

15
24

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón
INGENIERIA



Proyecto de un Puente Definitivo para cruzar el
Arroyo "La Gloria II". Km. 62+920 de la Carretera
Mexicali-Tijuana; Tramo Mexicali- La Rumorosa
Origen Mexicali B.C.N.

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 n
BALTAZAR RODRIGUEZ RANGEL
RENE GONZALEZ LUGO



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON
DIRECTOR

BALTAZAR RODRIGUEZ RANGEI
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 11 de febrero del año en curso, presentada por René González Lugo y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. CARLOS KING REVELO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominada " PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CRUZAR EL ARROYO 'LA GLORIA II'. KM. 62+920 DE LA CARRETERA MEXICALI-TIJUANA; TRAMO MEXICALI-LA RUMOROSA; ORIGEN MEXICALI B.C.N. ", con fundamento en el punto o y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., febrero 27 de 1986.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.



ESCUELA NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

RENE GONZALEZ LUGO
P R E S E N T E .

En contestación a la solicitud de fecha 11 de febrero del año en curso, presentada por Baltazar Rodríguez Rangel y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. CARLOS KING REVELO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado " PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CRUZAR EL ARROYO 'LA GLORIA II'. KM. 62+920 DE LA CARRETERA MEXICALI TIJUANA; TRAMO MEXICALI-LA RUMOROSA; ORIGEN MEXICALI B.C.N. ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Méx., febrero 27 de 1986.
EL DIRECTOR


LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (21).
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

I N D I C E .

CAPITULO I	Introducción.
CAPITULO II	Generalidades. II.1.- Descripción del cauce.
CAPITULO III	Estudios de campo. III.1.- Datos de localización. III.2.- Datos hidrológicos. III.3.- Datos de tránsito. III.4.- Datos de cimentación.
CAPITULO IV	Elección del tipo de puente. IV.1.- Anteproyecto No. 1. IV.2.- Anteproyecto No. 2. IV.3.- Anteproyecto No. 3.
CAPITULO V	Proyecto Definitivo. V.1.- Superestructura (cálculo de traves). V.2.- Cálculo de la losa. V.3.- Cálculo de Diafragmas. V.4.- Cálculo de apoyos. V.5.- Diseño de la subestructura.
CAPITULO VI	Procedimiento y Programa de Construcción.
CAPITULO VII	Conclusiones y Recomendaciones.

CAPITULO I

CAPITULO I.

I N T R O D U C C I O N .

Un factor muy importante en las etapas del ciclo económico del País que se de tomar en cuenta, en primer término, es la Liga de los Centros de Producción y Centros de Consumo.

Para la plena integración del País, es necesario que la comunicación entre las regiones por unir, sea efectiva, por eso, es de vital importancia la pleneación adecuada de las vías terrestres.

La construcción de los caminos y las vías férreas, además de incrementar -- las actividades económicas, al permitir la movilización de los productos de las zonas de extracción, cosechas o manufacturas a las de consumo, propicia un incremento en la cultura, favorece la corriente turística, lleva a un mejor conocimiento del País y a una mejor comprensión entre los habitantes de la nación.

Dentro de los puntos físicos obligados en las vías terrestres y cuya importancia es evidente para dar continuidad a los caminos, se encuentran los puentes. Sin ellos, sencillamente, las carreteras, los caminos y las vías férreas serían trazos fraccionados en incontables puntos sobre la accidentada topografía del -- territorio nacional.

Concebir un puente es aceptar la utilidad que representa para el progreso de una región.

La construcción de puentes es una complicada obra de ingeniería. El hecho de emplear grandes cantidades de materiales no garantiza la resistencia ni la duración de un puente, todo lo contrario, sino se emplean debidamente, lo único -- que se consigue es aumentar el peso muerto, con la consiguiente disminución de -- la resistencia. La posibilidad de tal riesgo es mayor en puentes de tramos lar-- gos, cuya construcción requiere un exacto conocimiento de los materiales que de-- ben emplearse.

DEFINICION DE PUENTE.

Para la Ingeniería Civil, un puente es una estructura de madera, mamposte-- ría, acero, concreto armado, etc., el cual al construirse permitirá salvar un -- obstáculo, tal como un río, una barranca, un accidente topográfico, una vía de -- comunicación, un canal, etc., con un grado de seguridad, comodidad y rapidez.

Con los puentes el hombre supera los límites de su espacio vital, une lo -- separado, triunfa sobre los obstáculos de la naturaleza; los puentes son expre-- sión de la voluntad del hombre por superar los obstáculos que encuentra en el ca-- mino hacia su objetivo.

Los puentes de concreto armado y presforzado, son características de nuestra época, y han alcanzado un desarrollo vertiginoso si se considera que la historia del concreto armado tiene aproximadamente 100 años de antigüedad, un tiempo ínfimo comparada con la historia de la construcción de puentes, que es tan antigua como la historia de la humanidad.

CAPITULO II

CAPITULO II.

GENERALIDADES.

De suma importancia en una carretera son los puentes, que nunca deben proyectarse como obras individuales, sino como partes integrales de la misma. No hay camino sin "Puentes".

El puente es lo que hace de una carretera una obra Ingenieril completa, - es decir lo hace funcional, lo decora y adorna.

En muchas ocasiones la construcción de un camino se supedita a las posibilidades de construir los puentes que necesita.

En el caso de los puentes, se puede afirmar que la economía de los mismos depende fundamentalmente de la elección de tipo que se tenga. Por lo que en el proyecto de un puente, son de gran importancia las fases de los estudios de campo, los estudios de gabinete y la construcción.

En éste trabajo se presentará el proyecto de un puente para cruzar el arroyo "La Gloria II", localizado en el km. 62+920 de la carretera Mexicali-Tijuana, en el tramo en proceso de modernización Mexicali-La Rumorosa, con origen en Mexicali, B.C.N.

II.1.- DESCRIPCION DEL CAUCE.

El origen del arroyo "La Gloria II", se sitúa a 6 km del cruce en la parte alta de la sierra denominada "La Rumorosa", la cuenca tributaria, es de --- 15 km², es alargada de tipo montañosa; el clima de la región es frío, presentándose nevadas en el invierno y en el verano el clima es templado; el flujo del arroyo no es caudaloso.

El cauce es estable y definido, de secciones suficientes y encajonadas; y de corriente intermitente; el cruce con el eje del camino se considera normal.

Datos hidráulicos:

Nivel de aguas mínimas: cauce seco.

Nivel de aguas máximas extraordinarias: 1196.02 Mts.

Nivel de aguas al medir la velocidad superficial: cauce seco.

Si el arroyo llegará a desbordarse en el período de máximas avenidas, las llanuras, tanto de su margen derecha como la de la izquierda no sufrirán --- inundaciones.

Frecuencia y duración de las crecientes máximas extraordinarias: de 5 a - 20 años, con duración de 12 a 24 horas.

Meses del año en que se efectúan: de diciembre a marzo, estando influenciada por la zona ciclónica del océano pacífico.

Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre y cuerpos flotantes: Materiales finos, basura.

El cuace de la sección estudiada, es estable, sin tendencia a divagar.

La tendencia en general de la corriente a largo plazo en el lugar del cauce es a socavar.

No se recomienda ninguna canalización.

No hay posibilidades de que el remanso que produzca el puente, perjudique las propiedades vecinas.

No existe un cambio de pendiente de suave a pronunciada o una cascada --- cerca del cruce, no existen obstáculos en una distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico.

El claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes, será de 8.00 mts.

La 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, será de 1.50 mts. como mínimo.

No existen obras cercanas al cruce.

GASTO.- Se determinó por dos procedimientos.

1.- Hidráulico.- Por el método de sección y pendiente con base a las huellas de NAME, se obtuvo un gasto promedio de $171 \text{ M}^3/\text{Seg.}$ y una velocidad promedio de $3.28 \text{ M}/\text{Seg.}$

2.- Hidrológico.- Por el método de comparación de cuencas, se obtuvo un gasto de $90 \text{ M}^3/\text{Seg.}$ para un período de retorno de 100 años.

Tomando en consideración el criterio que se ha seguido en los estudios de los cruces anteriores de éste mismo camino, se tomó como base el gasto hidráulico, siendo éste el más desfavorable, por lo que la obra se diseñó con el gasto de campo de $171 \text{ M}^3/\text{Seg.}$, y debido a que el cuace de la sección estudiada es estable y no presenta problemas geomorfológicos. La distancia libre vertical que deberá dejarse como mínimo entre el NAME (Nivel de aguas máximas extraordinarias), y la parte inferior de la superestructura, para permitir el paso de los cuerpos flotantes, será de 1.50 mts.

CAPITULO III

CAPITULO III.

ESTUDIOS DE CAMPO.

Para que un proyecto, diseño y construcción de un puente se lleve a cabo, es necesario la obtención de ciertos datos, como los estudios de campo; los cuales nos proporcionarán las características del lugar donde se vaya a construir el puente, ya que sin los estudios de campo no sería posible un buen -- proyecto y mucho menos su diseño y por consiguiente su construcción sería insegura. El desarrollo de éstos estudios son los siguientes.

III.1.- DATOS DE LOCALIZACION.

Fuente: Sobre el arroyo "La Gloria II".

Obra Vial: Carretera Mexicali-Tijuana.

Tramo: Mexicali-La Rumorosa.

Estación: 62+920 con origen en Mexicali, B.C.N.

Esviajamiento: Normal al cruce.

Elevación y Descripción del Banco del Nivel: B.N. 64-1, sobre roca fija a 37 metros a la derecha de la estación 63+010, con una elevación promedio igual a 1201.352 Mts.

III.2 DATOS HIDROLOGICOS.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA:

El área de la cuenca es de 15 km².

FUENTE DE INFORMACION DEL DATO ANTERIOR:

Cartas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA CUENCA:

De acuerdo a las cartas climatológicas de Köppen modificada la precipitación media anual es de 175 mm.

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DE LA CUENCA:

En toda la zona se encuentra granito fracturado y alterado, formando --- fragmentos chicos, medianos y grandes.

PERMEABILIDAD MEDIA:

Intermedia.

DISTRIBUCION DE LA VEGETACION EN LA CUENCA:

Es escasa, tiene arbustos y árboles en la parte más alta, matorrales en la parte más baja. No existen estaciones hidrométricas cercanas sobre el río.

GASTO HIDROLOGICO:

90 M³/Seg.

METODO EMPLEADO PARA LA OBTENCION:

Por comparación.

III.3.- DATOS DE TRANSITO.

ANCHO DE LA CORONA A LA ENTRADA Y SALIDA DEL PUENTE:

2 cuerpos de 11.50 mts.

ANCHO DE LA CARPETA ASFALTICA O DEL PAVIMENTO:

2 carriles de 10.70 mts.

ANCHO TOTAL PROPUESTO PARA LA CALZADA DEL PUENTE:

11.50 mts. No se prevee tránsito de peatones, por tanto el puente no tendrá banquetas.

TIPO DE CARGA VIVA:

Camión tipo HS-20.

111.4.- DATOS DE CIMENTACION O MECANICA DE SUELOS.

Descripción de los materiales que forman el fondo de las márgenes del --
cauce.

FONDO:

Arena limosa, café claro de mediana a gruesa, con 10% de gravas aisladas
(SM).

MARGENES:

Limo arenoso superficialmente (M.), en ambas márgenes.

METODO QUE SE EMPLEO PARA HACER LOS SONDEOS:

Perforación por penetración standar, teniendo avances con rotación y la-
vado con brocas de diamante B.W., en el granito sano, y en el granito altera-
do se avanza con brocas B.W. de tungsteno.

Es recomendable efectuar la construcción de la obra en época de estiaje,
ya que éste es muy prolongado a causa de la escases de lluvias.

EXPLORACION DE SUELOS Y ROCA:

El programa de exploración en sitio con 4 sondeos de muestreo alterado e inalterado. Las características de los sondeos son los siguientes:

SONDEO No.	KM.	ELEVACION.	PROFUNDIDAD (M) EXPLORADA
1	62+896 en C.L.	1196.06	7.50
2	62+921 a 0.70 m izq.	1193.56	12.00
3	62+946 a 1.70m izq.	1194.23	8.00
4	62+971 a 3.70m izq.	1198.14	7.50

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES:

En general el terreno está constituido por granito (Rii), sano, fracturado con partes alteradas, color café y gris, teniendo una capa superficial de arena limosa, café de compactidad variado entre poco y muy compactada, producto de la alteración del granito o constituyendo parte del granito alterado.

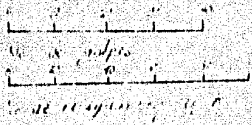
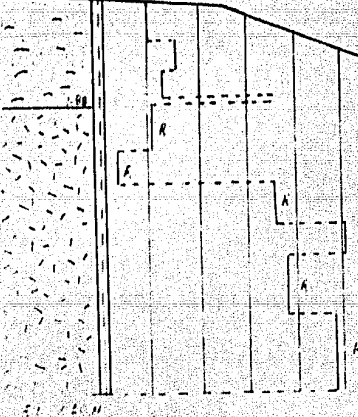
Se anexan los perfiles estratigráficos de los sondeos.

A. Mijangil

S-1
Elevación 6248.76 cm
Elev 1195.51 m

arena gruesa, coque
de poca cohesión y
poco compacta (SM)

arena gruesa, coque
de poca cohesión y
poco compacta (SM)

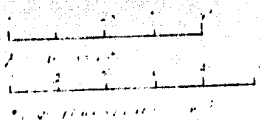
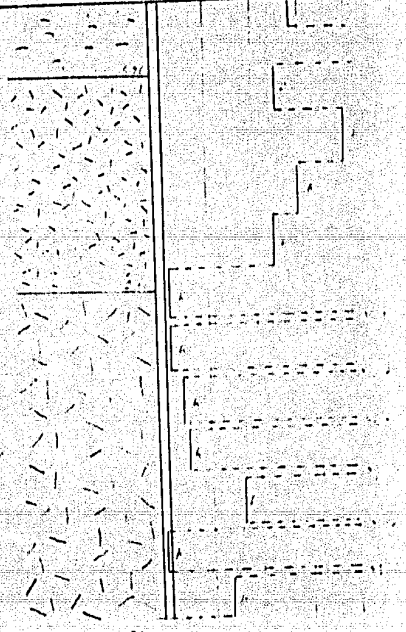


S-2
Elevación 6242.11 cm
Elev 1195.51 m

arena gruesa, coque
de poca cohesión y
poco compacta (SM)

limo (Rv), poco
muy fino limado, con
partes silíceas, arena
coque y arena

limo (Rv) altamente
muy limado y
arena coque y arena



COLUMNA ESTRATIGRAFICA

A Tijuaga

S-3
Estación 621946.0
Elev. 1194.2 m

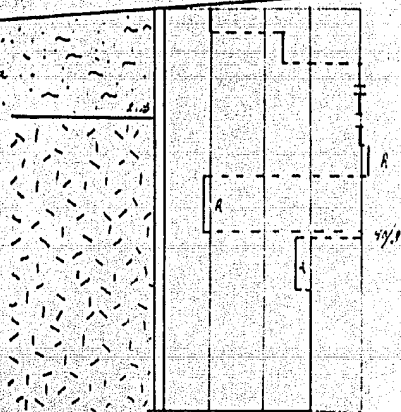
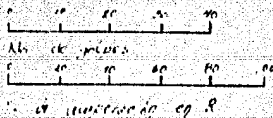
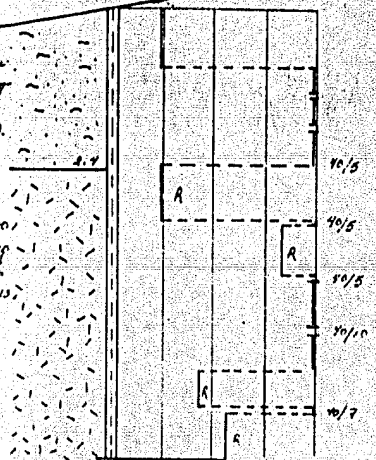
S-4
Estación 621941.0
Elev. 1180.1 m

(Masa ligera con
pequeños bloques
de arena y
muy compacta (S.)).

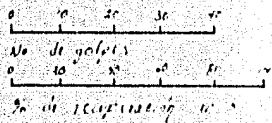
Grav. (S. S.) de
muy fina a mediana
con arenas
y limos y yeso.

Masa ligera, casi
de poca compacta a
muy compacta (S.)).

Gravilo (M.), muy
muy fracturado, con
partes altradas, co-
lor café y gris.



F.S. = 1.00 m



COLUMNA ESTRATIGRAFICA

Teniendo en cuenta las características de los materiales obtenidos por medio de la exploración realizada en el cruce, y las observaciones efectuadas en el campo; se han concluido las siguientes recomendaciones de cimentación.

Considerando una longitud del claro del puente de 30 mts., se estima que los efectos de socavación no avanzarán más bajo del nivel superior de la roca clasificada como granito, y éste se encuentra a una profundidad de 1.83 mts. bajo el nivel del fondo del cauce.

Se propone una cimentación de tipo superficial, a base de zapatas corridas.

El desplante deberá hacerse en la roca granítica a 0.50 mts., lo cual equivale a profundidades del orden de 2.0 a 3.0 mts., con respecto al nivel del terreno natural que se tenía cuando se efectuó el estudio.

La capacidad de carga admisible será de 50 ton/m². Las excavaciones que requerirá la estructura podrán hacerse con taludes del orden de 1:1, en suelos arenosos que cubren a la roca y con paredes verticales en el granito.

Se estima que no se producirán asentamientos diferenciales de interés práctico.

Los terraplenes de acceso, no tendrán problemas por asentamientos, ni por inestabilidad de los talúdes.

CAPITULO IV

CAPITULO IV.

ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

La elección del tipo es un aspecto muy importante en el estudio de puentes, debido a que de éste punto dependerá el éxito, tanto en lo económico como en la parte constructiva de la obra. Es muy importante el amplio criterio que puedan tener las personas que tengan a su cargo éste punto, así como del crecimiento que se pueda tener de la cantidad de material disponible, no olvidando los costos unitarios y condiciones de trabajo que existan en diferentes regiones. En esta parte del estudio se deberán formar diversos anteproyectos con sus correspondientes presupuestos que en una discusión posterior permitirá elegir el tipo de puente más adecuado.

La solución más adecuada, en términos generales, será aquella que aparte de cumplir con las condiciones topográficas, hidráulicas y de mecánica de suelos, impuestas por el terreno y la corriente en el sitio elegido del cruce, y las condiciones de tránsito, resulte la más económica en lo posible, sin olvidar otras consideraciones tales como facilidad de construcción, durabilidad, funcionalidad y estética.

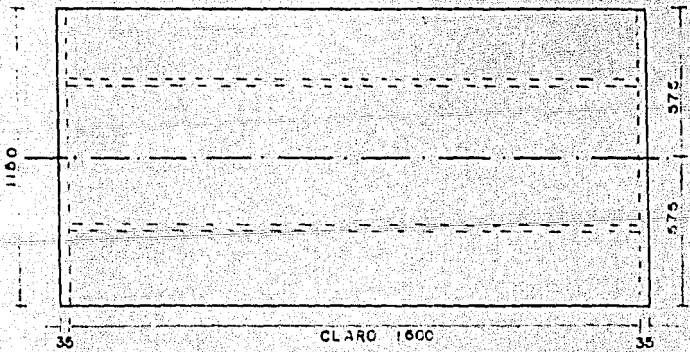
Por lo que será necesario recurrir a los estudios de campo y a las especificaciones para proyecto de puentes, así como a los proyectos tipos existentes.

Este estudio constará de tres anteproyectos, los cuales se presentarán a continuación:

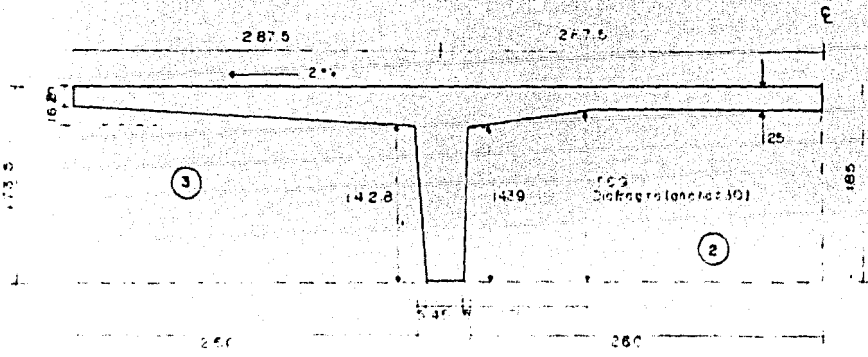
ANTEPROYECTO No. 1.

Superestructura formada de dos tramos de losa sobre dos nervaduras de concreto reforzado de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, con claros de 16 M y ancho de calzada de -- 11.50 M; apoyadas sobre una pila intermedia y dos estribos extremos de mampostería de tercera clase con mortero de cemento proporción 1:5.

Auxiliandose del proyecto tipo No. T-40.15.1, se propusieron las siguientes dimensiones para el anteproyecto:



MECIA SECCION PLANTA



Cubicación Superestructura.

a).- Losa nervadura y diafragma.

$$A_1 = [(1.85 + 1.735) \div 2] \times 5.75 = 10.31 \text{ M}^2$$

$$A_2 = [(1.6 + 1.569) \div 2] \times 1.60 + [1.569 + 1.439 \div 2] \times 1.0 + 1.439 \times 0.05 \div 2 = -4.08 \text{ M}^2$$

$$A_3 = (1.428 \times 0.05 \div 2) + [1.428 + 1.535 \div 2] \times 2.55 = -3.81 \text{ M}^2$$

$$\text{Diafragma} = 10.31 \times 2 \times 0.3 \times 4 = 24.74 \text{ M}^2$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 24.74 \text{ M}^2$$

Losa nervadura.

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = (10.31 - 4.08 - 3.81) \times 2 \times 16.1 \times 2 = 155.85 \text{ M}^2$$

Se considera que 175 kg/m³ de acero son suficientes.

Acero de Refuerzo.

$$LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = (155.85 + 24.74) \times 175 \text{ kg/m}^2 = 31.603 \text{ kg.}$$

Drenes de plástico de 7.6 cm \emptyset = 24 pzas.

b).- Parapeto + Guarnición.

1.- Guarnición No. T - 33.1.1. tipo II.

$$\text{Remates parapeto} = 1.5 \times 2 \text{ ext.} = 3.0$$

$$\text{Longitud} = 33.0 - 3.0 = 30 \times 2 \text{ lados} = 60 \text{ M.}$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 60 \times 0.14 \text{ M}^3/\text{M} = 8.4 \text{ M}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo } LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 60 \times 18 \text{ kg/M} = 1080 \text{ kg.}$$

2.- Parapeto NO. T - 34.3.1.

$$\text{Longitud} = 60 \text{ M.}$$

$$\text{Remate de parapeto} = 4 \text{ pzas.}$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 1.6 \text{ M}^3$$

Acero de refuerzo $LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 288 \text{ kg}$.

16 pilastras a cada 20 M de cada lado = 17 kg/pilastra.

Acero estructural A-36 = $16 \times 17 \times 2 = 544 \text{ kg}$.

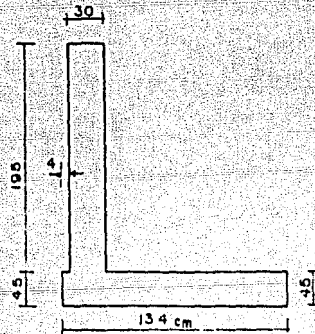
Tubo de acero galvanizado (CED.40) de $7.6 \text{ cm } \emptyset = 61 \text{ M}$.

c).- Apoyos de Neopreno de $30 \times 40 \text{ cm.} = 8 \text{ pzas.}$

SUBESTRUCTURA.

a).- Coronas de concreto armado.

del proyecto tipo No. T-42.2.1. Tipo II.



$$A = 1.34 \times 0.45 + 1.95 \times 0.3 = 1.19 \text{ M}^2$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 1.19 \times 11.5 \times 2 \text{ coronas} = 27.4 \text{ M}^3$$

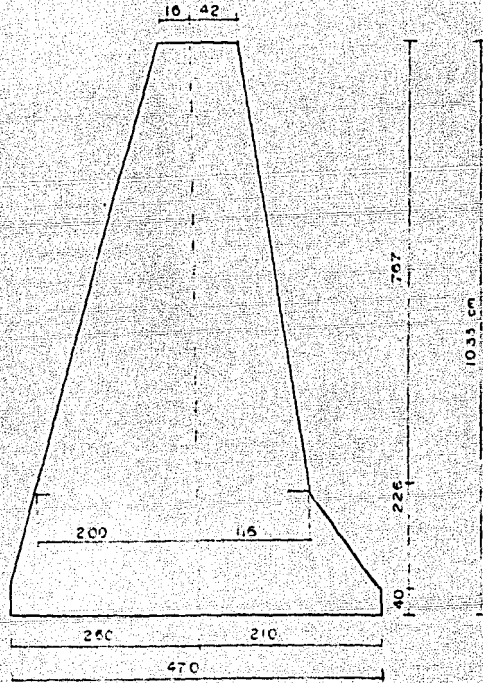
Considerando que 80 kg/m^3 de acero son suficientes.

$$\text{Acero de refuerzo } LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 27.4 \times 90 = 2466 \text{ kg.}$$

b).- ESTRIBOS.

Del Proyecto tipo P.F.N. T-42.1.1 tipo II.

Se determinaron las siguientes dimensiones del estribo.



Acotación en cm.

La cubicación del estribo será por medio del teorema del prisma, y sin --
descontar el volúmen que ocupa la corona fué el siguiente:

$$V = 688.91 \text{ M}^3$$

Volúmen que ocupa la corona.

$$A = 1.65 \times (0.57 + 1.17) + 2 = 1.436 \text{ M}^2$$

$$V = 1.436 \times 11.50 = 16.51 \text{ M}^3$$

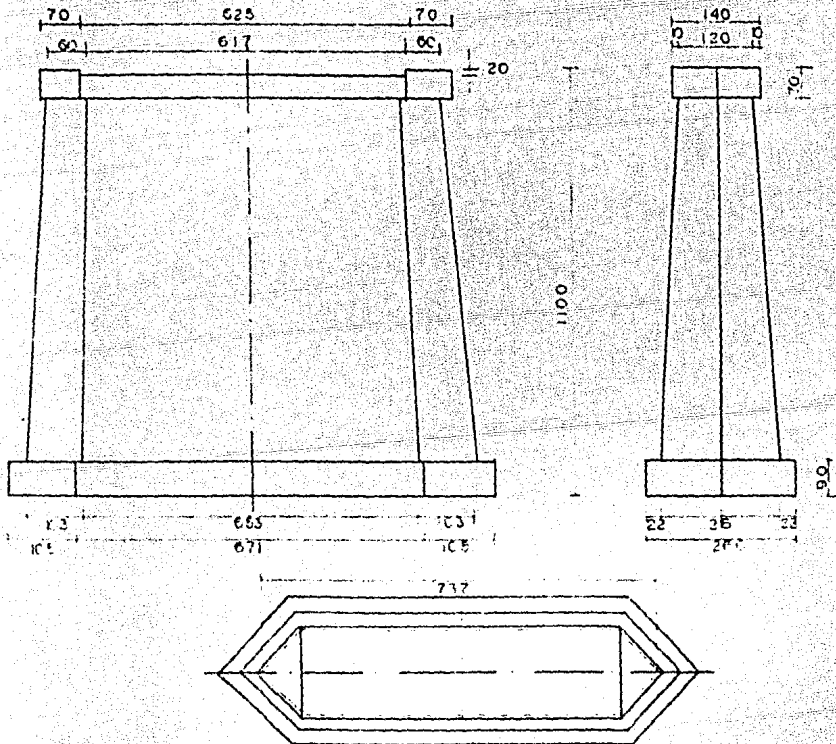
Volumen total de mampostería de los 2 estribos.

$$V_t = 1344.8 \text{ M}^3 = 1344.8 \text{ M}^3$$

Excavaciones, tomando en cuenta las recomendaciones del talud 1:1 = 2768.60

c).- PILA INTERMEDIA.

Auxiliandose de los proyectos tipo N.T-43.1.1 tipo II.



CORONA

Acotaciones en cm

$$A1 = \left[\frac{7.65 + 6.25}{2} \right] \times 0.70 \times 2 = 0.7 \text{ M}^2$$

$$A2 = \left[\frac{1.4 \times 0.70}{2} \right] \times 2 = 0.98$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 = 9.7 \times 0.5 + 0.98 \times 0.2 = 5.0 \text{ M}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo LE } \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 5.0 \times 80 = 400 \text{ kg.}$$

MAMPOSTERIA.

$$A_b = [(8.81 + 6.71) - 2] \times 1.3 \times 2 = 20.18 \text{ M}^2$$

$$A_{\text{Inf.}} = [(8.59 + 6.53) - 2] \times 1.08 = 8.165 \text{ M}^2 \text{ (Media sección).}$$

$$A_{\text{Sup}} = [(7.37 + 6.17) - 2] \times 0.60 = 4.062 \text{ M}^2 \text{ (Media sección).}$$

$$V = (A_i + A_s) \div 2 \times 8.4 \text{ M} = (8.165 + 4.062) \div 2 \times 9.4 = 57.467 \text{ M}^3$$

$$\text{Mampostería de 3ª clase} = 57.467 \text{ M}^3 \times 2 + 20.18 \times 0.9 = 133.1 \text{ M}^3$$

$$\text{Excavación (talud 1:1)} = 60 \text{ M}^3$$

ACCESOS.

Longitud de accesos al puente

$$\text{Márgen Izquierda} = 38.60 \text{ M.}$$

$$\text{Márgen Derecha} = 45.50 \text{ M.}$$

Volúmen del terraplen obtenido por medio del estudio topográfico. 7,960 M³

Guarnición y postes $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, se colocarán a cada 1.85 M.

$$\text{Guarnición} = (38.6 + 45.5) \times 2 \text{ lados} = 168.2 \text{ M.}$$

$$\text{No. de postes} = 168.2 \div 1.85 = 92 \text{ Pzas.}$$

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

$$1.68 \times 0.10 \text{ M}^3/\text{M} = 16.82$$

$$92 \times 0.60 \text{ M/Pza.} = 5.52$$

$$22.34$$

$$= 22.34 \text{ M}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo } LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$168.2 \times 13 \text{ kg/m} = 2187$$

$$92.0 \times 18 \text{ kg/Pza.} = 1656$$

$$3843$$

$$= 3843 \text{ kg.}$$

Defensa de lámina galvanizada NO. 12 (12 kg/M)

$$W = 168.2 \times 12 \text{ kg/m}$$

$$= 2018 \text{ kg.}$$

Acero estructural galvanizado

$$\text{Separadores de canal } 92 \text{ pzas.} = 276 \text{ kg.}$$

$$\text{Conexiones} = 46 \text{ kg.}$$

$$322 \text{ kg.}$$

$$= 322 \text{ kg.}$$

MATERIALES ANTEPROYECTO No. 1.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
a).- Losa nervurada y diafragma (30M). Concreto f'c=250 kg/cm ² .	180.6	M ³	48,213.00	8'707,268.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	31 603	Kg.	218.00	6'899,454.00
Drenes de plástico 7.6 Ø.	24	Pza.	6,981.00	167,544.00
b).- Parapeto + Guarnición. Concreto f'c=250 kg/cm ² .	10	M ³	48,213.00	482,130.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	1368	Kg.	218.00	298,224.00
Acero estructural A-36 tubo de acero galvanizado CED-40 de 7.6 cm Ø.	544	Kg.	450.00	244,800.00
	61	M	8,253.00	503,433.00
c).- Apoyo de neopreno de 30 x 40 cm.	8	Pza.	5,435.00	43,480.00
Super + Parapeto.				17'336,333.00
SUBESTRUCTURA.				
a).- Corona. Concreto f'c=250 kg/cm ²	27.4	M ³	48,213.00	1'321,036.00
Acero de Refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	2192	Kg.	218.00	477,856.00

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
b).- ESTRIBOS.				
Mampostería de 3ª clase.	1344.8	M³	7,240.00	9'736,352.00
Excavación de estribo.	2768.60	M³	2,500.00	6'921,500.00
c).- PILA.				
Concreto f'c=250 kg/cm².	5.0	M³	48,213.00	241,065.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm².	400	Kg.	218.00	87,200.00
Mampostería de 3ª clase	133.1	M³	7,240.00	963,644.00
Excavación.	60	M³	2,500.00	150,000.00
Costo Subestructura.				19'898,653.00

ACCESOS.

(84.1M)

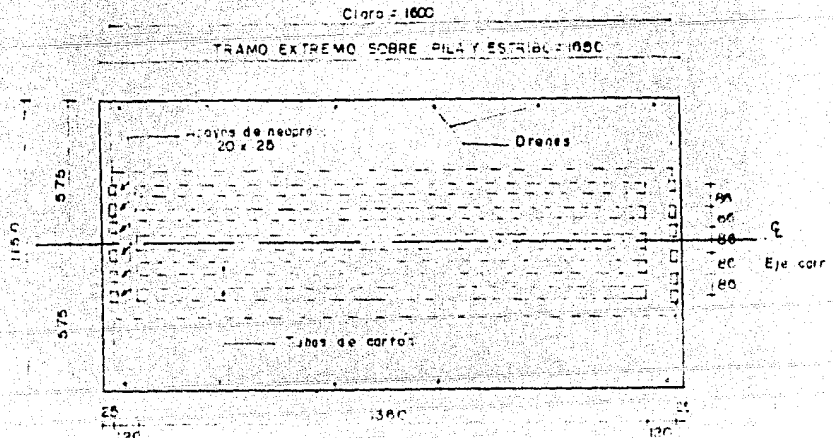
Volúmen del material del terraplen.	7690	M³	800.00	6'152,000.00
Guarnición y postes f'c=250 kg/cm².	22.3	M³	48,213.00	1'075,150.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm².	3843	Kg.	218.00	837,774.00
Defensa de lámina galvanizada No. 12.	168.2	M	8,250.00	1'387,650.00
Acero estructural galvanizado.	322	Kg.	875.00	281,750.00
Costo de Accesos.				9'734,324.00

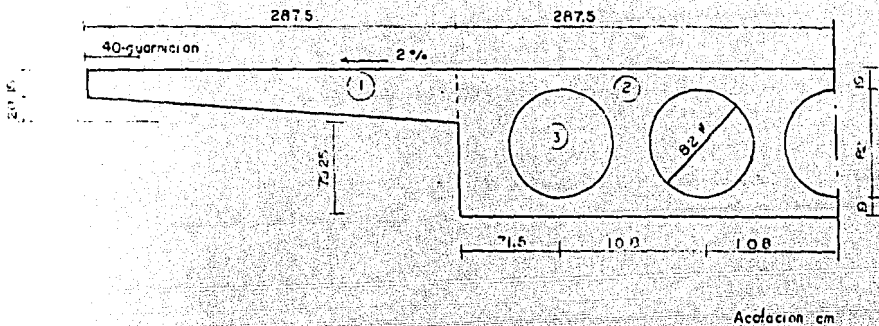
Costo Super + Parapeto	=	\$ 17'336,333.00
Costo Subestructura	=	\$ 19'898,653.00
Costo Accesos	=	\$ 9'734,324.00
<hr/>		
Costo Total Aproximado.	=	\$ 46'969,310.00

ANTEPROYECTO No. 2.

Superestructura formada por 2 tramos de losa aligerada de concreto reforzado con tubos de cartón comprimido, con claros de 16 M, y ancho de calzada de 11.50 M, apoyadas sobre una pila intermedio y dos estribos extremos de mampostería de 3ª clase, con mortero cemento 1:5.

Las dimensiones propuestas que se indican a continuación, se obtuvieron auxiliándose del proyecto tipo No. T-38.16.1 (Losa Plana Aligerada).





MEDIA SECCION TRANSVERSAL

a).- Cubicación Superestructura.

$$A_1 = \frac{0.35 + 0.20}{2} \times 2.875 = 0.79 \text{ M}^2.$$

$$A_2 = \frac{1.2 + 1.1425}{2} \times 2.875 = 3.37 \text{ M}^2.$$

$$A_3 = \pi (0.41)^2 = 0.528 \times 2.5 \text{ circulos} = 1.32 \text{ M}^2.$$

$$A_{T_1} = 3.37 + 0.79 - 1.32 = 2.84 \text{ M}^2 \times 2 \text{ (medias secciones).}$$

$$A_{T_1} = 5.68 \text{ M}^2.$$

$$A_{T_2} = 0.79 + 3.37 = 4.16 \text{ M}^2 \times 2 = 8.32 \text{ M}^2.$$

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

$$V_1 = 5.1 \times 13.6 \text{ M} \times \text{tramos} = 154.5 \text{ M}^3.$$

$$V_2 = 8.32 \times (1.2 + 1.2) \times 2 \text{ tramos} = 39.94 \text{ M}^3.$$

$$V_T = 154.5 + 39.94 = 194.4 \text{ M}^3.$$

Tubos de cartón comprimido de 82 cm de $\emptyset = 10$ pzas. x 13.60 x 2 = 272 M

Se considera que 140 kg/M¹ son suficientes.

Acero de refuerzo

LE ≥ 4000 kg/cm² = 194.4 x 140 = = 27,216 kg.

Drenes de plástico de 7.6 cm \emptyset = = 24 pzas.

b).- Parapeto + Guarnición.

Su cubicación será igual al del anteproyecto No. 1.

Guarnición No. T-33.1.1 tipo II.

Concreto f'c= 250 kg/cm² = 84 M³

Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm² = = 1080 Kg.

Parapeto No. T-34.3.1

Concreto f'c= 250 kg/cm². = = 1.6 M³

Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm² = = 288 kg.

Acero estructural A-36 = = 544 kg.

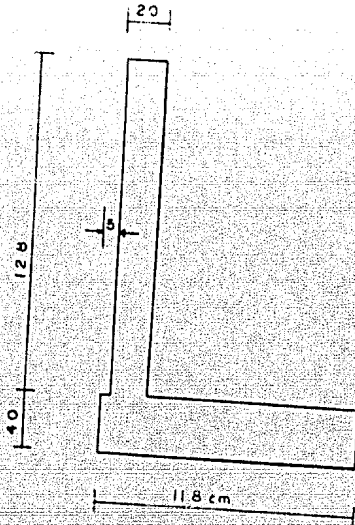
Tubo de acero galvanizado CED-40 de 7.6 cm \emptyset = = 61 M

c).- Apoyos de neopreno de 30 x 40 cm. = = 8 pzas.

SUBESTRUCTURA.

a).- Coronas.

Coronas de concreto armado f'c=250 kg/cm² de proyecto tipo No. T-42.2.1 tipo II.



$$A = 0.2 \times 1.28 + 0.4 \times 1.18 = 0.728 \text{ M}^2$$

$$V = 0.728 \times 11.50 \times 2 \text{ coronas} =$$

$$= 16.7 \text{ M}^3$$

Se consideran que 80 kg/cm³ son suficientes

$$\text{Acero de refuerzo LE} \geq 4000 \text{ kg/cm}^3 =$$

$$= 1336 \text{ kg.}$$

b).- ESTRIBOS.

El cálculo de cubicación aproximada del estribo se hizo por medio del teorema del triángulo, y sin descontar el volumen que ocupa la corona, fué el siguiente:

$$V = 688.91 \text{ M}^3$$

Volúmen que ocupa la corona.

$$A = 1.25 \times (1.0 + 0.57) \div 2 = 0.98 \text{ M}^2$$

$$V = 0.98 \times 11.50 = 11.27 \text{ M}^3.$$

$$\text{Mampostería de 3ª clase} = 661.56 \times 2 \text{ est.} = 1355.3 \text{ M}^3$$

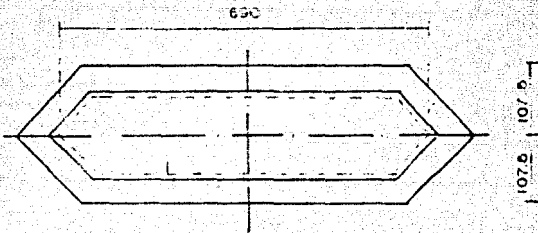
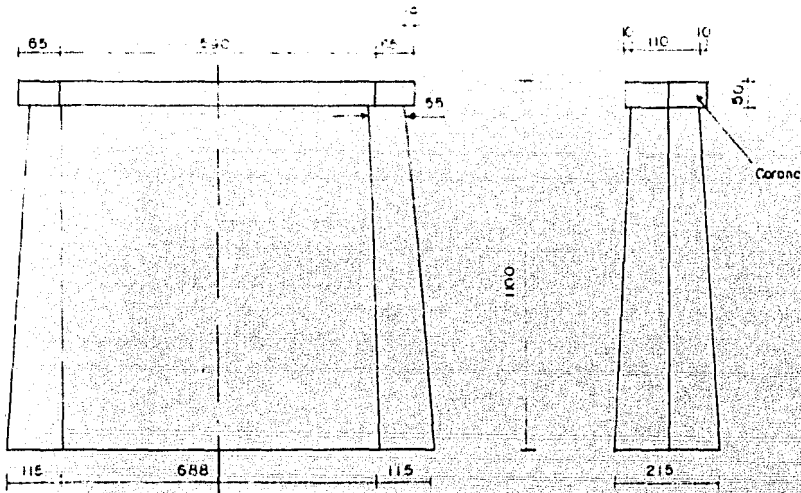
Excavaciones:

$$A_i = 192.56 \text{ M}^2$$

$$A_s = 527.13 \text{ M}^2.$$

c).- PILA INTERMEDIA:

Auxiliándose del proyecto No. T-43.1.1 tipo I.



Acciones cm.

Corona.

$$A = 7.20 \times 0.65 - (0.65 \times 0.65) \times 2 - 2 = 4.26 \text{ M}^2 \text{ (media sección).}$$

$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 = 4.26 \times 0.5 \times 2 = 4.26 \text{ M}^3$$

Considerese que 80 kg/M³ son suficientes.

$$\text{Acero de refuerzo LE } \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 4.26 \times 80 = 341 \text{ kg.}$$

Medias áreas de secciones planta.

$$A \text{ interior} = [(9.18 + 6.38) - 2] \times 1.075 = 8.63 \text{ M}^2.$$

$$A \text{ superior} = [(7.0 + 5.90) - 2] \times 0.35 = 3.55 \text{ M}^2.$$

$$\text{Volumen} = [(8.63 + 3.55) - 2] \times 10.5 = 63.95 \text{ M}^3.$$

$$\text{Mampostería de 3ª clase } 63.95 \times 2 \text{ mitades} = 127.9 \text{ M}^3.$$

ACCESOS.

Longitud del acceso al puente.

Márgen izquierda = 38.60 M.

Márgen derecha = 45.50 M.

a).- Volúmen de terraplen obtenido por medio del estudio topográfico.

$$V = 7690 \text{ M}^3.$$

b).- Guarnición y postes $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Se colocan a cada 1.85 M.

$$\text{Guarnición} = (38.6 + 45.5) \times 2 \text{ lados} = 168.2 \text{ M.}$$

$$\text{No. de postes} = 168.2 \div 1.85 = 92 \text{ pzas.}$$

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

$$168.2 \times 0.10 \text{ M}^3/\text{M} = 16.82$$

$$92 \times 0.06 \text{ M/Pza.} = \underline{5.52}$$

$$22.34$$

$$= 22.3 \text{ M}^3.$$

Acero de refuerzo LE $\geq 4000 \text{ kg/cm}^2$.

$$168.2 \times 13 \text{ kg/M} = 2187$$

$$92 \times 18 \text{ kg/pza.} = \underline{1656}$$

$$3843$$

$$= 3843 \text{ kg.}$$

c).- Defensa de lámina galvanizada No. 12 (12 kg/M)

$$W = 168.2 \times 12 \text{ kg/M.}$$

$$= 2018 \text{ kg.}$$

Acero estructural galvanizado.

Separadores de canal 92 pzas. = 276 kg.

Conexiones. = 40 kg.

322 kg.

= 322 kg.

Apoyos de neopreno.

Placas de neopreno de 20 x 25 cm. =

= 24 pzas.

MATERIALES ANTEPROYECTO No. 2.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	IMPORTE
<u>SUPERESTRUCTURA.</u>				
a).- Losa aligerada (30m) concreto f'c=250 kg/cm ²	194.4	M'	48,213.00	9'372,607.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	27 216	Kg.	218.00	5'933,088.00
Tubos de cartón comprimido de 82 cm Ø.	272	M	4,020.00	1'093,440.00
Drenes de plástico de 7.6 - cm. Ø.	24	Pza.	6,981.00	167,544.00
b).- Parapeto + Guarnición. Concreto f'c=250 kg/cm ² .	10	M'	48,213.00	482,130.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	1368	Kg	218.00	298,224.00
Acero estructural A-36	544	Kg	450.00	244,800.00
Tubo de acero galvanizado (cédula 40) de 7.6 cm Ø.	60	M	8,253.00	495,180.00
Apoyos de neopreno de 20 x 25 cm.	24	Pza.	5,435.00	130,440.00
COSTO SUPER + PARAPETO.				=====
				18'217,453.00

SUBESTRUCTURA.

a).- Corona.				
Concreto f'c=250 kg/cm ²	16.7	M'	48,213.00	805,157.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	1336	Kg.	218.00	291,248.00

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
b).- Estribos.				
Mampostería de 3ª clase.	1355.3	M³	7,240.00	9'812,372.00
Excavación de estribos.	2768.60	M³	2,500.00	6'921,500.00
c).- Pila.				
Concreto f'c=250 kg/cm².	4.3	M³	48,213.00	207,316.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm².	341	Kg.	218.00	74,338.00
Mampostería de 3ª clase.	127.9	M³	7,240.00	925,996.00
Excavación.	60	M³	2,500.00	150,000.00
COSTO SUBESTRUCTURA.				19'187,927.00

ACCESOS.

(84.1 m)

Volúmen del material del terraplen.	7690	M³	800	6'152,000.00
Guarnición y postes f'c=250 kg/cm².	22.3	M³	48,213.00	1'075,150.00
Acero de refuerzo - LE ≥ 4000 kg/cm².	3843	Kg.	218.00	837,774.00
Defensa de lámina galvanizada No. 12.	168.2	M	8,250.00	1'387,650.00
Acero estructural galvanizado.	322	Kg.	875.00	281,750.00
COSTO ACCESOS.				9'734,324.00

COSTO SUPER + PARAPETO = 18'217,453.00

COSTO SUBESTRUCTURA = 19'187,927.00

COSTO ACCESO = 9'734,324.00

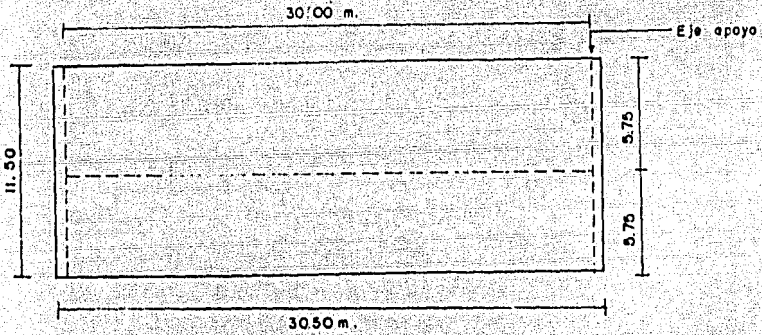
COSTO TOTAL APROX. = 47'139,704.00

ANTEPROYECTO No. 3

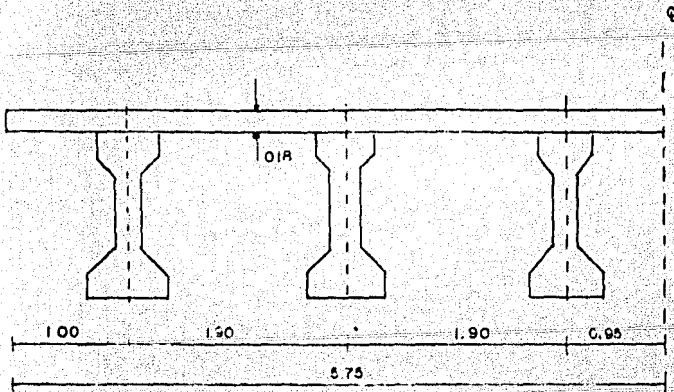
Superestructura formada por un tramo de losa de concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ sobre traves precoladas pretensada de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, con un claro de 30 M y ancho de 11.50 M, apoyados sus extremos sobre estribos de mampostería de

3ª clase con mortero de cemento 1:5.

De proyecto tipo se obtuvieron las siguientes dimensiones para cuba---
ción de materiales.

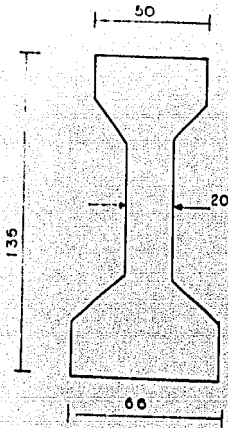


PLANTA



MEDIA SECCION TRANSVERSAL.

ACO m



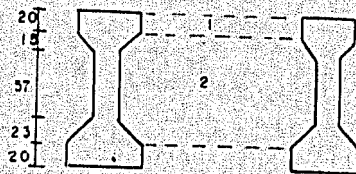
Trabe tipo IV.
 Trabe precolada pretensada.
 Area= 0.497 M²
 f'_c=350 kg/cm²
 LR= 19,000 kg/cm²

CUBICACION DE MATERIALES.

a).- Losa y diafragma (f'_c=250 kg/cm²)

Vol.Losa= 30.50 x 11.50 x 0.18 = 63 M³.

DIAFRAGMA.



A₁ = 0.323 m²

A₂ = 1.54 m²

Ancho: 30 cm

$$V \text{ Diaf. Ext. (2)} = (0.323 + 1.54) \times 0.3 \times 5 \times 2 = 5.59 \text{ M}^3$$

$$V \text{ Diaf. Int. (2)} = 1.54 \times 0.3 \times 5 \times 2 = \frac{4.62 \text{ M}^3}{10.21 \text{ M}^3}$$

$$V \text{ (losa+diaf.)} = \quad \quad \quad = 73.2 \text{ M}^3$$

$$\text{Acero de refuerzo LE } \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = \quad \quad \quad = 6400 \text{ kg.}$$

$$\text{Vars. "C" con roscas en sus extremos LE } \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 291 \text{ kg.}$$

$$\text{Acero estructural A-36 (placas, tuercas y rondanas)} = 76 \text{ kg.}$$

$$\text{Drenes de plástico de } 7.6 \text{ cm } \emptyset = 20 \text{ pzas.}$$

$$2 \text{ @ } 250 \text{ cm y } 18 \text{ @ } 300 \text{ cm.}$$

b).- Traveses precolados ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$)

$$A = 0.497 \text{ M}^2.$$

$$V = 0.497 \times 30.50 = 15.16 \text{ M}^3$$

$$V = 15.16 \times 6 \text{ traveses} = 91.0 \text{ M}^3.$$

$$\text{Acero de presfuerzo LR} = 1900 \text{ kg/cm}^2.$$

$$38 \text{ torones de } 1.27 \text{ cm } \emptyset \text{ por trabe.}$$

$$\text{Peso - nominal del toron} = 0.78 \text{ kg/M.}$$

$$W = 38 \times 30.50 \times 0.78 = 904.0 \text{ kg/trabe.}$$

$$WT = 904 \times 6 = 5424 \text{ kg.}$$

$$\text{Torones de acero para izado} = 90 \text{ kg.}$$

$$\text{Acero de refuerzo LE } \geq 4000 \text{ kg/cm}^2 = 895 \text{ kg/trabe.}$$

$$895 \text{ kg/trabe} \times 6 \text{ traveses} = 5370 \text{ kg.}$$

c).- Parapeto + Guarnición.

1) Guarnición No. T-33.1.1. (Tipo II).

$$\text{Longitud} = 0.25 \times 2 + 30 = 30.50$$

$$(-) \text{ Remate parapeto } (1.5 \times 2 \text{ Ext.}) = \frac{3.00}{27.50}$$

$$\text{Longitud total} = 27.50 \times 2 \text{ lados} = 55.00 \text{ M.}$$

Acero de Refuerzo LE \geq 4000 kg/cm²

$$55.0 \times 18 \text{ kg/M} = 990 \text{ kg.}$$

$$\text{Concreto } f'c=250 \text{ kg/cm}^2 = 55.00 \text{ M} \times 0.14 \text{ M}^3/\text{M} = 7.7 \text{ M}^3$$

2) Parapeto NO. T-34.3.1

$$\text{Longitud} = 55.8 \text{ M}$$

Remates de Parapeto = 4 piezas.

Acero de Refuerzo LE \geq 4000 kg/cm²

$$4 \times 72 \text{ kg/pza.} = 288 \text{ kg.}$$

$$\text{Concreto } f'c=250 \text{ kg/cm}^2 = 4 \times 0.4 \text{ M}^3/\text{Pza} = 1.6 \text{ M}^3.$$

15 pilastras cada lado = 17 kg/pilastra.

$$\text{Acero estructural A-36} = 15 \times 17 \times 2 = 510 \text{ kg.}$$

$$\text{Tubo de acero galvanizado CED-40 de } 7.6 \text{ cm } \emptyset = 11.3 \text{ kg/M.}$$

$$55.8 \times 11.3 \text{ kg/M.} = 631 \text{ kg.}$$

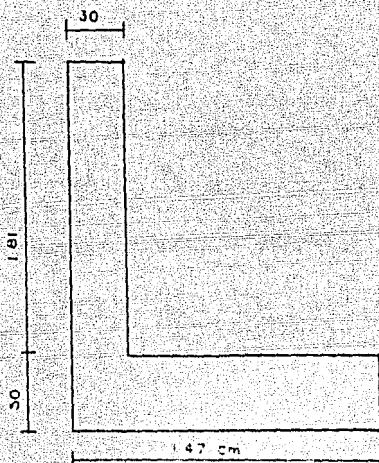
Tubo de acero galvanizado (por junta) = 3.0 kg/junta.

$$\text{Aproximadamente a } c/10 \text{ mts.} = 6 \text{ juntas} \times 3.0 = 18 \text{ kg.}$$

SUBESTRUCTURA.

c).- CORONAS.

Coronas de concreto armado de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ y varillas del # 4 y # 5.



$$A = 30 \times 181 + 50 \times 147 = 12,780 \text{ cm}^2.$$

$$V = 1.278 \times 11.50 = 1.47 \text{ M}^3 \times 2 \text{ Coronas.}$$

$$VT = 29.4 \text{ M}^3.$$

Acero de refuerzo $LE \geq 4000 \text{ kg/cm}^2$.

Se consideran que 80 kg/M^3 son suficientes.

$$WT = 29.4 \times 80.$$

$$WT = 2352 \text{ kg.}$$

b).- ESTRIBOS.

La cubicación del estribo es igual al del anteproyecto No.2.

Volúmen del estribo = 688.91 M³.

Volúmen que ocupa la corona.

$A = 2.1 \times (1.30 + 0.57) \div 2 = 1.964 \text{ M}^2$.

$V = 1.964 \times 11.5 = 22.58 \text{ M}^3$.

Volúmen total de mampostería de los 2 estribos.

$VT = 1332.66 \text{ M}^3$.

c).- EXCAVACIONES.

Tomando en cuenta la recomendación del talud 1:1 para la excavación del estribo tipo de éste anteproyecto se considerará la misma del NO. 2.

Excavación.

$A_i = 192.52 \text{ M}^2$.

$A_s = 527.13 \text{ M}^2$.

Accesos.

Las longitudes consideradas de los accesos al puente, fueron las siguientes:

Márgen Izquierdo: = 39.40 M.

Márgen Derecho: = 46.30 M.

Con las secciones transversales del acceso obtenidas por medio del estudio topográfico, el volúmen de material calculado con las formulas del prismoide para los accesos fué:

a).- $V = 7668 \text{ M}^3$.

b).- Guarnición y postes $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Se colocarán a 1.85 M.

Guarnición = $(46.3 + 39.4) \times 2 \text{ lados} = 171.4 \text{ M}$.

No. de postes = $171.4 \div 1.85 = 92 \text{ pzas}$.

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

$171.4 \times 0.10 \text{ M}^3/\text{M} = 17.14 \text{ M}^3$.

$92 \text{ pzas.} \times 0.06 \text{ M}^3/\text{Pza.} = \underline{5.52 \text{ M}^3}$.

$V = 22.66 \text{ M}^3$.

Acero de Refuerzo LE $\geq 4000 \text{ kg/cm}^2$.

$171.4 \text{ M} \times 13 \text{ kg/M} = 2228 \text{ kg}$.

$92 \text{ pzas} \times 18 \text{ kg/pza} = \underline{1656 \text{ kg}}$.

$W = 3884 \text{ kg}$.

c).- Defensa de lámina galvanizada No. 12 (12 kg/M)

$W = 171.4 \text{ M} \times 12 \text{ kg/M} = 2057 \text{ kg}$.

Acero Estructural galvanizado.

Separadores de canal = $92 \times 3 \text{ kg/pza} = 276 \text{ kg}$.

Conexiones = $92 \times 0.5 \text{ kg/pza} = \underline{46 \text{ kg}}$.

$W = 322 \text{ kg}$.

Apoyos de neopreno

Placas de neopreno de 30 x 40 cm. = 12 pzas.

MATERIALES ANTEPROYECTO No. 3

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
<u>SUPERESTRUCTURA.</u>				
a).- Losa y diafrágm concreto f'c=250 kg/cm ² .	73.2	M ³	48,213.00	3'529,192.00
Acero de refuerzo LE ≥ 4000 kg/cm ² .	6691	Kg.	218.00	1'458,638.00
Acero estructural A-36	76	Kg.	450.00	34,200.00
Drenes de plástico 7.6 Ø.	20	Pza.	6,981.00	139,620.00
b).- Trabes presforzadas Concreto f'c=350 kg/cm ² .	91	M ³	62,677.00	5'703,607.00
Acero de presfuerzo LR= 19000 kg/cm ² .	5514	Kg.	1,000.00	5'514,000.00
Acero de refuerzo LE ≥ - 4000 kg/cm ² .	5370	Kg.	218.00	1'170,660.00
c).- Parapeto + Guarni -- ción. Concreto f'c+250 kg/cm ² .	9.3	M ³	48,213.00	448,381.00
Acero de refuerzo LE ≥ - 4000 kg/cm ² .	1278	Kg.	218.00	278,604.00
Acero estructural A-36	510	Kg.	450.00	229,500.00
Tubo de acero galvaniza- do (cédula 40) de 7.6 - cm. Ø.	55.0	M	8,253.00	453,915.00
COSTO SUPER + PARAPETO.				18'960,317.00

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE.
<u>SUBESTRUCTURA.</u>				
Concreto f'c=250 kg/cm ²	29.4	M ³	48,213.00	1'417,462.00
Acero de refuerzo LE ≥ - 4000 kg/cm ² .	2352	Kg.	218.00	512,736.00
Mampostería de 3ª clase.	1332.66	M ³	7,240.00	9'648,458.00
Excavación estribos.	2550	M ³	2,500.00	6'375,000.00
Apoyos de neopreno 30x- 40 cm.	12	Pzas.	5,435.00	65,220.00
				=====
COSTO SUBESTRUCTURA				18'018,876.00
<u>ACCESOS.</u>				
(85.7 m)				
Volúmen de material de los terraplenes.	7868	M ³	800.00	6'294,400.00
Guarnición y postes f'c= 250 kg/cm ² .	22.7	M ³	48,213.00	1'094,435.00
Acero de refuerzo LE ≥ - 4000 kg/cm ² .	3884	Kg.	218.00	846,712.00
Lámina galvanizada.	171.4	M	8,250.00	1'414,050.00
Acero estructural galva- nizado (separadores y co- nexiones)	322	Kg.	875.00	281,750.00
				=====
COSTO ACCESOS				9'931,347.00

COSTO SUPER + PARAPETO	=	18'960,317.00
COSTO SUBESTRUCTURA	=	18'018,876.00
COSTO ACCESOS	=	9'931,347.00

COSTO TOTAL APROX. = \$ 46'910,540.00

CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS.

NUMERO DE ANTEPROYECTO	COSTO DE LA SUPERESTRUCTURA + PARAPELO.	COSTO DE LA SUBESTRUCTURA.	ACCESOS	COSTO TOTAL.
1	17'336,333.00	19'898,653.00	9'734,324.00	46'969,31.00
2	18'217,453.00	19'187,927.00	9'734,324.00	47'139,704.00
3	18'960,317.00	18'018,876.00	9'931,347.00	46'910,540.00

Conclusión: De acuerdo a lo económico y al tiempo de realización de proyecto, se eligió el anteproyecto No.3, además por la forma de la selección -- del cruce de los otros 2 anteproyectos, en la que quedaría una pila en el centro del claro del cauce, en donde el tirante es máximo, por tanto debe suponerse que la velocidad del agua es también máxima, lo que presenta el inconveniente de poner un obstáculo a los cuerpos flotantes de mayor peso y velocidad que golpearían la pila, por lo que se elige el anteproyecto No. 3, constituido por una losa plana maciza del concreto reforzado, sobre traveses de concreto presforzado pretensado, con un claro de 30 mts.

CAPITULO V

CAPITULO V.

PROYECTO DEFINITIVO.

OBRA.

PUENTE: Sobre el arroyo "La Gloria II".
CARRETERA: Mexicali - Tijuana.
TRAMO: Mexicali - La Rumorosa.
KM.: 62 + 920.
ORIGEN: Mexicali, B.C.N.

ALINEAMIENTO CAMINO: TANGENTE.

ESVIAJAMIENTO: El puente es normal.

PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA.

El puente constará de un cuerpo formado sólo por un tramo.

Longitud del claro	-----	30.00 M.
Ancho de la calzada	-----	11.50 M.
Ancho del pavimento	-----	10.70 M.
Carga móvil	-----	HS-20.
Acero de presfuerzo	-----	LR > 19000 kg/cm ² .
Acero de refuerzo	-----	1.E > 4000 kg/cm ² .
No. de traves presforzados	-----	6.0
No. de diafrágmata	-----	2 extraños y 2 intermedio

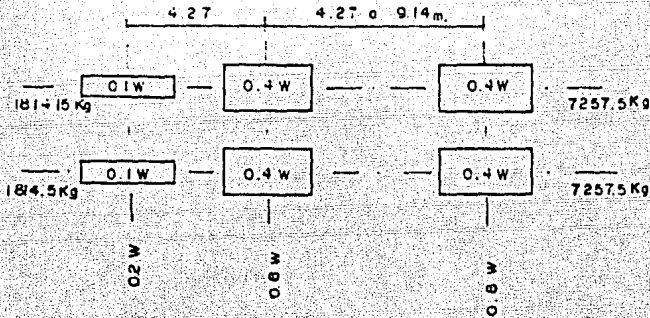
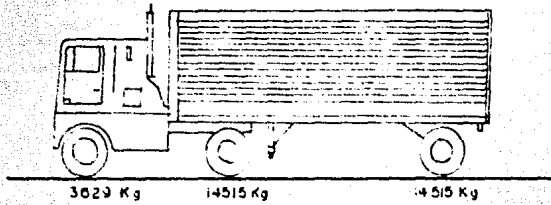
Comprensión en trabes pretensadas -----	$f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$.
Comprensión en losas y diafrágmás -----	$f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$.
Parapeto tipo No. -----	T-33.1.1 tipo II.
Especificaciones -----	AASITTO.

PROYECTO DE LA SUBESTRUCTURA.

Los extremos de la superestructura se apoyarán sobre dos estribos con -- aleros, de mampostería de tercera clase, con mortero de cemento 1:5, desplantados por superficie, y con coronas de concreto armado.

CARGA VIVA PARA PUENTES

CAMION TIPO HS-20



$P_m = 8105 \text{ Kg}$ para momento.

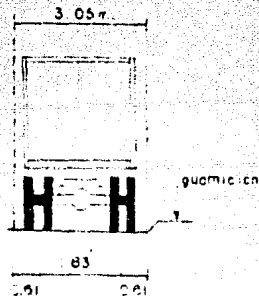
$P_v = 11793 \text{ Kg}$ para esfuerzo cortante.

$W = 952 \text{ Kg/m}$

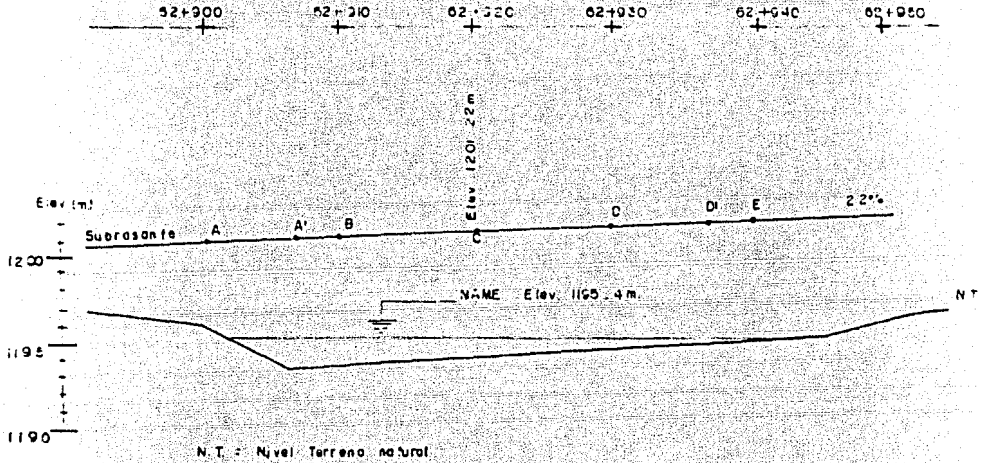


W = peso combinado de los dos primeros ejes

Ancho del carril de carga



RASANTE



PUNTO	ESTACION	ELEVACION: SUBRASANTE	ELEVACION: RASANTE
A	62+900	1 200.38	1 201.78
A'	62+907	1 200.53	1 201.93
B	62+910	1 200.60	1 201.00
C	62+920	1 200.82	1 201.22
D	62+930	1 201.04	1 201.44
D'	62+937	1 201.19	1 201.59
E	62+940	1 201.26	1 201.66

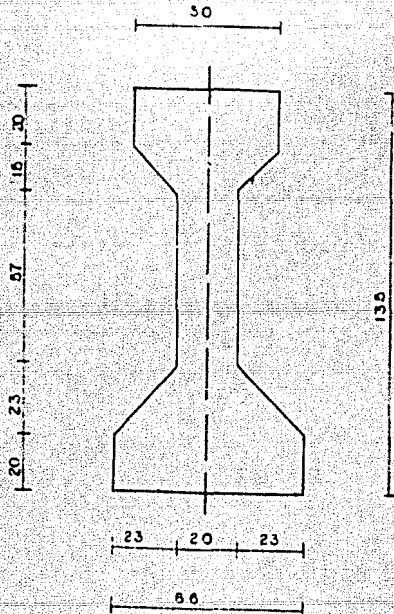
Para obtener las elevaciones de la rasante, se sumó 0,40 m a las elevaciones indicadas de subrasante. A', D' estribos "b. 1" y estribos "b. 2" respectivamente.

V.1 SUPERESTRUCTURA.

Con el objeto de librar el arroyo "La Gloria II", se proyectó la superestructura de un puente, cuya estructuración se resolvió a base de una losa plana maciza de concreto reforzado y traveses de concreto presforzado pretensado, apoyadas en sus bordes extremos sobre estribos de mampostería. Las dimensiones y características geométricas del proyecto se muestran en las figuras siguientes;

SECCION TRANSVERSAL TRAVE.

Resistencia $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$.

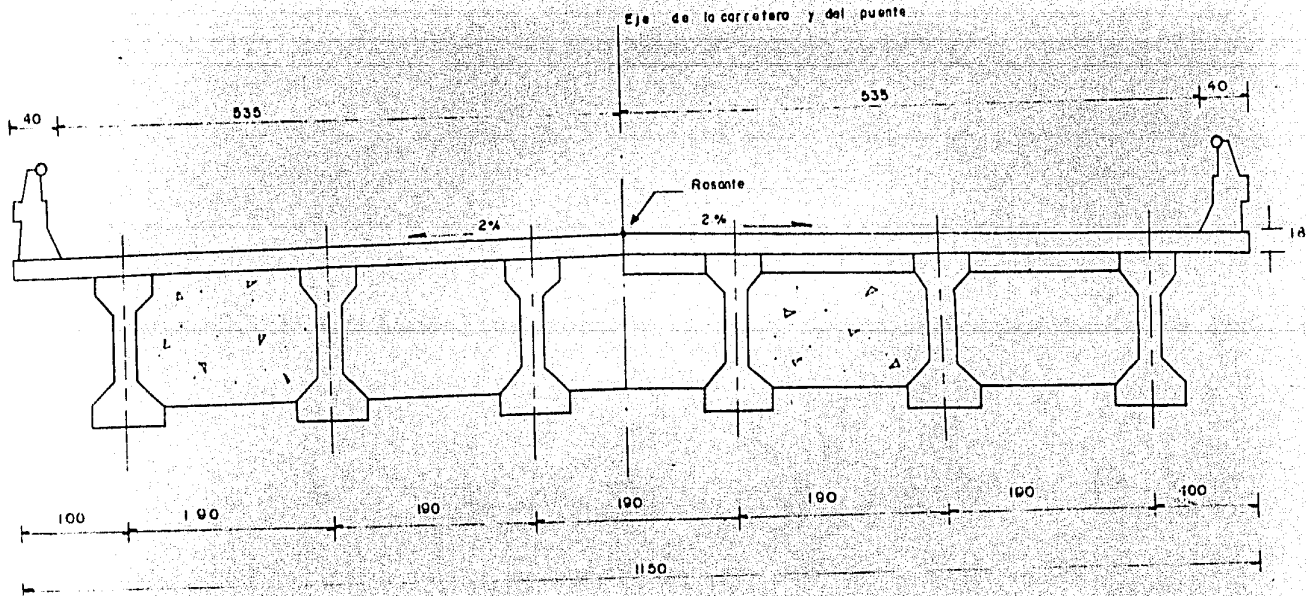


ESC. 1:20

Nc. de traveses 6

ACOT. cm

SECCION TRANSVERSAL



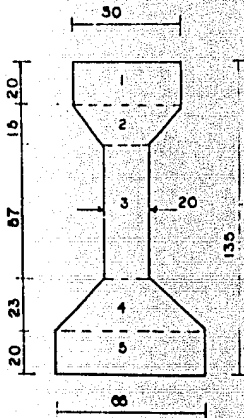
MEDIA SECCION TRANSVERSAL EN LOS EJES DE APOYO

MEDIA SECCION TRANSVERSAL EN EL CENTRO DEL CLARO

ESC. 1:200

ACC. cm

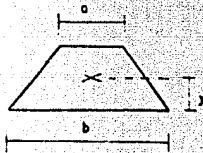
V.1.1. Propiedades geométricas y mecánicas de la sección simple (trabe-sola)



ACO². cm.

Areas:

$$\begin{aligned}
 A1 &= 0.20 \times 0.50 &= & 0.100 \text{ M}^2 \\
 A2 &= (0.2+0.5)/2 \times 0.15 &= & 0.0525 \text{ M}^2 \\
 A3 &= 0.20 \times 0.57 &= & 0.114 \text{ M}^2 \\
 A4 &= (0.2+0.66)/2 \times 0.23 &= & 0.0980 \text{ M}^2 \\
 A5 &= 0.22 \times 0.66 &= & 0.132 \text{ M}^2
 \end{aligned}$$



Centros de gravedad

momentos de inercia

rectángulo

$$Y = h/2$$

rectángulo

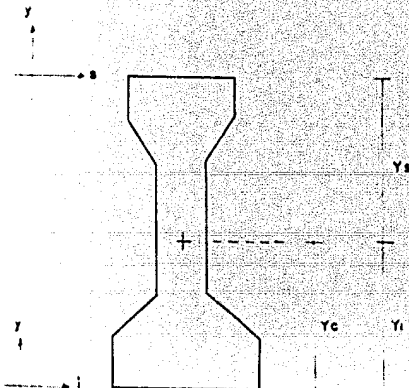
$$I_g = \frac{1}{12} b h^3$$

Trapezio

$$Y = \frac{1}{3} \frac{(2a+b)}{(a+b)} h$$

Trapezio

$$I_g = \frac{h^3 (a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)}$$



$$Y_c = \frac{AY}{A_t}$$

$$Y = \bar{Y} - Y_c$$

momento de inercia total

$$I_t = I_g + AY^2$$

módulo de sección.

$$S = \frac{I_t}{Y}$$

A continuación se presentan las propiedades geométricas y mecánicas de la trabe simple:

Suelo	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Y (cm)	AY ² (cm ⁴)	I _g (cm ⁴)
1	1000	125.0	125,000	63.5	4'032,250	33,333
2	525	108.6	57,015	47.1	1'164,665	9,241
3	1140	71.5	85,510	10.0	114,000	308,655
4	989	29.5	29,176	32.0	1'012,736	39,441
5	1320	10.0	13,200	51.5	3'500,970	44,000
Σ	4974		305,901		9'824,621	434,670

$$A_t = 4974 \text{ cm}^2.$$

$$Y_c = \frac{305\,901}{4974} = 61.5 \text{ cm} \quad \dots \quad Y_s = 135 - 61.5 = 73.5 \text{ cm}.$$

$$I_t = 9824\,621 + 434\,670$$

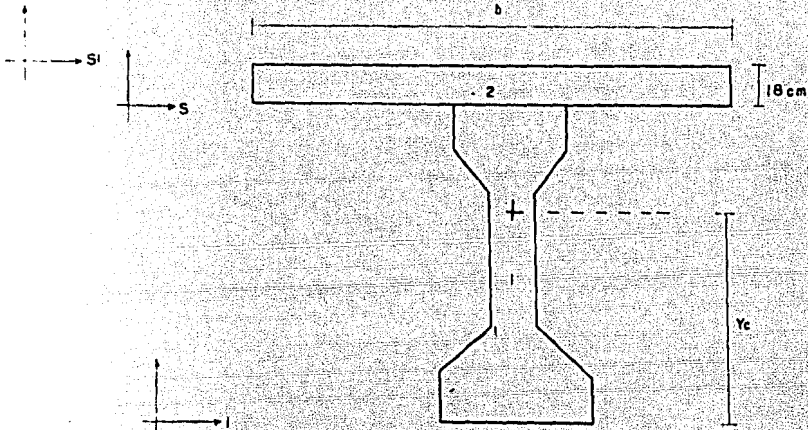
$$I_t = 10\,259\,291 \text{ cm}^4.$$

$$Y_i = 61.5 \quad Y_s = 73.5$$

$$S_i = \frac{10\,259\,621}{61.5} \quad S_s = \frac{10\,259\,621}{73.5}$$

$$S_i = 166\,818 \text{ cm}^3 \quad S_s = 139\,582 \text{ cm}^3.$$

V.1.2. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION COMPUESTA (TRABE-LOSA).



Ancho efectivo del patín (b)

De acuerdo con AASHTO, para que la losa pueda considerarse como parte -- integral de la trabe, el ancho efectivo del patín en trabe T que riga en al -- análisis, será aquel valor menor que se obtenga de las tres condiciones si--- guientes.

$$b = 1/4 = 30/4 \text{ ----- } = 7.50 \text{ m.}$$

$$b = \text{c.a.c. de vigas} \text{ ----- } = 1.90 \text{ m.}$$

$$b = 12t + 40 = 12 \times 18 + 40 \text{ ----- } = 2.56 \text{ m.}$$

t = espesor de la losa.

El valor que registrará es, $b = 1.90$ m (distancia centro de vigas).

Como la resistencia del concreto $f'c$ entre losa y trabe, son distintas, el ancho efectivo del patín (b'), se afectará con un coeficiente obtenido del concepto de sección equivalente, esto con el objeto de igualar el $f'c$ de la losa con el de la trabe.

$$n = \sqrt{\frac{f'c \text{ losa}}{f'c \text{ trabe}}}$$

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

$$f'c \text{ trabe} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b' = nb = 1.90 \sqrt{\frac{250}{350}}$$

$$b' = 1.606 \text{ m} = 160.6 \text{ cm.}$$

$$Ab = 160.6 \times 18 = 2891 \text{ cm}^2.$$

PROPIEDADES GEOMETRICAS Y MECANICAS DE
LA SECCION COMPUESTA. TABLA V.2

Subvig	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Y (cm)	AY ² (cm ⁴)	Ig (cm ⁴)
1	4974	61.5	305,901	-30.3	4'566,580	10'259,291
2	2891	144.0	416,304	52.2	7'877,512	78,052
Σ	7865		722,205		12'444,092	10'337,343

$$Y_c = \frac{722\,205}{7865} = 91.8 \text{ cm} = Y_i.$$

$$Y_s = 135 - 91.8 = 43.2 \text{ cm}.$$

$$Y_{s'} = 153 - 91.8 = 61.2 \text{ cm}.$$

$$I_t = 12\,444\,092 + 10\,337\,343 = 22\,781\,435 \text{ cm}^4.$$

$$S_i = \frac{22\,781\,435}{91.8} = 248\,164 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = \frac{22\,781\,431}{43.2} = 527\,348 \text{ cm}^3.$$

$$S_{s'} = \frac{22\,781\,431}{61.2} = 372\,246 \text{ cm}^3.$$

TRABE SIMPLE (TS) - TRABE COMPUESTA (TL)

SECC.	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Y _i (cm)	Y _s (cm)	Y _{s'} (cm)	S _i (cm ³)	S _s (cm ³)	S _{s'} (cm ³)
TS	4947	10'259,291	61.5	73.5		166,818	139,582	
TL	7865	22'781,435	91.8	43.2	61.2	248,164	527,348	372,246

TABLA V.3

V.1.3. ELEMENTOS MECANICOS. (CARGAS Y MOMENTOS AL C)

V.1.3.A. Análisis por carga muerta.

Determinación de los efectos de carga (W), momento (M), cortante (V), y esfuerzos con respecto a los ejes "i", "s" (Fi, Fs).

$$M = \frac{W l^2}{8} \qquad V = \frac{W l}{2} \qquad F = \frac{M}{I} \quad y = \frac{M}{S}$$

a) Trabe sola.

$$W = 0.4974 \times 2.4 \text{ ton/M}^1. \qquad \text{-----} = 1.19 \text{ ton/M.}$$

$$M = 1.19 \times (30)^2 / 8 \qquad \text{-----} = 133.9 \text{ ton-M.}$$

$$V = 1.19 \times (30) / 2 \qquad \text{-----} = 17.9 \text{ ton.}$$

$$F_i = 13 \ 390 \ 000 / 166 \ 818 \qquad \text{-----} = + 80.27 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = 13 \ 390 \ 000 / 139 \ 582 \qquad \text{-----} = -95.93 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión (+)} \qquad \text{Compresión (-)} \qquad \gamma'_c = 2 \ 400 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Losa, diafragma y cimbra.

$$W = 0.18 \times 1.90 \times 2.4 \qquad \text{-----} = 0.82 \text{ ton/M.}$$

losa

$$\text{Cimbra} = 0.05 \text{ ton/M.} \qquad \text{-----} = 0.05 \text{ ton/M.}$$

$$\Sigma = 0.87 \text{ ton/M.}$$

$$W_{\text{diaf.}} = (0.95 \times 1.70 - 0.23 \times 0.23 - 0.15 \times 0.15) 0.3 \times 2.4 = 1.09 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{W l^2}{8} + \frac{P l}{3} = \frac{0.97 \times (30)^2}{8} + \frac{1.09 \times 30}{3} \text{-----} = 108.98 \text{ ton-M.}$$

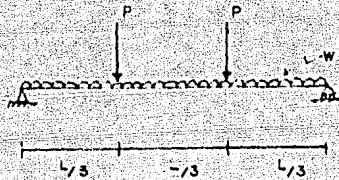
$$V = \frac{W l}{2} + P = \frac{0.87 \times 30}{2} + 1.09 \qquad \text{-----} = 14.14 \text{ Ton.}$$

$$F_i = 108.78 / 166.818$$

$$----- = +65.32 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = 108.78 / 139.582$$

$$----- = -78.07 \text{ kg/cm}^2.$$



c) Guarnición (T-33.1.1 tipo II), Parapeto (T-34.3.1) y pilastros.

(sección compuesta)

$$\text{Guarnición: } W = 0.14 \text{ M}^2/\text{M} \times 2.4 \text{ T/M}^2 \times 2 \text{ lados} = 0.672 \text{ ton/M.}$$

$$\text{Parapeto: } W = 0.02 \text{ ton/M} \times 2 = 0.040 \text{ ton/M.}$$

$$\text{Pilastra: } W = (0.6048 \text{ ton} \div 30 \text{ m}) \times 2 \text{ lados} = \underline{0.040 \text{ ton/M.}}$$

$$\Sigma = 0.752 \text{ ton/M.}$$

$$W_t \text{ por trabe} = 0.752 \div 6 = 0.125 \text{ ton/M.}$$

$$M = 0.125 \times (30)^2 / 8 = 14.06 \text{ ton-M.}$$

$$V = 0.125 \times 30 / 2 = 1.88 \text{ ton.}$$

$$F_i = 14.06 - 248.164 = +5.66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = 14.06 - 527.348 = -2.66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s' = 14.06 - 372.246 = -3.77 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Carpeta asfáltica. Espesor de 10 cm (sección compuesta)

$$\begin{aligned} W &= 0.10 \times 1.90 \times 2.0 \text{ ton/M}^3 & \text{-----} &= 0.38 \text{ ton/M.} \\ M &= 0.38 \times (30)^2 \div 8 & \text{-----} &= 42.75 \text{ ton-M.} \\ V &= 0.38 \times 30 \div 2 & \text{-----} &= 5.7 \text{ ton.} \\ F_i &= 42.75 \div 248 \text{ 164} & \text{-----} &= + 17.22 \text{ kg/cm}^2. \\ F_s &= 42.75 \div 527 \text{ 348} & \text{-----} &= - 8.01 \text{ kg/cm}^2. \\ F_s' &= 42.75 \div 372 \text{ 246} & \text{-----} &= - 11.48 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

V.1.3.B. Carga Móvil.

Para la carga móvil se consideró la del camión tipo HS-20, cuyas especificaciones de carga (ASSHTO), se muestran en páginas anteriores.

Carril de tránsito.

Según, de acuerdo a las especificaciones, para un ancho de calzada de más de 9.14 m, hasta 12.80 m, se pueden considerar 3 carriles. Además se supondrá que la carga del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m, el cual se colocará en carriles de tránsito para proyecto que tenga un ancho de:

$$A = \frac{Ac}{N}$$

donde:

A= Ancho de carril de tránsito para proyecto.

Ac= Ancho de calzada.

N= Número de carriles de tránsito para proyecto.

Además, el momento flexionante debido a la carga móvil, se afectará por un coeficiente de concentración (F_c), para aquellos en que se tenga más de 4 trabes en el proyecto, en cuyo caso la fracción de la carga no será menor que:

$$F_c = \frac{S}{1.22 + 0.25 S} \quad \text{Cuando } S \text{ sea mayor de } 183 \text{ cm y menor de } 427 \text{ cm.}$$

donde S es la separación c.a.c. entre trabes = 190 cm.

En el análisis de los tres carriles de proyecto, el factor de concentración que riga, es aquel valor más desfavorable (mayor), que se obtenga.

En el cálculo de los factores de concentración se empleó la teoría de Courbón, en la cual se considera que la rigidez de los diafrámas es muy grande en comparación con la de las trabes por lo que las deformaciones tendrán una variación lineal

De la fórmula simplificada de la escuadría se tiene

$$F = \frac{P + P_e \times i}{\sum I_i - \sum I_i x^2} \quad \text{Ii.}$$

$$= \frac{P I_i}{\sum I_i} \left[\frac{1 + e x_i \sum I_i}{\sum I_i x^2} \right]$$

$$F = \frac{P}{n} \left[\frac{1 + 6 \frac{(n+1-2i)}{n^2-1} \frac{e}{s}}{\sum I_i x^2} \right]$$

donde:

e = excentricidad.

s = sep. c.a.c. de trabes. $s = 190$ cm.

n = No. de trabes. $n = 6$ piezas.

p = carga total. $i = 1, 2, \dots, 6$

i = No. de trabes (en orden progresivo)

Para un puente de 3 carriles de tránsito como el de éste caso, se permite reducir la carga viva a un 90% de su valor total, considerando que es poco probable se den las condiciones más desfavorables de carga, es decir que coincidan todas las cargas para producir un máximo.

Para un $A_c = 10.70$ m, y $N=3$ carriles de tránsito se tiene

$$A = \frac{10.70}{3} = 3.57 \text{ cm.}$$

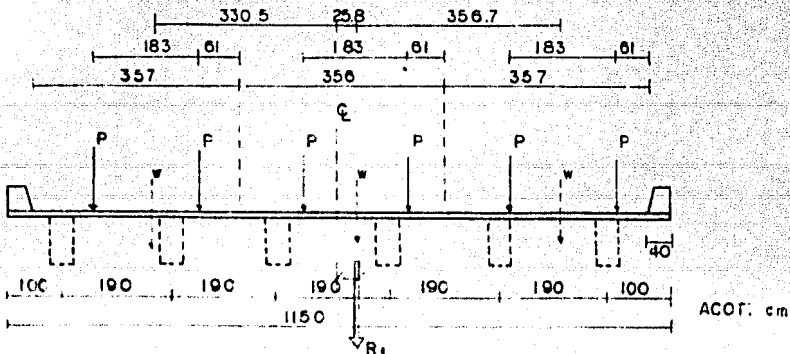
para: $F_{ce} = 100\%$ (de medio camión)

$F_{ce} = 50\%$ (por carril).

$$F_c = \frac{1.90}{1.22 + 0.25(1.90)}$$

$F_c = 1.12$ (de medio camión)

$F_c = 0.56$ (por carril)



$$e = \frac{w_d}{\Sigma W} = \frac{382.5 \text{ W} + 25.5 \text{ W} - 330.5 \text{ W}}{3W} = 25.8$$

$$R_1 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(1))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.558 \text{ W}$$

$$R_2 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(2))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.535 \text{ W}$$

$$R_3 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(3))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.512 \text{ W}$$

$$R_4 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(4))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.488 \text{ W}$$

$$R_5 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(5))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.465 \text{ W}$$

$$R_6 = \frac{3W}{6} \left[1+6 \frac{(6+1-2(6))}{(6)^2-1} \frac{25.8}{190} \right] = 0.441 \text{ W}$$

$$\Sigma = 2.999 \text{ W}$$

$$R_t = 3.0 \text{ W}$$

∴ R. máx. = 0.558 W

rige éste valor Fc= 0.558

IMPACTO.

De acuerdo con las especificaciones AASHTO, para estructuras como las de éste caso, los esfuerzos producidos por cargas HS, deberán incrementarse en una cantidad expresada como una fracción de los esfuerzos por carga viva, ésto es debido a los efectos de impacto.

Este concepto se valúa con la fórmula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L+38.10}$$

donde:

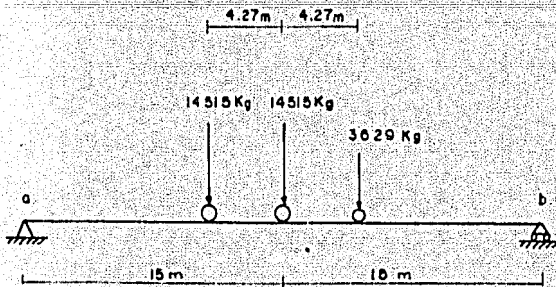
I= impacto es % (máximo 30%).

L= longitud (m) de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

$$I = \frac{15.24}{30+38.10} + 100\%$$

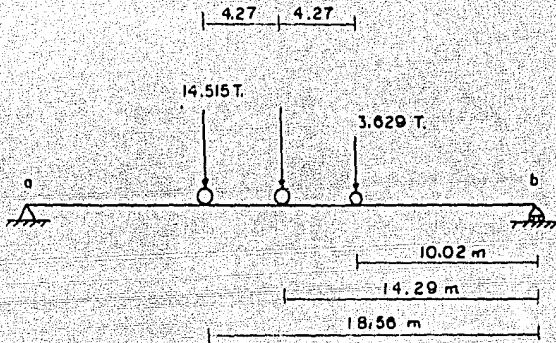
$$I = 122.3\% = 1.223$$

Para lograr el efecto deseado (momento máximo positivo y esfuerzo cortante debido a la carga móvil), la estructura se cargará como se muestra en las figuras siguientes:



$$e = \frac{14\,515 \times 4.27 - 3629 \times 4.27}{2 \times 14515 + 3629} = 1.42 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1.42}{2} = 0.71 \text{ m.}$$



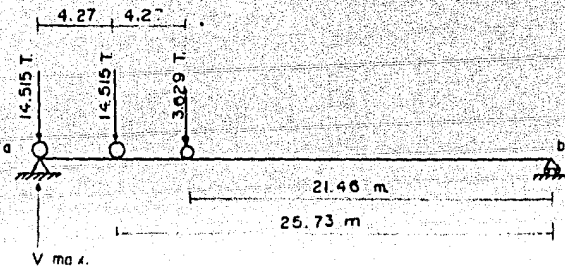
$$\Sigma M_b = 0$$

$$30R_a = 14.515 \times 18.56 - 14.515 \times 14.29 - 3629 \times 10.02 = 0$$

$$R_a = \frac{513.18}{30} = 17.106 \text{ Ton.}$$

$$M_{\text{máxima}} = 17.106 \times 15.71 - 14.51 \times 4.27$$

$$M_{\text{máxima}} = 206.75 \text{ Ton -m.}$$



$$E \cdot Mb = 0$$

$$30 V - 14.515 \times 30 - 14.515 \times 25.73 - 3.629 \times 21.46 = 0$$

$$V = \frac{886.799}{30}$$

$$30$$

$$V = 29.56 \text{ Ton.}$$

Multiplicando por $F_c = 0.555$; $I = 1.223$; y reduciendo en 90%, se obtuvieron los valores siguientes:

$$M = 0.555 \times 206.75 \times 1.223 \times 0.90$$

$$V = 0.555 \times 29.56 \times 1.223 \times 0.90$$

$$M = 126.98 \text{ ton-m.}$$

$$V = 18.16 \text{ Ton.}$$

$$F = \frac{M}{5}$$

$$F_i = 12\,698\,000 \div 248\,164 = +51.16 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = 12\,698\,000 \div 527\,348 = -24.08 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s' = 12\,698\,000 \div 372\,246 = -34.11 \text{ kg/cm}^2.$$

ELEMENTOS MECANICOS.

CONCEPTO	M (Ton-m)	V (Ton)	F _i (Kg/cm ²)	F _s (Kg/cm ²)	F _{s'} (Kg/cm ²)
Peso propio	133.90	17.90	+ 80.27	-95.93	
Losa, diafragma y cimbra	108.98	14.14	+ 65.20	-78.07	
Guarnición y parapeto	14.06	1.88	+ 5.66	- 2.66	- 3.77
Carpeta asfáltica	42.75	5.70	+ 17.22	- 8.01	-11.48
Carga móvil.	126.98	18.16	+ 50.16	-24.08	-34.11

Tabla V.4.

V.1.4. Especificaciones del concreto presforzado.

En el diseño del concreto presforzado pretensado, es usual diseñar al miembro para condiciones de servicio y posteriormente verificar que la resistencia última, proporcione el factor de seguridad requerido.

El principal objetivo del presfuerzo, en el caso del diseño de una trabe simplemente apoyada, es el de compactar previamente el concreto, en la parte inferior de la trabe, con el propósito de contrarrestar toda o parte de la tensión provocada por las cargas gravitacionales.

Las propiedades del concreto y del acero estructural que se usará, seguirán las especificaciones para puentes y caminos de la AASHTO.

Acero de Presfuerzo.

El acero de presfuerzo consistirá en torones de acero (formado de 7 --- alambres), de $1/2''$ ($1.27 \text{ cm } \emptyset$), con área neta de 0.987 cm^2 .

El esfuerzo último mínimo a tensión del acero de presfuerzo será de $LR = 19\,000 \text{ kg/cm}^2$.

EL esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo es $0.95 LR = 18\,050 \text{ kg/cm}^2$.

El esfuerzo temporal (período corto), al tensar será de $0.8 Fr = 0.8 \times 19\,000 = 15\,200 \text{ kg/cm}^2$, antes de que se verifiquen las pérdidas debidas al escurrimiento plástico, y a la contracción diferida del fraguado.

El esfuerzo bajo la carga de servicio, después de las pérdidas, será de $0.8 Fy = 0.8 \times 18\,050 = 14\,440 \text{ kg/cm}^2$.

Concreto Presforzado.

Los esfuerzos límites (esfuerzos temporales, antes de las pérdidas de -

presfuerzo que dependen del tiempo) para un concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$, no ---
excederán los siguientes valores.

- a) Esfuerzo a compresión en fibra extrema $0.6 f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Esfuerzo a tensión sin refuerzo adherido $0.8\sqrt{f'c}=15 \text{ kg/cm}^2$.
- c) Esfuerzo a tensión con refuerzo adherido $2\sqrt{f'c}= 37 \text{ kg/cm}^2$.

Cuando los esfuerzos calculados a tensión excedan éstos valores, se pro
porcionará en la zona de tensión un refuerzo adherido auxiliar (con o sin --
presfuerzo), para resistir la fuerza total de tensión en el concreto.

Los esfuerzos bajo las cargas de servicio (después de permitir todas --
las pérdidas de presfuerzo), no excederán los siguientes valores:

- a) Esfuerzo a compresión en la fibra extrema $0.4 f'c= 140 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Esfuerzo a tensión sin refuerzo adherido, igual a cero.
- c) Esfuerzo a tensión con refuerzo adherido $1.6\sqrt{f'c}= 30 \text{ kg/cm}^2$.

Pérdidas de presfuerzo debido al pretensado.

Al determinar el presfuerzo efectivo (esfuerzo del acero, después de to
das las pérdidas), y al establecer la fuerza efectiva correspondiente de pres
fuerzo, las especificaciones señalan la necesidad de investigar las siguien
tes fuentes de pérdida de presfuerzo, que se deben tomar en cuenta.

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_s + CR_c$$

donde:

Δf_s = Pérdidas totales del presfuerzo.

SH = Pérdida por contracción de fraguado. Para una humedad ambiente de 25 a 75%, es de 700 kg/cm².

ES = Pérdidas por acortamiento elástico ($7 F_{cr}$). Donde F_{cr} es el esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo - debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la trabe inmediatamente después de la transferencia, F_{cr} debe calcularse en la sección de máximo momento, considerandose una pérdida inicial de 10% al cortar los torones.

CR_c = Pérdidas debido al flujo plástico del concreto ($12 F_{cr} - 7 F_{cds}$). - Donde F_{cds} es el esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo, bajo carga muerta total, - excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

CR_s = Pérdidas por relajación del acero de presfuerzo.

$(1400 - 0.4 ES - 0.1 (SH + CR_c))$, para elementos pretensados.

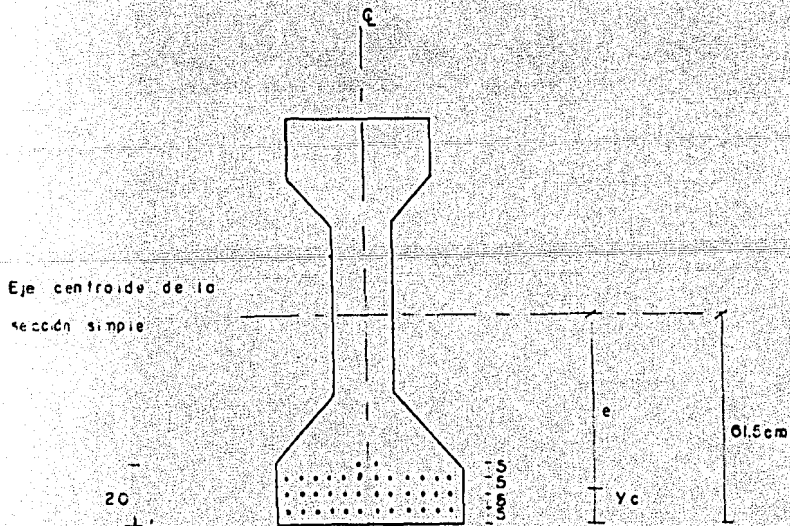
V.1.5. Diseño por Flexión.

En el diseño del concreto presforzado, como se mencionó anteriormente, los miembros se deben de diseñar primeramente para condiciones de servicio y posteriormente revisar que la resistencia última (M_{ru}), proporcione el fac-

tor de seguridad requerido.

El presfuerzo que se aplicará a las traveses del puente, será de una magnitud tal, de manera que se obtenga una tensión igual a la compresión del peso propio y una compresión igual o mayor que la tensión producida por las cargas de servicio.

El acero de presfuerzo que se propone para cada trabe del puente, es el de 38 torones de 1.27 cm de \emptyset , y cuyas posiciones se muestran en la siguiente figura:



Area de acero total A_s .

$$A_s = 38 \times 0.987$$

$$A_s = 37.51 \text{ cm}^2.$$

$$Y_c = \frac{2 \times 20 + 12 \times 15 + 12 \times 10 + 12 \times 5}{38} = 10.5 \text{ cm.}$$

$$e = 61.5 - 10.5 = 51 \text{ cm} = 0.51 \text{ m.}$$

Fuerza en el acero presforzado.

$$P_I = A_s (0.8 F_r)$$

$$= 37.51 \times 0.8 \times 19\,000.$$

$$P_I = 570\,152 \text{ kg} = 570.2 \text{ ton.}$$

Propiedades de la sección simple (TS).

$$A = 4974 \text{ cm}^2 = 0.4974 \text{ m}^2.$$

$$S_i = 166\,818 \text{ cm}^3 = 0.1668 \text{ m}^3$$

$$S_s = 139\,582 \text{ cm}^3 = 0.1396 \text{ m}^3.$$

Tomando como base los momentos flexionantes internos, representados por M y P_e , y la fuerza axial a compresión que actúa sobre el concreto, los esfuerzos del concreto presforzado en las fibras, superior (f_s) e inferior (f_i) se obtienen con las siguientes expresiones:

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{P_e}{S} \quad \text{----- Condición de inicio.}$$

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{P_e}{S} + \frac{M}{S} \quad \text{----- Condición de servicio.}$$

A) Esfuerzos iniciales de presfuerzo.

$$F_i = \frac{570.2}{0.4974} - \frac{570.2 \times 0.51}{0.1668} = - 2890 \text{ T/M}^2 = - 289 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = \frac{570.2}{0.4974} + \frac{570.2 \times 0.51}{0.1396} = + 937 \text{ T/M}^2 = + 94 \text{ kg/cm}^2.$$

Reduciendo en un 10%, debido a la pérdida inicial que se indica en la pérdida por acortamiento elástico.

$$F'_i = 289 \times 0.90 = -260 \text{ kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$F'_s = + 94 \times 0.90 = + 85 \text{ kg/cm}^2. \quad (t)$$

B) Esfuerzos de servicio y en la tapa de construcción.

a) Presfuerzo inicial y peso propio.

$$F_i = - 289 + 80.27 = - 209 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

$$F'_i = - 260 + 80.27 = - 180 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

$$F_s = + 94 - 95.93 = - 2 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

$$F'_s = + 85 - 95.93 = - 11 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

b) Presfuerzo inicial, peso propio y carga muerta total.

$$+ 65.32 + 5.66 + 17.22 \doteq + 88$$

$$- 77.93 - 2.66 - 8.01 \doteq - 89$$

$$F_i = -209 + 99 = -121 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

$$F_s = -2 - 89 = -91 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

Contra los siguientes esfuerzos admisibles.

$$\text{Compresión } (-) = 0.6 f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión } (+) = 2 \sqrt{f'_c} = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto los esfuerzos calculados en la transferencia son satisfactorias.

c) Pérdidas totales de Presfuerzo Δf_s .

Por contracción de fraguado.

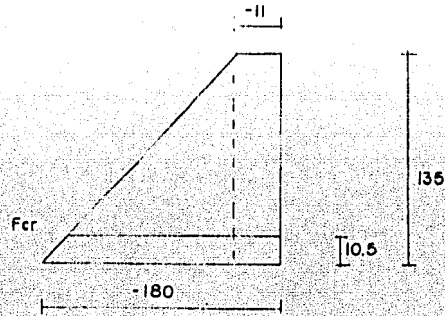
$$SH = 700 \text{ kg/cm}^2 \text{ (de especificaciones)}$$

Por acortamiento elástico $ES = 7 F_{cr}$.

$$F_i = -180 \text{ kg/cm}^2, \quad d = 135 \text{ cm (sección)}$$

$$F'_s = -11 \text{ kg/cm}^2, \quad y = 10.5 \text{ cm (centroide acero)}.$$

$$F_{cr} = - \frac{169 \times 124.5}{135} - 11 = -167$$



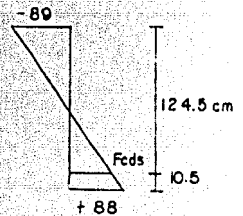
Por flujo plástico del concreto. $CRc = 12 F_{cr} - 7 F_{cfs}$.

$$F_i = + 88 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = - 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cfs} = + \frac{177 \times 124.5}{135} - 89 = + 74$$

$$CRc = 12 \times 167 - 7 \times 74 = 1\,486 \text{ kg/cm}^2.$$



Por relajación del acero de presfuerzo.

$$CRs = 1400 - 0.40 ES - 0.2 (SH + CRc)$$

$$CRs = 1400 - 0.40 \times 1169 - 0.2 (700 + 1\,486)$$

$$CRs = 495 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Delta f_s = 700 + 1169 + 1486 + 495$$

$$\Delta f_s = 3850 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto se tiene, sustituyendo en Pf.

$$Pf = A_s (0.8 Fr - \Delta f_s).$$

$$Pf = 37.51 (15200 - 3850) = 425\,738 \text{ kg} = 425.7 \text{ ton}.$$

Esfuerzos finales:

$$F_i = \frac{425.7}{0.4974} - \frac{425.7 \times 0.51}{0.1668} = - 2157 \text{ t/m}^2 = - 216 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = \frac{425.7}{0.4974} + \frac{425.7 \times 0.51}{0.1396} = + 699 \text{ t/m}^2 = + 70 \text{ kg/cm}^2.$$

C) Presfuerzo final, pero propio y carga muerta total.

$$F_i = - 216 + (80.27+89.2) = - 47.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$F_s = + 67 - (95.93+83.6) = - 114.5 \text{ kg/cm}^2. \quad (c)$$

D) Presfuerzo final en operación con carga móvil. De tabla V.4.

$$F_i = - 47.5 + 51.16 = + 4 \text{ kg/cm}^2, \quad (t)$$

$$F_s = - 114.5 - 24.03 = - 139 \text{ kg/cm}^2, \quad (c)$$

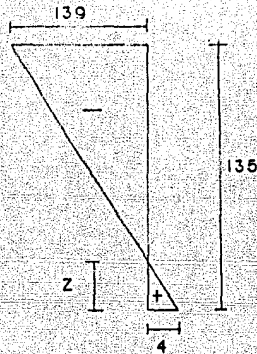
Contra los siguientes esfuerzos admisibles.

$$\text{Compresión } (-) = 140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión } (+) = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Por lo tanto los esfuerzos calculados después de las pérdidas por carga móvil son satisfactorias.

El esfuerzo final en los torones de presfuerzos es:



$$Z = \frac{4 \times 135}{143} = 3.8 \text{ cm.}$$

$$T_i = 66 \times 3.8 \times 4 + 2 = 501.6 \text{ kg.}$$

Se tendrá el incremento siguiente $\frac{501.6}{37.51} = 13.4 \text{ kg/cm}^2$, en los torones de presfuerzo.

$$F = 15\ 200 - 3850 + 13.4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F = 11363 \text{ kg/cm}^2 < 14\ 440 \text{ kg/cm}^2.$$

Revisión por resistencia última.

De acuerdo con las especificaciones AASHTO, se debe cumplir

$$M_u \leq M_{ru}$$

Mu= Momento último de diseño.

MRu= Momento resistente último.

Aplicando la siguiente expresión para elementos prefabricados en la ---
planta.

$$Mu = 1.30 \left(Md + \frac{5}{3} Ml + I \right)$$

Md= Momento debido a la carga muerta.

Ml + I= Momento debido a la carga viva más el impacto.

$$Mu = 1.30 \left(133.90 + 108.98 + 14.06 + 42.75 + \frac{5}{3} \times 126.98 \right)$$

$$Mu = 664.7 \text{ ton-m.}$$

Revizando si el eje neutro del patin queda o no contenido dentro del --
espesor del mismo.

$$t \text{ crítico} = 1.4 \cdot dp^* \cdot \sqrt{Fsu/f'c}$$

donde:

d= Distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la --
fuerza de presfuerzo.

p*= As#/bd, porcentaje de acero de presfuerzo.

Fsu*= F's (1-0.5 P* F's/F'c), esfuerzo medio en el acero de presfuerzo
en la carga última.

$$d = 135 + 18 - 10.5 = 142.5 \text{ cm.}$$

$$b = 160.6 \text{ cm (ancho del patín)}$$

$$p^* = 37.51/160.6 \times 142.5 = 0.00164$$

$$f'_{s} = LR = 19\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f^*_{su} = 19\,000 (1 - 0.5 \times 0.00164 \times 19\,000 \div 350) = 18\,154 \text{ kg/cm}^2.$$

sustituyendo

$$t_{\text{crítico}} = 1.4 \times 142.5 \times 0.00164 \times 18\,154 \div 350.$$

$$t_{\text{crítico}} = 17.0 \text{ cm} < 18 \text{ cm.}$$

de acuerdo a ésta condición, de las especificaciones AAHSTO, se usará -
la siguiente fórmula.

$$MR_u = A_s F^*_{su} d (1 - 0.6 \frac{p^* F^*_{su}}{f'_c})$$

$$MR_u = 37.51 \times 18\,154 \times 142.5 (1 - 0.6 \times 0.00164 \times 18\,154 \div 350)$$

$$MR_u = 92\,083\,700 \text{ kg-cm} = 921 \text{ ton-m.}$$

$$M_u < MR_u$$

$$664.7 < 921$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{921}{664.7} = 1.38$$

La cantidad de acero de presfuerzo propuesto es por lo tanto satisfacto-
rio.

V.1.6. Longitud de transferencia del Presfuerzo.

La ANSTO específico que los torones de pretensado, de tres o siete alambres, deben adherirse, lejos de la sección crítica, en una longitud de transferencia según la fórmula.

$$L \geq 0.0142 (f_{su} - 2 F_{sc}/3) D$$

donde:

F_{sc} = esfuerzo en el acero después de verificadas las pérdidas.

f_{su} = 18 154 kg/cm².

D = 1.27 cm \emptyset torón.

F_{sc} = 15 200 - 3850 + 13 = 11 363 kg/cm².

sustituyendo:

$$L = 0.0142 (18154 - 0.666 \times 11363) 1.27$$

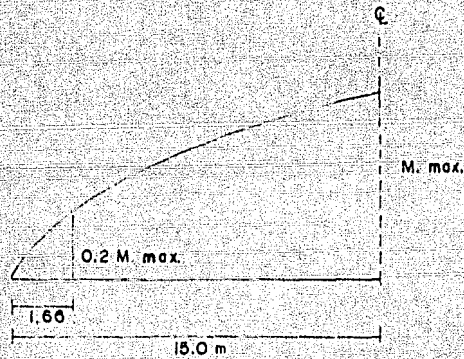
$$L = 191 \text{ cm} = 1.91 \text{ m.}$$

La revisión de las secciones extremas e intermedia se hará considerando que el diagrama de momentos producidos por las cargas, tiene una variación parabólica, y que el presfuerzo es constante a lo largo de las trabe, con excepción de los extremos en donde no se ha transmitido íntegramente, y para su evaluación como aproximación aceptable, solamente se descontarán las pérdidas por acortamiento elástico.

Como el presfuerzo se transmite totalmente en la sección, a partir de una distancia de $1.91 - 0.25 = 1.66$ cm., del eje del apoyo, se revisarán los

esfuerzos en la sección simple de la trabe (TS), suponiendo que en dicha sección son solamente efectivo 12 torones por haberse engrasado los restantes.

$$M_{1.57} = M \left[1 - \left(\frac{13.34}{15} \right)^2 \right] = 0.209 M. \text{ max.}$$



Momentos (Ton-m)	M. max.	0.2 M max.
Peso propio	133.9	28.0
Carga muerta total 133.9+108.98	242.8	50.7
Cargas adicionales y vivas 14.00+42.75+126.98	183.8	38.4

De tabla V.3.

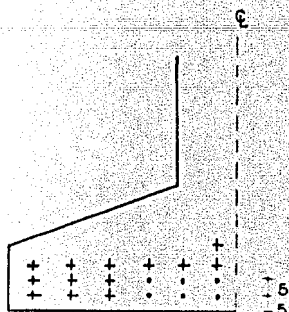
con

$S_i = 166\ 818\ \text{cm}^3$; $S_s = 139\ 582$ sección (TS)

$S_i = 248\ 164\ \text{cm}^3$; $S_s = 527\ 348$ sección (TL)

Los esfuerzos debido a los módulos de sección; $F = 0.2\ \text{M/S}$, son los siguientes:

Concepto (kg/cm^2)	F_i	F_s
Peso propio	+ 17	- 20
Carga muerta total	+ 30	- 36
Cargas adicionales y vivos.	+ 15	- 7



• Torones considerados en el cálculo.

+ Torones engrasados o encamisados.

$$A_s = 12 \times 0.987 = 11.84\ \text{cm}^2.$$

$$Y = (6 \times 10 + 6 \times 5) \div 12 = 7.5\ \text{cm}.$$

$$e = 61.5 - 7.5 = 54\ \text{cm} = 0.54\ \text{m}.$$

Fuerza en el acero presforzado.

$$P = 11.84 (0.8 \times 19\ 000) \times 0.90 = 161\ 971 \text{ kg.}$$

$$P = 162 \text{ ton.}$$

a) Esfuerzos iniciales de presfuerzo.

$$F = \frac{P}{A} \pm \frac{P e}{S}$$

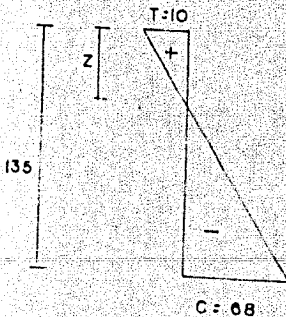
$$F_i = \frac{-162}{0.4974} - \frac{162 \times 0.54}{0.1668} = -850 \text{ t/m}^2 = -85 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = \frac{162}{0.4974} + \frac{162 \times 0.54}{0.1396} = +301 \text{ t/m}^2 = +30 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Presfuerzo para peso propio.

$$F_i = -85 + 17 = -68 \text{ kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$F_s = +30 - 20 = +10 \text{ kg/cm}^2. \quad (t)$$



$$Z = (10 \times 135) / 78 = 17.3$$

Tensión total.

$$T = 50 \times 17.3 \times 10 + 2 = 4\ 325 \text{ kg.}$$

Si se colocan dos varillas 4c ($A_s=2.54 \text{ cm}^2$), el esfuerzo resultante es $4 \cdot 325 \div 2.54 = 1703 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto es aceptable.

c) Presfuerzo para carga muerta total.

$$F_i = -85 + 30 = -55 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = +30 - 36 = -6 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Presfuerzo final para cargas adicionales y móvil.

$$F_i = -55 + 15 = -40 < 140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = -6 - 7 = -13 < 140 \text{ kg/cm}^2.$$

Contra los siguientes esfuerzos admisibles.

$$\text{Compresión } (-) = 140 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Tensión } (+) = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

Como sólo actúan esfuerzos finales de compresión, se consideran satisfactoria la revisión de la sección extrema.

V.1.7. Diseño por fuerza cortante en el apoyo.

El refuerzo por cortante se colocará perpendicularmente al eje del elemento. El espaciamiento del refuerzo del alma, no excederá de los $3/4$ del peralte del elemento.

Conforme a las especificaciones de AASHTO, el refuerzo por cortante debe cumplir la siguiente condición.

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_{sy} j d} \geq 7.03 b' s f_y.$$

donde:

$$V_u = 1.3 (V_1 + 5 V_2 / 3)$$

$$V_c = 12.7 b' j d. \quad \text{----- para } f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

V_1 = carga muerta total.

V_2 = Carga viva.

b' = Espesor del alma.

$$j = 0.90$$

d = Distancia de la fibra más alejada de compresión, al centroide de la fuerza de presfuerzo.

revisión:

$$V_1 = 17.90 + 14.14 + 1.88 + 5.70 = 39.62 \text{ ton.}$$

$$V_2 = \text{-----} = 18.16 \text{ ton.}$$

$$b' = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 135 + 18 - 7.5 = 145.5 \text{ cm.}$$

$$V_u = 1.3 (39.62 + 5 \times 18.16 \div 3) = 90.9 \text{ ton.}$$

$$V_c = 12.7 \times 20 \times 0.9 \times 145.5 = 33.2 \text{ ton.}$$

Despejado "S" de la condición, se tiene:

$$S = \frac{2A_v F_{sv} J d}{V_u - V_c}$$

Para tener el esfuerzo cortante íntegramente, se pondrán estribos de --
3c de dos ramas ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$; $f_{sv} = 4200 \text{ kg/cm}^2$), con espaciamiento.

$$S = \frac{2 \times 1.42 \times 4200 \times 0.9 \times 145.5}{90900 - 33200}$$

$$S = 26 \text{ cm.}$$

Comparado con:

$$1) S_{\text{máx.}} = A_v f_{sv} / 7.03 b'$$

$$= 1.42 \times 4200 / 7.03 \times 20$$

$$S_{\text{máx.}} = 42 \text{ cm.}$$

$$2) S_{\text{máx.}} = h/2.$$

$$= (135 + 18) / 2.$$

$$S_{\text{máx.}} = 76.5 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se utilizarán estribos en dos ramas de 3c a cada 26 cm, --
para la longitud total del puente.

Revisando también si son adecuados para los amarres del cortante hori--
zontal.

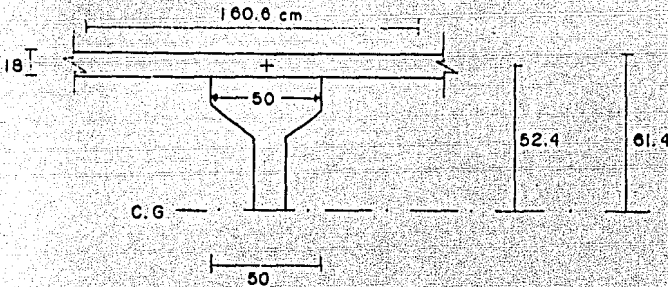
El esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre trabe y losa --
se calcula con la siguiente expresión.

$$v = \frac{V_u Q}{I b_v}$$

donde:

Q e I = momento estático y momento de inercia respectivamente.

bv = Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto.



de tabla V.3 ----- I = 22 781 435 cm⁴.

$$V_u = 90.9 \text{ ton.}$$

$$b_v = 50 \text{ cm.}$$

$$Q = 160.6 \times 18 \times 52.4 = 151\,478 \text{ cm}^3$$

sustituyendo:

$$v = \frac{90\,900 \times 151\,478}{22\,781\,435 \times 50} = 12.01$$

$$v = 12 \text{ kg/cm}^2 < 21.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} v_u \text{ máx.)}$$

Por lo tanto, sólo se necesitarán los amarres mínimos de acero, y la superficie de contacto del elemento prefabricado deberá estar limpia e intencionalmente rugosa.

$$\begin{aligned} \text{Av. mín. requerida} &= 1.41 \text{ cm}^2 \text{ por cada espacio de 30 cm} \\ &= 1.41 \div 30 = 0.047 \text{ cm}^2/\text{cm}. \end{aligned}$$

Utilizando los estribos de 3c ($\text{Av}=1.41 \text{ cm}^2$).

$$\begin{aligned} \text{Av est.} &= 1.41 \div 26 = 0.54 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ Av mín.} \\ 0.54 &< 0.047 \end{aligned}$$

La revisión es satisfactoria. Se utilizarán los estribos propuestos.

V.1.8. Revisión de esfuerzos en la sección 1/4 del claro del eje de apoyos.

El presfuerzo en cada trabe, en la sección a 7.50 m, consistirá en 34 - torones, puesto que se han engrasado hasta 1/4 del claro los 4 restantes torones.

La revisión de los esfuerzos en la sección, se hará con los siguientes valores, solamente se descontarán las pérdidas por acortamiento elástico.

$$M_{7.5} = M \left[1.0 - \left(\frac{7.5}{15.0} \right)^2 \right] = 0.75 M \text{ máx.}$$

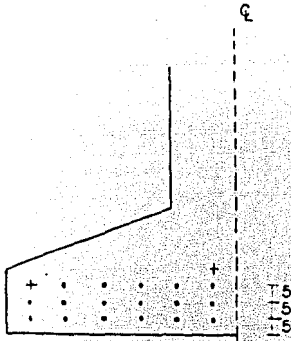
Momentos (ton-m)	M máx.	0.75 M.
Piso propio	133,9	100,4
Carga muerta total 133,9+108,98	242,8	182,2
Cargas adicionales y vivas 14,06+42,75+126,98	183,8	137,9

De tabla V.3

$S_i = 166\ 818\ \text{cm}^2$;	$S_s = 139\ 582\ \text{cm}^2$	sección (TS)
$S_i = 248\ 164\ \text{cm}^2$;	$S_s = 527\ 348\ \text{cm}^2$	sección (TL)

Los esfuerzos debido a los módulos de sección $f=0.75\ \text{M/S}$, son los siguientes.

Concepto (kg/cm^2)	F_i	F_s
Peso propio	+ 59	- 72
Carga muerta total	+ 108	- 130
Cargas adicionales y vivo.	+ 55	- 26



• Torones considerados en el cálculo.

$$A_s = 34 \times 0.987 = 33.56 \text{ cm}^2.$$

$$Y = (10 \times 15 + 12 \times 10 + 12 \times 5) + 34 = 9.7 \text{ cm.}$$

$$c = 61.5 - 9.7 = 51.8 \text{ cm.}$$

Fuerza en el acero presforzado.

$$P = 33.56 \times 15 \times 200 \times 0.90 = 459 \text{ 100 kg.}$$

$$P = 459 \text{ ton.}$$

a) Esfuerzos iniciales de presfuerzo.

$$F_i = \frac{-459}{0.4974} - \frac{459 \times 0.518}{0.1668} = -2 \text{ 348 T/m}^2 = -235 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = \frac{-459}{0.4974} + \frac{459 \times 0.518}{0.1396} = +780 \text{ T/m}^2 = +78 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Presfuerzo para paso propio.

$$F_i = -235 + 59 = -177 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = +78 - 72 = +6 \text{ kg/cm}^2.$$

Tomando en cuenta los resultados anteriores, para cubrir la tensión de 6 kg/cm², es suficiente con sólo las 2 varillas 4c que se colocarán en la parte superior.

c) Presfuerzo para carga muerta total.

Considerando que las pérdidas aproximadas, son del orden del 20%, el efecto que se tiene es el siguiente:

$$- 235 \times 0.80 = - 188 \text{ kg/cm}^2$$

$$+ 73 \times 0.80 = + 62 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_i = - 188 + 108 = - 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = + 62 - 130 = - 68 \text{ kg/cm}^2.$$

d) Presfuerzo adicional para cargas adicionales y móvil.

$$F_i = - 80 + 55 = - 25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$F_s = - 68 - 26 = - 94 \text{ kg/cm}^2.$$

Contra los siguientes esfuerzos admisibles.

$$\text{Comprensión (-)} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión (+)} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se considera la revisión satisfactoria.

V.1.9. Revisión de la fuerza cortante en la sección 1/4 del
claro del eje de apoyos.

Se tienen las siguientes fuerzas cortantes a 7.50 m del eje de apoyo. -

Auxiliandose de la tabla V.4.

$$V_{pp} = 17.9 - 1.19 \times 7.5 = 9.0 \text{ ton.}$$

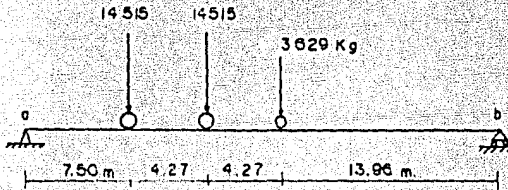
$$V_{ldc} = 14.14 - 0.87 \times 7.5 = 7.6 \text{ ton.}$$

$$V_{gp} = 1.88 - 0.125 \times 7.5 = 0.9 \text{ ton.}$$

$$V_{ca} = 5.70 - 0.38 \times 7.5 = \underline{2.9 \text{ ton.}}$$

$$V_l = 20.4 \text{ ton.}$$

Para carga móvil HS-20 se tiene.



$$E_{Mb} = 0$$

$$R_a \times 30 - 14515 \times 22.5 - 14515 \times 18.23 - 3629 \times 13.96 = 0$$

$$R_a = 641857 \div 30.$$

$$R_a = 21\,395 \text{ kg.}$$

Aplicando el factor de concentración $F_c=0.558$; impacto $I=1.223$; y el porcentaje de reducción (90%), se obtiene la fuerza cortante V_2 .

$$V_2 = 21\,395 \times 0.558 \times 1.223 \times 0.9 = 13\,141 \text{ kg.}$$

Sustituyendo en V_u y V_c :

$$V_u = 1.3 (V_1 + 5 V_2 / 3).$$

$$V_u = 1.3 (20.4 + 5 \times 13.14 / 3) = 55 \text{ ton.}$$

$$V_c = 12.7 b' j d; \quad d = 135 + 18 - 9.7 = 143.3$$

$$V_c = 12.7 \times 20 \times 0.9 \times 143.3 = 32\,758 \text{ kg.}$$

Tomando en cuenta los resultados de la revisión anterior, se determinó que para tomar el refuerzo cortante, se utilizarán los mismos estribos 3c, - en dos ramas ($A_v=1.42 \text{ cm}$; $f_{sy}= 4000 \text{ kg/cm}^2$); revisando éstos mismos estribos para esta sección, se tiene:

$$S = \frac{2 A_v F_{sy} j d}{V_u - V_c}$$

$$S = \frac{2 \times 1.42 \times 4200 \times 0.9 \times 143.3}{55000 - 32\,758}$$

$$S = 69 \text{ cm} > 26 \text{ cm.}$$

Considerandose la separación de la revisión anterior, se pondrán varillas 3c a cada 26 cm.

Tensión diagonal

El esfuerzo de tensión diagonal correspondiente a "v" y "Fn", esta dado por la fórmula.

$$F_t = \sqrt{(F_n/2)^2 + v^2} - F_n/2.$$

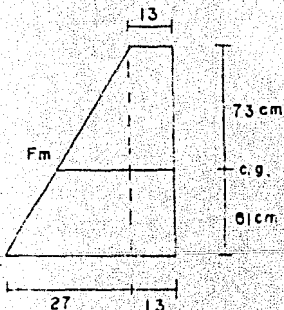
donde:

$v = VQ/Ib$. Esfuerzo cortante en el centro de gravedad de la sección de la trabe, a una distancia de 1.66 m del eje del apoyo.

F_n = Esfuerzo normal en el centro de gravedad de la sección.

La tensión diagonal permisible, no deberá ser mayor que:

- a) Sin refuerzo para cortante $< 12.7 \text{ kg/cm}^2$.
- b) Con refuerzo para cortante $< 24.0 \text{ kg/cm}^2$



$$F_s = -13 \text{ kg/cm}^2; \quad F_i = -40 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_n = (27 \times 73.5) - 135 + 13$$

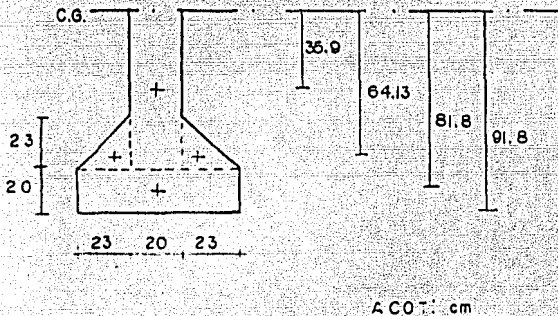
$$F_n = 27.7 \text{ kg/cm}^2$$

sección simple (TS).

El esfuerzo cortante en el centro de gravedad para el peso propio, losa, diafragma y cimbra, fué el siguiente. Con $Y_i = 61.5$ cm.

De tabla V.4 ----- $V = 17.90 + 14.14 = 32.04$ ton.

De tabla V.3 ----- $I = 10\ 259\ 291$ cm⁴.



$$Q = 66 \times 20 \times 51.5 + (23 \times 23 \div 2) \times 33.83 \times 2 + 20 \times 41.5 \times 20.75$$

$$Q = 103\ 098$$
 cm³.

$$b_v = 20$$
 cm.

$$v = (32\ 040 \times 103\ 098) \div (10\ 259\ 291 \times 20) = 16.1$$
 kg/cm².

$$F_t = \sqrt{(27.7 \div 2)^2 + (16.1)^2} = 27.7 \div 2$$

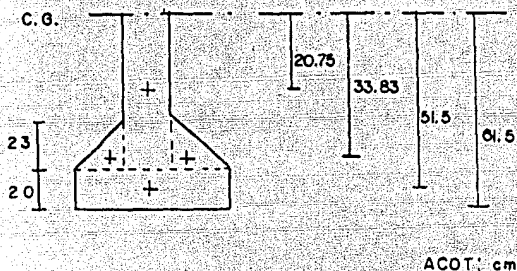
$$F_t = 7.4$$
 kg/cm² < 24 kg/cm².

Sección compuesta (TL)

EL esfuerzo cortante en el centro de gravedad para guarnición, parapeto, carpeta asfáltica y carga móvil, fué el siguiente. Con $Y_i=91.8$ cm.

De tabla V.4 ----- $V=1.88+5.70+18.16=25.74$ ton.

De tabla V.3 ----- $I=22\ 781\ 435$ cm².



$$Q = 66 \times 20 \times 81.8 + (23 \times 23 - 20 \times 20) \times 64.13 \times 2 + 20 \times 71.8 \times 35.9$$

$$Q = 193\ 453$$
 cm³.

$$v = (25\ 740 \times 193\ 797) + (22\ 781\ 435 \times 20)$$

$$v = 10.95$$
 kg/cm³.

$$F_t = \sqrt{(13.85^2 + (10.95)^2)} = 13.85$$

$$F_t = 3.8$$
 kg/cm² < 24 kg/cm².

La revisión por tensión diagonal, se considera satisfactorio.

V.1.10 Deflexión.

El método que se empleará para calcular las deflexiones, consiste en lo siguiente.

Este método consiste en considerar el concreto como un cuerpo libre separado de los torones, los cuales son repuestos por un sistema de fuerzas -- que actúan sobre el concreto. Se muestra a continuación:

a) Deflexión debido al peso propio, losa y diafragma.

$$Y_1 = \frac{5}{384} \frac{Wl^4}{EI_1} + \frac{23}{648} \frac{Pl^3}{EI_1}$$

$$W = 1.19 + 0.87 = 2.06 \text{ Ton/M}$$

$$P \text{ diafragma} = 1.09$$

$$E = 285\,000 \text{ kg/cm}^2 = 2\,850\,000 \text{ Ton/M.}$$

$$I_1 = 10\,259\,291 \text{ cm}^4 = 0.10\,259\,291 \text{ m}^4.$$

$$Y_1 = \frac{5}{384} \times \frac{2.06 \times (30)^4}{2.85 \times 10^6 \times 0.10\,259\,291} + \frac{23}{648} \times \frac{1.09 \times (30)^3}{2.85 \times 10^6 \times 0.10\,259\,291}$$

$$Y_1 = 0.0743 + 0.0036 = 0.0779 \text{ m}$$

$$Y_1 = 7.79 \text{ cm.}$$

b) Deflexión debido a la carpeta asfáltica, guarnición y parapeto.

$$Y_2 = \frac{5}{384} \frac{Wl^4}{EI_2}$$

$$W = 0.125 + 0.38 = 0.505 \text{ Ton/M.}$$

$$I_2 = 22\,781\,435 \text{ cm}^4 = 0.22\,781\,435 \text{ m}^4.$$

$$Y_2 = \frac{5}{384} \times \frac{0.505 \times (30)^4}{2.85 \times 10^6 \times 0.22\,781\,435} = 0.0082 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 0.82 \text{ cm.}$$

Deflexión debido a la carga muerta total.

$$Y = 7.79 + 0.82$$

$$Y = 8.61 \text{ cm.}$$

c) Contradeflexión debido al presfuerzo.

$$Y_3 = \frac{Ml^2}{8EI} = \frac{PI Y l^2}{8EI}$$

$$PI = 570.2 \text{ Ton.}$$

$$I = 0.10\,259\,291 \text{ m}^4.$$

$$Y = e = 61.5 - 10.5 = 51 \text{ cm.}$$

$$Y_3 = \frac{570.2 \times 0.51 \times (30)^2}{8 \times 2.85 \times 10^6 \times 0.10\,259\,291}$$

$$Y_3 = 11.19 \text{ cm.}$$

d) Deflexión neta debido al presfuerzo y a la carga muerta total.

$$\Delta n = Y_1 + Y_2 - Y_3$$

$$= 8.61 - 11.19$$

$$\Delta n = - 2.58 \text{ cm.}$$

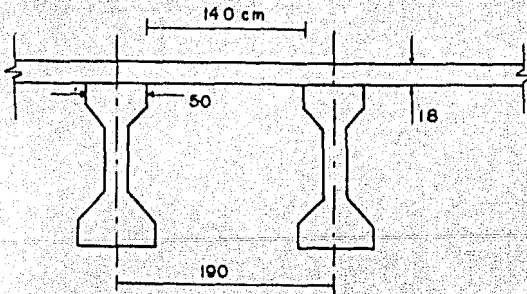
Se tiene una contraflecha de -2.58cm , por lo tanto la revisión se considera satisfactorio, ya que teóricamente en una trabe presforzada pretensada, no debe tenerse una deflexión positiva.

V.2. Cálculo de la losa.

La losa que se colocará sobre las trabes presforzadas, será de concreto reforzado de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, con un ancho total de 11.50 m y un espesor de 18 cm .

La revisión del diseño es según especificaciones AAHSTO.

V.2.1. Losa entre trabes.



a) Carga muerta.

$$S = 190 - 50 = 140 \text{ cm.}$$

$$\text{Losas (18 cm)} = 0.18 \times 2.4 = 0.432 \text{ Ton/M}^2.$$

$$\text{Carpeta (10 cm)} = 0.10 \times 2.0 = \underline{0.200 \text{ Ton/M}^2}$$

$$\Sigma = 0.632 \text{ Ton/M}^2$$

$$M_{cm} = \frac{Wl^2}{8} \times (\text{F.C.}) = \frac{0.632 \times (1.4)^2}{8} \times 0.8$$

$$M_{cm} = 0.124 \text{ Ton-m/m} = 124 \text{ kg-m/m.}$$

F.C. = 0.8 = Factor de continuidad de la losa.

b) Carga móvil.

De acuerdo a las especificaciones de AASHTO, el momento por carga móvil (M_{cv}), se determinará con la siguiente expresión.:

$$M_{cv} = 0.8(0.1025 S + 0.0625) P_{cv} I \quad [\text{kg-m/m}]$$

donde:

P_{cv} = 7 257 kg ----- para carga tipo HS-20.

I = 22.3% ----- incremento en por ciento, debido a impacto.

$$M_{cv} = 0.8 (0.1025 \times 1.4 + 0.0625) \times 7\,257 \times 1.223$$

$$M_{cv} = 1\,463 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_t = M_{cm} + M_{cv} = 124 + 1463.$$

$$M_t = 1587 \text{ kg-m/m.}$$

c) Diseño.

Revisando para una franja unitaria de 1.0m, con $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$. Cálculo de constantes.

$$f_c = 0.45 \cdot f'_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = 0.5 \cdot f_y = 0.50 \times 4200 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_s/E_c = 2000000/15253 \sqrt{250} = 8.3$$

$$k = \frac{1}{1 + (f_s/n)f_c} = \frac{1}{1 + 2100/8.3 \times 112.5} = 0.308$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.308/3 = 0.9$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = 0.5 \times 112.5 \times 0.308 \times 0.9 = 15.6 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo del peralte.

$$d_n = \frac{\sqrt{M_t}}{\sqrt{K}} = \sqrt{\frac{1587}{15.6}}$$

$$d_n = 10.0 \text{ cm} \quad (\text{peralte mínimo})$$

Por razones constructivas y de rigidez del conjunto el peralte efectivo que se dará a la losa será de $d_n = 18 - 4 = \underline{14 \text{ cm}} > 10 \text{ cm}$.

Revisión por flexión. El esfuerzo permisible en el acero se limitará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_s = 1340 (1 + M_{cm}/M_{cv})$$

$$f_s = 1340 (1 + 124/1463) = 1454 \text{ kg/cm}^2.$$

$$k = \frac{1}{1 + 1454/8.3 \times 112.5} = 0.39$$

$$j = 1 - 0.39/3 = 0.87$$

$$K = 0.5 \times 112.5 \times 0.39 \times 0.87 = 19.1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$d = \sqrt{\frac{1587}{19.1}} = 9.1 < 14.0 \text{ cm. Bien}$$

Por lo tanto se considera satisfactoria la revisión, se acepta el espesor de la losa propuesta de $h = 18 \text{ cm}$.

d) Acero del refuerzo principal.

El refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito es el siguiente:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d n} = \frac{158700}{1454 \times 0.87 \times 14} = 9.0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Utilizando varillas del # 4 ($1.27 \text{ cm}^2 \text{ c/u}$), la separación de las varillas será la siguiente:

$$\text{Sep} = \frac{100 A_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.27}{9.0} = 14.1 \approx 14 \text{ cm}.$$

$$\text{Vars \# 4 @ } 14 \text{ cm.}$$

e) Acero de refuerzo para distribución.

En el lecho inferior de la losa, se pondrá acero de refuerzo transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para proveer una distribución lateral de las cargas vivas. Este acero se valorará como un porcentaje del acero de refuerzo principal necesario para el momento positivo, éste porcentaje se obtendrá de acuerdo a AASHTO, con la siguiente expresión:

Para refuerzo principal perpendicular al tránsito.

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{3.28S}} \quad (\text{máximo}=67\%)$$

donde:

$$S = \text{claro efectivo} = 1.40 \text{ m.}$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 1.4}} = 103\% > 67\%$$

Como no se cumpla la condición, se utilizará el 67% .

$$A_s = 0.67 \times 9.0 \text{ cm}^2/\text{m} = 6.0 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando vars # 4, con $a_s = 1.267 \text{ cm}^2$, se tendrá:

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 1.27}{6.0} = 21.2 \text{ cm} \approx 21 \text{ cm.}$$

vars # 4 a 21 cm.

f) Acero por temperatura.

El refuerzo por temperatura se colocará en ambas direcciones en la superficie susceptible de sufrir agrietamientos, debido a cambios de temperatura en el concreto.

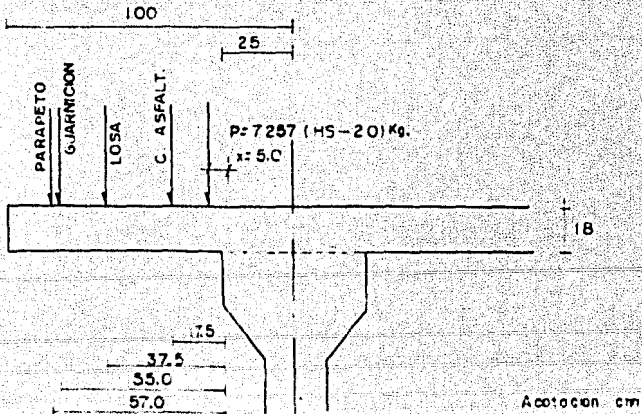
$$A_{st} = 0.002 bh = 0.002 \times 100 \times 14 = 2.8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando vars # 3, con $a_s = 0.7/\text{cm}^2$.

$$\text{Sep} = \frac{100 \times 0.71}{2.8} = 25.4 \text{ cm}^2 \approx 25 \text{ cm.}$$

vars # 3 a 25 cm.

V.2.2. Losa en voladizo.



a) Carga muerta.

Parapeto = 0.040 ton/m.

Guarnición = 0.336 ton/m.

Losa = $0.18 \times 0.75 \times 2.4 = 0.324$ ton/m.

Asfalto = $0.10 \times 0.35 \times 2.0 = 0.70$ ton/m.

$$0.40 \times 0.57 = 0.023 \text{ ton-m/m.}$$

$$0.336 \times 0.55 = 0.185 \text{ ton-m/m.}$$

$$0.324 \times 0.375 = 0.122 \text{ ton-m/m.}$$

$$0.070 \times 0.175 = 0.012 \text{ ton-m/m.}$$

$$M_{cm} = 0.342 = 342 \text{ kg-m/m.}$$

b) Carga móvil.

Para el momento por carga móvil, se supondrá que el eje central vertical de la rueda (HS-20), ocupa una posición a 30 cm de la cara de la guarnición (distancia medida desde la arista inferior de la guarnición).

Para calcular el momento en el volado, se utilizará la expresión siguiente:

$$M_{cv} = \frac{P_{cv}}{E} X \quad [\text{kg-m/m.}]$$

donde:

E= ancho de la losa sobre el que se distribuye una carga por rueda.

X= distancia del brazo de palanca.

Pcv= 7 257 kg.

X= 75-40-30 = 5 cm.

E= 0.8 x + 1.143 (m) - para refuerzo perpendicular al tránsito.

E= 0.8 x 0.05 + 1.143 = 1.18 m.

Mcv+I= $\frac{7257}{1.18} \times 0.05 \times 1.223 = 376$ kg-m/m.

Mt= 342 + 376

Mt= 718 kg-m/m.

c) Diseño.

Revisión por flexión.

Constantes de cálculo= $f_s = 1454$ kg/cm²; $j=0.87$; $k=19.1$ kg/cm³.

Peralte:

$d_n = \frac{\sqrt{718}}{\sqrt{19.1}} = 6.1 < 14$ cm. Satisfactorio.

d) Acero de refuerzo.

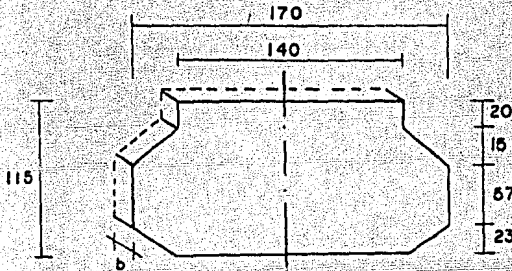
$A_s = \frac{71800}{1454 \times 0.87 \times 14} = 4.1$ cm²

Sep= $\frac{100 \times 1.27}{4.1} = 31.0$ cm (vars # 4)

Para facilidad de armado y dada la longitud pequeña del volado, el armado del lecho superior del volado se correrá con la de la losa interior, de modo que se tendrán varillas internas del #4, a cada 28 cm.

V.3. CALCULO DE DIAFRAGMAS.

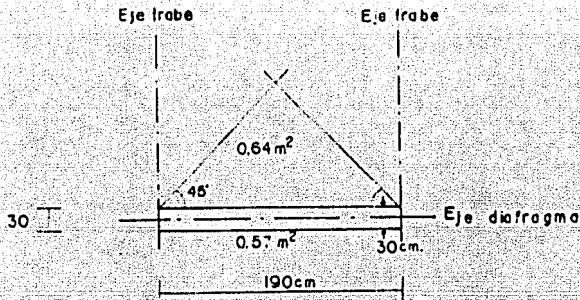
El diafragma extremo se proyectará para soportar las cargas del peso propio, de la losa, así como los de las concentraciones de los camiones que directamente estén sobre de él.



ACOT: cm

$A_{total} = 1.82 \text{ m}^2; \quad b = 30 \text{ cm.}$

$A_t = \frac{1.82}{1.70} = 1.07 \text{ m}^2/\text{m.}$



$$A_{\text{trib}} = 1.21 \text{ m}^2.$$

$$W_{pp} = 0.3 \times 1.07 \times 2.4 = 0.77$$

$$W_l = \frac{0.18 \times 1.21 \times 2.4 + 0.10 \times 1.21 \times 2.0}{\Sigma} = 0.76$$

$$\Sigma = 1.53 \text{ T/M.}$$

$$W_{cv} = 7.257 \times 1.3 = 9.4 \text{ ton.}$$

$$M = \frac{1.53 \times (1.90)^2}{8} + \frac{9.4 \times 1.9}{4} = 5.16 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{1.53 \times 1.90}{2} + 9.4 = 10.9 \text{ Ton.}$$

Peralte mínimo. Suponiendo 30 cm de espesor en la sección, se tiene:

$$d = \frac{\sqrt{516000}}{\sqrt{30 \times 19.1}} = 30 < 100 \text{ cm.} \quad \text{Satisfactorio.}$$

Acero de refuerzo. $f_s = 1454 \text{ kg/cm}^2$; $j = 0.87$

$$A_s = \frac{516\,000}{1454 \times 0.87 \times 100} = 4.1 \text{ cm}^2.$$

Se pondrán 2 vars # 6 = 5.74 cm²

Revisión por cortante.

$$v \text{ permisible} = 0.075 f'c$$

$$v \text{ permisible} = 0.075 \times 250 = 18.75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v = \frac{v}{bh} = \frac{10\,900}{30 \times 100}$$

$$v = 3.63 \text{ kg/cm}^2 < 18.75 \text{ kg/cm}^2. \quad \text{Satisfactorio}$$

Utilizando estribos # 3 ($a_s = 0.7/\text{cm}^2$)

$$\text{Sep} = \frac{2a_s f_s j d}{V} = \frac{2 \times 0.71 \times 2100 \times 0.87 \times 100}{10\,900} = 23.8 \text{ cm.}$$

$$S \text{ máx.} = \frac{a_s f_y}{7.03 b_w} = \frac{0.71 \times 4200}{7.03 \times 30} = 14.1 \text{ cm.} \text{---rige.}$$

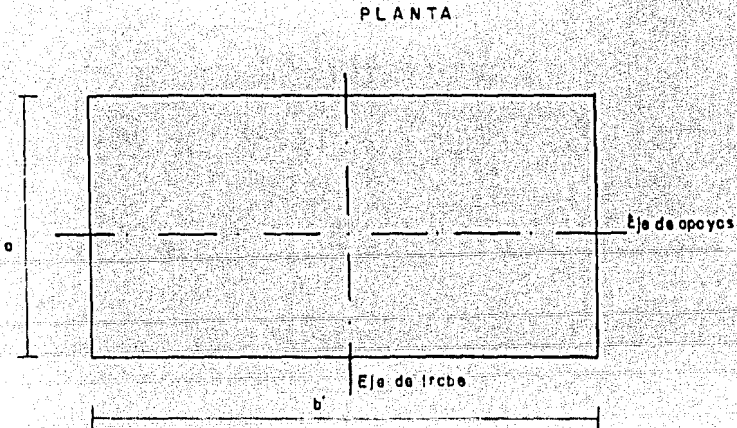
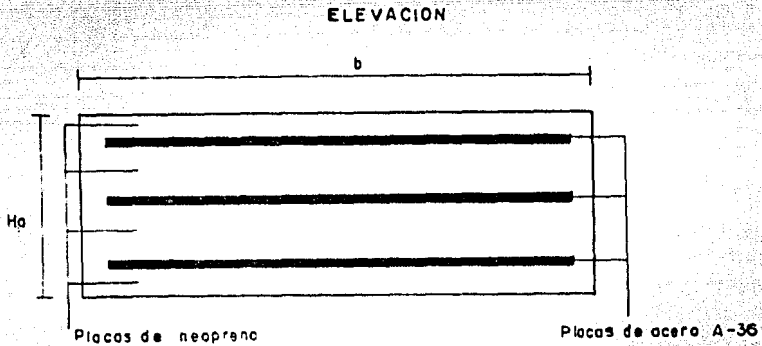
$$S \text{ máx.} = \frac{l}{2} h = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Se utilizarán estribos del #3 @ 14 cm.

V.4. Cálculo de apoyos.

Los apoyos de la superestructura, estarán constituidas por placas integrales de neopreno ASTM D-2240, de dureza Shore 60, con esfuerzo normal de trabajo a la compresión de 100 kg/cm^2 , adheridas por vulcanización a placas de acero estructural y serán calculados según las Normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas. (SETRA).

Apoyo integral de neopreno.



NOMENCLATURA.

PROPIEDADES MECANICAS.

G = Módulo de elasticidad al cortante.

Fe= Límite de elasticidad a tensión del acero estructural A-36 de las placas.
(2 530 kg/cm²).

Sh-A= Dureza Shore "A".

fr= Coeficiente de fricción. Para cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura son láminas de neopreno.

$$fr = 0.10 + \frac{0.60}{fm}$$

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS.

n= Número de placas simples de neopreno.

a= Dimensión en planta del lado paralelo al eje longitudinal de la estructura.

b= Dimensión en planta del lado perpendicular al eje longitudinal de la estructura.

t= Espesor nominal de una placa simple de neopreno.

h= Espesor nominal total de neopreno = nt.

Ha= Altura nominal total del apoyo.

Ff= Coeficiente o factor de forma.

$$Ff = \frac{ab}{2t(a+b)}$$

t_s = Espesor nominal de una placa metálica intermedia.

K_1, K_2 = Parámetro que depende de la relación b/a .

SOLICITACIONES.

N = Fuerza normal, vertical, aplicado al apoyo.

H = Fuerza horizontal, aplicado al apoyo.

ESFUERZOS.

f = Esfuerzo de compresión.

f_m = Esfuerzo medio de compresión = N/ab .

T = Esfuerzo cortante.

T_m = Esfuerzo cortante medio = H/ab .

T_n = Esfuerzo cortante debido a una fuerza normal.

T_h = Esfuerzo cortante debido a una fuerza horizontal.

T_g = Esfuerzo cortante debido a la rotación de una cara de una placa con respecto a la otra cara.

Deformaciones - desplazamientos.

E_T = Deformación total por compresión del dispositivo de apoyo.

E_t = Deformación por compresión de una placa simple.

r = Angulo de deformación por cortante.

U_1 = deformación horizontal lenta, del conjunto del dispositivo (debido a acciones lentas).

- $U_2 =$ Deformación horizontal, bajo un esfuerzo dinámico del conjunto del dispositivo.
- $\sim T =$ Angulo de rotación del dispositivo de apoyo.
- $\sim t =$ Angulo de rotación de una placa simple de neopreno.

VALORES DE "G" (kg/cm²).

Dureza Shore "A"	50	60	70
Puentes Carreteros	5	8	11
Puentes ferroviarios	--	11	12 a 15

Tabla V.5.

	V A L O R E S D E K ₁ Y K ₂														
B/A	0,05	0,75	1,00	1,20	1,25	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50	10,0
K1	5,83	3,28	2,37	2,01	1,94	1,88	1,78	1,70	1,64	1,58	1,53	1,49	1,46	1,34	1,07
K ²	136,7	100,0	86,2	80,4	79,3	78,4	76,7	75,3	74,1	73,1	72,2	71,5	70,8	68,3	61,9

Tabela V.6

V.4.1. Diseño de los apoyos.

1) Cargas verticales.

1.a) Carga muerta.

$$\text{Peso propio trabe} = 1.19 \text{ t/m} \times 15 \text{ m} = 17.85 \text{ ton.}$$

$$\text{Losa y diafragma} = 0.87 \text{ t/m} \times 15 + 1.09 = 14.14 \text{ ton}$$

$$\text{Guarnición y parapeto} = 0.125 \text{ t/m} \times 15 = 1.87 \text{ ton}$$

$$\text{Carpeta asfáltica} = 0.38 \text{ t/m} \times 15 = \underline{5.70 \text{ ton}}$$

$$\text{CM} = 39.56 \text{ ton}$$

$$\text{CM} = 39.56 \times \frac{15.25}{15} = 40.61 \text{ ton/apoyo}$$

1.b) Carga móvil.

Considerando el coeficiente de concentración y el de impacto.

$$\text{CV} = 18.16 \text{ ton/apoyo.}$$

2) Cargas horizontales.

Son las debidas al frenaje, viento y sismo.

2.a) Frenaje (Fr).

De acuerdo con las especificaciones AASHTO, se deberá considerar el 5% del efecto de la carga po carril y de la carga concentrada por momento especificado para el tipo de camión HS-20, y además se aplicará un -- coeficiente de reducción del 90%, en su intensidad de carga.

FR= 0.05 (0.952 T/M x 30 + 8.165T)0.09/12 apoyos.

FR= 0.138 Ton/apoyo.

2.b) Viento longitudinal sobre la estructura (Vise).

De acuerdo a las especificaciones AASHTO, para un ángulo - de esviajamiento del viento de 60°, se tendrá una fuerza longitudinal de 93 kg/m².

$$\text{Area expuesta} = (1.35+0.18+1.00) \times 30 = 75.90 \text{ m}^2.$$

$$\text{Vise} = 75.90 \times 0.093/12 = 0.60 \text{ ton/apoyo.}$$

2.c) Sismo.

Aplicando el método de estática equivalente de las especificaciones de AASHTO.

$$T = C P$$

P= Peso propio estructura.

C= 0.02. Para estructuras en suelos con esfuerzos permisibles a la compresión de 3.91 kg/cm² o mayor.

$$T = 0.02 \times 40.61 = 0.81 \text{ Ton/apoyo.}$$

3) Giros en los extremos del tramo.

3.a) Por carga muerta.

Para tomar en cuenta el efecto de deformación a largo plazo, - el giro se multiplicará por un coeficiente igual a 3.

$$\alpha = \frac{2}{3} \times \frac{Wl^3}{8} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{EI} \times 3 = \frac{Wl^3}{8EI}$$

$$W = 39.56 \cdot 15 = 2.64 \text{ Ton/m.}$$

$$E_c = 15\,253 \sqrt{350} = 285\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = 0.2278 \text{ m}^4.$$

$$\alpha = \frac{2.64 (30)^3}{8 \times 2.85 \times 10^6 \times 0.2278} = 0.0137 \text{ radianes.}$$

3.b) Por carga viva + impacto

Se considerará la 3a. parte del giro debido a la carga muerta.

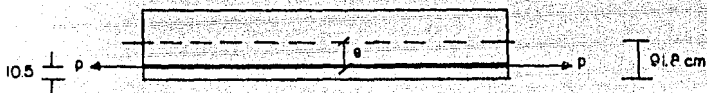
$$M_{cv} = 126.98 = \frac{Wl^2}{8}$$

$$W = \frac{126.98 \times 8}{(30)^2} = 1.13 \text{ ton/m.}$$

$$\alpha = \frac{1}{3} \times \frac{Wl^3}{8EI} = \frac{1.13 (30)^3}{24 \times 2.85 \times 10^6 \times 0.2296}$$

$$\alpha = 0.0019 \text{ radianes.}$$

3.c) Por presfuerzo del acero.



$$\alpha = \frac{PeI}{EI}$$

PI= 570.2 Ton.

I= 0.2278 m⁴.

e= 91.8 - 10.5 = 81.3 cm.

$$= \frac{570.2 \times 0.813 \times 30}{2.85 \times 10^6 \times 0.2278} = 0.0214 \text{ radianes.}$$

3.d) Giro total.

Por defectos de construcción se deberá considerar un incremento - de 0.003 radiang.

$$\alpha_T = 0.0137 \times 0.0019 + 0.003 - 0.0214$$

$$\alpha_T = 0.0028 \text{ radianes.}$$

4).- Deformaciones horizontales de los dispositivos.

4.a) Contracción por fraguado.

El coeficiente de contracción de una estructura precolada, total o parcialmente es de $c = 0.0002$.

$$\Delta_{\text{contracción}} = 0.0002 \times 15 \text{ m} = 0.003 \text{ m.}$$

4.b) Deformación por temperatura.

Se tiene dos acciones:

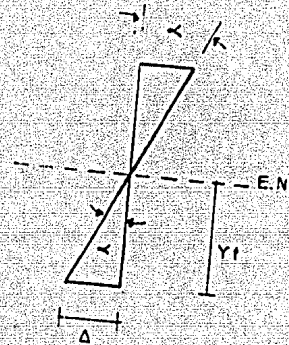
$$\text{Acción de corta duración} = \Delta t_1 = 0.00035 \times L.$$

$$\text{Acción de larga duración} = \Delta t_2 = 0.000275 \times L.$$

$$\Delta t_1 = 0.00035 \times 15 = 0.00525 \text{ m.}$$

$$\Delta t_2 = 0.000275 \times 15 = 0.0041 \text{ m.}$$

4.c) Deformación por giro debido a la carga muerta.
Se tiene



$$\Delta CM = \theta \cdot Y_t.$$

donde:

$$Y_t = Y_i = 9.18 \text{ cm.}$$

$$\Delta CM = 0.0137 \times 0.918 = 0.0126 \text{ m.}$$

4.d) Deformación por giro debido a la carga viva + impacto.

$$\Delta CV = 0.0019 \times 0.918 = 0.0017 \text{ m.}$$

4.c) Deformación por presfuerzo.

De acuerdo con las especificaciones, el efecto de la deformación por fuerza normal se triplicará y dividirá entre los dos apoyos. Se tiene:

$$\Delta P = \frac{3PL}{2AE} + \alpha \gamma t.$$

$$\Delta P = \frac{3 \times 570.2 \times 30}{2 \times 0.7865 \times 2.85 \times 10^6} + 0.0214 \times 0.918$$

$$\Delta P = 0.031 \text{ m.}$$

5).- Dimensiones del apoyo móvil.

Dimensiones propuestas: 30 x 40 x 7.3 cm.

Considerandose para el dispositivo del apoyo móvil las siguientes placas:

4 placas de 30x40x1.3
2 placas de 30x40x0.3 } neopreno

5 placas de 29x39x0.3 - acero estructural A-36.

Esfuerzo permisible promedio bajo la placa = 100 kg/cm², en coronas o cabezales de concreto de f'c = 250 kg/cm².

5.a) Area del dispositivo del apoyo (A).

Carga de trabajo en el apoyo.

$$R \text{ máx.} = CM + (CV + 1)$$

$$R \text{ máx.} = 40.61 + 18.16 = 58.77 \text{ ton/apoyo.}$$

$$A \text{ requerida} = \frac{R \text{ máx.}}{f \text{ adm.}} = \frac{58\,770}{100} = 588 \text{ cm}^2.$$

$$A \text{ propuesta} = 30 \times 40 = 1\,200 \text{ cm}^2.$$

$A \text{ prop} > A \text{ requerido.}$

Revisandose si se cumplen las especificaciones siguientes:

$$h = 2 U_1$$

$$5 h \leq a \leq 10 h$$

donde:

$$a = 30 \text{ cm}; \quad b = 40 \text{ cm.}$$

$h = \text{nt.}$ Altura neta del dispositivo (placas de neopreno)

$$h = 4 \times 1.3 + 2 \times 0.3 = 5.8 \text{ cm.}$$

El valor de U_1 es:

$$\text{Contracción} = \Delta C M - (\Delta P + \Delta \text{contr.} + \Delta T)$$

$$= 0.0126 - (0.031 + 0.003 + 0.0041) = -0.0255 \text{ m.}$$

$$\text{Dilatación} = \Delta C M + \Delta C V + \Delta T 1 - \Delta P - \Delta \text{contr.}$$

$$= 0.0126 + 0.0017 + 0.00525 - 0.031 - 0.031 - 0.003 = -0.0144 \text{ m.}$$

El valor que rige es $U_1 = 2.55$ (deformación más desfavorable).

$$h \text{ mín} = 2 U_1 = 2 \times 2.55 = 5.1$$

$$5.8 \text{ cm} > 5.1 \text{ cm.}$$

$$h > h \text{ mín.}$$

Se cumple.

$$5 \times 5.8 < a < 10 \times 5.8 \text{ cm}$$

$$29 < a < 58 \text{ cm}$$

por lo tanto si se cumplen las especificaciones.

5.b) Verificación por cortante

Se deben cumplir las condiciones siguientes:

$$TH_1 \leq 0.5 G$$

$$TH = (TH_1 + TH_2) \leq 0.7 G$$

$$T_n \leq 3 G$$

$$T = (TH + T_n + T_g) \leq 5 G.$$

De tabla V.5. $G=8 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

0.5G	0.7G	3G	5G
4.0	5.6	24	40

$$TH_1 = \frac{GU_1}{h} = \frac{8 \times 2.55}{5.8} = 3.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$3.5 \text{ kg/cm}^2 < 4.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

$$TH_2 = \frac{H_2}{2ab}; \text{ donde } H_2 = \text{fza. hor. debido al sismo} = 810 \text{ kg/apoyo}$$

$$TH_2 = \frac{810}{2 \times 30 \times 40} = 0.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$TH = 3.5 + 0.34 = 3.84 \text{ kg/cm}^2.$$

$$3.84 \text{ kg/cm}^2 < 5.6 \text{ kg/cm}^2.$$

Bien

$$f_m \text{ máx} = \frac{R \text{ máx.}}{ab} = \frac{58 \ 770}{30 \times 40} = 48.97 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2 = 0.4 f'c$$

$$F_f = \frac{a+b}{2t(a+b)} = \frac{30+40}{2 \times 1.3(30+40)} = 6.59$$

$$T_n = \frac{1.5 f_m}{F_f} = \frac{1.5 \times 48.97}{6.59} = 11.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$11.15 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_g = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \propto t$$

$$t = \frac{\propto t_1}{n} = \frac{0.0028}{4 + (2 \times 0.3)/1.3} = 0.0006 \text{ radianes}$$

$$t_g = \frac{8}{2} \left(\frac{30}{1.3} \right)^2 \times 0.0006 = 1.28 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 G = 12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

$$T = 3.84 + 11.15 + 1.28 = 16.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$16.27 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Bien

Si se cumplen todas las condiciones.

5.c) Verificación de que el apoyo no se levante.

Se tiene la siguiente especificación.

$$\frac{3}{F_f} \left(\frac{t}{a} \right)^2 \frac{f_m}{G} \geq \propto t$$

$\alpha t = 0.006$ radianes.

$$f_m \text{ min.} = \frac{C_i}{ab} = \frac{40\ 610}{30 \times 40} = 33.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{3}{6.59} \times \frac{(1.3)^2}{30} \times \frac{33.84}{8} = 0.0036 \text{ radianes}$$

$$0.0036 \text{ rad} > 0.0006 \text{ rad.}$$

Bien

Se cumple la especificación.

5.d) Verificación de que el apoyo no deslice.

Se tienen las siguientes especificaciones.

$$f_m \text{ min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r N > H$$

$$f_m \text{ min.} = 33.84 \text{ kg/cm}^2 \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

Bien

$$N = 40\ 610 \text{ kg/apoyo}; \quad H = \text{frenaje} = 138 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{33.84} = 0.118$$

$$f_r N = 0.118 \times 40\ 610 = 4792 \text{ kg/apoyo}$$

$$4792 \text{ kg/ap.} > 138 \text{ kg/ap.}$$

Bien

Si se cumplen las especificaciones.

5.e) Verificación de la deformación por compresión.

Debe cumplirse la siguiente especificación.

$$ET/h < 7\%$$

donde:

$$ET = \Delta eT + 0.10$$

$$\Delta eT = \frac{K_1 \cdot m^3}{a^2 \cdot G} (fm - 30)$$

De tabla V.6 ----- $K_1 = 1.84$ (interpolando)

$$b/a = 1.33$$

$$n = 4 + (2 \times 0.3) + 1.3 = 4.46$$

$$fm \text{ máx.} = 48.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta eT = \frac{1.84 \times 4.46 \times (1.3)^3 \times (48.97 - 30)}{(30)^2 \times 8} = 0.048 \text{ cm.}$$

$$ET = 0.048 + 0.10 = 0.148 \text{ cm.}$$

$$ET/h = 0.148 / 5.8 = 0.026 \times 100 = 2.6\%$$

$$2.6\% < 7\%$$

6).- Dimensiones del apoyo fijo.

Dimensiones propuestas: 30 x 40 x 5.7 cm.

3 placas de 30x40x13 Neopreno
2 placas de 30x40x0.3
4 placas de 29x39x0.3 Acero estructural A-36.

Estas dimensiones de 30x40, por ser las mismas del apoyo móvil, son aceptables tanto por área necesaria, como por máxima deformación por compresión

Por lo que el dispositivo del apoyo fijo, únicamente se revisará -- que la suma de las fuerzas longitudinales sean menores que la fuerza necesaria para hacer deslizar el apoyo.

Las fuerzas longitudinales consideradas son: frenaje (Fr), fuerza - debido al viento longitudinal (Vlse), sismo (T), y fricción en el apoyo móvil (fr N).

FR= 0.138 Ton/apoyo.

Vlse= 0.600 ton/apoyo.

T= 0.810 ton/apoyo

fr N= 4792 kg/apoyo.

Fuerza longitudinal total

H= 138+600+810+4792

H= 7340 kg/

La capacidad del dispositivo del apoyo fijo, será un quinto de la fuerza vertical total (R máx).

$$R \text{ máx} = 58,77 \text{ ton/apoyo}$$

$$\frac{1}{5} R \text{ máx} > H$$

$$11.754 \text{ kg} > 6340 \text{ kg.}$$

Bien.

Por lo tanto, debido a que se cumplen las especificaciones de las normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas -- (SETRA), se consideran satisfactorias las dimensiones propuestas para los dispositivos de los apoyos, los cuales se indican a continuación:

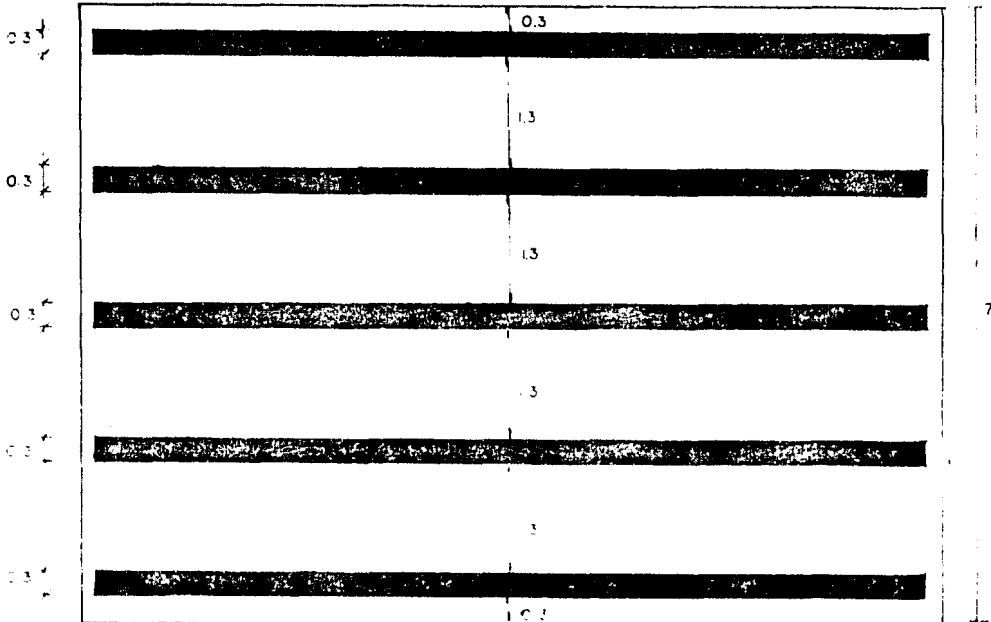
RESUMEN DE LIMITANTES.

LIMITANTES	PERMISIBLES	REALES
$h \geq 2U_1$	5.1 cm.	5.8 cm.
$5h \leq a \leq 10h$	$29 \leq a \leq 58$	30.0 cm.
$\sigma_m \text{ máx} \leq 0.4 f'c$	100 kg/cm ²	48.97 kg/cm ²
$TH_1 \leq 0.5 G$	4.0 kg/cm ²	3.30 kg/cm ²
$TH \leq 0.7 G$	5.6 kg/cm ²	3.34 kg/cm ²
$Th \leq 3 G$	24 kg/cm ²	11.15 kg/cm ²
$Tg \leq 1.5 G$	12 kg/cm ²	1.25 kg/cm ²
$T \leq 1.0 G$	40 kg/cm ²	16.27 kg/cm ²

$\frac{3}{4E} \left(\frac{L}{a} \right)^2 \frac{f_m}{G} > \delta t$	0.0036 rad.	0.0006 rad.
$20 \text{ kg/cm}^2 < f_c \text{ min.}$	20 kg/cm ²	33.84 kg/cm ²
$H < Fr \cdot N$	810 kg/cm ²	4792 kg/cm ²
$7\% > ET/h$	7%	2.6 %

APOYO MOVIL.

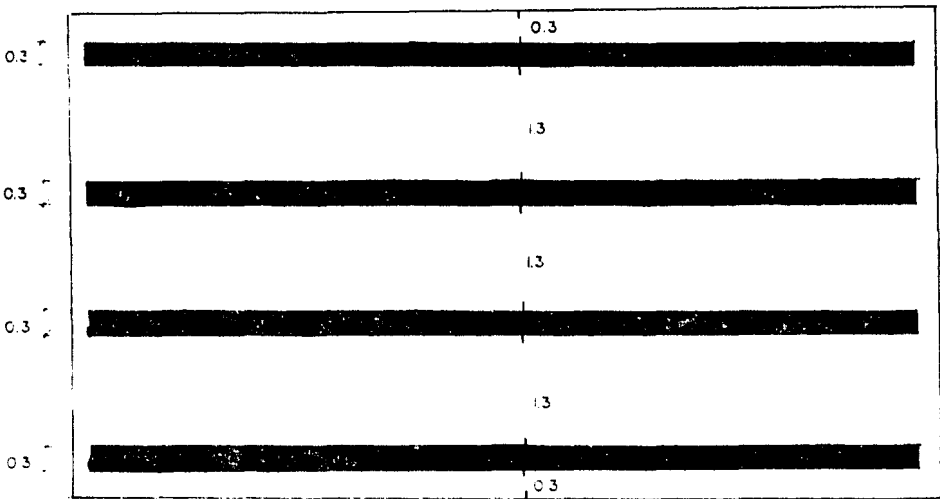
- 4 placas de 30x40x1.3 - Neopreno
- 2 placas de 30x40x0.3 - Neopreno
- 5 placas de 19x39x0.3 - Acero A-36



Acotamientos en cm.

APOYO FIJO.

- 3 placas de 30x40x1.3 - Neopreno
- 2 placas de 30x40x0.3 - Neopreno
- 4 placas de 29x39x0.3 - Acero A-36



acotamientos en cm.

V.5. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.

ESTRIBOS.

Generalidades.-

Los estribos se proyectarán para resistir la presión de empuje del suelo, el peso propio del estribo y la super estructura, la carga viva sobre cualquier porción de la superestructura o terraplen en acero, fuerzas debidas al viento, fuerza longitudinal cuando el apoyo es fijo y fuerzas longitudinales transmitidas por la fricción que se desarrolla en los apoyos. En el proyecto se debe investigar cualquier combinación de esas fuerzas que pueda producir la condición más desfavorable de carga.

Los estribos se proyectarán para que estén del lado de la seguridad al volteamiento alrededor de la arista del frente en el desplante del cimiento, al deslizamiento sobre la base del cimiento, y al aplastamiento del material del despiante en el punto de máxima presión.

Los estribos son en esencia muros transversales al camino y son los que reciben en forma directa las cargas de todo el tramo que abarca al superestructura.

Los estribos o muros transversales serán de mampostería de 3ª clase con mortero de cemento en proporción 1:5, excepto las coronas que serán de concreto armado $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

Para el diseño, se consideró solamente un estribo, por ser similares ambos estribos.

1.- Localización.

El estribo No. 1 se ubicará en la estación 62+907.00, cuya rasante será la elevación = 1200.93 N.

El estribo No. 2 se ubicará en la estación 62+937.00, cuya rasante será la elevación 1201.59 M.

2.- Tránsito.

Carga móvil HS-20 en tres bandas de circulación.

3.- Esviaje.

Puente normal al cruce.

4.- Apoyos.

Serán uno fijo (estribo No.1) y otro móvil (estribo No. 2).

5.- Cimentación.

El desplante se hará sobre un manto de roca granítica muy fracturada color café, de un espesor de 4.0 m aprox., con una capacidad de carga a la compresión de 5.0 kg/cm².

6.- Esfuerzos permisibles.

En mampotería de 3ª clase mortero de cemento 1:5.

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

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

- a).- Compresión ----- 10 kg/cm²
- b).- tensión ----- 1 kg/cm²
- c).- Esfuerzo cortante, ----- 2 kg/cm²
- d).- Coeficiente de fricción ----- 0.7
- e).- Coeficiente de volteamiento----- > 2
- f).- Coeficiente de deslizamiento ----- ≥ 2
- g).- Esfuerzos de compresión máximos $f_{\text{máx.}} \leq f_{\text{permisibles}}$.

COMBINACIONES DE CARGAS.

Los siguientes grupos, representan varias combinaciones de cargas y - fuerzas a las que podrá estar sometido un estribo.

Para cada parte del estribo o la cimentación, sobre la cual se apoye se proporcionará para todas las combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de los esfuerzos unitarios unitarios básicos, indicados para los diversos grupos, ésto se hace de acuerdo a las especificaciones de AASHTO.

GRUPO I =	CM+CV+ET+S+PC	f=100%
GRUPO II =	CM+ET+S+PC+VE	f=125%
GRUPO III=	GPO. I+FR+F+30%VE+Vcv+F _d	f=125%
GRUPO IV=	GPO. I+S+Q+T	f=125%
GRUPO V=	GPO. I'+S+Q+T	f=140%
GRUPO VI=	GPO. III+A+C+T	f=140%
GRUPO VII=	CM+ET+S+PC+TT	f=133%

Por tanto: CM= Carga muerta.

CV= Carga viva.

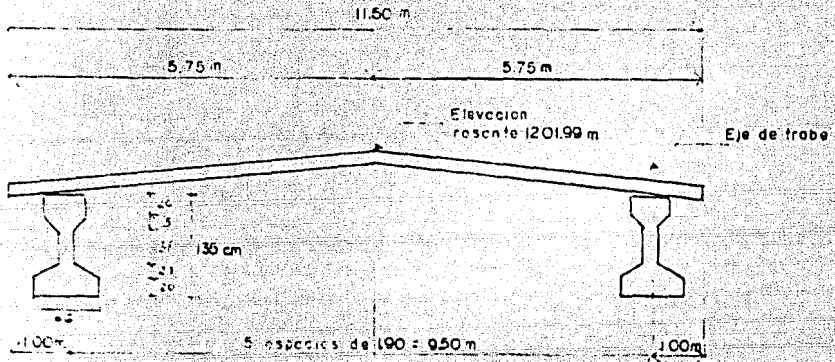
ET= Empuje de tierras.
 S = Subpresión.
 T = Temperatura.
 VE= Viento sobre la estructura.
 Vcv= Presión del viento sobre la carga móvil.
 Fr= Frenaje.
 F = Fricción.
 A = Acortamiento por compresión.
 C = Contracción.
 TT= Sismo.
 Pc= Presión de la corriente.
 Fc= Fuerza centrífuga.

Después de un análisis por grupo, se considerará a los grupos I, III y VII, por ser los más desfavorables.

GRUPO I=	$CM+CV+ET+PC$	_____	f=100%
GRUPO II=	$GPO.I-FR+F+30\% VE+Vcv$	_____	f=125%
GRUPO VII=	$CM+ET+PC+TT.$	_____	f=133%

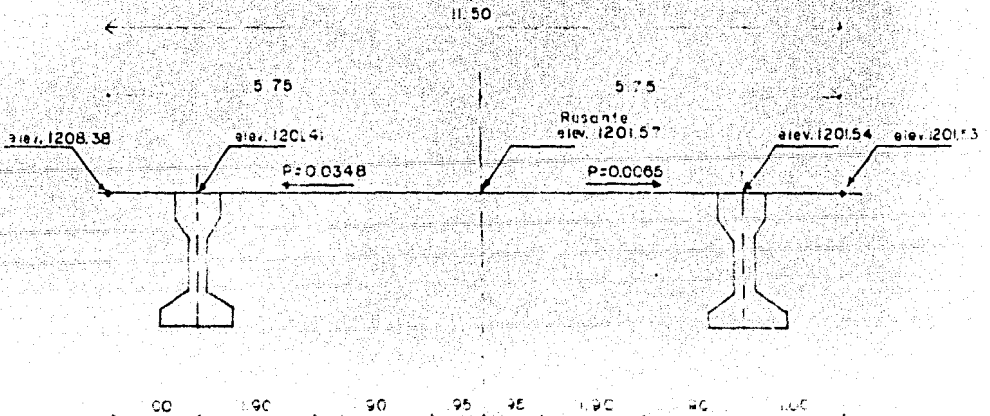
Cálculo de la altura del estribo, revisión en el estribo No. 2, estación 62+937.

Sección transversal de la superestructura.



ELEVACION DEL DESPLANTE 1191.23 M.

Sección transversal de la superestructura, elevaciones bajo carpeta y pendientes.

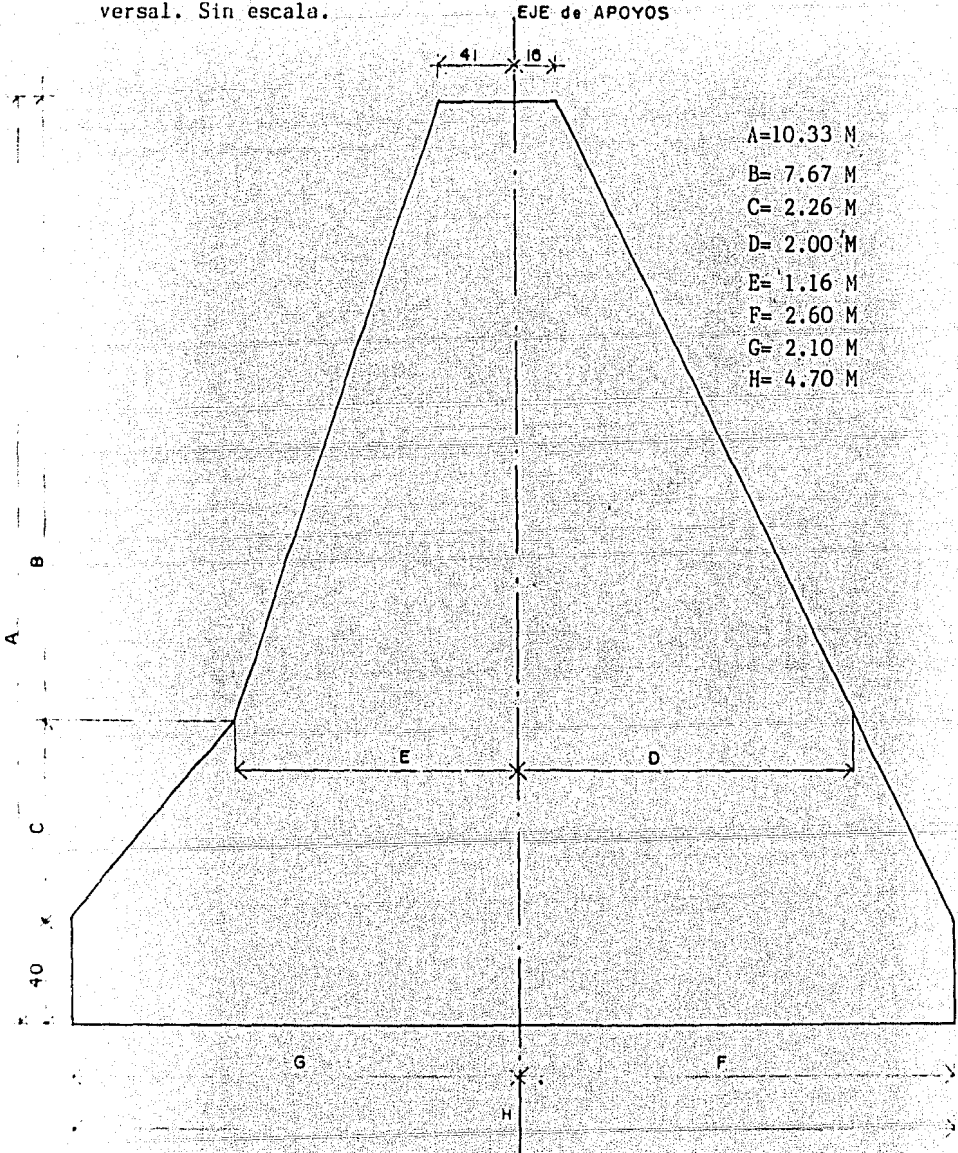


DIMENSIONAMIENTO DEL ESTRIBO.

1.- Cálculo de la altura del estribo.

Elevación del Name	=	1195.56
Sobre elevación	=	0.45
Espacio libre vertical	=	4.00
Peralte de la superestructura	=	1.53
Bombeo 2%	=	0.0348
Carpeta Asfáltica.	=	<u>0.02</u>
Elevación de la rasante	=	1201.59 M
Carpeta asfáltica	=	0.02
Bombeo 2%	=	<u>0.0065</u>
Elevación del hombro	=	1201.56 M
Desplante de elevación	=	<u>1191.23</u>
Altura del estribo	_____ =	10.33 M

2.- Dimensiones propuestas para el muro frontal del estribo sección transversal. Sin escala.



Según el estudio de mecánica de suelos, se recomienda desplantar el estribo en un manto que admita un esfuerzo normal de trabajo a la compresión de 5.0 kg/cm^2

3.- Cargas transmitidas por metro de muro.

(Longitud del cuerpo del estribo = 11.50 M)

3.1. Carga muerta de la superestructura.

Peso propio de la losa, diafrágmata y cimbra	=	14.14 ton
Peso propio de la trabe	=	17.90 ton
Guarnición, parapeto y pilastra	=	1.95 ton
Carpeta asfáltica	=	<u>5.70</u>
SUMA	=	39.69 ton

$$\text{CM} = 39.69 \text{ ton} \times \frac{11.80}{11.50} = 40.73 \text{ ton/trabe}$$

$$\text{CM} = 40.73 \times 6 \text{ trabes} = 244.38 \text{ ton}$$

$$\text{CM} = 244.38/11.50 = \text{CM} = 21.25 \text{ ton/m}$$

Brazo = 0.25 M (al centro del desplante)

3.2. Carga móvil HS-20

De las especificaciones AASHTO, se tiene

$$\text{Vcv} = 29.56 \text{ ton/carril}$$

$$\text{Cv} = 29.56 \times 3 \times 0.9/11.50 = 6.94 \text{ ton/m}$$

Brazo = 0.25 M.

3.3. Viento sobre la estructura.

Se considerará las fuerzas debidas a la presión del viento por metro cuadrado sobre la suma de las proyecciones verticales de las áreas de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y el parapeto, la carga dada a continuación es para una velocidad del viento de 160 km/hr; la carga de viento sobre la subestructura será igual a 59 kg/m².

$$AE = \text{Area expuesta} = 2.53 \text{ M} \times 30.00 \text{ M} = 75.9 \text{ M}^2.$$

VLs = Viento en la superestructura.

VLs = AExcarga del viento.

$$VLs = 75.9 \text{ m}^2 \times 0.059 \text{ ton/m}^2 = 4.48 \text{ ton.}$$

$$VLs = 4.48 \text{ ton} / 11.50 \text{ M.} = \underline{\underline{0.40 \text{ ton/m.}}}$$

Brazo = 8.73 (Considerado al nivel de la corona).

3.4. Viento sobre la carga viva (VLCV)

En puentes comunes la loss sobre traves, con una longitud máxima del claro de 38.10 mt, puede usarse la siguiente carga por viento sobre la móvil igual a 60 kg/m.

$$VLCV = 0.060 \text{ ton/m} \times 30 \text{ m} = 1.8 \text{ ton.}$$

$$VLCV = 1.8 \text{ ton} / 11.50 \text{ m} = 0.16 \text{ ton/m.}$$

Brazo = 8.73 M.

3.5. Frenaje (FR)

Según las especificaciones AASHTO, su intensidad es de 0.05 de la -- carga viva (CV), en cada banda de circulación y se calculará tomando la -- carga equivalente uniforme y la concentración para momento.

$$FR = 0.05 \times 29.56 \times 3 \times 0.9 = 4.0 \text{ ton}$$

$$FR = 4.0 \text{ ton} / 11.50 = \underline{\underline{0.35 \text{ ton/m}}}$$

$$\text{Brazo} = 8.73 \text{ M.}$$

3.6. Fricción por carga muerta (F_{CM})

Se tomará el 0.05 de la carga muerta total.

$$F_{CM} = 0.05 \times 244.38 \text{ ton} = 12.22 \text{ ton}$$

$$F_{CM} = 12.22 \text{ ton} / 11.50 \text{ m} = \underline{\underline{1.06 \text{ ton/m.}}}$$

$$\text{Brazo} = 8.73 \text{ M.}$$

3.7. Sismo (TT)

En caso que se presente un fenómeno sísmico, se considerará la fuer-- za siguiente.

TT = CP donde:

TT = Inercia aplicada horizontalmente en cualquier dirección en el -- centro de gravedad del peso de la estructura.

P = Peso propio de la estructura.

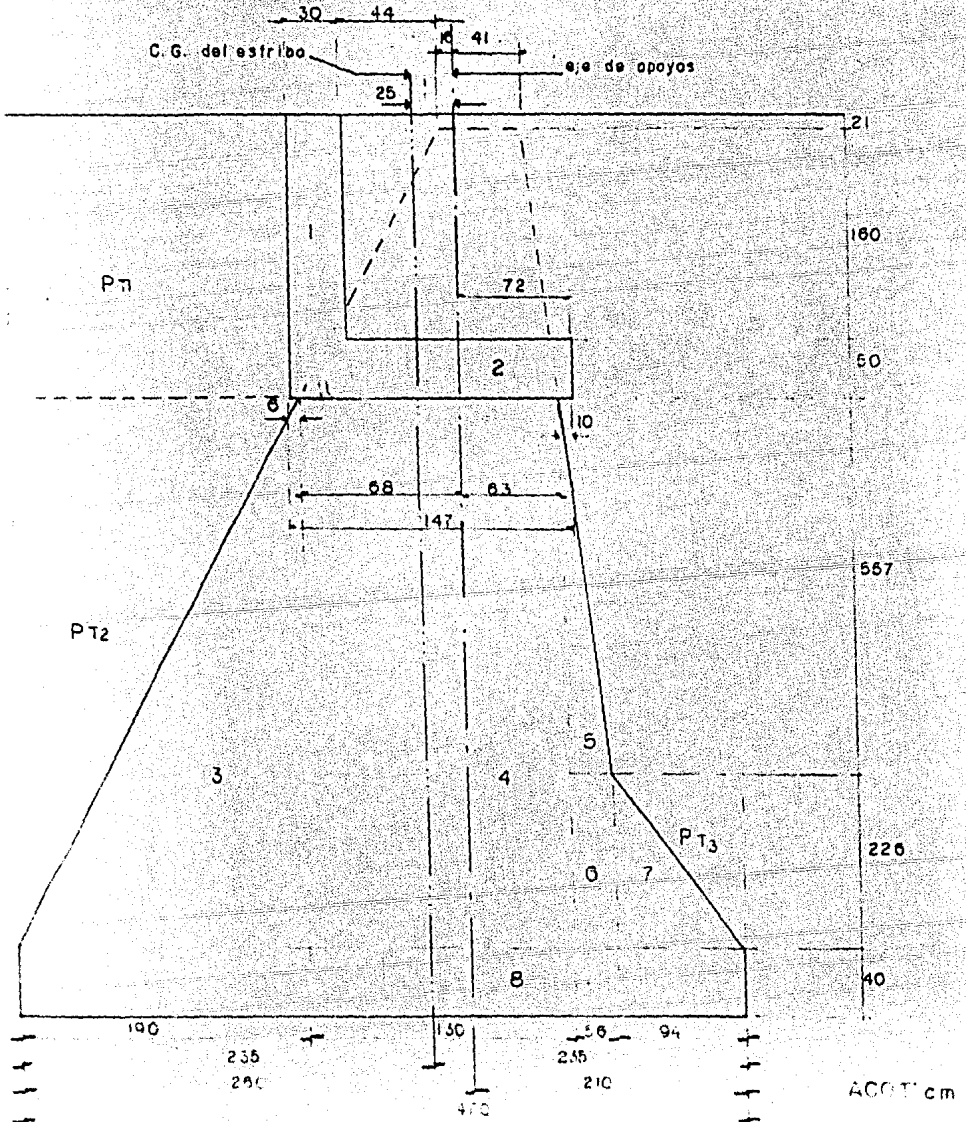
C= 0.02 Coeficiente sísmico para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzos permisibles a la compresión de 3.91 kg/cm² o mayor, por tanto se tiene:

TT= CP= 0.02 x 244.38 = 4.90 tons.

BRAZO = 8.73 m

TT= 4.90 ton/11.50 M = TT= 0.43 ton/m.

3.8-PESO PROPIO DEL ESTRIBO



Area por peso volúmetrico	Ton/M	Braço.
1.- 1.70x0.30x2.4	1.299	- 0.340
2.- 1.46x0.50x2.2	1.752	+ 0.240
3.- 1.90x7.83x0.5x2.2	16.365	- 1.063
4.- 1.30x7.83x2.2	22.394	+ 0.220
5.- 0.56x5.57x0.5x2.2	3.431	+ 1.057
6.- 0.56x2.26x2.2	2.784	+ 1.150
7.- 0.94x2.26x0.5x2.2	2.337	+ 1.743
8.- 4.70x0.40x2.2	4.136	0.00
PT ₁ 1.84x2.29x1.6	6.742	- 1.410
PT ₂ 1.90x7.83x0.5x1.6	14.879	- 1.697
PT ₃ 0.94x2.26x0.5x1.6	1.700	+ 2.057

3.10 Empuje de tierras.

Cuando el tránsito del camino pueda llegar a quedar dentro de una distancia horizontal a la mitad de la altura de la estructura, a partir de la parte superior, la presión se incrementará con una presión debida a una sobrecarga viva de no menos de 6/cm de espesor de tierra.

$$h' = \frac{(7 - h) \cdot 1.20}{7} = 0.61 \text{ m}$$

$$h' = \frac{(7 - 10.42) \cdot 1.20}{7} = 0.58 \text{ por lo tanto}$$

se usará $h' = 0.61 \text{ m}$

Aplicando la fórmula de Rankine, se determinó el valor del empuje de tierras en la sección de desplante ($h=10.42 \text{ m}$)

$$E_1 = \frac{1}{2} K \gamma' h (h + 2h')$$

donde: $K = 0.2866$

$$\gamma' = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \times 0.2866 \times 1.6 \times 10.42 (10.42 + 2 \times 0.61)$$

$$E_1 = 27.8 \text{ ton.}$$

$$\text{Actuando a } \frac{h (h + 3h')}{3 (h + 2h')}$$

$$\text{brazo} = \frac{10.42 (10.42 + 3 \times 0.61)}{3 (10.42 + 2 \times 0.61)} = 3.65 \text{ m}$$

3.11 RESUMEN DE ELEMENTOS PARA EL GRUPO 1.

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{ET} + \text{PC} \quad f = 100\%$$

CARGAS (TON/M)	BRAZO (M)	MOMENTO (TON-M)
CM= 21.25	+ 0.25	+ 5.313
CV= 6.94	+ 0.25	+ 1.735
1 = 1.289	- 0.34	- 0.438
2 = 1.752	+ 0.24	+ 0.421
3 = 16.365	- 1.063	- 17.396
4 = 22.394	+ 0.22	+ 4.927
5 = 3.431	+ 1.057	+ 3.627
6 = 2.784	+ 1.15	+ 3.201
7 = 2.337	+ 1.743	+ 4.073
8 = 4.136	0.00	0.00
PT1= 6.742	- 1.41	- 9.506
PT ² = 14.879	- 1.697	- 25.25
PT ³ = 1.7	+ 2.057	+ 3.497
ET ₁ = 27.8 ton.	+ 3.65	+ 101.47
$\Sigma \text{PV} = 106.00 \text{ ton/m.}$		$\Sigma \text{M} = 75.67 \text{ ton-m.}$

Características Geométricas de la base del Estribo.

$$A = 4.70 \times 1.00 = 4.70 \text{ M}^2.$$

$$Y = 4.70/2 = 2.35 \text{ M}.$$

$$I = \frac{1.00 (4.70)^3}{12} = 8.65 \text{ M}^4.$$

3.12 Revisión de esfuerzos en el desplante para el Grupo I, de cargas (100% de esfuerzos).

Mediante la aplicación de la fórmula de la escuadria tenemos:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y \quad \text{donde:}$$

$P = \sum PU =$ Sumatoria de fuerzas verticales.

$A =$ Area de la base del estribo.

$I =$ Momento de inercia.

$M = \sum M =$ suma de momentos.

$Y =$ Centro de gravedad del estribo.

por tanto:

$$f = \frac{106.00}{4.70} \pm \frac{75.67}{8.65} \quad (2.35)$$

$$f = 22.55 \pm 20.56$$

$$f \text{ máx.} = 22.55 + 20.50 = 43.11 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ máx.} = 4.3 \text{ kg/cm}^2 < 5.00 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f \text{ mín.} = 22.55 - 20.50 = 1.90 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ mín.} = 0.200 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Luego entonces se consideran aceptables los esfuerzos.

3.13. Revisión de esfuerzos en el desplante para la combinación del

Grupo III.

El Grupo III, se compone de la siguiente combinación.

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FR} + \text{F} + 30\% \text{ VE} + \text{VCV} \quad f = 125\%$$

carga (ton/m)	Brazo (m)	Momento (ton-m)
Grupo I= 106.00	-----	75.67
FR= 0.35	+ 8.73	3.056
F= 1.06	+ 8.73	9.254
30% VE= 0.3x0.4	+ 8.73	1.048
VCV= 0.16	+ 8.73	1.397
$\Sigma P = 107.69 \text{ ton/m}$		$\Sigma M = 90.42 \text{ ton-m.}$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$f = \frac{107.69}{4.70} \pm \frac{90.42}{3.65} \quad (2.35)$$

$$f = 22.91 \pm 24.56$$

$$f \text{ máx.} = 47.47 \text{ ton/m}^2 = 4.747 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando el porcentaje de esfuerzos, para el Grupo III, que es de $f = 125\%$.

$$f \text{ máx.} = 4.747/1.25 = 3.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ máx.} = 3.80 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín.} = 22.91 - 24.56 = 1.65 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ mín.} = 1.65 / 1.25 = 0.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín.} = 0.13 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

Por tanto son aceptables los esfuerzos revisados.

3.14 Revisión de esfuerzos en el desplante para el:

Grupo VII.

Grupo VII = CM + PP+PT+ET+TT

Carga ton/m	Brazo (m)	Momento (ton/m)
CM= 21.25	0.25	5.313
PP= 54.49	----	- 1.585
PT= 23.32	----	- 31.259
ET= 27.80	3.65	+ 101.47
TT= 0.43	8.73	+ 3.754
$\Sigma P = 127.29 \text{ ton/m.}$		$\Sigma M = 77.69 \text{ ton-m.}$

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} \quad y$$

$$f = \frac{127.29}{4.70} \pm \frac{77.69}{8.65} \quad (2.35)$$

$$f = 27.08 \pm 21.11$$

$$f \text{ máx.} = 27.08 + 21.11 = 48.19 \text{ ton/m}^2.$$

Aplicando el porcentaje de esfuerzos para el Grupo VII, siendo éste

$$f = 133\%.$$

entonces:

$$f \text{ máx.} = 48.19 / 1.33 = 36.23 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ máx.} = 36.23 \text{ t/m}^2 = 3.623 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ máx.} = 3.623 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

=====

$$f \text{ mín.} = 27.08 - 21.11 = 5.97 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ mín.} = 5.97 / 1.33 = 4.49 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ mín.} = 4.49 \text{ ton/m}^2 = 0.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín.} = 0.45 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

=====

Por tanto son aceptables los esfuerzos.

Resumiendo los esfuerzos se observa que el Grupo I, es el más desfavorable, por lo que la revisión para las secciones de empotre del voladizo o nariz e intermedia, se considerará solamente el Grupo I.

GRUPO	f MINIMO kg/cm ²	f MAXIMO kg/cm ²
I	0.20	4.3
III	0.13	3.8
VII	0.45	3.6

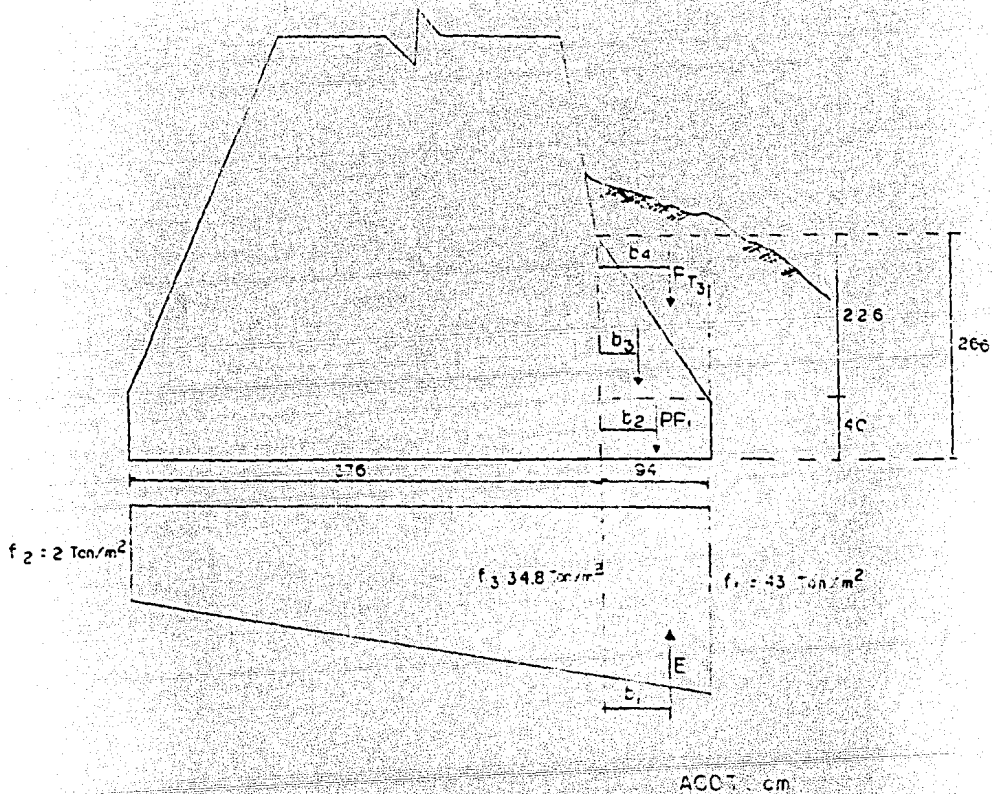
GRUPO I es el que rige

f máx. = 4.3 kg/cm²

f mín. = 0.2 kg/cm²

3.15 Revisión de la sección de empotre del voladizo o nariz.

Tomando en cuenta el resumen de las combinaciones de los tres grupos y viendo que rige el Grupo I, por ser el más desfavorable, de acuerdo a los resultados obtenidos, entonces se procede a la revisión del escalon o nariz.



$$f_3 = 8 + \frac{0.76 \times 41}{4.70} = 24.32.8 = 34.8 \text{ ton/m}^2$$

$$E = \frac{(34.8 + 43) \times 0.14}{2} = 36.5r. \text{ ton}$$

$$b_1 = \frac{(2 \times 376) + 34.8}{43 + 34.8} \times \frac{0.94}{3} = 0.45 \text{ m}$$

$$M_1 = E x b_1$$

$$M_1 = 36.56 \times 0.48 = \underline{\underline{17.55 \text{ ton-m/m.}}}$$

$$PP_1 = 0.94 \times 0.40 \times 2.2 = \underline{\underline{0.83 \text{ ton.}}}$$

$$b_2 = 0.94 / 2 = \underline{\underline{0.47 \text{ M}}}$$

$$M_2 = PP_1 \times b_2$$

$$M_2 = 0.83 \times 0.47 = \underline{\underline{0.39 \text{ ton-m/m.}}}$$

$$PP_2 = 0.94 \times 2.26 \times 0.5 \times 2.2 = \underline{\underline{2.34 \text{ ton.}}}$$

$$b_3 = 0.94 / 3 = \underline{\underline{0.31 \text{ M}}}$$

$$M_3 = PP_2 \times b_3$$

$$M_3 = 2.34 \times 0.31 = \underline{\underline{0.73 \text{ ton-m/m.}}}$$

$$PT_3 = 0.94 \times 2.26 \times 0.5 \times 1.6 = \underline{\underline{1.7 \text{ ton.}}}$$

$$b_4 = 0.94 \times 0.67 = \underline{\underline{0.63 \text{ M}}}$$

$$M_4 = PT_3 \times b_4$$

$$M_4 = 1.7 \times 0.63 = \underline{\underline{1.07 \text{ ton-m/m}}}$$

Elementos mecánicos totales.

$$MT = M_1 - M_2 - M_3 - M_4.$$

$$MT = 17.55 - 0.39 - 0.73 - 1.07 = \underline{\underline{15.36 \text{ ton-m/m}}}$$

$$VT = E - PP_1 - PP_2 - PT_3$$

$$VT = 36.56 - 0.83 - 2.34 - 1.7 = \underline{\underline{31.69 \text{ ton/m.}}}$$

Revisión de esfuerzos (flexión y cortante).

$$Y = \frac{2.66}{2} = 1.33 \text{ M.}$$

$$I = \frac{1.00 \times (2.66)^3}{12} = 1.57 \text{ M}^4.$$

$$f = \frac{M}{I} \times y = \frac{15.36}{1.57} (1.33) = 8.66 \text{ ton/m}^2$$

$$f = 8.66 \text{ ton/m}^2 = 0.866 \text{ kg/cm}^2 < \underline{\underline{1.0 \text{ kg/cm}^2}} \text{ (flexión)}$$

$$V = \frac{P}{A} = \frac{31.69}{1.0 \times 2.66} = 11.91 \text{ ton/m}^2$$

$$V = 11.91 \text{ ton/m}^2 = 1.191 \text{ kg/cm}^2 < \underline{\underline{2 \text{ kg/cm}^2}} \text{ (cortante)}$$

ESFUERZOS ACEPTABLES.

3.16 Revisión por volteo y deslizamiento, momento vertical con respecto al frente del estribo.

$$\text{excentricidad } e = \frac{M_r}{P_v} = \frac{75.67}{106.00} = 0.71 \text{ M}$$

$$\text{Por tanto } e = \frac{4.70}{2} + 0.71 = 3.06 \text{ M.}$$

$$P_v = \text{Carga vertical} = 106.00 \text{ ton/m.}$$

$$\text{Momento de la carga vertical} = P_v \times e$$

$$M \text{ vertical} = 106.00 \times 3.06 = 324.36 \text{ ton-m.}$$

$$P_H = \text{Carga horizontal} = 27.8 \text{ ton/m.}$$

Momento de carga horizontal = PH x e.

$$M \text{ Horizontal} = 2.75 \times 3.65 = 101.47 \text{ ton}'m.$$

a) Volteamiento.

$$\frac{\sum M_v}{\sum M_H} > 2$$

$$\text{Volteamiento} = \frac{324.36}{101.47} = 3.20 > 2$$

Por tanto no se voltea.

b) Deslizamiento.

$$\mu \frac{\sum F_v}{\sum F_H} > 2$$

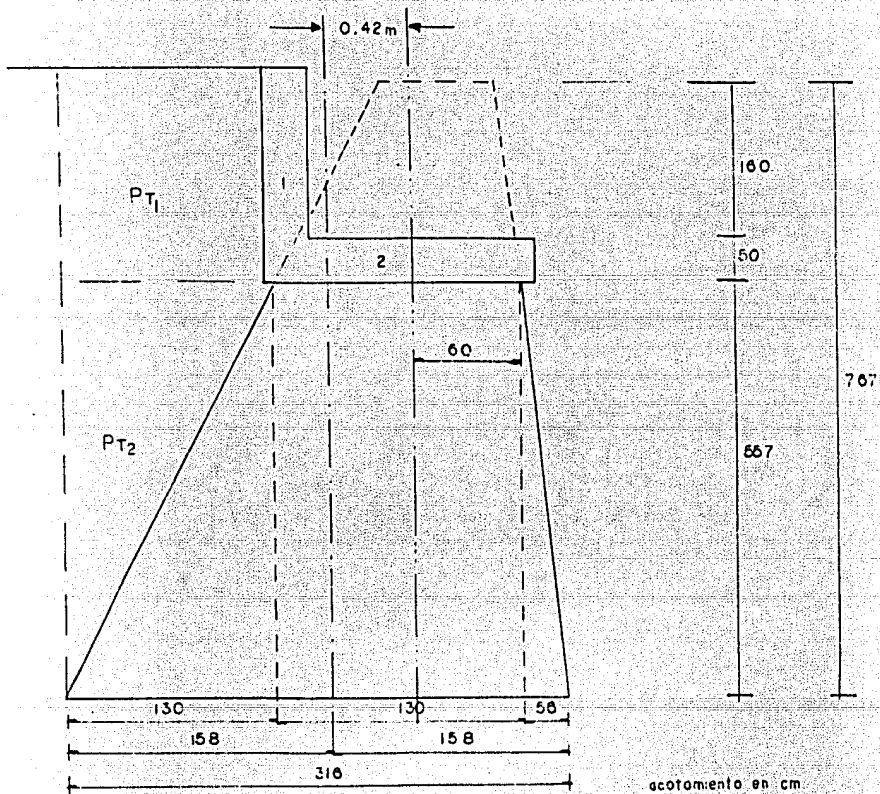
Para una resistencia del suelo en el desplante de 5.0 kg/cm^2 " μ " = 0.7.

$$\text{deslizamiento} = 0.7 \frac{106.00}{27.8} = 2.67 > 2$$

Por tanto no se desliza.

Luego entonces se llega a la conclusión de que no se produce volteamiento ni deslizamiento.

3.17 Revisión de la sección intermedia.



Cargas transmitidas por metro de muro.

a) Carga Muerta

$CM = 21.25 \text{ ton/m}$

$b = + 0.42 \text{ M}$

b) Carga Viva.

$CV = 6.94 \text{ ton/m}$

$b = + 0.42 \text{ M}$

c) Viento en la Superestructura.

$VLS = 0.46 \text{ ton/m.}$

$b = + 6.07 \text{ M}$

d) Viento sobre la carga móvil.

$$VLCV = 0.16 \text{ ton/m.}$$

$$b = + 0.67 \text{ M.}$$

e) Frenaje (FR)

$$FR = 0.35 \text{ ton/m.}$$

$$b = + 6.07 \text{ M.}$$

f) Fricción (F)

$$F_{cm} = 1.06 \text{ ton/m.}$$

$$b = + 6.07 \text{ M.}$$

g) Sismo (TT)

$$TT = 0.43 \text{ ton/m}$$

$$b = + 6.07 \text{ M}$$

h) Peso propio de la sección analizada.

Area x peso vol .	ton/m	Brazo.
1.- 1.79 x 0.30 x 2.4	1.288	- 0.19
2.- 1.46 x 0.50 x 2.4	1.752	+ 0.39
3.- 5.57 x 1.30 x 0.5 x 2.2	7.965	- 0.71
4.- 1.30 x 5.57 x 2.2	15.930	+ 0.37
5.- 5.57 x 0.56 x 0.5 x 2.2	3.431	+ 1.21
PT ₁ .- 2.29 x 1.24 x 1.6	4.543	- 0.96
PT ₂ .- 5.57 x 1.30 x 0.5 x 1.6	5.793	- 1.15

3.18 Empuje de tierra.

Considerando una sobrecarga de 1.22 m, de acuerdo al inciso 3.10 tenemos lo siguiente:

$$ET = \frac{1}{2} \times \gamma h (h+2h)$$

donde $h = 7.76 \text{ m.}$

$$ET = \frac{1}{2} \times 0.2866 \times 1.6 \times 7.76 (7.76+1.22)$$

$$ET = 15.93 \text{ ton.}$$

Actuando a:

$$\text{brazo} = \frac{7.76 (7.76 - 2 \times 0.31)}{3 (7.76 + 2 \times 0.31)} = 2.76 \text{ m}$$

3.19 Resumen de elementos mecánicos.

$$\text{Grupo I} = CM+CV+P_1.P+PT+ET \quad i = 100\%$$

CARGA (TON/M)	BRAZO (M)	MOMENTO (TON-M/M)
CM= 21.25	+ 0.42	+ 8.93
CV= 6.94	+ 0.42	+ 2.91
1 = 1.289	- 0.19	- 0.25
2 = 1.75	+ 0.39	- 0.68
3 = 7.96	- 0.71	- 5.66
4 = 15.93	+ 0.37	+ 5.89
5 = 3.43	+ 1.21	+ 4.15
PT ₁ = 4.54	- 0.96	- 4.36
PI ₂ = 5.79	- 1.15	- 6.66
ET= 15.98	+ 2.76	- 44.10
$\Sigma P = 68.88$		$\Sigma M = -47.7$

Fallas de origen

3.20 Características Geométricas de la Sección Intermedia considerada como la base del estribo.

$$A = 3.16 \times 1.0 = 3.16 \text{ M}^2.$$

$$Y = 3.16/2 = 1.58 \text{ M}.$$

$$I = \frac{(1.0) \times (3.16)^3}{12} = 2.63 \text{ M}^4.$$

3.21 Revisión de esfuerzos.

$$f = \frac{v}{A} \pm \frac{M}{I} Y$$

$$f = \frac{58.88}{3.16} \pm \frac{49.73}{2.63} (1.58)$$

$$f = 21.80 \pm 29.87$$

$$f \text{ máx.} = 21.80 + 29.87 = 51.67 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ máx.} = 51.67 \text{ ton/m}^2 = 5.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ máx.} = 5.16 \text{ kg/cm}^2 < 10.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín.} = 21.80 - 29.87 = -8.07 \text{ ton/m}^2$$

$$f \text{ mín.} = -8.07 \text{ ton/m}^2 = -0.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín.} = -0.87 \text{ kg/cm}^2 < 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

3.22 Revisión por cortante.

$$V = \frac{v}{A} = \frac{58.88}{3.16 \times 1.0} = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$V = 20 \text{ ton/m}^2 \approx 20 \text{ ton/m}^2$$

=====

Se acepta la sección propuesta para el estribo.

$$2.18 \text{ kg/cm}^2 \approx 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto la profundidad de desplante y las dimensiones de los estribos propuestos son aceptables.

ELEVACION DEL PUNTO MAS BAJO SOBRE CONCRETO.

Elevación sobre concreto	-----	1201.41 M.
Elevación de losa	----- -	0.18 M.
Zoclo de la losa	----- -	0.0071 M.
Trabe	----- -	1.35 M.
Zoclo de trabe	----- -	0.05 M.
Apoyo Móvil	----- -	<u>0.073 M.</u>
Elevación de la corona	=	1199.75 M.

CALCULO DE LA ALTURA DE BANCOS.

BANCO No. 1	=	0.00 cm.
BANCO No. 2 = 1.90×0.0348	=	6.61 cm.
BANCO No. 3 = 3.80×0.0348	=	13.22 cm.

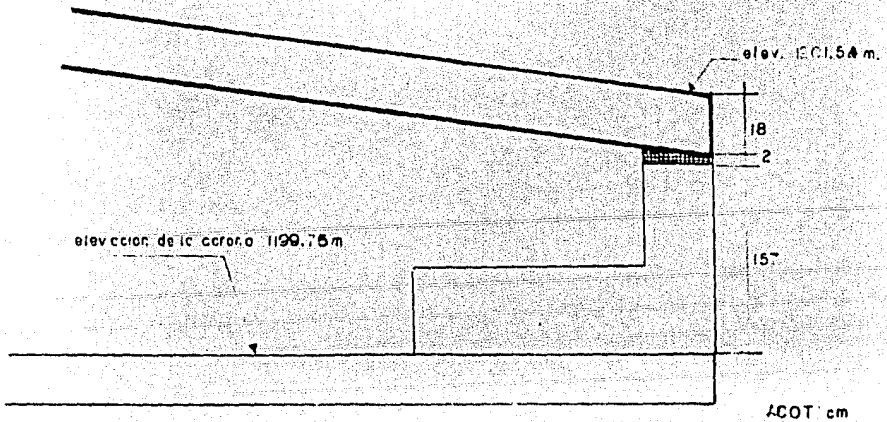
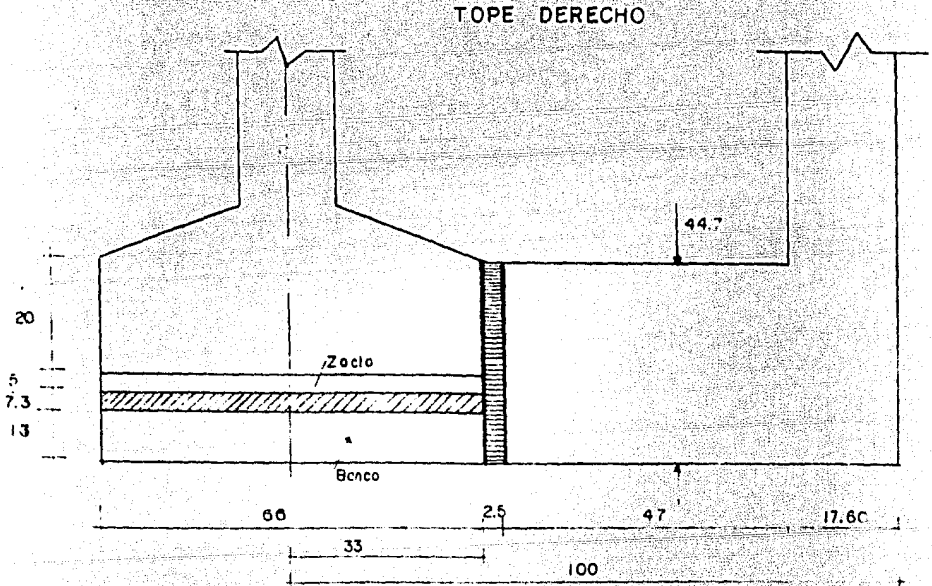
Para el extremo:

Elevación sobre concreto	-----	1201.54 M.
Elevación de la losa	----- -	0.18 M.
Zoclo de la losa	----- -	0.0015 M.
Trabe	----- -	1.35 M.
Zoclo de trabe	----- -	0.05 M.
Apoyo Móvil	----- -	<u>0.073 M.</u>
Elevación de la corona	=	1199.88 M.

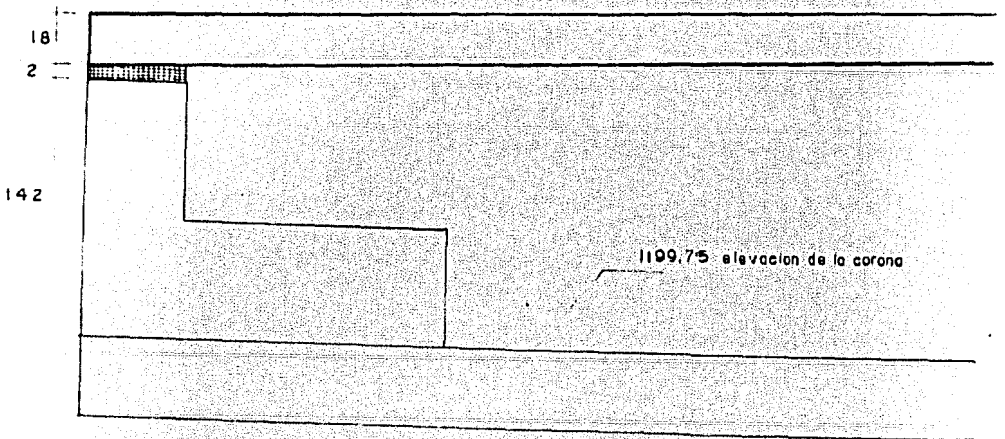
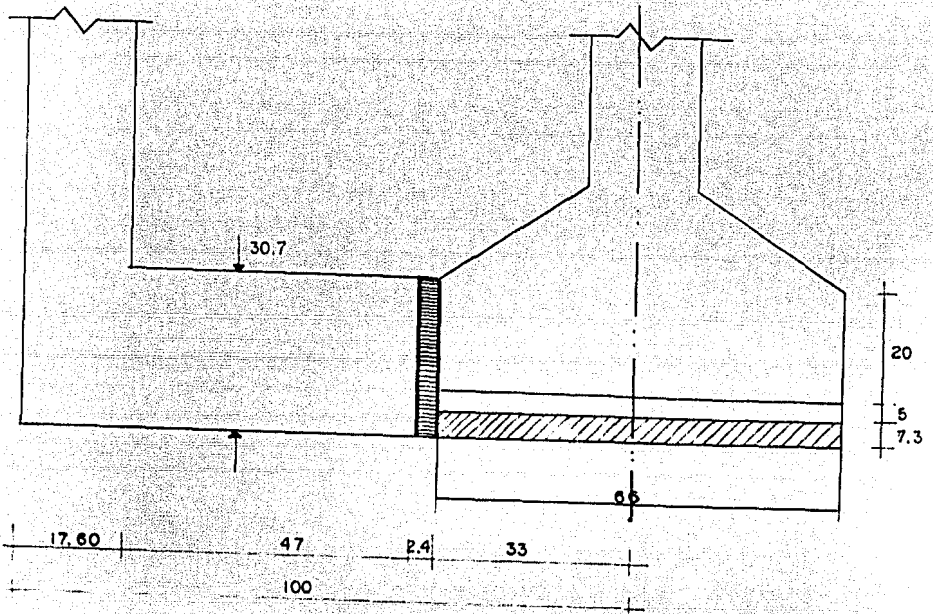
ALTURA DE BANCOS.

- BANCO No. 4 = $1.9 \times 2 \times 0.0065 + 14 = 16.47$ cm.
 BANCO No. 5 = $1.9 \times 0.0065 + 14 = 15.24$ cm.
 BANCO No. 6 = $1199.88 - 1199.75 = 13.0$ cm.

Dimensiones de topes laterales.



TOPE IZQUIERDO.



ACOT: cm.

CAPITULO VI

CAPITULO VI.

PROCEDIMIENTO Y PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

VI.1.- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

En el caso del proyecto de un puente como es el nuestro, los aspectos ó etapas de construcción son variados y diversos, están sujetos a normas generales de construcción, aplicadas a condiciones particulares de disponibilidad, calidad, costo de los materiales y mano de obra, clima, transporte, localización de bancos de materiales para los terraplenes, mampostería y concreto, exigencias respecto al plazo de tiempo en que debe entregar la obra y en ocasiones, factores de orden social y políticos que puedan ser determinantes, por lo cual los métodos de construcción se tratarán de una manera general.

La construcción conveniente deberá hacerse en la época de estiaje, a fin de aprovechar que el cauce está seco, lo que facilitará los trabajos de la obra.

Todos los materiales a utilizarse, antes de recibirse deberán ser revisados para que cumplan con las especificaciones y la calidad requerida.

INSTALACION DEL CAMPAMENTO.

Antes de iniciarse la obra, de acuerdo con las funciones que desarrollarán las diferentes instalaciones, se localizarán en conjunto con la residencia, las

áreas destinadas a campamento, bodegas para almacenaje, laboratorio de control de calidad, talleres y oficinas, así como la delimitación de los bancos de materiales.

El sitio elegido para la instalación de las bodegas para almacenaje, deberá localizarse lo más cercano posible a la obra, el cual deberá estar bien drenado y limpio, los materiales no deberán tener contacto directo con el suelo, el cemento deberá estar bien protegido para evitar posibles hidrataciones.

Se deberán trazar las rutas de acceso y áreas de maniobras, con objeto de evitar interferencias en las zonas de trabajo y así obtener las mejores condiciones de seguridad, para de esa manera obtener el máximo rendimiento de trabajo.

LOCALIZACION Y TRAZO.

Auxiliándose de los estudios topográficos e hidráulicos deberá localizarse el eje de cruce con toda precisión y construirse mojoneras fuera del área de trabajo, convenientemente en las márgenes del río, se hará ésto con el objeto de poder rectificar periódicamente el eje del trazo.

Ayudándose en dichas mojoneras se deberá fijar exactamente la posición de los estribos.

SUB- ESTRUCTURA.

EXCAVACIONES.- Se podrá hacerse manualmente, con equipo o en combinación de ambos, según convenga a la Residencia y al Contratista.

Las excavaciones serán las mínimas posibles, de modo tal que dando el talud adecuado para evitar derrumbes se tenga en el nivel de desplante el espacio suficiente para alojar a la cimentación y permitir el trabajo del personal.

Los materiales producto de las excavaciones, serán depositados a la menor distancia posible para que se eviten sobre acarrees, para que posteriormente se utilicen en los rellenos y terraplenes.

MAMPOSTERIA.- El nivel del desplante de los estribos deberá hacerse a la elevación indicada en los planos respectivos, en el manto de granito fracturado color café que admite un esfuerzo normal de trabajo a la compresión de 5.0 kg/cm^2 .

El cuerpo de los estribos se construirán de mampostería de 3a. clase con mortero cemento-arena en una proporción de 1:5 hecho en el sitio. Las piedras deberán tener un peso promedio de 30 kg estar sanas no intemperizadas, limpias y no tener forma de caja ni de cantos redondos.

En caso de que la altura del estribo deba ser diferente hasta en 30 cm, de la del proyecto, dicha diferencia se absorberá modificando el peralte de la zapata.

ta del estribo. Si dicha altura difiere en más de 30 cms., por cumplir con los requisitos de desplante del proyecto, se solicitará un nuevo proyecto del estribo.

El Ingeniero Residente hará los ajustes necesarios para que el coronamiento del terreno de cada alero, de los estribos quede 1.0 M. dentro del terreno natural, procurando que la apariencia del conjunto sea satisfactorio. Para evitar las presiones hidráulicas de las terracerías de acceso en los respaldos de los estribos, se colocarán drenes. La colocación de los drenes será lo más bajo que sea posible, construyéndose, en caso necesario, drenes siegos en su desembocadura.

Rellenos.— Se harán con el producto aprovechable de las excavaciones, recorriéndose en caso necesario al banco de préstamo que apruebe el laboratorio.

El relleno de las excavaciones y el terrapién del estribo se harán por capas horizontales, que no excedan de 30 cms. de espesor y compactadas como mínimo al 90% de su peso volumétrico óptimo. Se dejarán pasar por lo menos cinco días, entre la construcción de una parte del estribo y la iniciación del relleno o terrapién. En los respaldos de los estribos, entre la mampostería y el relleno, se colocará un dren formado por una capa de 25 cm. de espesor de grava gruesa, a medida que avance la construcción del relleno o terrapién.

CORONA Y DIAFRAGMAS.- Se empleará concreto de $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, con revenimiento de 5 a 10 cm, y tamaño máximo de agregados gruesos de 4.0 cm. (1 1/2 --- pulg), empleando vibrador al colarlo. Deberá tenerse cuidado en la limpieza de varillas, con el objeto de evitar que tengan óxido, antes de depositar el concreto. Primeramente se colocará la corona hasta su enrase y posteriormente el diafragma.

Deberán revisarse con extremo cuidado las elevaciones indicadas en los planos correspondientes, con objeto de que los apoyos queden a su nivel.

La cimbra de los diafrámas se retirará a los 4 días, como mínimo de efectuado el colado.

La construcción de los terraplenes de acceso sobre el nivel de las coronas, se podrá iniciar a los 14 días del colado de los diafrámas, si se usa cemento tipo III ó a los 28 días, si se usa cemento tipo I.

APOYOS DE NEOPRENO.- El neopreno que se utilizará, deberá ser aceptado por la Secretaría, además de cumplir con las especificaciones ASTM D-2240, y tendrá dureza SHORE 60. Los apoyos estarán constituidos por placas de neopreno y placas de acero interpuestas. El conjunto deberá ser vulcanizado en planta bajo un estricto control de calidad.

CIMBRADO Y DECIMBRADO.- Un aspecto constructivo muy importante, lo constituye la obra falsa, que consta de los elementos destinados a soportar el peso de la superestructura, antes de que sea capaz de trabajar por sí sola, es decir, mientras se lleva a cabo el proceso de fraguado del concreto.

La obra falsa deberá diseñarse para resistir cargas permanentes, cargas de trabajos, efectos del vibrado, etc. Deberá tenerse especial cuidado en la fijación de las formas, para evitar deformaciones de las mismas. Las posibles aberturas que se presenten en la obra falsa, deberán sellarse correctamente, para evitar la pérdida del concreto. La madera que estará en contacto con el concreto se impregnará previamente con aceite, para evitar que absorba agua del concreto, durante el fraguado. Con lo anterior, se logrará un buen decimbrado y una mejor conservación de la madera, podrá también usarse cimbra metálica según convenga.

La cimbra se diseñará para quitarla fácilmente sin martillar o palanquear sobre el concreto y de tal manera que permita al concreto tomar su carga gradualmente. En la maniobra del decimbrado, se pondrá especial cuidado en que no se produzcan deformaciones excesivas, ni daños, ni fracturas en el concreto.

La obra falsa se podrá remover a los 14 días del colado, cuando se use cemento tipo I ó a los 7 días cuando se use cemento tipo III.

SUPERESTRUCTURA.

TRABES.- Las traves presforzadas pretensadas se elaborarán en planta, se empleará concreto de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ con revenimiento de 5 cm. y tamaño máximo de los agregados de 2.5 cms. (1 pulg), y cemento Portland tipo I. Los elementos de acero para el presfuerzo de las traves, estarán constituidas por cables - de torones de 1.27 cms. de diámetro, formadas con alambre de alta resistencia, con límite elástico de $19,000 \text{ kg/cm}^2$.

Por ser requisito del proyecto ahogar el acero en el concreto, el acero - no deberá estar galvanizado y consecuentemente será necesario que se proteja contra la oxidación o contra agentes externos, hasta el momento de utilizarlo.

El Contratista deberá exigir del fabricante, para entregarlas a la Secretaría, muestras de cada lote, con longitudes adecuadas del material de presfuerzo que se pretenda emplear, así como las pruebas de resistencia del concreto y los valores obtenidos experimentalmente de las pérdidas de presfuerzo, a fin de compararlos con los valores de diseño.

El presfuerzo total de la trabe, deberá hacerse en una sola etapa.

El colado de cada trabe se hará con el alma en posición vertical y en una sola operación. El vibrado podrá ser interior o exteriormente o combinación de ambas según convenga.

Los estribos deberán mantenerse firmemente en su posición, mediante escantillonos de acero, no se permitirá el uso de madera para éste objeto.

Si para el montaje se planea transportar una trabe sobre de otra, deberá comprobarse que los esfuerzos que se originarían en la trabe de apoyo, de acuerdo con las características del transporte, son admisibles. Las trabes deberán transportarse invariablemente con el alma en posición vertical, apoyadas exclusivamente en la zona de sus extremos, sin acuñar y sin apoyos intermedios; los cables o tirantes que se utilicen para izar a las trabes, deberán conectarse únicamente a los extremos de las trabes, en los ganchos de izado.

Durante el montaje de las trabes y durante el colado de la losa y de los diafrágmata, deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar el pandeo.

LOSA Y DIAFRAGMA.- Se empleará concreto $f'c=250$ kg/cm², con revestimiento de 5 cm. a 10 cm. y tamaño máximo de los agregados de 2.5 (1 pulg), con cemento tipo I ó tipo III, se vibrará al colocarlo.

En caso de que el Contratista requiera usar aditivos para el concreto, -- deberá justificarse oportunamente la calidad y dosificación de éstos productos, presentando al Residente pruebas satisfactorias de su empleo, con los agregados y el cemento que se vaya a emplear.

El acero de refuerzo se habilitará con el tiempo suficiente, para que en cuanto haya posibilidad, sea colocado, se usará acero corrugado con límite e-

lástico de 4200 kg/cm². Deberá estar exento de oxidación, polvo o de cualquier cosa que impida la adecuada adherencia con el concreto. Se fijarán en su posición por medio de silletas. El colado se hará en una sola operación entre las juntas de construcción. En la losa, deberá colarse partiendo del centro del tramo, hacia los extremos.

El colado de las guarniciones, podrá iniciarse 24 horas después del colado de la losa.

El concreto que se use en la obra, deberá ser fabricado en el lugar y con revolvedoras. Deberán tenerse dos revolvedoras para garantizar la continuidad del trabajo en los colados; se tomarán las medidas necesarias para evitar la segregación del concreto. El agua deberá estar limpia y exenta de aceite, grasas, materia orgánica, exceso de sales ó cualquier otra materia perjudicial, los agregados deberán estar libres de materia orgánica. No se permitirá modificación alguna. En las cantidades de agua, cemento o agregados, una vez que el concreto haya salido de la revolvedora.

Al estar colado, el espesor de la losa se verificará por medio de escantillones o varillas que se irán retirando conforme se avance.

A la superficie de la losa, se deberá dar un acabado semicorrugado; ésto con el objeto de obtener una mejor adherencia del asfalto.

Después del fraguado del concreto, se procederá al curado, por medio de membranas impermeables o cubrirse con capas de arena o mantas o costales húmedos, que deberán seguirse, manteniendo húmedos durante una semana.

El decimbrado se podrá realizar cuando el concreto haya alcanzado una resistencia de 175 kg/cm^2 , pero no antes de que el último colado cumpla 7 días.

El puente podrá abrirse al tránsito cuando la resistencia del último colado sea por lo menos de 225 kg/cm^2 , siempre y cuando la resistencia en las etapas anteriores haya resultado satisfactorio.

En cualquier caso, las pruebas de cilindros para cumplir los requisitos de resistencia del proyecto, serán las que se efectúen a los 28 días de edad.

PARAPETOS.- En las guarniciones se usará concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, vibrado al colocarlo, con revenimiento de 8 cms. El acero de refuerzo de la guarnición se anclará en la superestructura.

El colado podrá iniciarse 24 horas después de haberse colado la losa. --- Los moldes para el colado serán de madera de triplay de una sola pieza.

Antes del colado de la guarnición, deberá dejarse anclado el refuerzo del parapeto de acuerdo con el plano correspondiente. Las placas base de las pilas tras se fijarán en la guarnición por medio de anclas de varillas del número 4, para posteriormente soldar en el campo las pilastras metálicas.

Las portes metálicas del parapeto serán cubiertas con pintura anticorrosiva.

TERRAPLENES DE ACCESO.

El cuerpo del terraplen deberá compactarse como mínimo al 90%, la subrasante se compactará al 95%, de sus pesos volúmetricos óptimo respectivos determinados por la prueba proctor.

Los terraplenes de acceso se construirán hasta el nivel de la subrasante, los taludes deberán protegerse con la especie vegetal propia de la región.

En la construcción de los postes y de la guarnición se usará concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Los postes serán precolados, los moldes usados. Para las guarniciones podrán retirarse a las 24 horas de efectuado el colado.

Las defensas serán de acero galvanizado calibre # 12.

En la construcción de los lavaderos se harán las excavaciones necesarias en los terraplenes ya compactados. Se deberán colar en una sola operación y serán de concreto simple. Deberá tenerse especial cuidado de que la guarnición llegue a tope, con la orilla del lavadero, sellando la junta con mortero o sellador, con el fin de evitar filtraciones.

La base y el pavimento se construirán en la forma prevista en el proyecto.

teniendo cuidado de evitar daños a las guarniciones y defensas ya coladas.

ASFALTO.- Antes de poner el asfalto, se limpiará perfectamente la superficie de la losa, la mezcla asfáltica, se colocará en caliente y se compactará inmediatamente con compactador vibratorio, se podrá poner a los 10 días del último colado.

LIMPIEZA.- La obra terminada deberá quedar libre de escombros y desperdicios, para entregarla en condiciones de ser puesta en servicio.








V1.2.- PROGRAMA DE CONSTRUCCION.

Para tener un buen desarrollo de la obra, deberá elaborarse un programa de construcción, que una vez aprobado, se deberá seguir lo más aproximado posible.

Para la realización del programa de construcción, deberá tenerse en cuenta el rendimiento del personal, como de equipo que se piense utilizar. Por economía, la realización de éste programa deberá estar comprendido dentro de la época de estiaje, se recomienda de mayo a noviembre, ya que el tirante de agua es mínimo, en éste caso nulo.

Durante la obra del puente, se llevará un registro de los avances reales de los trabajos, con el objeto de poder comparar con el programa o el diagrama de barras y así determinar los atrasos o adelantos en la realización de la obra.

PROGRAMA DE OBRA:

ACTIVIDAD	M E S E S									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PRELIMINARES										
EXCAVACIONES										
SUBESTRUCTURA										
SUPERESTRUCTURA										
TERRAPLENES										
PARAPETO										
LIMPIEZA										

CAPITULO VII

CAPITULO VII.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El aspecto económico en el desarrollo de las actividades que intervienen -- una sociedad tiene una importancia evidente, debido a la situación que prevalece actualmente en el mundo.

Los puentes facilitan la comunicación y su solución de proyecto y diseño, debe cumplir con el propósito de significarse como una obra útil y estética, pero primordialmente segura.

Dentro de la Ingeniería Civil no existirán soluciones únicas, sino soluciones razonables que cumplan con los diferentes parámetros por satisfacer, pensando siempre en permanecer dentro de los límites Economía-Seguridad, términos de gran validez utilizados dentro de ésta actividad.

En el caso de los puentes, se puede afirmar sin lugar a dudas, que el éxito de los mismos depende fundamentalmente de la elección de tipo que se tenga.

Es de gran importancia contar con una completa y confiable información de campo. No es fácil elegir el tipo óptimo de puente, puesto que no hay normas ni reglas para ello, dado que cada caso es diferente de los demás.

En base a los estudios de campo, que comprende el informe general, así como las alternativas estimadas relativas al proyecto, la construcción del anteproyecto No. 3, resultó ser la más factible y recomendable, en virtud de ser una solu-

ción económica, segura, estética y de factibilidad constructiva.

Esta elección se determinó a partir del análisis comparativo de los anteproyectos estudiados, las ventajas que determinaron la elección del tipo adecuado de puente se comentarán a continuación.

Los anteproyectos en cuanto a costo, fueron casi similares, siendo los anteproyectos No. 1 y No. 3, los de más bajo costo comparativo, por lo que para tomar una decisión se consideró el procedimiento constructivo de cada alternativa (No. 1 y No. 3), éste es superestructura de concreto reforzado contra superestructura de concreto presforzado.

El concreto reforzado es preferible al presforzado cuando no existen problemas en cuanto al tiempo de ejecución de la obra, cuando no se tiene cerca plantas de precolado y es difícil adquirir equipo especializado, se prefiere el concreto reforzado en los casos donde las condiciones topográficas son accesibles de alojar la obra falsa que implica la cimbra.

Las ventajas del concreto presforzado con respecto a su utilidad, seguridad y economía son las siguientes:

En cuanto a - utilidad, el concreto presforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y para aquellos que soportan cargas pesadas, esto es posible debido a las resistencias más elevadas de los materiales, puesto que se emplea acero de alta resistencia y concreto de alta resistencia, para - sopor-

tar los grandes esfuerzos de compresión, que se producen en la transferencia al soltar los cables de acero y bajo las cargas de operación, también por el estado de esfuerzos en el concreto presforzado, se aprovecha al máximo la sección de -- concreto y consecuentemente la resistencia de los cables de presfuerzo, se aprovecharán íntegramente.

Una ventaja más en los elementos de presfuerzo es su esbeltes y por ello se presta a diseños estéticos.

En cuanto a seguridad, no se puede afirmar que un tipo de estructura sea -- más seguro que otra, esto dependerá más de su diseño y construcción, pero es de notarse que en el concreto presforzado se requiere más cuidado en su diseño y construcción y su control de calidad debe ser mejor en sus materiales, la resistencia a la corrosión es mayor que en el concreto reforzado, debido a la ausencia de grietas.

En lo que respecta a Economía, el peso reducido de los elementos ayuda a -- economizar las secciones, la menor carga muerta repercute en el ahorro de materiales de otras porciones de la estructura. Otro factor que influye en la Economía de una obra de concreto presforzado es el ahorro de tiempo, ya que se puede construir al mismo tiempo la superestructura que es precolada e iniciar al mismo tiempo la construcción de la subestructura.

En lo que se refiere a la subestructura de acuerdo al funcionamiento hidráulico del cauce, la aparición de la subestructura invadiendo el cauce va a produ-

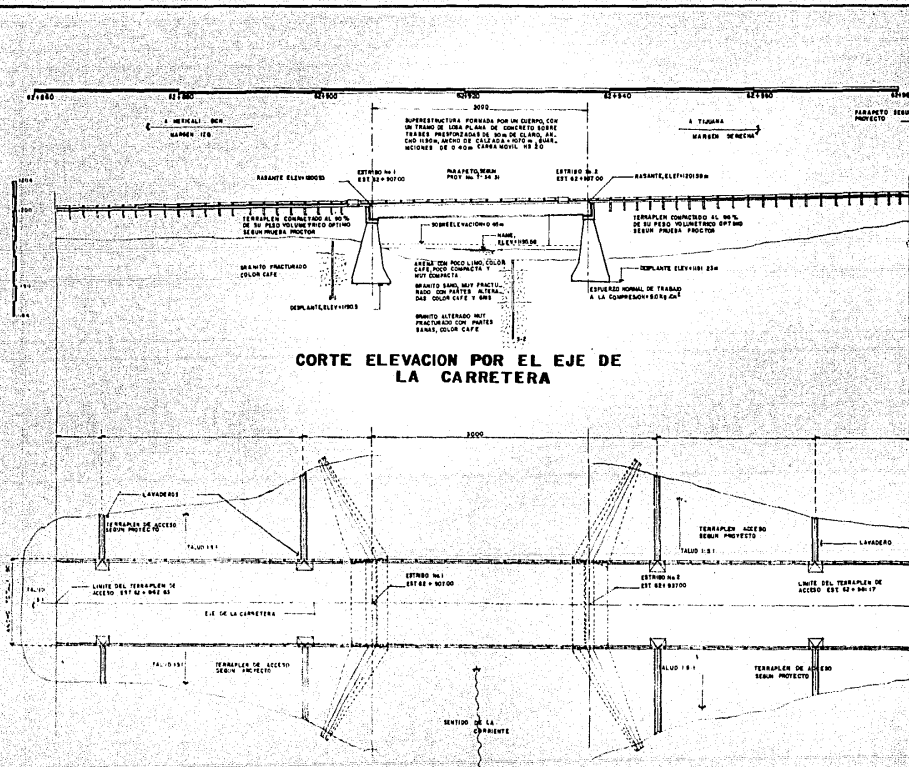
cir una obstrucción, la cual trae en consecuencia una sobreelevación en el flujo cuya importancia es evidente debido al incremento de velocidad, que trae consigo el problema de socavación, aspecto básico en el estudio de puentes.

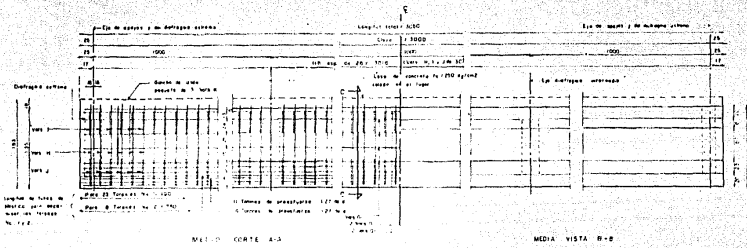
En el anteproyecto No. 1 y No. 2, se tiene una obstrucción importante en el centro del flujo del cauce.

Por todo lo anterior comentado, se concluyó que la alternativa conveniente para el proyecto definitivo del puente para cruzar el "Arroyo" "La Gloria II", fué el propuesto para el anteproyecto No. 3.

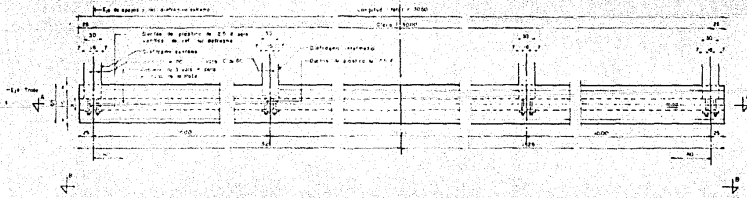
Respecto a las recomendaciones sobre el procedimiento constructivo proporcionados en el capítulo VI, éstos se deberán seguir hasta donde sea posible y a juicio del Residente, se harán las modificaciones convenientes, teniendo en cuenta todas y cada una de las facetas de la construcción, ya que éstas son determinantes en el costo de la obra y de que existan o no demoras en el trabajo por desarrollar.

Los puentes juegan un papel determinante en la construcción de las vías terrestres, sin ellos sencillamente las carreteras, los caminos y las vías férreas serían trazos fraccionados. Los puentes facilitan la comunicación, son una expresión universal de civilización y cultura.

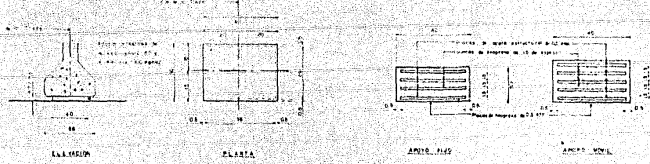




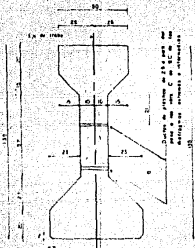
CORTE LONGITUDINAL TRÁBES



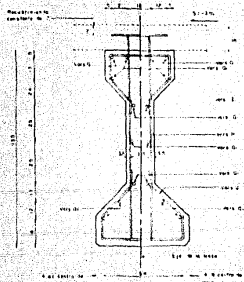
PLANTA - TRÁBES



DETALLES DE APOYOS

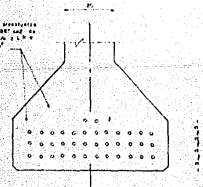


DIMENSIONES
CORTE C-C ESC 1/10



REFUERZO
CORTE C-C ESC 1/10

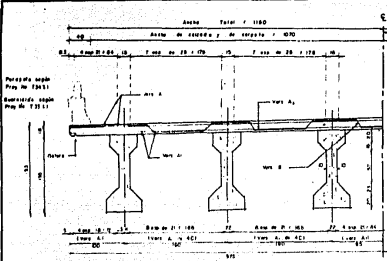
LISTA DE VARILLAS					
Var.	Dim.	Long.	C r e s t i a	n	Peso (Kg)
1	10	120	100%		2042
2	10	20	100%		1232
3	10	700	100%		188
4	10	700	137%		140
5	10	700	100%		70
6	10	300	100%		90



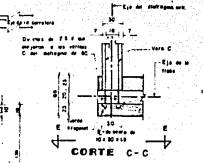
DETALLE DEL PRESFUERZO

NOTA: Los tendones se colocaron en forma de abanico, en la longitud indicada en el plano longitudinal de los miembros. Los tendones se colocaron en forma de abanico en el corte vertical para tener un espacio de 100 mm entre los tendones en el corte vertical.

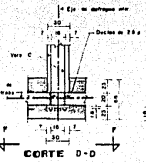
U. N. A. M.	
E.N.F.	ARAGON
TESIS PROFESIONAL	
PUENTE "LA GLORIA II"	SUPERESTRUCTURA TRÁBES Pág. No. 2



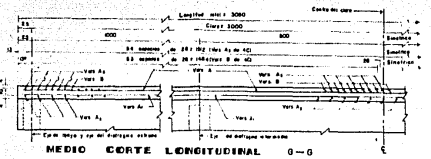
MEDIO CORTE TRANSVERSAL



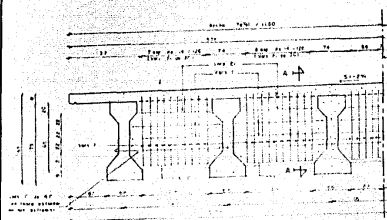
CORTE C-C



CORTE D-D



MEDIO CORTE LONGITUDINAL C-C

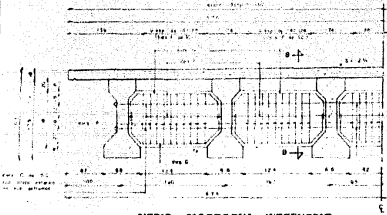


MEDIO DIAFRAGMA EXTREMO

VISTA F-F

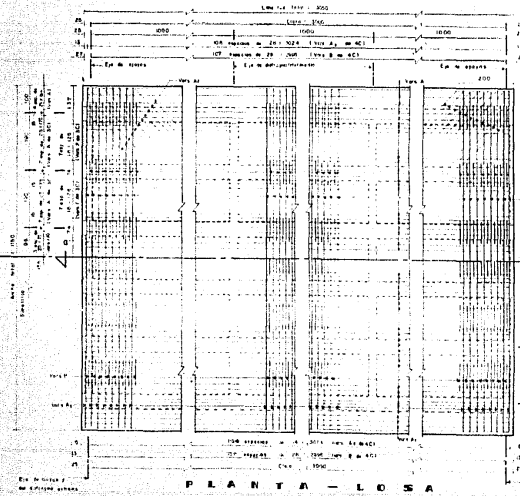
VISTA E-E

CORTE A-A



MEDIO DIAFRAGMA INTERMEDIO

CORTE B-B



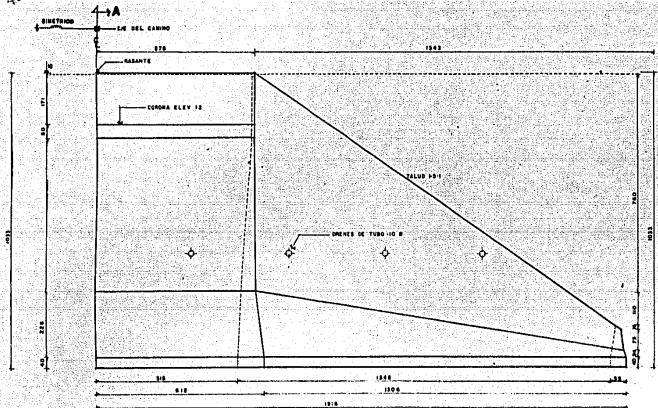
PLANTA - LOSA

LISTA DE VARILLAS				
Letra	Varilla	Longitud	Cantidad	Peso
A	1C	3000	1	35.70
B	1C	3000	1	35.70
C	1C	3000	1	35.70
D	1C	3000	1	35.70
E	1C	3000	1	35.70
F	1C	3000	1	35.70
G	1C	3000	1	35.70
H	1C	3000	1	35.70
I	1C	3000	1	35.70
J	1C	3000	1	35.70
K	1C	3000	1	35.70
L	1C	3000	1	35.70
M	1C	3000	1	35.70
N	1C	3000	1	35.70
O	1C	3000	1	35.70
P	1C	3000	1	35.70
Q	1C	3000	1	35.70
R	1C	3000	1	35.70
S	1C	3000	1	35.70
T	1C	3000	1	35.70
U	1C	3000	1	35.70
V	1C	3000	1	35.70
W	1C	3000	1	35.70
X	1C	3000	1	35.70
Y	1C	3000	1	35.70
Z	1C	3000	1	35.70

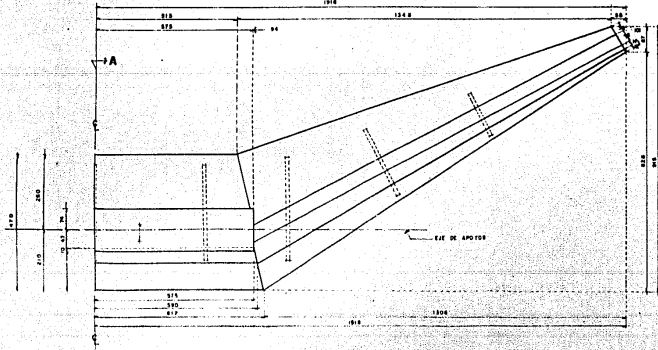
U. N. A. M.
E.N.E.R. ARADON

TESIS PROFESIONAL

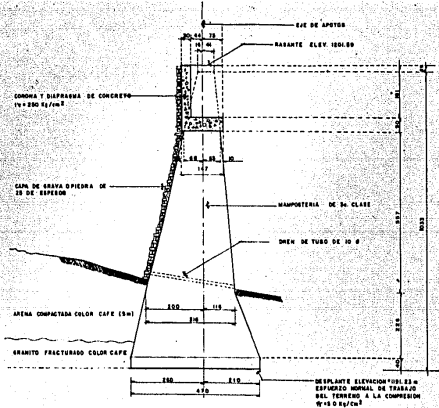
PUENTE "LA BLOVA II"	SUPERESTRUCTURA LOSA - DIAFRAGMAS Piso No. 2
-------------------------	--



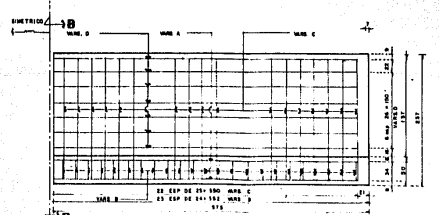
MEDIA ELEVACION



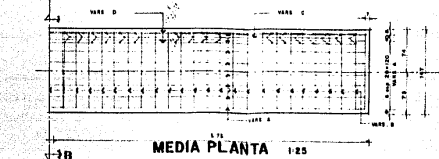
MEDIA PLANTA 1:50



CORTE A-A 1:50



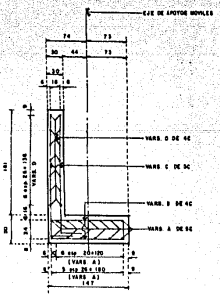
MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA 1:25

MATERIALES					
LISTAS DE VARIACIONES					
ITEM	CANT.	UNID.	DESCRIPCION	ESTIM.	PROYECT.
A	8C	16	1140	1140	1140
B	4C	48	380	380	380
C	3C	90	271	271	271
D	4C	14	1220	1220	1220

ACERO DE REFUERZO DE LE B 4000 8y/6x8	872 kg
CONCRETO F=230 kg/cm ²	295 m ³
MAMPATERIA DE 14 CON MONTERO CEMENTO 1:3	1333 m ³
ENCAMICACIONES PROMEDIO	2500 m ²



CORTE B-B

UNAM	
ENEP AR/SUN	
TESIS PROFESIONAL	
PUENTE	ESTRIBOS No 1 y 2
"LA GLORIA II"	PLANO No 4

BIBLIOGRAFIA.

- **Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado.**
Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
Dirección de Puentes.
- **Proyecto y Diseño de Puentes.**
Ing. Vicente Guerrero y Gamma.
- **Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado.**
T.Y. Lin.
- **Proyecto Tipo de Elementos Presforzados.**
S.C.T. Dirección de Puentes.
- **Introducción al Concreto Presforzado.**
A.H. Allen.
- **Diseño de Vigas de Concreto Presforzado.**
Dan E. Branson.
- **La Construcción de Puentes en México.**
Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
- **Especificaciones para Proyecto de Puentes de Acero, de Concreto Reforzado y Presforzado para caminos. Edición 1973, de las Especificaciones ---**
A.A.S.H.T.O.
- **Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros.**
S.C.T. Dirección General de Servicios Técnicos.
- **Normas Francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas (S.E.T.R.A.)**