continua. Estará apoyada sobre traveses compuestas.

El ancho de la calzada será la distancia medida a ángulos rectos con el centro línea del puente, entre los paramentos interiores de las guarniciones. Cada faja de circulación será de 2.75 mts. Dijimos al principio que tendrá 4 fajas de circulación, las guarniciones tendrán un ancho de 0.45 mts. por lo tanto el ancho total será de:

$$4 \times 2.75 + 2 \times 0.45 = 11.90 \text{ mts.}$$

Para mayor economía y para que la distribución de las cargas sea más uniforme y que cada línea de ruedas corresponda a dos viguetas, el número de estas se obtendrá de la siguiente manera. El ancho del puente como dijimos anteriormente será de 11.90 mts. La separación de las viguetas teniendo en cuenta que los parapetos irán apoyados en los extremos será:

$$\frac{11.90 - 0.40}{12} = 95.8 \text{ cm}$$

La separación la haremos de 0.96 m. Por lo tanto las traveses quedarán con una separación de 96 cm. c. a. c.

Las cargas que actuarán son:

Carga muerta: - Consistirá en el peso de la losa y el

de las viguetas o trabes compuestas. El peso volumétrico del concreto reforzado es de $2\ 400\ \text{K/m}^3$.

Como el tramo que estudiamos es de 25.00 mts. de longitud y el claro será de 24.50 mts., tomaremos para el cálculo la carga equivalente del camión de 13 600 Kgs., o sea una carga uniformemente repartida de 774 K/metro lineal de faja de circulación y una carga concentrada considerada como uniformemente distribuida a través de la faja de circulación en una línea normal al eje de ésta. Una será de 6 123 Kgs. para calcular el momento flexionante y otra de 8 845 Kgs., para el esfuerzo cortante.

Distribución de las cargas de las ruedas en las losas de concreto.

Se ha especificado que al calcular el momento flexionante obtenido por las cargas transmitidas por las ruedas en las losas de concreto reforzado apoyadas sobre viguetas longitudinales, se considerará que la carga se distribuye en el ancho de la rueda considerada. En la dirección perpendicular al claro de la losa, la carga de la rueda se considerará como uniformemente distribuida sobre un ancho de la losa que se llama "ancho efectivo" el cual se obtiene por la fórmula

$$e = \frac{2}{3} (L + c)$$

en donde e = ancho efectivo, L claro de la losa, y c = ancho de la rueda. El ancho efectivo para el esfuerzo cortante en la losa es el mismo que el calculado para el momento flexionante con la fórmula anterior, teniendo un valor mínimo de 91.5 cm. y un máximo de 1.83 m. El esfuerzo cortante para un ancho

efectivo de 91.5 cm. puede ser considerado como esfuerzo cortante puro.

Momentos flexionantes en la losa.-

Supondremos que la losa de concreto reforzada es una losa continua apoyada sobre viguetas. El momento flexionante máximo positivo en el centro de los claros de la losa y el negativo sobre las viguetas tienen un valor igual a $2/3$ del momento flexionante máximo que se produce en una viga simplemente apoyada de claro igual y la misma carga.

Proyecto de la losa.-

Dimensiones.- Supondremos que la losa tendrá 0.22 m. de espesor. El espaciamiento de las viguetas es de 0.96 m. Tomando un metro cuadrado de losa, el peso de éste, según las dimensiones anteriores será de:

$$1.00 \times 1.00 \times 0.22 \times 2400 = 528 \text{ K/m}^2$$

siendo este peso el que corresponde a la carga muerta por metro cuadrado de losa. El momento flexionante debido a esta carga, lo obtenemos por la fórmula

$$M = \frac{2}{3} P \frac{L^2}{8}$$

$$M = \frac{2}{3} 528 \times \frac{.96^2}{8} = 40.55 \text{ Kgs. m.}$$

$$M = 4055 \text{ Kgs. cm.}$$

Como vemos en la figura () la carga que transmite una rueda trasera es de 5440 Kgs. Si el impacto es un 30% de la carga viva tendremos una carga total de

$$1.3 \times 5440 = 7072 \text{ Kgs.}$$

El camión de 13600 kgs. tiene una llanta trasera de

38 cms. de ancho; por lo tanto, el ancho efectivo de la losa para el momento flexionante será de

$$e = \frac{2}{3} (96 + 38) = 89.3 \text{ cms.}$$

de donde la carga viva por metro de losa es de

$$P_e = \frac{7\ 072}{89.3} = 79.19 \text{ kgs.}$$

$$= 7\ 919 \text{ kgs. por metro.}$$

Esta carga queda representada en la siguiente figura --- siendo la que produce el máximo momento flexionante

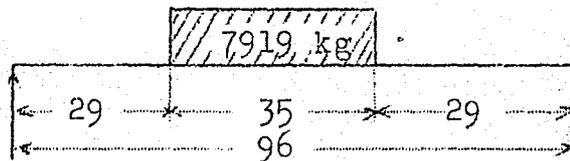


Fig. 3

El máximo momento flexionante debido a la carga viva de 7 919 kgs. se producirá cuando esta quede en el centro del claro, entonces tenemos

$$M_v = \frac{2}{3} \left(\frac{7\ 919}{2} \times \frac{96}{2} - \frac{7\ 919}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{38}{2} \right)$$

$$M_v = 101\ 627 \text{ kgs. cm.}$$

Si consideramos una carga equivalente del camión de --- 13 600 kgs. la cual es de 714 kgs. por metro tendremos

$$M_e = \frac{2}{3} \left(\frac{714 \times 96^2}{8} \right) = 54,83 \text{ k.m.}$$

$$= 5\ 483 \text{ kg. cm.}$$

Como vemos el mayor momento flexionante se produce con --- la carga viva concentrada, por lo tanto es el que se tomará en

cuenta.

El momento flexionante total debido a la carga muerta y viva es igual a :

$$M_T = 4\ 055 + 101\ 627 = 105\ 682\ \text{kgs.cm.}$$

Supondremos que la losa se va a construir con un concreto cuya f_c sea de $45\ \text{k/cm}^2$ y acero cuya $f_s = 1\ 125\ \text{kgs/cm}^2$ -- pues así lo especifican las tablas de Proyectos de la D. N. C. Utilizando las constantes de cálculo.

$$k = 0.3750$$

$$j = 0.8750$$

$$p = 0.0075$$

$$K = 7.3828$$

Peralte de la losa. -- Los cálculos de losas se hacen suponiendo 1.00 m. de ancho. La fórmula que nos da el peralte es

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{105\ 682}{7.3828 \times 100}} = 11.9\ \text{cm.}$$

$$d = 12\ \text{cms.}$$

El área de acero necesaria

$$A_s = p b d$$

$$= .0075 \times 100 \times 12 = 9\ \text{cm}^2$$

Empleando varillas de $\frac{1}{2}$ " ϕ de $1.22\ \text{cm}^2$ de área, el número de varillas necesarias será

$$\frac{9}{1.22} = 7.3 = 7\ \text{varillas.}$$

La separación será

$$\frac{100}{7} = 14.3\ \text{cm.} \quad (a)$$

Se pondrán por lo tanto varillas de $\frac{1}{2}$ " \emptyset espaciadas ---
 14.3 @ las que se colocarán arriba y abajo de la losa para ---
 resistir los momentos tanto positivos como negativos. Estas va-
 rillas se podrán fijar por medio de otras perpendiculares y ---
 con ello se resistirán los esfuerzos de temperatura, ayudando
 al mismo tiempo a obtener una mejor distribución de la carga, -
 este acero lo obtenemos por medio de la fórmula

$$A_{st} = 0.003 bd = .003 \times 100 \times 12 = 3.6 \text{ cm}^2$$

tomamos esta área con varillas de $3/8$ " \emptyset .

$$\text{Número de varillas} = \frac{3.6}{0.71} = 5 \text{ varillas.}$$

Para el esfuerzo cortante el ancho efectivo será el mis-
 mo que el del momento flexionante pero se especifica que el mí-
 nimo será de 915 cm. En nuestro caso $e = 89.3$, así es que si
 tomamos el mínimo la carga por metro será

$$P = \frac{7\ 072}{0.915} = 7\ 728 \text{ kgs.}$$

El esfuerzo cortante unitario tiene por valor:

$$v = \frac{V}{bjd}$$

$V =$ Reacción en los apoyos.

$$V = R = \frac{1}{2} 7\ 728 + \frac{1}{2} 0.96 \times 528 = 3\ 864 \text{ kgs.} + 253 \text{ kgs.} = 4\ 117 \text{ k.}$$

$$\therefore v = \frac{4\ 117}{100 \times 0.875 \times 12} = \frac{4\ 117}{1\ 050} = 3.91 \text{ k/cm}^2.$$

Siendo el máximo permitido de 4.00 k/cm^2 el resultado es-
 tá dentro del límite.

Al fierro se le dará un recubrimiento de 2.5 cms; las vi-
 quetas según especificaciones de la D. N. C. irán ahogadas ---

0.01 m. en la losa; en la parte superior de la losa y al centro se le dará un bombeo de 0.05 m., por lo tanto el espesor de la losa será en el centro de:

$$h = 1.0 + 2.5 + 12.00 + 2.5 + 5.0 = 23 \text{ cms.}$$

junto a la guarnición el espesor será de

$$h' = 23 - 5 = 18 \text{ cms.}$$

CALCULO DE LAS TRABES LONGITUDINALES.

Cargas.

Carga muerta..- Consistirá del peso de la losa y peso propio de la trabe.

Carga viva..- Como el claro es mayor de 18.30 mts. tomaremos una carga equivalente uniformemente repartida y dos concentradas, tanto para el mayor momento flexionante como para el esfuerzo cortante. Impacto un 30 % de la carga viva.

Carga uniformemente repartida = 714 kgs. por metro lineal de faja.

Carga concentrada de 6 123 kgs., momento flexionante.

Carga concentrada de 8 845 kgs., esfuerzo cortante.

Longitud del claro 24.50, separación de viguetas 0.96 m.

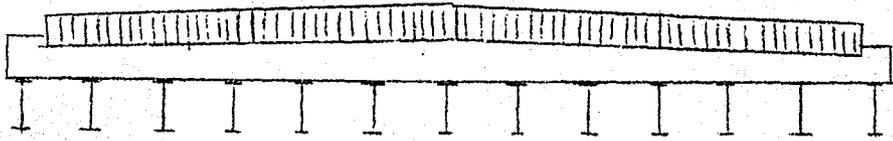
Peso de losa que obra sobre una trabe.

$$0.96 \times 24.50 \times 0.23 \times 2400 = 12\ 960 \text{ kgs.}$$

Como tenemos 4 fajas de circulación la carga uniformemente repartida en todo el puente, es decir la equivalente será de

$$714 \times 4 \times 24.5 = 69\ 972 \text{ kgs.}$$

En la figura siguiente tenemos la distribución de trabes.



Esta carga estará distribuida en 11.00 mts. por lo tanto serán 11 trabes las que la soportarán.

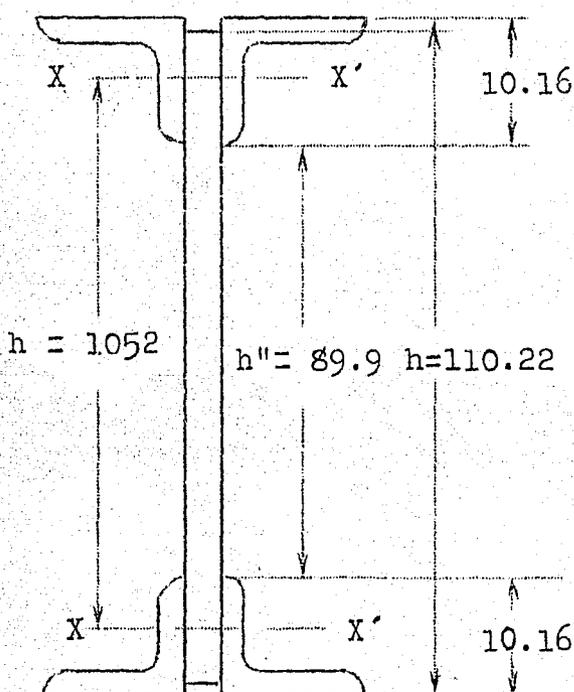
Por lo tanto cada vigueta soportará.

$$69\ 972/11 = 6\ 361 \text{ kgs. en todo el tramo.}$$

Las especificaciones marcan que la relación del peralte al claro será de 1/25 como máximo. En nuestro caso el peralte necesario será

$$\frac{24.50}{25} = 98 \text{ cms.}$$

La trabe compuesta que más se acerca es la formada por una placa de 106.68 x 1.11 y 4 ángulos 15.24 x 10.16 x 1.27, la tomaremos para un primer cálculo. Esta placa pesa 189 kg/m.



El peso en 24.50 mts. será $189 \times 24.50 = 4630.5 = 4631 \text{ kg.}$

La carga total que soportará la trabe es

$$P_1 = 12\ 960$$

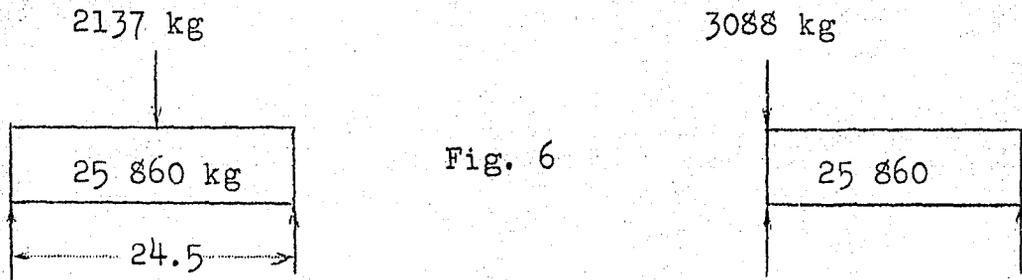
$$P_2 = 8\ 269 \quad 6361 \times 1,3 = 8269$$

$$P_3 = 4\ 631$$

$$P_T = 25\ 860 \text{ kg.}$$

Además una carga concentrada de 2 137 kgs. que resulta debido a que las especificaciones indican una car-

ga concentrada de 6123 kg. considerada como uniformemente distribuida a través de la faja de circulación en una línea normal al eje de ésta y los 2137 corresponden a un ancho de 0.96 metros.



Para el momento flexionante

Para el esfuerzo cortante

El momento flexionante debido a la carga de 25860 es:

$$M = \frac{25\ 860 \times 24.50}{8} = 7\ 919\ 625 \text{ kg.cm.}$$

y el debido a la carga concentrada

$$M = \frac{2\ 137 \times 24.50}{4} = 1\ 308\ 912 \text{ kg.cm.}$$

el momento total es

$$M_T = 9\ 228\ 537 \text{ kg.cm.}$$

En la placa

$$h = 1\ 066.8 + 2 \times 1.27 = 1102.2 \text{ cm.}, \quad h'' = 1.1022 - 2 \times .1016 = .899 \text{ m.}$$

Las especificaciones indican $h''/t > 60$, esfuerzo cortante

$$\frac{V}{A} \text{ no mayor de } \frac{1275}{1 + \frac{(h'')^2}{1200 t^2}}$$

$$\text{En nuestro caso } \frac{h''}{t} = 80.99 > 60$$

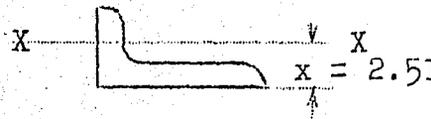
$$\frac{V}{A} = \frac{16\ 018}{118} = 135.7 \text{ kg./cm}^2 < \frac{1275}{1 + \frac{89.9^2}{1200 \times 1.11^2}} = 199$$

luego estamos dentro de lo especificado.

Esto es por lo que se refiere cuando h , la altura del alma es mayor de 60 veces t el espesor de la misma, entonces el esfuerzo cortante máximo V/A no debe ser mayor de la expresión escrita antes. El manual dice además $h/t = 80.99$, $V/A = 662$ kg/cm². Veremos si el espesor de los ángulos es satisfactorio Usamos cuatro ^l de 15.24 x 10.16 x 1.27

$$\therefore h' = 1102.2 - 2 \times 2.51 = 1.052 \text{ m.}$$

$$\text{El momento } M = Th' = ch'$$



$$\therefore T = c = \frac{9 \cdot 228 \cdot 537}{105.2} = 87 \, 723.7 \text{ kg.}$$

Fig. 7

$$\text{el área neta necesaria } \frac{87 \, 724}{1265} = 69$$

centímetros cuadrados. Para un ángulo será la mitad = 34.5 cm² como el ángulo propuesto tiene 30.65 cm² no podemos usarlo.

Probando otro ángulo, por ejemplo el de 152.4 x 101.6 x 19, tendremos con la misma placa un peso de 233 kg/m.

Siguiendo el mismo sistema la carga total que soportará la trabe $P_1 = 12 \, 960$ kg., $P_2 = 8 \, 269$ kg., $P_3 = 5 \, 709$ kg., $P_T = 26 \, 938$ kgs. Para el momento flexionante tenemos

$$M = \frac{26 \, 938 \times 24.5}{8} = 8 \, 249 \, 762 \text{ kg.cm.}$$

$$M_v = \frac{2 \, 137 \times 24.5}{4} = 1 \, 308 \, 912 \text{ kg.cm.}$$

$$M_T = 9 \, 558 \, 674 \text{ kg.cm.}$$

El esfuerzo cortante en el alma

$$R_1 = V_1 = \frac{26938}{2} \div 3088 = 16 \, 557 \text{ kg.}$$

$$\therefore \frac{V}{A} = \frac{16 \, 557}{99.9} = 165.6 \text{ kg./cm}^2$$

quedamos dentro de lo especificado. Veremos ahora el espesor - del ángulo 15.24 x 10.16 x 1.9 si es satisfactorio para el momento flexionante

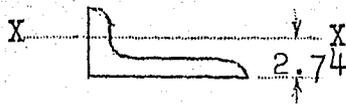


Fig. 8

$$h' = 1102.2 - 2 \times 2.74 = 1.0464 \text{ m.}$$

$$M = Th' = ch'$$

$$\therefore T = c = \frac{9\,558\,674}{1.0464} = 91\,347.8$$

El área neta necesaria $\frac{91\,348}{1265} = 72 \text{ cm}^2$. Para un ángulo será de 36 cm². El propuesto tiene 44.77 cm², luego este es correcto.

Conclusión: La trabe que se use será, una placa de 1066.8 x 11.1 y cuatro ángulos de 152.4 x 101.6 x 19. Las dimensiones están dadas en milímetros.

Según las especificaciones se requerirán atiesadores en el alma de vigas compuestas de alma llena, en los extremos, lo mismo que en otros puntos cuando h , la distancia entre patines, sea mayor que

$$85 t \sqrt{1265 (A/V) - 1}$$

en donde t es el espesor del alma, A la sección total del alma y V el esfuerzo cortante. Veremos si en nuestro caso es necesario atiezar nuestra placa. No es necesario pues la fórmula nos da 241.5 cm. contra 99.9 que tenemos. Pero como $h > 60 t$ se requieren atiesadores a distancias nunca mayores de 1.80. $h = 89.9 > 60 \times 1.11 = 66.6$. Como se requieren atiesadores la distancia entre ellos no será mayor de $85 t \sqrt{1265 (A/V) - 1}$ y no podrá exceder de 1.80 m. $85 \times 1.11 \sqrt{1265 \times \frac{99.9}{16\,557} - 1} = 241.5$, por lo tanto tomaremos el mínimo admisible. Utilizando

3088

2137

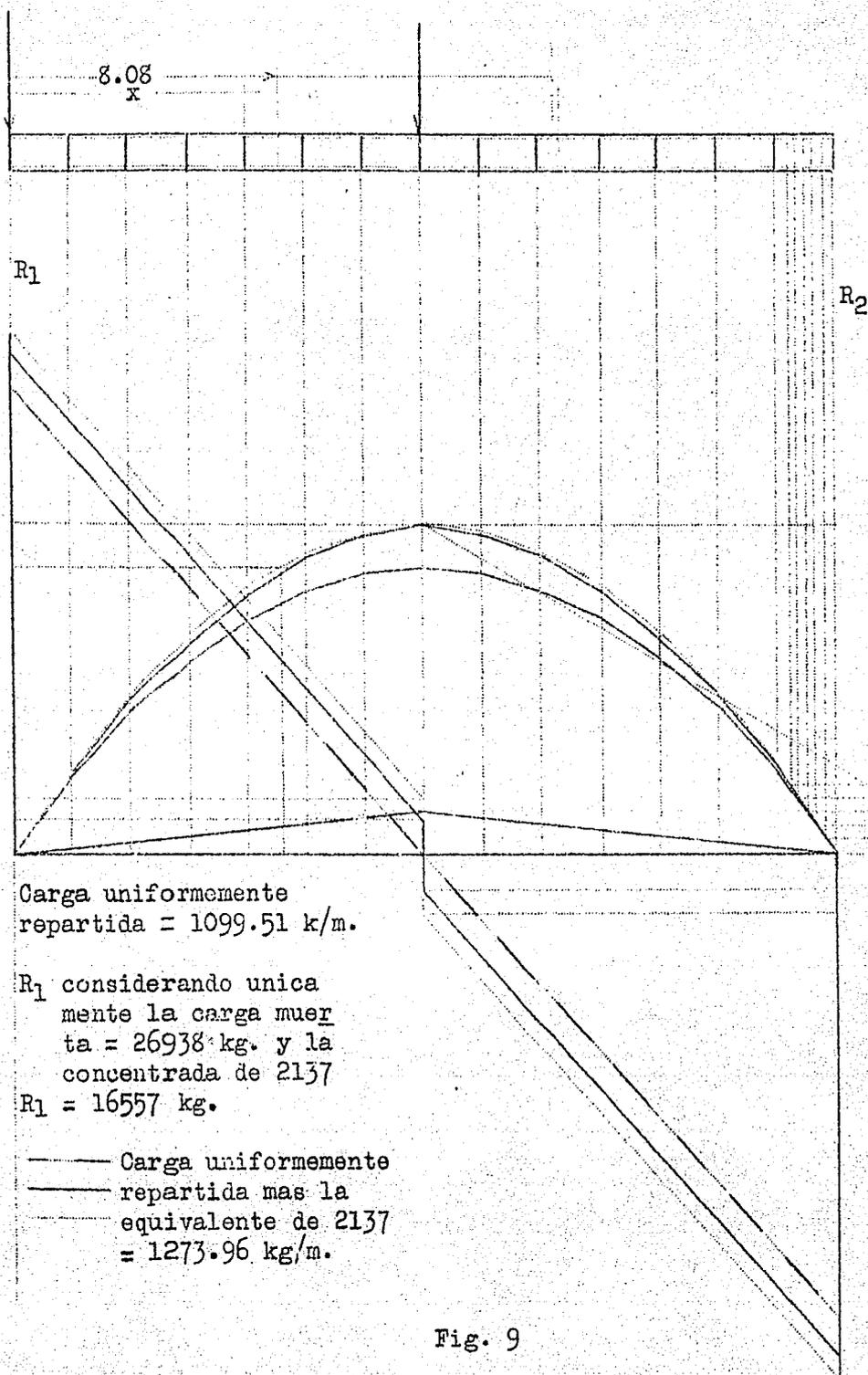


Fig. 9

15 atiesadores estarán a una distancia de 1.75 m. centro a centro. El área de los atiesadores extremos

$$A = \frac{V}{1265} = \frac{16\ 557}{1265} = 13.08\ \text{cm}^2$$

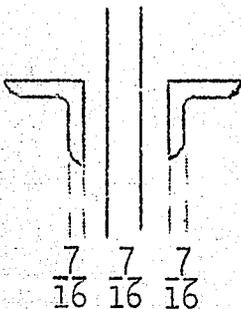
utilizamos el ángulo de lados iguales $3 \times 3 \times 7/16 = 76.2 \times 76.2 \times 1.11$ que tiene una superficie $15.68\ \text{cm}^2$.

Cálculo de las costuras.- Utilizando remaches de $3/4'' \ \phi$ tenemos que el esfuerzo cortante doble por remache es $3606\ \text{kg}$. y el esfuerzo por empuje es de $2681\ \text{kg}$., tomando este tenemos

$$\text{entonces } N = \frac{16\ 557}{2681} = 6.2 \text{ remaches} - 7 \text{ remaches. Distancia}$$

mínima de un remache de $3/4'' \ \phi$ a una arista = $3.2\ \text{cm}$. La distancia entre remaches será $\frac{89.2 - 6.4}{6} = 13.91\ \text{cm}$. Siete remaches espaciados $13.8\ \text{cm}$. @ . Agarre = $21/16 = 1\ 5/16 = 1\ 8/16 = 1\ 1/2$. Largo necesario del remache $3''$.

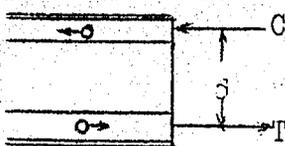
Fig. 10



Número de los remaches en la pierna verti

cal del ángulo.- Las cargas en la trabe son aplicadas directa o indirectamente al alma, produciendo un esfuerzo cortante V . Por flexión - el esfuerzo cortante vertical produce un esfuerzo cortante horizontal, el que se convierte en tensión y compresión en las fibras abajo y arriba

Fig.



ba del eje neutro. Los mas de estos esfuerzos ocurren en los ángulos siendo transmitidos a la placa por medio de los remaches, los que conectan los ángulos al alma de la placa. En cada ángulo tiene que haber cierto número -

de remaches, entre el máximo momento y cada extremo para transmitir al ángulo el esfuerzo total, es decir, el momento resistente de los remaches entre el punto de máximo momento flexionante y cada extremo, tendrá que ser igual al máximo momento flexionante y este igual al momento resistente de la sección de la trabe.

Tenemos entonces en la figura de arriba que d es la distancia o brazo del par de la tensión y la compresión.

El momento flexionante en este caso es 9 558 674 kg.cm. Este será resistido por el momento resistente de los remaches.

$d = 98$ cm. = distancia entre remaches arriba y abajo.

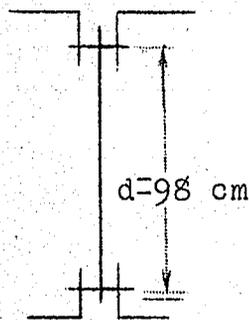


Fig. 12

$k = 3606$ kg. esfuerzo cortante doble por remache
 2681 kg. empuje de un remache de $3/4'' \text{ } \phi$ - en una placa de $7/16''$.

$M = 9\ 558\ 674$ momento flexionante en kg.cm.

$N =$ número de remaches.

Tenemos entonces que:

Momento resistente de un par de remaches es igual a

$$2681 \times 98 = 262\ 738 \text{ kg.cm.}$$

tomamos 2681 para que la placa no falle por empuje.

$$\therefore N = \frac{9\ 558\ 674}{262\ 738} = 36 \text{ remaches}$$

Como vemos es imposible que en 12.25 m. tengamos 36 remaches, pues no lo permiten las especificaciones. Vemos en la representación gráfica de la posición que tienen al principio de la trabe los remaches y veremos que es mayor de 15 cm. que especifican los manuales. Por lo tanto pondremos la distancia máxima especificada de 15 cm. en toda

$$N_e = \frac{24.50}{0.15} = 163 \text{ espacios} = 164 \text{ remaches}$$

mas tres remaches en cada extremo de trabe que queda arriba de los apoyos. Total 170 remaches en la parte superior y 170 remaches en la parte inferior, o sea 340 remaches por trabe. Son trece viguetas, 4420 remaches de $3/4" \text{ } \phi \times 3 \text{ } 5/8"$ en todo el tramo del puente de 25.00 m. para las trabes. Agarre = $1 \text{ } 5/6 \text{ } \doteq 2"$, largo necesario $3 \text{ } 5/8"$.

Siempre se desea que el alma de una trabe de placa remachada fuera una pieza continua, pero la longitud de tales placas es limitada por las fundiciones, y casi siempre la longitud necesaria excede de este límite; entonces es necesario ensamblar las piezas que formarán el alma.

Suponiendo que contamos con placas de 8.33 m. en nuestro tramo de 25.00 m. tendremos 3 placas de 8,33 m. las que se tienen que unir por medio de empalmes.

El máximo momento lo tenemos representado en la figura de la página 21. El momento flexionante en los puntos 1 y 2 simétricos respecto al centro del claro lo obtenemos por la fórmula

$$M_1 = \frac{w \cdot x}{2} (L - x) \quad w = 1274 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = \frac{1274 \times 8.08}{2} (24.50 - 8.08) = 8 \text{ } 451 \text{ } 308 \text{ kg.cm.}$$

y el esfuerzo cortante

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right) = 1274(12.25 - 8.08) = 5313 \text{ kg.}$$

En el punto 2 tenemos los mismos valores por ser simétricos. Ahora bien, para el empalme escogeremos el tipo represen-

tado en la figura siguiente. Consta de 6 placas, tres a cada lado del alma. Así pues las placas marcadas con P_1 toman el momento flexionante del alma, mientras que la marcada con P_2 toma el esfuerzo cortante en el punto considerado. Por lo tanto las P_1 son diseñadas como si el esfuerzo cortante no existiera en el empalme y las P_2 como si el momento flexionante no existiera.

Por especificaciones sabemos que en un octavo del alma se toma como área de patín, en nuestro caso tenemos que el área requerida será

$$1/8 (1.0668 \times .0111) = \frac{1}{8} 118.41 = 14.8 \text{ cm}^2$$

Por tanto el esfuerzo que puede tomar este octavo es

$$14.8 \times 1265 = 18\ 722 \text{ kg.}$$

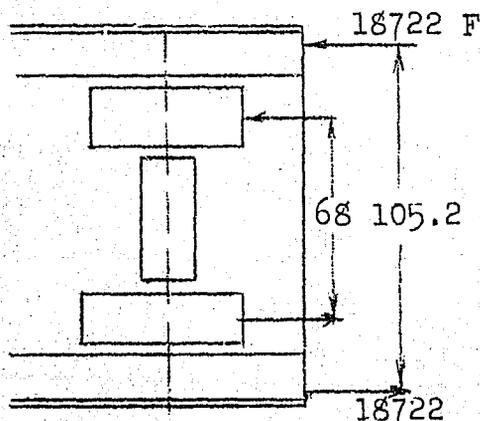


Fig. 13

Entonces la resistencia del alma al momento flexionante es representada por el par $F \times 105.2 = 18722 \times 105.2$ el que será igual a $F' \times 68$

$$\frac{18722 \times 105.2}{68} = F' = 28\ 964 \text{ k}$$

Entonces el número de remaches en estas placas para soportar el esfuerzo calculado

y tomando el empuje de un remache de $3/4'' \text{ } \phi$ sobre una placa de $7/16''$ que es 2681 kg. tenemos que $N = \frac{28\ 964}{2681} = 10.8$ remaches, tomaremos 13 por simetría. Por lo tanto el esfuerzo cortante horizontal en cada remache debido al flexionante en el alma te

$$\text{nemos:} \quad \frac{28\ 964}{12} = 2\ 413 \text{ kg}$$

Para tomar el esfuerzo cortante necesitamos N remaches

$$N = \frac{5\ 313}{2\ 681} = 2 \text{ remaches,}$$

pero como la mínima distancia es de 15 cm. tendremos

$$N = \frac{46 - 6}{15} = 2.6 \text{ remaches} = 3 \text{ ponemos } 4$$

El ensamble queda representado en la siguiente hoja. Total 60 remaches $3/4'' \phi$. Largo necesario = 3".

Contraventeo. - Consistirá este de una armadura transversal, es decir, perpendicular a las traveses, cada una separada - cada tres atiesadores. Estarán constituidas por ángulos que trabajarán como columnas. Como el menor ángulo que se puede usar es el de $3'' \times 3'' \times 7/16''$, la relación de esbeltez es de $L/r < 120$
 $L/229 = < 120$. Esfuerzo que puede soportar = $A_s \times 1055 = 12111$ kg.

La guarnición será de $45 \times 30 \times L$, $L =$ longitud del claro. Con dos varillas de $1/2''$, en la posición representada en la figura.

Cálculo del parapeto. -

El parapeto consistirá de vigas de concreto armado apoyadas sobre pilastras también de concreto, las que a su vez se apoyarán sobre la guarnición formando esta con la losa una sola pieza. La fuerza horizontal que actúa sobre las vigas es de 225 kg/m y la vertical será de 150 kg/m. Las vigas las calcularemos como simplemente apoyadas. Los tramos serán de 2.00 m. y el claro de 1.90 m.

$$c = 225 \text{ k/m.}$$

$$L = 1.90$$

$$M = \frac{225 \times 1.9^2}{8} = \frac{225 \times 3.61}{8} = 10\,153 \text{ kcm.}$$

La escuadría de la viga suponiendo $d = 2b$ la obtenemos por la fórmula

$$b d^2 = \frac{M}{K}$$

suponiendo $d = 2b$ y las constantes de cálculo para una $f_c = 45 \text{ K/cm.}$ on $K = 7.3828$ $p = .0075$

$$4 b^3 = \frac{10\,153}{7.3828} = 1\,375 \text{ cm}^3$$

$$b^3 = \frac{1\,375}{4} = 343.7$$

$$b = \sqrt[3]{344} = 7 \text{ cm.}$$

$$b = 7 \text{ cm.}$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

$$A_B = .0075 \times 7 \times 14 \quad A_B = .73 \text{ cm}^2$$

Para la carga vertical más el peso propio suponiendo una viga $12 \times 20 \times 1.90 \times 2\,400 = 110 \text{ Kgs.} - 57.6$ por metro.

$$M_m = \frac{110 \times 1.9}{8} = 2\,612 \text{ K. cm.}$$

$$M_V = \frac{150 \times 1.9^2}{8} = \frac{150 \times 3.61}{8} = 6\,768.7 = 6\,769 \text{ K. cm.}$$

$$M_T = 9\,381 \text{ K. cm.}$$

Suponiendo ahora $d = \frac{b}{2}$ tendremos.

$$\frac{b^3}{4} = \frac{9\,381}{7.3828}$$

$$b^3 = \frac{37\,524}{7.3828} = 5\,080$$

$$b = \sqrt[3]{5\,080} = 17$$

$$d = 8.5$$

$$A_s = p \cdot b \cdot d = 1.08 \text{ cm}^2$$

Cálculo de las pilastras.

Trabajarán como vigas cantiliver y como columnas.

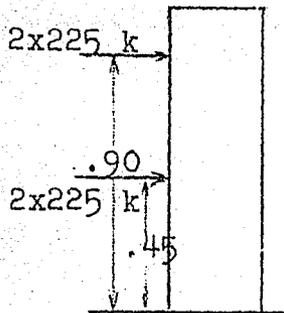


Fig. 14

El momento en una cantiliver es igual a la carga por la distancia al empotramiento.

En nuestro caso:

$$M = 2 \times 225 \times .90 + 2 \times 225 \times .45 = 2 \times 202.50 + 2 \times 1012.5 = 60750 \text{ Kcm.}$$

Usando concreto de $f_c = 45 \text{ K/cm.}$

$$K = 7.3828$$

$$p = .0075$$

$$bd^2 = \frac{M}{K}$$

Si suponemos la relación $d = \frac{b}{2}$ tendremos

$$\frac{b^3}{4} = \frac{60750}{7.3828}$$

$$b^3 = \frac{243000}{7.3828} = 32914 \quad b = \sqrt[3]{32914} = 32$$

$$d = 16$$

$$b = 32$$

$$d = 16$$

$$A_s = .0075 \times 32 \times 16 = 3.84 \text{ cm.}$$

Utilizando varillas de $3/8''$ el número necesario es

$$\frac{3.84}{.71} = 5.4 = 6 \text{ Vs.}$$

Resumiendo.

Vigas $13 \times 22 \times 1.90$ A_s 4 Vs. $3/8''$ pues se re-

forzará en los dos sentidos.

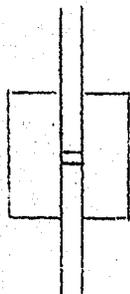


Fig. 15

Pilastras.-

18 x 37 x 1.10 y Vs. 3/8" ϕ ancladas hasta la losa, pues se reforzarán por los dos lados.

Para facilidad de construcción las dimensiones serán las siguientes.

Vigas: 15 x 25 x 1.90 $A_s = 2.81 \text{ cm}^2 = 4 \text{ Vs. } 7/8" \phi$ 8 en total
 Pilatras 20 x 40 x 1.10 $A_s = 6.00 \text{ cm}^2 = 5 \text{ Vs. } 1/2" \phi$ 10 en total
 pues se reforzarán en los dos lados y el anclaje llegará hasta la losa.

Peso de la superestructura.- Tramo de 25.00 mts.

Calcularemos este peso por trabe.

Fracción de losa = $.23 \times .96 \times 25.00 \times 2 \ 400 = 13 \ 248 \text{ Kgs.}$

Fracción de carga equivalente = $\frac{714 \times 4 \times 25.00}{11} = 6 \ 491 \text{ Kgs.}$

Carga concentrada para esf. c. = 3 088 en el extremo = 3 088 Kg.

Peso de la trabe l alma de 1066.8 x 1.11

4 ángulos 152.4 x 101.6 x 19 = 233 x 25 = 5 825 Kgs.

120 x 2 = 360 remaches para los ángulos =

de 3 5/8" de largo = 103 Kgs.

17 atiesadores de 3 x 3 x 7/16

como son pares de atiesadores 17 x 2 = 446 Kgs.

119 remaches de 3/4 largo 4 1/2" = 39.4 Kgs.

5 contravientos, cada uno formado por ángulos

3 x 3 x 3/8 = 32 K. c/u. = 160 Kgs.

20 placas = 20 x 20 x .9 = 60 "

320 remaches de 3/4 x 2 1/4 de largo = 64 "

de la hoja No. 29.

14 Vs. de $3/4$ x .95 =	71.4 Kgs.
14 tubos de 1" x .95 =	70.0 "
Ensamblés:	
4 placas de $7/16$ 20 x 67 =	47.00 "
2 placas de $7/16$ 20 x 45 =	16.00 "
80 remaches de $3/4$ x 2 $3/4$ =	18.50 "
2 ensambles =	81.50 "
	26 740.80 "

Peso por trabe = 26 750 Kgs.

La reacción entonces en un extremo

$$13\ 375 + 3\ 088 = 16\ 463 \text{ Kgs.}$$

Apoyo fijo.-

El tipo de pedestal será como el representado en la siguiente figura, notándose en ella las fuerzas que actúan sobre él.

La sección puede ser investigada como una viga cantiliver. El empuje entre la placa y el apoyo que será de acero es

$$\text{igual a } \frac{16\ 465}{32} = 516 \text{ K por cm. lineal.}$$

Así pues la longitud efectiva de viga será igual a

$$15.82 - 7.37 - 4.45 = 4 \text{ cms.}$$

$$\therefore M_2 = 516 \times \frac{4^2}{2} = 4\ 128 \text{ K.cm.}$$

$$M_3 = -516 \times \frac{15.82^2}{2} + 8\ 233 \times 9.60 = 14464.6 = 14\ 465 \text{ K.cm.}$$

Por lo tanto el máximo momento será de 14 465 K. cm.

Utilizando una placa de 20 x 32 x 3 tenemos que para es-

te momento trabaja a una fatiga de

$$f = \frac{M V}{I} = \frac{14\ 465 \times 1.5}{45} = 482 \text{ K/cm}^2$$

dejaremos esta placa por requerirlo así la presentación del apoyo.

El esfuerzo cortante a la izquierda de la pieza vertical es $516 \times 4 = 2\ 064$ y a la derecha es igual

$$(15.82 - 7.37) 516 = 8\ 233 = 3\ 873 \text{ Kgs.}$$

El área es de 60 cm, el esfuerzo cortante unitario es

$$\frac{3\ 873}{60} = 64.55 \text{ K/cm}^2$$

El grueso de las piezas verticales puede ser determinado por el empuje del perno sobre ella.

Usando un esfuerzo de empuje de 844 K/cm^2 para un pasador de 2" tenemos que el empuje tiene un valor de $4\ 300 \text{ K.cm}^2$

$$15.82 - 6.82 - 3.17 = 5.83 \text{ cm.}$$

$$M_2 = 516 \times \frac{5.83^2}{2} = 8\ 767 \text{ K cm.}$$

$$M_3 = -516 \times \frac{15.82^2}{2} + 8\ 233 \times 8.40 = -64572 + 69157 = 4585$$

Por lo tanto el máximo momento

$$M = 8\ 767 \text{ K. cm.}$$

Utilando una placa de 20 x 32 x 3 tenemos que para este momento trabaja a una fatiga de

$$f = \frac{M V}{I} = \frac{8\ 767 \times 1.5}{45} = 282 \text{ K/cm}^2$$

de todos modos dejaremos esta placa por requerirlo así la presentación del apoyo, pues está sobrada.

El esfuerzo cortante a la izquierda de la pieza vertical es $516 \times 5.83 = 3\ 008$ y a la derecha es

$$(15.82 - 6.82) 516 - 8\ 233 = 3\ 589 \text{ K.}$$

El área de la placa es de 60 cm^2 , el esfuerzo cortante unitario es

$$\frac{3\ 589}{60} = 59.8 \text{ K/cm}^2$$

El grueso de las piezas verticales puede ser determinado por el empuje del perno sobre ella.

Usando un esfuerzo de empuje de 844 K/cm^2 admisible para un pasador de 2" tenemos que el empuje tiene un valor de $4\ 300 \text{ K/cm}$. Por lo tanto necesitaríamos un espesor de 2 cms. dejaremos el proyectado de 3.17 cms.

Apoyo móvil.-

Estos apoyos pueden ser de dos clases rodillos o mecedores los cuales permiten a la estructura cierto desalojamiento longitudinal que es producido por dilatación de la misma debido a cambios de temperatura y transmitir las reacciones a la subestructura.

Para el caso presente se proyectará el apoyo móvil con mecedora y consistirá de lo siguiente

Zapata.

Perno de apoyo.

Pedestal.

Mecedora.

Placa de apoyo.

Mecedora: Esta podemos calcularla como si fuera un solo rodillo en la que por economía de material y por ser muy sobrada toda la sección, se toma únicamente de la parte inferior un

segmento circular, lo que constituye la mecedora y que de una resistencia suficiente para soportar las concentraciones transmitidas por el pedestal.

La reacción total con que se calculará el apoyo es

$$R = 16\ 465 \text{ Kgs.}$$

El área de cada placa será de $\frac{16\ 465}{1\ 055} = 15.6 \text{ cm}^2$ para

trasmitir la reacción al caballete, por requerirlo las dimensiones de la trabe será de 30 x 20 x 3.17 la dimensión de la placa.

La longitud de la mecedora será de 31.65 cms., por lo tanto el empuje entre ella y la placa será de

$$\frac{16\ 465}{31.65} = 520 \text{ K/cm. lineal.}$$

Las fuerzas que actúan en la mecedora se presentan en la figura siguiente.

Las dimensiones longitudinales con respecto a la mecedora de las piezas verticales son las mismas que las indicadas en el apoyo fijo, por lo tanto lo único que varíe será la placa a la que se le añadirá un segmento de cilindro, el que tendrá 55 cm. de diámetro.

Cálculo del perno pasador.-

El perno trabaja como una viga apoyada libremente con dos cargas concentradas e igualmente colocados.

El momento máximo entre ambas cargas es

$$M = F \times a = 8\ 233 \times 1.58 = 13\ 008$$

$$M = 13\ 008$$

$$\frac{M}{f} = \frac{I}{V} = \frac{13\ 008}{1\ 265} = \frac{0.0491\ d^4}{d/2} = .0982\ d^3$$

Utilizando un perno de 5 cms. de diámetro tenemos que la fatiga a la que nos trabaja es

$$\frac{13\ 008}{.0982\ d^3} = 1\ 060\ \text{Kgs/cm}^2\ \text{admisible.}$$

El perno supuesto es correcto.

Cálculo del perno al esfuerzo cortante.

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 25}{4} = 19.63\ \text{cm}^2$$

esfuerzo cortante unitario = $\frac{8\ 233}{19.63} = 419\ \text{K/cm}^2$. menor que el admisible:

De lo anterior se concluye que el diámetro propuesto es correcto.

$$\begin{aligned} .32 \times .20 \times .032 \times 7\ 900 &= 16\ \text{Kgs. Como son 3 placas} \\ &= 48\ \text{Kgs.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} .23 \times .20 \times .032 \times 7\ 900 &= 11.6\ \text{Kgs. Como son 4 placas} \\ &= 46.4 \end{aligned}$$

$$\text{perno} = 7\ \text{kgs.}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= 48 \\ &46.4 \\ &7 \end{aligned}$$

$$\text{-----}$$

$$101.4 + \text{tornillos} = 102\ \text{Kgs.}$$

por apoyo.

Peso en el extremo de la estructura + apoyo =

16 465 + 102 = 16 567 = 16 570 Kgs. lo que se trasmite a la trabe que tendrá el cabezal.

Según la ecuación de la viga continua para dos tramos tenemos, para calcular el momento M"

$$\begin{aligned}
 4 \text{ M}''\text{L} &= \frac{16570 \times 0.24 (6.00^2 - 0.24^2)}{6.00} - \frac{16570 \times 1.20 (6.00^2 - 1.20)^2}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 2.16 (6.00^2 - 2.16^2)}{6.00} - \frac{16570 \times 3.12 (6.00^2 - 3.12)^2}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 4.08 (6.00^2 - 4.08^2)}{6.00} - \frac{16570 \times 5.04 (6.00^2 - 5.04^2)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 0.96 (6.00 - 0.96) (2 \times 6.00 - 0.96)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 1.92 (6.00 - 1.92) (2 \times 6.00 - 1.92)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 2.88 (6.00 - 2.88) (2 \times 6.00 - 2.88)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 3.84 (6.00 - 3.84) (2 \times 6.00 - 3.84)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 4.80 (6.00 - 4.80) (2 \times 6.00 - 4.80)}{6.00} \\
 &- \frac{16570 \times 5.76 (6.00 - 5.76) (2 \times 6.00 - 5.76)}{6.00}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4 \text{ M}''\text{L} &= - \frac{16570}{6} 0.24 \times 35.94 \ddagger 1.20 \times 34.56 \ddagger 2.16 \times 31.33 \ddagger \\
 &3.12 \times 26.27 \ddagger 4.08 \times 19.35 \ddagger 5.04 \times 10.60 \\
 &- \frac{16570}{6} 0.96 \times 5.04 \times 11.04 \ddagger 1.92 \times 4.08 \times 10.08 \ddagger \\
 &2.88 \times 3.12 \times 9.12 \ddagger 2.10 \times 8.16 \ddagger 4.80 \times \\
 &1.20 \times 7.20 \ddagger 5.76 \times 0.24 \times 6.24 \\
 &= - \frac{16570}{6} 8.63 \ddagger 41.47 \ddagger 67.67 \ddagger 81.96 \ddagger 78.95 \ddagger 53.42 \\
 &- \frac{16570}{6} 53.42 \ddagger 78.96 \ddagger 81.95 \ddagger 67.69 \ddagger 41.47 \ddagger 8.63 \\
 &= - \frac{16570}{6} (332.10) - \frac{16570}{6} (332.12) = - \frac{16570}{6} (664.22) =
 \end{aligned}$$

$$4 M'' L = - 1\ 834\ 538$$

$$M'' = - \frac{1\ 834\ 538}{24} = -76\ 439\ \text{kg.m.}$$

$$M'' = - 7\ 643\ 900\ \text{kg.cm.}$$

Ahora bien, sabemos que

$$- M'' = R_1 \times L - P (a \pm b \pm c \pm \dots)$$

$$\therefore - M'' = R_1 \times 6 - 16570(5.76 \pm 4.80 \pm 3.84 \pm 2.88 \pm 1.92 \pm 0.96)$$

$$- M'' = R_1 \times 6 - 16570 \times 20.16$$

$$- 7\ 643\ 900 = R_1 \times 6 - 33\ 405\ 120$$

$$R_1 = \frac{33\ 405\ 120 - 7\ 643\ 900}{600} = \frac{25\ 761\ 220}{600}$$

$$R_1 = 42\ 935\ \text{kg.}$$

$$\text{Peso} = 215\ 410\ \text{kg.}$$

El valor del momento flexionante en cualquier punto de la viga es igual a:

$$\text{bajo la carga 1} = 42\ 935 \times 24 = 1\ 030\ 440\ \text{k.cm}$$

$$\text{bajo la carga 2} = 42\ 935 \times 1.20 - 16\ 570 \times 0.96 = 3\ 561\ 480\ \text{k.cm.}$$

$$\text{bajo la carga 3} = 42\ 935 \times 2.16 - 16\ 570 \times 2.88 = 4\ 501\ 800\ \text{"}$$

$$\text{bajo la carga 4} = 42\ 935 \times 3.12 - 16\ 570 \times 5.76 = 3\ 856\ 980\ \text{"}$$

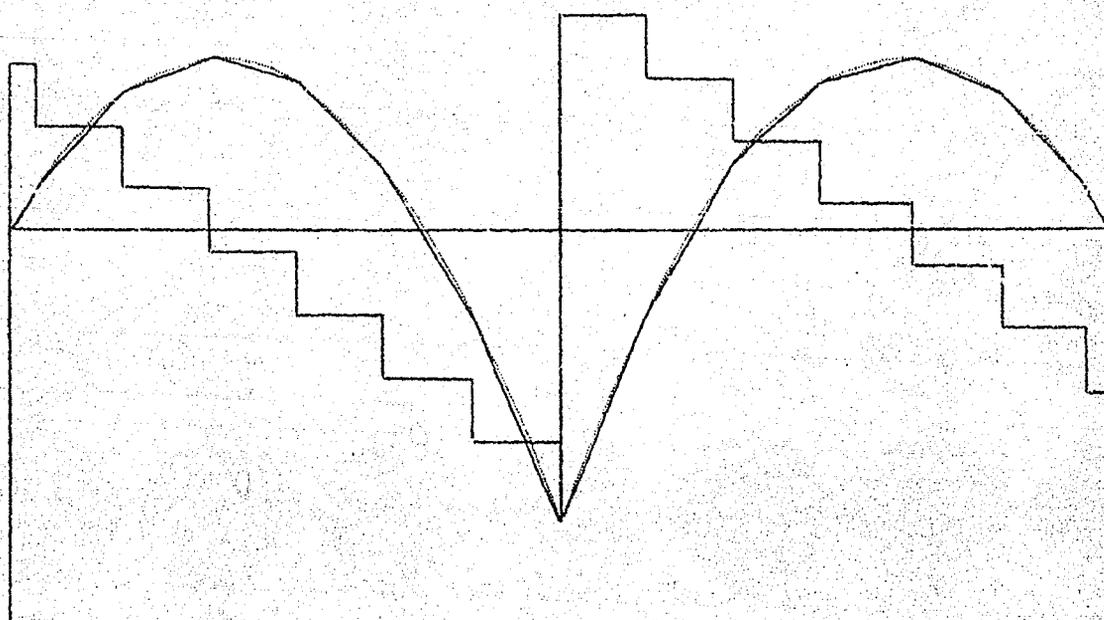
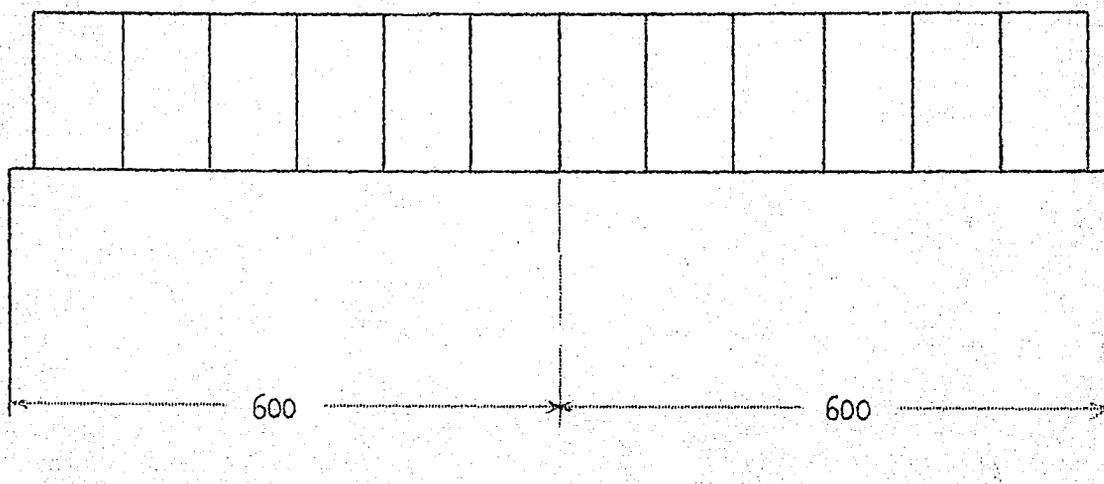
$$\text{bajo la carga 5} = 42\ 935 \times 4.08 - 16\ 570 \times 9.60 = 1\ 610\ 280\ \text{"}$$

$$\text{bajo la carga 6} = 42\ 935 \times 5.04 - 16\ 570 \times 14.40 = -2\ 221\ 560\ \text{"}$$

$$\text{bajo la carga 7} = 42\ 935 \times 6.00 - 16\ 570 \times 20.16 = -7\ 643\ 900\ \text{"}$$

El momento máximo es el de $- 7\ 643\ 900\ \text{kg.cm.}$ Con este se proyectará la sección de la trabe.

Fig. 16



Cálculo del cabezal donde iran apoyadas las trabes.-

El momento máximo que soportara la trabe es de

$$M'' = - 7\ 643\ 900 \text{ kg.cm.}$$

Suponiendo una relación de peraltes 1/20 tendremos

$$6/20 = .30$$

El peralte de nuestra trabe será de 30 centímetros. No podrá ser una vigueta simplemente por que la de 38.1 cm. que se fabrica tiene un módulo de sección de 1 331 cm³ (la de tipo pesado) y en nuestro caso necesitamos 6042 cm³. Será entonces compuesta.

Cálculo de "t" para el esfuerzo cortante en el alma.- El máximo esfuerzo cortante es igual a 56 485 kg.

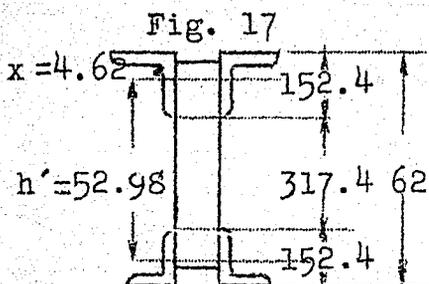
$$\therefore A = \frac{56\ 485}{845} = 66.8 \text{ cm}^2$$

pues 845 kg/cm² es el esfuerzo cortante permitido cuando la sección total del alma de vigas compuestas cuando h la altura del alma es menor de 60 veces t el espesor de la misma

$$t = \frac{66.8}{30.0} = 2.22 \text{ cm.}$$

$$h'' = 30 \text{ cm.}$$

Espesor de los ángulos.- Supongamos que vamos a usar ángulos de lados iguales 6" x 6" x 22.2



$$h' = 62.22 - 2(4.62) = 52.98 \text{ cm.}$$

$$M = T h' = C h'$$

$$\therefore T = C = \frac{7\ 643\ 900}{52.98} = 144\ 279 \text{ kgs.}$$

$$\text{Area neta} = \frac{144\ 279}{1\ 265} = 114 \text{ cm}^2$$

el propuesto tiene 62.77 y el necesario 57 cm². Dejaremos este ángulo pues el inmediato anterior tiene una área de 54.45 cm².

A continuación tenemos el perfil de la trabe.-

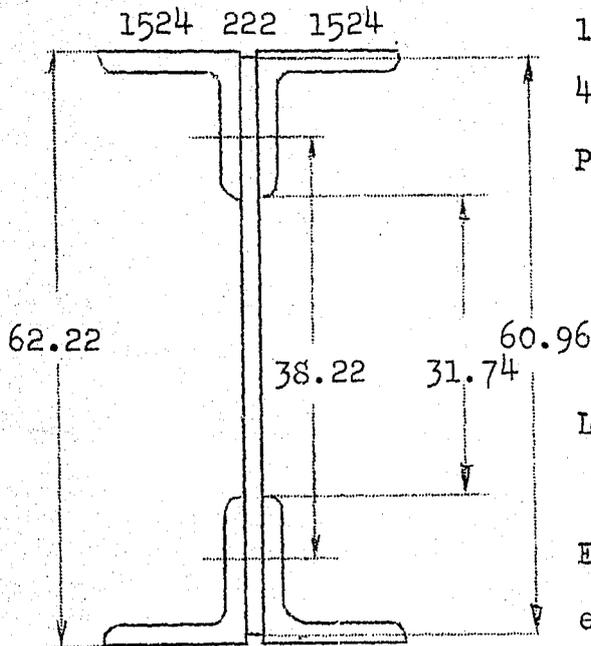


Fig. 18

1 placa de 60.96 x 2.22 x 1200

4 ángulos de 6" x 6" x 7/8"

Peso total por metro =

Placa = 107 kg.

4 ángulos = 197 "

Total $\frac{304}{304}$ kg/m.

La carga muerta será entonces

$304 \times 12 = 3\ 648$ kg.

El momento debido a esta carga es igual a

La carga = 304 kg./m.

$$\therefore M' = \frac{9}{128} \times 304.6^2$$

$$= 76\ 950 \text{ kg.cm.}$$

$$M'' = \frac{16}{128} \times 304.6^2$$

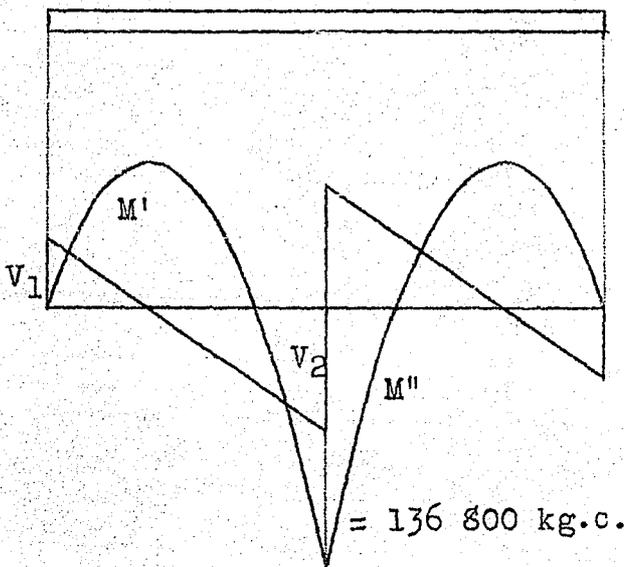
$$= -136\ 800 \text{ kg.cm.}$$

$$V_1 = \frac{3}{8} \times 304 \times 6 = 684 \text{ kg.}$$

$$V_2 = \frac{5}{8} \times 304 \times 6 = 1140 \text{ kg.}$$

Por lo tanto el momento total que tendrá que soportar la viga es

$$M_T = -7\ 643\ 900 - 136\ 800 = -7\ 780\ 700 \text{ kg.cm.}$$



$$M = Th' = ch' \therefore T = c = \frac{7\ 780\ 700}{52.98} = 146\ 861$$

$$\text{Area neta} = \frac{146\ 861}{1265} = 116.0\ \text{cm}^2$$

para cada ángulo se necesitan 58 cm², el propuesto tiene 62.77 cm²; luego este es correcto.

Número de remaches.-

d = 38.22 distancia media entre remaches arriba y abajo

k = 3606 kg. = esfuerzo cortante doble por remache

5362 kg. = empuje o aplastamiento.

M = momento flexionante = 7 780 700 kg.

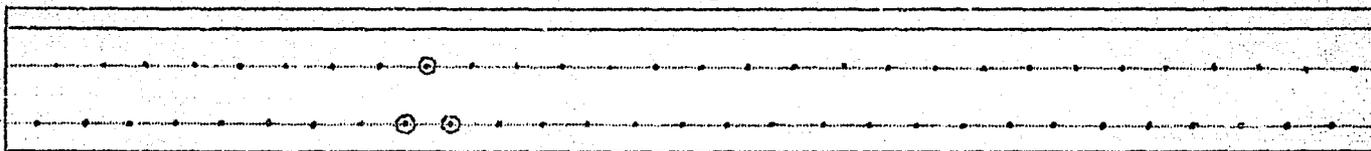
N = número de remaches

Entonces tenemos que:

Momento resistente de un par de remaches es = 3606 x 38.22 =
137 821 kg.

$$\therefore N = \frac{7\ 780\ 700}{137\ 821} = 56.5 = 57\ \text{remaches}$$

Fig. 20



Como no caben estos 57 remaches siguiendo las especificaciones que marcan tres veces el diámetro como la distancia mínima admisible, se utilizara soldadura.

Veremos si es necesario utilizar atiesadores. Cuando h sea mayor que 60 veces "t" se requeriran atiesadores a distancias nunca mayores de 1.80 m.

t = 2.22 cm. 60 t = 133.20. Como tenemos 31.74 cm., no es necesario atiesador.

El número de remaches en los otros tramos de la trabe correspondientes a los momentos positivos. El máximo momento positivo es igual a

$$M_T = 4\,501\,800 + 76\,950 = 4\,578\,750 \text{ kg.cm.}$$

La distancia promedio entre remaches es igual a la anterior

$$\therefore N = \frac{4\,578\,750}{137\,821} = 33 \text{ remaches}$$

estos remaches quedarán a 13.23 cm @ en una hilera de ellos, como son 2 hileras quedarán en proyección cada 6.615 cm.

Cálculo de las columnas

Las columnas se calcularán como largas y se consideran empotradas en sus extremos. Estarán sujetas a las siguientes cargas: Carga muerta + Carga viva. Será la suma de las reacciones calculadas anteriormente o sea $129\,540 + 1140 \times 2 = 129\,540 + 2280 = 131\,820 \text{ kg.}$ Supondremos 132 000 kg. Se tomará además la presión del viento (150 kg/m²), el que tiene un valor

$$\begin{aligned} V_N &= \frac{1}{2} 150 \times 1.5 \left[(2500(.381 - 0.01 + 0.18 + 20) + 5.72 + 2.88) \right] \\ &= \frac{1}{2} 150 \times 1.5 \times .75 + \frac{1}{2} 150 \times 1.5 \times 8.60 = 2110 + 975 \\ &= 3\,085 \text{ kg. Tomaremos } 3\,090 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Esto estará aplicado en los dos extremos del puente. Así que a cada extremo corresponde

$$V'_N = 1545 \text{ kg.}$$

La fuerza del viento normal a la carga viva

$$V_N = 300 \times 2 \times 427 = 2\,562 \text{ kg.}$$

Correspondiendo a cada extremo igualmente tomando tres líneas

de tránsito $V_N = 7\ 686$ kgs ya que solo dos camiones se podrán encontrar en la línea de tráfico, y a cada extremo corresponden $3\ 843$ kg.

Por lo tanto en cada extremos tenemos una fuerza igual a $1\ 545 + 3\ 843 = 5\ 388$ kg. Tomaremos $5\ 390$ kg. Esta fuerza será tomada por las tres columnas que tenemos en nuestro caso; así que cada una soportará una carga de $5\ 390/3 = 1\ 796$ kg. Esta fuerza produce un momento con relación a las secciones inferiores de las columnas que es igual a la fuerza por el brazo de palanca.

$$M = 1\ 796 \times 600 = 1\ 077\ 600 \text{ kg.cm.}$$

Para las fatigas producidas por este momento flexionante en las tres columnas son iguales ya que se supuso que cada una resistiría la tercera parte del total.

El viento ejerce una fuerza en la columna. Suponiendo una que tenga por lado 30 cm. tendremos que el momento flexionante en el centro de la columna debido a esta fuerza es en los extremos

$$M = \frac{w l^2}{12} = \frac{45 \times 36}{12} = 13\ 500 \text{ kg.cm.}$$

Por lo tanto para la determinación de las fatigas en las columnas como piezas largas doblemente empotradas

$$R_1 = 129\ 540 \text{ kg.}$$

$$t = 2\ 280 \text{ "}$$

$$\frac{\quad}{\quad} = 131\ 820 \text{ kg.} = 132\ 000 \text{ kg.}$$

Peso propio columna suponiendo una formada por canales y placas de 3048 y canales de 254 que tienen un peso por metro igual a: Canales 22.77 kg/m. Placas 47.4 kg./m. Tendremos

$$22.77 + 47.40 = 70.17 \text{ kg./m.}$$

$$\text{Peso columna} = 70.17 \times 6 = 421.02 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso total} = 132\,425 \text{ kg.} = 291\,997 \text{ libras.}$$

$$L = 600 \text{ cm.} = 19.68 \text{ pies.}$$

$$A = \frac{P}{p} = \frac{291\,997}{11695} = 24.9 \text{ pulg}^2 = 160 \text{ cm}^2$$

Para resistir el momento flexionante tenemos que es igual a

$$M = 1\,077\,600 \text{ kg.cm.}$$

$$\frac{M}{f} = \text{Módulo de sección} = 851 \text{ cm}^3$$

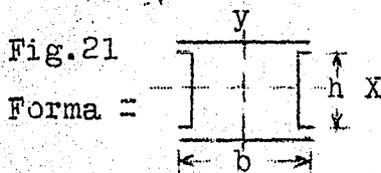
la propuesta tiene un módulo igual a 929.3 cm³ en el eje.

Suponiendo una sección compuesta de dos canales y dos placas, conocida la carga y la longitud, así como la forma, por medio de la fórmula $p = 16\,000 - 70 L/r$ proyectamos la columna.

$$P = 129\,540 + 2\,280 = 131\,820 \text{ pondremos } 132\,000 \text{ kg.}$$

$$P = 132\,000 \text{ kg} = 291\,062 \text{ libras}$$

$$L = 600 \text{ cm.} = 19.68 \text{ pies.}$$



$$r_x = 0.42 h$$

$$r_y = 0.32 b$$

según manual

Aplicamos la fórmula y suponiendo $b = 304.8 = 12''$

$$\therefore r_y = 0.32 \times 12 = 3.84$$

$$p = 16\,000 - 70 \times \frac{19.68 \times 12}{3.84} = 16\,000 - 4\,305 = 11\,695$$

es

$$A = \frac{P}{p} = \frac{291\,062}{11695} = 24.8 \text{ pulgadas}^2 = 160 \text{ cm}^2$$

Esta area = 156 cm² deberá ser igual al área de las placas mas

el área de las canales:

$$2 \text{ placas} = 2 \times 48.40 = 96.80$$

$$2 \text{ canales} = 2 \times 38.90 = 77.80 \text{ (canal de 304)}$$

$$\underline{\underline{174.60}}$$

$$\text{Canales de } 254.0 = 2 \times$$

$$\text{Placas de } 304.8 = 2 \times$$

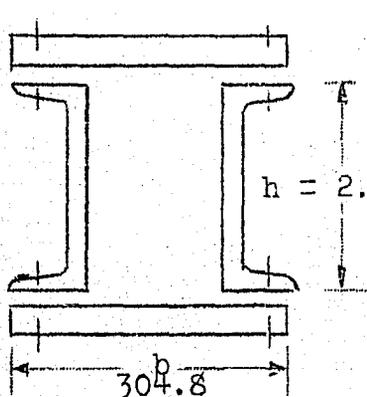
Esta área de 160 cm² deberá ser igual al área de las placas mas el área de las canales.

$$2 \text{ placas de } 304.8 \times 19.05 = 2 \times 58.064 = 116.128$$

$$2 \text{ canales de } 254.0 \times = 2 \times 28.77 = 57.54$$

$$\underline{\underline{173.668 \text{ cm}^2}}$$

Estos elementos se han escogido así pues los inmediatos anteriores de las placas no nos dan el área requerida y también porque en el comercio no existen espesores de placas que nos podrían dar el área requerida menor por lo tanto nuestra columna ha quedado calculada.



$$r_x = 0.42 h$$

$$r_y = 0.32 b$$

$$h = 2.54$$

$$304.8$$

$$r_y \geq r_x$$

$$3.84 \geq 0.42 h$$

$$h = \frac{3.84}{0.43}$$

$$0.43$$

$$r_y = 3.84$$

$$r_x = 4.2$$

Las columnas exteriores serían menores ya que las cargas verticales son menores, pero debido a la estética que presente el puente se harán iguales, aún cuando queden muy sobradas.

Remachado entre canales y placas.— Se calcularán al esfuerzo cortante. El caso mas desfavorable sería cuando por alguna causa hubiera un deslizamiento ya fueran las placas o las

canales; así pues la carga total entre el esfuerzo permitido - cortante simple por remache nos da el número.

$$P = 132\ 425 \text{ kg.} \quad \text{remaches de } 3/4''$$

$$f = 2\ 705 \text{ kg.} \quad 48 \text{ remaches}$$

separados 12.7 cm.

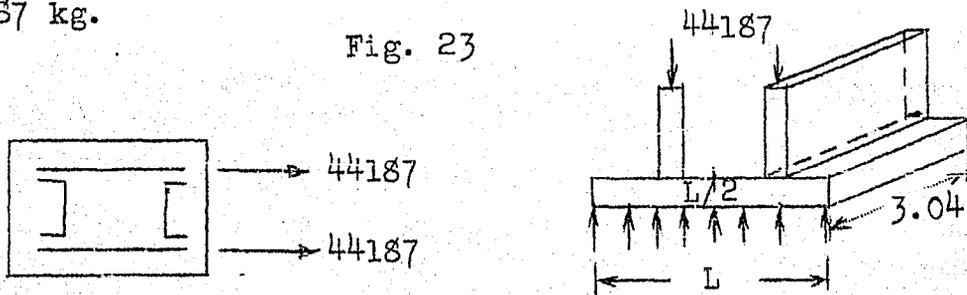
Si pusieramos menos remaches suponiendo una mejor transmisión de las cargas, nos daría mayor separación, siendo la máxima de 15 cm., no tiene caso suponerla.- 48 remaches con 12.7 cm. de separación.

Capiteles y pedestales.-

Diseño de la base de la columna.- Los momentos de las - fuerzas con respecto al centro de la columna es igual a M.

La presión por centímetro cuadrado que tenemos en la placa de la columna es de $132\ 425/116 = 761 \text{ kg/cm}^2$. En una placa tenemos 58.064 cm^2 , así que la presión será $58.064 \times 761 = 44\ 187 \text{ kg}$.

Fig. 23



La fatiga permitida del concreto a la compresión es de - 45 kg/cm^2 . Por lo tanto tendremos

$$\frac{132\ 425}{45} = 2943 \text{ cm}^2$$

$d \times b = 2943 \text{ cm}^2$. Será una placa de acero de $54.2 \times 54.2 \text{ cm}$. Suponiendo una sección en la placa y columna de 1 cm. de ancho. Tendremos una viga continua con una carga uniforme (reacción -

Fig. 24

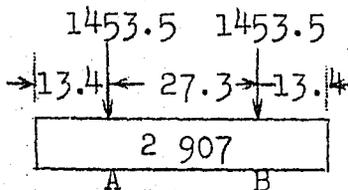
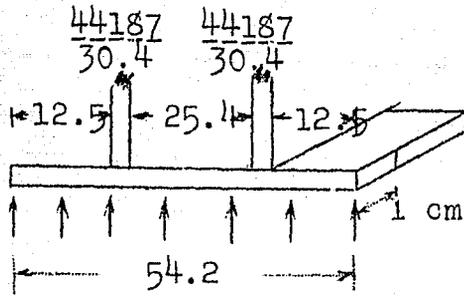


Fig. 25

$$M = \frac{9\ 624}{2} \text{ K.cm.} \quad \frac{1}{12} b h^3 \quad S_1 b = 1$$

$$\frac{M}{f} = \frac{I}{V} = \frac{9\ 624}{1\ 265} = \frac{h^3/12}{h/2} = \frac{h^2}{6}$$

$$h^2 = \frac{57\ 744}{1\ 265} = \frac{45}{2} \text{ cm}^2. = 23^2 \text{ cm.}$$

$$h = 4.8 \text{ cm.}$$

Utilizando una placa de 2" de espesor satisfacemos lo anterior. Donde nuestra placa será de 54.2 x 54.2 x 2"

Para el ensamble de la columna a la placa utilizaremos ángulos del lado de las placas.

Es conveniente que cada ángulo de unión del capitel sea capaz de soportar, calculando los remaches a esfuerzo cortante simple por lo menos la mitad de la carga suponiendo que la otra mitad se trasmite directamente a la columna.

Supondremos primeramente una placa.- Esta trasmite 44 187 K. Según lo anterior, la mitad es tomada por los remaches, usando de 3/4".

Esf. cort. simple.- 2705 K. $22\ 094 / 2705 = 8$ remaches,

del concreto) y dos apoyos (suponiendo la carga que atúa a través de las placas de la columna).

Suponiendo como cantiliver.

El momento flexionante en un punto

$$M = \frac{w L^2}{2} = \frac{53.6 \times 13.4^2}{2}$$

de $3/4$, 4 en cada hilera separados 6 cms. c. a c. El ángulo para que no sufra deformación por empuje y tenga una presentación de resistencia aún cuando sea muy sobrado lo podemos usar de $6 \times 4 \times 9/16$ de esta manera nos quedan dos hileras de remaches, como dijimos anteriormente.

Del lado de las canales tenemos aproximadamente la 4a. parte de la carga que soportan las placas, por lo tanto necesitaremos cuatro remaches y un ángulo también de $6 \times 4 \times 9/16$.

En la parte superior es decir en el capitel, necesitamos contrarrestar la acción de deslizamiento provocado por la fuerza del viento esta es de 1 796 Kgs. Sería suficiente con un remache de $3/4$, pero como no es posible poner uno solo, se pondrán debidamente al máximo de distancia que debe existir, 3 a cada lado, uniendo con esto la trabe con la columna.

Como es imposible contrarrestar con ángulos el momento producido por el viento, en la parte inferior de la columna, utilizaremos contra vientos comunes y corrientes.

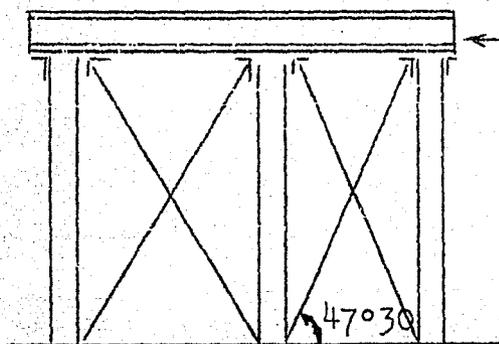


Fig. 26

1 796 Kgs.

$$1\ 796 \times \text{Sec } 47^{\circ}30' =$$

$$1\ 796 \times 1.48 = 2\ 658 \text{ Kgs.}$$

valor del esfuerzo de las diagonales.

Utilizando un ángulo de $4 \times 4 \times$

trabaja como columna en una

longitud de 4.20 ya que en el

centro irá remachado con el opuesto. Calculandolo entonces como columna empotrada

$$\frac{L}{r} = \frac{2.10}{3.12} = 64.$$

Utilizando la fórmula 54

$$16\ 000 - 70 \frac{13.78}{1.24}$$

$$r_x = .31\ h$$

$$16\ 000 - 70 \times 11$$

$$h = .31 \times 4 = 1.24$$

$$16\ 000 - 770 = 15\ 230\ \text{lbs.} = 6\ 914\ \text{Kgs.}$$

$$4 \times 4 \times 7/16$$

para el esfuerzo unitario permitido a la compresión en nuestro ángulo. Está muy sobrado pero por la apariencia lo dejaremos

Remaches.-

El peso del ángulo por metro = 16.82 k/m.

Tenemos $4.20 \times 16.82 = 70.64$ Kgs.- No es apreciable el peso para calcular los remaches.

Solo para transmitir el esfuerzo.

Utilizando remaches de $3/4$.- Esf. cortante simple.-

2 705 K, con un remache era suficiente.

El número mínimo es de 3 remaches, así que tendremos en los extremos 3 y en el centro 6 por ángulo. Las placas serán del mismo ancho que los ángulos es decir de $7/16$ y estas se ajustarán a la columna también por ángulos, los que transmitirán el esfuerzo.- Estos serán de $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times 7/16$ y los remaches de $3/4$.

Zapatatas de cimentación.-

Estas zapatas no son otra cosa sino losas aisladas que sirven para transmitir la carga de las columnas al terreno, estas losas trabajan a la flexión en dos direcciones y por consecuencia llevan armadura de tensión en ambos sentidos.

Muchas veces se lleva la columna hasta ligarla directa--

mente con la zapata, otras veces se hace la unión por intermedio de un dado que es una pieza corta en la que la altura no debe exceder 3 veces la mayor dimensión transversal y cuya sección concéntrica a la de la columna es mayor que la de esta.

Para encontrar el área necesaria de cimentación basta dividir la carga P' transmitida por la columna incrementada una cantidad P'' supuesta como peso del cimiento, entre la resistencia unitaria W del terreno.

$$P = P' + P''$$

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

En nuestro caso hemos supuesto que la placa que transmite la carga del cimiento tiene dimensiones por valor igual a 54.2 x 54.2 cms.

Al calcular un cimiento cuadrado deberá comprobarse que el área $a - b - c - d - a' - b' - c' - d'$ prolongación de las caras de la columna o del dado dentro del cimiento, sea suficiente para transmitir por penetración el esfuerzo de la columna al cimiento. La resistencia del concreto a la penetración se supone

$$f_p = 0.12 f'_c$$

Se ha comprobado experimentalmente que los esfuerzos de compresión directa se transmiten en el concreto a ángulos de 45°. Por lo tanto en la base de ese tronco piramidal hay que comprobar que el área $efgh$ $e'f'g'h'$ sea suficiente para transmitir por esfuerzo cortante la carga correspondiente al cimiento. Este esfuerzo vale

$$V_c = 0.02 f'_c$$

El momento flexionante en la sección crítica de un cimiento se obtiene por la carga en la superficie trapezoidal limitada

por una cara de la columna, la arista exterior correspondiente del cimiento y las porciones de dos diagonales. Ver figura. - La carga en los triángulos de las esquinas de este trapecoide se considerará aplicada a una distancia igual a 0.6 del o proyección del cimiento contada a partir de la carga de la columna. La carga en la porción rectangular del trapecoide se supondrá aplicada en su centro de gravedad.

Momento flexionante en la sección crítica m - n

$$\text{Rectángulo} \quad M' = \frac{W}{2} a c^2$$

$$\text{Triángulos} \quad M'' = \frac{W}{2} 1.2 c c^2$$

$$M = \frac{W}{2} (a + 1.2 c) c^2$$

En donde

W = resistencia del terreno (K/cm²)

a = ancho de la cara de la columna, supondremos en este caso - el lado de la placa de transmisión.

c = proyección del cimiento desde la cara de la placa

M = momento flexionante máximo en K. cm.

Para terminar hay que agregar que la fatiga del refuerzo metálico usado en los cálculos no deberá ser mayor que la que dá la fórmula de longitud mínima de refuerzo en la cual hay -- que sustituir "L" por "c" y que la adherencia máxima admisible no deberá ser mayor de

$$u = .0375 f'c \text{ barras corrugadas.}$$

Por lo tanto procederemos a nuestro cálculo del cimiento con las consideraciones anteriores.

Concreto usado. $f'_c = 112.5 \text{ K/cm}^2$

Resistencia unitaria terreno 2 K/cm^2 *

Datos.-

$$P' = 132\ 585$$

$$P'' = \underline{\underline{6\ 480}}$$

$$P = 139\ 065$$

$$f'_c = 112.5 \text{ K/cm}^2$$

$$f_s = 1\ 200 \text{ k/cm}^2$$

$$W = 2 \text{ K/cm}^2$$

Fatigas de trabajo.-

$$f_c = 0.225 \times f'_c = 25 \text{ K/cm}^2 \text{ compresión}$$

$$f_c = 0.40 \times f'_c = 45 \text{ K/cm}^2 \text{ flexión.}$$

$$f_p = 0.12 \times f'_c = 13.5 \text{ K/cm}^2 \text{ penetración}$$

$$v = 0.02 \times f'_c = 2.25 \text{ K/cm}^2 \text{ esf. cortante.}$$

$$u = 0.0375 \times f'_c = 4.22 \text{ K/cm}^2 \text{ adherencia.}$$

Dimensiones del cimiento.-

$$A = \frac{139\ 065}{2} = 69\ 533 \text{ cm}^2 = 2.64 \text{ m}^2$$

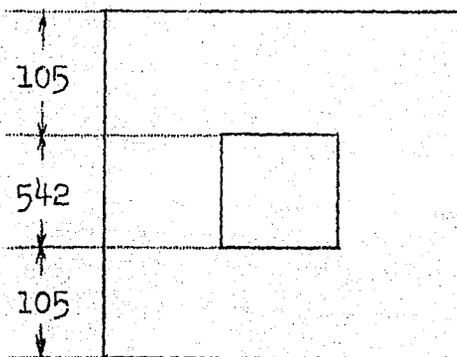


Fig. 27

Determinación del peralte.-

Por penetración.

La carga de penetración se obtiene rebajando de la carga total la carga de compresión directa que el terreno ofrece sobre la proyección de la sección de la columna.

$$P_p = (69\ 696 - 2\ 938) \times 2 = 133\ 516 \text{ Kg.}$$

La sección resistente a la penetración, multiplicada por la fatiga del concreto a dicho esfuerzo debe ser igual a esta carga.

$$4 \times 54.2 \times d \times 13.5 = 133\ 516$$

$$d = \frac{133\ 516}{4 \times 54.2 \times 13.5} = 45.6 \text{ cm.}$$

Por esfuerzo cortante.

Considerando que la transmisión de esfuerzo por compresión directa se hace a taludes de 45° el esfuerzo cortante total V en la sección se obtiene multiplicando la diferencia del área total de cimentación A menos el área de compresión directa $-(a + 2d)^2$ por la resistencia unitaria del terreno w :

$$\begin{aligned} V &= [A - (a + 2d)^2] w \\ &= (A - a^2 - 4ad - 4d^2) w \end{aligned}$$

El perímetro b a través del cual se hace la transmisión del esfuerzo cortante vale

$$b = 4(a + 2d)$$

Según fórmulas de cálculos, el peralte en función del es fuerzo cortante tiene un valor de

$$d = \frac{V}{bjv}$$

aplicando valores

$$d = \frac{w(A - a^2 - 4ad - 4d^2)}{4(a + 2d)jv} \text{ y despejando a "d"}$$

$$(4ad + 8d^2)jv - wA + wa^2 + w4ad + 4d^2w = 0$$

$$d^2(8jv + 4w) + d(4ajv + 4wa) - w(A - a^2) = 0$$

$$\therefore d = -\frac{2jv + 2wa}{8jv + 4w} \pm \sqrt{\left[\frac{2jv + 2wa}{8jv + 4w}\right]^2 + \frac{w(A - a^2)}{8jv + 4w}}$$

fórmula que nos da el valor del peralte mínimo. Se puede simplificar la fórmula anterior haciendo intervenir la relación -

$$\frac{V}{w} \text{ y suponiendo } j = \frac{7}{8}$$

$$d = - \frac{1.75 \frac{V}{w} + 2}{7 \frac{V}{w} + 4} a + \sqrt{\left[\frac{1.75 \frac{V}{w} + 2}{7 \frac{V}{w} + 4} a \right]^2 + \frac{A - a^2}{7 \frac{V}{w} + 4}}$$

Aplicando valores en nuestro caso.

$$V = 2.25 \text{ K/cm}^2$$

$$\frac{V}{w} = \frac{2.25}{2.00} = 1.125$$

$$w = 2.00 \text{ K/cm}^2$$

$$A = 69\,696 \text{ cm}^2$$

$$a^2 = 2\,938 \text{ cm}^2$$

$$a = 54.2 \text{ cm.}$$

$$d = - 18.1 + \sqrt{327.6 + 5\,622}$$

$$d = - 18.1 + \sqrt{5\,959}$$

$$= - 18.1 + 77.1$$

$$d = 59 \text{ cms.}$$

Por refuerzo metálico.

En una sección equilibrada tenemos.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{de donde } d = \frac{M}{A_s f_s j}$$

Si nos fijamos un refuerzo máximo de varillas de 3/8" ($A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ $\phi = 0.95 \text{ cm}$) con una separación de 5 cms., centro a centro, tendremos.

$$A_s = 14.20 \text{ cm}^2/\text{m. lineal.}$$

$$\therefore A_s = 28.40 \text{ cm}^2.$$

La fatiga de tensión admisible en el acero de acuerdo --

con la longitud mínima de refuerzo metálico.

Las constantes de cálculo correspondientes y el valor -- del momento flexionante son

$$f_s = \frac{2 u_c}{\phi} = \frac{2 \times 4.22 \times 10^5}{0.95} = 933 \text{ K/cm}^2$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{h}} = \frac{45}{45 + \frac{933}{15}} = \frac{45}{45 + 62.2} = \frac{45}{107.2} = .419$$

$$j = 1.000 - \frac{.419}{3} = 1.000 - .139 = .861$$

$$M = \frac{w}{2} (a + 1.2 c) c^2$$

$$= \frac{2}{2} (54.2 + 1.2 \times 105) 105^2$$

$$= (54.2 + 126) 11 025$$

$$M = 180.2 \times 11 025 = 1 986 705 \text{ K cm.}$$

Sustituyendo valores.--

$$d = \frac{1 986 705}{28.40 \times 933 \times .86} = \frac{1 986 705}{22 788} = 87 \text{ cms.}$$

Por momento .

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

$$K = \frac{f_c}{2} k j = 22.5 \times .419 \times .861 = 8.12$$

$$d = \sqrt{\frac{1 986 705}{8.12 \times 2.54}} = \sqrt{962} = 31.02$$

Resumiendo tenemos:

Penetración. 45.60 cm.

Esf.cort. = 59.00 cm.

Armadura. = 87.00

Momento. = 31.02

Como vemos por los datos anteriores, es el peralte por -
armadura el que mayor efecto tiene en este cálculo. Conviene
dar cierto talud.- 1 : 10 a las caras superiores del cimiento
por lo tanto el peralte efectivo en la orilla del cimiento va-
le:

$$\begin{aligned}d' &= d - 0.10 \times 105 \\ &= 87 - 11 = 76 \text{ cms.}\end{aligned}$$

De recubrimiento se darán 5 cms.

Vemos que el cimiento resultó más pesado que el supuesto
por lo tanto se deberá hacer un tanteo más, o bien que el terre-
no ofrezca mayor resistencia de la supuesta por medio de cual-
quier procedimiento para ello.

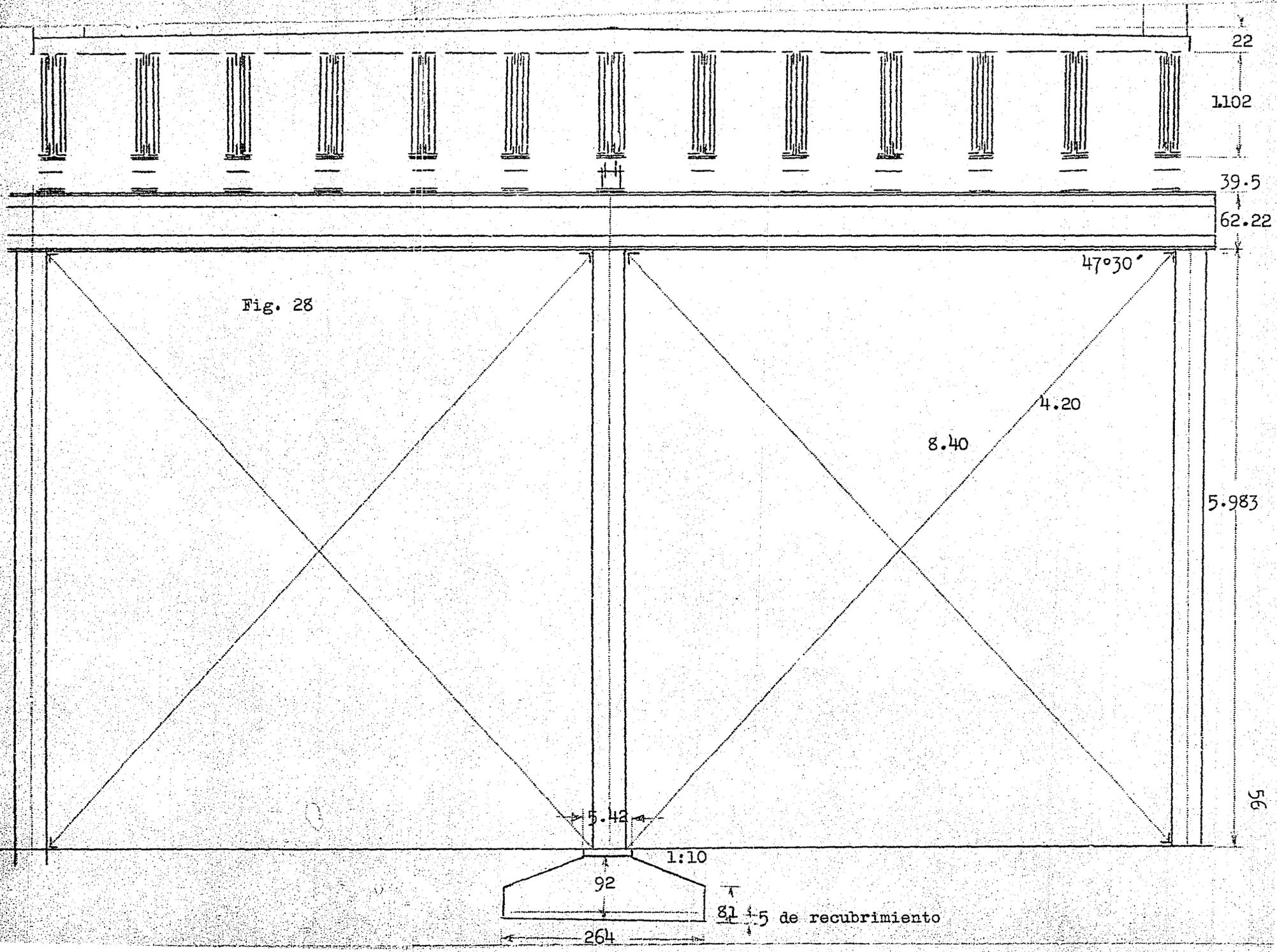


Fig. 28

22

1102

39.5

62.22

47°30'

4.20

8.40

56

56

5.42

1:10

92

81.5

de recubrimiento

264

CALCULO DEL TRAMO DE 20.00 MTS.

La losa será la misma que empleamos en el tramo de 25 m.

Claro = 19.50 mts.

Separación entre trabes 0.95 cms.

Carga muerta: Peso de la porción de losa que soporta, -- más peso de la trabe.

Carga viva: Como el claro es mayor de 18.30 mts., tomaremos la carga equivalente que indican las especificaciones y dos cargas concentradas, tanto para el máximo momento flexionante como para el esfuerzo cortante. Impacto 30 % de la carga viva.

Carga uniforme repartida = 714 Kgs. por metro lineal de faja.

Carga concentrada de 6 123 Kgs., para el momento flexionante.

Carga concentrada de 8 81.5 Kgs., para el esfuerzo cortante.

Peso de la losa que obra sobre una trabe.

$$0.96 \times 19.50 \times 0.23 \times 2400 = 10\,333 \text{ Kgs.}$$

Como son 4 fajas de circulación, la carga uniformemente repartida será de

$$714 \times 4 \times 19.5 = 55\,692 \text{ Kgs.}$$

Usaremos 13 trabes.-- Por lo tanto la carga estará distribuida en 11 trabes como en el caso anterior. Cada una soportará una carga uniforme repartida de

$$\frac{55\,692}{11} = 5\,063 \text{ Kgs.}$$

El peralte de la trabe nos lo fijan las especificaciones $p = L/25 = 0.78$ m., la trabe compuesta que mas se acerca es la de alma 762 mm. Tomaremos para un primer cálculo la trabe compuesta de 1 placa de 762.0 x 11.1 y 4 ángulos de 152.4 x 101.6 x 15.9 mm. la que tiene un peso de 185 kg./m.

La carga total que soportará la trabe es: $P_1 = 10\ 333$, $P_2 = 6\ 582$, $P_3 = 3\ 608$; $P_T = 20\ 523$ kg. de carga uniformemente repartida. Además de una carga concentrada de 2137 kg. para el máximo momento flexionante.

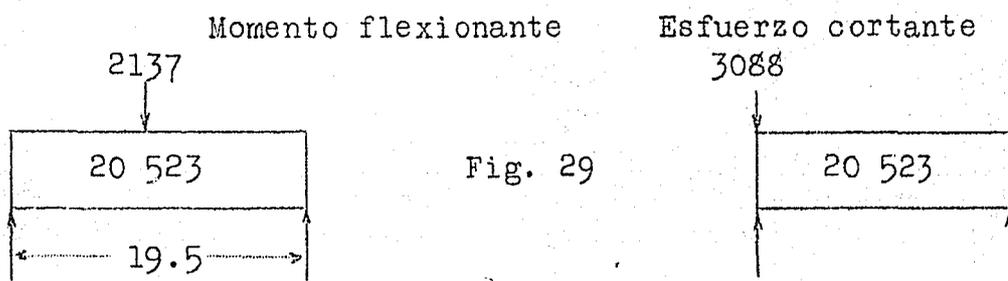


Fig. 29

$$M_1 = \frac{20\ 523 \times 19.50}{8} = 5\ 002\ 481 \text{ kg.cm.}$$

$$M_2 = \frac{2\ 137 \times 19.50}{4} = 1\ 041\ 788 \text{ kg.cm.}$$

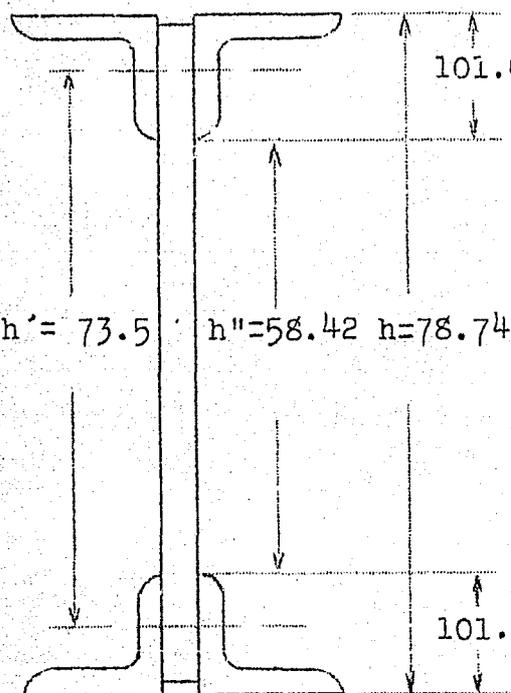


Fig. 30

En la placa:

$$h = 76.2 + 2 \times 1.27 = 78.74 \text{ cm.}$$

$$h'' = 78.74 - 2 \times 10.16 = 58.42 \text{ cm.}$$

$\frac{h''}{t} > 60$ para el esfuerzo cortante:

$$\frac{58.42}{1.11} = 52 \text{ no lo permiten las especificaciones. Pondremos otro es}$$

$$\text{pesor.} - \frac{58.42}{.95} = 61.4 > 60. \text{ Para}$$

61.4 el manual permite un esfuerzo cortante unitario $V/A = 830.5$.

Como el espesor de la placa disminuyó pasó lo mismo el peso.

Esta trabe compuesta pesa con los mismos ángulos 176 kg. La carga total disminuye en 175.5 kg. por lo tanto es 20 346 - kg.

El esfuerzo cortante máximo será en un extremo cuando la carga este situada como lo representa la figura.

$$R_1 = V_1 = \frac{20\ 346}{2} + 3088 = 13\ 261$$

$$A = 58.42 \times .95 = 55.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{V}{A} = \frac{13\ 261}{55.5} = 238.9 \text{ k/cm}^2.$$

quedamos dentro del límite. También

$$\frac{V}{A} = 238.9 \text{ kg/cm}^2 < \frac{1275}{1 + \frac{58.42^2}{1200 \times .95^2}} = 307$$

quedamos dentro de los especificado.

Veremos si el espesor de los ángulos es satisfactorio

$$h' = 78.74 - 2 \times 2.62 = 73.50 \text{ cm.}$$

$$\text{El momento } M = T h' = c h'$$

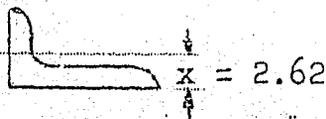


Fig. 31

$$M_1 = \frac{20\ 346 \times 19.50}{8} = 4\ 959\ 338$$

$$M_2 = \frac{2\ 137 \times 19.50}{4} = 1\ 041\ 788$$

$$M_T = 6\ 001\ 126 \quad h' = 73.50 \text{ cm.}$$

$$T = c = \frac{6\ 001\ 126}{73.50} = 81\ 647$$

$$\text{Area de los dos ángulos } \frac{81\ 647}{1265} = 64.54$$

para uno solo será 32.27, el propuesto tiene 37.81, este nos conviene pues no hay otro ángulo que sea más próximo al área necesaria. Por lo tanto la trabe consistirá de

1 placa de 762.0 x .95 y

4 ángulos de 152.4 x 101.6 x 15.9

Atiesadores.-

$60 \times .95 = 57.00$, como h es mayor, se requeriran atiesadores y la distancia entre ellos no será mayor de 1.80 m. La distancia es igual a $85 \times .95 \sqrt{\frac{1265 \times 55.5}{13261}} - 1 = 167.15$ cm.

La distancia próxima, será sin duda mayor que 1.80 m., por lo tanto la distancia conveniente para que sean 13 atiesadores será $19.50/12 = 1.625$ m.

El área de los atiesadores extremos $A = \sqrt{1265} = 13261/1265 = 10.4$ cm. Utilizando un ángulo de lados iguales, por ejemplo el de $3" \times 3" \times 7/16" = 76.2 \times 76.2 \times 1.11$ tenemos un área de 15.68 cm² por ser el mínimo permitido. Usaremos remaches de $3/4"$ de diámetro.

Cálculo de la costura.-

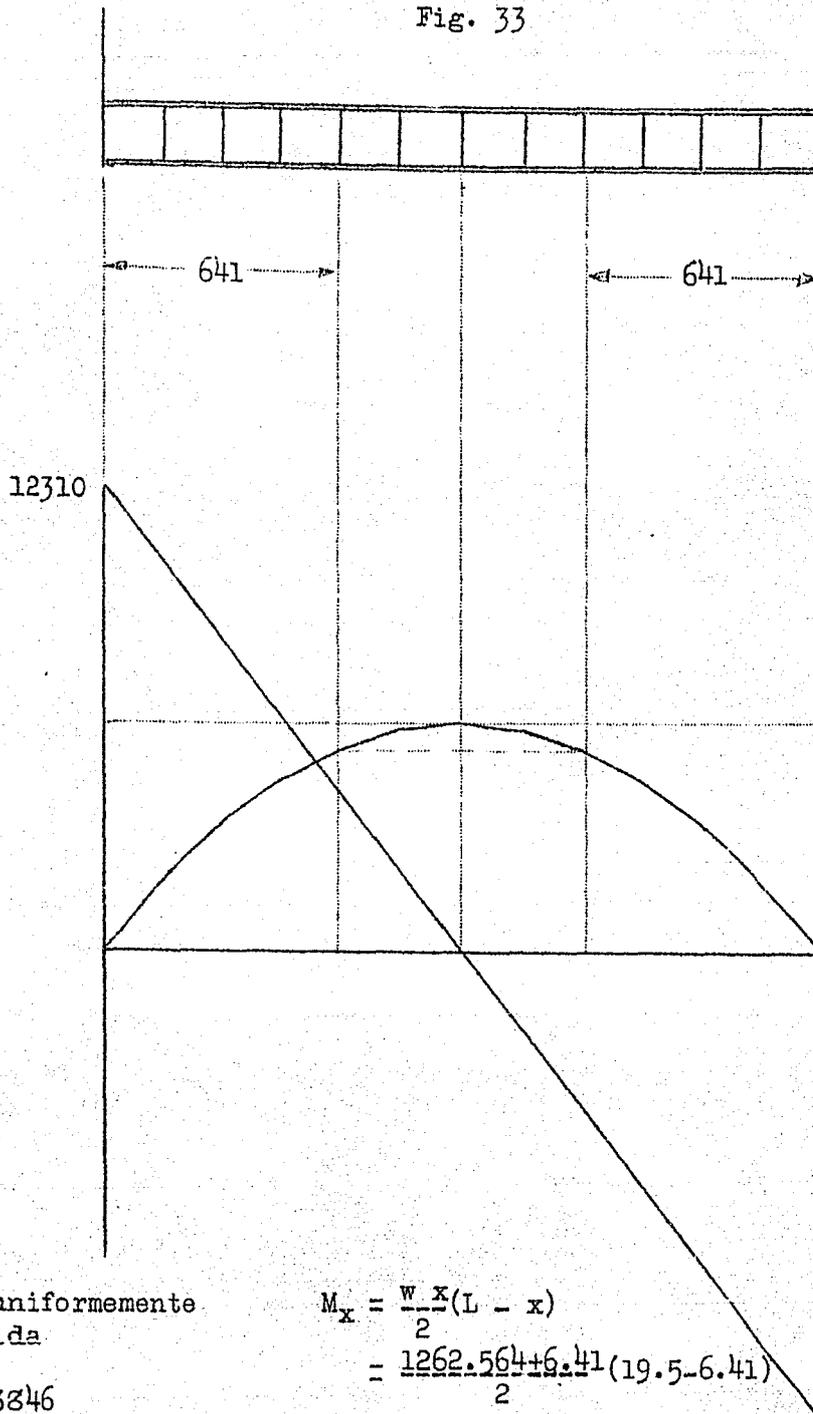
Como el grueso del patín del ángulo es menor que el de la placa del alma, tomaremos el esfuerzo por empuje del remache sobre el patín de $5/16"$ para que no falle por desgarramiento.

Esfuerzo cortante doble por remache = 3 606 kg.

Empuje en el alma del patin 1 914 kg.

Tomaremos entonces el segundo pues es menor el esfuerzo del remache que el del patín.

Fig. 33



Carga uniformemente
repartida

1043.3846
219.1794

1262.5640 kg.m.

Carga total = 24620 kg

$R_1 = R_2 = V_1$ 12310

Para el esfuerzo cortante

Carga repartida = $20346/2$

10 173+3088 = 13261

$$M_x = \frac{w \cdot x(L - x)}{2}$$

$$= \frac{1262.564 + 6.41(19.5 - 6.41)}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$= 1262.564 (9.75)$$

$$= 4 \ 217 \text{ kg.}$$

$$N = \frac{13261}{1914} = 6.9 \text{ remaches} = 7$$

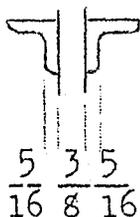
Como la distancia mínima de un remache de $3/4"$ de diámetro a una arista debe ser de 32 mm., tendremos que la distancia entre los remaches será

$$\frac{58.42 - 3.2 \times 2}{6} = \frac{52.02}{6} = 8.67 \text{ cm.}$$

quedando esta distancia dentro de la especificación que dice:

"La distancia máxima entre remaches será 16 veces el espesor de la placa", es decir $16 \times .95 = 15.20 \text{ cm.}$

Fig.32



$$\text{Agarre} = \frac{10}{16} + \frac{6}{16} = \frac{16}{16} = 1"$$

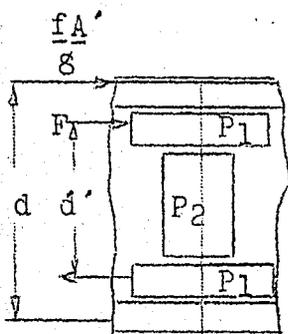
$$\text{Largo necesario} = 2 \frac{3}{8}"$$

Se desea siempre que el alma de una trabe de placa sea una pieza continua, pero la longitud de estas placas es limitada por las fundiciones y casi siempre la longitud del alma excede de este límite y por lo tanto hay que ensamblar. El ensamble que representamos es un tipo, consta de 6 placas de empalme, tres a cada lado del alma. Estos empalmes tienen suficiente material para transmitir el esfuerzo cortante en un punto considerado lo mismo que el momento flexionante. En el caso de 6 placas como queda representado en la figura final de este párrafo las placas marcadas con P_1 son usualmente tomadas para resistir únicamente el esfuerzo flexionante en el alma, mientras que las P_2 resisten únicamente el esfuerzo cortante en el alma. Así pues las placas P_1 y sus conexiones al alma son diseñados como si el esfuerzo cortante no ocurriera en el empalme, y las placas P_2 así como sus conexiones al alma son diseñadas

son diseñados como si no existiera flexión.

Para ilustrar este método de diseño de empalme

Fig. 34



f = esfuerzo por cm^2 en cada ángulo

A' = área de la sección transversal del alma.

d = distancia vertical entre los centros de gravedad de los ángulos.

d' = distancia vertical centro a centro placas P_1 .

F = esfuerzo en cada par de placas P_1 .

S = máximo esfuerzo cortante en el ensamble.

Entonces la resistencia del alma a la flexión está representada por el par $fA'd/8$ el cual será igual a Fd , por lo tanto tenemos:

$$F = \frac{f A' d}{8 d'}$$

para los esfuerzos directos en cada par de placas P_1 debido a la flexión en el alma. Ahora, evidentemente, estas placas pueden ser diseñadas para tomar este esfuerzo F y el número de remaches a cada lado del empalme conectando cada par de estas placas al alma será suficiente para transmitir el esfuerzo F y el esfuerzo cortante doble o empuje en el alma, lo que requiere gran número de remaches. Sin embargo, como el esfuerzo flexionante varía directamente con la distancia de afuera hacia el centro del alma, las intensidades usadas en el diseño de las placas P_1 y también los esfuerzos permitidos en los remaches remachandolos con el alma, puede ser proporcional a las intensidades permitidas en el ángulo. Por ejemplo si el esfuer

zo permitido en el ángulo es f por cm^2 la intensidad a permitir en las placas P_1 podrá ser $f \frac{d'}{d}$ y si r es el esfuerzo permitido en el remache, es decir el empuje en el alma al ángulo del mismo remache a través de las placas podrá tener un empuje permitido en el alma igual a $r \frac{d'}{d}$

Entonces para el área neta en la sección transversal de cada par de placas P_1 será

$$a = \frac{F d}{f d'}$$

y el número de remaches requerido en cada lado del ensamble será

$$n = \frac{F}{(r) \frac{d'}{d}}$$

En el diseño de las placas P_2 lo que se tiene que hacer es seleccionar dos placas que tengan suficiente área neta a lo largo de la sección vertical para transmitir el esfuerzo cortante y ancho bastante para admitir los remaches necesarios a cada lado del ensamble. Sin embargo, como un hecho positivo, hay como regla mas metal en las dos placas de ensamble en que es necesario soportar el esfuerzo cortante como cada placa es usualmente tan gruesa como el alma en este caso las dos placas podrán tener el doble del área neta de la placa. El número de remaches conectando las placas P_2 a cada lado del ensamble serán los suficientes para transmitir el esfuerzo cortante. Si r_1 es el esfuerzo permitido en cada remache y se supone que cada uno tiene el mismo valor de esfuerzo tenemos

$$n = \frac{S}{r}$$

Ahora bien en nuestro caso tenemos

$1/8$ ($58.42 \times .95$) será el área requerida = 6.9373 cm^2
por lo tanto el esfuerzo que puede tomar este octavo es

$$6.94 \times 1265 = 8779 \text{ kg.}$$

Por lo tanto la resistencia del alma al momento flexionante es
tá representada por el par

$$F \times 73.50 = 8779 \times 73.50 = F' \times 44.42$$

$$\therefore F' = \frac{8779 \times 73.50}{44.42} = 14301 \text{ kg.}$$

El número de remaches en este ensamble para soportar F' y to-
mando el esfuerzo permitido de un remache de $3/4"$ de diámetro
sobre una placa de $3/8"$ el cual es para esfuerzo cortante do-
ble por remache = 3606 kg. y el empuje 2295 kg. , tomamos este
ultimo para que la placa no falle por desgarramiento

$$N = \frac{14301}{2295} = 6.2 = 7 \text{ remaches,}$$

por simetría pondremos 8 a cada lado.- Pero siguiendo el párra-
fo enumerado anteriormete tenemos que

$$N = \frac{14301}{2295 \frac{44.42}{73.50}} = 12 \text{ remaches}$$

este será el número que pongamos.

Para tomar el esfuerzo cortante necesitamos N remaches

$$N = \frac{4217}{2295} = 2 \text{ remaches}$$

pondremos 4 a cada lado.

Placas de $3/8$ y remaches de $3/4$.

Los contravientos transversales no están sujetos a un -

análisis teórico y su diseño es exclusivamente debido a la práctica. Los finales, es decir los del extremo, pueden ser mas o menos bien analizados. Los esfuerzos en el ángulo superior del contraviento puede ser tomado igual a un medio de la fuerza lateral por metro de claro multiplicado por un medio de la longitud del espacio, y esta fuerza multiplicada por la secante de la inclinación de las diagonales en el armazón es igual a los esfuerzos en cada una de estas diagonales. La parte superior del armazón constituida por un ángulo no tiene ningún esfuerzo teóricamente.

Entonces según el enunciado anterior tenemos

$$\frac{446}{2} \times 12.50 = 2775 \text{ kg}$$

para el esfuerzo en el ángulo superior del armazón y como la inclinación de las diagonales es de $54^{\circ}30'$ con la horizontal tenemos entonces

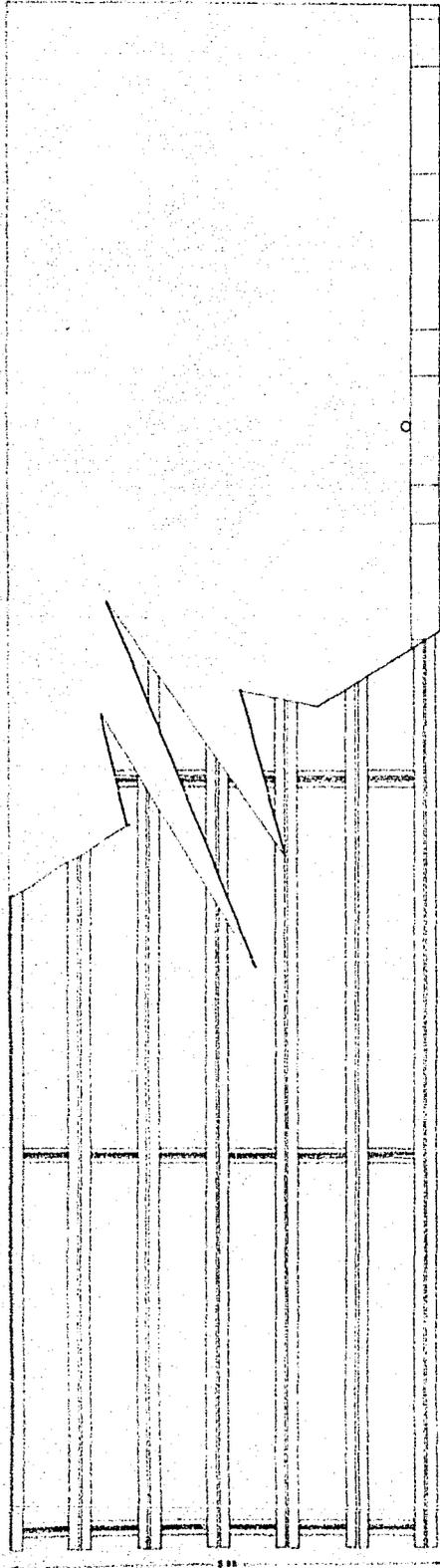
$$2775 \times 1.22 = 3386 \text{ kg.}$$

valor del esfuerzo de las diagonales en el contraviento extremo. De esto vemos que son muy pequeños los ángulos (área) que se requieren teóricamente para los armazones extremos los cuales son sujetos a grandes esfuerzos aparentemente que los contravientos intermedios pero el ángulo mínimo permitido es el de $3" \times 3" \times 3/8"$. Utilizando remaches de $3/4"$ para unir la pieza del contraventeo con las traveses y puesto que la resistencia del esfuerzo cortante simple de un remache es de 1805 tendremos que

$$N = \frac{3386}{1805} = 2.40 = 3 \text{ remaches}$$



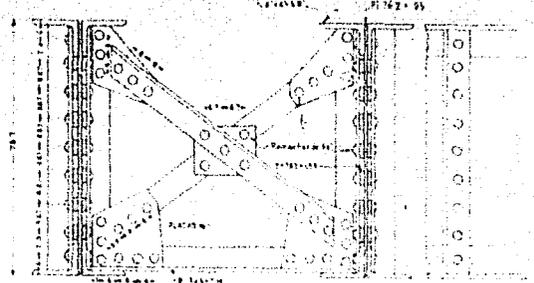
MEIO CORTE TRANSVERSAL



MEDIA PLANTA



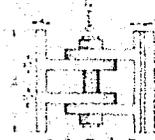
ELEVACION



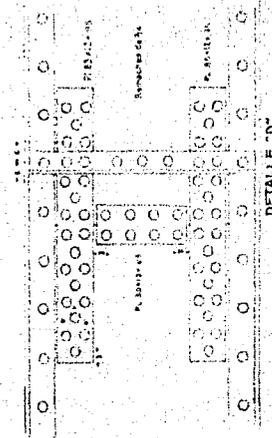
DETALLE "A"



DETALLE "B"



DETALLE "C"



DETALLE "D"

Todos las medidas estan dadas en centimetros, excepto las que se den en otra unidad.

U.N.M. FACULTAD NACIONAL DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL RAUL JIMENEZ G.	
PROYECTO PASO SUPERIOR DE LA CARRETERA MEXICO-LAREDO SOBRE EL PATIO DE NONOALCO TRAMO DE 20 MTS.	
MEXICO, DICIEMBRE DE 1940	PLANO Nº 3

Las placas de conexión serán de $3/8"$. El diseño de nuestro contraventeo queda representado en la figura siguiente.

Estos contravientos irán dispuestos como lo representa la figura siguiente en toda la estructura.

Emplearemos como simples separadores varillas de $3/4"$ y tubos de $1" \phi$. La distribución de todas las piezas queda representada en el plano ().

CALCULO DEL TRAMO DE 8.40

Consistirá en una losa de concreto apoyada sobre viguetas

Proyecto de la losa.-

El ancho total del puente incluyendo las guarniciones será de $4 \times 2.75 + 2 \times 0.45 = 11.90 \text{ m.}$

Supongamos un espesor de losa de 22 cm. La separación de las viguetas teniendo en cuenta que los parapetos irán apoyados en las extremas, y para que la distribución de la carga sea mas uniforme a la vez que nos resulte económico, utilizaremos 14 viguetas, la separación de estas centro a centro será

$$\frac{11.90 - .20}{13} = 0.90 \text{ m.}$$

Cargas.-

Carga muerta.- Será el peso propio de la losa.

Carga viva.- El peso de un camión de 13 600 kg.- H 15-

Impacto.- 30% de la carga viva.

Proyecto de la losa.-

Espesor de la losa 0.22 m. Espaciamiento entre viguetas 0.90 m. Un metro cuadrado de losa tiene un peso de $0.22 \times 2400 = 528 \text{ kg./m}^2$, siendo esta la carga muerta por metro cuadrado

El momento flexionante debido a esta carga será

$$M = \frac{2}{3} \frac{p L^2}{8} = \frac{2}{3} \left(\frac{528}{8} \times \frac{0.90^2}{8} \right) 100 = 3564 \text{ kg.cm.}$$

Como una rueda trasera transmite una carga de 5440 kg., siendo el impacto 30% de esta carga, la total transmitida es de $5440 \times 1.3 = 7072 \text{ kg.}$

Siendo la llanta trasera del camión H 15 de 38 cm., el ancho efectivo de la losa para calcular el momento flexionante será de $e = \frac{2}{3} (90 + 38) = 85 \text{ cm.}$ Por lo tanto la carga viva por metro de losa tendrá un valor de

$$P = \frac{7072}{.85} = 8320 \text{ kg.}$$

Esta carga queda representada en la siguiente figura, siendo la que produce el máximo momento flexionante y tiene un valor

$$M_v = \frac{2}{3} \left(\frac{8320 \cdot 90}{2} \cdot \frac{90}{2} - \frac{8320 \cdot 38}{2} \cdot \frac{38}{4} \right) = 98453 \text{ k.c}$$

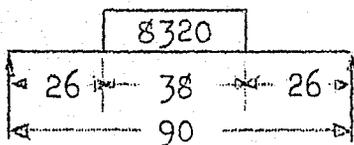


Fig.

El momento flexionante total será

$$M_T = 3564 + 98453 = 102017 \text{ kg.cm.}$$

La losa según especificaciones de la D. N. C. se construirá con un concreto

cuya $f_c = 45 \text{ kg./cm}^2$, un acero de $f_s = 1125 \text{ kg./cm}^2$. Las constantes de cálculo son: $k = 0.375$, $j = 0.875$, $p = 0.0075$, $K = 7.3828$.

Peralte de la losa.- Supondremos un ancho de losa igual a 1.00 m. La fórmula empleada

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{102017}{7.3828 \times 100}} = 11.8 \text{ cm.}$$

fierro necesario $A_s = pbd = 0.0075 \times 100 \times 11.8 = 8.85 \text{ cm}^2$ empleando varillas de $\frac{1}{2}$ " cuya área es de 1.22 cm^2 , el número

de varillas será: $8.85/1.22 = 7.2$ varillas = 8 varillas cuya separación será: $100/8 = 12.5$ cm. @ . Estas varillas se colocarán arriba y abajo de la losa para resistir los momentos positivos y negativos, pues según vimos anteriormente éstos son iguales.

Estas varillas se fijarán por medio de otras perpendiculares y con ellas se resistirán los esfuerzos por temperatura además que darán una distribución mejor de la carga.

Para el esfuerzo cortante el ancho efectivo será el mismo que el del momento flexionante, solo que se especifica que el mínimo sea de 91.5 cm. Tomaremos este, pues en nuestro caso resultó ser de 85 cm. La carga por metro será

$$P = \frac{7\ 072}{0.915} = 7\ 728 \text{ kg}$$

El esfuerzo cortante unitario tiene un valor $v = \frac{V}{bjd}$

$$V = R = \frac{7728}{2} + \frac{528 \times 0.90}{2} = 4101.6$$

$$\therefore v = \frac{4101.6}{100 \times 0.875 \times 11.8} = 3.97 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor total de la losa.-

El fierro será recubierto 2.5 cm.. Las viguetas irán ahogadas 1 cm. en la losa. Se le dará un bombeo de 5 cm. en el centro, Por lo tanto, el espesor de la losa en el centro será

$$h = 1.0 + 2.5 + 11.8 + 2.5 + 5$$

$$h = 23 \text{ cm.}$$

junto a la guarnición h' será igual a $23 - 5 = 18$ cm.

Como vemos es la misma losa que resultó para el tramo de 25.00 m.

PROYECTO DE LAS VIGUETAS PARA EL TRAMOS DE 8.40 M.

Proyecto de las viguetas para el tramo de 8.40 m.

Usaremos viguetas de 15" x 62.5 kg/m. Estarán espaciadas 90 cm. centro a centro y el claro será de 8.00 m. Las viguetas interiores y exteriores serán iguales.

Cargas.-

Carga muerta: Peso de la losa y peso propio de la vigueta

Carga viva: Camión de 13600 kg.

Impacto: 30% de la carga viva

Tenemos entonces:

Peso de la fracción de losa que actúa sobre una vigueta

$$P_1 = 0.90 \times 8.00 \times 0.23 \times 2400 = 3974.4 = 3975 \text{ kg.}$$

Peso de la vigueta:

$$p_1 = 8.00 \times 62.5 = 500 \text{ kg.}$$

$$P = \text{Carga muerta total} = 4475 \text{ kg.}$$

Momento de esta carga uniformemente repartida en una viga apoyada libremente en sus extremos.

$$M = \frac{P L}{8} = \frac{4475 \times 800}{8} = 447500 \text{ kg.cm.}$$

Las viguetas interiores se deberán proporcionar para las car --

Las cargas determinadas como sigue: Para un piso proyectado para dos o mas fajas de circulación, la fracción de las cargas de las ruedas para cada pieza de puente es igual a 0.547 por la separación entre dichas piezas; de donde tenemos

$$0.547 \times 0.90 = .4923 = .492$$

Por lo tanto la carga transmitida por la rueda trasera incluyendo el impacto es:

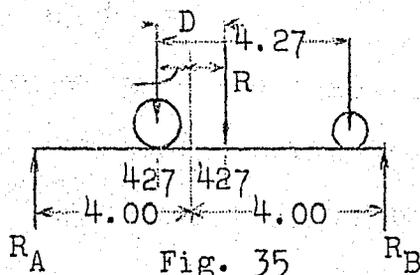
$$P_t = 0.4923 \times 1.3 \times 5440 = 3479 \text{ kg.} = 3480 \text{ kg.}$$

y por la delantera

$$P_d = 0.492 \times 1.3 \times 1360 = 870 \text{ kg.}$$

Las cargas que actuarán en una vigueta son: $P_1 = 3480 \text{ kg}$
 $P_2 = 870 \text{ kg.}$

El máximo momento flexionante en una viga libremente apoyada recorrida por una carga rodante de dos ruedas se produce bajo la rueda mas pesada cuando ésta y la resultante equidistan del centro de la viga. Esta posición la tenemos indicada en la siguiente figura



La resultante de las dos cargas $R = 4350 \text{ kg.}$

Tomando momentos con respecto al eje de la rueda mas pesada tenemos

$$D \times R = 427 \times 870$$

$$D = \frac{427 \times 870}{4350} = .854 \text{ cm.}$$

Siendo esta la distancia que hay entre la rueda la pesada y la resultante de las cargas. Para que se produzca el momento máximo deberá satisfacerse el enunciado anterior, es decir, que tanto la rueda como la resultante se encuentren equidistantes del centro, esa distancia será

$$.854/2 = .427 \text{ cms.}$$

Tenemos entonces que el momento flexionante máximo debido a la carga viva es

$$M_v = \frac{4 \ 350 (400 - .427)}{800} (400 - .427) = 694 \ 169 \text{ Kg.cm}$$

El momento flexionante total es

$$M_T = \begin{array}{r} 447 \ 500 \\ 694 \ 169 \\ \hline 1 \ 141 \ 669 \end{array}$$

El modulo de sección

$$S = \frac{M}{f_s}$$

$$S = \frac{1 \ 141 \ 669}{1 \ 265} = 902 \text{ cm}^3$$

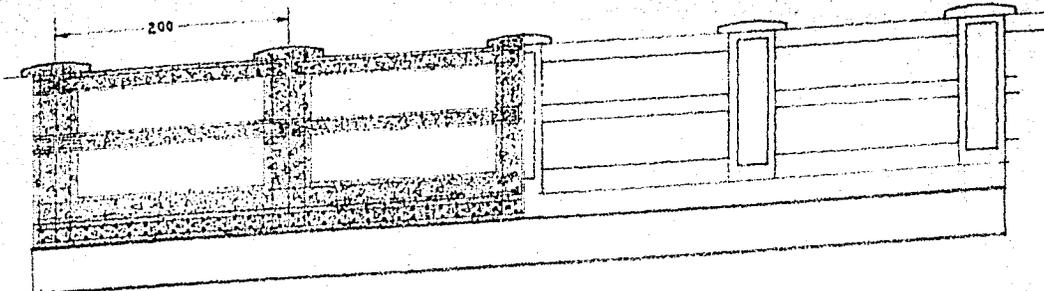
Siendo que la vigueta de 15" x 62.5 Kgs. tiene un módulo de sección igual a 965.2 cm³

Veremos la fatiga a la que trabaja dicha viga con las cargas expuestas, es satisfactoria.

El manual de la Monterrey especifica que la fatiga admitida es de 1 265 K/cm² así que estamos dentro del límite y usaremos esa vigueta.

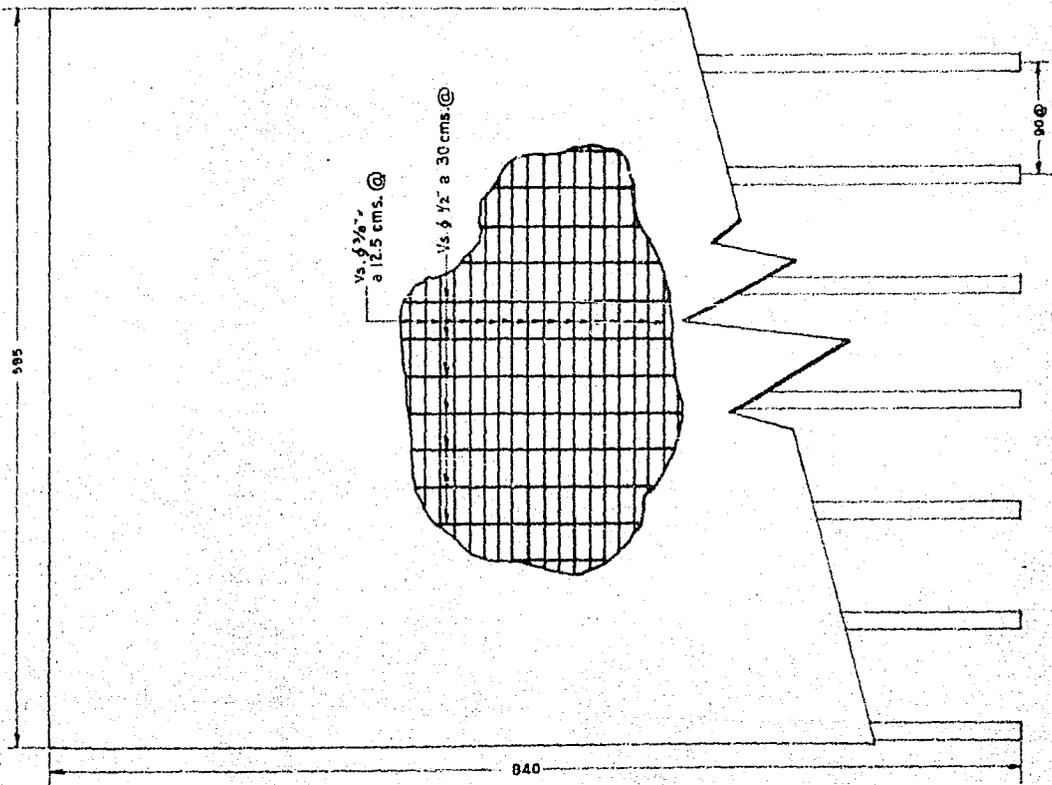
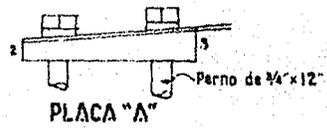
El esfuerzo cortante al que estará sujeta esta vigueta será igual a la reacción en un apoyo, y el máximo será cuando la rueda más pesada se encuentre en él, y la otra en el claro.

Esto queda representado en la figura siguiente.

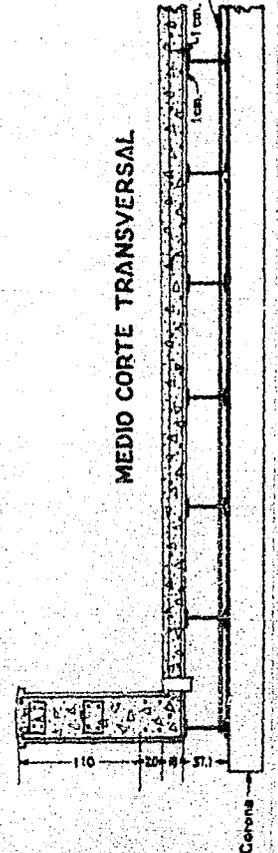


CORTE Y ELEVACION

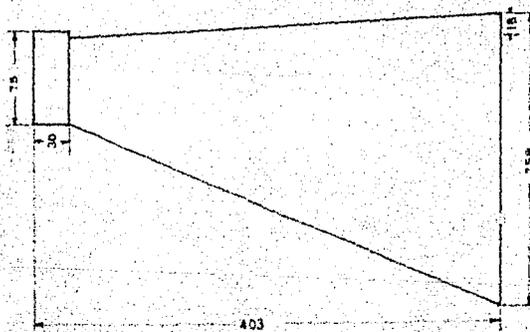
Estribo Proyecto "B"



MEDIA PLANTA



MEDIO CORTE TRANSVERSAL



PROYECTO "B"

U.N.M.
 FACULTAD NAL. DE INGENIEROS
 TESIS PROFESIONAL
 RAUL JIMENEZ G.
 PROYECTO PASO SUPERIOR DE LA
 CARRETERA MEXICO-LAREDO SOBRE
 EL PATIO DE NONDALCO
TRAMO DE 8.40M.

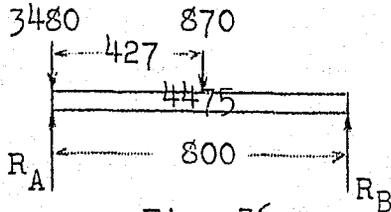


Fig. 36

La reacción en A que será la mayor -
tiene un valor de;

$$R_1 \text{ debido a la carga muerta} = 2\ 238$$

$$R_2 \text{ debido a la carga viva} = 3\ 480$$

$$\therefore \frac{870 \times 3.73}{800} = 405.6 = \frac{406}{1}$$

$$\text{Total} \quad \underline{\underline{6\ 124}}$$

El área del alma de una vigueta de 15" x 62.5 es de ---
35.2 cm²

El esfuerzo cortante unitario será entonces de

$$\frac{6\ 124}{35.2} = 173.8 \text{ K/cm}^2 \text{ siendo el especificado de } 845 \text{ -}$$

K/cm², queda nuestra vigueta dentro del límite.

Cálculo de la subestructura.-- Estribos.

Altura.-- La rasante en el punto donde va a quedar un estribo tiene una cota de 4.04 mts. La superficie de la canal de apoyo se encuentra a 0.6 cms., sobre la superficie de la corona, el peralte de las viguetas como vimos salió de 38.1 cms. el espesor de la losa en el centro es de 0.23 m. y las viguetas van ahogadas 1 cm. en la losa. Por lo tanto la cota de la corona del estribo tendrá un valor igual a

$$4.04 - 0.006 - 0.381 - 0.23 + 0.01 = \frac{4.04}{3.43} - .607 =$$

$$= 13.43 \text{ mts.}$$

El desplante de la base del cimiento se hará aproximadamente a 0.60 cms. mínimo del nivel del suelo. Este tendrá entonces una cota de

$$10.00 - 0.60 = 9.40 \text{ mts.}$$

La altura total del estribo será entonces de 4.04 mts.

Las canales de apoyo en los apoyos móviles tienen por objeto facilitar el deslizamiento de la superestructura producido por el cambio de temperatura, además se alojará la junta de dilatación entre la corona del estribo y el diafragma de la losa, estas se colocan de manera que la superficie de la canal quede a 0.6 cms. sobre la superficie de la corona. Lo mismo ocurrirá en las canales de apoyos fijos.

Perfil del estribo.

En general para puentes de este tipo el ancho de la losa de los estribos es de un 40 o un 50 % de la altura total del estribo hasta la rasante.

En nuestro caso tenemos $4.04 \div 50 = 4.54$

$$0.50 \times 4.54 = 2.27 \text{ mts.}$$

lo haremos igual a 2.30 mts.

La subcorona tendrá 75 cms. de ancho por 11.90 de largo. La corona tendrá un peralte de 0.30 m., siendo de concreto.

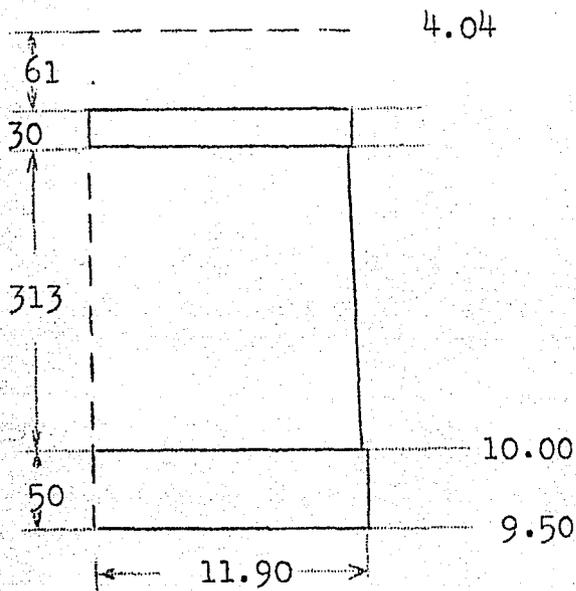


Fig. 37

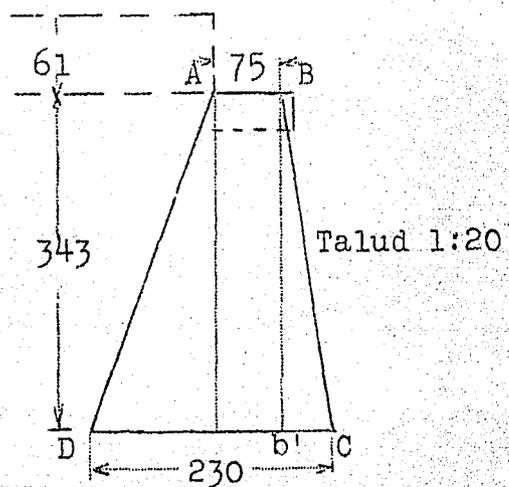


Fig. 38

Con estos datos y apegándonos a lo dicho por las tablas de proyectos tipos de la D. N. C. determinaremos el perfil --

del estribo.

En las figuras anteriores tenemos varias cotas, a saber:

14.04 rasante.

13.43 superficie de la corona.

10.00 desplante del estribo.

La distancia $b'c = \frac{3.43}{20} = .17$ m. así pues de b' a $D = -$

2.13 mts., tenemos ya el perfil de la sección transversal del estribo.

Veremos ahora si satisface a la estabilidad en la subcorona y en el desplante. Estudiaremos la subcorona en toda el área y en la base una faja de 1 metro.

Como dijimos antes el espesor de la corona es de 30 cms., a esta parte se le dará un ancho de 70 más 5 cms., de vuelo.

El de la subcorona es de 70 cms.

Superficie de carga:

El eje de la canal longitudinal de apoyo se colocará a 25 cms. del punto S de la subcorona pues debido a que las cargas que recibe la corona se transmiten a la subcorona bajo planos que contienen a los bordes de la canal de apoyo y que forman 30° con la vertical. Así pues las cargas se consideran aplicadas en un rectángulo que contenga como dimensión perpendicular al eje mayor igual a la suma del peralte de la canal más el doble del espesor de la corona multiplicado por la tangente de 30° , es decir:

$$d = 15 + 2 \times 30 \times 0.577 = 15 + 34.6 = 49.6 \text{ cms.}$$

es por esta razón por la cual el eje de la canal apoyo se colo

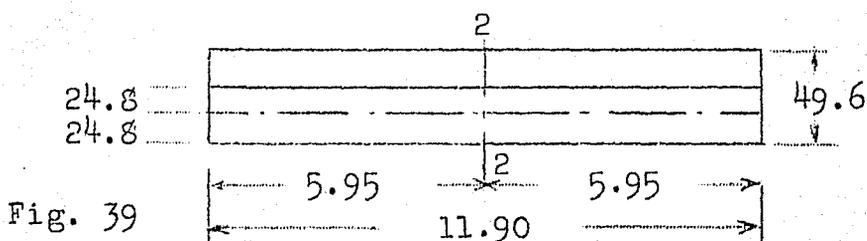
ca a 25 cms. del borde de la subcorona.

La dimensión longitudinal será igual a la longitud de la canal más el doble del espesor de la corona multiplicada por la tg. de 30° , es decir;

$$L = 11.90 + 34.6 = 12.246 \text{ m.}$$

Como el largo de la subcorona es de 11.90 este será el largo de la superficie de transmisión de las cargas.

Subcorona y área de transmisión.



El área de superficie de transmisión es

$$A = 0.496 \times 11.90 = 5.90 \text{ m}^2$$

y el momento de inercia con relación al eje x - x es

$$I_x - x = \frac{1}{12} \times 1190 \times 49.6^3 = 12\,100\,713 \text{ cm}^4$$

Las cargas que actuarán permanentemente sobre la subcorona son: peso de la superestructura y el peso de la corona. -- Siendo las accidentales, la carga viva, el impacto, el frenaje, la fricción debida a la temperatura, el viento normal y el viento tangencial a la superestructura.

Peso de la superestructura.-

Será el peso de la losa y las viguetas.-

$$\text{Losa: } \dots\dots\dots 8.40 \times 11.90 \times 0.205 = 20.49 \text{ m}^3$$

$$\text{Guarniciones. } 8.40 \times 0.20 \times 0.40 \times 2 = 1.34 \text{ "}$$

$$\text{Barandal..... } 2 \times 16 \times 0.15 \times 0.25 = 1.28 \text{ "}$$

Pilastras 10 x .20 x .40 x 1.10 = 1.00 m³

2 1/4 .11 m³

24.10 x 2 300 = 55 430 Kgs.

Fierro de refuerzo 2.600 "

Viguetas.

13 viguetas de 15" de peralte x 62.5

K/m de 8.30 mts. de longitud 6 744 "

Canales de apoyo, pernos de anclaje

y tubos 500 "

Peso de la superestructura. -----
65 274 Kgs.

Por lo tanto a cada estribo le corresponderá:

$$C_E = \frac{65\ 274}{2} = 32\ 637\ \text{Kgs.}$$

Peso de la corona.- Será de concreto.

$C_c = 0.70 \times 0.30 \times 11.90 \times 2300 = 6\ 158\ \text{Kgs.}$

Por lo tanto la carga permanente total es de

Peso superestructura 32 637 Kgs.

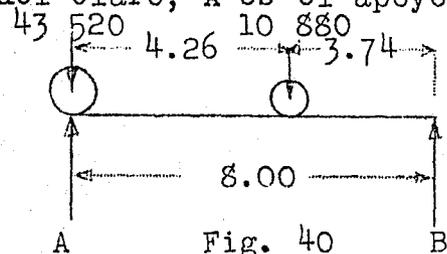
Peso de la corona 6 158 "

Total -----
38 795 "

Carga viva:

Nuestro puente tiene 4 líneas de tráfico y como el claro es de 8.00 mts. la carga es la de un camión de 13 600 Kgs., es decir, una carga H 15, por lo tanto se considerarán 4 líneas de tráfico en el mismo sentido formadas cada una por un convoy constituido por un camión H 15 el cual será precedido y seguido por un número indefinido de camiones H 11 1/4 siendo la distancia que los separe de 9.15 m. Visto esto en nuestro caso solamente se encontrará un camión en la línea de tráfico;

para este estudio se supondrá un camión en cada línea y en el mismo sentido. Vemos en la siguiente figura que la posición más desfavorable del camión para el estribo, es cuando aquel tenga las ruedas traseras en el apoyo y las delanteras dentro del claro, A es el apoyo en el estribo



Tenemos que la reacción en A vale

$$R_A = 43520 + 10880 \times 3.74/8.00 \\ = 43520 + 5026 = 48606$$

siendo esta la carga viva que obre sobre el estribo y la reacción en el apoyo B

$$R_B = \frac{10880 \times 4.26}{8} = 5793.6 \text{ Kgs.}$$

$$48606.4 = 48606$$

$$R_A + R_B = \frac{5793.6}{54400.0} = \frac{5794}{54400}$$

Es decir que $13600 \times 4 = 54400$ Kgs.

Impacto: Como hemos visto anteriormente el impacto es igual al 30 % de la carga viva y se tomará en cuenta únicamente para la subcorona.

$$I = 48606 \times 0.30 = 14582 \text{ Kgs.}$$

Debemos tener en cuenta las demás fuerzas horizontales que actúan en toda estructura, a saber;

Frenaje: Es el esfuerzo producido por la carga viva en toda la longitud del puente, y las especificaciones indican que ésta ocupa solamente las dos terceras partes del número de líneas de tráfico, y es igual al 10 % del peso de la carga viva aplicada a 1.20 m. sobre la rasante. Nosotros tenemos 4 fa

jas por lo tanto $4 \times \frac{2}{3} = 2.66$, serán entonces 3 bandas las que se consideren.

La intensidad del frenaje será igual a

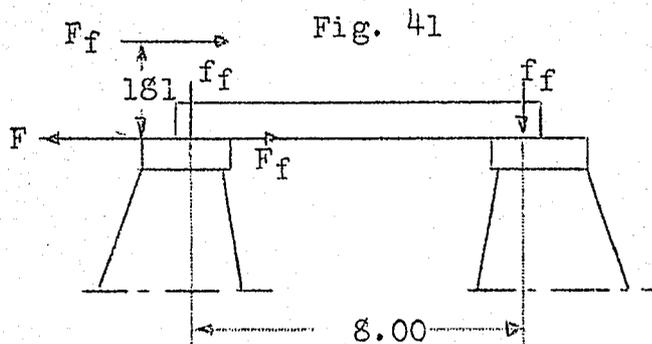
$$F_f = 3 \times 13\,600 \times 0.10 = 4\,080 \text{ Kgs.}$$

Esta fuerza queda aplicada a 1.20 sobre la rasante y como se va a ver el efecto que causa en la subcorona, quedara aplicada respecto a esta a

$$1.20 + 60 \div 30 = 2.11 \text{ mts.}$$

Esta fuerza actúa sobre todo el puente, es decir sobre la superestructura y subestructura. Sobre la corona actúa a

$$211 - 30 = 181 \text{ cm.}$$



Tendremos que calcular el efecto sobre el estribo, entonces se trasladará dicha fuerza a la corona por medio de una fuerza F_f y un par. La primera actuará sobre el apoyo y el par sobre todo el puente, este se sustituye por otro par de brazos f_f y quedan aplicados sobre los estribos perpendiculares a los estribos para que

$$f_f \times 8.00 = F_f \times 181$$

es decir

$$f_f = \frac{4\,080 \times 181}{800} = 923 \text{ Kgs.}$$

Otras de las fuerzas que debemos tener en cuenta es la

Fricción : esta se produce en las canales de apoyo por las viguetas de la superestructura al variar la temperatura. Las especificaciones dan un coeficiente de fricción de las viguetas sobre la canal de apoyo igual a 0.25

Por lo tanto la fuerza de fricción cuando no haya carga será únicamente el peso de la superestructura multiplicada por 0.25

$$\text{Fric} = 32\ 637 \times 0.25 = 8\ 159 \text{ Kgs.}$$

y cuando hay carga viva

$$\text{Fric} = (32\ 637 + 48\ 606) \times 0.25 = 20\ 311 \text{ Kgs.}$$

Estas fuerzas quedarán aplicadas a

$$30 + 0.6 = 30.6 \text{ cms.}$$

sobre la subcorona.

Viento tangencial.

Según especificaciones se toma como valor del viento tangencial el 25 % del empuje normal a la superestructura y a la carga viva. El empuje normal se calculará considerando una fuerza normal al puente, igual a 150 Kgs. por metro cuadrado aplicada en vez y media el área neta lateral de la superestructura incluyendo el sistema de piso y el parapeto; la intensidad del empuje sobre la carga viva será de 300 Kgs. por metro lineal.

El empuje sobre la superestructura se considera obrando a la altura del centro de gravedad del área expuesta y el empuje sobre la carga viva a 1.80 m. sobre la rasante.

Así pues, el viento tangencial de la superestructura será

$$\begin{aligned}
 F_{V.T} &= 0.25 \times 150 \times 1.5 \left[840 (0.381 - 0.01 + 0.18 + 0.20 + \right. \\
 &\quad \left. + 1.76 + 1.62) \right] \\
 &= 0.25 \times 150 \times 1.5 \left[840 (.75) + 3.38 \right] \\
 &= 56.25 (63.08 + 3.38)
 \end{aligned}$$

$$F_{VT} = 56.25 \times 9.69$$

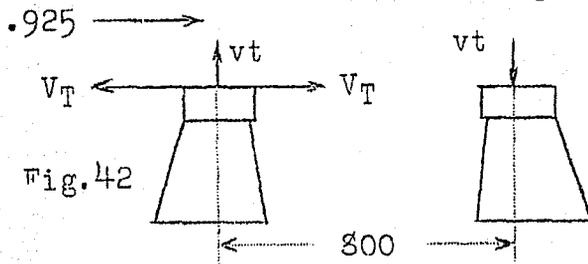
$$F_{VT} = 545 \text{ kgs.}$$

Quedando esta fuerza aplicada a

$$\frac{.381 + 0.01 + 0.18 + .20 + 1.10}{2} = \frac{1.85}{2} = .925 \text{ m.}$$

Sobre la corona, y a 1.225 sobre la subcorona.

El viento tangencial debe ser calculado como el frenaje, es decir, hay que calcular su efecto sobre todo el puente. -- Se hará lo mismo que se hizo para el frenaje.



La fuerza está aplicada a .925 mts. sobre la corona. Como en el párrafo del frenaje, el VT se trasladará --

a la corona mediante una fuerza VT y un par VT x .925. La fuerza obrará sobre el apoyo y el par sobre todo el puente sustituido por otro par de brazos vt aplicados a los estribos y que sean perpendiculares a los apoyos, tenemos entonces que

$$vt \times 800 = VT \times .925$$

de donde

$$vt = \frac{545 \times .925}{800} = 63 \text{ Kgs.}$$

y el viento tangencial sobre la carga viva será

$$F_{vt} = 0.25(300 \times 4.27) = 320 \text{ Kgs.}$$

y el punto de aplicación de esta fuerza quedará

$$1.80 + .23 + 0.381 - 0.01 + .006 + 0.30 = 2.71 \text{ m.}$$

sobre la subcorona o a 2.41 sobre la corona.

Calculando igual tenemos que

$$v_t' = \frac{320 \times 2.41}{800} = 96 \text{ Kgs.}$$

Por último tenemos el viento normal.

$$V_N = \frac{1}{2} 150 \times 1.5(8.40(.381 - 0.01 + 0.18 + 0.20) + 1.76 + 1.62)$$

$V_N = 1\ 090$ Kgs. - Esta fuerza queda a .925 m. sobre la corona y a 1.225 sobre la subcorona siendo la fuerza del viento normal a la carga viva igual a

$$V_N' = 300 \times 4.27 = 1\ 281 \text{ Kgs.}$$

aplicado a 2.71 mts. sobre la subcorona. Con lo anterior quedan calculadas todas las cargas que actuarán sobre la subcorona. Se hará una combinación de cargas para estudiar el efecto que tendrán en la subcorona.

Nos falta solamente calcular los momentos de todas ellas tomando para ello la arista exterior de la subcorona.

Cálculo de los momentos:

Carga muerta.

$$M_{CM} = 32\ 637 \times 24.8 = 809\ 398 \text{ K. cm.}$$

Peso de la corona:

$$M_C = 6\ 158 \times \left(\frac{70}{2} - 5 \right) = 184\ 740 \text{ K. cm.}$$

Carga viva.

$$M_{CV} = 48\ 606 \times 24.8 = 1\ 205\ 428 \text{ K. cm.}$$

Impacto.

$$M_I = 14\ 582 \times 24.8 = 361\ 633 \text{ K. cm.}$$

Frenaje.

$$M_F = -4\ 080 \times 30.6 = -124\ 848 \text{ K. cm.}$$

$$M_f = - 923 \times 24.8 = - 22\ 890 \text{ K.cm.}$$

Fricción

$$M_{\text{Fric}} = - 8\ 159 \times 30.6 = - 249\ 665 \text{ K.cm.}$$

$$M_{\text{fccv}} = - 20\ 311 \times 30.6 = - 621\ 517 \text{ K.cm.}$$

Viento tangencial = a la superestructura.

$$M_{\text{VT}} = - 545 \times 30.6 = - 16\ 677 \text{ K.cm.}$$

$$M_{\text{vt}} = - 63 \times 24.8 = - 1\ 562 \text{ K. cm.}$$

Viento tangencial a la carga viva.

$$M_{\text{VT}} = - 320 \times 30.6 = - 9\ 792 \text{ K.cm.}$$

$$M_{\text{vt}} = - 96 \times 24.8 = - 2\ 381 \text{ K.cm.}$$

Como el viento normal actúa sobre la corona en el sentido longitudinal no tiene objeto para la estabilidad del cuerpo del estribo, por esto no se tomarán en cuenta.

Combinación de cargas.-

Para calcular el efecto sobre la subcorona de las cargas se harán dos combinaciones. Las fórmulas que empleemos serán las siguientes.

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$$C_d = \frac{PM}{H}$$

$$\psi = \frac{P}{bh} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right)$$

Con la primera calcularemos el coeficiente de volteamiento el que deberá ser igual o mayor de 2. El numerador es la suma de momentos de las fuerzas que se oponen al volteamiento y el denominador los que lo producen. Estos momentos se tomarán con relación a la arista en que se puede efectuar el volteamiento.

miento. Esta será la arista inferior e interior y será paralela al eje mayor del estribo.

La segunda fórmula nos da el coeficiente de deslizamiento C_d el que deberá ser mayor de 2 en la cual P es la suma de las fuerzas verticales, es el coeficiente de fricción entre los dos elementos separados por el plano de la corona y la subcorona y H la suma vectorial de las fuerzas horizontales que obran sobre la sección.

En nuestro caso se calculará el esfuerzo cortante el cual es igual a la suma vectorial H de las fuerzas horizontales dividida entre el área de la sección y será de 2 K/cm^2 por utilizarse mortero de cemento.

Por último la otra fórmula nos da la fatiga máxima ya sea tensión o compresión, teniendo P el valor igual a la suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la sección estudiada y siendo b y h la base y altura respectivamente. e es la excentricidad de la de la resultante, la que se calcula con la fórmula

$$e = \frac{h}{2} - \frac{\sum M_H + \sum M_V}{P}$$

sabiendo que $\sum M_H$ y $\sum M_V$ son los momentos de las fuerzas horizontales y verticales respectivamente.

Combinaciones.-

Carga muerta.- Peso de la corona.- Carga viva con impacto; frenaje; fricción con carga viva.

Así pues tenemos:

$$P = 32\ 637 + 6\ 158 + 48\ 606 + 14\ 582 - 923 = 101\ 060 \text{ Kgs.}$$

El coeficiente de volteamiento es

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$$\sum M_v = 809\ 398 + 184\ 740 + 1\ 205\ 428 + 361\ 633 = 2\ 561\ 199 \text{ Kcm.}$$

$$\sum M_h = -124\ 848 - 22\ 890 = -147\ 738$$

Por lo tanto el coeficiente de volteamiento

$$C_v = \frac{2\ 561\ 199}{147\ 738} = 17.3 > 2$$

El coeficiente de deslizamiento

$$C_d = \frac{101\ 060 \times 0.7}{4\ 080 + 20\ 311} = \frac{70742}{24391} = 2.9 > 2$$

La excentricidad será

$$e = 24.8 - \frac{2\ 561\ 199 - 147\ 738 - 621\ 517}{101\ 060}$$

$$e = 8.1 \text{ cms.}$$

La fatiga máxima será.

$$\varphi = \frac{101\ 060}{11.90 \times 49.6} \left(1 + \frac{6 \times 8.1}{49.6}\right) = \frac{101060}{59024} \left(1 + \frac{48.6}{49.6}\right)$$

$$\varphi = 1.70 (1 + .97) = 3.35 \text{ K/cm}^2$$

$$\varphi = 1.70 (0.03) = 0.05 \text{ K/cm}^2$$

Son admisibles las fatigas obtenidas, pues la mamposte-
ría con mortero de cemento resiste compresiones hasta de 9 K.
por cm^2 .

Así pues vemos que el espesor de la corona es suficiente
ya que podría ser menor pero es necesario que tenga esa dimen-
sión por requerirlo la estética y la construcción.

Veremos ahora como se comporta en el desplante según la
estabilidad, el estribo.

Sección en el desplante:

El ancho de esta sección se dijo anteriormente que sería de 2.30 mts. Se estudiará una faja de 1.00 m. de ancho. La siguiente figura nos representa dicha sección, esta sección --

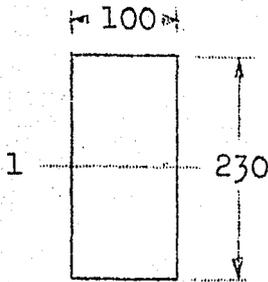


Fig. 43

queda a 3.13 mts. de la subcorona:

El semiperalte de esta sección con relación al eje 1 - 1 es

$$V_{1-1} = 1.15$$

y el área de dicha sección es de

$$100 \times 230 = 23\,000 \text{ cm}^2$$

Las cargas que actúan son horizontales y verticales, para mayor comodidad las enunciaremos:

Verticales: Carga de la superestructura, carga viva, peso de la corona, peso del cuerpo, y peso del relleno de tierra.

Siendo las horizontales: Frenaje, Fricción, Viento tangencial y empuje de tierra.

Como estamos trabajando en una sección de un metro de ancho tendremos.

Peso de la superestructura.

$$\frac{32\,637}{11.90} = 2742.6 \text{ Kgs./m.}$$

Carga viva

$$\frac{48\,606}{11.90} = 4084.5 \text{ K/m.}$$

Peso de la corona

$$\frac{6\,158}{11.90} = 517.4 \text{ K/m.}$$

Peso propio:

$$\frac{0.70 + 2.30}{2} \times 3.13 \times 1.00 \times 2\,200 = 10\,329 \text{ K/m.}$$

Peso del relleno sin sobrecarga:

$$P_r = \frac{4.04 + 0.91}{2} \times 1.43 \times 1\ 600 = 5\ 651 \text{ Kgs.}$$

Con sobrecarga. Suponiendo una altura de sobrecarga igual a 50 cms.

$$P_r = \frac{4.54 + 1.41}{2} \times 1.43 \times 1\ 600 = 6\ 800 \text{ Kgs.}$$

Las cargas horizontales son:

Frenaje:

$$F_F = \frac{4\ 080}{11.90} = 342.8 \text{ K/m.}$$

$$f_f = \frac{923}{11.90} = 77.5 \text{ K/m.}$$

Fricción:

$$\text{Fric.} = \frac{8\ 159}{11.90} = 685.6 \text{ K/m.}$$

Con carga viva:

$$\text{Fric.}_{cc} = \frac{20\ 311}{11.90} = 1706.8 \text{ K/m.}$$

Viento tangencial sobre la superestructura.

$$V_{vT} = \frac{545}{11.90} = 45.8 \text{ k/m.}$$

$$V_{vT} = \frac{63}{11.90} = 5.2 \text{ K/m.}$$

y sobre la carga viva

$$V_T = \frac{320}{11.90} = 26.8 \text{ k/m.}$$

$$V_T = \frac{96}{11.90} = 8.0 \text{ K/m.}$$

El empuje de la tierra sin sobre carga es

$$E_T = 0.143 \times 1\ 600 \times 3.13 (3.13 + 2 \times 0.61) = 3\ 115 \text{ Kgs.}$$

Con sobrecarga

$$E_T = 0.143 \times 1\ 600 \times 3.13 (3.13 + 2 \times 1.11) = 3\ 831 \text{ Kgs.}$$

Peso propio:

$$\frac{70 + 258}{2} \times 3.73 \times 1.00 \times 2\ 200 = 13\ 464 \text{ Kgs.}$$

Peso del relleno sin sobrecarga:

$$P_T = \frac{4.64 + 0.91}{2} \times 1.70 \times 1\ 600 = 7\ 562 \text{ Kgs.}$$

Con sobrecarga

$$P_{rc} = \frac{5.14 + 1.41}{2} \times 1.70 \times 1\ 600 = 8\ 928 \text{ Kgs.}$$

Las cargas horizontales son las de la pag. 17

El empuje de tierra sin sobrecarga es

$$E_T = 0.143 \times 1\ 600 \times 4.03 (4.03 + 2 \times 0.61) = 4\ 841 \text{ Kgs.}$$

con sobrecarga.

$$E_S = 0.143 \times 1\ 600 \times 4.03 (4.03 + 2 \times 1.11) = 5\ 763$$

Cargas - Clase	Intens.	BRAZO DE PALANCA CON RELACION A LA ARISTA DE VOLTEAMIENTO.		.MOMENTOS.	
		Valor	Posi- tivos	Negati- vos.	
Peso de la Su- perestructura.	2743	$25 + \frac{3.73}{20} = 25 + 18 = 43$	43	117949	
Carga viva	4085	$25 + \frac{3.73}{20} = 25 + 18 = 43$	43	175655	
Peso de la co- rona	517	$\frac{75}{2} - 5 + 18 = 50.5$	50.5	26108.5	
Peso propio	13464	$\frac{258(258+70+20)+70(70+2 \times 20)}{3(258+70)} = 98$	98	1319472	
Peso Re- lleno	Sin S. Carga	7562	$258 - \frac{170}{5} \frac{464+2 \times 91}{464+91} = 258 - 65 = 193$	193	1459466
	Con S. Carga	8928	$258 - \frac{170}{3} \frac{514+2 \times 141}{514+141} = 258 - 68 = 190$	190	1696320
Frena- je	Horizon- tal	343	$30.6 + 373$	403.6	138434.8
	Brazo del par	78	$25 + 18$	43	3354
Fric- ción.	Sin C. Viva	686	$30.6 + 373$	403.6	276869.6
	Con C. Viva	1707	$30.6 + 373$	403.6	688945.2
Horizon- tal	Brazo del par	49	$30.6 + 373$	403.6	19776.4
	Brazo del par	5	$25 + 18$	43	215
Horizon- tal	Brazo del par	27	$30.6 + 373$	403.6	10897.2
	Brazo del par	8	$25 + 18$	43	344
Sin Sobr Carga	4841	$\frac{403^2 + 3 \times 403 \times 61}{3(403 + 2 \times 61)} = 149.9$	149.9	725 665.9	
Con Sobr Carga	5763	$\frac{403^2 + 3 \times 403 \times 111}{3(403 + 2 \times 111)} = 158.1$	158.1	911130.3	

Tenemos ya determinados los momentos de todas las cargas respecto a la arista del posible eje de volteamiento.

Estudiaremos varias combinaciones de cargas.

1ª.- Carga muerta, carga viva, Frenaje, Fricción, Peso de la Corona, Peso propio, Peso de la tierra, Empuje de tierra

Volteamiento.-

$$C_v = \frac{117949 + 175655 + 26109 + 1319472 + 1696320}{138435 + 3354 + 911130} = \frac{3\ 335\ 505}{1\ 052\ 919}$$

$$C_v = 3.1 > 2$$

Deslizamiento.

$$C_d = \frac{(2743 + 4085 + 517 + 13464 + 8928) \cdot 0.6}{343 + 1707 + 5763} = \frac{17842.2}{7813}$$

$$C_d = 2.27 > 2$$

Excentricidad.

$$e = 129 - \frac{+ 117\ 949 + 175\ 655 + 26\ 109 + 1\ 319\ 472 + 1\ 459\ 466}{29\ 737} - \frac{+ 1\ 696\ 320 - 138\ 435 - 3\ 354 - 688\ 945 - 911\ 130}{29\ 737} = 129 - \frac{4\ 794\ 971 + 1\ 741\ 864}{29\ 737} = 129 - \frac{3\ 053\ 107}{29\ 737} = 129 - 102$$

$$e = 0.27$$

Fatigas.

$$\varphi = \frac{29\ 737}{25\ 800} \left(1 + \frac{6 \times 27}{258}\right) = 1.14 (1 + .55)$$

$$\varphi_{\text{máx}} = 1.14 \times 1.55 = 1.77 \text{ K/cm}^2$$

$$\varphi_{\text{mín}} = 1.14 \times 0.45 = 0.51 \text{ K/cm}^2$$

Las fatigas son admisibles, por lo tanto queda concluido nuestro estribo.

La rasante en el tramo de pendiente nula tiene una cota de 18.47 , por lo tanto a partir del machón número , la rasante consistirá de curvas verticales, las que serán suaves para obtener gran visibilidad, tenemos pues a continuación la tabla que nos marca las cotas de la rasante.

- 18.47	
- 18.37	
- 18.07	
- 17.89	
- 17.67	No. de est. de 8.40 = 12
- 17.44	Dif. pend. = 4
- 17.18	Corrección = .0333
- 16.88	Una est. de 8.40 = 42 % 20
- 16.56	
- 16.20	
- 15.83	
- 15.43	
- 15.00	
- 14.53	
- 14.04	

Siendo esta última la cota que tendrá el estribo. De este punto al final de la rampa tendremos otra curva vertical para ligar la carretera con dicha rampa. Desde aquí las cadenas serán de 20.00 mts., † , correspondiendo a las rampas.

Para el acceso al puente habrá necesidad de proyectar -- dos rampas las que tendrán una longitud marcada en el plano -- respectivo. Para que los estribos no lleven aleros y la rampa tenga buena presentación, se proyectará un muro de sostenimien

to. Este tendrá al principio únicamente la dimensión de la --
guarnición y junto al estribo tendrá una altura igual a la de
la rasante más la guarnición. En ese punto la rasante en el --
centro tiene una elevación de 4.04 mts., como hay un bombeo de
5 cms., junto a la guarnición la cota será de 3.99 más 0.20 cm
de guarnición 4.19 mts. será la altura efectiva del muro de --
sostenimiento.

La sobrecarga que soportará será la equivalente del ca--
mión de 13 600 Kgs., = 713 K. por metro lineal de faja de cir-
culación; o sea 280 K/m^2 , o sea una altura de tierra igual a
18 cms., tomaremos 20 cms., de sobre-carga.

La corona tendrá 0.40 m. En el desplante del muro sobre
el cimiento 1.80 m, la base del cimiento 250, vuelo del talón
60 cms., vuelo del escalón 20, espesor mínimo del talón 50, es-
pesor del cimiento 1.00 mts.

Calcularemos esta sección para ver si es estable.

Peso de la tierra 1 600 Kgs., peso de la mampostería --
2 200 Kgs. Compresión máxima 6 K/cm^2 , esfuerzo cortante $1.5 -$
 K/cm^2 , volteamiento 2, coeficiente de deslizamiento 0.4.

La presión resultante en el plano 1 - 2 es igual

$$P = \frac{1}{2} w h^2 \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1}{2} 1\ 600 \times 5.2^2 \times .28 = 6\ 056 \text{ Kgs.}$$

El peso del relleno en la cara trasera del muro es igual
a 4 864 Kgs., actuando en el centro de gravedad del relleno y
el peso del muro es de 16 632

La resultante de P y W = 7 800 K. o sea la presión resul-
tante en la cara interior del muro. El peso de la mampostería
16 632 actuando a través del centro de gravedad de la sección

o sea del muro, siendo la resultante de P' y W igual a 22 300 Kgs. Siendo la componente vertical de E , $F = 21\ 500$ y corta a la base a 25 cms., de la mitad.

Estabilidad contra el volteamiento.

La línea OR está muy cerca de la vertical y queda dentro del tercio medio, por lo tanto la pared está ampliamente segura contra volteamiento.

Estabilidad contra el deslizamiento. -

Suponiendo que $\phi = 30^\circ$, entonces el coeficiente de fricción será $\text{tg } \phi = .57$. Utilizando la definición de factor de seguridad dado por la ecuación.

$$f_d = \frac{F}{H} \text{tg } \phi$$

tendremos $21\ 500 \times .57 = 12\ 255$. La fuerza que ayuda al deslizamiento es $P = 6\ 057$ y el factor de seguridad =

$$= \frac{12\ 255}{6\ 057} = 2.02$$

lo que queda dentro de lo especificado.

En la figura la carga en el cimiento a la fuerza vertical F produce un esfuerzo uniforme. ^{debido} a la fuerza vertical.

$$P_1 = \frac{F}{d}$$

Sobre el área de la base y un momento = $F \cdot b$ la que produce una compresión P_2 en el frente y una tensión en la parte de atrás del cimiento.

La suma de los esfuerzos de tensión debidos al momento serán iguales a la suma de los esfuerzos de compresión =

I N D I C E.

	Página.
INTRODUCCION.-----	1
CARGAS.-----	6
CLARO DE 25.00 m.-----	9
PROYECTO DE LA LOCA.-----	12
CALCULO DE LAS TRABES.-----	16
CONTRAVENTAS.-----	26
CALCULO DEL PARAMENTO.-----	26
CALCULO DE LAS FILASTRAS.-----	28
PESO DE LA SUPERESTRUCTURA.---	29
APUYO FIJO.-----	30
APUYO MOVIL.-----	32
CALCULO DEL CRANEO DONDE VAN APOYADAS LAS TRABES.-----	38
CALCULO DE LAS COLUMNAS.-----	41
CAPITALES Y PEDUSTALES.-----	45
ZAPATAS DE CIMENTACION.-----	48
CALCULO DEL TRAMO DE 80 Mts.---	57
" " " " 8.40 " ---	67
" DE LA SUBESTRUCTURA.---	70
CARGA VIVA.-----	74
FRENAJE.-----	75
VIENTO TANGENCIAL.-----	77
CALCULO DE LOS MOMENTOS.-----	79
COMBINACION DE CARGAS.-----	80
SECCION EN EL DESPLANTE.-----	83

$$= \frac{1}{4} P_2 d.$$

Estos esfuerzos actúan como un par a través de los centros de gravedad de los triángulos de esfuerzo a cada lado y el momento resistente es

$$\begin{aligned} M' &= \frac{1}{4} P_2 d \cdot \frac{2}{3} d \\ &= \frac{1}{6} P_2 d^2 \end{aligned}$$

Pero el momento resistente es igual al momento de volteamiento.

$$\frac{1}{6} P_2 d^2 = F \cdot b$$

de donde

$$P_2 = \pm \frac{6 F b}{d^2}$$

El esfuerzo total en el cimiento es entonces

$$P = P_1 \pm P_2 = P_1 \left(1 \pm \frac{h \cdot b}{d} \right)$$

$$\text{Si } b = \frac{1}{6} d \quad P = 2 P_1 \text{ ó } 0$$

Por lo visto antes

$$P_1 = \frac{21\,500}{280} = 8\,269 \text{ K. por metro cuadrado}$$

$$P_2 = \pm \frac{6 F b}{d^2} = \frac{6 \times 21\,500 \times .25}{2.6^2} = \frac{32\,250}{6.76} = 4\,771$$

$$P \text{ máxima} = P_1 + P_2 = P_1 \left(1 + \frac{6b}{d} \right) = + 13\,640$$

$$P \text{ mínima} = P_1 - P_2 = P_1 \left(1 - \frac{6b}{d} \right) = + 3\,498 \quad \text{por m cuadrado.}$$

Fig. 44

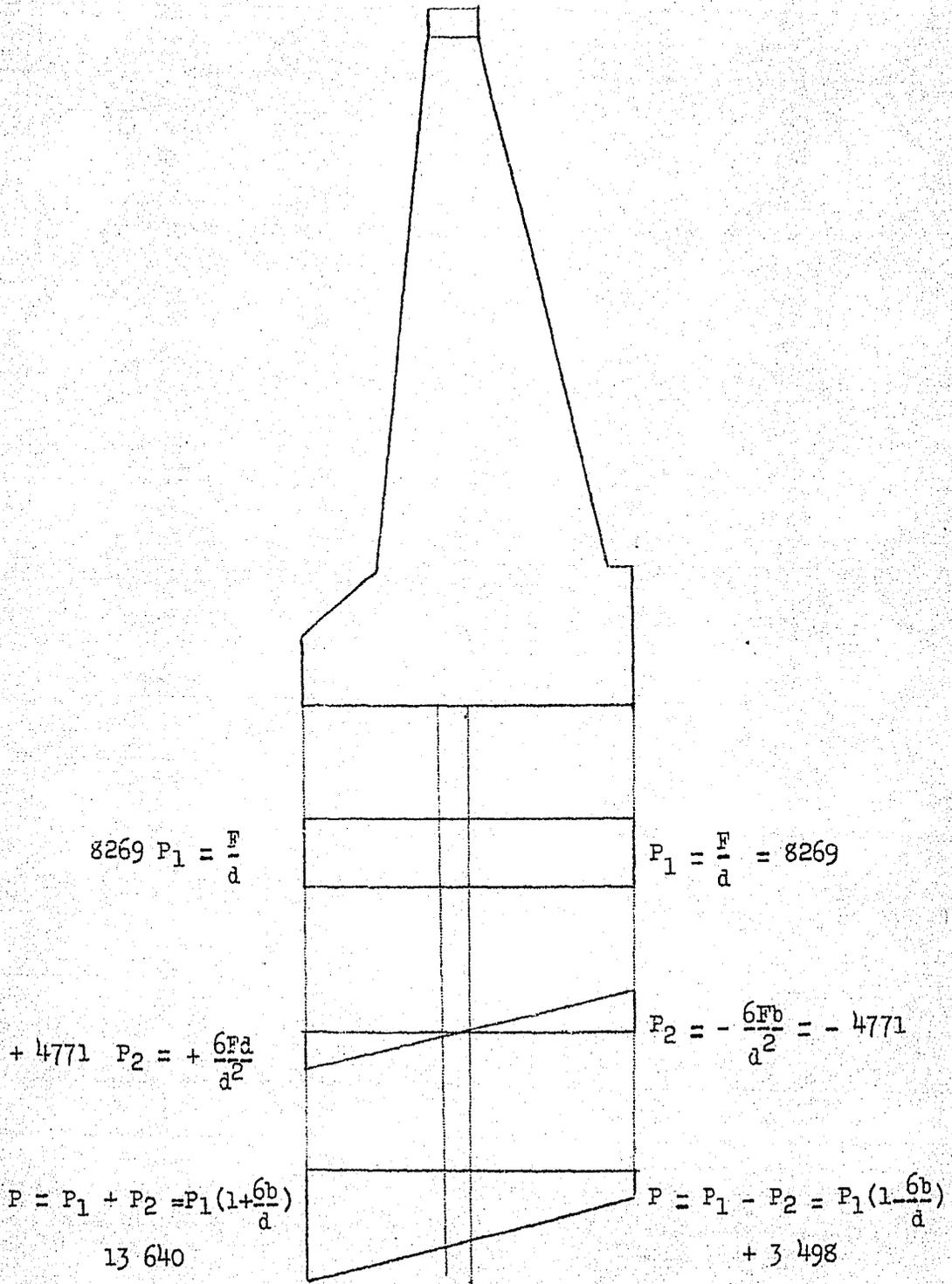


Fig. 45

