

3873

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

UNICO

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO "LA SALITRERA" KM. 15+680 DEL CAMINO COSTERO DEL PACIFICO, TRAMO ZIHUATANEJO - PLAYA AZUL CON ORIGEN EN ZIHUATANEJO.

T E S I S

Que para obtener el título de :

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a :

A D O L F O L E Y V A O R T E G A

México, D. F.

1968





PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO
"LA SALITRERA" KM. 15+680 DEL CAMINO COSTERO DEL PACIFICO, TRAMO
ZIHUATANEJO-PLAYA AZUL, CON ORIGEN EN ZIHUATANEJO.

TESIS PROFESIONAL

ADOLFO LEYVA ORTEGA

México, D. F.

1968

A mis padres:

Carlos Leyva Alarcón
Enriqueta O. de Leyva (Q.E.P.D.)
Como un homenaje.
Con respeto, cariño y eterna gratitud.

A mis tíos:

Gral. Bgdier. y Dr.
Gabriel Leyva Alarcón
Sra. Carmen C. de Leyva.
Srita. Guadalupe Leyva A.
Srita. Rosalía Leyva A. (Q.E.P.D.)
Con infinito agradecimiento.

A mis hermanos.

Al Ingeniero.

José Mariano Pontón.

A quien se debe la realización
de este trabajo.

Sincera y afectuosamente.

A mis compañeros y amigos.

A la Universidad Nacional
Autónoma de México.
(Facultad de Ingeniería).



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-3551
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

Al Pasante señor Adolfo LEYVA ORTEGA
P r e s e n t e

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero José Mariano -- Pontón, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO "LA SALITRERA" KM. 15 + 680 DEL CAMINO COSTERO DEL PACIFICO, TRAMO ZIHUATANEJO-PLAYA AZUL, CON ORIGEN EN ZIHUATANEJO.

El río "La Salitrera" presenta en el lugar del cruce: una anchura aproximada de 440 m., un tirante de aguas máximas extraordinarias de 7.20 m., un tirante de aguas ordinarias de 4.00 m., y un tirante de aguas mínimas de 0.70 m.; la velocidad media en el cruce principal es de 2.76 m/seg. y el gasto total correspondiente de 2521 m³/seg.

Como esta región se encuentra afectada muy de continuo por perturbaciones ciclónicas, se ha incrementado el gasto de 2521 m³/seg. en un 50% aproximadamente, obteniéndose un gasto de 3854 m³/seg., con una velocidad media en el cruce principal de 3.14 m/seg. y un tirante total de 8.26 m.

Por lo que se refiere a los materiales de que está formado el cauce de este río, se puede decir que sus riberas están formadas por una capa de arena limosa a partir de la cual aparece un manto de arena y grava con boleos hasta 17 m. de profundidad y a partir de ésta una capa de caliza muy alterada con vetas de calcita, como se puede apreciar en el corte geológico que se proporciona al mencionado alumno para el desarrollo de su tesis. Los esfuerzos de compresión que se pueden asignar a estas diferentes capas son: a la primera de ellas -- 1.0 kg./cm²., a la segunda 3.0 kg/cm²., y en la última 5.0 --- kg./cm².

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un ancho de camino de 10.00 m., con calzada para el puente de 7.50 m., con dos líneas de tránsito para camiones tipo H15-S12, guarniciones de 0.80 m. de ancho y parapetos de 150 Kg/m.l., cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de éste puente las especificaciones AASHO.

##



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-3551
Exp. Núm. 73/214.2/1.-


- 2 -

Se presentarán los diversos anteproyectos que sean necesarios para justificar el tipo de puente que se adopte, así como los cálculos y planos que sean necesarios, los correspondientes métodos de construcción, programa y presupuesto general de la obra."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 4 de mayo de 1967
EL DIRECTOR


Ing. Manuel Paulín Ortiz


MPO/MMO/rr.

I N D I C E

	Pág.
PROLOGO.	
CAPITULO I. INTRODUCCION Y GENERALIDADES	1
1. Introducción.	1
2. Generalidades.	1
CAPITULO II. ESTUDIOS Y DATOS DE CAMPO	4
1. Estudios de campo.	4
2. Datos de campo.	4
CAPITULO III. ESTUDIOS DE GABINETE	8
1. Solución que se elige para el cruzamiento del río.	8
2. Longitud total del puente y cálculo de la sobreelevación.	9
3. Cimentación. Conclusiones y recomendaciones.	9
4. Tipo de cimentación que se adoptará.	10
CAPITULO IV. ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA	11
1. Factores que determinan el tipo de estructura.	11
2. Materiales que pueden usarse para la construcción de la estructura.	11
3. Elección del tipo de estructura.	12
4. Anteproyectos.	12
5. Conclusión.	16
CAPITULO V. PROYECTO Y CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.	18
1. Datos de proyecto	18
2. Cargas consideradas para el proyecto.	18
3. Materiales que se utilizarán.	19
4. Esfuerzos permisibles.	19

5.	Constantes de cálculo.	20
6.	Proyecto y diseño de la losa.	21
7.	Proyecto y diseño de las nervaduras.	31
8.	Diseño de los diafragmas entre nervaduras.	53
9.	Diseño del diafragma en voladizo.	57
CAPITULO VI. PROYECTO Y DISEÑO DE LOS APOYOS		59
1.	Tipos de apoyo.	59
2.	Elección del tipo de apoyo que usa remos.	59
3.	Calculo de la reacción máxima por-apoyo.	59
4.	Dimensiones de las placas de apoyo.	60
5.	Apoyo móvil.	61
6.	Apoyo fijo.	63
7.	Conclusiones.	64
CAPITULO XII. PROYECTO Y CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA		65
1.	Descripción.	65
2.	Datos de proyecto para pilas y estribos.	66
3.	Proyecto y diseño del estribo No. 10.	69
4.	Proyecto y diseño de la pila No.6.	98
CAPITULO XIII. PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION		124
CAPITULO IX. PRESUPUESTO GENERAL Y PROGRAMA DE CONSTRUCCION.		129
1.	Presupuesto general de la obra.	129
2.	Programa de Construcción de la obra.	131

PLANOS

BIBLIOGRAFIA

PROLOGO

El tema a tratarse (Proyecto y diseño de un puente) es sumamente difícil, ya que requiere una recopilación de datos muy grande y mucha experiencia por parte del Ingeniero Projectista.- Por tal motivo, careciendo de experiencia y la cantidad de datos necesarios para la elaboración de este trabajo, he tratado de -- dar la solución que creo más conveniente, de acuerdo con los estudios de campo y de gabinete realizados y tomando en cuenta dos aspectos fundamentales: El técnico y el económico.

Para elegir el tipo de estructura se estudiaron económicamente diferentes anteproyectos de los cuales, previa comparación, se eligió el que resultó menos costoso y posteriormente se procedió a calcularlo.

Además del proyecto y cálculo del puente se incluye -- una breve exposición de los procedimientos de construcción, presupuesto general de la obra, programa de trabajo y planos.

Adolfo Leyva.

C A P I T U L O I

INTRODUCCION Y GENERALIDADES

1). Introducción.

Para fomentar el desarrollo político, social y económico de un país, un factor muy importante son las vías de comunicación, contándose entre ellas las siguientes: Aéreas, marítimas, fluviales y terrestres.

Con respecto a las vías de comunicación terrestres, nuestro país cuenta actualmente con un número insuficiente de ellas - tomando en cuenta su extensión y la magnitud de su población. Por tal motivo se hace necesario incrementarlas construyendo más carreteras y vías de ferrocarril previo estudio social, político y económico.

En la construcción de las vías terrestres se tienen tramos en el trazo de la vía en los cuales, debido a las condiciones hidráulicas, topográficas ó cruce con otra vía de comunicación, - no es posible continuar la construcción de dicha vía con un simple terraplen, si no que hay necesidad de contruir un puente por medio del cual salvamos dicho obstáculo, siendo éste el tema que se desarrollará en el presente trabajo.

Definición de puente. Puente es una estructura que se construye en una vía de comunicación para salvar un cruce de agua (río, arroyo, canal, etc.), una depresión del terreno (barranca) - u otra vía de comunicación.

En nuestro caso, en el tramo comprendido entre Zihuatanejo, Gro. y Playa Azul Mich. del camino costero del pacífico, según estudios realizados por la S.O.P., se hace necesaria la construcción de puente para cruzar el río "La Salitrera", con lo cual se tendrá una vía de comunicación continua y sin interrupciones - entre ambos puntos.

2). Generalidades

2.1). Localización. El río "La Salitrera" se encuentra

localizado en el kilometro 15 + 680 del tramo Zihuatanejo - Playa Azul con origen en Zihuatanejo, Gro., del camino costero del - pacífico. El ángulo entre el eje de la calzada y el de la corriente es de 90° (normal). Las elevaciones están referidas al B.N. - 16-2 S/G en tronco de Ahuijotea 36.80 m. a la izquierda de la estación 15 + 660, cuya elevación es 12.779 m.

2.2). Formación del río. El área de la cuenca hasta - el cruce del camino con el río se ha estimado en 800 km². Con base en este dato, y según las envolventes de la S.R.H., el gasto - que puede esperarse que ocurra es del mismo orden que el calculado ($Q = 3854 \text{ m}^3/\text{seg.}$), por lo que este gasto puede aceptarse como base para el proyecto del puente.

El río "La Salitrera" debe su formación a los afluentes siguientes: Primero río Vallecitos a 40 km. en la sierra del mismo nombre, a 35 km. toma el nombre de río de la Laja, a 30 km. - se le une el arroyo de el Guayabal y a 25 km. se le une el arroyo de el Consuelo en el poblado de Zumatlán. De este punto toma el nombre de río Los Papayos hasta unos 10 km. antes de llegar - al cruce, de ahí en adelante se le conoce con el nombre de río - "La Salitrera" o "Ixtapa".

A 7 km. aguas arriba del cruce se le une el arroyo de - El Calabazal, en este punto el río es bastante encajonado por acantilados de roca formando algunas cascadas de 10 a 20 m. de altura. A 4 km. antes de la línea del cruce empieza a formar isletas en - ambas márgenes, y 1 km. antes de dicha línea las aguas forman una llanura de inundación por la margen derecha hasta pasar por el -- trazo.

La margen izquierda es bastante alta hasta unos 40 m. - aguas abajo del cruce, después el río se va extendiendo en ambas márgenes formando llanuras de inundación hasta de 3 km. y así en estas condiciones, desemboca al estero de "Ixtapa" a 6 km. de distancia del cruce (Ver plano No. 1).

2.3). Soluciones que se pueden adoptar para el cruzamiento del río. De acuerdo con los estudios Hidráulicos y Topográficos de campo, la longitud del cruce se ha estimado en 440 m. aproximadamente; ahora bien, debido a que por la margen derecha - se tiene una llanura de inundación bastante grande y tomando en cuenta: la frecuencia con que se presentan las crecientes máximas extraordinarias, los estudios en el lugar del cruce y tratando de que la obra sea completamente funcional y económica, se presentan las tres soluciones siguientes, en las cuales se reduce la longitud del puente.

2.3.1). Proyectar un puente auxiliar, en Est. 15 + 900, para el gasto reportado en la sección 3 (Ver plano secciones hidráulicas, tramos 3 y 4) afectado de un coeficiente menor que la unidad, deducido del ángulo de esviamiento.

2.3.2). Construir un bordo diagonal a partir de la Est. 15 + 740 que sea normal al cerro de la margen derecha, aguas --

arriba, para que obligue al agua a pasar por el cauce principal.- Como complemento se hace necesaria una pequeña obra en la Est. -- 15 + 900, para el drenaje local (Ver plano No. 2).

2.3.3). Cerrar con terraplen la llanura de inundación de la margen derecha y rellenar los bajos de aguas arriba del trazo, entre Est. 15 + 830 y 15 + 950 mediante una berma, con ligera pendiente hacia aguas arriba, cuya superficie quede sensiblemente a la elevación 17.00 m. o un poco mas arriba. Como complemento - un pequeño encauzamiento del escurridero que se aprecia en el extremo de la derecha del cauce, a fin de que drene al cauce principal del río, a unos 40 m. arriba del trazo a la altura de la estación 15 + 730 (Ver plano No. 2).

C A P I T U L O II

ESTUDIOS Y DATOS DE CAMPO

1). Estudios de campo. Los estudios de campo son los que deben llevarse a cabo para obtener los datos necesarios para el proyecto de un puente. De estos estudios solo daremos a conocer su clasificación y no los desarrollaremos por ser temas muy extensos.

1.1) Estudios Topográficos.

1.2) " Hidráulicos.

1.3) " de Cimentación.

1.4) " de Construcción.

1.5) " de Tránsito.

2). Datos de Campo.

2.1) Topográficos.

a). Puente: "La Salitrera", sobre río "La Salitrera".

b). Cruce: Unico.

c). Camino: Costero del pacífico.

d). Tramo: Zihuatanejo- Playa Azul, km. 15+680.

e). Oringental Kilometraje: Zihuatanejo, Gro.

f). Esviajamiento: 0° 00

g). Banco de nivel: B.N. 16-2 S/G. en tronco de Ahuijote a 36.80 m. a la izquierda de Est. --

15+660, Elev. 12.779 m.

- h). Elevación de rasante en el puente que resulta más económica desde el punto de vista de las terracerías: La más baja posible.
- i). La rasante está definida por: La distancia libre vertical.

2.2). Hidráulicos.

- a). Sección en el cruce (ver plano No. 3).
- b). Elev. N. A. Min. = 12.09 m.
- c). Elev. N. A. M.O. = 15.40 m.
- d). Elev. N. A. M.E. = 18.55 m.
- e). Pendiente media en la superficie del agua o - la del fondo del cauce en caso de estar seco- (La pendiente se medirá en no menos de 500 m.): : 0.0023.
- f). El río tiene agua permanente en el cruce.
- g). Frecuencia y duración de las crecientes máxi- mas extraordinarias: De 10 a 15 años de 4 a 5 horas de duración.
- h). Epoca del año en que se efectuan: De junio -- a octubre.
- i). Características generales y dimensiones apro- ximadas de los materiales de arrastre: Arbo- les hasta 20 m.
- j). El cauce del río es estable.
- k). La corriente en el lugar del cruce no tiende- ni a socavar ni a depositar.
- l). El remanso que se produce en el puente no per- judica las propiedades vecinas.
- m). Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos - flotantes: 30.00 m.
- n). Distancia libre vertical que deberá dejarse - entre el N.A.M.E. y la parte inferior de la - superestructura para permitir el paso de los- cuerpos flotantes: 2.00 m.

2.3). De cimentación.

- a). Caracteres generales de los materiales que --
forman el fondo y las márgenes de la corriente: Fondo: arena, grava y boleos; márgenes: -
arcilla limosa.
- b). Método que se empleó para hacer los sondeos:-
Se hicieron seis sondeos, uno de penetración-
estandar continuado por rotación y cinco con
máquina perforadora en grava y boleos hasta -
una profundidad máxima de 24 m.
- c). Tipo de muestras: Alteradas representativas -
y alteradas no representativas.
- d). Profundidad del nivel de aguas freáticas: --
Coincidiendo aproximadamente con el N.A. Mín.
- e). Estratigrafía y tipo de formación: Se encon-
traron arenas y gravas con boleos hasta de -
30 cm. de diámetro, excepto en la margen iz--
quierda en que se tienen materiales limosos -
sobre un estrato potente de caliza muy altera-
da (ver plano No. 4).
- f). Cargas de trabajo que se proponen para los --
lechos de cimentación:

Primera capa 1.00 kg/cm²

Segunda capa 3.00 kg/cm²

Tercera capa 5.00 kg/cm²

2.4). De construcción.

- a). Cemento: En acapulco a 250 km. de distancia.-
- b). Cal : " " " " " " "
- c). Materiales para revestimiento: En el lugar.
- d). Agregado fino o piedra quebrada para obtener-
lo: En el lugar.
- e). Piedra para mampostería: En el lugar.
- f). Agua (Potable y para Concreto): En el lugar.
- g). Madera de primera: En Papanaoa a 100 km. de --
distancia.

- h). Fierro estructural (Viguetas, armaduras, etc.): En México, D. F. a 690 km. de distancia.
- i). Fierro de refuerzo: En acapulco.
- j). Jornales acostumbrados en la región: \$ 20.00.

2.5). De Tránsito.

- a). Ancho del camino: 10.00 m.
- b). Ancho de calzada para el puente : 7.50 m.
- c). Cargas para las que se proyectara el puente: H15 - S12.
- d). Ancho de guarniciones: 0.80 m.
- e). Parapetos de concreto reforzado: 150 kg/m.l.
- f). Velocidad de proyecto: 90 km/hora.

C A P I T U L O I I I

ESTUDIOS DE GABINETE

1). Solución que se elige para el cruzamiento del río.

De las tres soluciones descritas anteriormente (Cap. I) se debe escoger una de ellas, teniendo en cuenta para ello los factores técnico y económico. Para hacer la selección de la solución que más conviene, se hará un breve análisis de cada una de ellas y se escogerá la que presente mejores condiciones.

1.1). Solución No. 1 (Cap. I.2.3.1). Esta solución -- requiere un puente sobre el cauce principal y un puente auxiliar anterior en la Est. 15 + 9LL para el gasto repostado en la sección 3. La presencia del puente auxiliar, puede provocar una erosión remontante que forme un verdadero aliviadero del río y como consecuencia la falla de la estructura, motivo por el cual dicha solución queda deshechada.

1.2). Solución No. 2 (Cap. I.2.3.2). Esta solución no presenta el mismo problema que la anterior, ya que solo consiste del puente sobre el cauce principal. Pero sí resulta costosa, debido a que se tiene que construir, a parte del terraplen para el camino, el bordo diagonal, además de una pequeña obra para el drenaje local.

1.3). Solución No. 3 (Cap. I.2.3.3). Esta solución al igual que la No. 2, consiste solo de un puente sobre el cauce principal y resulta más económica, ya que en esta solo se construirá el terraplen para el camino, se rellenarán las partes bajas de aguas arriba mediante una berma y se construirá un dren para encauzar las aguas de esta área hacia el cauce principal.

Haciendo la comparación entre las soluciones No. 2 y 3, vemos que la más conveniente es la No. 3 y esta es la que adoptamos para el proyecto del puente.

1.4). Solución adoptada. Cerrar con terraplen la llanura de inundación de la margen derecha y rellenar los bajos de aguas arriba del trazo, entre Est. 15 + 830 y 15 + 950 mediante -

una berma, con ligera pendiente hacia aguas arriba, cuya superficie quede sensiblemente a la elevación 17.00 m. o un poco más -- arriba. Como complemento un pequeño encauzamiento del escurridor que se aprecia en el extremo de la derecha del cauce, a fin de que drene al cauce principal del río, a unos 40 m. arriba del trazo a la altura de la Est. 15 + 730 (Ver plano No. 2).

2). Longitud total del puente y calculo de la sobre-elevación.

2.1). Según los estudios topográficos e hidráulicos de campo, la longitud total del cruce es de 440 m. aproximadamente. Debido a que por la margen derecha se tiene una llanura de inundación bastante grande, trataremos de disminuir dicha longitud cerrando con terraplen la llanura de inundación, según la solución adoptada.

Arbitrariamente disminuirémos la longitud del cruce a - 270 m. y cerraremos con terraplen la longitud restante (170 m.) - por la margen derecha. Con esto analizaremos la sección obtenida al hacer dicha reducción, calculando la sobre-elevación y si ésta es menor que la especificada (40 cm.) estaremos bien, en caso contrario, se aumentará la longitud total y se analizará nuevamente la sección obtenida.

2.2). Cálculo de la sobre-elevación (h):

$$\text{Area de la sección sin obstruir: } A_1 = 1715.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Area que obstruye } \begin{array}{l} \text{Terraplen} \\ \text{Pilas} \end{array} = \begin{array}{l} 496.81 \text{ "} \\ 121.41 \text{ "} \end{array}$$

$$\text{Area estrangulada: } A_2 = 1096.84 \text{ "}$$

$$Q = 3854 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{3854}{1715.25} = 2.25 \text{ m/seg.}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{3854}{1096.84} = 3.42 \text{ m/seg.}$$

$$h = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{(3.52)^2 - (2.25)^2}{19.6} = \frac{12.30 - 5.05}{19.6}$$

$$h = \frac{7.25}{19.6} = 0.37 \text{ m.} < 0.40 \text{ m.}$$

Como $h = 0.37 \text{ m.} < 0.40 \text{ m.}$, se acepta la longitud total del puente.

3). Cimentación. Conclusiones y Recomendaciones.

De acuerdo con las condiciones geológicas y topohidráulicas

licas de la zona en estudio, la cimentación de la estructura deberá sujetarse a las siguientes recomendaciones:

3.1). En las inmediaciones del sondeo No. 1 el desplante de la cimentación se hará por superficie a una profundidad de 5.00 m. bajo el nivel del terreno natural, con una capacidad de carga permisible de 30 ton/m². Esta misma alternativa de cimentación puede aplicarse para el resto del cauce a una profundidad de desplante de 6.00 m. y con la misma capacidad de carga.

3.2). Una segunda alternativa es la de cimentación profunda mediante cilindros hincados por el procedimiento de pozo in-dio hasta una profundidad mínima de 10.00 m. bajo el nivel del terreno natural, con los siguientes capacidades de carga permisible, habiéndose descontado en ellas el peso propio del cilindro.

Diámetro del cilindro	Capacidad de carga permisible	Incremento de la capacidad de carga por metro de profundidad adicional.
(m.)	(Ton.)	(Ton.)
4	500	60
5	850	90

3.3). Los hundimientos diferenciales serán de orden -- despreciable.

4.). Tipo de cimentación que se adoptará.

El tipo de cimentación que elegiremos será uno de los dos enunciados anteriormente. Para decidir cual de los dos es el más conveniente, se hace un estudio económico de cada uno de ellos y se comparan entre si, y el que resulte de menor costo y por supuesto mayor facilidad de construcción será el que se adoptará.

Para nuestro caso, el tipo de cimentación más conveniente, según lo anterior, es por superficie y es la que adoptaremos.

C A P I T U L O IV

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

1). Factores que determinan el tipo de estructura.

Aparte de los estudios y conclusiones que se han obtenido en los capítulos anteriores, deben tenerse en cuenta para la elección del tipo de estructura otros factores que son sumamente importantes y que enseguida se enumeran:

1.1) Necesidades de tránsito en el lugar del cruce.

1.2) Clima dominante en la región.

1.3) Cercanía al mar.

1.4) Facilidad de construcción.

1.5) Costo de la obra.

1.6) Funcionamiento de la obra.

1.7) Durabilidad de la obra.

2). Materiales que pueden usarse para la construcción de la estructura.

2.1) Mampostería.

2.2) Concreto reforzado.

2.3) Concreto pre-esforzado.

2.4) Madera.

2.5) Acero estructural.

2.6) Combinación de algunos de ellos.

3). Elección del tipo de estructura.

Como puede verse, según lo expuesto anteriormente, la elección del tipo de estructura no es cosa fácil, ya que requiere integrar una enorme cantidad de datos y como consecuencia, mucha experiencia por parte del ingeniero proyectista.

En nuestro caso, debido a que el clima en la región es cálido y la obra se encuentra cerca del mar, no podemos usar acero estructural, ya que es altamente corrosivo y su mantenimiento aumentaría el costo de la obra.

Por tal motivo, estamos obligados a usar mampostería, - concreto reforzado y concreto preesforzado que es lo que resulta más económico, ya que su mantenimiento es mínimo.

El tipo de estructura que elegimos es el siguiente y -- esta formado por dos partes; Superestructura y subestructura.

Subestructura. Estará integrada por estribos con ale-- ros y pilas, de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento - en proporción 1:5 y coronas de concreto reforzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Subestructura. Estará integrada por varios tramos igua les de losa nervurada, ya sean estos de concreto reforzado ó de - concreto preesforzado.

Estribo. Es la parte de la subestructura en donde se - apoyará, a través de placas de neopreno, un extremo de un tramo - de su perestructura.

Pila. Es la parte de la subestructura en donde concu-- rren para apoyarse, a través de placas de neopreno, dos tramos de superestructura.

4). Ante proyectos.

A continuación se presentan los siguientes anteproyec-- tos para diferentes longitudes de los tramos de superestructura, - ya sean estos de concreto reforzado, o de concreto preesforzado. - El anteproyecto que arroje menor costo por metro lineal de puen te será el que se elija como estructura definitiva y procederemos a calcularlo posteriormente.

Las cantidades de obra mostradas en los siguientes ante proyectos fueron obtenidas del catálogo de proyectos tipo para -- puentes de la S.O.P.

Los precios unitarios usados, se basan en la lista oficial de precios de la S.O.P. para la zona en estudio e incluyen - gastos indirectos de administración.

4.1) Anteproyecto No. 1

Superestructura. Consta de nueve tramos de losa nervu-

rada de concreto reforzado de 30 m. de claro cada uno, con guarniciones de 0.80 m. de ancho, parapetos de 150 kg/m.l. y ancho de calzada de 7.50 m.

Subestructura. Consta de dos estribos con aleros y -- ocho pilas.

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
<u>Subestructura:</u>				
Excavación	3978	m ³	\$ 17.06	\$ 68,000.00
Mampostería de 3 ^a	3105	m ³	124.25	393,000.00
Rellenos y apisonados	2400	m ³	13.37	32,000.00
Concreto en coronas, f' _c = 200 kg/cm ²	72	m ³	285.60	20,600.00
Acero de refuerzo	4919	kg	3.33	16,370.00
Drenes	20	pza.	12.47	<u>249.40</u>
		Suma =		530,219.40
<u>Superestructura:</u>				
1				
Losa nervurada:				
Concreto f' _c =250kg/cm ²	880.20	m ³	298.17	263,000.00
Acero de refuerzo	147762.00	kg.	3.33	491,000.00
Drenes	144	pza.	12.47	1,798.00
Apoyos:				
Neopreno	216	dm ³	65.84	14,200.00
Acero estructural	180	kg.	3.33	600.00
Moldes de madera:				
Madera	426.78	m ³	788.68	336,000.00
Herraje	3186.00	kg.	4.00	12,750.00
Obra falsa	880.20	m ³ -c	125.15	<u>110,300.00</u>
		Suma =		1229,648.00
	SUMA	TOTAL =	\$	1759,867.40

Imprevistos 10% = \$ 175,986.74

Total = \$ 1935,854.14

Costo por Ml. = $\frac{1935,854.14}{270} = 7180.00$

270

4.2) Anteproyecto No. 2.

Superestructura. Consta de nueve tramos de losa nervurada de concreto reforzado de 32 m. de claro cada uno, con guarniciones de 0.80 m. de ancho, parapetos de 150 kg/m.l. y ancho de calzada de 7.50 m.

Subestructura. Consta de dos estribos con aleros y -- ocho pilas.

Concepto	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe.
<u>Subestructura.</u>				
Excavación	3978	m ³	\$ 17.06	\$ 68,000.00
Mampostería de 3 ^a	3105	m ³	124.25	393,000.00
Rellenos y apisonados	2400	m ³	13.37	32,000.00
Concreto en coronas, f' _c = 200 kg/cm ² .	72	m ³	285.60	20,600.00
Acero de refuerzo	4919	kg.	3.33	16,370.00
Drenes.	20	pza.	12.47	<u>249.40</u>
			Suma =	530,219.40
<u>Superestructura.</u>				
Losa nervurada:				
Concreto f' _c =250kg/cm ²	911.70	m ³	298.17	272,000.00
Acero de refuerzo	163548.00	kg.	3.33	545,000.00
Drenes	162	pza.	12.47	2,030.00
Apoyos:				
Neopreno	270	dm ³	65.84	17,750.00
Acero estructural	252	kg.	3.33	839.00
Moldes de madera:				
Madera	468.08	m ³ .	788.68	368,500.00
Herraje	3447	kg.	4.00	13,800.00
Obra falsa	911.70	m ³ -c	125.15	<u>114,500.00</u>
			Suma =	1334,419.00
			SUMA	TOTAL = \$ 1864,638.40

Imprevistos 10% = \$ 186,463.84

Total = \$ 2051,102.24

Costo total por Ml. = $\frac{2051,102.24}{288} = 7110.00$

4.3) Anteproyecto No. 3.

Superestructura. Consta de seis tramos de losa nervurada de concreto pre-esforzado de 45 m. de claro cada uno con guarniciones de 0.80 m. de ancho, parapetos de 150 kg/m.l. y ancho de calzada de 7.50 m.

Subestructura. Consta de dos estribos con aleros y cinco pilas.

Concepto.	Cantidad	unidad	P.U.	Importe.
<u>Subestructura:</u>				
Excavación	3243	m ³	\$ 17.06	\$ 55,000.00
Mampostería de 3 ^a	2538	m ³	124.25	315,000.00
Rellenos y apisonados	1946	m ³	13.37	26,000.00
Concreto en coronas f' _c =200kg/cm ²	55.10	m ³	285.60	15,750.00
Acero de refuerzo	3767	kg.	3.33	12,550.00
Drenes.	20	pza.	12.47	<u>249.40</u>
			Suma =	424,549.40

Superestructura:

Concretos:

De f'_c=450kg/cm² en placas extremas y prefabricadas

6 m³ 525.15 3,150.90

De f'_c=350 kg/cm² en: Trabes precoladas

772.80 m³ 530.00 410,000.00

Diafragmas colados en el lugar

67.80 m³ 569.83 38,500.00

Losas entre patines

131.40 m³ 569.83 74,800.00

De f'_c=200kg/cm² en guarniciones.

55.80 m³ 442.59 24,700.00

De f'_c=100kg/cm² en relleno de la calzada.

51.60 m³ 293.76 15,130.00

Asfáltico

90.60 m³ 350.00 31,700.00

Acero de preesfuerzo de 7 mm ϕ (150/128)	60,000	kg.	\$ 13.65	\$ 820,000.00
Acero de refuerzo (Le.=2320 kg/cm ²)	48,440	kg.	3.33	161,000.00
Drenes	168	pza.	12.47	2,100.00
Apoyos:				
Neopreno	186	dm ³	65.84	12,200.00
Acero estructural	126	kg.	4.00	504.00
Juntas de dilatación:				
Acero de refuerzo	858	kg.	3.33	2,850.00
Concreto $f'_c=200\text{kg/cm}^2$	6	m ³	285.60	1,713.60
Lámina de cobre de 7 kg/m ² (calibre No.23) y de 34 x 1560	222	kg	58.90	13,050.00
Junta entre traveses con apoyos fijos: Lámina de cobre de 7 kg/m ² (calibre No. 23) y de 34 x 780	114	kg	58.90	6,710.00
Montaje de traveses	1855	ton	350.00	<u>649,250.00</u>
			Suma =	2287,358.50

SUMA TOTAL = \$ 2711,907.90

Imprevistos 10%=\$ 271,190.79

Total = \$ 2983,098.69

Costo por m.l. $\frac{2983,098.69}{270} = \$ 11,050.00$

270

5). Conclusión.

Haciendo la comparación de los tres ante proyectos anteriores, vemos que el que arroja menor costo por metro lineal de puente es el No. 2, por lo tanto es el más económico.

En el anteproyecto No. 2, debe notarse que el costo total del puente es mayor que el costo total del anteproyecto No. 1.

Esto es debe a que la longitud total del puente en el 2 es mayor que la del 1.

Se ha elegido el anteproyecto No. 2 sobre el No. 1 por las siguientes ventajas.

- a) Su funcionamiento hidráulico será mejor.
- b) Se disminuye la sobre-elevación del agua.
- c) Se baja la elevación de la rasante.

5.1) Cálculo de la sobre elevación para el anteproyecto No. 2.

$L_T = 288.00$ m. (Long. total de puente)

Area de la sección sin obstruir $A_1 = 1715.25$ m²

Area que obstruye	{ Pilas	= -	72.00 "
	{ Terraplen	= -	419.76 "
Area estrangulada	1223.49 "		

$Q = 3854$ m³/seg.

$V_1 = \frac{3854}{1715.25} = 2.25$ m/seg.

$V_2 = \frac{3854}{1223.49} = 3.15$ m/seg.

$h = \frac{(3.15)^2 - (2.25)^2}{19.6} = \frac{4.85}{19.6} = 0.25$ m:

Como: $h = 0.25$ m. < 0.40 m., estamos bien.

C A P I T U L O V

PROYECTO Y CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

(Losa con dos nervaduras).

1). Datos de Proyecto.

Claro teórico	32.00 m.
Longitud de la losa	32.60 m.
Ancho de calzada	7.50 m.
Ancho de guarnición	0.80 m.
Ancho total	9.10 m.
Ancho de camino	10.00 m.
Bombeo de calzada	0.06 m.
Especificaciones de proyecto	A.A.S.H.O.
Bandas de circulación	Dos.

2). Cargas consideradas para el proyecto.

2.1). Cargas muertas:

Parapeto	150 kg/ml.
Peso volumétrico del concreto reforzado	2400 kg/m ³

2.2). Cargas vivas:

Carga tipo	H.15 - S.12
Impacto por carga viva (I).	

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{32 + 38.10} = \frac{15.24}{70.10} = 0.215$$

I = Impacto expresado en porciento (máximo 30%)

L = Longitud de un tramo de losa entre apoyos.

L = 32.00 m.

3). Materiales que se utilizarán:

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (en losas y banquetas).

Acero L.E. = 4000 kg/cm^2 (en nervaduras y diaframas).

4). Esfuerzos permisibles.

4.1). Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

4.1.1). Por flexión:

Compresión en la fibra extrema.

$$f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en la fibra extrema, concreto simple, principalmente en cimientos.

$$f_c = 0.03 f'_c = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.2). Por esfuerzo cortante:

En vigas con refuerzo en el alma.

$$v = 0.075 f'_c = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

En vigas sin refuerzo en el alma.

$$v = 0.03 f'_c = 7.5 \text{ kg/cm}^2$$

Pero máximo: $v = 6.3 \text{ kg/cm}^2$

4.2). Acero de refuerzo. L.E. = 4000 kg/cm^2

4.2.1). Tensión en miembros a flexión.

Varillas de $\emptyset > 1"$

$f_s = 1600 \text{ kg/cm}^2$, en el C.G.

$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$, en la var. más alejada.

Varillas de $\phi \leq 1''$

$f_s = 1800 \text{ kg/cm}^2$, en el C.G.

$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$, en la var. más alejada.

En losas.

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

4.2.2) Adherencia.

$U = 0.10 f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2$; $U \text{ máx} = 24.6 \text{ kg/cm}^2$

o bien $U = \frac{1.33 \sqrt{f'_c}}{\phi''}$

Para $\phi = 1''$; $u = \frac{1.33 \sqrt{250}}{1} = 21.00 \text{ kg/cm}^2$

5). Constantes de Cálculo.

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c = 0.40 f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$

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

Según las especificaciones A.A.S.H.O., se puede suponer, para concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$:

$$n = 10$$

Con base en lo anterior procedemos a calcular las constantes de cálculo.

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{10 \times 100}} = \frac{1}{1 + 2} = \frac{1}{3} = 0.333$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1.000 - \frac{0.333}{3} = 1.000 - 0.111 = 0.889$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} (100) 0.333 \times 0.889 = 14.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{14.80}} = 0.26$$

5.1). Resumiendo:

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

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

$$f_c = 100 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$n = 10 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$k = 0.333 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$j = 0.889 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$K = 14.80 \quad \text{kg/cm}^2$$

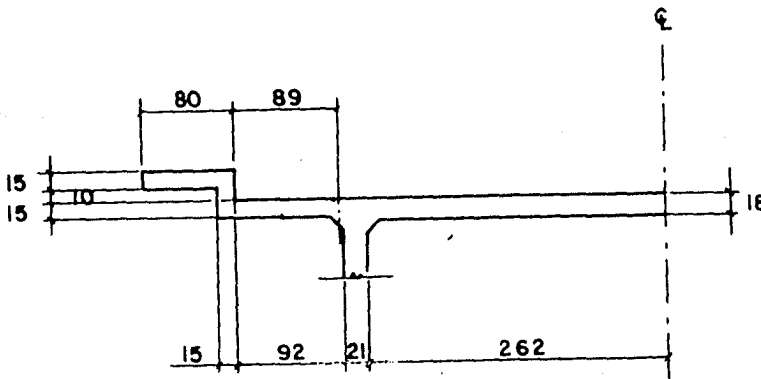
$$c = 0.26 \quad \text{kg/cm}^2$$

6). Proyecto y diseño de la losa.

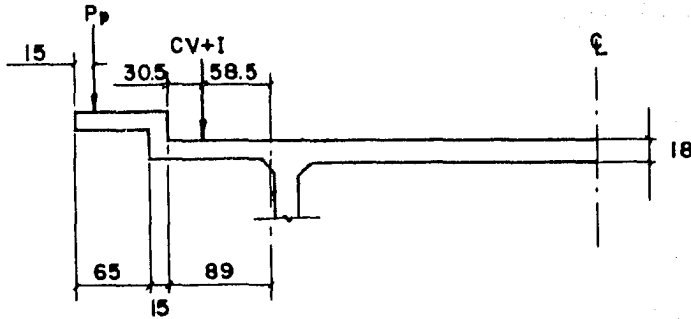
6.1). Cálculo de la separación entre nervaduras.

El objeto de éste punto es saber cual será la separación entre las nervaduras, lo cual se hace por medio de tanteos, suponiendo una sección. El requisito para que dicha sección sea la indicada es que el momento negativo en el voladizo sea aproximadamente igual (en valor absoluto) al momento positivo de la losa entre nervaduras.

Supongamos la siguiente sección:



Según la especificación A.A.S.H.O. (7.2), se debe tomar como eje de momentos el que pasa por el C.G. de la cartela.



6.1.1). Cálculo del momento flexionante producido por la losa en voladizo.

6.1.1.a). Carga permanente.

Carga	Cálculo de la carga	Valor kg.	Brazo m.	Momento kg. m.
P_p	dato	150	1.54	231
P_G	$0.80 \times 0.15 \times 2400 \times 1.00$	288	1.32	381
P_D	$0.10 \times 0.15 \times 2400 \times 1.00$	36	0.965	35
P_L	$1.04 \times 0.165 \times 2400 \times 1.00$	412	0.52	214
	Suma:	886		861

6.1.1.b). Carga viva:

Se considera (según A.A.S.H.O.) que el peso de una rueda posterior ($P = 5440$ kg) tiene un ancho de distribución de:

$$E = 0.8 x + 1.14$$

En donde "x" es el brazo del peso de la rueda.

y que se encuentra colocada a 0.305 m. del paño de la guarnición.

Por lo tanto:

$$x = 0.89 - 0.305 = 0.585$$

Sustituyendo tenemos que:

$$E = 0.8 (0.585) + 1.14 = 1.61$$

Ahora, el momento por carga móvil vale:

$$M = \frac{PI}{E} \times I ; I = \text{Impacto (30\% máximo)}.$$

Substituyendo:

$$M = \frac{5440 \times 1.30}{1.61} \times 0.585 = 2570 \text{ kg-m/m.}$$

$$\text{Momento total} = M_T = M_p + M_v + I$$

$$M_T = 861 + 2570 = 3431 \text{ kg-m/m.}$$

6.1.2). Cálculo del momento flexionante de la losa entre nervaduras.

6.1.2.a). Carga Permanente.

El momento vale:

$$M_{cp} = \frac{wl^2}{10}$$

En donde:

$$w = 0.18 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$l = 5.24 - 0.06 = 5.18$$

Substituyendo:

$$M_{cp} = \frac{432 (5.18)^2}{10} = 1160 \text{ kg-m/m.}$$

6.1.2.b). Carga móvil más impacto:

Según las especificaciones A.A.S.H.O. el momento vale:

$$M_v = \frac{PS}{5E}$$

En donde:

$$E = 0.4S + 1.14$$

$$S = 5.18$$

$$E = 0.4 \times 5.18 + 1.14 = 3.21$$

Substituyendo:

$$M_{cv} + I = \frac{5440 \times 5.18 \times 1.30}{5 \times 3.21} = \frac{36700}{16.05} = 2280 \text{ kg-m/m.}$$

$$\text{Momento total} = M_T = M_{cp} + M_{cv} + I$$

$$M_T = 1160 + 2280 = 3440 \text{ kg-m/m.}$$

Como se puede observar, el momento en el voladizo -- (M = 3431 kg-m) y el momento producido por la losa entre nevaduras (M = 3440 kg-m) son prácticamente iguales, por lo tanto se acepta la sección propuesta y así también, la separación entre nervaduras.

6.2). Diseño del peralte de la losa.

Para éste diseño, se toma el momento máximo obtenido - (M = 3440 kg-m), que es el producido por la losa entre las nervaduras.

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

$$d = 0.26 \sqrt{\frac{3440}{1}} = 15.25$$

Considerando un recubrimiento de 3 cm. más 1 cm. por - desgaste, obtenemos un peralte total de:

$$h = 15.25 + 3.00 + 1.00 = 19.25 \text{ cm.}$$

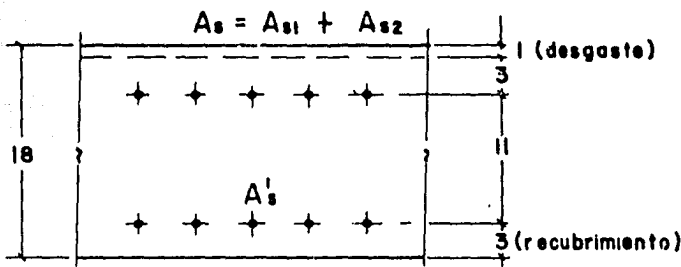
Como el peralte obtenido (19.25 cm.) es mayor que el supuesto (18.00 cm.), se hace necesario diseñar la losa como doblemente armada.

6.3). Cálculo del momento resistente y área de acero necesaria.

$$M_R = \frac{1}{2} f_c k_j b d^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 100 \times 0.333 \times 0.889 \times 100 \times 14^2$$

$$= 290000 \text{ kg - cm.}$$



$$A_{s1} = \frac{M_R}{f_s j d}$$

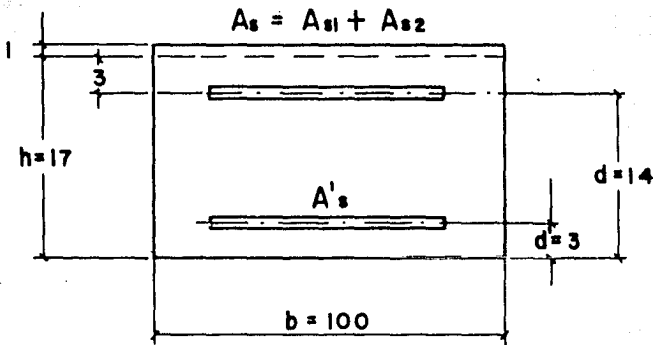
$$= \frac{290000}{2000 \times 0.889 \times 14} = 11.65 \text{ cm}^2$$

6.3.1). Cálculo de las areas de acero A_{s2} y A'_s

$$M_T = M_R + M_2 \Rightarrow M_2 = M_T - M_R$$

$$M_2 = 344000 - 290000 =$$

$$M_2 = 54000 \text{ kg - cm.}$$



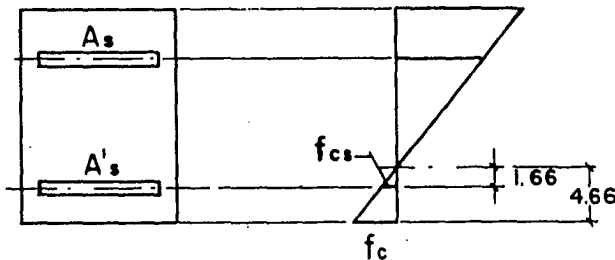
$$A_{s2} = \frac{54000}{f_s (d-d')}$$

$$A_{s2} = \frac{54000}{2000 (11)} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 11.65 + 2.45 = 14.10 \text{ cm}^2$$

$$Kd = 0.333 \times 14 = 4.66$$

$$K-d' = 4.66 - 3 = 1.66$$



$$\frac{f_{cs}}{f_c} = \frac{kd - d'}{kd} \Rightarrow f_{cs} = \frac{1.66}{4.66} 100 = 35.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = 2 n f_{cs} = 2 \times 10 \times 35.6 = 712 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_s = (2n - 1) f_{cs} = (2 \times 10 - 1) 35.6 = 19 \times 35.6 = 676.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$A'_s = \frac{C_2}{f_s}$$

$$C_2 = \frac{54000}{11} = \frac{M_2}{d-d'} = 4910 \text{ kg} = A'_s (2n - 1) f_{cs}$$

$$A'_s = \frac{4910}{676.4} = 7.26 \text{ cm}^2$$

Separación de las varillas en el valadizo:

será: Para tensión, usando varillas de 5/8"Ø, la separación-

$$\text{Area de una varilla de } 5/8"Ø = 1.98 \text{ cm}^2 = a$$

$$\text{Separación "S"} = \frac{b}{\frac{A_T}{a}} = \frac{ba}{A_T} = \frac{100(1.98)}{14.10} = \frac{198}{14.10}$$

$$S = 14 \text{ cm. (Separación C.A.C. de varillas).}$$

Para compresión, usando varillas de 5/8"Ø, la separación será:

$$S = \frac{198}{7.26} = 27.3 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas separadas C.a.c., a cada 28 cm.

Separación de las varillas en la losa entre nervaduras

$$\text{Tensión: } S = \frac{198}{14.10} = 14 \text{ cm. c.a.c.}$$

$$\text{Compresión } S = \frac{198}{7.26} = 27.3 \text{ cm.} = 28 \text{ cm. c.a.c.}$$

6.4). Doblado de las varillas.

Tomando en cuenta que las areas de acero fueron obtenidas de los momentos máximos (positivo o negativo) para un determinado punto (centro del claro y empotramientos), es posible lograr cierto ahorro de acero de refuerzo no prolongando las varillas del armado más allá de donde son necesarias. Para ello se hace la hipótesis simplificadoria sobre la ley de variación de -

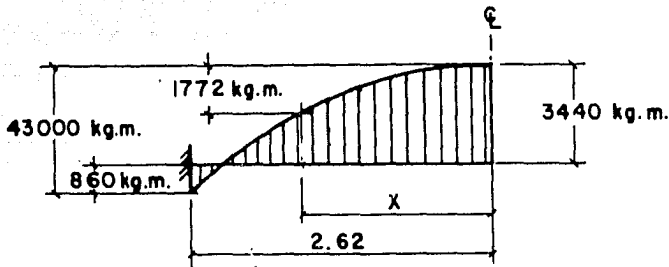
los momentos.

Hipótesis: Se supone que los momentos varían parabólicamente.

De acuerdo con las especificaciones A.A.S.H.O. y según sus recomendaciones para estimar los momentos máximos (positivos y negativos) para carga móvil y carga permanente en el centro -- del claro y en los empotramientos, llegamos a las siguientes conclusiones:

6.4.1). Doblado de las varillas tomando en cuenta el momento máximo positivo (C)

EN EL CENTRO DEL CLARO		EN LOS EMPOTRAMIENTOS	
M_{CMI}	= 2280 kg x m.	M_{CMI}	= $-\frac{PS}{20} \times \frac{I}{E} = -570$ kg x m.
M_{CP}	= 1160 kg x m.	M_{CP}	= $-\frac{ws^2}{40} = -290$ kg x m.
M_T	= 3440 kg x m.	M_T	= -- - 860 kg x m.



De la figura:

$$x = \frac{S}{2} \sqrt{\frac{M(+)}{M(+)+M(-)}} = 2.62 \sqrt{\frac{1722}{4300}} = 2.62 \times 0.633$$

$$x = 1.652 \text{ m.}$$

Toman en cuenta las especificaciones de la A.A.S.H.O.- (1.7.5-e-3), esta longitud debe ser:

$$x' = x + 0.24 = 1.652 + 0.24 = 1.892$$

$$\doteq 1.90 \text{ m.}$$

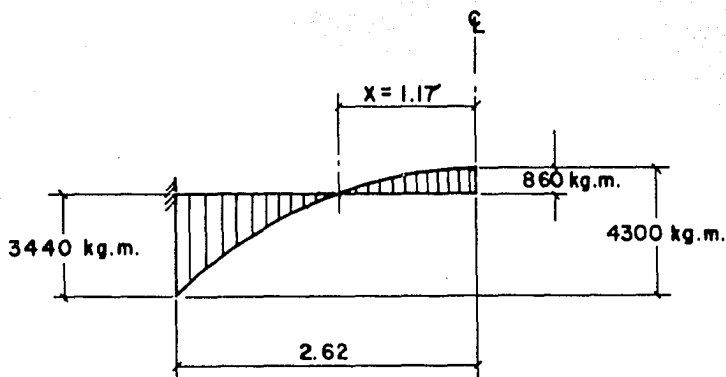
La longitud recta de la mitad de las varillas de refuerzo para M (+) es:

$$l = 1.90 \times 2 = 3.80 \text{ m.}$$

La otra mitad de las barras que constituyen el refuerzo transversal inferior de la losa, se pasará de lado a lado de la misma para tomar el esfuerzo de compresión correspondiente.

6.4.2). Doblado de las varillas tomando en cuenta el momento máximo negativo (empotramientos).

EN EL CENTRO DEL CLARO		EN LOS EMPOTRAMIENTOS	
$M_{CMI} = + \frac{PS}{20} \times \frac{l}{S} = + 570 \text{ kg} \times \text{m.}$		$M_{CMS} = - 2280 \text{ kg.} \times \text{m.}$	
$M_{CP} = + \frac{WS^2}{40} = + 290 \text{ kg} \times \text{m.}$		$M_{CP} = - 1160 \text{ kg.} \times \text{m.}$	
$M_T = + 860 \text{ kg} \times \text{m.}$		$M_T = - 3440 \text{ kg.} \times \text{m.}$	



De la figura:

$$x_1 = 2.62 \sqrt{\frac{860}{4300}} = 2.62 \times 0.443 = 1.17$$

Tomando en cuenta las especificaciones A.A.S.H.O. (1.7.5-e.3), ésta longitud debe ser:

$$x_1' = x_1 - 0.24 = 1.17 - 0.24 = 0.93 \text{ m.}$$

$$x_1' = 0.93 \text{ m.}$$

La longitud recta de la mitad de las varillas de refuerzo para M(-) (en el empotramiento) es:

$$l = 3.75 + 0.15 - 0.11 - 0.93 = 2.86 \text{ m.}$$

La otra mitad de las barras que constituye el refuerzo transversal superior de la losa, se pasarán de lado a lado de la misma para tomar el esfuerzo de compresión correspondiente en el ξ y para armar por temperatura.

6.5). Acero de distribución.

De acuerdo con las especificaciones A.A.S.H.O. (1.3.2-e), el área para acero de distribución debe ser:

$$A_{sd} = A_s P$$

$$p = \frac{.55.3}{\sqrt{s}} \quad (\text{en } \%)$$

$$p = \frac{55.3}{\sqrt{5.18}} = 24.3 \% = 0.243$$

$$A_{sd} = 14.10 \times 0.243 = 3.43 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $3/8" \emptyset$ se tendrá una separación -- c.a.c. de:

$$s = \frac{100 \times 0.71}{3.43} = 20.70 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas para acero de distribución a cada- 21 cm., c.a.c.

6.6). Acero de temperatura (lecho superior).

La cantidad de acero necesario por metro de ancho de losa es:

$$A_{st} = \frac{1}{2} \times 0.003 \text{ bd}$$

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 14 = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas de $3/8" \emptyset$ se tendrá una separación -- c.a.c. de:

$$s = \frac{100 \times 0.71}{2.10} = 33.80 \text{ cm.} = 34 \text{ cm.}$$

$$s = 34 \text{ cm.}$$

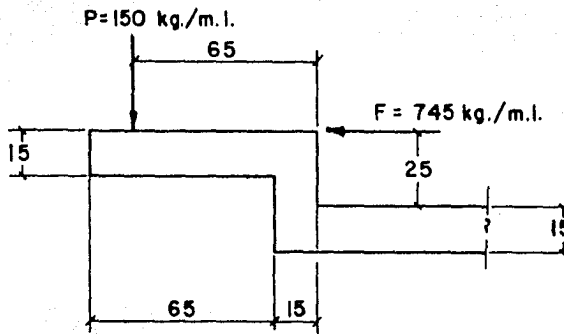
6.7). Acero de refuerzo en banquetas.

Las cargas que actúan para el calculo del momento son:

Parapeto

Guarnición

Empuje lateral en la guarnición. Especificaciones. --
A.A.S.H.O. (2.11 - b).



Los momentos se tomarán con respecto al paño interior de la guarnición.

CONCEPTO	CARGA (kg)	BRAZO (cm)	MOMENTO (kg x cm).
Parapeto	150	65	9750
P_G (Banqueta)	288	40	11550
P_D (Dado)	90	7.5	675
F	745	25	18625

$$M_T = 40600 \text{ kgxcm.}$$

Cálculo del peralte de la losa en dicho punto.

$$d = \sqrt{\frac{40600}{14.80 \times 100}} = 0.26 \sqrt{406} = 5.25$$

$$d = 5.25 \text{ cm.}$$

$$\text{rec.} = \underline{3.00 \text{ cm.}}$$

$$\text{total} = 8.25 \text{ cm.} < h = 15 \text{ cm. (supuesta).}$$

Por lo tanto, dejamos: $h = 15 \text{ cm.}$ y $d = 12 \text{ cm.}$

Area de acero necesaria:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{40600}{1800 \times 0.881 \times 12} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Usando varillas de 5/8 "Ø se tendrá una separación de c.a.c. de:

$$s = \frac{100 \times 1.98}{2.13} = 93 \text{ cm}.$$

$$s = 93 \text{ cm. c.a.c.}$$

Como se ve, es muy grande la separación entre varillas. Por tal motivo, se correrá el refuerzo de la losa aunque queda sobrado.

7). Proyecto y diseño de las nervaduras:

7.1). Diseño por flexión.

7.1.1). Momento flexionante por carga muerta.

Debido a que las nervaduras tienen una posición simétrica con respecto al eje del camino, solo se calcula el peso de la mitad de la sección, (incluyendo diafragmas) que es la carga permanente que soporta una sola traba.

Para el cálculo se supondrán las dimensiones de las -- trabes (nervaduras) y de los diafragmas, como se indica en la siguiente figura.

7.1.1-a). Cálculo de la carga permanente.

Parapeto, guarnición y losa del voladizo: = 886 kg/m.

Cartelas = $0.10 \times 0.10 \times 2400$ = 24 kg/m.

Losa entre nervaduras = 432×2.83 = 1220 kg/m.

Nervaduras = $2.15 \times 0.21 \times 2400$ = 1084 kg/m.

Dados del patín = $2 \times \frac{(0.45+0.20)}{2} \times 0.165 \times 2400$ = 257 kg/m.

Carga uniformemente repartida: W = 3471 kg/m.

Peso de un diafragma interior (carga concentrada) suponiendo un peralte de 1.92 m. y un ancho de 0.21 m. (se toma en cuenta solamente la mitad del diafragma).

$$P_1 = 2.62 \times 1.92 \times 0.21 \times 2400 = 2540 \text{ kg}.$$

Se pondrán en cada tramo de 32.00 m. 3 diafragmas interiores separados c.a.c. una distancia de 8.00 m.

Momentos por carga permanente:

$$M_{CP} = \frac{w l^2}{8} + \frac{p l}{2} = \frac{3.471 (32)^2}{8} + \frac{2.54 (32)}{2}$$

$$M_{CP} = 448.00 + 40.70 =$$

$$M_{CP} = 488.70 \text{ Ton x m.}$$

Peso de un diafragma extremo.

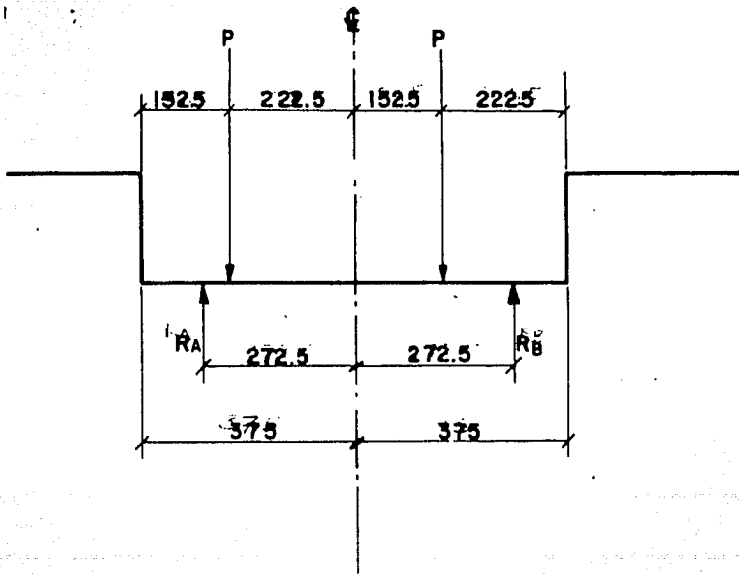
$$P_2 = 2.54 + 0.21 \times \frac{1.92 \times 1.07}{2} \times 2.4 = 2.54 \times 0.518$$

$$P_2 = 3.058 \text{ ton.}$$

7.1.2). Momento flexionante por carga móvil.

7.1.2.a). Cálculo del factor de concentración.

$$C_c = \frac{R_A}{P}$$



$$5.45 R_A = 4.95 P + 1.20 P$$

$$R_A = \frac{6.15}{5.45} P = 1.128 P$$

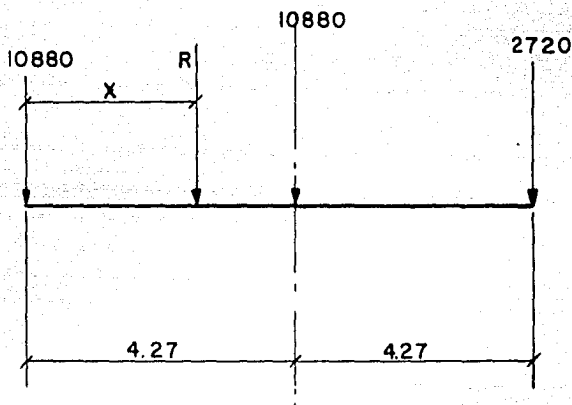
$$C_c = \frac{R_A}{P} = \frac{1.128 P}{P} = 1.128$$

7.1.2.b). Coeficiente de impacto: A.A.S.H.O. (2.12-c)

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{32 + 38.10} = \frac{15.24}{70.10} = 21.70 \%$$

Máximo: $I = 30 \%$

7.1.2.c). Obtención de la posición de la resultante - para la carga tipo H15-S12.



$$RX = 10880 \times 4.27 + 2720 \times 8.54$$

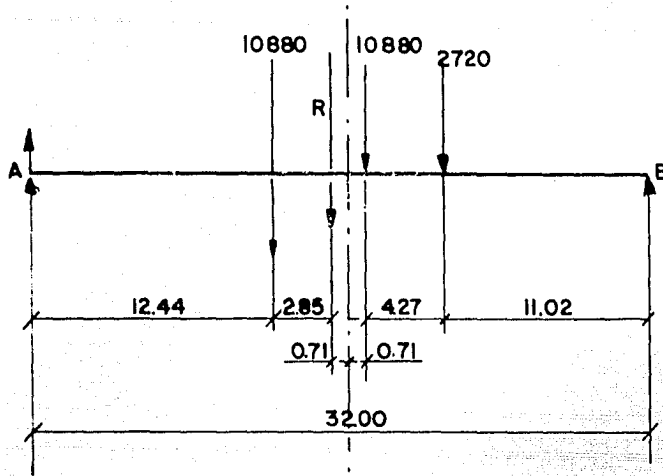
$$R = 10880 + 10880 + 2720 = 24480 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{46300 + 23200}{24480} = 2.843 \approx 2.85 \text{ m.}$$

$$X = 2.85 \text{ m.}$$

7.1.2-d). Determinación del momento flexionante máximo para la carga móvil H.15 - S12.

La posición crítica de las cargas para producir el máximo momento flexionante, es la que se indica en la siguiente figura, y el punto en donde se produce dicho momento es bajo el -- eje más pesado (el del centro).



$$\sum M_B = 0 = R_A \cdot 32 - 10880 (19.56 - 15.29) - 2720 \times 11.02$$

$$R_A = 10880 \left(\frac{19.56 + 15.29}{32} \right) + \frac{2720 \times 11.02}{32} =$$

$$R_A = 11870 + 938 = 12\ 808 \text{ kg.}$$

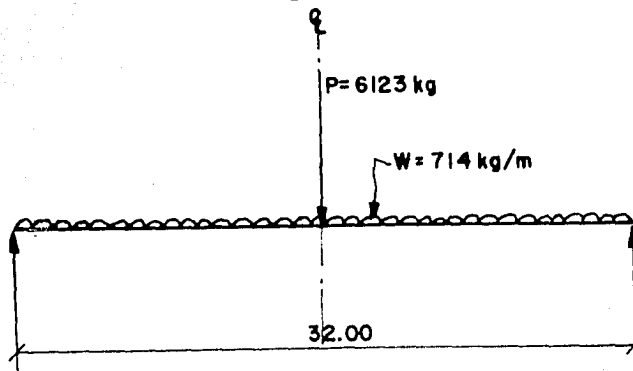
$$M_V = 12808 (16.71) - 10880 \times 4.27 = 214000 - 46500$$

$$M_V = 167\ 500 \text{ kg} \times \text{m.}$$

centración: Momento por carga móvil, Impacto y factor de con-

$$M_{VCI} = 167500 \times 1.217 \times 1.128 = 230000 \text{ kg} \times \text{m.}$$

7.1.2-e). Analisis por carga de línea.



El momento máximo se produce en el E según la forma 1 en que se encuentran colocadas las cargas en la figura anterior.

$$M_E = \frac{wl^2}{8} + \frac{Pl}{4}$$

$$M_E = \frac{714(32)^2}{8} + \frac{6123 \times 32}{4} = 91700 + 49000$$

$$M_E = 140\ 700 \text{ kg} \times \text{m}.$$

Como: $167\ 500 \text{ kg} \times \text{cm} > 140700 \text{ kg} \times \text{m}$, rige:

$$M_V = 167\ 500 \text{ kg} \times \text{m}.$$

Para el diseño se usará el momento ($M_V = 167500$) flexionante para carga móvil afectado del factor de concentración y del coeficiente de impacto, por lo que:

$$M_{VCI} = 230\ 000 \text{ kg} \times \text{m}.$$

7.1.3). Momento total, por carga móvil más carga permanente:

$$M_T = M_{VCI} + M_{CP}$$

$$M_T = 230.00 + 488.70 \text{ Ton} \times \text{m}.$$

$$M_T = 718.70 \text{ Ton} \times \text{m} = 718\ 700 \text{ kg} \times \text{m}.$$

7.1.4). Cálculo del peralte económico.

Se ha supuesto para los cálculos anteriores un peralte de la trabe de 2.30 m. Ahora se calculará el peralte de la misma, para que sea económica, y se comparará con el supuesto.

El peralte económico se obtendrá utilizando la fórmula propuesta por el Ing. V. Guerrero y Gama.

$$d = \sqrt{\frac{r (M_{cvI} + M_s + MD)}{fsj (b' + 2 er')}$$

En la fórmula anterior:

$$r = \frac{\text{Costo de } 1 \text{ m}^3 \text{ de acero}}{\text{Costo de } 1 \text{ m}^3 \text{ de concreto}} = \frac{7850 \times 3.333}{285.60} = 91.70$$

$$r' = \frac{\text{Costo de } 1 \text{ m}^3 \text{ de madera}}{\text{Costo de } 1 \text{ m}^3 \text{ de concreto}} = \frac{788.68}{285.60} = 2.75$$

e = espesor de la forma = 2" = 5.08 cm.

$$d = \sqrt{\frac{91.70 (23000 + 27300 + 4070)}{2.00 \times 0.960 (21 + 2 \times 5.08 \times 2.75)}} = \sqrt{\frac{91.70 (54370)}{1.92 (21 + 27.80)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{4990000}{94}} = \sqrt{531000} = 230.50 \text{ cm.}$$

Comparando este resultado obtenido con el supuesto, se observa que prácticamente son iguales.

$$d = 230.50 \text{ cm.} \hat{=} 230.00 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, esta bien.

7.1.5). Cálculo del área de acero.

En este caso, como el valor de "jd" no se conoce no se puede calcular directamente el área de acero necesaria. Por lo tanto, se procederá a hacerlo por tanteos suponiendo un área de acero, de la cual se obtendrá su centroide y consecuentemente un valor aproximado de "d". Ya con éste dato, se hacen los cálculos necesarios para la revisión de la sección con lo cual se deduce si está bien o hay necesidad de hacer un nuevo tanteo.

Supongamos un área de acero de 38 varillas de 1 "Ø en la sección en donde se tiene máximo momento flexionante y distribuidas en la forma que se indica en la siguiente figura.

$$\text{Área de acero } A_s = 38 \times 5.07 = 192.66 \text{ cm}^2$$

7.1.6). Cálculo del centroíde del área de acero mostrada en la fig. siguiente.

Tomando momentos con respecto al paño inferior de la trabe (eje xx'), obtenemos:

$$4.5 \times 8 + 10.00 (8) + 15.5 (8) + 21 (6) + 26.5 (4) + 32 (4) = \bar{y} \times 38$$

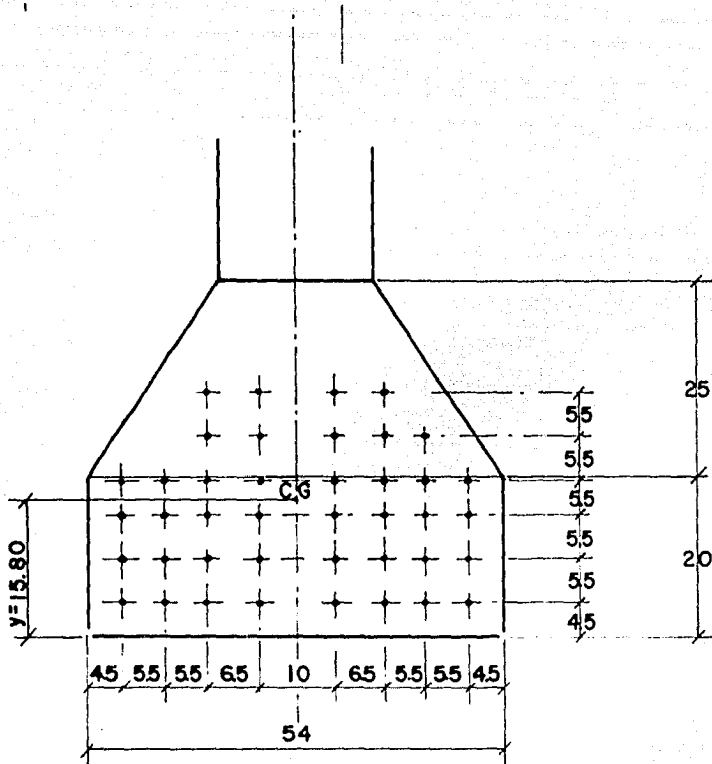
$$36 + 80 + 124 + 126 + 106 + 128 = 38 \bar{y}$$

$$\bar{y} = \frac{600}{38} = 15.80 \text{ cm.}$$

7.1.7). Obtención de las dimensiones de la trabe:

$$d = 230 - 15.80 = 214.20 \text{ cm.}$$

$$t = 16 \text{ cm. (promedio)}$$



b = ancho efectivo del patín de compresión.

$$b = 6 t_1 + 6 t_2 + b' = 6 \times 15.5 + 6 \times 17 + 21$$

$$b = 93.00 + 102.00 + 21.00 = 216.00 \text{ cm.}$$

$$b \frac{L}{4} = \frac{3200}{4} = 800$$

$$\text{Como: } 216 \text{ cm} < \frac{L}{4} = 800 \text{ cm.}$$

Rige: $b = 216 \text{ cm.}$

7.1.8). Verifiquemos si la viga considerada cumple con las condiciones para que sea una viga "T".

$$\frac{bt^2}{2} < n A_s (d - t)$$

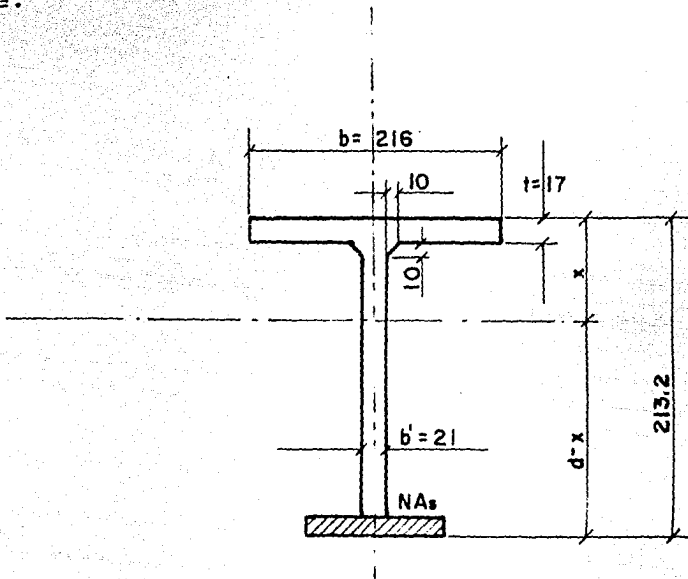
$$\frac{bt^2}{2} = \frac{216 (16)^2}{2} = 27,700 \text{ cm}^3$$

$$n A_s (d-t)^2 = 10 \times 198.66 (197.8) = 389000 \text{ cm}^3$$

Como: $27700 \text{ cm}^3 < 389000 \text{ cm}^3$, se cumple la condición de viga T.

7.1.9). Cálculo de la profundidad del eje neutro.

Se considerará la compresión aportada por el alma de la trabe.



$$\frac{b' x^2}{2} + (b - b') t \left(x - \frac{t}{2}\right) - n A_s (d - x) = 0$$

sustituyendo valores:

$$\frac{21 x^2}{2} + 195 (17) (x - 8.5) - 1926.6 (213.2 - x) = 0$$

$$10.5x^2 + 3320x - 28200 - 410000 + 1926.6x = 0$$

$$10.5x^2 + 5246x - 438200 = 0$$

$$x^2 + 499x - 41700 = 0$$

$$x = -\frac{499}{2} \pm \sqrt{\frac{(499)^2 + 4 \times 41700}{4}} = -249.5 \pm \sqrt{\frac{240000 + 166800}{4}}$$

$$x = -249.5 \pm \sqrt{60000 + 41700} = -249.5 \pm \sqrt{101700}$$

$$x = -249.5 + 318.50 = 69.00 \text{ cm.}$$

$$x = 69.00 \text{ cm.}$$

7.1.10). Cálculo del brazo del par resultante y la compresión resultante.

La compresión en la base del patín de compresión es:

$$F_{c1} = \frac{x-t}{x} f_c = \frac{69-17}{69} f_c$$

$$F_{c1} = \frac{52}{69} f_c = 0.752 f_c$$

Tomando momentos respecto al paño superior del patín - de compresión.

<u>FUERZA</u>	<u>BRAZO</u>	<u>MOMENTO</u>
$\frac{1}{2} f_c (x) b = \frac{1}{2} f_c (69) 216 = 7440 f_c$	$\frac{69}{3} = 23$	171500
$-\frac{1}{2} f_{c1} (x-t) (b-b') = -\frac{1}{2} (0.752 f_c) 52 \times 195$		
= - 3820 f_c	$17 + \frac{52}{3} = 34.33$	- 131000
$C = 3650 f_c$		$M = 40500 f_c$

Por lo tanto, z (profundidad del centro de compresión) es:

$$z = \frac{M}{C} = \frac{40500 f_c}{3650 f_c} = 11.1 \text{ cm.}$$

El brazo del par es:

$$j_d = d - z = 213.2 - 11.1 = 202.10 \text{ cm.}$$

$$j_d = 202.10 \text{ cm.}$$

7.1.11). Cálculo de los esfuerzos a que trabajan los materiales:

$$C = T = \frac{71,870,000}{202.10} = \frac{M}{j_d} = 356000 \text{ kg.}$$

$$3650 f_c = C = 356000$$

$$\Rightarrow f_c = \frac{356000}{3650} = 97.70 \text{ kg/cm}^2 \quad 100 \text{ kg/cm}^2$$

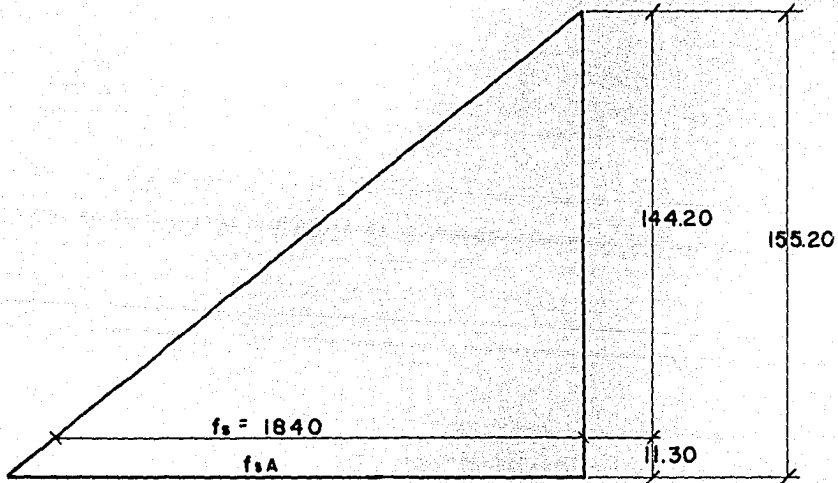
$$f_s = \frac{M}{A_s j_d} = \frac{71870000}{192.66 \times 202.10} = 1840 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1840 \text{ kg/cm}^2 \hat{=} f_{sperm.} = 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

Tensión en la fibra más alejada:

$$\frac{f_{sA}}{f_s} = \frac{155.50}{144.20}$$

$$f_{sA} = \frac{155.50}{144.20} (1840) = 1980 \text{ kg/cm}^2$$



Como: $f_{sA} = 1980 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$

Está bien.

7.2). Diseño de la nervadura por fuerza cortante en el apoyo.

7.2.1). Fuerza cortante por carga muerta (ó permanente) y esfuerzos en el apoyo.

Losa nervurada: $W = 3471 \text{ kg/m}$.

$$V = \frac{wl}{2} = \frac{3.471 (32)}{2} = 55.50 \text{ Ton.}$$

Diafragmas intermedios. $P = 2540 \text{ kg}$.

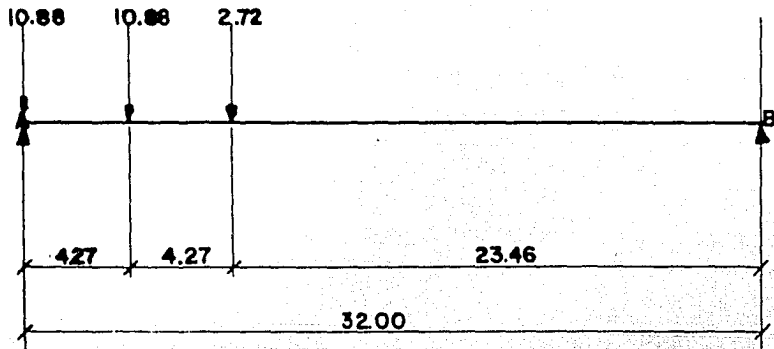
$$V = 1.5 P = 1.5 (2.540) = 3.80 \text{ "}$$

Diafragmas extremos. $P = 3058 \text{ kg}$.

$$V = P = 3.058 \approx 3.06 \text{ "}$$

$$\text{Total. } V_p = 62.36 \text{ Ton.}$$

7.2.2). Fuerza cortante y esfuerzos en el apoyo por - carga móvil, impacto y factor de concentración. carga por camión.



$$R_A = 10.88 + \frac{10.88 \times 27.73}{32} + \frac{2.720 \times 23.46}{32}$$

$$R_A = 10.88 + 9.42 + 2.00 = 22.30 \text{ Ton.}$$

$$V_{Cv+I} = R_A \times 1.217 \times 1.128 = 22.30 \times 1.217 \times 1.128$$

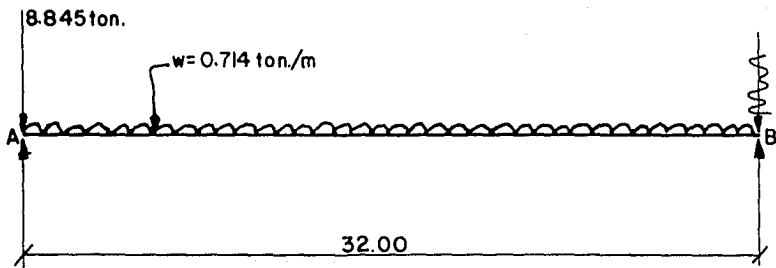
$$V_{Cv+I} = 30.60 \text{ Ton.}$$

7.2.3). Fuerza Cortante total:

$$V_T = 62.36 + 30.60 =$$

$$V_T = 92.96 \doteq 93.00 \text{ Ton.}$$

7.2.4). Analisis por carga de línea.



$$R_A = V_A = 8.845 + \frac{0.714 (32)}{2} = 8.845 + 11.4$$

$$V_A = 20.245 \text{ Ton.}$$

Como: 20.245 Ton. < 22.30 Ton., rige la carga por ca--
mión.

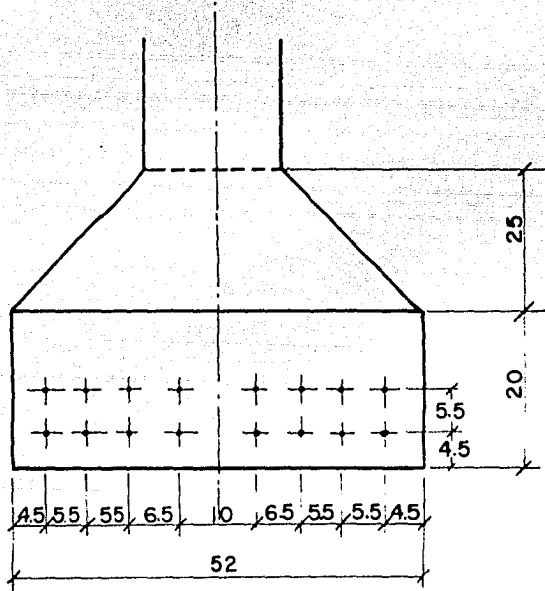
7.2.5). Revisión de los esfuerzos, cortante y de adherencia en el apoyo.

Según las especificaciones A.A.S.H.O. (7.5-e.4), la tercera parte del acero positivo por flexión en el centro del claro se prolongará más allá del paramento de los apoyos.

Por lo tanto, $\frac{38}{3} = 12.60$, se prolongarán 12 varillas con un área A_s de:

$$A_s = 12 \times 5.07 = 60.90 \text{ cm}^2$$

Distribuidas según se indica en la siguiente figura.



7.1.5.a). Cálculo del centroide del área de acero.

$$\bar{y} = \frac{8 \times 4.5 + 4 \times 10}{12} = \frac{38 + 40}{12} = \frac{78}{12} = 6.5 \text{ cm.}$$

$$\therefore d = 230.0 - 6.5 = 223.50 \text{ cm.}$$

7.1.5.b) . Cálculo de la profundidad del eje neutro (sin considerar la compresión aportada por el alma) y brazo del par resistente.

$$kd = \frac{2ndA_s + bt^2}{2nA_s + 2bt} = \frac{2 \times 10 \times 223.50 \times 60.90 + 216 \times 17^2}{2 \times 10 \times 60.90 + 2 \times 216 \times 17}$$

$$kd = \frac{272000 + 62,400}{1218 + 7350} = \frac{334400}{8568} = 39.00 \text{ cm.}$$

$$kd = 39.00 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{3 kd - 2t}{2 kd - t} \times \frac{t}{3} = \frac{3 \times 39.00 - 2 \times 17}{2 \times 39.00 - 17} \times \frac{17}{3}$$

$$z = \frac{117 - 34}{78 - 17} \times \frac{17}{3} = \frac{83}{61} \times \frac{17}{3} = 7.7 \text{ cm.}$$

$$jd = d - z = 223.50 - 7.70 = 215.80 \text{ cm.}$$

7.1.5.c). Esfuerzo cortante máximo en el apoyo:

$$v = \frac{V}{b'jd} = \frac{93000}{21 \times 215.80} = 20.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como: } v = 20.50 \text{ kg/cm}^2 \leq v_{pem.} = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

Está bien.

7.1.5.d). Esfuerzo por adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum ojd} = \frac{93000}{96 \times 215.80} = 4.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como } u = 4.50 \text{ kg/cm}^2 < 0.10 f'_c = 25 \text{ kg/cm}^2, \text{ está bien.}$$

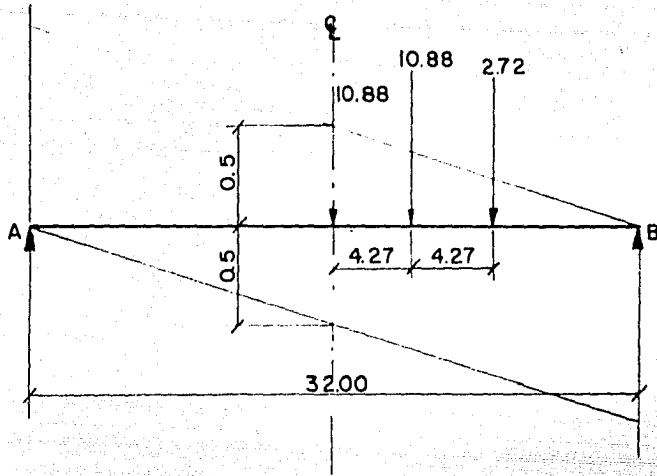
7.3). Diseño de la nervadura por fza. cortante en el Centro del claro.

7.3.1). Fuerza cortante por carga muerta:

$$V_p = 0.5 P_1 = \frac{2540}{2} = 1270 \text{ kg.}$$

7.3.2). Fuerza cortante por carga móvil más impacto y factor de concentración:

La posición del camión que produce la máxima fuerza -- cortante en el centro del claro es la que se indica en la siguiente figura.

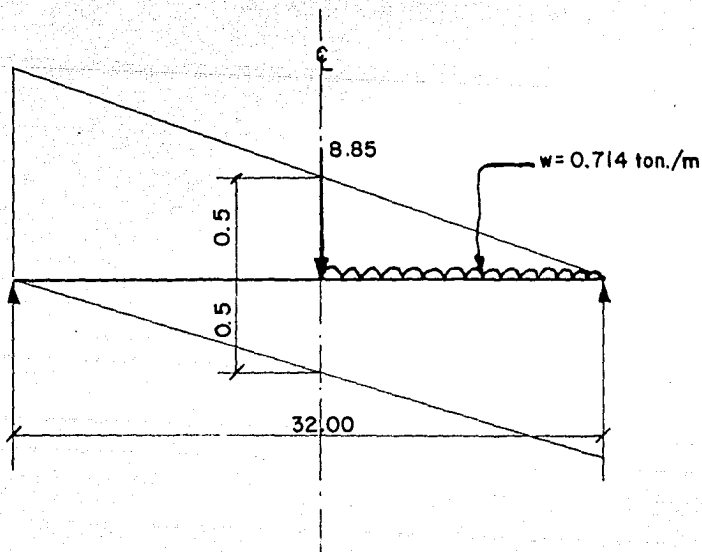


$$V_E = R_A = 10.88 (0.5) + 10.88 \frac{0.5 \times 11.73}{16} + 2.720$$

$$V_E = 5.44 + 3.995 + 0.635 = 10.07 \text{ Ton.} \approx 10.10 \text{ Ton.}$$

$$V_E + I+C = 10.10 \times 1.217 \times 1.128 = 13.80 \text{ Ton.}$$

Análisis por carga de línea:



$$V_C = 8.85 (0.5) + 0.714 \frac{16 \times 0.5}{2} =$$

$$V_C = 4.425 + 2.856 = 7.28 \text{ Ton.}$$

Como: 7.28 Ton. < 10.10 Ton.; rige la carga por camión.

7.3.3). Fuerza cortante total (V_T):

$$V_T = 13.80 + 0.5 P_1 = 13.80 + 1.270$$

$$V_T = 15.07 \text{ Ton.}$$

7.4). Doblado de varillas del refuerzo principal (teórico).

Teniendo en cuenta que la variación del momento flexionante es parabólico y el máximo lo tenemos en el centro del claro, podemos ir suprimiendo determinada cantidad de acero a medida que nos separamos de éste.

La distancia a la que puede suprimirse un área "A" de refuerzo, está dada por la expresión:

$$X = C \sqrt{A}$$

$$C = \frac{L}{2 \sqrt{A_T}}$$

En donde:

L = Longitud del claro en metros.

A_T = Área Total de varillas en el centro del claro

A = Área parcial de varillas que se pueden doblar en un determinado punto.

Sustituyendo:

$$X = \frac{3200}{2} \sqrt{\frac{A}{38}} = \frac{1600}{\sqrt{38}} \sqrt{A} = 259 \sqrt{A}$$

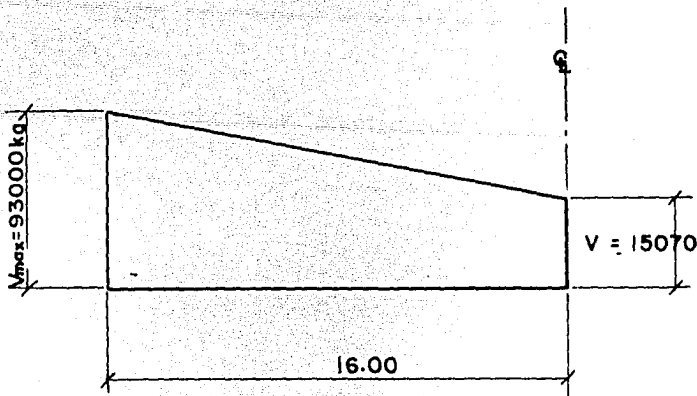
Anteriormente se dijo que la tercera parte del refuerzo principal se prolongará hasta los apoyos, por lo que, ahora solamente nos quedan para doblar 26 varillas.

Varillas	Distancia teórica a partir del
N	$X_2 = 259 \sqrt{2} = 367 \text{ cm.}$
N_1	$X_4 = 259 \sqrt{4} = 518 \text{ cm.}$

N ₂	X ₆	=	259	$\sqrt{6}$	=	635 cm.
N ₃	X ₈	=	259	$\sqrt{8}$	=	733 cm.
O ₁	X ₁₀	=	259	$\sqrt{10}$	=	820 cm.
O ₂	X ₁₂	=	259	$\sqrt{12}$	=	900 cm.
O ₃	X ₁₄	=	259	$\sqrt{14}$	=	971 cm.
P ₁	X ₁₆	=	259	$\sqrt{16}$	=	1040 cm.
P ₂	X ₁₈	=	259	$\sqrt{18}$	=	1100 cm.
P ₃	X ₂₀	=	259	$\sqrt{20}$	=	1160 cm.
P ₄	X ₂₂	=	259	$\sqrt{22}$	=	1220 cm.
Q ₁	X ₂₄	=	259	$\sqrt{24}$	=	1273 cm.
Q ₂	X ₂₆	=	259	$\sqrt{26}$	=	1323 cm.

7.5). Refuerzo por tensión diagonal.

Para el cálculo de este refuerzo se tomará el diagrama de fuerzas cortantes.

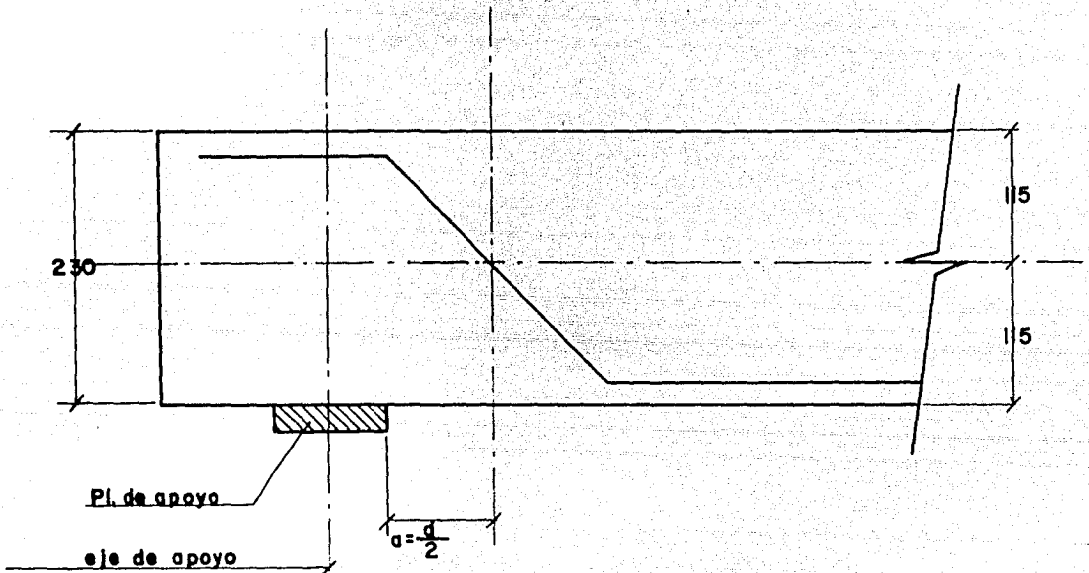


Se considerará que el concreto no toma esfuerzos de -- tensión diagonal y que dichos esfuerzos serán tomados por las barras dobladas y estribos (según el criterio de la D.G.P.P.L).

7.5.1). Doblado de las barras considerando la tensión diagonal.

Por especificación, según A.A.S.H.O. (1.7.7.b), la primera varilla doblada, a partir del apoyo, cruzará la mitad del -

peralte de la viga a una distancia del paramento del apoyo, medida paralelamente al eje longitudinal de la viga, no mayor de 0.5 del peralte efectivo.



Según la misma especificación anterior, la máxima separación admisible de las varillas dobladas, para que puedan tomar el esfuerzo cortante, debe ser de 0.75 del peralte efectivo de la viga.

Por lo tanto:

$$d = 214.20 \text{ (Peralte efectivo)}$$

$$s = 214.20 \times 0.75 = 160 \text{ cm.}$$

De acuerdo con las especificaciones anteriores las primeras varillas dobladas no deben quedar a una distancia mayor de $S = 0.5 \times 160 = 80 \text{ cm.}$ del apoyo, medida sobre un eje horizontal tal que pase al nivel de la mitad del peralte efectivo.

Ahora, teniendo en cuenta que:

$$v = 20.50 \text{ kg/cm}^2 > 0.06 f'_c = 15 \text{ kg/cm}^2$$

Las distancias anteriores las reduciremos a la mitad, quedando finalmente como distancias máximas las siguientes.

$$S_{\text{máx}} \leq 40 \text{ cm. (del apoyo a las primeras varillas dobladas).}$$

$S_{\text{máx}} \leq 80 \text{ cm.}$ (del apoyo hasta 1/4 de la longitud total del claro).

$S_{\text{máx}} \leq 160 \text{ cm.}$ (para $1/4 \leq x \leq 1/2$)

Tomando en cuenta las especificaciones anteriores; las distancias de doblado, (a partir del φ) y las separaciones entre varillas dobladas, teóricas y prácticas son las siguientes:

Varillas	d(teórica)	s(teórica)	s(máx)	d(práctica)	s(práctica)
N	367 cm.			390	
N ₁	518 "	151	160	525	135
N ₂	635 "	117	160	640	115
N ₃	733 "	098	160	740	100
O ₁	820 "	087	160	835	95
O ₂	900 "	080	160	925	90
O ₃	971 "	071	160	1015	90
P ₁	1040 "	069	80	1095	80
P ₂	1100 "	060	80	1175	80
P ₃	1160 "	060	80	1255	80
P ₄	1220 "	060	80	1325	70
Q ₁	1273 "	053	80	1395	70
Q ₂	1323 "	050	80	1460	65
T	1600 "	277	140	1600	140

7.5.2). Capacidad de las barras dobladas tomando en cuenta las separaciones prácticas anteriores.

Capacidad de 2 barras de $\varnothing = 1"$

$$V_1 = \frac{Avfvjd}{0.707 S}$$

$$V_1 = \frac{2 \times 5.07 \times 1800 \times 202.10}{0.707 S} = \frac{5,220000}{S} \text{ kg.}$$

$$V_1 = \frac{5220000}{S}$$

Por especificación:

$$V_1 \text{ máx} = \frac{5220000}{S} > 3/4 V_{\text{máx}} = (3/4)93000 = 69800 \text{ kg.}$$

Sustituyendo: $S = 30 + 65 (\frac{1}{2}) = 62.5 \hat{=} 65 \text{ cm.}$

$$V_1 \text{ máx} = \frac{5220000}{65} = 80500 \text{ kg} \quad 69800 \text{ kg.}$$

Tabulando los resultados, tenemos:

Varillas Dobladas	S (cm.)	$V_1 = \frac{5220000}{3}$
N	65	80500 kg.
N ₁	65	80500 kg.
N ₂	70	74700 kg.
N ₃	70	74700 kg.
O ₁	80	65300 kg.
O ₂	80	65300 kg.
O ₃	80	65300 kg.
P ₁	90	58000 kg.
P ₂	90	58000 kg.
P ₃	95	55000 kg.
P ₄	100	52200 kg.
Q ₁	115	45400 kg.
Q ₂	135	38700 kg.

7.5.3). Estribos. Separación y capacidad.

Por especificación, los estribos deberán tomar un esfuerzo máximo de:

$$V_2 \text{ máx} = 1/4 V_{\text{máx}} = (1/4) 93000 \text{ kg} = 23200 \text{ kg.}$$

en la parte en donde se tienen barras dobladas.

Usaremos estribos de 2 ramas en forma de U.

La capacidad de estribos a tensión diagonal para $\phi = \frac{1}{2}$ " es:

$$v = \frac{Avfvjd}{s} = s = \frac{Avfvjd}{v}$$

$$s = \frac{2 \times 1.27 \times 1800 \times 202.10}{v} = \frac{923000}{v}$$

7.5.3-a). Separación de estribos en la parte en donde se tienen barras dobladas.

$$s = \frac{923000}{23200} = 40 \text{ cm.}$$

Por especificación, cuando:

$$V_{\text{máx}} = 20.50 \text{ kg/cm}^2 > 0.06 f'_c = 15.00 \text{ kg/cm}^2$$

Los estribos deben colocarse a una separación máximo de:

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{4} = \frac{213.2}{4} = 53.30 \text{ cm.}$$

Finalmente, pondremos estribos de dos ramas en forma de U de $\phi = \frac{1}{2}$ " a cada 40 cm.

7.5.3-b). Separación de estribos en la parte en donde no se tienen barras dobladas.

El cortante máximo en el punto donde no se tienen barras dobladas es:

$$V = 15070 \text{ kg} + \frac{3.90}{16} 77930 = 15070 + 19000$$

$$V = 34070 \text{ kg.}$$

$$s = \frac{923000}{34070} = 27 \text{ cm.}$$

Pondremos estribos de dos ramas en forma de U de $\phi = \frac{1}{2}$ " a cada 25 cm.

7.6). Refuerzo longitudinal en el alma.

Por especificación (A.A.S.H.O. 7.5 h), para evitar grietas debidas a fraguado y cambios de temperatura, se reforzará con varillas horizontales los 2 lados de las vigas. En cada cara el area total de acero de refuerzo no será menor de 2.66 cm^2 por metro de altura no reforzado del lado considerado. El espaciamiento de varillas no será mayor de 60 cm.

$$A_s = 2.66 \times h \quad (\text{Area mínimo necesaria})$$

$$h = 230 - 18 - 30 = 180 \text{ cm.} = 1.80 \text{ m.}$$

$$A_s = 2.66 \times 1.80 = 4.80 \text{ cm}^2$$

usando varillas de $\phi = \frac{1}{2}$ " ($A = 1.87 \text{ cm}^2$)

$$N = \frac{4.80}{1.87} = 3.78 = 4 \text{ varillas como mínimo.}$$

7.7). Revisión de la longitud de anclaje por adherencia. Por especificación la longitud mínima será:

$$L = \frac{A_s f_s}{0.10 f'_c \sum o}$$

$$L = \frac{5.07 \times 2000}{25 \times 8} = 50.70 \text{ cm.}$$

La longitud real que se tiene, según A.A.S.H.O. (7.7.d) es:

$$L_R = (69 - 3) 1.41 = 93.00 \text{ cm.}$$

69 = Profundidad del eje neutro

3 = recubrimiento

$$1.41 = \sqrt{2} = \frac{1}{\cos 45^\circ}$$

Como 93 cm > 50.70 cm., esta bien.

7.8). Revisión por carga extraordinaria. Por especificación se considerará un incremento de 100% de la carga viva.

7.8.1). Momento flexionante.

$$M_{VCI} = 2 \times 230000 = 460.000 \text{ kg x m.}$$

$$M_{CP} = 488.700 \text{ "}$$

$$M_{TE} = 948.700 \text{ kg x m.}$$

7.8.2). Fuerza cortante en los apoyos.

$$V_{CVI} = 2 \times 30600 = 61,200 \text{ kg.}$$

$$V_{CP} = 62,360 \text{ kg.}$$

$$V_{TEA} = 123,560 \text{ kg.}$$

7.8.3). Fuerza cortante en el centro del claro.

$$V_{CVI} = 2 \times 13.80 = 27600 \text{ kg.}$$

$$V_{CP} = \quad = \frac{1270}{\quad} \text{ kg.}$$

$$V_{T_{E_{\xi}}} = \quad = 28870 \text{ kg.}$$

7.8.4). Revisión:

$$\frac{M_{T_E}}{1.5} = \frac{948,700}{1.5} = 632000 \text{ kg x m.} < 718700 \text{ kg x m.}$$

$$\frac{V_{T_{E_A}}}{1.5} = \frac{123,560}{1.5} = 82000 \text{ kg} < 103\,700 \text{ kg.}$$

Ver diagrama de cortantes.

$$\frac{V_{T_{E_{\xi}}}}{1.5} = \frac{28870}{1.5} = 19300 \text{ kg} < 34070 \text{ kg.}$$

Ver diagrama de cortantes.

Conclusión. Como el momento flexionante y fuerzas cortantes por carga extraordinaria son menores que los resistentes, está bien la sección propuesta.

7.9). Contraflechas

$$\text{flecha máxima} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ cm.}$$

Para perfil parabólico:

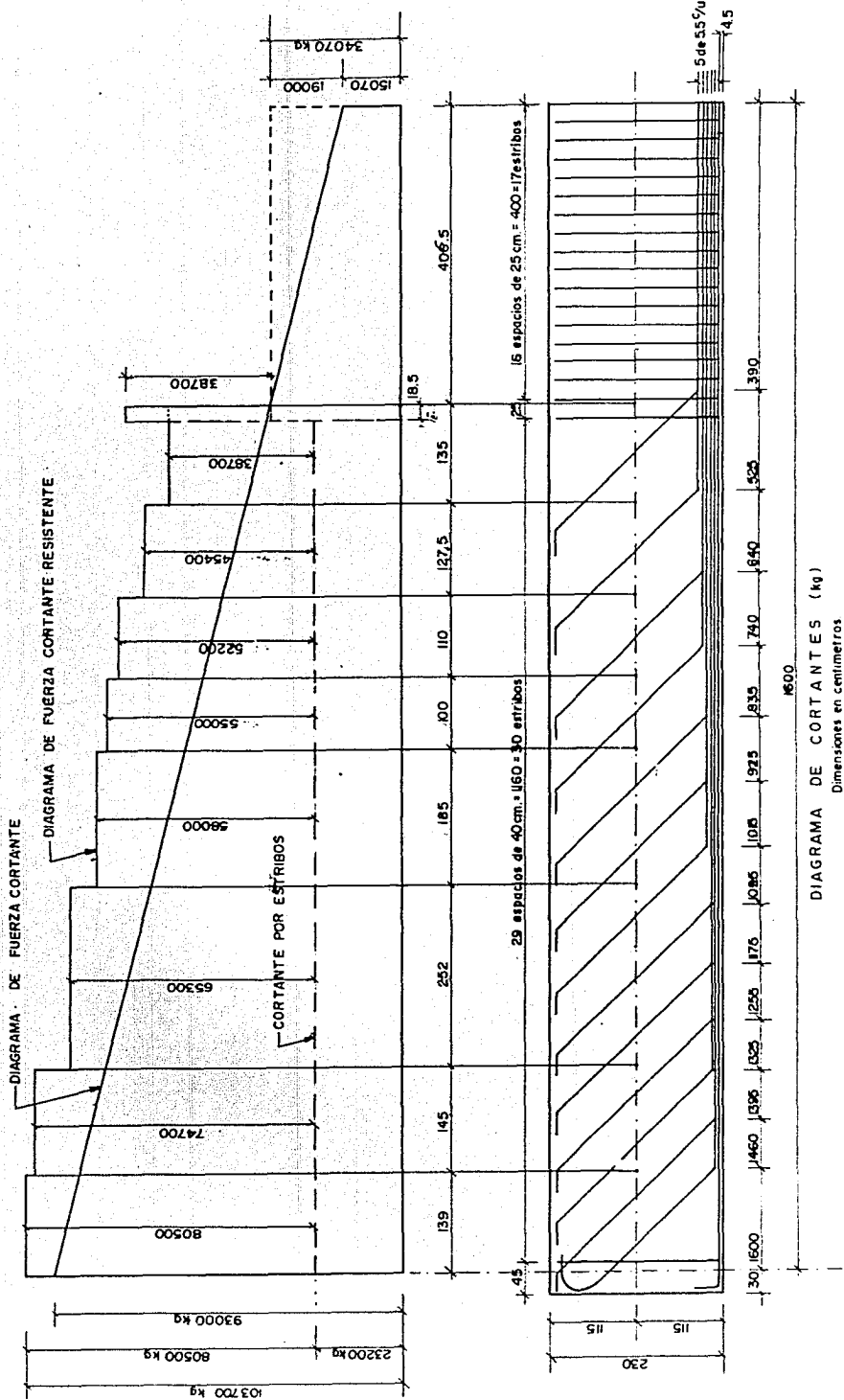
$$x^2 = ky \Rightarrow k = \frac{x^2}{y}$$

$$k = \frac{1600^2}{6.4} = 400\,000$$

$$y = \frac{x^2}{k}$$

Para $x = \pm 300$ cm.

$$y = \frac{300^2}{400000} = 1.6 \text{ cm.}$$



8). Diseño de los diafragmas entre nervaduras.

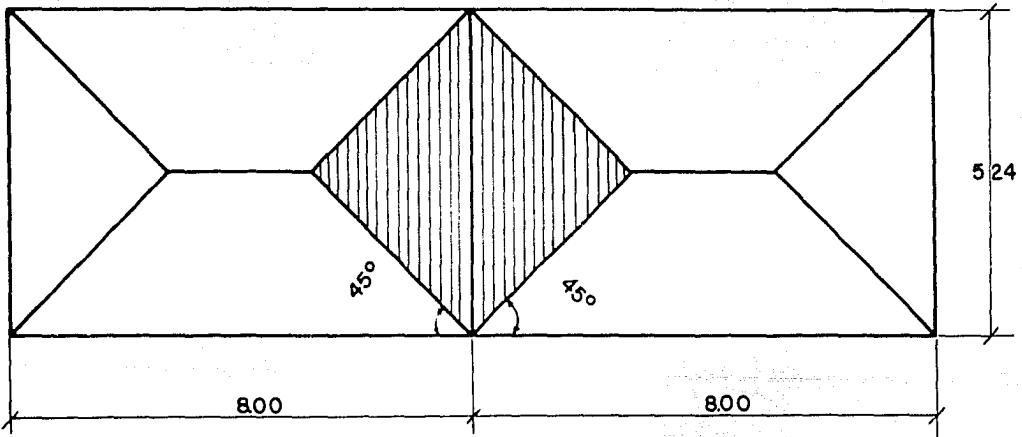
Según las especificaciones A.A.S.H.O., se deben poner diafragmas en los puntos medios o tercios del claro. En éste caso se pondrán cinco diafragmas, tres intermedios y dos extremos. La distancia centro a centro de diafragmas será de 8.00 m.

Para su diseño suponemos una sección de 0.21 m. de ancho por 1.92 m de altura y 5.24 m. de long.

8.1). Cálculo del momento flexionante

8.1.1). Momento por carga permanente (Mp).

La forma en que se distribuye el peso de la losa en las nervaduras y los diafragmas es como se indica en la siguiente figura.



Como puede observarse en la figura, el diafragma que soporta mas carga es el central, y es el que se estudiará, y todos los demas serán iguales.

$$\text{peso propio diafragma} = W_1 = 2540 \times 2 = 5080 \text{ kg.}$$

$$\text{peso losa} = W_2 = \frac{5.24^2}{2} \times 0.18 \times 2400 = 5930 \text{ kg.}$$

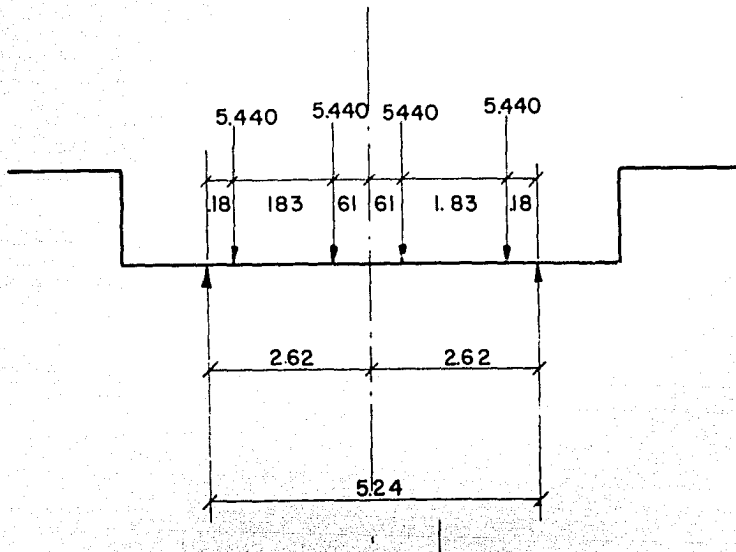
$$M_p = \frac{W_1 l}{8} + \frac{W_2 l}{6} = \frac{5.08 \times 5.24}{8} + \frac{5.93 \times 5.24}{6}$$

$$M_p = 3.33 + 5.20$$

$$M_p = 8.53 \text{ Ton.} \times \text{m.}$$

8.1.2). Momento por carga móvil ordinaria.

Para el cálculo del momento supondremos que el diafragma está apoyado libremente en los paños interiores de las nervaduras.



$$R_A = 10880 \text{ kg.} = 10.88 \text{ Ton.}$$

El momento máximo se presenta bajo cualquiera de las cargas interiores.

$$M = 10.88 \times 2.01 - 5.44 \times 1.83 = 21.87 - 9.98$$

$$M = 11.89 \text{ Ton.} - \text{m.}$$

Impacto: $I = 30 \%$

$$M_{V+I} = 11.89 \times 1.30 = 15.45 \text{ Ton.} - \text{m.}$$

$$M_{V+I} = 15.45 \text{ Ton.} - \text{m.}$$

8.1.3). Momento Total (M_T).

$$M_T = 8.53 + 15.45 = 23.98 \approx 24.00$$

$$M_T = 24.00 \text{ Ton.} - \text{m.}$$

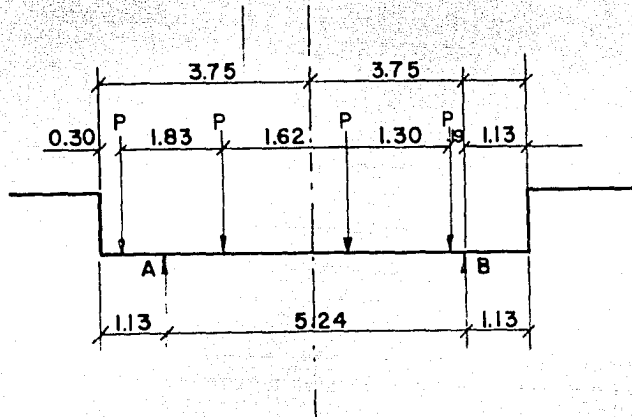
8.2). Fuerza cortante.

8.2.1). Fuerza cortante por carga permanente.

$$V_{CM} = 0.5 (5.080 + 5.93) = 5.55 \text{ Ton.}$$

$$V_{CM} = 5.55 \text{ Ton.}$$

8.2.2). Fuerza cortante por carga móvil cuando la posición de la carga es más desfavorable.



Tomando momentos respecto a B.

$$\sum M_B = 6.07 P + 4.24 P + 2.02 P + 0.19 P - 5.24 R_A$$

$$5.24 R_A = P (6.07 + 4.24 + 2.02 + 0.19) = 12.51 P$$

$$R_A = \frac{12.51}{5.24} P = \frac{12.51}{5.24} (5.44) = 13.00$$

$$R_A = 13.00 \text{ Ton.}$$

La fuerza cortante por carga móvil es:

$$V_{CV} = 13.00 - 5.44 = 7.56 \text{ Ton.}$$

$$V_{CVI} = 7.56 \times 1.3 = 9.83 \text{ Ton.}$$

8.2.3). La fuerza cortante total es:

$$V_T = V_{CM} + V_{CVI} = 5.55 + 9.83 = 15.38$$

$$V_T = 15.38 \text{ Ton.}$$

8.3). Diseño. Supongamos d:

$$d = 2.13 \text{ m.} - 0.09 = 2.04 \text{ m.}$$

$$jd = d - \frac{t}{2} = 2.04 - 0.09 = 1.95$$

$$A_s = \frac{2400000}{1800 \times 195} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Pondremos 2 varillas de $\phi = 1''$

$$A_{sT} = 5.07 \times 2 = 10.14 \text{ cm}^2$$

8.3.1). Revisión por flexión.

Ancho del patin de compresión b es:

$$12t + b' = 12 \times 18 + 21 = 237 \text{ cm.}$$

$$\text{c.a.c.} = 800 \text{ cm.}$$

$$1/4 (5.24) = 131 \text{ cm.}$$

$$\text{rige } b = 1.37 \text{ m.} = 137 \text{ cm.}$$

Analizando:

$$\frac{bt^2}{2} = \frac{137 \times 18^2}{2} = 22200 \text{ cm}^3$$

$$n A_s (d-t) = 10 \times 10.14 (204 - 18) = 18800 \text{ cm}^3$$

Como $22200 > 18800$, la viga trabaja como viga rectangular.

Cálculo de k_d como viga rectangular.

$$p = \frac{10.14}{131 \times 204} = 0.00038$$

$$np = 10 \times 0.00038 = 0.0038$$

$$2np = 2(0.0038) = 0.0076$$

$$(np)^2 = 0.0000578$$

$$k = \sqrt{2 np + (np)^2} - np.$$

$$k = \sqrt{0.0076 + 0.0000578} - 0.0038$$

$$k = 0.0877 - 0.0038 = 0.0839$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1.000 - 0.0279$$

$$j = 0.972$$

$$jd = 0.972 (204) = 1.98 \text{ m.}$$

Esfuerzos:

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{2400000}{10.14 \times 0.972 (204)} = 1190 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1190 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{kd}{d-kd} = \frac{1190}{10} \frac{0.0839}{1-0.0839} = 119 \frac{0.0839}{0.916}$$

$$f_c = 10.90 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

8.3.2). Revisión por cortante.

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{15380}{21 \times 198} = 3.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 3.70 \text{ kg/cm}^2 < 0.075 f'_c = 18.70 \text{ kg/cm}^2$$

8.3.3). Revisión por adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{15380}{16 \times 198} = 4.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 4.84 \text{ kg/cm}^2 < 24.6 \text{ kg/cm}^2$$

8.4). Estribos:

$$V = 15380 \text{ kg.}$$

Usando estribos de 2 ramas, el espaciamiento máximo de
be ser:

para $\emptyset = 3/8"$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1800 \times 198}{15380} = 33 \text{ cm.}$$

Pondremos estribos @ 17 cm. coincidiendo con el es-
fuerzo de la losa.

8.5). Refuerzo por contracción.

Por especificación se pondrán 2.66 cm² por m. de altu-
ra no reforzada.

Usando varillas de 3/8" \emptyset ; A = 0.71 cm²

$$s = \frac{0.71 \times 100}{2.66} = 26.8 \text{ cm.}$$

Se pondrán 6 varillas (\hat{u}) 28 cm. en cada una de las ca-
ras.

9.). Diseño del diafragma en valadizo.

Las especificaciones A.A.S.H.O. (1.3.2-g) recomiendan
que los diafragmas extremos se prolonguen hacia afuera de las --
nervaduras, para resistir el momento flexionante y la fuerza cor-
tante producidas en el voladizo, por las cargas de las ruedas y -
el peso propio.

9.1). Momento flexionante y fuerza cortante.

$$M_{CVI} = 5440 \times 1.30 \times 0.585 = 4150 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{CVI} = 5440 \times 1.30 = 7080 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{pp} = 0.518 \frac{1.04}{3} = 0.18 \text{ Ton} \cdot \text{m} \quad 180 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$V_{pp} = 0.518 \text{ Ton} = 518 \text{ kg}.$$

$$M_T = 4150 + 180 = 4330 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$V_T = 7080 + 518 = 7598 \text{ kg}.$$

9.2). Cálculo de d . por flexión.

$$d = 0.26 \sqrt{\frac{433000}{21}} = 0.26 \times \sqrt{20600} = 34.4$$

$$d = 34.4 \text{ cm}.$$

9.3). Cálculo de d . por cortante.

$$d = \frac{V}{b_j v} = \frac{7598}{21 \times 0.899 \times 6.3} = 64 \text{ cm}.$$

Como $64 \text{ cm} < 204 \text{ cm}$., esta correcto.

9.4). Area de acero necesaria.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{433000}{1800 \times 64 \times 0.899} = 4.2 \text{ cm}^2$$

Pondremos 2 varillas de $\emptyset = 1''$

$$A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

9.5). Revisión por esfuerzo cortante.

$$v = \frac{V}{b_j d} = \frac{7598}{21 \times 0.899 \times 204} = 1.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 1.97 \text{ kg/cm}^2 < 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{7598}{16 \times 0.899 \times 204} = 2.58 \text{ kg/cm}^2 < 24.6 \text{ kg/cm}^2$$

9.6). Estribos.

Se pondran estribos de $\emptyset = \frac{1}{2}''$ @ 17 cm. sola para -
armar.

C A P I T U L O VI

PROYECTO Y DISEÑO DE LOS APOYOS

1). Tipos de apoyo.

Para apoyar la superestructura en la subestructura (en estribos y pilas), se pueden usar apoyos de diferentes tipos y materiales, como son: - placas de acero para deslizamiento, rodillos, mecedoras y actualmente placas de hule (neopreno). Estos apoyos pueden ser fijos y móviles. En nuestro caso, para cada tramo de superestructura de 32.00 m. de longitud serán; fijos - en un extremo y móviles en el otro.

1.1). Apoyo fijo. Como su nombre lo indica, éste apoyo no permitirá los movimientos de la superestructura en el extremo donde están colocados.

1.2). Apoyo móvil. Este apoyo, si permitirá los movimientos de la superestructura en el extremo en donde están colocados. Se diseñan para absorber los desplazamientos que se presentan en dicha superestructura, como son; por esfuerzo y por temperatura.

2). Elección del tipo de apoyo que usaremos.

Entre los diferentes tipos de apoyo enunciados anteriormente elegimos el de placas de hule (neopreno) debido a que presenta con respecto a los otros, tres ventajas importantes; son: económicos, efectivos y no requieren conservación. Además de estas ventajas, el neopreno se usa actualmente para apoyo de puentes por dos razones muy importantes. Tiene las propiedades físicas que se requieren y es altamente resistente al deterioro debido al intemperismo y al paso del tiempo.

3). Cálculo de la reacción máxima por apoyo.

Se tendrá para cada tramo de superestructura un total de cuatro apoyos; dos móviles y dos fijos.

$$\text{Cortante máximo, } V_T = 93.000 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso diaf. extremo, } P_2 = 3.058 \text{ Ton.}$$

$$\begin{array}{r} \text{Reacción Total máxima} \\ \text{por apoyo.} \end{array} = \underline{\quad\quad\quad} = 96.058 \text{ Ton.}$$

4). Dimensiones de las placas de apoyo.

Tomando en cuenta las especificaciones usadas por la S.O.P. (Placas de neopreno para apoyos de puentes) y que el concreto en pilas y estribos será de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, las dimensiones serán las siguientes:

4.1). Longitud de apoyo.

$$l = \text{ancho viga} = 54 \text{ cm.} \doteq 21''$$

4.2). Espesor del apoyo. Nunca será menos de media pulgada.

$$e \text{ (en pulg.)} = 0.012 \text{ (long.viga, en ft).}$$

$$= 0.012 \times 105 = 1.26'' \doteq 1.25''$$

$$\text{o también} = 1/8 \text{ de pulg. por cada 10 ft de long. de viga.}$$

$$= 1/8 \times \frac{105}{10} = 1.31''$$

4.3). Ancho del apoyo.

$$a \text{ (en pulg.)} = \frac{\text{Carga muerta} + \text{Carga viva en lb}}{800 \times \text{Long. viga en pulg.}}$$

$$= \frac{96058 (2.2)}{8.0 \times 21} = 10''$$

$$\text{o también} = 5 \text{ (espesor apoyo en in)}$$

$$= 5 (1.25) = 6.25''$$

como mínimo 5''

4.4). Ancho del apoyo tomando en cuenta la resistencia del concreto.

$$l = 54 \text{ cm.} \doteq 21''$$

$$f_{\text{perm}} = 0.33 f'_c = 0.33 \times 200 = 66 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \text{area necesaria para el apoyo} = \frac{96058}{66}$$

$$A = 1452 \text{ cm}^2 =$$

$$A = aL = a = \frac{1452}{54} = 26.8 \text{ cm.}$$

$$a \doteq 27 \text{ cm} = 10.6''$$

5). Apoyo móvil.

El diseño de las placas de neopreno está sujeto a cuatro limitaciones. las dimensiones obtenidas según éstas limitaciones se compararán con las obtenidas anteriormente y de dicha comparación las que regirán serán las mayores.

5.1). Limitaciones.

5.1.1). El espesor de la placa de neopreno del apoyo debe ser por lo menos el doble de la deformación horizontal que se espera que se llegue a tener.

Deformación por esfuerzo (Δ_1).

$$\Delta_1 = \frac{fs}{Es} L = \frac{1800}{2100000} \times 3200 = 2.75 \text{ cm.}$$

Deformación por dilatación (Δ_2).

$$\Delta_2 = 0.000011 T = 0.000011 \times 30^\circ \times 3200 = 1.05 \text{ cm.}$$

Deformación total.

$$\Delta_t = \Delta_1 + \Delta_2 = 2.75 + 1.05 = 3.80 \text{ cm.}$$

Espesor de la placa.

$$e_{\min} \geq 2 \Delta_t = 2 \times 3.80 = 7.60 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 7.60 \text{ cm.} = 2.99'' \doteq 3'' > 1.25''$$

$$\therefore e = 3''$$

5.1.2). El ancho de la placa de apoyo deberá ser igual a cinco veces el espesor de la misma y como mínimo cinco pulgadas.

$$a = 5 (7.6) = 38.0 \text{ cm.} = 15''$$

$$a = 15'' > 10.60''$$

$$\therefore a = 15''$$

5.1.3). La deformación vertical por compresión de la placa de apoyo no debe exceder del 15% del espesor de la misma antes de ser comprimida.

Esfuerzo de compresión

$$f_c = \frac{96058 (2.2)}{21 \times 15} = 673 \text{ lb/pulg.}^2$$

Factor de forma:

$$F = \frac{1 \times a}{2(1+a)e} = \frac{21 \times 15}{2(21+15)3} = 1.46$$

Entrando en las graficas (publicaciones de la S.O.P., - referente a placas de neopreno para apoyos de puentes) con los - valores de:

$$f_c = 673 \text{ lb/pulg.}^2$$

$$F = 1.46$$

Se observa que la deformación que se produce es mayor del 15% del espesor de la placa, para cualquiera de las durezas, lo cual no se admite. En tales condiciones y estando obligados a poner un espesor mínimo de 3", procederemos a hacerlo mediante el siguiente artificio.

Supondremos tres placas de neopreno de 2.5 cm. de espesor cada una (lo cual nos da el espesor mínimo requerido) separadas entre si con dos láminas de acero de 0.2 cm. de espesor cada una .

En estas condiciones, cada una de las placas tendrá el siguiente factor de forma.

$$F = \frac{21 \times 15}{2(21+15)1} = 4.38$$

Entrando en las graficas (antes mencionados) con los - valores de:

$$f_c = 673 \text{ lb/pulg.}^2$$

$$F = 4.38$$

Y para dureza del neopreno shore 50 observamos que la deformación producida en la placa es menor del 15% del espesor de la misma.

5.1.4). Deslizamiento.

Si los esfuerzos cortantes exceden la fuerza de fricción, entonces la placa deslizará. Según pruebas de laboratorio, realizados por el Ing. Charles Maguire con placas de tamaño natural, se encontró que el deslizamiento nose presenta en tanto que el esfuerzo cortante, no exceda 1/5 del esfuerzo de compresión que actúa en la superficie de contacto. Por tal motivo, se recomienda, al hacer el proyecto de un apoyo de neopreno, que la

fuerza cortante se limite a 1/5 de la carga muerta, para evitar el deslizamiento de la placa.

El desplazamiento de la viga que puede absorber el apoyo sin deslizarse es (δ):

$$\delta = \frac{(CM) e \times 1.9}{5 A E}$$

CM = carga muerta = 62360 kg = 137500 lb.

e = espesor = 3"

1.9 si temp. mín. es 20°F

A = Area del apoyo = 21" x 15" = 315 in²

E = Modulo de la placa al esfuerzo cortante para dureza Shore 50.

$$= 110 \text{ lb/pulg.}^2 = 7.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{137500 \times 3 \times 1.9}{5 \times 315 \times 110} = 4.5" = 11.6 \text{ cm.}$$

Como $\delta = 4.55" = 11.6 \text{ cm.} > 3.8 \text{ cm.}$, la placa no desliza.

6). Apoyo Fijo.

Supongamos una placa de dureza Shore 50 de 54 x 38 x 1.3 cm.

La deformación por compresión no debe ser mayor del 15% del espesor de la placa.

$$f_c = 673 \text{ lb/pulg.}^2$$

$$F = \frac{54 \times 38}{2 (54 + 38) 1.3} = 8.56$$

Entrando en las gráficas con dichos valores, para dureza Shore 50, observamos que la deformación es menor del 15%.

6.1). Deslizamiento.

Frenaje en dos apoyos móviles:

$$F = 2 \times 0.05 (714 \times 32 + 6123) = 2900 \text{ kg.}$$

Fricción en dos apoyos móviles.

$$F_f = 2 \frac{AEAt}{e} = 2 \times \frac{2050 \times 7.80 \times 3.8}{7.5} = 16200 \text{ kg.}$$

$$F_T = 19100 \text{ kg.}$$

Fuerza de fricción capaz de soportar dos apoyos fijos:
Sin carga viva.

$$F_f = 2 \times 62360 \times 0.2 = 25000 \text{ kg} > 16200 \text{ kg.}$$

Con carga viva.

$$F_f = 2 \times 93000 \times 0.2 = 37200 \text{ kg} > 19100 \text{ kg.}$$

La placa no desliza y se aceptan las dimensiones de la placa supuesta.

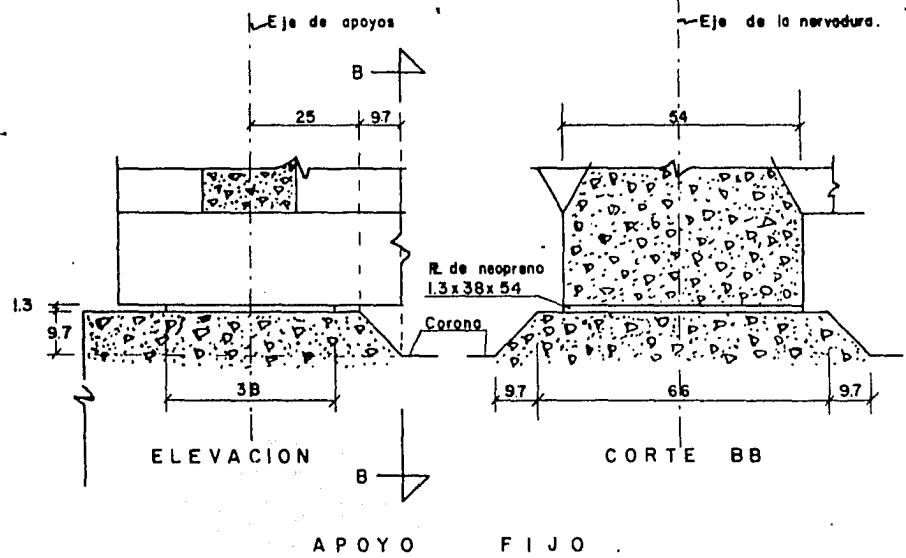
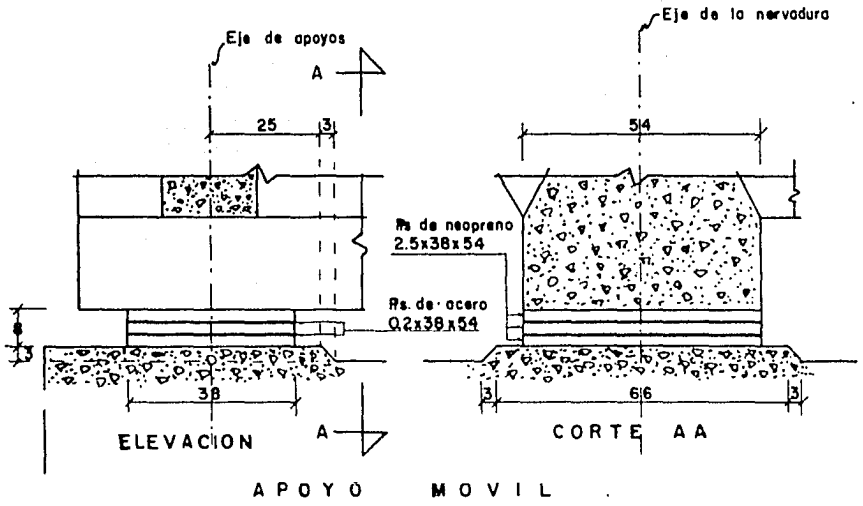
7). Conclusiones:

7.1). Apoyo móvil. Cada apoyo móvil será de 3 placas de neopreno de 54 cm de largo, 38 cm. de ancho, 2.5 cm de espesor y dureza Shore 50 cada una y dos placas de lámina de acero de 0.2 cm. de espesor.

7.2). Apoyo fijo. Cada apoyo fijo será de una placa de neopreno de 54 cm. de largo, 38 cm. de ancho, 1.3 cm. de espesor y dureza Shore 50.

7.3). Altura de apoyos. Los apoyos, móviles y fijos, se colocaran sobre bancos de concreto cuya altura incluidas las placas sera de 11.00 cm.

A
A



C A P I T U L O VII

PROYECTO Y CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA.

1). Descripción.

La subestructura está formada por dos estribos y ocho pilas de mampostería de tercera clase cimentados por superficie.

En este capítulo se procederá a proyectar y calcular solamente un estribo y una pila, siendo estos los que se encuentren en condiciones más desfavorables, o sea, los que tengan mayor altura.

1.2.). Cadenamiento de los apoyos; pilas y estribos.

1.2.1). Longitud entre el eje de un estribo y el eje de una pila.

$$L_1 = 32.00 + 0.30 + 0.02 = 32.32 \text{ m.}$$

1.2.2). Longitud entre ejes de pilas.

$$L_2 = 32.00 + 0.30 + 0.30 + 0.02 + 0.02 = 32.64 \text{ m.}$$

1.2.3) Cadenamiento.

La estación 15+680, es el punto por donde pasa el cauce principal de la corriente, dicho punto lo hacemos coincidir con el punto medio de la longitud entre ejes de pilas y consecuentemente podemos obtener los cadenamientos de todos los apoyos, que enseguida se enlistan.

Estribo No. 1	en estación	15 + 533.44
Pila No. 2	" "	15 + 565.76
" No. 3	" "	15 + 598.40
" No. 4	" "	15 + 631.04

Pila No. 5	en estación	15 + 663.68
" No. 6	" "	15 + 696.32
" No. 7	" "	15 + 728.96
" No. 8	" "	15 + 761.60
" No. 9	" "	15 + 794.24
Estribo No.10	" "	15 + 826.56

1.3.) Elevación de la rasante del puente.

La elevación de la rasante, para que resulte más económica, debe ser lo más baja posible. En esta caso estamos obligados por la distancia libre vertical, que como mínimo será de --- 200 m.

Elevación M.A.M.E(+50%)	19.60 m.
Sobre-elevación.	0.25 "
Distancia libre vertical	2.00 "
Espesor superestructura	<u>2.33 "</u>
Elevación de la rasante (mínima)	24.18 m.

1.4.) Elevaciones de desplante de los apoyos.

		Elev T.M.	Prof. Desplante	=	Elev. Desplante
Estribo No. 1.	=	17.67	- 5.00	=	12.67 m.
Pila No. 2	=	14.82	- 6.00	=	8.82 m.
" 3	=	14.32	- 6.00	=	8.32 m.
" 4	=	14.38	- 6.00	=	8.38 m.
" 5	=	12.72	- 6.00	=	6.72 m.
" 6	=	12.28	- 6.00	=	6.28 m.
" 7	=	15.70	- 6.00	=	9.70 m.
" 8	=	17.90	- 6.00	=	11.90 m.
" 9	=	18.00	- 6.00	=	12.00 m.
Estribo No.10	=	18.09	- 6.00	=	12.08 m.

Tomando en cuenta las elevaciones de desplante, los --- apoyos que proyectaremos y calcularemos, seran: El estribo No. 10 y la pila No. 6, que son los que tendran mayor altura.

2). Datos de proyecto para pilas y estribos.

2.1). Cargas.

2.1.1). Cargas muertas o permanentes:

Peso superestructura. Losa nervorada de concreto reforzado de 32.00 m. de longitud.

Peso de tierras

Empuje de tierras.

Peso propio de la subestructura (pila o estribo).

2.1.2). Carga viva o móvil.

Carga tipo H15-512, en dos bandas de circulación.

2.1.3). Impacto o efecto dinámico de la carga viva.

Máximo 30% de la carga viva y solo se tomará en cuenta en la corona y subcorona de la subestructura.

2.1.4). Cargas debidas al viento.

Normales.

Tangenciales.

2.1.5). Otras fuerzas cuando existan, como sigue:

Fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, fuerzas debidas a cambios de temperatura, subpresión, esfuerzos por contracción del concreto, acortamiento por compresión de un arco, esfuerzos de erección, presión de la corriente del agua o hielo, esfuerzos debidos a sismos.

2.2.). Especificaciones:

A.A.S.H.O.

2.3). Esviajamiento:

El puente es normal (0° 00')

2.4). Apoyos:

En estribos fijos o móviles .

En pilas fijos y móviles.

2.5). Materiales.

2.5.1). En coronas y diafragmas.

Concreto $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Acero de refuerzo grado estructural o intermedio.

2.5.2). En cuerpo de estribos y pilas.

Mampostería de tercera clase con mortero de cemento en proporción de 1:5

2.6). Desplante.

Estribo No. 1. Sobre manto de limogris claro muy duro, con arena.

Pilas No. 2 a No. 9 y estribo No. 10. Sobremanto de arena y grava con boleos de 30 cm.

2.7). Esfuerzos permisibles.

2.7.1). Mampostería.

Compresión. 9.00 kg/cm^2

Tensión 1.00 kg/cm^2

Esfuerzo cortante 2.00 kg/cm^2

2.7.2). Ensuperficie de desplante (para los dos man--
tos).

Compresión 3.00 kg/cm^2

Tensión 0.00 kg/cm^2

2.8). Coeficientes de fricción.

Mampostería o concreto sobre mampostería 0.7

Mampostería sobre superficie desplante. 0.7

2.9). Coeficientes de seguridad:

Volteamiento 2

Deslizamiento 2 a 1.5

Volteamiento: $\frac{MF_v}{MF_H} = 2$

Deslizamiento: $\frac{F U}{U H}$ 2 a 1.5

3.) Proyecto y Diseño de Estribo No. 10.

3.1) Localización, altura y sección propuesta para el estribo No. 10

Localización	Est.	15 + 826.56 m.
Apoyos	Fijos.	
Elevación rasante		24.18 m.
Espesor superestructura		2.33 "
Espesor apoyos		<u>0.11 "</u>
Elaboración corona		21.74 "
Espesor corona		<u>0.50 "</u>
Elevación subcorona		21.24 "
Desplante del estribo		<u>12.08 "</u>
Altura cuerpo del estribo		09.16 "
Altura total estribo		12.00 m.

Tomando en cuenta las alturas obtenidas anteriormente, ya podemos proponer una sección transversal del estribo, la cual revisaremos y en caso de que cumpla con los requisitos especificados e indicados, se aceptará, de lo contrario proponemos una nueva sección la cual se revisará nuevamente.

3.2) Cargas.

3.2.1.) Carga muerta (C. M.)

Peso total superestructura = $62.36 \times 4 = 249.44$ Ton.

Reacción en el estribo = $\frac{249.44}{2} = 124.72$ Ton.

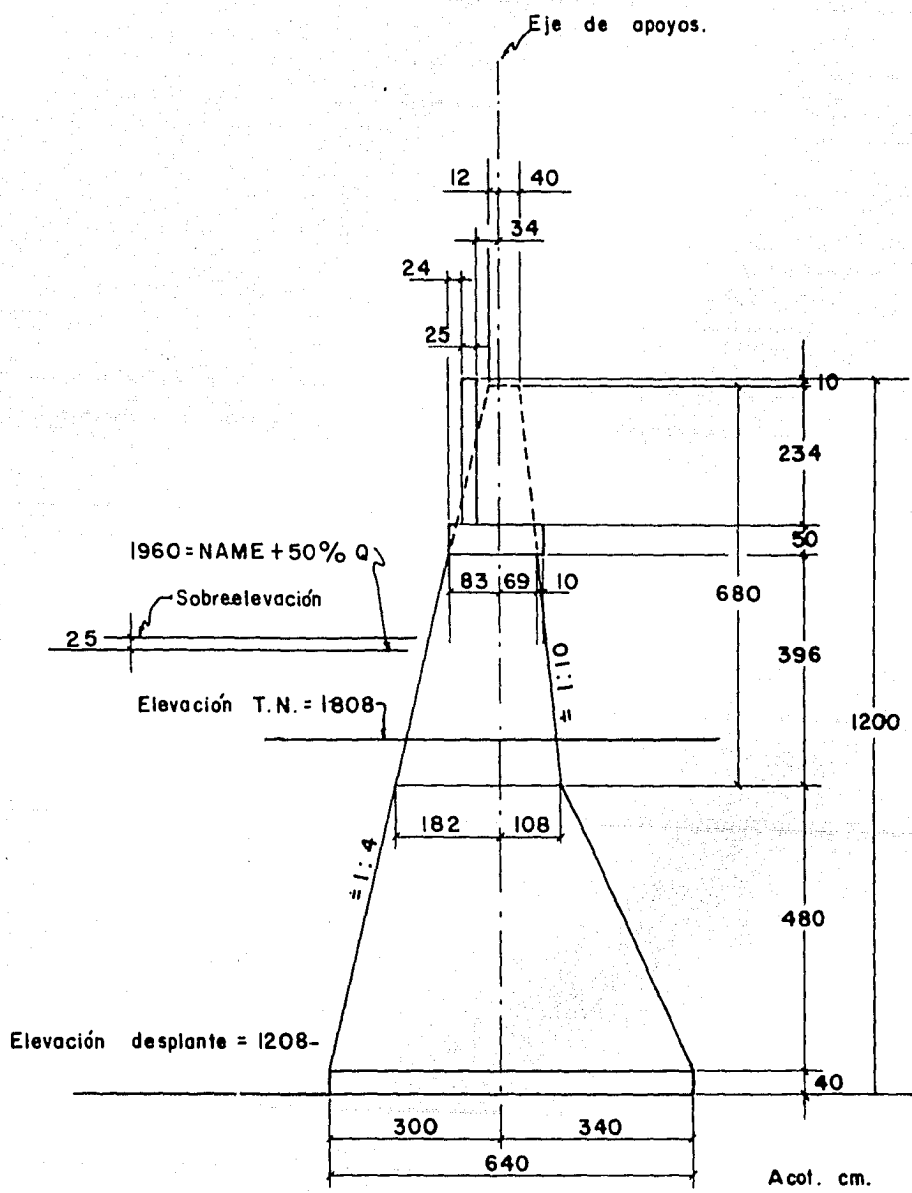
C.M. = 124.72 Ton.

3.2.2.) Carga viva ó móvil (C.V.).

Para carga H15-S12 en dos bandas de circulación domina la carga por camión (Ver capítulo V, 7.2.2. y 7.2.4)

C.V. = $22.30 \times 2 = 44.60$ Ton.

C.V. = 44.60 Ton.



SECCION PROPUESTA
ESTRIBO No. 10

3.2.3). Impacto por carga viva (I).

$$I = 0.217 \times 44.60 = 9.65$$

$$I = 9.65 \text{ Ton.}$$

3.2.4). Fricción con carga permanente se considera un coeficiente $c = 0.05$. (F)

$$F = 0.05 \times 124.72 = 6.236 \text{ Ton.}$$

$$F = 6.236 \text{ Ton.} = 6.24 \text{ Ton.}$$

3.2.5). Frenaje. Según A.A.S.H.O (1.2.13) ésta fuerza debe ser igual al 5% de la carga móvil por banda de circulación. La carga usada será la equivalente para momento. La fuerza longitudinal (F.L.) se supondrá que está aplicada a 1.22 m. sobre la rasante. Se traslada a la superficie de la corona y se desprecia el par de transporte.

$$FL = 2.900 \text{ Ton. (Ver capítulo VI, 6.1).}$$

3.2.6). Viento sobre la superestructura.

3.2.6.a). Viento normal (VNS). Según A.A.S.H.O.

1.2.14). Para traveses y vigas la presión del viento transversalmente a la superestructura es de 244 kg/m^2 , pero no será menor de 446 kg/m.l.

Area expuesta:

$$A = 2.52 \times 32.60 \times 1.5 = 123.00 \text{ m}^2.$$

Aumentamos el área expuesta por la superestructura en un 50% para tomar en cuenta el area expuesta por el parapeto y consideraremos que el punto de aplicación de la fuerza se encuentra a $\frac{2.52}{2} = 1.26 \text{ m.}$ sobre la corona.

$$V.N.S = 123 \times 0.244 \times 0.5 = 15.00 \text{ Ton.}$$

$$V.N.S = 15.00 \text{ Ton.}$$

$$\frac{2 \times 15000}{32.60} = 920 \text{ kg/m} \quad 446 \text{ kg/m.}$$

3.2.6.b). Viento tangencial (V T S). Según AASHO. (1.2.14), la intensidad del viento longitudinalmente es de $59 \text{ kg/m}^2 = 0.059 \text{ ton/m}^2$.

$$VTS = 0.059 \times 123 = 7.26 \text{ Ton.}$$

$$VTS = 7.26 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza está aplicada solamente en los apoyos fijos y es absorbida totalmente por ellos.

3.2.7). Viento sobre la carga viva.

3.2.7.a). Viento normal (VNCV). Según AASHO (1.2.14) la intensidad del viento transversalmente es de 149 kg/m.l. aplicada a 1.83 m. arriba de la rasante.

$$V.N.C.V. = 0.149 \frac{32.60}{2} = 2.43 \text{ Ton.}$$

$$V.N.C.V. = 2.43 \text{ Ton.}$$

3.2.7.b). Viento tangencial (VTCV). Según AASHO (1:2.14) la intensidad del viento longitudinalmente es de 60 kg/m.l., aplicada a 1.83 m. arriba de la rasante. ---

$$VTCV = 0.060 \times 32.60 = 1.96 \text{ Ton.}$$

$$VTCV = 1.96 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza está apliada solamente en los apoyos fijos y es absorbida totalmente por ellos.

3.2.8) Peso del diafragma (CD), peso de la corona (CC) y peso de los zoclos (Cz), considerando solamente las areas de transmisión y verificación de las dimensiones de la subcorona.

3.2.8.a). Verificación de las dimensiones de la subcorona.

Longitud total de la subcorona (I):

$$I = 7.50 + 2 (15+16) = 8.12 \text{ m.}$$

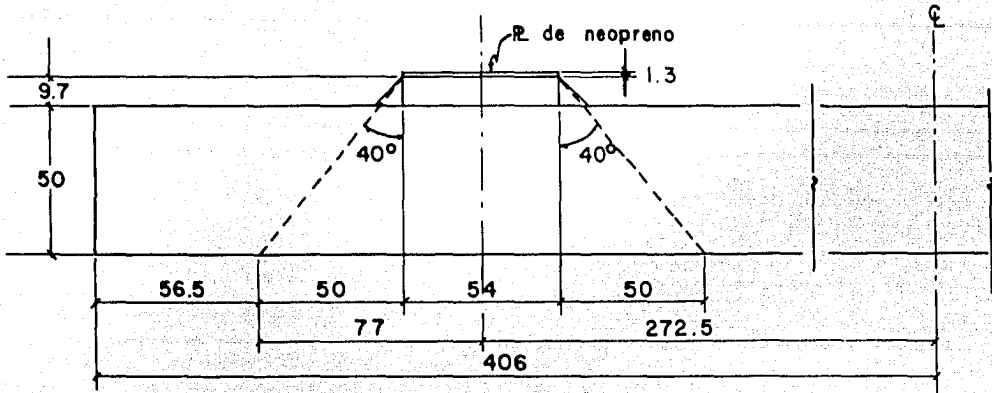
Dimensiones de las placas de apoyo (de neopreno):

$$l = 54 \text{ cm.}$$

$$a = 38 \text{ cm.}$$

Ley de transmisión de las cargas (θ), en el concreto.

$$\theta = 40^\circ$$



Area de transmisión en un apoyo es (A_1)

$$l_1 = 54 + 50 + 50 = 154 \text{ cm.}$$

$$a_1 = 38 + 50 + 50 = 138 \text{ cm.}$$

$$A_1 = a_1 \times l_1 = 154 \times 138 = 21,300 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 21,300 \text{ cm}^2 = 2.13 \text{ m}^2$$

Area de transmisión para los dos apoyos (A_{1T})

$$A_{1T} = 42600 \text{ cm}^2 = 4.26 \text{ m}^2$$

3.2.10). Empuje de tierras con sobrecarga (E.T.S.).

3.2.8.b). Peso del diafragma (CD).

$$CD = 1.54 \times 0.25 \times 2.44 \times 2.4 = 2.25 \text{ Ton.}$$

$$CD = 2.25 \text{ Ton.}$$

3.2.8.c). Peso de la corona y los zoclos (CC)

$$CC_1 = 4.26 \times 0.50 \times 2.4 = 5.12 \text{ Ton.}$$

$$CZ = 2 \times 0.637 \times 0.5785 \times 2.4 = 0.134.$$

$$CC = CC_1 + CZ = 5.12 + 0.134 = 5.25$$

$$CC = 5.25 \text{ Ton.}$$

3.2.9). Empuje de tierras sin sobrecarga (ET).

$$H = \frac{W h^2}{2} \frac{1 - \sin \psi}{1 + \sin \psi}$$

$$\psi = 33^\circ 42'$$

$$W = 1600 \text{ kg/m}^3$$

Sustituyendo:

$$H = \frac{1600 h^2}{2} \frac{1-0.555}{1+0.555} = 800h^2 \frac{0.445}{1.555}$$

$$H = 800h^2 (0.286) = 229 h^2 \text{ kg/m.}$$

$$H = 0.229 h^2 \text{ ton/m} = E T.$$

$$\text{Brazo} = \frac{h}{3}$$

3.2.9.a). Empuje de la tierra arriba de la sub corona:

$$h = 2.94$$

$$ET = 0.229 \times h^2 \times 1.54 \times 2$$

$$= 0.229 \times (2.94)^2 \times 1.54 \times 2 = 6.1 \text{ Ton.}$$

$$ET = 6.1 \text{ Ton.}$$

Aplicado a :

$$Y = \frac{h}{3} = \frac{2.94}{3} = 0.98 \text{ m.} = 98 \text{ cm.}$$

Y = 0.98 m. arriba de la subcorona.

3.2.10). Empuje de tierras con sobre carga (E.T.S.)

$$E T S = 0.229 (h+2h) h \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{h^2 + 3 h h}{3 (h + 2 h)}$$

3.2.10.a). Empuje de tierras arriba de la subcorona --
(E T S).

$$E.T.S. = 0.229 (2.94+2 \times 0.60) 2.94 \times 1.54 \times 2$$

$$= 0.229 (4.14) 9.08 = 8.60 \text{ Ton.}$$

$$h = 2.94 \text{ m.}$$

$$h' = 0.60 \text{ m.}$$

$$E = 8.60 \text{ Ton.}$$

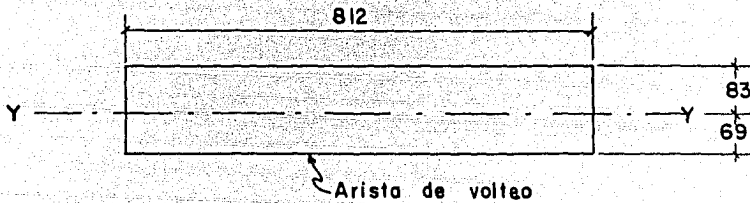
Punto de aplicación (y) arriba de la subcorona.

$$y = \frac{(2.94)^2 + 3 \times 2.94 \times 0.60}{3(2.94 + 2 \times 0.60)} = \frac{8.65 + 5.3}{12.42}$$

$$y = \frac{13.95}{12.42} = 1.20 \text{ m.}$$

$$Y = 1.20 \text{ m.}$$

3.2.11) Sección de la subcorona:



3.2.12) Peso de tierra (P T).

$$PT = 2 \times 0.24 \times 1.54 \times 2.44 \times 1.6 = 2.89 \text{ Ton.}$$

$$PT = 2.89 \text{ Ton.}$$

3.3). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la subcorona y comparación con los permisibles.

3.3.1). Resumen de cargas y momentos respecto a la arista de volteo.

Concepto	Símbolo	Intensidad (Ton)	Brazo (M)	Momento (Ton-M.)
Cargas Verticales:				
Peso supeestructura	C.M	124.72	0.690	86.10
Carga viva	C.V.	44.60	0.690	30.80
Impacto	I	9.65	0.690	6.66
Peso corona y zoclo	C.C.	5.25	0.710	3.73
Peso diafragma	C.D.	2.25	1.155	2.60
Peso tierra	P.T.	2.89	1.400	4.05

Fuerzas horizontales:

Frenaje	FL	2.90	0.597	1.73
Fricción	F	6.24	0.597	3.73
Viento sobre la Superestructura	{ Normal	VNS	15.00	
	{ Tangencial	VTS	7.26	0.597 4.32
Viento sobre la Carga móvil	{ Normal	VMCV	2.43	
	{ Tangencial	VTCV	1.96	0.597 1.17
Viento tangencial sobre la superestructura 30%	30% VTS	2.80	0.597	1.67
Empuje de tierras	{ Sin sobrecarga.	ET	6.10	0.980 5.98
	{ Con sobrecarga.	ETS	8.60	1.200 10.30

NOTA: Se desprecian los pares de transporte, de su punto de aplicación a la corona, de las fuerzas de frenaje y viento, por ser muy pequeños.

3.3.2). Revisión de los esfuerzos de trabajo para diferentes combinaciones de cargas, tomando en cuenta las condiciones más desfavorables.

Según A.A.S.H.O. (3.4.1), las combinaciones de carga -- más desfavorables son las siguientes.

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{I} + \text{ET}$$

$$\text{Grupo II} = \text{CM} + \text{ETS} + \text{VTS}$$

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FL} + \text{F} + 30\% \text{ VTS} + \text{VTCV}$$

3.3.2.a). Grupo I. Combinación de cargas: Carga muerta superestructura + peso tierra + peso diafragma + Peso corona + Carga viva + Impacto + Empuje de tierras sin sobrecarga.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 100%

DESlizAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
Fuerzas Resistentes. Ton.	Fuerzas Deslizantes. Ton.	Momentos Resistentes. Ton - m.	Momentos Volteantes. Ton - m.
CM = 124.72	ET = 6.10	CM = 86.10	ET = 5.98
CV = 44.60		CV = 30.80	
I = 9.65		I = 6.66	
CC = 5.25		CC = 3.73	
CD = 2.25		CD = 2.60	
PT = 2.89		PT = 4.05	
$\Sigma F_v = 189.36$	$\Sigma F_H = 6.10$	$\Sigma M_v = 133.94$	$\Sigma M_H = 5.98$

Revisión de los coeficientes:

Volteamiento:

$$C_v = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_H} = \frac{133.94}{5.98} = 22.30 > 2 \text{ (bien).}$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{\Sigma F_v \times 0.7}{\Sigma F_H} = \frac{189.36 \times 0.7}{6.10} = 21.70 > 2 \text{ (bien)}$$

Cálculo de la excentricidad (e):

$$a_s = \text{Ancho subcorona} = 83 + 69 = 152 \text{ cm.} = 1.52 \text{ m.}$$

$$\frac{a_s}{2} = \frac{152}{2} = 0.76$$

$$e = 0.76 - \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_H}{\Sigma F_v} = 0.76 - \frac{133.94 - 5.98}{189.36}$$

$$e = 0.76 - 0.677 = 0.083 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

$$f = \frac{\Sigma F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6 e}{a_s} \right)$$

Sustituyendo valores:

$$f = \frac{189.36}{4.26} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.083}{1.52} \right) = 44.50 (1 \pm 0.327)$$

$$f_{\max} = 44.50 \times 1.327 = 59.00 \text{ Ton/m}^2 = 5.90 \text{ kg/cm}^2 < 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 44.50 \times 0.673 = 30.00 \text{ Ton/m}^2 = 3.00 \text{ kg/cm}^2 < 9 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.2.b). Grupo II. Combinación de cargas: Carga --- muerta superestructura + Peso Tierra + Peso diafragma + Peso corona + Empuje de Tierras con sobrecarga + Viento Tangencial sobre la superestructura.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%

DESLIZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F. Resistentes. Ton	F. Deslizantes. Ton	M. Resistentes. Ton - m	M. Volteantes. Ton-m.
CM = 124.72	ETS = 8.60	CM = 86.10	ETS = 10.30
PT = 2.89	VTS = 7.26	PT = 4.05	VTS = 4.32
CD = 2.25		CD = 2.60	
CC = 5.25		CC = 3.73	
$\Sigma F_v = 135.11$	$\Sigma F_H = 15.86$	$\Sigma M_v = 96.48$	$\Sigma M_H = 14.62$

Revisión de los coeficientes:

Volteamiento.

$$C_v = \frac{96.48}{14.62} = 6.6 > 2$$

Deslizamiento.

$$C_d = \frac{0.7 \times 135.11}{15.86} = 5.98 > 2$$

Excentricidad:

$$e = 0.76 - \frac{96.48 - 14.62}{135.11} =$$

$$e = 0.76 - \frac{81.86}{135.11} = 0.76 - 0.60 = 0.16$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

$$f = \frac{135.11}{4.26} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.16}{1.52} \right) = 31.70 (1 \pm 0.63)$$

$$f_{\max} = 31.70 (1.63) = 51.70 \text{ Ton/m}^2 = 5.17 \text{ kg/cm}^2 < 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 31.70 (0.37) = 11.70 \text{ Ton/m}^2 = 1.17 \text{ kg/cm}^2 < 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.2.c). Grupo III. Combinación de cargas: Grupo I + Frenaje + Fricción + 30% viento sobre superestructura + Viento - Tangencial sobre la carga viva.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%

DESlizamiento		VOLTEAMIENTO	
F. Verticales. Ton.	F. Horizontales. Ton.	M. Verticales. Ton - m.	M. Horizontales. Ton - m.
G.I = 189.36	G.I. = 6.10	G.I. = 133.94	G.I. = 5.98
	F L = 2.90		F L = 1.73
	F = 6.24		F = 3.73
	30%VTS= 2.80		30%VTS= 1.67
$\Sigma F_V = 189.36$	$\Sigma F_H = 18.04$	$\Sigma M_V = 133.94$	$\Sigma M_H = 13.11$

Revisión de los coeficientes:

Volteamiento:

$$C_v = \frac{133.94}{13.11} = 10.2 > 2$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{0.7 \times 189.36}{18.04} = 7.32 > 2$$

Excentricidad.

$$e = 0.76 - \frac{133.94 - 13.11}{189.36} = 0.76 - \frac{120.83}{189.36}$$

$$e = 0.76 - 0.64 = 0.12$$

Calculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{189.36}{4.26} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.12}{1.52} \right) = 44.50 (1 \pm 0.473)$$

$$f_{\text{máx}} = 44.50 \times 1.473 = 65.50 \text{ Ton/m}^2 < 112.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 44.50 \times 0.527 = 23.40 \text{ Ton/m}^2 < 112.50 \text{ Ton/m}^2$$

Conclusión: Como la sección cumple con todas condiciones impuestas en todas las combinaciones de cargas, como son; -- volteamiento, deslizamiento y esfuerzos de trabajo, se acepta.

3.4). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la sección intermedia (a 3.96 m. abajo de la subcorona) y comparación con los permisibles.

3.4.1). Cálculo del area de la sección intermedia (A_i)

$$a_i = 1.82 + 1.08 = 2.90 \text{ m.}$$

$$L_s = 8.12 \text{ m. (Long. de la subcorona).}$$

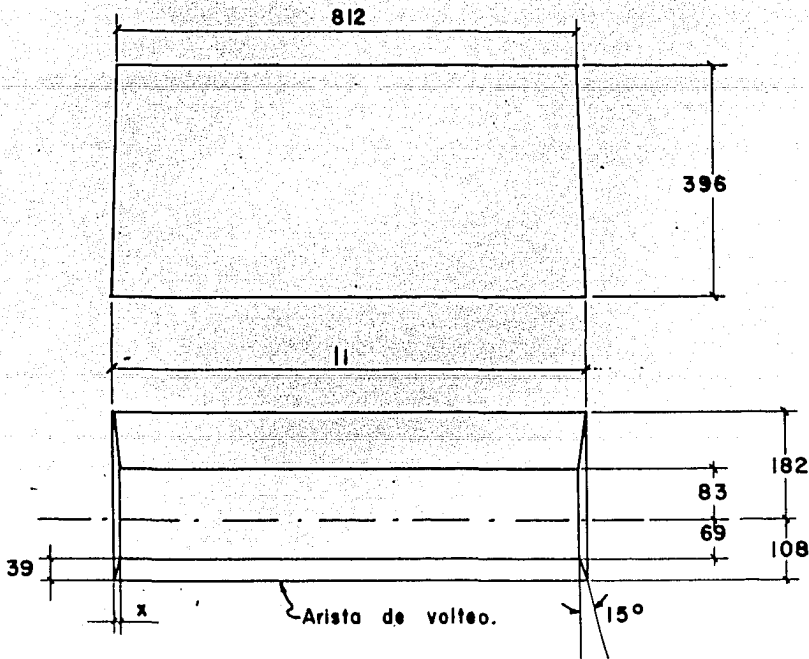
L_i = Long. sección intermedia.

$$L_i = L_s + 2x = 8.12 + 2(0.105)$$

$$L_i = 8.33 \text{ m.}$$

$$\frac{x}{39} = \text{tang. } 15^\circ = x = 39 \text{ tang. } 15^\circ = 39 \times 0.268$$

$$x = 10.5 \text{ cm.} = 0.105 \text{ m.}$$



$$A_i = a_i \times L_i = 2.90 \times 8.33 = 24.20 \text{ m}^2$$

$$A_i = 24.20 \text{ m}^2$$

3.4.2). Valuación de cargas.

Peso de corona, zoclos y diafragma (CA).

$$CD = 0.25 \times 2.44 \times 8.12 \times 2.4 = 11.90 \text{ Ton.}$$

$$CC_1 = 0.50 \times 1.62 \times 8.12 \times 2.4 = 15.40 \text{ "}$$

$$CZ = 0.097 \times 0.637 \times 0.5785 \times 2.4 = \frac{0.013}{27.43} \text{ "}$$

$$CA = 27.43 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo (dCA).

$$A = 0.25 \times 2.44 + 0.50 \times 1.62 + 0.097 \times 0.5785$$

$$A = 0.61 + 0.81 + 0.056 = 0.61 + 0.866$$

$$A = 1.476 \text{ m}^2$$

$$Ad_{CA} = 0.61 \times 1.545 + 0.866 \times 1.10 = 0.943 + 0.952$$

$$d_{CA} = \frac{1.895}{1.476} = 1.28 \text{ m.}$$

Peso del cuerpo del estribo (CO).

$$CO = \frac{2.90 \times 1.52}{2} \times 3.96 \times 8.33 \times 2.2 = 160 \text{ Ton.}$$

$$CO = 160.00 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$A = 1.52 \times 3.96 + \frac{0.39 \times 3.96}{2} + \frac{0.99 \times 3.96}{2}$$

$$A = 6.02 + 0.774 + 1.96 = 8.754 \text{ m}^2$$

$$Ad_{CO} = 6.02 \times 1.15 + 0.774 \times \frac{2 \times 0.39}{3} + 1.96 \left(1.91 + \frac{0.99}{3} \right)$$

$$Ad_{CO} = 6.94 + 0.202 + 4.46 = 11.582$$

$$d_{CO} = \frac{11.582}{8.754} = 1.33 \text{ m.}$$

Peso de la tierra (P T).

$$P_T = \frac{6.90+2.44}{2} \cdot 1.23 \times 8.33 \times 1.6 = 76.80 \text{ Ton.}$$

$$P_T = 76.80 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$A = 2.44 \times 1.23 + \frac{4.46 \times 1.23}{2} = 3.00 + 2.75$$

$$A = 5.75 \text{ M}^2$$

$$Ad_{PT} = 3.00 \times 2.285 + 2.75 \left(2.90 - \frac{1.23}{3} \right)$$

$$Ad_{PT} = 6.855 + 6.85 = 13.705$$

$$d_{PT} = \frac{13.705}{5.75} = 2.37 \text{ m.}$$

$$d_{PT} = 2.37 \text{ m.}$$

Empuje de tierras sin sobrecarga (ET).

$$ET = 0.229 h^2 \times Li$$

$$h = 6.90 \text{ m.}$$

$$Li = 8.33 \text{ m.}$$

$$ET = 0.229 (6.90)^2 \cdot 8.33 = 91.00 \text{ Ton.}$$

$$ET = 91.00 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$d_{ET} = \frac{h}{3} = \frac{6.90}{3} = 2.30 \text{ m.}$$

Empuje de tierras con sobrecarga (ETS).

$$ETS = 0.229 (h + 2h') \cdot hLi$$

$$ETS = 0.229 (6.90 + 2 \times 0.60) \cdot 6.90 \times 8.33 = 106.70$$

$$ETS = 106.70 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$d_{ETS} = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} = \frac{(6.90)^2 + 3 \times 6.90 \times 0.60}{3(6.90 + 2 \times 0.60)}$$

$$d_{ETS} = \frac{47.5 + 12.40}{24.30} = \frac{59.90}{24.30} = 2.46$$

$$d_{ETS} = 2.46 \text{ m.}$$

NOTA. En la siguiente tabla, para simplificar un poco los calculos, la intensidad de las cargas representadas en la misma, será por metro lineal de longitud de la sección intermedia, ó sea que dichas cargas serán el producto de dividir las cargas totales entre la longitud de la sección.

$$(L_i = 8.33 \text{ m}).$$

De acuerdo con lo anterior, el área de la sección que se considerará es.

$$A = 2.90 \times 1.00 = 2.90 \text{ m}^2$$

3.4.3). Resumen de cargas y momentos respecto a la arista de volteo.

CONCEPTO	SIMBOLO	INTENSIDAD (Ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
Cargas Verticales:				
Peso superestructura.	C.M.	15.00	1.08	16.20
Carga viva	C.V.	5.35	1.08	5.78
Peso corona, zoclos y diaf.	C.A.	3.28	1.28	4.20
Peso del cuerpo Estribo	C.O	19.20	1.33	25.60
Peso de tierra	P.T.	9.20	2.37	21.18
Cargas Horizontales:				
Frenaje	F.L.	0.348	4.557	1.59
Fricción	F	0.750	4.557	3.42
Viento sobre la superestructura	Normal	VNS	1.80	
	Tangencial	VTS	0.87	4.557
	30%Tangencial 30%	VTS	0.26	4.557
Viento sobre Carga móvil	Normal	VNCV	0.292	
	tangencial	VTCV	0.235	4.557
Empuje de	{Sin sobrecarga	ET	10.90	2.30
				25.10

Tierras	Con sobrecarga	ETS	12.80	2.46	31.50

NOTA. Se desprecian los pares de transporte, de su punto de aplicación a la corona, de las fuerzas de frenaje y viento, por ser muy pequeños.

3.4.4). Revisión de los esfuerzos de trabajo para diferentes combinaciones de cargas, tomando en cuenta las condiciones más desfavorables.

Según A. A. S. H. O. (3.4.1) las combinaciones de carga más desfavorables son las siguientes.

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{ET}$$

$$\text{Grupo II} = \text{CM} + \text{ETS} + \text{VTS} + \text{F}$$

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FL} + \text{F} + 30\% \text{VTS} + \text{VTCV}$$

No se considera impacto en estribos y pilas A. A. S. H. O. - (2.12).

3.4.4.a). Grupo I. Combinación de cargas: Cargas muertas o permanentes + Carga viva + Empuje de tierras sin sobrecarga.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 100 %

DESLIZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F. Verticales Ton	F. Horizontales Ton	M. Verticales Ton - m.	M. Horizontales Ton - m.
C.M. = 15.00	ET = 10.90	C.M. = 16.20	Et = 25.10
C.V. = 5.35		C.V. = 5.78	
C.A. = 3.28		C A = 4.20	
C O = 19.20		C O = 25.60	
P T = 9.20		P T = 21.18	
$\Sigma F_v = 52.03$	$\Sigma F_H = 10.90$	$\Sigma M_v = 72.96$	$\Sigma M_H = 25.10$

Revisión de los coeficientes.

Volteamiento:

$$C_v = \frac{72.96}{25.10} = 2.90 > 2 \quad (\text{bien})$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{0.7 \times 52.03}{10.90} = 3.35 > 2 \quad (\text{bien})$$

Cálculo de la excentricidad (e).

$$a_i = 2.90 \text{ m.}$$

$$\frac{a_i}{2} = 1.45 \text{ m.}$$

$$e = 1.45 - \frac{72.96 - 25.10}{52.03} = 1.45 - 0.92$$

$$e = 0.53 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

$$f = \frac{\sum F_v}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{a_i} \right)$$

$$f = \frac{52.03}{2.90} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.53}{2.90} \right) = 17.95 (1 \pm 1.1)$$

$$A = a_i \times 1.00 \text{ m.} = 2.90 \times 1.00 = 2.90 \text{ m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = 17.95(2.1) = 37.70 \text{ Ton/m}^2 < 90 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 17.95(-0.1) = -1.795 \text{ Ton/m}^2 > -10 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{ten sión})$$

Esfuerzo cortante.

$$v = \frac{\sum F_H}{A} = \frac{10.90}{2.90} = 3.75 \text{ ton/m}^2 = 3.375 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

3 4.4.b). Grupo II. Combinación de cargas: Cargas -- muertas + Viento tangencial sobre la superestructura + Fricción + Empuje de tierras con sobrecarga.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%

DESLIZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F. Verticales. Ton.	F. Horizontales. Ton.	M. Verticales. Ton - m.	M. Horizontales. Ton - m
C M = 15.00	ETS = 12.80	C M = 16.20	ETS = 31.50
C A = 3.28	VTS = 0.87	C A = 4.20	VTS = 3.97

$$\begin{array}{llll}
 C O = 19.20 & F = 0.75 & C O = 25.60 & F = 3.42 \\
 P T = 9.20 & & P T = 21.18 &
 \end{array}$$

$$\Sigma F_V = 46.68 \quad \Sigma F_H = 14.42 \quad \Sigma M_V = 67.18 \quad \Sigma M_H = 38.89$$

Revisión de coeficientes:

Volteamiento:

$$C_v = \frac{67.18}{38.89} = 1.73 > 1.5 \text{ (bien)}$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{0.7 \times 46.68}{14.42} = 2.27 > 1.6 \text{ (bien)}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = 1.45 - \frac{67.18 - 38.89}{46.42} = 1.45 - 0.61 = 0.84$$

$$e = 0.84 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{46.68}{2.90} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.84}{2.90} \right) = 16.05 (1 \pm 1.74)$$

$$f_{\max} = 16.05(2.74) = 44 \text{ Ton/m}^2 = 4.4 \text{ kg/cm}^2 < 11.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 16.05(-0.74) = -11.90 \text{ Ton/m}^2 = -1.19 \text{ kg/cm}^2 > -1.25 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante (v)

$$v = \frac{14.42}{2.90} = 5 \text{ Ton/m}^2 = 0.5 \text{ kg/cm}^2 < 2 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.4.c). Grupo III. Combinación de cargas: Grupo I + Frenaje + Fricción + 30% Viento tangencial sobre la superestructura + Viento tangencial sobre la carga móvil.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125 %.

DESILIZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F.Verticales Ton	F.Horizontes Ton.	M.Verticales Ton - m.	M.Horizontales Ton m.
G.I = 52.03	G.I = 10.90	G.I = 72.96	G.I. = 25.10
	FL = 0.348		FL = 1.59
	F = 0.75		F = 3.42
	30% VTS = 0.26		30% VTS = 1.19
	VTCV = 0.235		VTCV = 1.07
$\Sigma F_V = 52.03$	$\Sigma F_H = 12.493$	$\Sigma M_V = 72.96$	$\Sigma M_H = 32.37$

Revisión de los coeficientes.

Volteamiento:

$$C_v = \frac{72.96}{32.37} = 2.22 > 2 \quad \text{(bien)}$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{0.7 \times 52.03}{12.493} = 2.92 > 2 \quad \text{(bien)}$$

Cálculo de la excentricidad:

$$e = 1.45 - \frac{72.96 - 32.37}{52.03} = 1.45 - \frac{40.59}{52.03} = 1.45 - 0.80$$

$$e = 0.65 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f):

$$f = \frac{52.03}{2.90} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.65}{2.90} \right) = 17.95 (1 \pm 1.34)$$

$$f_{\text{máx}} = 17.95(2.34) = 42 \text{Ton/m}^2 = 4.2 \text{kg/cm}^2 < 11.25 \text{kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 17.95(-0.34) = -6.1 \text{Ton/m}^2 = -0.61 \text{kg/cm}^2 > -1.25 \text{kg/cm}^2 \text{ tensión.}$$

Esfuerzo cortante (v)

$$v = \frac{12.493}{2.90} = 4.3 \text{Ton/m}^2 = 0.43 \text{kg/cm}^2 < 2 \text{kg/cm}^2$$

Conclusión: Como la sección cumple con todas las condiciones impuestas en todas las combinaciones de cargas, como son; Volteamiento, deslizamiento y esfuerzos de trabajo, se acepta. Los esfuerzos minimos obtenidos resultaron de tensión pero son menores que los permisibles.

3.5). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la Sección del desplante (a 9.16 m. abajo de la subcorona) y comparación con los permisibles.

(Ad). 3.5.1). Calculo del area de la sección de desplante -

$$a_d = 3.40 + 3.00 = 6.40 \text{ m.}$$

$$L_s = 8.12 \text{ m.} = \text{Long. de la subcorona}$$

$$L_d = \text{Longitud sección de desplante}$$

$$L_d = L_s + 2x = 8.12 + 1.46 = 9.58 \text{ m.}$$

$$x = 2(2.71) \tan 15^\circ = 2(2.71) 0.268 = 1.46$$

$$L_d = 9.58 \text{ m.}$$

$$A_d = a_d L_d = 6.40 \times 9.58 = 61.30 \text{ m}^2$$

3.5.2) Valuación de cargas.

Peso del cuerpo del estribo (total) (CO_T)

$$CO_T = CO + CO_1 + CO_2$$

$$CO = 160.00 \text{ Ton.} = 160.00 \text{ Ton}$$

$$CO_1 = \frac{6.40 \times 2.90}{2} 4.80 \times 9.58 \times 2.2 = 470.00 \text{ Ton}$$

$$CO_2 = 0.40 \times 6.40 \times 9.58 \times 2.2 = 54.00 \text{ "}$$

$$\Sigma = 684.00 \text{ Ton}$$

$$CO_T = 684.00 \text{ Ton.}$$

Braço respecto a la arista de volteo.

$$A_T = A_{co} + A_{co_1} + A_{co_2}$$

$$A_{co} = 8.754m^2; dco = 1.33 + 2.32 = 3.65$$

$$A_{co_1} = \frac{1.18 \times 4.80}{2} + 2.90 \times 4.80 + \frac{2.32 \times 4.80}{2}$$

$$A_{co_1} = 2.83 + 13.90 + 5.54 = 22.27 \text{ m}^2$$

$$A_{co_2} = 0.40 \times 6.40 = 2.56 \text{ m}^2$$

$$A_T = 8.754 + 22.27 + 2.56 = 33.584 \text{ m}^2$$

$$dco_T A_T = 8.754 \times 3.65 + 2.83 \left(5.22 + \frac{1.18}{3} \right) + 13.90 \times 3.77 + 5.54$$

$$\begin{aligned} & \frac{2 \times 2.32}{3} + 2.56 \times 3.20 = \\ dco_T A_T &= 32.00 + 15.90 + 52.30 + 8.57 + 8.20 \\ &= 116.97 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$dco_T = \frac{116.97}{33.584} = 3.48 \text{ m.}$$

$$dco_T = 3.48 \text{ m.}$$

Peso de la tierra (PT).

$$PT = \frac{11.70 + 2.44}{2} \times 2.41 \times 9.58 \times 1.6 = 262.00 \text{ Ton.}$$

$$PT = 262.00 \text{ Ton.}$$

Braço con respecto a la arista de Volteo.

$$A = 2.44 \times 2.41 + \frac{8.26 \times 2.41}{2} = 5.88 + 9.98$$

$$A = 15.76 \text{ m}^2$$

$$Ad_{PT} = 5.88 \times 5.20 + 9.98 \left(3.99 + \frac{2 \times 2.41}{3} \right)$$

$$= 30.50 + 55.90 = 86.40 \text{ m}^3$$

$$d_{PT} = \frac{86.40}{15.76} = 5.50 \text{ m.}$$

$$d_{PT} = 5.50 \text{ m.}$$

Empuje de tierras sin sobrecarga (ET).

$$ET = 0.229 h^2 \times Ld$$

$$h = 12.10 \text{ m.}$$

$$Ld = 9.58 \text{ m.}$$

$$ET = 0.229(12.10)^2 \times 9.58 = 320.00 \text{ Ton.}$$

$$ET = 320 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$d_{ET} = \frac{h}{3} = \frac{12.10}{3} = 4.03 \text{ m.}$$

Empuje de tierras con sobre carga (ETS).

$$ETS = 0.229 (h + 2h')h Ld$$

$$ETS = 0.229 (12.10 + 2 \times 0.60) \times 12.10 \times 9.58$$

$$ETS = 353.00 \text{ Ton.}$$

Brazo con respecto a la arista de volteo.

$$d_{ETS} = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h + 2h')} = \frac{(12.10)^2 + 3 \times 12.10 \times 0.60}{3(12.10 + 2 \times 0.60)}$$
$$= \frac{146.40 + 21.80}{39.90} = \frac{168.20}{39.90} = 4.22 \text{ m.}$$

$$D_{ETS} = 4.22 \text{ m.}$$

NOTA. Al igual que para la sección intermedia, en la siguiente tabla se representará la intensidad de las cargas por metro lineal de longitud de la sección de desplante ($Ld = 9.58\text{m}$).

De acuerdo con lo anterior, el área de la sección que se considerará es:

$$A = 6.40 \times 1.00 = 6.40 \text{ m}^2$$

3.5.3). Resumen de cargas y momentos respecto a la arista de volteo.

CONCEPTO	SIMBOLO	INTENSIDAD Ton.	BRAZO m.	MOMENTO Ton-m.
Cargas Verticales:				
Peso superestructura	CM	13.00	3.40	44.20
Carga viva	CV	4.66	3.40	15.85
Peso corona, zoclos y diaf.	CA	2.86	3.60	10.30
Peso cuerpo total estribo	CO _T	71.50	3.48	249.00
Peso de tierra	PT	27.40	5.50	150.00
Cargas Horizontales:				
Frenaje	FL	0.303	9.757	2.95
Fricción	F	0.652	9.757	6.36
Viento sobre la Superestructura	Normal Tangencial	VNS VTS	1.570 0.76	11.017 7.40
	30% Tang.	30%VTS	0.23	9.757 2.24
Viento sobre la Carga móvil	Normal Tangencial	VNCV VTCV	0.255 0.205	13.930 2.00
Empuje de Tierras	Sin sobrecarga Con sobrecarga	ET ETS	33.40 4.22	4.03 134.50 156.00

NOTA. Se desprecian los pares de transporte, de su punto de aplicación a la corona, de las fuerzas de frenaje y viento, por ser muy pequeños.

3.5.4). Revisión de los esfuerzos de trabajo para diferentes combinaciones de cargas, tomando en cuenta las condiciones más desfavorables.

Según A.A.S.H.O (3.4.1), las combinaciones de carga más desfavorables son las siguientes:

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{ET}$$

$$\text{Grupo II} = \text{CM} + \text{ETS} + \text{VTS} + \text{VNS} + \text{F}$$

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FL} + \text{F} + 30\% \text{VTS} + 30\% \text{VNS} + \text{VTCV} + \text{VNCV}.$$

3.5.4.a). Grupo I. Combinación de cargas: Cargas -- muertas + Carga viva + Empuje de tierras sin sobrecarga.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 100%

DESPLAZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F. Verticales. Ton	F.Horizontales. Ton.	M.Verticales. Ton. - m	M.Horizontales. Ton - m.
C.M. = 13.00	ET = 33.40	C.M. = 44.20	ET = 134.50
C V. = 4.66		C V. = 15.85	
C A = 2.86		C A = 10.30	
CO _T = 71.50		CO _T = 249.00	
PT = 27.40		PT = 150.00	
$\Sigma F_V = 119.42$	$\Sigma F_H = 33.40$	$\Sigma M_V = 469.35$	$\Sigma M_H = 134.50$

Revisión de los coeficientes:

Volteamiento:

$$C_V = \frac{469.35}{134.50} = 3.5 > 2 \quad (\text{bien})$$

Deslizamiento:

$$C_d = \frac{0.7 \times 119.42}{33.40} = 2.5 > 2 \quad (\text{bien})$$

Cálculo de la excentricidad.

$$a_d = 6.40 \text{ m.}$$

$$\frac{a_d}{2} = 3.20 \text{ m.}$$

$$e = 3.20 - \frac{469.35 - 134.50}{119.42} = 3.20 - \frac{334.85}{119.42}$$

$$e = 3.20 - 2.80 = 0.40 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

$$f = \frac{119.42}{6.40} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.40}{6.40}\right) = 18.65 (1 \pm 0.375)$$

$$f_{\text{máx}} = 18.65 (1.375) = 25.60 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 18.65 (0.625) = 11.65 \text{ " } < 30 \text{ Ton/m}^2$$

3.5.4.b). Grupo II. Combinación de cargas: Cargas - muertas + Empuje de tierras con sobre carga + Viento Tangencial - sobre la superestructura + Viento normal sobre la superestructura + Fricción.

Porcentaje de esfuerzos sumitarios permisibles = 125%/

DESGLIZAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F.Verticales. Ton.	F.Horizontales. Ton.	M.Verticales Ton - m	M.Horizontales. Ton-m.
CM. = 13.00	ETS = 37.00	CM = 44.20	ETS = 156.00
CA = 2.86	VTS = 0.76	CA = 10.30	VTS = 7.40
CO _T = 71.50	VNS = 1.57	CO _T = 249.00	VNS = 17.30
PT = 27.40	F = 0.652	PT = 150.00	F = 6.36
$\Sigma F_V = 114.76$	$\Sigma F_H = 39.982$	$\Sigma M_V = 453.50$	$\Sigma M_H = 187.06$

Revisión de los coeficientes.

Volteamiento:

$$c_v = \frac{453.50}{187.06} = 2.42 > 2 \quad (\text{bien})$$

Deslizamiento:

$$c_d = \frac{0.7 \times 114.76}{39.982} = 2.02 > 1.5 \quad (\text{bien})$$

Cálculo de la excentricidad.

$$e = 3.20 - \frac{453.50 - 187.06}{114.76} = 3.20 - \frac{266.44}{114.76}$$

$$e = 3.20 - 2.30 = 0.70 \text{ m.}$$

$$e = 0.70 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

$$f = \frac{114.76}{6.40} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.70}{6.40} \right) = 18.00 (1 \pm 0.657)$$

$$f_{\max} = 18.00 (1.657) = 29.80 \text{ Ton/m}^2 < 37.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\min} = 18.00 (0.343) = 6.20 \text{ " } < 37.50 \text{ Ton/m}^2$$

3.5.4.c). Grupo III. Combinación de cargas: Grupo I + Frenaje + Fricción + 30% Viento normal y tangencial sobre la superestructura + Viento normal y tangencial sobre la carga viva.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%.

DESlizAMIENTO		VOLTEAMIENTO	
F.Vertical. Ton.	F.Horizontal. Ton.	M.Vertical. Ton-m	M.Horizontal. Ton - m.
G.I = 119.42	G.I = 33.40	G.I. = 469.35	G.I. = 134.50
	F L = 0.303		F L = 2.95
	F = 0.652		F = 6.36
	30%VNS= 0.470		30%VNS= 5.20
	30%VTS= 0.230		30%VTS= 2.24
	VNCV = 0.255		VNCV = 3.55
	VTCV = 0.205		VTCV = 2.00
$\Sigma F_V = 119.42$	$\Sigma F_H = 35.515$	$\Sigma M_V = 469.35$	$\Sigma M_H = 156.80$

Revisión de coeficientes:

Volteamiento:

$$C_v = \frac{469.35}{156.80} = 3.0 > 2 \text{ (bien)}$$

Deslizamiento

$$C_d = \frac{0.7 \times 119.42}{35.515} = 2.35 > 2 \text{ (bien)}$$

Cálculo de la excentricidad.

$$e = 3.20 - \frac{469.35 - 156.80}{119.42} = 3.20 - \frac{312.55}{119.42}$$

$$e = 3.20 - 2.62 = 0.58 \text{ m.}$$

$$e = 0.58 \text{ m.}$$

Cálculo de los esfuerzos (f)

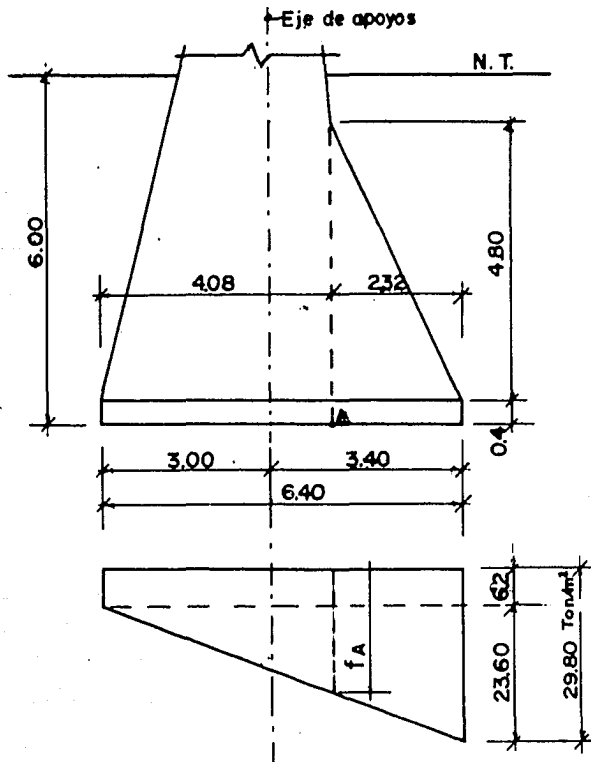
$$f = - \frac{119.42}{6.40} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.58}{6.40} \right) = 18.65 (1 \pm 0.544)$$

$$f_{\text{máx}} = 18.65(1.544) = 29.00 \text{ Ton/m}^2 < 37.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 18.65(0.456) = 8.50 \text{ " } < \text{ " } \text{ "}$$

CONCLUSION. Como la sección cumple con todas las condiciones impuestas en todas las combinaciones de cargas, como son; volteamiento, deslizamiento y esfuerzos de trabajo, se acepta. To dos los esfuerzos (máximos y mínimos) en la sección del desplante resultaron de compresión por lo cual estamos bien ya que dicha sección no admite esfuerzos de tensión.

3.6). Verificación del escalón.



3.6.1) Cálculo del esfuerzo en el punto A (fA)

$$f_A = 6.20 + \frac{4.08}{6.40} 23.60 = 6.20 + 15.05 = 21.25$$

$$f_A = 21.25 \text{ Ton/m}^2$$

3.6.2). Cálculo de cargas y momentos con respecto al punto A, que actúan sobre la parte del escalón.

Reacción del terreno (R_T)

$$R_T = \frac{21.25 + 29.80}{2} 2.32 \times 1.00 = 59.00 \text{ Ton/m.}$$

$$R_T = 59.00 \text{ Ton/m.}$$

Brazo de la reacción respecto al punto A.

$$d_{R_T} = \frac{b}{3} \frac{a+2c}{a+c}$$

$$d_{R_T} = \frac{2.32}{3} \frac{21.25 + 2 \times 29.80}{21.25 + 29.80} = 1.22$$

$$d_{R_T} = 1.22 \text{ m.}$$

Momento respecto al punto A (M_{R_T})

$$M_{R_T} = 59.00 \times 1.22 = 72.00 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{R_T} = 72.00 \text{ Ton-m/m.}$$

Peso del escalón (P_E)

$$P_E = \frac{5.20 + 0.40}{2} 2.32 \times 1.00 \times 2.2 = 14.30 \text{ Ton/m.}$$

$$P_E = 14.30 \text{ Ton/m.}$$

Brazo de P_E con respecto al punto A.

$$d_{P_E} = \frac{b}{3} \frac{2a+c}{a+c} = \frac{2.32}{3} \frac{2 \times 0.40 + 5.20}{0.40 + 5.20} = 0.83$$

$$d_{P_E} = 0.83 \text{ m.}$$

Momento respecto al punto A.

$$M_{P_E} = 14.30 \times 0.83 = 11.85 \frac{\text{Ton/m}}{\text{m.}}$$

$$M_{P_E} = 11.85 \text{ Ton-m/m.}$$

Peso de la tierra sobre el escalón (PT)

$$P_T = \frac{5.60 + 0.80}{2} \times 2.32 \times 1.00 \times 1.6 = 11.85 \text{ Ton/m.}$$

$$P_T = 11.85 \text{ Ton/m.}$$

Brazo con respecto al punto A.

$$d_{P_T} = \frac{b}{3} \frac{a + 2c}{a + c} = \frac{2.32}{3} \frac{0.80 + 5.60 \times 2}{0.80 + 5.60} = 1.45$$

$$d_{P_T} = 1.45 \text{ m.}$$

Momento respecto al punto A.

$$M_{P_T} = 11.85 \times 1.45 = 17.20 \text{ Ton-m/m.}$$

$$M_{P_T} = 17.20 \text{ Ton-m/m.}$$

3.6.3) Revisión de los esfuerzos.

Por momento flexionante.

$$M_T = M_{R_T} - M_{P_E} - M_{P_T} = 72 - 11.85 - 17.20$$

$$M_T = 43.00 \text{ Ton - m/m.}$$

Esfuerzo por flexión (f):

$$f = \frac{6 M}{bh^2} = \frac{6 \times 43}{1 \times 5.20 \times 5.20} = 9.54 \text{ Ton/m}^2$$

$$f = 9.54 \text{ Ton/m}^2 < 10.00 \text{ Ton/m}^2 \quad (\text{bien})$$

Por fuerza cortante (v):

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = \frac{3}{2} \frac{32.85}{5.20} = 9.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$V = R_T - P_E - P_T = 59 - 14.30 - 11.85 = 32.85 \text{ Ton.}$$

$$A = 5.20 \times 1.00 = 5.20 \text{ m}^2$$

$$v = 9.5 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2$$

De acuerdo con los resultados obtenidos, la Sección del escalón trabaja dentro de los esfuerzos permisibles.

3.7) Refuerzo en la corona y en el diafragma.

3.7.1). Cálculo del empuje de la tierra con sobrecarga sobre el diafragma.

$$ETS = 0.229 (h + 2 \hat{h}) h$$

Para 1.00 m. de longitud de diafragma

$$ETS = 0.229 (2.44 + 2 \times 0.60) 2.44 \times 1.00$$

$$ETS = 2.03 \text{ Ton/m.}$$

Brazo (y)

$$y = \frac{h^2 + 3hh'}{3(h+2h')} \cdot \frac{2.44^2 + 3 \times 2.44 \times 0.60}{3(2.44 + 2 \times 0.60)}$$

$$y = \frac{10.36}{10.92} = 0.95 \text{ m.}$$

Momento:

$$M = 2.03 \times 0.95 = 1.94 \text{ Ton-m/m.}$$

3.7.2) Cálculo del espesor del diafragma. Para un cálculo aproximado podemos suponer:

$$j = 7/8 = 0.875$$

$$k = 3/8 = 0.375$$

Con estos valores y con $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ valuamos K.

$$K = \frac{1}{2} f'_c jk = \frac{1}{2} (80) 0.875 \times 0.375$$

$$K = 13.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{1}{\sqrt{K}} = \frac{1}{\sqrt{13.12}} = 0.276$$

$$d = c \sqrt{M} = 0.276 \sqrt{1940} = 12.2 \text{ cm.}$$

Como se tiene $h = 25 \text{ cm.}$, suponiendo un recubrimiento -- de 6 cm. nos queda:

$$25 - 6 = 19 \text{ cm.} > 12.2 \text{ cm.}$$

Finalmente pondremos: $d = 19 \text{ cm.}$

3.7.3). Cálculo del área de acero necesaria.

$$A_s = \frac{M}{j f_s d} = \frac{194000}{0.875 \times 2000 \times 19} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Separación (s) de las varillas usando $\emptyset 5/8''$.

$$s = \frac{1.99 \times 100}{6.15} = 32.30 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas de $\emptyset 5/8''$ a cada 30 cm. c.a.c.

3.7.4). Acero de refuerzo por temperatura, contracción y fraguado en diafragmas. Por especificación (S.o.P. 6.7), las caras de miembros de concreto que no llevan acero de refuerzo por razones estructurales, deberán reforzarse para prever los esfuerzos de temperatura, contracción y fraguado.

El esfuerzo requerido en cada sentido y en cada cara es de 0.0015 bd con un máximo de 6 cm²/m. Siendo b el ancho de la cara y d la longitud medida normalmente a la cara.

$$A_{st} = 0.0015 bd = 0.0015 \times 100 \times 19 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Separación (s) de las varillas usando $\emptyset \frac{1}{2}$ "

$$s = \frac{1.27 \times 100}{2.85} = 44.5 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas de $\emptyset \frac{1}{2}$ " a cada 38 cm. c.a.c.

3.7.5). Acero de refuerzo por temperatura, contracción y fraguado en la corona. Se aplica la misma especificación anterior.

$$A_{st} = 0.0015 bd = 0.0015 \times 100 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Por especificación solo se pondrán 6 cm²

Separación (s) de las varillas usando $\emptyset \frac{1}{2}$ "

$$s = \frac{1.27 \times 100}{6} = 21 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas de $\emptyset \frac{1}{2}$ " a cada 21 cm. c.a.c.

4). Proyecto y diseño de la pila No. 6

4.1). Localización, altura y sección propuesta para la pila No. 6.

Localización	Estación 15 + 696.32m.
Apoyos	Fijo y móvil.
Elevación rasante	24.18 m.
Espesor superestructura	2.33 m.
Espesor apoyos	0.11 m.
Elevación corona	21.74 m.
Espesor corona	0.50 m.
Elevación subcorona	21.24 m.
Desplante de la pila	6.28 m.
Altura del cuerpo de la pila	14.96 m.
Altura total de la pila	15.46 m.

Tomando en cuenta las alturas obtenidas anteriormente, ya podemos proponer una sección transversal de la pila, la cual revisaremos y en caso de que cumpla con los requisitos especificados e indicados, se aceptará, de lo contrario proponemos una nueva sección la cual se revisará nuevamente.

4.2). Cargas para la subcorona y brazos de palanca .

4.2.1). Carga muerta (C.M.). Superestructura.

$$C.M. = 249.44 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca con respecto a los ejes "x" y "y".

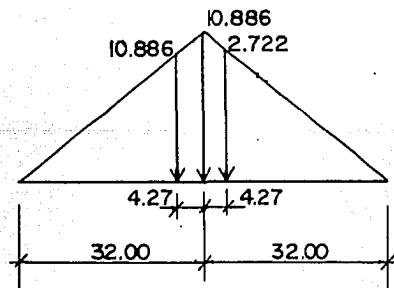
$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.2.2). Carga viva (C.V.). Se consideran varias posibilidades de carga para tomar la más desfavorable al efectuar -- las combinaciones.

4.2.2.a). La pila soportando los dos tramos adyacentes de superestructura, cargados en sus dos bandas de circulación.

Carga de camión.

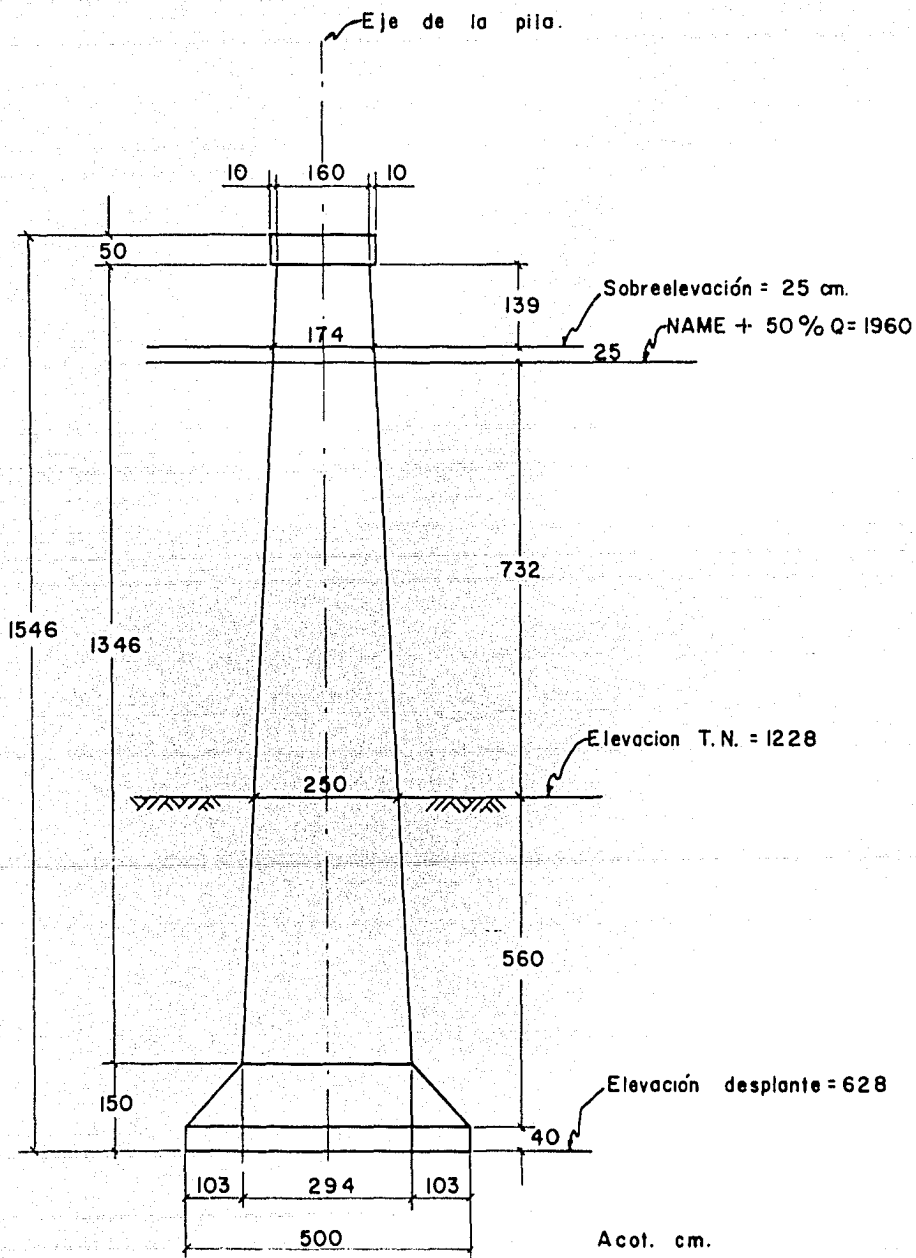


$$R = 10.886 + (10.886 + 2.722) \frac{27.73}{32.00}$$

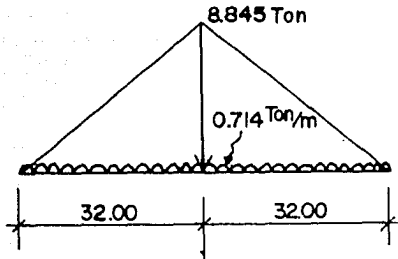
$$R = 22.486 \text{ Ton.}$$

$$CV_1 = 2 R = 44.972 \text{ Ton.}$$

Carga de línea o equivalente.



SECCION PROPUESTA
PILA No. 6



$$R = 8.845 + \frac{0.714 \times 32.00}{2} \times 2$$

$$R = 31.645 \text{ Ton.}$$

$$CV_1 = 2 R = 63.29 \text{ Ton.}$$

Como $63.29 \text{ Ton} > 44.972 \text{ Ton.}$, Rige la carga de línea.

$$C.V._1 = 63.29 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca con respecto a los ejes "x" y "y".

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.2.2.b). La pila soportando los dos tramos de superestructura adyacentes, cargado solo uno en ambas bandas.

En este caso rige la carga por camión.

$$CV_2 = 22.30 \times 2 = 44.60 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0.00$$

$$Y = 0.32 \text{ m.}$$

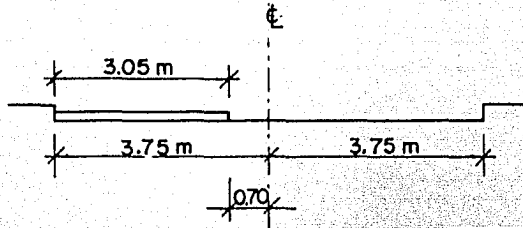
4.2.2.c). La pila soportando los dos tramos de superestructura adyacentes, cargados ambos solamente en la banda de circulación aguas abajo. carga de línea.

$$CV_3 = 31.645 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 2.225 \text{ m.}$$

$$Y = 0.00$$



4.2.3). Impacto (I). Se considerará solamente en la corona y en la subcorona).

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} = \frac{15.24}{32 + 38.10} = 0.217 = 21.7\%$$

Para los casos anteriores de carga viva se tiene:

$$I_1 = 63.39 \times 0.217 = 13.80 \text{ Ton.}$$

$$I_2 = 44.60 \times 0.217 = 9.70 \text{ Ton.}$$

$$I_3 = 31.645 \times 0.217 = 6.90 \text{ Ton.}$$

4.2.4). Fricción con carga permanente (F).

$$F = 0.05 \times \frac{249.44}{2} = 6.24 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0.00$$

$$Y = 0.597$$

4.2.5). Frenaje (F.L). Ver capítulo VI. (6.1)

$$F.L. = 2.90 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0.00$$

$$Y = 0.597 \text{ m.}$$

4.2.6). Viento sobre la superestructura.

4.2.6.a). Viento normal (V.N.S.). Ver este mismo capítulo (3.2.6).

$$V.N.S. = 15.00 \times 2 = 30.00 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$Y = 0.00$$

$$X = 1.26 + 0.50 = 1.76 \text{ m. (arriba de la subcorona).}$$

4.2.6.b). Viento tangencial (VTS). Ver este mismo capítulo (3.2.6).

$$V.T.S. = 7.26 \text{ Ton; } 30\% \text{ V.T.S.} = 2.18 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0.00$$

$$Y = 0.597 \text{ m.}$$

4.2.7). Viento sobre la carga viva. Ver este mismo capítulo (3.2.7).

4.2.7.a). Viento normal. (V.N.C.V.).

$$V.N.C.V. = 2.43 \times 2 = 4.86 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$Y = 0$$

$$X = 4.27 \text{ m. (arriba de la subcorona).}$$

4.2.7.b). Viento tangencial (V.T.C.V.).

$$V.T.C.V. = 1.96 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$Y = 0.597$$

$$X = 0$$

4.2.8). Peso de la corona (C.A), incluyendo el peso de los zoclos, considerando solamente las áreas de transmisión y verificación de las dimensiones de la subcorona.

4.2.8.a). Verificación de las dimensiones de la subcorona.

Se considera una longitud (L) de subcorona de:

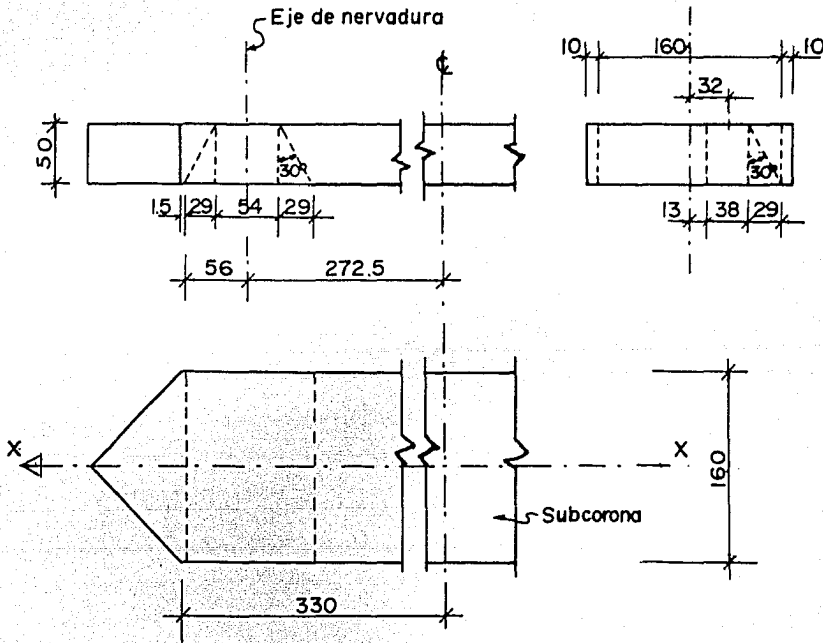
$$L = 6.60 \text{ m.}$$

Dimensiones de las placas de apoyo (de neopreno).

$$l = 54 \text{ cm.}$$

$$a = 38 \text{ cm.}$$

Ley de transmisión de las cargas en el concreto. Se considera $\phi = 30^\circ$.



Area de transmisión de la carga (A).

$$A_1 = 1.12 \times 1.60 = 1.790 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.790 \times 2 = 3.580 \text{ m}^2$$

4.2.8.b). Peso de la corona (C.A). Se tomará únicamente las areas de transmisión de las cargas.

$$CA_1 = 3.58 \times 0.50 \times 2.400 = 4.300 \text{ Ton.}$$

$$\text{Peso zoclos} = 2 \times 0.134 = 0.268 \text{ "}$$

$$CA = \underline{\quad\quad\quad} = 4.568 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.2.8.c). Momentos de inercia y módulos de sección.

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \times 2 = \frac{1.12 \times 1.60^3}{12} \times 2 = 0.765 \text{ m}^4$$

$$I_{xx} = 0.765 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} \times 2 + 2bhd^2 = \frac{1.6 \times 1.12^3}{12} \times 2 + 2 \times 1.6 \times 1.12 \times (2.725)^2$$

$$I_{yy} = 26.97 \text{ m}^4$$

Semiperaltas.

$$X_{\text{máx}} = \frac{6.60}{2} = 3.30 \text{ m.}$$

$$Y_{\text{máx}} = \frac{1.60}{2} = 0.80 \text{ m.}$$

Módulos de sección.

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{\text{máx}}} = \frac{0.765}{0.80} = 0.96$$

$$S_y = \frac{I_y}{X_{\text{máx}}} = \frac{26.97}{3.30} = 8.18$$

4.3). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la subcorona y comparación con los permisibles.

La revisión se hará para diferentes combinaciones de carga, tomando en cuenta las más desfavorables.

Según A.A.S.H.O. (3.4.1), las combinaciones de carga más desfavorables son las siguientes.

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{I} + \text{F} + \text{VTS}$$

$$\text{Grupo II} = \text{CM} + \text{CV} + \text{I} + \text{F} + \text{VNCV} + \text{VNS}$$

4.3.1). Grupo I. Combinación de cargas: - Cargas permanentes + Carga viva en un sólo tramo + Impacto + Fricción + -- Viento tangencial sobre la superestructura.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%

CARGA Símbolo	CARGAS (Ton.)		BRAZO (m)	MOMENTOS (Ton-m)	
	Verticales	Horizontales		XX	YY
CM	249.44		0.00		
CV ₂	44.60		0.32	14.30	
I ₂	9.70		0.32	3.10	
CA	4.568		0.00		
F		6.24	0.597	3.72	
VTS		7.26	0.597	4.33	
Σ	= 308.308			25.45	0.00

Para calcular los esfuerzos de trabajo se aplicará la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$

$$f = \frac{308.31}{3.58} + \frac{25.45}{0.96} = 86.00 + 26.50$$

$$f_{\text{máx}} = 86.00 + 26.50 = 112.50 \text{ Ton/m}^2 \leq f_p = 112.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 86.00 - 26.50 = 59.50 \text{ Ton/m}^2$$

4.3.2). Grupo II. Combinación de cargas. Cargas permanentes + carga móvil en un solo tramo + Impacto + Fricción + Viento normal sobre la carga móvil + Viento normal sobre la superestructura.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%

CARGA Símbolo	CARGAS (Ton.)		BRAZO (m)	MOMENTOS (Ton-m)	
	Verticales	Horizontales		XX	YY
CM	249.44		0.00		
CV ₂	44.60		0.32	14.30	
I ₂	9.70		0.32	3.10	
CA	4.568		0.00		

F	6.24	0.597	3.72
VNS	15.00	1.76	26.40
VNCV	2.43	4.27	10.40
Σ	= 308.308	21.12	36.80

Cálculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{S_x} \pm \frac{My}{S_y}$$

$$f = \frac{308.31}{3.58} \pm \frac{21.12}{0.96} \pm \frac{36.80}{8.18}$$

$$f = 86.00 \pm 22.00 \pm 4.5$$

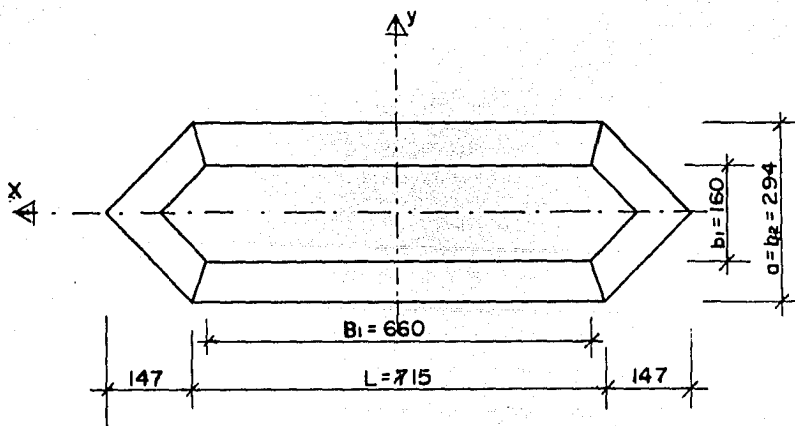
$$f_{\text{máx}} = 86.00 + 22.00 + 4.5 = 114.5 \text{ Ton/m}^2 \approx 112.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 86.00 - 22.00 - 4.50 = 59.50 \text{ Ton/m}^2.$$

Conclusión. Como los esfuerzos de trabajo en la sección, son menores o aproximadamente iguales, se acepta la sección de la subcorona.

4.4). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la sección de cambio de taludes (a 13.46 m. abajo de la subcorona) y comparación con los permisibles.

4.4.1). Propiedades geométricas.



Area de la sección (A).

$$A = 7.15 \times 2.94 + 1.47 \times 2.94 = 21.00 + 4.32$$

$$A = 25.32 \text{ m}^2$$

Momentos de inercia (I).

$$I_{xx} = \frac{La^3}{12} + \frac{a^4}{48} + \frac{7.15 \times 2.94^3}{12} + \frac{2.94^4}{48}$$

$$I_{xx} = 15.00 + 1.54 = 16.54 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{A}{12} (L^2 + A) = \frac{25.32}{12} (7.15^2 + 25.52).$$

$$I_{yy} = 2.13 (76.52) = 163.50 \text{ m}^4$$

Ordenadas máximas.

$$X = \frac{7.15 + 2.94}{2} = \frac{10.09}{2} = 5.05 \text{ m.}$$

$$Y = \frac{2.94}{2} = 1.47 \text{ m.}$$

Módulos de sección:

$$S_x = \frac{16.64}{1.47} = 11.50 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{165.00}{5.07} = 32.60 \text{ m}^3$$

4.4.2). Carga que actúan en la sección. Se tomarán - los calculadas para la subcorona más las siguientes.

4.4.2.a). Peso total de la corona (PCA).

$$P_{CA} = (6.68 + 0.90) 1.80 \times 0.50 \times 2.4 = 16.40 \text{ Ton.}$$

$$P_{CA} = 16.40 \text{ Ton.}$$

4.4.2.b). Peso del cuerpo de la pila (PCO₁), hasta la sección considerada. Para calcular el volumen del cuerpo de la pila, se aplicará la fórmula deducida por el Ing. José Mariano - Pontón.

$$V_1 = 0.3047 h \left[(b_1 + b_2) (1.641 B_1 + 0.322 b_1) + b_2^2 \right]$$

$$V_1 = 0.3047 \times 13.46 \left[(1.60 + 2.94) (1.641 \times 6.60 + 0.322 \times 1.60) + \frac{2.94^2}{2} \right]$$

$$V_1 = 4.10 (4.54 \times 11.30 + 8.63) = 245 \text{ m}^3$$

$$PCO_1 = 245 \times 2.2 = 539.00 \text{ Ton.}$$

$$PCO_1 = 539.00 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca (para la corona y el cuerpo).

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.4.2.c). Peso de la tierra (PT_1), hasta la sección - considerada.

Volumen (de la pila) enterrado hasta la sección en estudio.

$$VM_1 = 0.3047 \times 4.50 \left[(2.50 + 2.94) (1.641 \times 6.99 + 0.322 \times 2.50) + 2.94^2 \right] = 1.37 (5.44 \times 12.27 + 8.63)$$

$$VM_1 = 104.00 \text{ m}^3$$

$$P_{T_1} = (25.30 \times 4.50 - 104.00) \cdot 1.6 = 16.00 \text{ Ton.}$$

$$A = (7.15 + 1.47) \cdot 2.94 = 25.30 \text{ m}^2$$

$$P_{T_1} = 16 \text{ Ton.}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.4.2.d). Viento tangencial sobre la subestructura.

Se considera una presión de 100 kg/m^2 de area expuesta sobre la corona.

$$VTCA = 8.48 \times 0.50 \times 0.10 = 0.424 \text{ Ton.}$$

$$VTCA = 0.424 \text{ Ton.}$$

Este empuje está aplicado a 25 cm. arriba de la subcorona.

Sobre el cuerpo de la pila:

Con aguas máximas.

$$VTCO = \frac{8.20 + 8.40}{2} \times 1.39 \times 0.10 = 1.16 \text{ Ton.}$$

$$VTCO = 1.16 \text{ Ton.}$$

El punto de aplicación está a 0.70 m. abajo de la subcorona.

Con aguas mínimas.

$$VTCO = \frac{8.20 + 9.49}{2} \times 8.96 \times 0.10 = 7.80 \text{ Ton.}$$

$$VTCO_1 = 7.80 \text{ Ton.}$$

La profundidad del punto de aplicación de este empuje, medido a partir de la subcorona es:

$$\frac{8.96}{3} \times \frac{2 \times 9.49 + 8.20}{8.20 + 9.49} = 4.70 \text{ m.}$$

4.4.3). Combinación de cargas. Sólo se considera la siguiente:

Cargas permanentes, carga viva en un solo tramo, Fricción y Viento tangencial con aguas mínimas.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 125%.

CARGA Símbolo	CARGAS (Ton.)		BRAZO (m)	MOMENTOS (Ton-m)	
	Verticales	Horizontales		XX	YY
CM	249.44		0.00		
CV ₂	44.60		0.32	14.30	
PCA	16.40		0.00		
PCO ₁	539.00		0.00		
PT ₁	16.00		0.00		
F		6.24	14.06	88.00	
VTCA		0.424	13.65	5.80	
VTS		7.26	14.06	102.00	
VTCO ₁		7.80	8.76	68.00	
$\Sigma =$	865.44			278.10	

Esfuerzos:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{Sx} = \frac{865.44}{25.32} \pm \frac{278.10}{11.50}$$

$$f = 33.20 \pm 24.20$$

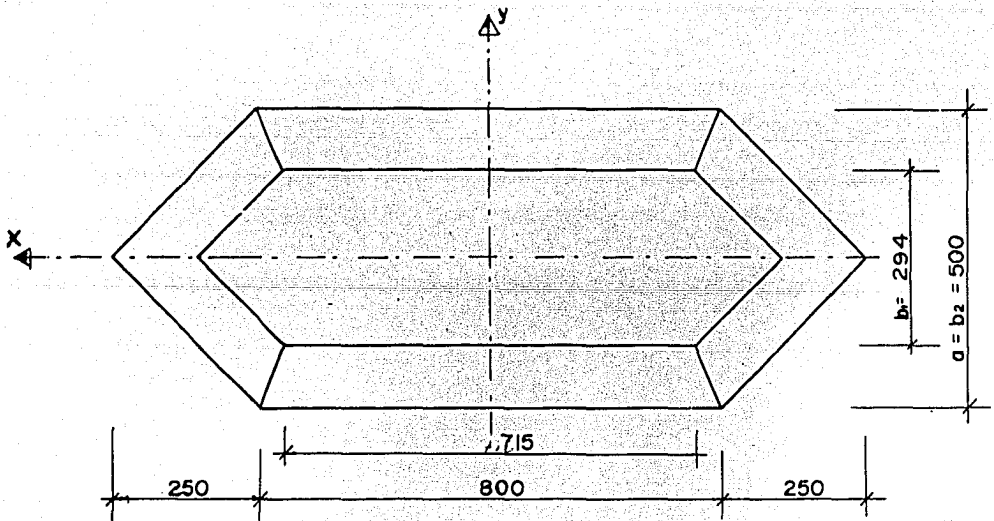
$$f_{\text{máx}} = 57.40 \text{ Ton/m}^2 < 113.5 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = 9.00 \text{ Ton/m}^2$$

Como ambos esfuerzos son menores que los permisibles, - se acepta la sección.

4.5). Revisión de los esfuerzos de trabajo en la sección del desplante (a 14.96 m. abajo de la subcorona) y comparación con los permisibles.

4.5.1). Propiedades geométricas.



Area de la sección (A).

$$A = 5.00 (8.00 + 2.50) = 52.50 \text{ m}^2$$

$$A = 52.50 \text{ m}^2$$

Momentos de inercia (I).

$$I_{xx} = \frac{L a^3}{12} + \frac{a^4}{48} = \frac{8.00 \times 5.00^3}{12} + \frac{5.00^4}{48} =$$

$$I_{xx} = 96.30 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{A}{12} (L^2 + A) = \frac{52.50}{12} (8.00^2 + 52.50)$$

$$I_{yy} = 510.00 \text{ m}^4$$

Ordenadas máximas.

$$x = \frac{8.00 + 5.00}{2} = 6.50 \text{ m.}$$

$$y = \frac{5.00}{2} = 2.50 \text{ m.}$$

Módulos de sección.

$$S_x = \frac{96.30}{2.50} = 38.50 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{510.00}{6.50} = 78.50 \text{ m}^3$$

4.5.2). Cargas que actúan sobre la sección. Se tomarán en cuenta las anteriormente calculadas para la pila, mas las siguientes.

4.5.2.a). Peso total de toda la pila (PCO) sin corona.

El volumen total de la pila es:

$$V_T = V_1 + V_2 + V_3$$

$$V_1 = 245 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.3047 \times 1.10 \left[(2.94 + 5.00) (1.641 \times 7.15 + + 0.322 \times 2.94) + 5.00^2 \right]$$

$$V_2 = 42.20 \text{ m}^3$$

$$V_3 = A h = 52.50 \times 0.40 = 21.00 \text{ m}^3$$

$$V_T = 245.00 + 42.20 + 21.00 =$$

$$V_T = 308.20 \text{ m}^3$$

$$PCO = 308.20 \times 2.2 = 680 \text{ Ton.}$$

$$PCO = 680 \text{ Ton. (sin la corona).}$$

Brazos de palanca.

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.5.2.b). Peso del agua sobre la pila (PA).

Volumen del prisma (completo) de agua:

$$V = 52.50 \times 7.57 = 397.00 \text{ m}^3$$

Volumen de mampostería sumergida a descontar:

$$V = 0.3047 \times 7.57 \left[(1.74 + 2.50) (1.641 \times 6.66 + \right. \\ \left. + 0.322 \times 1.74) + 2.50^2 \right]$$

$$V = 126.00 \text{ m}^3$$

Volumen del agua.

$$V_A = 397 - 126 = 271 \text{ m}^3$$

$$P_A = 271 \text{ Ton.}$$

4.5.2.c). Peso de la tierra sobre la pila (PT):

Volumen completo del prisma de tierra.

$$V = 52.50 \times 6.00 = 315.00 \text{ m}^3$$

Volumen de la mampostería enterrada.

$$V_M = V_{M_1} + V_2$$

$$V_{M_1} = 104 \text{ m}^3 \text{ (en este mismo capítulo ver (4.4.2-c).)}$$

$$V_2 = 42.20 \text{ m}^3 \text{ (en este mismo capítulo ver (4.5-2.a).)}$$

$$V_M = 104.00 + 42.20 = 146.20 \text{ m}^3$$

Peso de la tierra.

$$P_T = (315.00 - 146.20) \cdot 1.6 = 270 \text{ Ton.}$$

$$P_T = 270 \text{ Ton.}$$

4.5.2.d). Subpresión. Depende principalmente de la permeabilidad del subsuelo. Se supondrá, en este caso, un coeficiente de 0.60.

$$S = W Ahc$$

$$C = 0.60$$

Con aguas máximas (s):

$$S = 1.00 \times 52.50 \times 13.57 \times 0.6 = 426 \text{ Ton.}$$

$$S = 426 \text{ Ton.}$$

Conaguas mínimas (S_1):

$$S_1 = 1.00 \times 52.50 \times 5.81 \times 0.6 = 183 \text{ Ton.}$$

$$S_1 = 183 \text{ Ton.}$$

Los brazos de palanca del peso del agua del peso de la tierra y de la subpresión son:

$$X = 0$$

$$Y = 0$$

4.5.2.e). Viento normal a la subestructura. Se considerará una presión del viento de 100 kg/m^2 , obrando en la proyección del área expuesta en un plano normal a la dirección de la corriente (que se supone es la dirección en que sopla el viento).

Sobre la corona.

$$VNCA = 0.10 \times 1.80 \times 0.50 = 0.090 \text{ Ton.}$$

$$VNCA = 0.090 \text{ Ton.}$$

Este empuje está aplicado a 0.25m. arriba de la subcorona sobre el cuerpo de pila:

Con aguas máximas (NAME).

$$VNCO = \frac{1.60 + 1.74}{2} \times 1.39 \times 0.10 = 0.232 \text{ Ton.}$$

$$VNCO = 0.232 \text{ Ton.}$$

Este empuje se puede considerar aplicado, aproximadamente a $0.50 \times 1.39 = 0.70 \text{ m.}$ abajo de la subcorona.

Con aguas mínimas (N.A. Mín.).

$$VNCO_1 = \frac{1.60 + 2.50}{2} \times 8.96 \times 0.10 = 1.84 \text{ Ton.}$$

$$VNCO_1 = 1.84 \text{ Ton.}$$

Este empuje se considera aplicado a una profundidad medida a partir de la subcorona de:

$$\frac{8.96}{3} \times \frac{2 \times 2.50 + 1.60}{2.24 + 1.60} = 5.15 \text{ m.}$$

4.5.2.f). Viento tangencial sobre la subestructura.

Ver este mismo capítulo (4.4.2.d).

Sobre la corona.

$$VTCA = 0.424 \text{ Ton.}$$

Aplicado a 25 cm. arriba de la subcorona.

Sobre el cuerpo de la pila:

Con aguas máximas (NAME).

$$VTCO = 1.16 \text{ Ton.}$$

Aplicado a 0.70 m. abajo de la subcorona.

Con aguas mínimas (N.A.Mín).

$$VTCO_1 = 7.80 \text{ Ton.}$$

Aplicado a 4.70 m. abajo de la subcorona.

4.5.2.g). Empuje dinámico del agua (E).

$$E = C w A \frac{v^2}{2g}$$

w = peso volumétrico del agua (1000 kg/m³)

g = Aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

A = Area expuesta proyectada en un plano normal a la dirección de la corriente.

V = Velocidad de llegada del agua (3.14 m/seg).

$$A = \frac{2.50 + 1.74}{2} (7.57) = 16.00 \text{ m}^2$$

C = Coeficiente de forma. Para tajamares a 45° - con la dirección de la corriente es igual a 0.75.

Sustituyendo en la fórmula, nos queda:

$$E = 0.75 \times 1.000 \times 16 \times \frac{3.14^2}{19.6} = 6.05 \text{ Ton.}$$

$$E = 6.05 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza se considera aplicada a una profundidad, - medida a partir de la sucrona, que vale:

$$1.39 + \frac{7.57}{3} \times \frac{2 \times 2.50 + 1.74}{2.50 + 1.74} = 1.39 + 4.00$$

$$d = 5.39 \text{ m.}$$

4.5.3). Resumen de cargas que actúan sobre la pila:

C.M.	= 249.44	Ton.	(Carga Superestructura).
CV ₁	= 63.29	Ton.	(Carga viva 1)
CV ₂	= 44.60	Ton.	(Carga viva 2)
CV ₃	= 31.645	Ton.	(Carga viva 3)
F	= 6.24	Ton.	(Fricción)
FL	= 2.90	Ton.	(Frenaje)
VNS	= 30.00	Ton.	(Viento normal sobre la - superestructura).
VTS	= 7.26	Ton.	(Viento tangencial supe-- reestructura.
VNCV	= 4.86	Ton.	(Viento normal carga móvil)
VTCV	= 1.96	Ton.	(Viento tangencial Carga- móvil).
PCA	= 16.40	Ton.	(Peso de la corona).
PCO	= 680	Ton.	(Peso total cuerpo pila)
PA	= 271	Ton.	(Peso agua en N.A.M.E)
P _T	= 270	Ton.	(Peso tierra).
S	= 426	Ton.	(Subpresión en NAME).
S ₁	= 183	Ton.	(Subpresión en N.A.Mín).
VNCA	= 0.090	Ton.	(Viento normal sobre la co rona.)
VNCO	= 0.232	Ton.	(Viento normal sobre la pi la en N.A.M.E.).
VNCO ₁	= 1.84	Ton.	(Viento normal sobre pila en N.A.Mín.).
VTCA	= 0.424	Ton.	(Viento tangencial sobre- la corona).
VTCO	= 1.16	Ton.	(Viento tangencial sobre- la pila en N.A.M.E.).
VTCO ₁	= 7.80	Ton.	(Viento tangencial sobre- la pila en N.A.Mín.).
E	= 6.05	Ton.	(Empuje dinámico del agua)

4.5.4). Revisión de los esfuerzos de trabajo. La revisión se hará para diferentes combinaciones de carga, tomando en cuenta las más desfavorables, según A.A.S.H.O. (3.4.1).

4.5.4.a). Grupo I (en NAME). Combinación de cargas.- Cargas permanentes + Cargas viva x 2 + Peso agua + Subpresión +- + Empuje dinámico.

La carga viva se aumenta en un 100% debido a la presencia de la reacción negativa (Especificaciones A.A.S.H.O 2.16).

Porcentaje de esfuerzos onitarios permisibles = 100%.

CARGA Símbolo	CARGAS (Ton)		BRAZO (m)	MOMENTOS (Tonxm).	
	Verticales	Horizontales		xx	yy
CM	249.44		0.00		
2CV ₂	89.20		0.32	28.60	
PCA	16.40		0.00		
PCO	680.00		0.00		
PA	271.00		0.00		
PT	270.00		0.00		
S	-426.00		0.00		
E		6.05	9.57		57.80
Σ =	1150.04	6.05		28.60	57.80

Cálculo de los esfuerzos.

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{Sx} \pm \frac{My}{Sy}$$

$$f = \frac{1150.04}{52.50} \pm \frac{28.60}{38.50} \pm \frac{57.80}{78.50}$$

$$f = 21.90 \pm 0.745 \pm 0.735$$

$$f_{\text{máx}} = 23.38 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 20.52 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2$$

4.5.4.b). Grupo II (en NAME). Combinación de cargas- Cargas permanentes + carga viva + Peso agua + Subpresión + Fricción + Viento tangencial sobre carga móvil, superestructura, corona y pila + Empuje dinámico del agua.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 100%.

CARGA	CARGAS (Ton)		BRAZO	MOMENTOS	(Tonxm) .
Símbolo	Verticales	Horizontales	(m)	xx	yy
CM	249.44		0.00		
CV ₁	63.29		0.00		
PCA	16.40		0.00		
PCO	680.00		0.00		
PA	271.00		0.00		
PT	270.00		0.00		
S	-426.00		0.00		
E		6.05	9.57		57.80
F		6.24	15.557	97.00	
VTS		7.26	15.557	112.50	
VTCV		1.96	15.557	30.50	
VTCA		0.424	15.21	6.45	
VTCO		1.16	14.26	16.60	
Σ =	1124.13	23.094		263.05	57.80

Cálculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{1124.13}{52.50} \pm \frac{263.05}{38.50} \pm \frac{57.80}{78.50}$$

$$f = 21.40 \pm 6.83 \pm 0.735$$

$$f_{\text{máx}} = 28.965 \text{ Ton/m}^2 < 30.00 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = 13.835 \text{ Ton/m}^2 < 30.00 \text{ Ton/m}^2.$$

4.5.4.c). Grupo III (en N.A.Mín.). Combinación de car

gas: Cargas permanentes + Carga viva + Subpresión + Fricción + Viento tangencial sobre carga viva, superestructura corona y pila.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles = 100%.

CARGA	CARGAS (TON)		BRAZO (m)	MOMENTOS (TONXM.)	
	VERTICALES	HORIZONTALES		xx	yy
C.M.	249.44		0.00		
C.V ₁	63.29		0.00		
PCA	16.40		0.00		
PCO	680.00		0.00		
PT	270.00		0.00		
S ₁	-183.00		0.00		
F		6.24	15.557	97.00	
VTS		7.26	15.557	112.50	
VTCV		1.96	15.557	30.50	
VTCA		0.424	15.21	6.45	
VTCO		7.80	10.26	76.00	
$\Sigma =$	1,096.13	23.684		322.45	

Cálculo de los esfuerzos.

$$f = \frac{1096.13}{52.50} \pm \frac{322.45}{38.50}$$

$$f = 20.80 \pm 8.36$$

$$f_{\text{máx}} = 29.16 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = 12.44 \text{ Ton/m}^2 < 30 \text{ Ton/m}^2.$$

4.5.4.d). Grupo IV (en NAME). Combinación de cargas. Grupo I (en NAME) + Viento normal sobre carga viva, superestructura, corona y pila.

Porcentaje de esfuerzos unitarios permisibles - 125%.

CARGA	CARGAS (Ton)		BRAZO	MOMENTOS (Tonxm)	
Símbolo	Verticales	Horizontales	(m)	xx	yy
Grupo I	1150.04	6.05		28.60	57.80
VNS		30.00	15.46		465.00
VNCV		4.86	15.46		75.00
VNCA		0.09	15.21		1.37
VNCO		0.232	14.26		3.30
Σ =	1150.04	41.232		28.60	602.47

Cálculo de los esfuerzos:

$$f = \frac{1150.04}{52.50} \pm \frac{28.60}{38.50} \pm \frac{602.47}{78.50}$$

$$f = 21.90 \pm 0.745 \pm 7.700$$

$$f_{\text{máx}} = 30.35 \text{ Ton/m}^2 < 37.50 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 13.45 \text{ Ton/m}^2 < 37.50 \text{ Ton/m}^2$$

Conclusión: Como todos los esfuerzos de trabajo en la sección en estudio, son menores que los permisibles se acepta dicha sección.

4.5.5). Revisión por volteamiento.

4.5.5.a). Transversal, o sea perpendicular al eje del camino. Se considera como arista de volteo a la línea que pasa por el extremo del tajamar.

Los momentos resistente y volteante se tomarán con respecto a la arista mencionada anteriormente. Las fuerzas verticales y horizontales se tomarán del Grupo IV, que es la combinación mas desfavorable para este caso.

$$M_R = 1150.04 \times 6.50 = 7500 \text{ Ton x m.}$$

$$M_V = 602.47 \text{ Ton x m.}$$

$$C_v = \frac{7500}{602.47} = 12.4 > 2 \text{ (bien).}$$

4.5.5.b). Longitudinal, o sea en la dirección del eje del camino. la combinación de cargas más desfavorable para éste caso es la del Grupo III.

$$M_R = 1096.13 \times 2.50 = 2740.00 \text{ Ton x m.}$$

$$M_v = 322.45 \text{ Ton x m.}$$

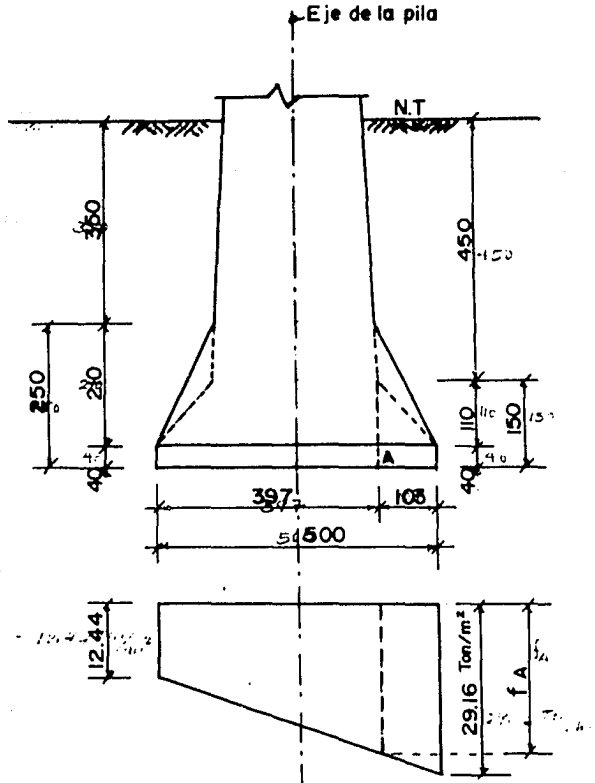
$$C_v = \frac{2740.00}{322.45} = 8.5 > 2 \text{ (bien)}$$

4.5.6.). Revisión por deslizamiento. La combinación de cargas más desfavorable para éste caso es la del Grupo IV.

$$C_D = \frac{\sum F_v \times 0.7}{\sum F_H} = \frac{1150.04 \times 0.7}{41.232} = 19.60$$

Como $C_D = 19.60 > 2$, está bien.

4.5.7). Revisión del escalón.



4.5.7.a). Cálculo del esfuerzo en el punto A (f_A).

$$f_A = 12.44 + \frac{3.97}{5.00} 16.72 = 12.44 + 13.30$$

$$f_A = 25.74 \text{ Ton/m}^2$$

4.5.7.b). Cálculo de las cargas y momentos con respecto al punto A, que actúan sobre la parte del escalón.

Reacción del terreno (R_T)

$$R_T = \frac{25.74 + 29.16}{2} \times 1.03 \times 1.00$$

$$R_T = 28.30 \text{ Ton/m.}$$

Brazo de la reacción respecto al punto A.

$$d_{R_T} = \frac{1.03}{3} \times \frac{25.74 + 29.16 \times 2}{25.74 + 29.16} = 0.53 \text{ m.}$$

Momento:

$$M_{R_T} = 28.30 \times 0.53 = 15.00 \text{ Ton} \times \text{m.}$$

Peso del escalón (P_E).

$$P_E = \frac{1.50 + 0.40}{2} \times 1.03 \times 1.00 \times 2.2 =$$

$$P_E = 2.15 \text{ Ton/m.}$$

Brazo de P_E con respecto a A.

$$d_{P_E} = \frac{1.03}{3} \times \frac{2 \times 0.40 + 1.50}{0.40 + 1.50} = 0.42 \text{ m.}$$

Momento:

$$M_{P_E} = 2.15 \times 0.42 = 0.90 \text{ Ton.} \times \text{m.}$$

Peso de la tierra sobre el escalón (P_T).

$$P_T = \frac{5.60 + 7.50}{2} \times 1.03 \times 1.00 \times 1.6 =$$

$$P_T = 8.30 \text{ Ton.}$$

Brazo de P_T con respecto a A,

$$d_{P_T} = \frac{1.03}{3} \times \frac{4.50 + 5.60 \times 2}{4.50 + 5.60} = 0.54$$

Momento:

$$M_{PT} = 8.30 \times 0.54 = 4.48 \text{ Ton} \times \text{m}.$$

4.5.7.c). Revisión de loa esfuerzos.

Por momento flexionante.

$$M_T = M_{RT} - M_{PE} - M_{PT}.$$

$$M_T = 15.00 - 0.90 - 4.48$$

$$M_T = 9.62 \text{ Ton} \times \text{m}.$$

$$f = \frac{6 M}{bh^2} = \frac{6 \times 9.62}{1 \times 1.5^2} = 25.60 \text{ Ton/m}^2$$

$$f = 25.60 \text{ Ton/m}^2 > f_p = 10.00 \text{ Ton/m}^2$$

Por fuerza cortante (v).

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = \frac{3}{2} \frac{17.85}{1.5} = 17.85 \text{ Ton/m}^2$$

$$V = 28.30 - 2.15 - 8.30 = 17.85 \text{ Ton}.$$

$$v = 17.85 \text{ Ton/m}^2 < 20 \text{ Ton/m}^2 \text{ (bien).}$$

Como puede observarse, por momento flexionante el escalón no aguante, ya que $f = 25.60 \text{ Ton/m}^2$ es mayor que $f_p = 10 \text{ Ton/m}^2$. Esto se resolverá aumentando la altura del escalón hasta que el esfuerzo de trabajo sea menor o igual que el permisible.

Se aumentará arbitrariamente la altura del escalón en 1.00 m. para tener un total de 2.50 m.

La revisión se hará con las mismas cargas anteriores, con lo cual estamos dentro del lado de la seguridad.

$$f = \frac{6 \times 9.62}{1 \times 2.5^2} = 9.25 \text{ Ton/m}^2$$

Como $f = 9.25 \text{ Ton/m}^2 < f_p = 10 \text{ Ton/m}^2$, está bien.

Conclusión. El aumento que se le hizo al escalón tiene muy poca influencia en los esfuerzos calculados anteriormente, por tal motivo se dejan como están y se aceptan como buenos (Ver figura anterior).

4.5.8). Refuerzo en la corona de la pila. Por especi

ficación (S.O.P. 6.7), las caras de miembros de concreto que no llevan acero de refuerzo por razones estructurales, deberán reforzarse para prever los esfuerzos de temperatura, contracción y frgado.

4.5.8.a). En el sentido transversal de la corona. El refuerzo que se calculará será para cada una de las caras .

$$A_{st} = 0.0016 \overset{\sim}{bd} = 0.0015 \times 100 \times 50$$

$$A_{st} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Por especificación, solo se pondrán 6 cm².

Separación (s) de las varillas usando $\emptyset \frac{1}{2}$ "

$$s = \frac{1.27 \times 100}{6} = 21 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas de $\emptyset \frac{1}{2}$ " a cada 20 cm. C.A.C.

4.5.8.b). En el sentido longitudinal de la corona.- =
Se pondrá el mismo diametro de varilla y a la misma separación -
que para el sentido transversal.

C A P I T U L O VIII

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION

En todo tipo de construcción es muy importante contar, previamente a la iniciación de la ejecución de una obra, con un "programa de trabajo", el cual nos fija el tiempo de ejecución de cada una de las fases de la obra y el tiempo de ejecución total de la misma.

El desarrollo de los trabajos, debe apegarse lo más -- que se pueda al programa de construcción y salir con él al finalizar la ejecución de la obra. Los fines que se persiguen al -- cumplir con dicho programa de construcción pueden ser de tipo so cial, político o económico, ó el conjunto de los tres.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la elabo ración de un programa de trabajo son los siguientes:

1. Procedimientos de construcción.
2. Disponibilidad, calidad y costo de los materia les.
3. Mano de obra.
4. Transportes.
5. Tipo y cantidad de equipo.
6. Condiciones dimatólogicas del lugar.
7. y otros.

En seguida se exponen brevemente, los procedimientos - de construcción que deben seguirse para la construcción de un -- puente, que es el tema a tratarse.

- a). Instalación de campamento.

Antes de iniciar la obra se localizarán las áreas en donde deben estar alojados el campamento, almacenamiento de materiales, bodegas para almacenaje, silos y plantas de concreto y de limitación de bancos de materiales. Estas áreas deberán estar estratégicamente ubicadas y no deben, por ningún motivo, interferir el desarrollo de los trabajos.

b). Localización y trazo.

Ya en el lugar de la obra y basados en los estudios de campo y gabinete hechos previamente al proyecto de la misma, se procede a trazar el eje del cruce y posteriormente los ejes de los apoyos (Estribos y pilas).

Los trazos mencionados anteriormente deben estar perfectamente bien referenciados mediante mojoneras o puntos que permanezcan fijos, para que en cualquier momento, durante la ejecución de la obra, se puedan checar nivelaciones y alineamientos para el buen desarrollo de la misma.

c). Excavaciones - y Rellenos.

Primeramente, antes de hacer la excavación, se procederá a trazar en el eje de apoyo que se trate, las dimensiones del área para el desplante del mismo.

La excavación podrá hacerse a pico y pala o usando equipo mecánico. Esto dependerá de la profundidad de excavación principalmente y en este caso se utilizará de preferencia equipo mecánico, ya que se tiene una profundidad de desplante mínima de 5.00 m. El material producto de la excavación se depositará aguas arriba alrededor de la cepa por vía de precaución contra alguna corriente de agua y se dice por vía de precaución, por que es muy difícil que en tiempo de estiaje, que es cuando se harán las excavaciones, ocurra esto.

Al hacer la excavación, es muy probable la presencia de agua en la cepa debido a que el N.A.F. prácticamente coincide con el N.A. Mín. y el terreno es su momento permable. Esto puede solucionarse por medio de ademes y bombeando el agua ohincando cajones de concreto mediante el procedimiento de pozo indio. De estos se escogerá el que sea más eficiente y económico.

Los rellenos se harán con el producto de las excavaciones y en caso de que dicho material no sea suficiente se emplearán bancos de prestamo fijados de antemano.

El relleno se iniciará por lo menos cinco días después de haber concluido una parte de pila o estribo y se hara por capas con un espesor no mayor de 30 cm. compactandolas por medios manuales o mecánicos y proporcionandole mediante riegos el contenido optimo de agua.

d). Subestructuras de mampostería.

Cuando el desplante de los estribos y de las pilas tenga que hacerse sobre terrenos arcillosos o arcillo - limosos y en presencia de agua, se recomienda colar una plantilla de concreto simple con espesor no menor de 20 cm.

Al construir la corona y los diafragmas, se deberá tener especial cuidado en que el contacto entre la superestructura y el estribo o pila se verifique exclusivamente a través de los dispositivos de apoyo indicados en los planos. Deben retirarse por lo tanto, los materiales auxiliares que se empleen en la obra, para asegurar el funcionamiento previsto de los apoyos móviles o fijos para evitar que haya contacto entre la superestructura y el diafragma del estribo.

En aquellos casos en que se tenga que construir la superestructura antes que el diafragma del estribo, se podrá dejar un molde perdido, de lámina de asbesto cemento, en su cara interior al colocarlo. En todos los casos se deberá dejar el espacio libre indicado en los planos entre la superestructura y el diafragma.

e). Obra falsa.

Como el costo inicial de las obras falsas de acero es mayor que el de las obras falsas de madera, su uso se recomienda cuando se puedan utilizar un número suficiente de veces para que sean económicas.

Los elementos principales de las obras falsas de acero están formados por traveses de alma llena con longitudes modulares para permitir su aplicación a la construcción de claros de 6 a 40 m. con altura hasta de 11.50 m. medida al lecho inferior de la superestructura.

Todos los elementos de las obras falsas de acero, que pueden usarse como traveses y como pies derechos, se unen por medio de pernos de acero estructural.

Los pies derechos se apoyarán sobre zapatas de madera cuyas dimensiones estarán de acuerdo con la resistencia estimada para el terreno de cimentación. Las zapatas de madera podrán substituirse por pedestales de mampostería o de concreto simple.

Tanto el contraventeo longitudinal como el transversal se deberán colocar a medida que avance la erección de los caballetes de la obra falsa.

Con el objeto de obtener las contraflechas debidas en la estructura, se deberán tomar en cuenta los posibles asentamientos del terreno, los acortamientos de los pies derechos y los acomodamientos verticales de las uniones.

Para los pies derechos de madera se estima un acortamiento de 0.5 milímetros por cada metro de altura del poste y un acomodamiento vertical de 1 a 2 milímetros aproximadamente en cada unión.

f). Moldes.

En la fabricación de los moldes debe tenerse especial cuidado en que resulten estancos y en aplicarle a la madera dos manos de aceite mineral, de manera que quede impregnada hasta -- 5 m.m. de profundidad, antes de colocar el acero de refuerzo.

Las juntas deberán calafactearse antes del colado, pudiendo usarse para este objeto, papel, yeso o una pasta de serrín.

Para lograr el mayor número de usos de los moldes deberá tenerse cuidado para armarlos y desarmarlos usando correctamente cuñas, placas, pernos, etc.

g). Apoyos de neopreno y superestructura.

Cuando se coloquen los apoyos de neopreno deberá tenerse especial cuidado en que las dimensiones de las placas sean -- precisamente las que se anotan en los planos y que se coloquen -- de manera que las placas queden en contacto en sus dos caras, con las superficies de concreto de las coronas o de las nervaduras y con las placas de acero intermedias. Para ello se suprimirán -- los chaflanes de las nervaduras sobre los apoyos y se harán coincidir los ejes longitudinales de éstas con los ejes de las placas.

Los moldes deberán ser suficientemente rígidos para -- evitar deformaciones excesivas debidas al peso o a la presión del concreto, al efecto de los vibradores y a las cargas vivas inherentes al colado. Deberán ser estancos para evitar la fuga de -- lechada y recibirán una mano de aceite mineral antes de que se -- coloque el refuerzo. Se construirán de manera que se puedan renovar sin martillar ni apalancar sobre el concreto.

Las varillas del refuerzo deberán doblarse en frío y -- mantenerse firmemente en su posición durante el colado.

El colado de la superestructura se hará por frentes con -- tinnos cubriendo toda su sección transversal. El tiempo de interrupción entre dos colados consecutivos será de 30 minutos, como máximo. Por ningún motivo deberá dejarse caer la revoltura de -- mas de 1.5 m., ni se dejará amontonar para extenderla después en los moldes.

El vibrado del concreto se deberá ejecutar dentro de -- los 30 minutos siguientes al colado. Se evitará el vibrado excesivo para impedir la clasificación de la revoltura.

Las superficies expuestas del concreto deberán protegerse contra la pérdida de agua mediante cualquiera de los siguientes sistemas de curado: Riegos superficiales, aplicación de membranas impermeables, o con arena, costales o mantas que se mantendrán húmedos. El curado se prolongará durante 7 días a partir de las 24 horas de terminado el colado.

La remoción de los moldes y de la obra falsa se hará después de 14 días de terminado el colado, si se emplea cemento tipo I o después de 7 días si se emplea cemento tipo III.

h). Parapetos.

El acabado paramental de todos los elementos de concreto deberá ser el mejor posible; para lo cual los moldes se fabricarán con lámina de acero o con madera forrada con lámina. -- Los moldes deberán ser estancos y se construirán de manera que se puedan remover sin martillar ni apalancar sobre el concreto.

Se tendrá especial cuidado para evitar que se manchen las superficies aparentes con aceite, óxido u otras sustancias.

El vibrado del concreto se ejecutará dentro de los 30 minutos siguientes al colado, evitándose el vibrado excesivo para impedir la clasificación de la revoltura. Las superficies expuestas del concreto deberán protegerse contra la pérdida de agua mediante cualquiera de los siguientes sistemas de curado: Riegos superficiales, aplicación de membranas impermeables, con arena o con mantas que se mantendrán húmedos. El curado se prolongará durante 7 días a partir de las 24 horas de terminado el colado. La remoción de la cimbra se hará 14 días después de terminado el colado.

C A P I T U L O · I X

PRESUPUESTO GENERAL
Y PROGRAMA DE
CONSTRUCCION.

1). Presupuesto General de la obra.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
<u>Subestructura:</u>				
Excavación	3978	m ³	\$ 17.06	\$ 68,000.00
Mampostería de 3a. clase con mortero cemento-arena 1:5	3105	m ³	124.25	393,000.00
Rellenos y a pisonados	2400	m ³	13.37	32,000.00
Concreto en coronas f _C ¹ = 200 kg/cm ²	72.	m ³	285.60	20,600.00
Acero de refuerzo	4919	kg.	3.33	16,370.00
Drenes	20	pza.	12.47	249.40
COSTO:				\$ 530,219.40

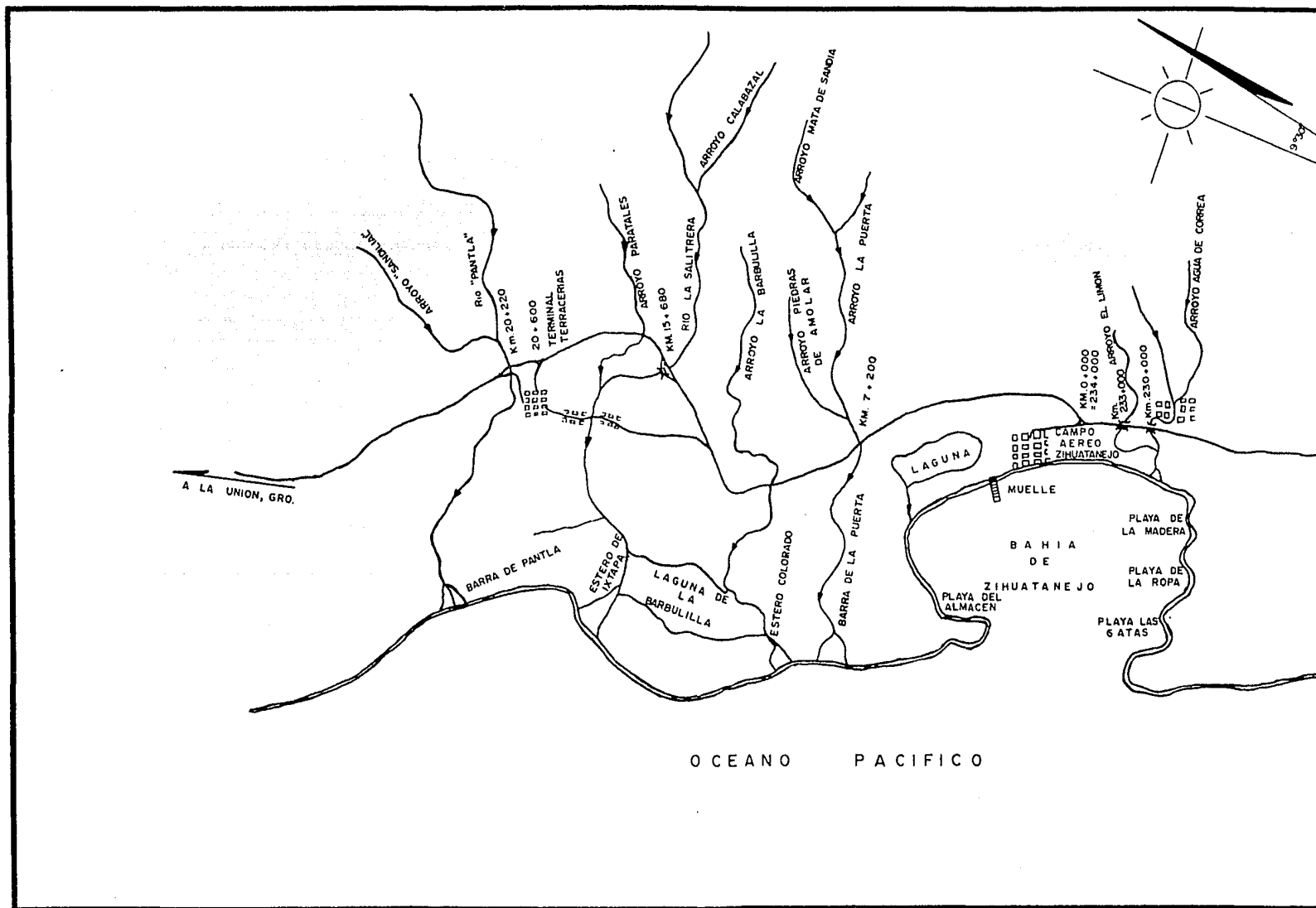
Superestructura:

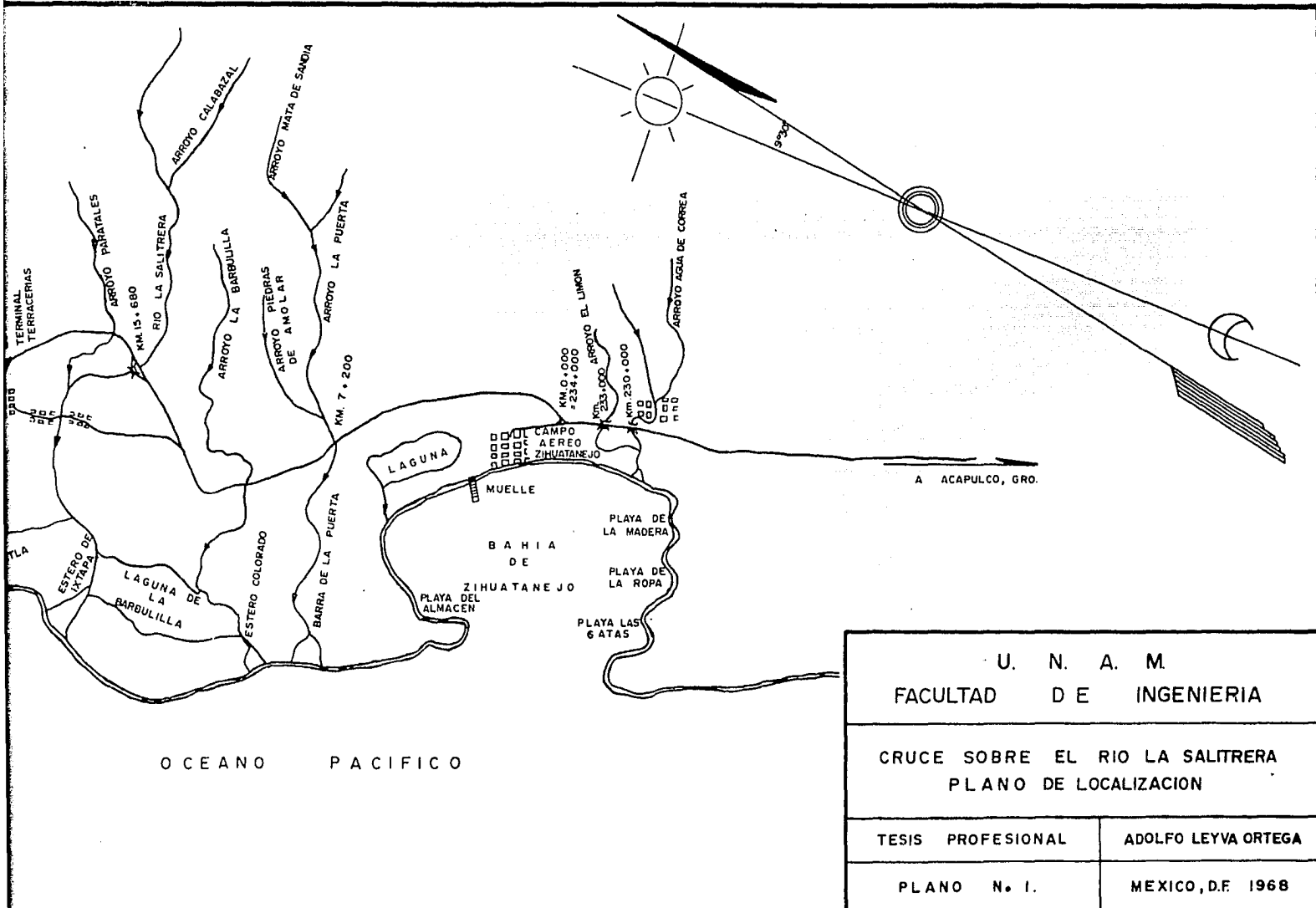
Losa nervurada:				
Concreto f _C ¹ =250 kg/cm ²	911.70	m ³	\$298.17	\$ 272,000.00
Acero de refuerzo	163548.00	kg.	3.33	545,000.00
Drenes	162	pza.	12.47	2,030.00
Parapétos	596.00	m.l.	89.29	53,100.00

Apoyos:

Neopreno.	270.00	dm ³	65.84	17,750.00
Acero estructural.	252.00	kg.	4.00	1,008.00
Asfalto (Un centímetro de espesor).	2205.00	m ²	15.00	33,075.00
Moldes de madera:				
Madera	468.08	m ³	788.68	368,500.00
Herraje	3447.00	kg.	4.00	13,800.00
Obra falsa.	911.70	m ³ -C	125.15	114,500.00

COSTO:	\$ 1,420,763.00
Suma costo subestructura y superestructura:	\$ 1,950,982.40
10% de imprevistos:	\$ 195,098.24
Costo total de la obra:	\$ 2,146,080.64
Costo por metro lineal de puente:	\$ 7,440.00

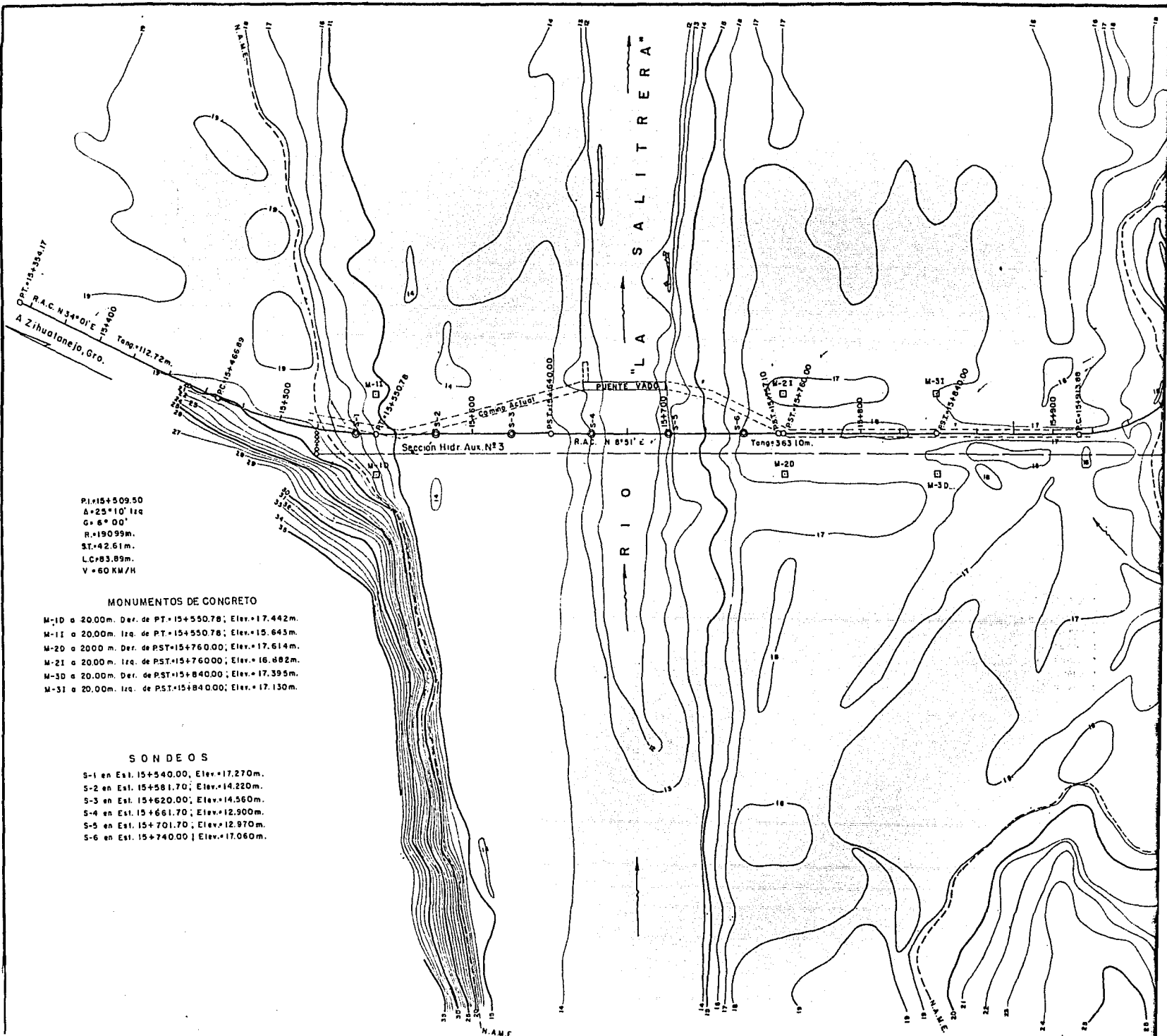




U. N. A. M.
 FACULTAD DE INGENIERIA

CRUCE SOBRE EL RIO LA SALTRERA
 PLANO DE LOCALIZACION

TESIS PROFESIONAL	ADOLFO LEYVA ORTEGA
PLANO N.º 1.	MEXICO, D.F. 1968



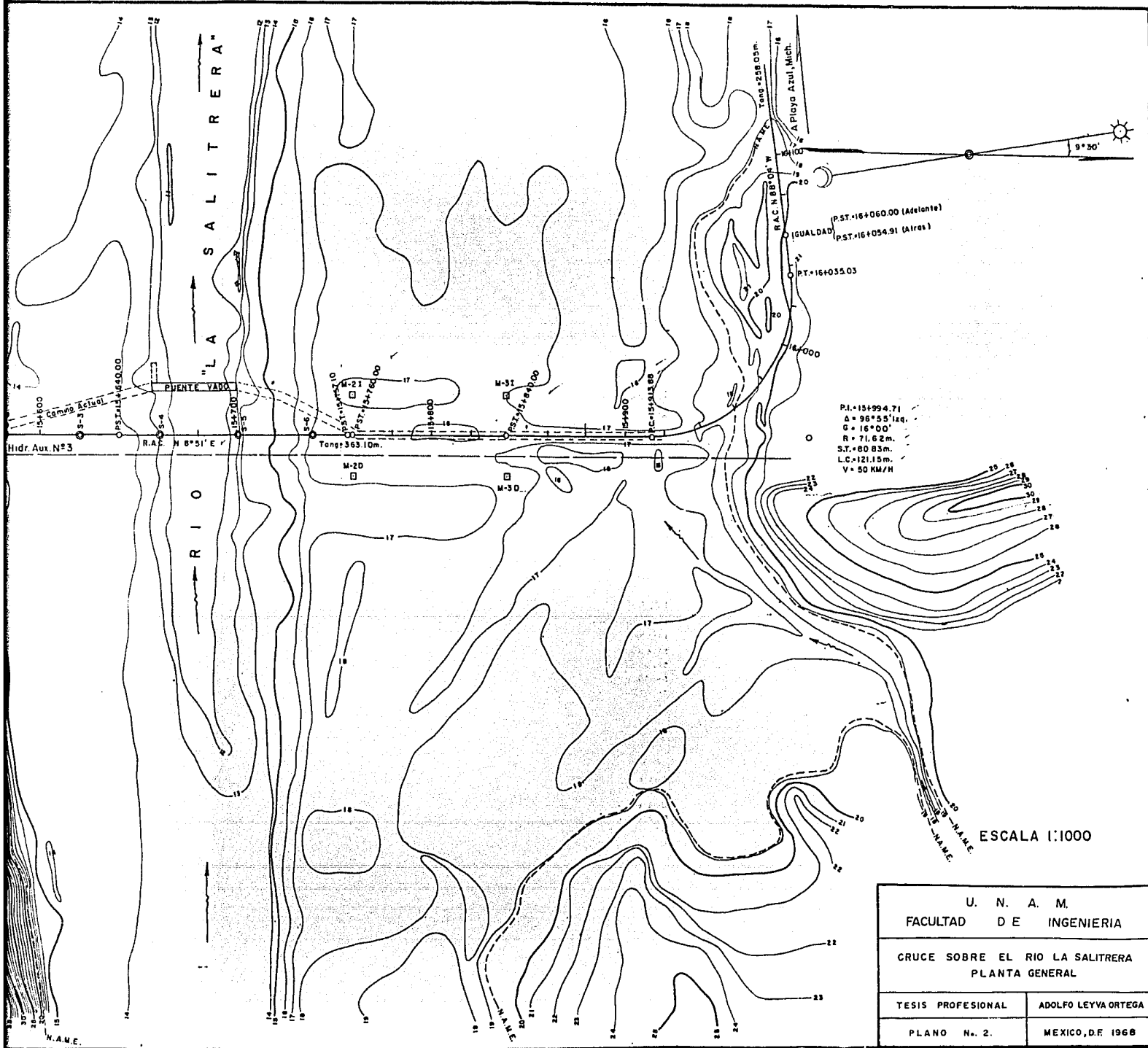
P.I. +509.50
 Δ = 25° 10' lza
 G = 6° 00'
 R = 19099m.
 S.T. = 42.61m.
 L.C. = 83.89m.
 V = 60 KM/H

MONUMENTOS DE CONCRETO

M-10 a 20.00m. Der. de PT. +5+550.78; Elev. = 17.442m.
 M-11 a 20.00m. lza. de PT. +5+550.78; Elev. = 15.643m.
 M-20 a 20.00m. Der. de PST. +5+760.00; Elev. = 17.614m.
 M-21 a 20.00m. lza. de PST. +5+760.00; Elev. = 16.482m.
 M-30 a 20.00m. Der. de PST. +5+840.00; Elev. = 17.399m.
 M-31 a 20.00m. lza. de PST. +5+840.00; Elev. = 17.130m.

SONDEOS

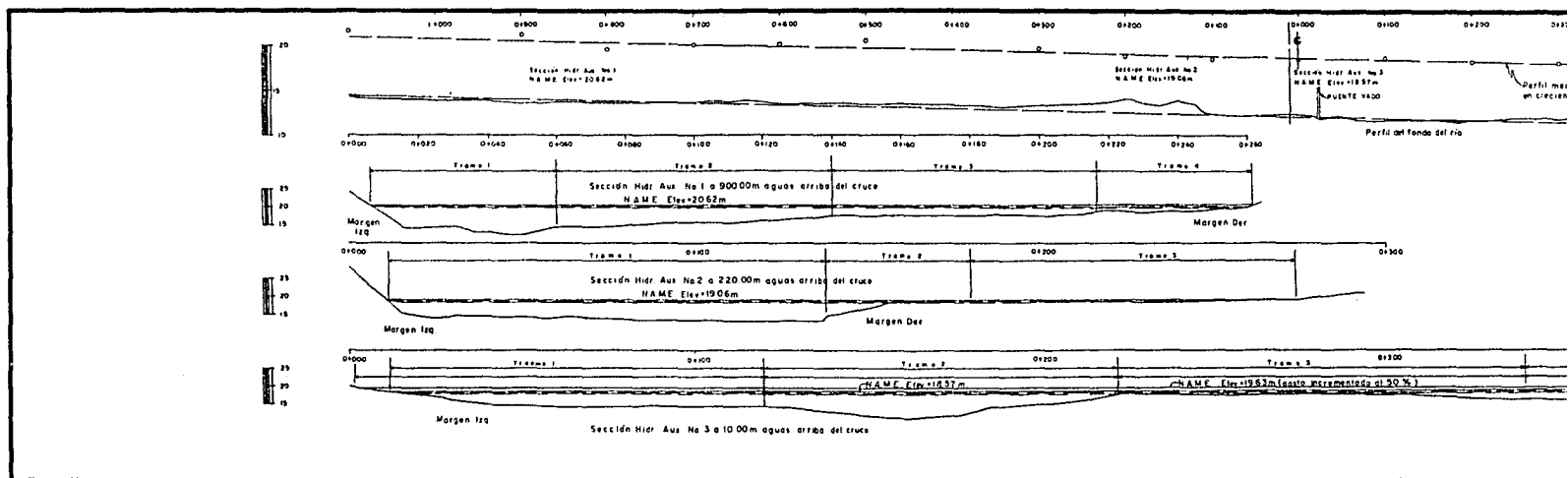
S-1 en Est. 15+540.00; Elev. = 17.270m.
 S-2 en Est. 15+581.70; Elev. = 14.220m.
 S-3 en Est. 15+620.00; Elev. = 14.560m.
 S-4 en Est. 15+661.70; Elev. = 12.900m.
 S-5 en Est. 15+701.70; Elev. = 12.970m.
 S-6 en Est. 15+740.00; Elev. = 17.060m.

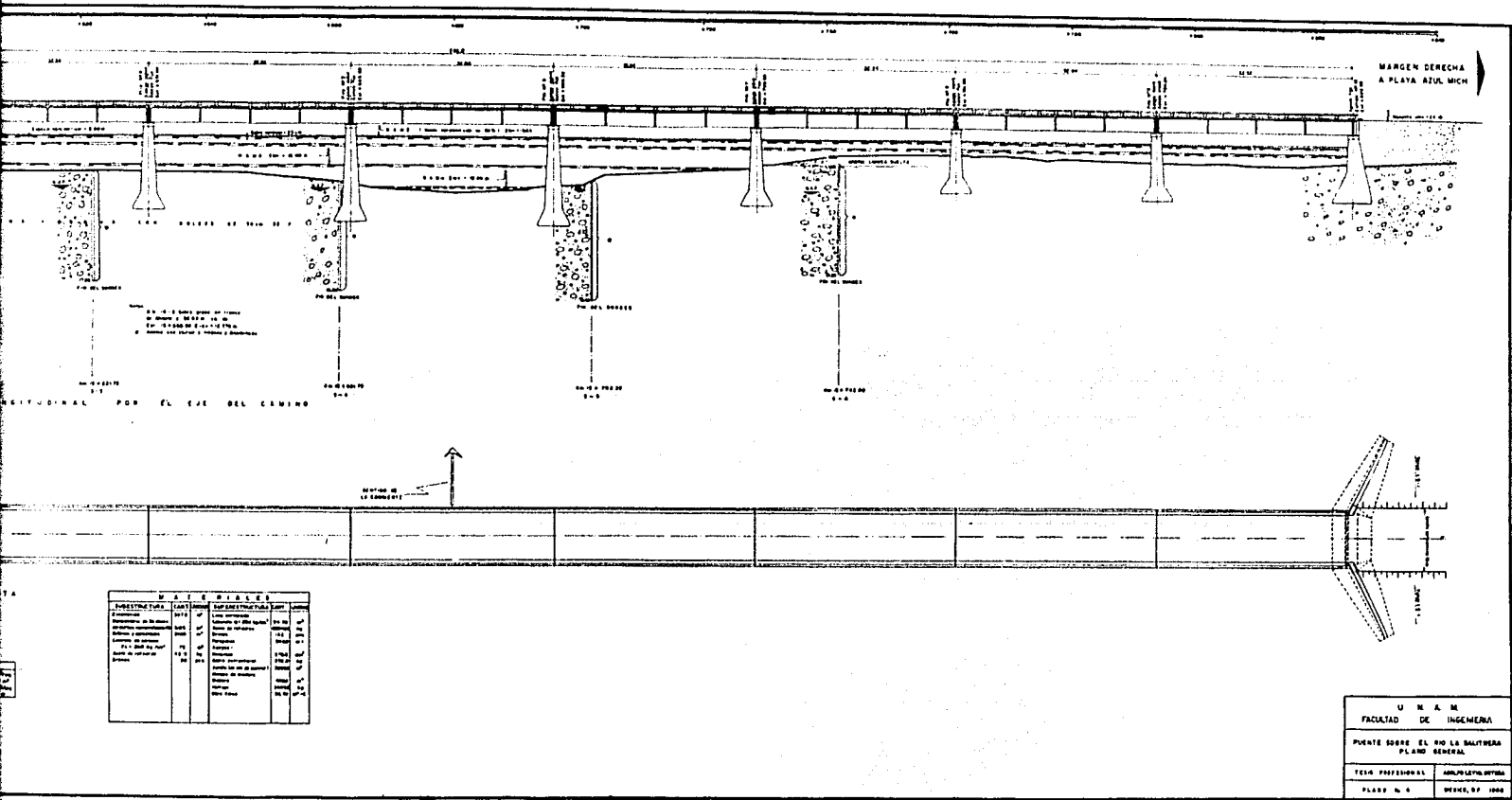


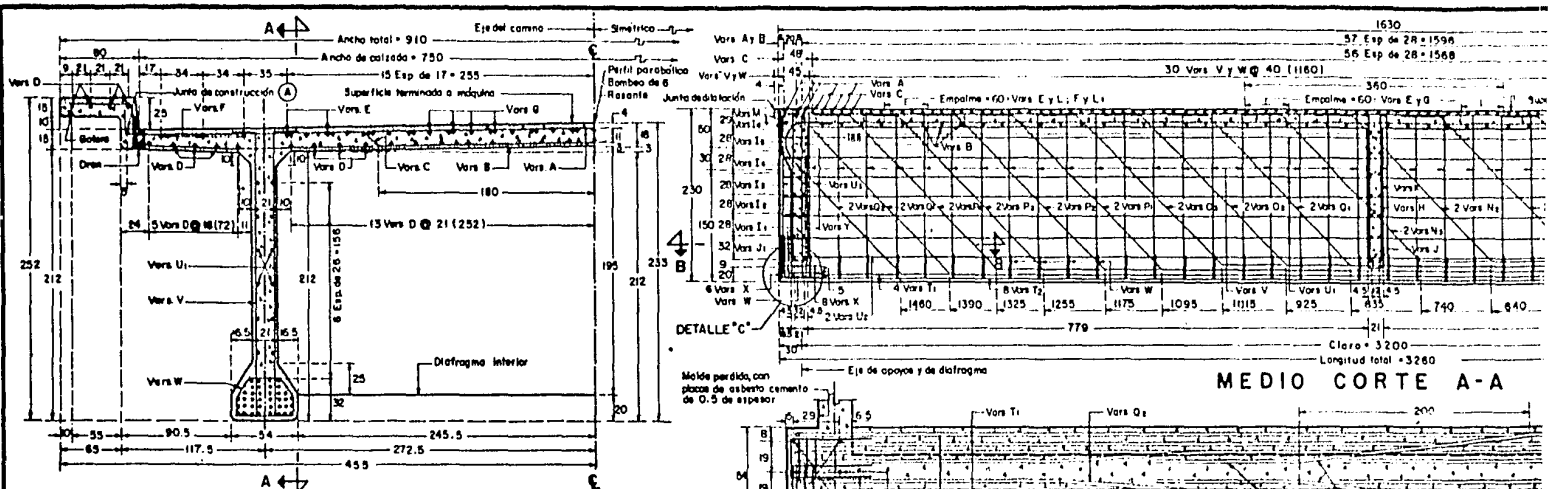
P.I. = 15+994.71
 $\Delta = 96^{\circ}55'12''$
 $C = 16^{\circ}00'$
 $R = 71.62m$
 $S.T. = 80.83m$
 $L.C. = 121.15m$
 $V = 50 KM/H$

ESCALA 1:1000

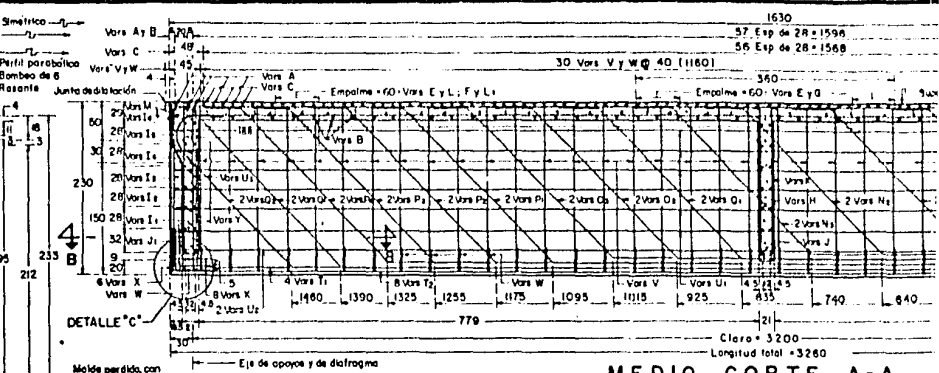
U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CRUCE SOBRE EL RIO LA SALITRERA	
PLANTA GENERAL	
TESIS PROFESIONAL	ADOLFO LEYVA ORTEGA
PLANO No. 2.	MEXICO, D.F. 1968



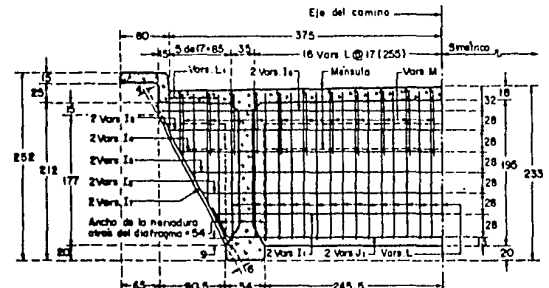




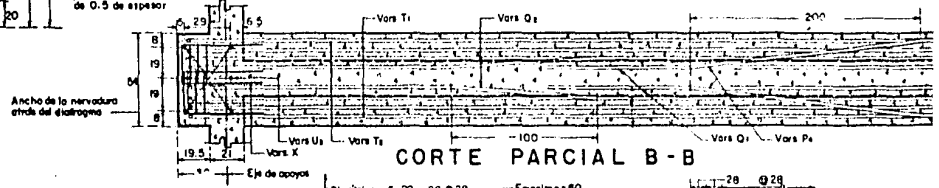
MEDIO CORTE TRANSVERSAL



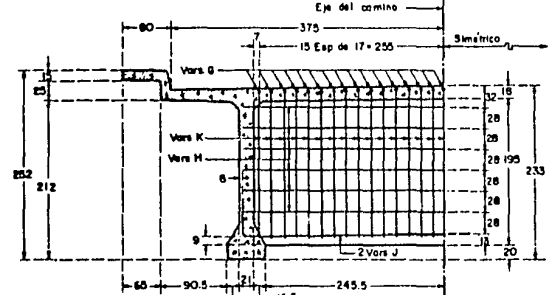
MEDIO CORTE A-A



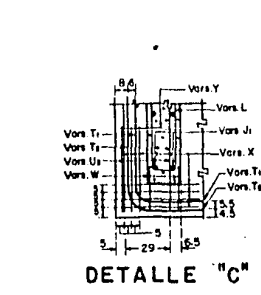
DIAFRAGMA SOBRE APOYO



CORTE PARCIAL B-B



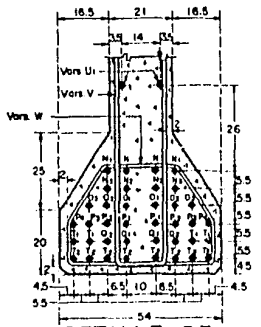
DIAFRAGMA INTERIOR



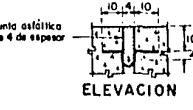
DETALLE 'C'



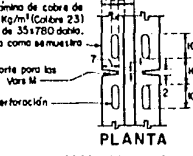
PLANTA PARCIAL



DETALLE DE LAS NERVDURAS

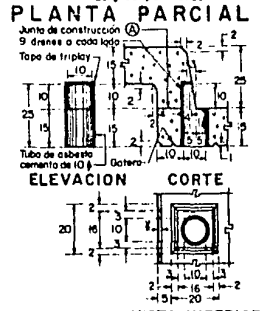


ELEVACION



PLANTA

JUNTA DE DILATACION



CORTE

VISTA INFERIOR DRENS

DETALLES DEL REFUERZO

0.33m 4φ (4φ) 0.02 2φ (2φ) 0.3006 4φ (4φ) Soldadura A A

DIAM	a	b	c	i
3C	7	15	35	8
4C	9	19	45	10
5C	11	23	60	13
8C	23	46	105	20

Si en una sección se emplea más de la tercera parte del refuerzo las longitudes de traspaso se aumentarán 50%.



CONTRAFLECHAS

NOTAS:

Dimensiones en centímetros. Diámetro de las varillas de acuerdo con especificaciones S.O.P. 101-9.9. El concreto será vibrado, tendrá un movimiento de 6 a 8 cm, y una compactación no menor de 0.80. El tamaño máximo del agregado grueso será de 2.5 cm. El acero de refuerzo será laminado en caliente con límite elástico de 4000 Kg/cm², como mínimo y resistencia a la ruptura de 6000 Kg/cm². Su alargamiento en 20 cm será de 3% mínimo. Las uniones de las varillas de diámetro BC, detenerse hacerse con soldadura a tope, las demás varillas podrán soldarse a tope o traspasarse. No deberán empalmarse más de cuatro varillas de BC en una misma sección. La construcción de la obra falsa y de los moldes, la preparación y la colocación del refuerzo y la fabricación y el colado del concreto, se sujetarán a lo establecido en las cláusulas XXIV y XXV de las especificaciones S.O.P. El colado se hará en una sola operación hasta la junta de construcción (D). La superficie de la cal-

zada se terminará con máxima de regla vibratoria. Se pueden dejar ventanas en la cara interior de los moldes de las nervaduras para el vibrado del concreto. El colado de las guarriónes se podrá iniciar 24 horas después del colado de la losa. El parapeto se instalará después de haberse desmoldado la superestructura. Las contraflechas ancladas no incluyen los asentamientos no acomodados de la obra falsa. La superestructura se podrá abrir al tránsito a los 28 días del último colado, si se usó cemento tipo I y a los 14 días si se usó cemento tipo III. Los materiales se sujetarán a las siguientes especificaciones:
 Cemento: S.O.P. 100-2, tipo I o III.
 Agregados: S.O.P. 100-6.
 Agua: S.O.P. 100-9.
 Acero de refuerzo: Según se indica.

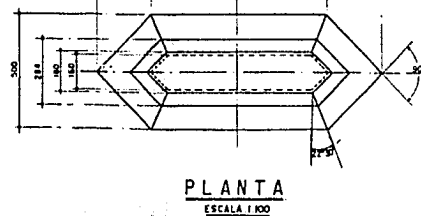
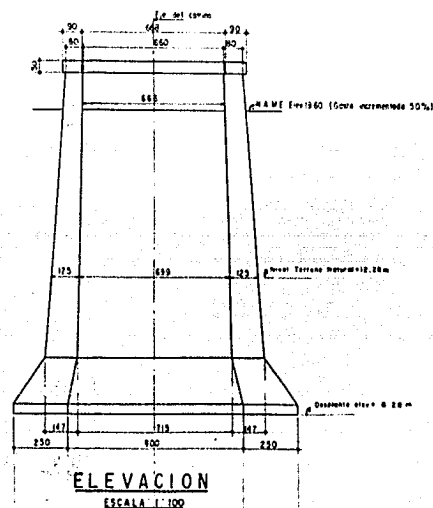
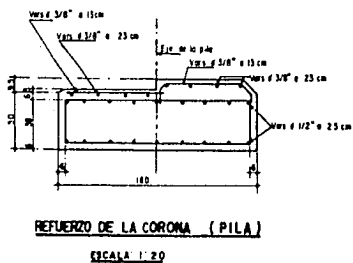
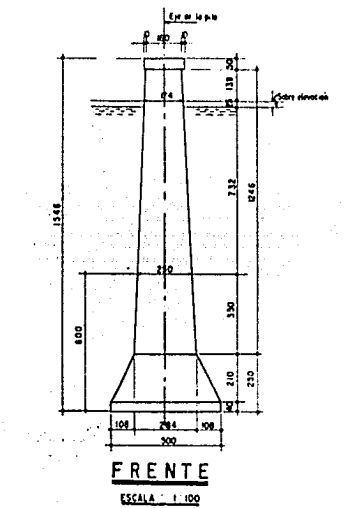
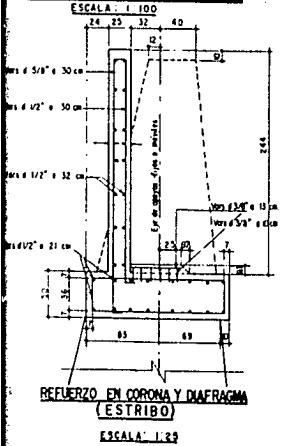
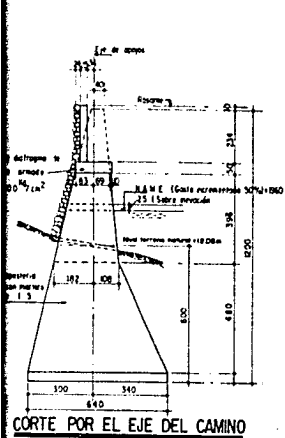
MATERIALES

Losa nervada: Concreto de f'c = 250 Kg/cm²
 Acero de refuerzo (Lm elástico) ≥ 4000 Kg/cm²
 Drenes

Apoyos tipo "C": Concreto de f'c = 300 Kg/cm²
 Acero de refuerzo (Lm elástico) ≥ 2100 Kg/cm²
 Acero estructural (placas y pernos)
 Plomo

Apoyos tipo "B": Neopreno
 Acero estructural

El detalle de los apoyos se muestra en el Plano Nº T-5



NOTAS:

- 1-DIMENSIONES - EN CENTIMETROS
- 2-ESPECIFICACIONES - LAS GENERALES DE LA S.P.P. Y EN ESPECIAL LOS CAPITULOS
- 3-III-EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS
- 4-IV-RELLENOS
- 5-V-MAMPUESTERA DE 3a CLASE
- 6-VII-CONCRETO MECANALICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PUENTE SOBRE EL RIO LA SALITERA	
ESTRIBOS N° 1 Y 10, Y PILAS N° 2 A N° 9	
TESIS PROFESIONAL	ADOLFO LEYVA ORTEGA
PLANO N° 6	MEXICO, D.F. 1968

B I B L I O G R A F I A

1. Ing. José Mariano Pontón.- Apuntes de la clase de Puentes.
2. Ing. Vicente Guerrero y Gama.- Apuntes de la clase de Puentes.
3. A.A.S.H.O.- Especificaciones.
4. S.O.P.- Especificaciones Generales de Construcción.
5. S.O.P.- Catálogo de Proyectos Tipo para Puentes.
6. Ferguson.- Teoría Elemental del Concreto reforzado.
7. S.O.P.- Proyectos de placas de neopreno (Tomado de la publicación "Design of Neoprene Bridge Bearing Pads").
8. S.O.P.- Relación de Precios unitarios de puentes para la zona 2.
9. S.O.P.- Expediente del Departamento de Estudios y Proyectos para Puentes.