

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON
INGENIERIA**

sist. 29553



**PROYECTO DE UN PASO INFERIOR
"OAXTEPEC I"**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A :

LEONARDO URIARTE PARRA

MEXICO, D. F.

1985



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
OAXTEPEC

LEONARDO URIARTE PARRA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 29 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CARLOS KING REVELO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " PROYECTO DE UN PASO INFERIOR ' OAXTEPEC I ' ", 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, Edo. de Méx., abril 5 de 1984
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

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

A LA U . N . A . M .

EN ESPECIAL A LA E.N.E.P. ARAGON.

A MIS MAESTROS.

A MIS AMIGOS.

GRACIAS.

Al asesor:

Dedico este tema de tesis al Sr. Ingeniero Carlos King Revelo, con profundo agradecimiento, por darme la oportunidad de iniciarme en el amplio y complejo campo de la ingeniería de puentes, tema por demás interesante.

Hombre admirable de grán calidad humana ...

Sr. Ingeniero, una vez más, gracias...

Al profr. Antonio Mansilla Perez.

Por contribuir a la realización de mis estudios, ya que sin su ayuda no hubiese sido posible concluir mi carrera profesional.

A mi esposa Meche:

Compañera abnegada en éste instante de mi vida perenne, será mi amor y agradecimiento; por renunciar a sí mismo para entregarme todo aquello que a través del tiempo me ha formado como hombre y como profesionalista.

A mi hija Norita:

A quien he de envolver con mi amor, constituyente de mi esperanza, mi fe, mi vida entera, en espera de que supere lo hasta aquí hecho; es y será siempre fuente de inspiración, con un afán de dejarle un patrimonio cultural que revierta más tarde en la sociedad.

A mi querido padre:

Sr. Isabel Uriarte Mendez.

Con todo mi cariño y agradecimiento por sus innumerables esfuerzos que hicieron posible mi anhelo, mismo que brindo como homenaje a su ejemplo de constante luchador y de gran padre.

A mi Mamá:

Sra. Amelia Parra de Uriarte.

La mujer más hermosa del mundo, símbolo de amor, cariño y dedicación; - ya que en mis horas de desesperación y amargura, siempre enjugó mis lágrimas con su sonrisa y comprensión; enseñándome en la profundidad de su amor, la lucha interminable del progreso y del estudio. Con toda mi gratitud a quien debo todo lo que soy; gran ejemplo de mujer que siempre llevaré en mi espíritu.

A mis hermanos:

Martín, Miguel, Silvia, Arturo
y Alfredo.

Por brindarme cariño, apoyo y
confianza; porque nuestro pasa-
do y presente nos mantengan u-
nidos por siempre.

Al profr. Hector Galán Gómez y
profr. Miguel Angel Sosa Larios:

Por sus valiosos consejos que me
ayudaron a seguir adelante y con-
tinuar por el camino del éxito,
hasta alcanzar lo ahora conse -
guido.

Solamente gracias:

A quienes contribuyeron tan ge-
nerosamente y de una forma desin-
teresada, a la realización de és-
ta labor.

I N D I C E

	INTRODUCCION.....	1
CAPITULO I	JUSTIFICACION DEL PASO INFERIOR.....	4
CAPITULO II	DATOS PARA EL PROYECTO.....	7
	II.1 Croquis de localización.....	7
	II.2 Estudio de mecánica de suelos....	9
	II.3 Columna estratigráfica.....	10
CAPITULO III	ELECCION DE TIPO.....	12
	III.1 Anteproyecto N ^o 1.....	12
	III.2 Anteproyecto N ^o 2.....	21
	III.2.1 Alternativa N ^o 1.....	22
	III.2.2 Alternativa N ^o 2.....	24
	III.3 Cuadro comparativo de costos....	30
CAPITULO IV	PROYECTO DEFINITIVO.....	35
	Geometría.....	38
	IV.1. Superestructura.....	48
	IV.1.1. Propiedades geométricas y mecánicas de la sección simple.....	50
	IV.1.2. Propiedades geométricas y mecánicas de la sección compuesta.....	52
	IV.1.3. Carga muerta.....	55
	IV.1.4. Carga movil.....	57
	IV.1.5. Acero de preesfuerzo.....	65
	IV.1.6. Diseño por flexión.....	67
	IV.1.7. Longitud de transferencia.....	74

IV.1.8. Diseño por esfuerzo constante en el apoyo.....	77
IV.1.9. Revisión de esfuerzos a un cuarto del claro.....	80
IV.1.10. Diseño por esfuerzo constante a un cuarto del claro.....	83
IV.1.11. Flecha.....	86
IV.2. Cálculo de la losa.....	88
IV.3. Cálculo de apoyos.....	95
IV.4. Cálculo de estribos.....	110

B I B L I O G R A F I A .

PROYECTO DE UN PASO INFERIOR

" O A X T E P E C I "

PASO INFERIOR _____ "OAXTEPEC I"

CARRETERA. _____ XOCHIMILCO-OAXTEPEC.

TRAMO. _____ XOCHIMILCO-OAXTEPEC.

ESTACION. _____ 72 + 389.36

ORIGEN. _____ XOCHIMILCO, D.F.

ESTADO. _____ MORELOS.

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

1

En todas las épocas los caminos han significado para toda la humanidad un símbolo de desarrollo y civilización, ya que todo pueblo culto siempre está bien comunicado; por ejemplo, la historia nos dice que la gran primera potencia que fue Roma, contaba con una brillante red de caminos para poder sostener su gran imperio; en esa época se decía que todos los caminos llevaban a Roma.

En nuestra época, en nuestro País, nuestras carreteras se complican. Las exigencias de nuevos medios de transporte imponen a nuestras vías de comunicación y la rapidez con que intentamos desplazarnos por las mismas hacen impracticables las soluciones viales que se han venido utilizando hace no demasiados años.

Por cuanto antecede que la complejidad de los problemas que plantea el proyecto y construcción de puentes, pasos a desnivel (superiores e inferiores), para carreteras y vías urbanas sea un tema digno de estudio. Pero no es precisamente esta grandiosidad la que he querido resaltar sino la del ingenio humano, demostrando a todo lo largo de la evolución de los puentes, desde los tiempos en que un simple tronco tendido sobre la vía de agua ya permitía acercar los lugares y la comunicación entre los hombres, hasta la época actual, en que a través de modernos procedimientos se lanzan los puentes hasta cubrir su longitud total para salvar grandes claros; lo mismo sucede con los pasos a desnivel que nos ayudan a salvar obstáculos como cruces con carreteras importantes, vías de ferrocarril, etc.

Hay un aspecto mucho muy interesante en lo que se refiere a puentes y pasos a desnivel, la elección del tipo adecuado. Es este punto "la piedra angular de la economía de los puentes"; ningún refinamiento de cálculo puede conducir, ni remotamente, a obtener la economía que puede y debe lograrse, eligiendo bien el tipo de estructura para cada caso particular. Hace falta como auxiliar fundamental para resolver este problema, un gran acopio de datos sobre cantidades de material necesario para diferentes tipos de superestructuras y de subestructuras. La habilidad del ingeniero como proyectista puede a veces suplir esta carencia de datos, formulando anteproyectos que permitan estimar con cierta aproximación las cantidades de material para un puente de un tipo dado. Todavía más: es indispensable conocer los costos reales unitarios para los materiales y los conceptos de trabajo en diferentes tipos de estructura.

Se puede decir, sin temor a equivocarse, que la economía en la construcción de un puente depende más de éste punto que de cualquiera otro. De hecho la elección de tipo es indudablemente el aspecto más importante y más difícil en toda la ingeniería de puentes. A pesar de ello, por extraño que parezca, aunque se han escrito muchas obras sobre los métodos de proyecto y construcción de puentes, prácticamente no se han publicado datos útiles relativos a esta fase importantísima del problema.

El resultado de esto ha sido que los estudiantes de ingeniería, al intentar aprender los muchos principios difíciles relativos al proyecto de puentes, han perdido totalmente

3
la visión de conjunto y no han dado importancia a este aspecto en cuestión. Y en muchos casos, no se han dado cuenta siquiera de que existe un verdadero problema a este respecto.

También el ingeniero profesante, sobre todo cuando ha trabajado sólo incidentalmente en el proyecto y construcción de puentes, suele no apreciar debidamente la importancia de la elección de tipo, dando esto por resultado que cientos de miles de pesos se han malgastado en puentes de tipo inadecuado, que arrojan costos iniciales injustificados o gastos de mantenimiento innecesarios.

I

JUSTIFICACION DEL PASO INFERIOR .

En todo camino existe la necesidad de permitir el cruzamiento de personas, de animales y de los diferentes medios de transporte. El proyecto y la ubicación de los pasos requiere de un estudio que considere las características particulares de cada caso con el objeto de definir el tipo de obra conveniente a fin de controlar el cruzamiento de manera que se obtengan condiciones de seguridad tanto para el usuario del camino como para el que cruza, evitándose con esto los cruzamientos anárquicos. Dentro del tipo de pasos que se suelen considerar para estos fines están los pasos para peatones, ganado, maquinaria agrícola, vehículos y ferrocarriles los cuales pueden ser a nivel o a desnivel.

Pasos a desnivel.

Paso a desnivel es el cruzamiento a diferente elevación de un camino y otra vía terrestre. El cruzamiento a diferente elevación tiene por objeto permitir el tránsito simultaneo lo cual se logra por medio de estructuras.

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

- a) Pasos superiores, son aquellos en que el camino pasa arriba de otra vía de comunicación terrestre.
- b) Pasos inferiores, son aquellos en que el camino pasa abajo de otra vía de comunicación terrestre.

Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior porque los conductores advierten facilmente la presencia de la estructura; ésta hace más evidente el camino del nivel superior y previene con anticipación la existencia de una intersección.

Un paso inferior puede ser más ventajoso en donde el camino principal puede construirse apegándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente. Cuando los anchos de los caminos son muy distintos, el menor volumen de terracerías que requiere el paso inferior hace que éste proyecto sea el más económico. El camino secundario generalmente se construye con especificaciones más bajas que las de un camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menores, lo cual resulta en economía de terracerías y de pavimento.

Frecuentemente la elección de un paso inferior en un sitio particular, está determinada no por las condiciones del lugar sino proyecto del camino considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel del piso cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de las calles adyacentes, son buenos ejemplos de aquellos casos en que la decisión acerca de la localización de cada estructura está subordinada al proyecto general.

En nuestro País la Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través de la Dirección General de Carreteras Federales incrementa día con día, nuestra red nacional de carreteras, y que a su vez la Dirección General de Puentes e Ingeniería Experimental se encarga de hacer los proyectos de los puentes, pasos superiores, inferiores, etc., en donde se requiera salvar un obstáculo; puesto que gracias a los caminos la nación adquiere una mayor unificación, pues al construirse un nuevo camino las poblaciones apartadas se incorporan al resto del País experimentándose en los habitantes de las po-

blaciones apartadas un cambio de magnitud insospechada.

Los pueblos y rancherías aislados, con un nivel de vida raquítico ya que el comercio es primitivo y local, adquieren nuevas perspectivas al poder exportar sus mercancías devueltas en su región por el exceso de producción y escaso consumo; que en otros centros de población serán bien recibidas y pagadas a buen precio. El camino viene a enriquecer a los pueblos beneficiados trayéndoles infinidad de productos modernos que antes no estaban al alcance de sus habitantes.

En la mente del morador del pueblo beneficiado se operará un cambio importante, ya no se conformará con solo desempeñar los trabajos clásicos del lugar donde nació, en muchos de ellos nacerá el deseo de superación, el continuo roce social lo llevará a pensar en otros lugares donde verá desempeñar otra clase de ocupaciones y tendrá el deseo de imitarlos. Uno de los beneficios más importantes que aporta un camino en el orden económico, es que a partir de él se abrirán nuevas rutas al comercio y turismo; creando una nueva fuente de trabajo.

Con la construcción del paso inferior se dará mayor fluidez a la circulación de vehículos, evitándose también accidentes por irresponsabilidad de conductores por querer ganar el paso a otros; lo cual significa un gran ahorro económico, que al paso del tiempo sí es justificable el proyecto del paso inferior, además de que la zona de Morelos es muy rica en lo que se refiere a comercio y turismo lo cual obliga a que exista una fluidez aceptable en dicha carretera.

I I

DATOS PARA EL PROYECTO.

Para obtener los datos para el proyecto se tubieron que realizar estudios de campo, los cuales constituyen una de las fases de la ingeniería de puentes de más importancia, ya que sirven de base al proyecto. Necesariamente los estudios de campo deben ser hechos con todo cuidado y buen criterio. Un proyecto acertado en sí, tanto técnica como económicamente, es aquel que está basado en datos de campo correctos y completos.

Los estudios de campo, destinados a recabar los datos necesarios para hacer el proyecto, comprenden trabajos de naturaleza diferente, como a continuación se indican con relación al caso presente:

TIPO DE OBRA.	"PASO INFERIOR OAXTEPEC I"
CARRETERA.	MEXICO - CUAUTLA.
TRAMO.	XOCHIMILCO - OAXTEPEC.
ESTACION.	Km. 72+389.36
ORIGEN.	XOCHIMILCO, D.F.

CROQUIS DE LOCALIZACION.

El paso inferior está localizado en la intersección de los caminos siguientes:

Xochimilco - Oaxtepec.	Km. 72 + 389.36
Xochimilco - Yautepéc	Km. 11 + 919.00

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

a) Exploración y muestreo.

Con el fin de determinar las características mecánicas del suelo en la zona del cruce, se efectuó un sondeo de exploración para efectuar la prueba de penetración estandar.

b) Geología y estratigrafía.

La zona del cruce está constituida principalmente por arcilla con fragmentos de roca, basalto vesicular color gris, - muy fracturado, con capas y fracturas rellenas de limo arenoso.

En base a las condiciones topográficas y estratigráficas del sitio se indican las siguientes recomendaciones:

1) Los taludes permanentes de la excavación para alojar el camino principal, podrán hacerse del orden de 1:1.

2) Es conveniente emplear cimentación superficial por medio de zapatas corridas.

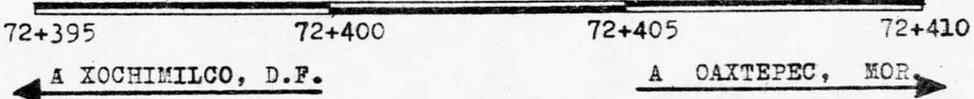
3) Para zapatas colocadas en los taludes, el desplante deberá hacerse directamente en la roca basáltica (1.0m bajo el nivel del terreno natural), debiéndose dejar una distancia horizontal de una vez el ancho de la zapata, como mínimo, medida entre el paramento exterior de la zapata y el talud.

4) Capacidad de carga admisible, para zapatas en taludes $q_a = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$.

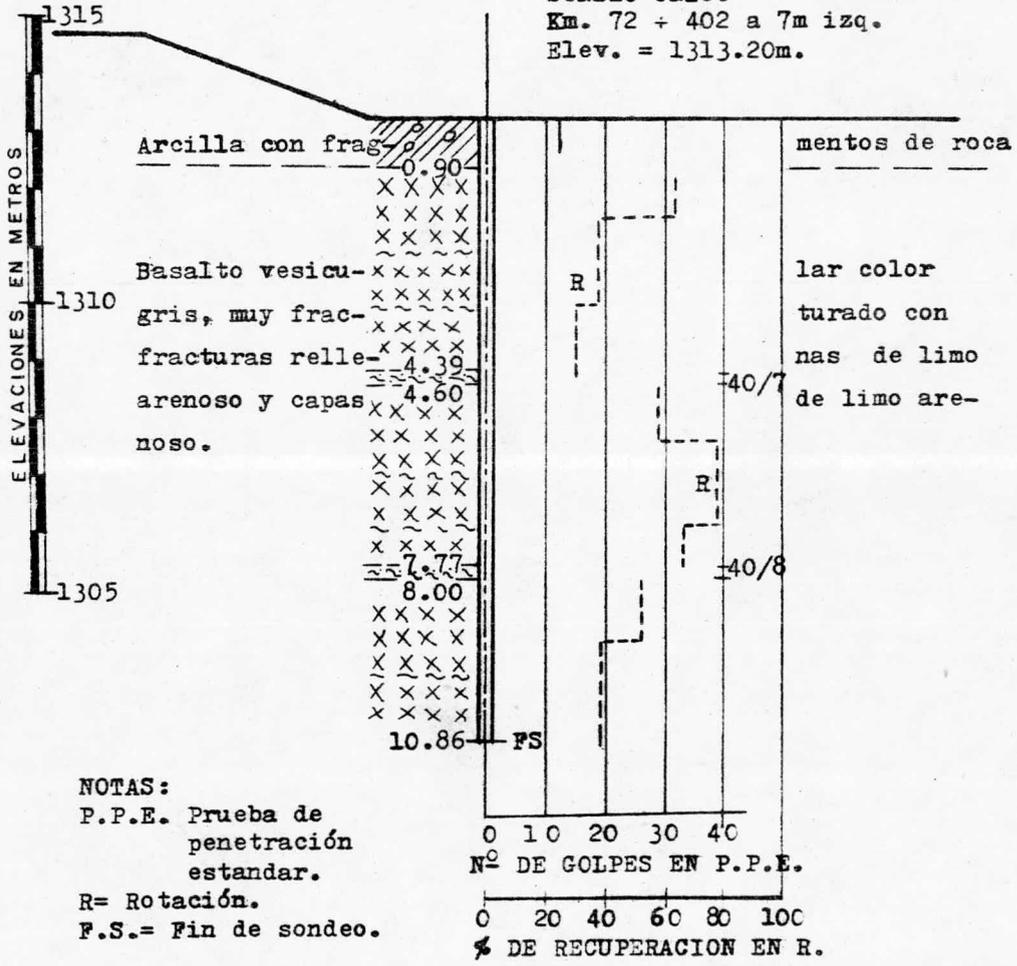
5) Zapatas colocadas 0.80m bajo el nivel de rasante - (desplantadas en la roca basáltica), la capacidad de carga admisible para efecto de proyecto será de $q_a = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

A continuación se presenta la columna estratigráfica obtenida con un sondeo de la prueba de penetración estandar, en el Km. 72 + 402 , 7 metros a la izquierda con la elevación siguiente: 1313.20 metros.

COLUMNA ESTRATIGRAFICA.



SONDEO UNICO
 Km. 72 + 402 a 7m izq.
 Elev. = 1313.20m.



III ELECCION DE TIPO

En esta etapa de estudios para efectuar los diferentes anteproyectos del paso inferior, se recurrió a los estudios de campo, especificaciones para proyecto de puentes y proyectos tipo de elementos de concreto reforzado, con el objeto de determinar las características y dimensiones del mismo.

Durante éstos estudios el ingeniero proyectista deberá emplear su buen sentido, su amplio criterio, su vasta pericia y enorme interés por el anteproyecto, con el fin de encontrar soluciones satisfactorias tanto técnicas como económicas. Asimismo se tomarán en cuenta otras condiciones tales como: funcionalidad, durabilidad, estética, etc.

A N T E P R O Y E C T O S .

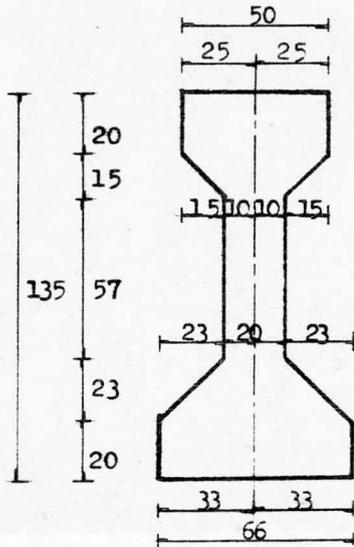
El estudio se realizó sobre dos anteproyectos con distintos claros y superestructuras; de los cuales un anteproyecto tiene dos alternativas de diferentes superestructuras, con el objeto de elegir el más adecuado con las soluciones y condiciones mencionadas con anterioridad.

III.1.- ANTEPROYECTO Nº 1

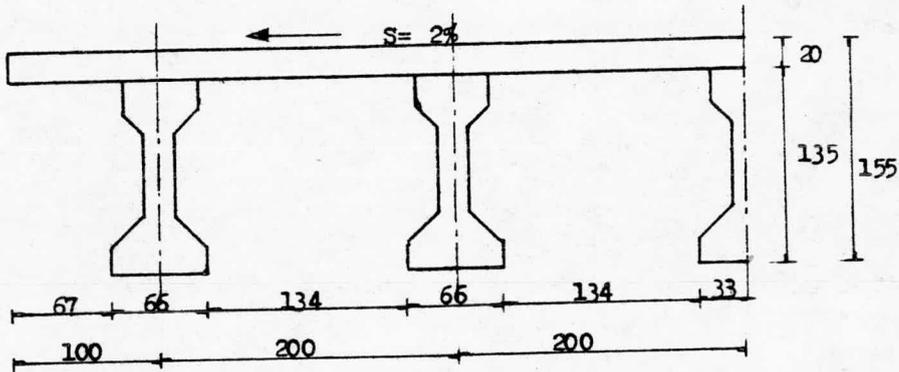
SUPERESTRUCTURA. Formada por un tramo de losa sobre trabes precoladas pretensadas, con un claro de 28m.

SUBESTRUCTURA. Formada por dos estribos de mampostería de tercera clase, con mortero de cemento 1:5.

De los proyectos tipo de elementos de concreto preesforzado tomaremos como auxiliar el N^o T-46.28.1., obteniendose las siguientes cubicaciones de materiales.



TRABE PRECOLADA
PRETENSADA.



SUPERESTRUCTURA
MEDIA SECCION TRANSVERSAL.

MATERIALES.

Losa y diafragmas:

Acero de refuerzo $LE \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$ _____	6269	Kg.
Varillas "C" con rosca en sus extremos $LE \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$. _____	227	Kg.
Acero estructural A-36 (placas, tuercas y rondanas) _____	87	Kg.
Concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ _____	60	m^3

Trabes pretensadas:

Acero de preesfuerzo, torones de 1.27 ϕ de $LR \geq 19000 \text{ Kg/cm}^2$ _____	3533	Kg.
Acero de refuerzo de $LE \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$ _____	3337	Kg.
Torones de acero de 1.27 ϕ de $LR \geq 19000 \text{ Kg/cm}^2$ para izado. _____	75	Kg.
Concreto de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ _____	71	m^3

Cubicación de diafragmas:

$$V = (1.15 \times 1.34 + 0.57 \times 0.23 \times 2 + 0.08 \times 0.35 \times 2 + 0.15 \times 0.15 + 0.23 \times 0.23) \times 0.3$$

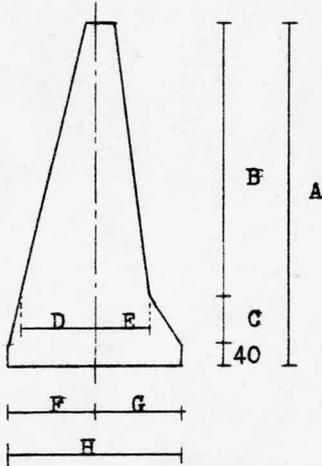
$$V = (1.541 + 0.2622 + 0.056 + 0.0225 + 0.0529) \times 0.3$$

$$V = 1.9346 \times 0.3 = 0.58038 \text{ m}^3$$

$$V \text{ total.} = 0.58038 \times 8$$

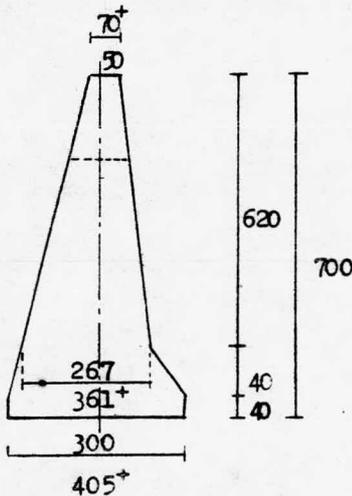
$$V \text{ total.} = 4.64 \text{ m}^3 \text{ (diafragmas)}$$

Para determinar las dimensiones de la subestructura, nos auxiliaremos del P.T. N^o T-42.l.l. Tipo II.



$$\begin{aligned} A &= 700 \\ B &= 620 \\ C &= 40 \\ D &= 165 \\ E &= 102 \\ F &= 175 \\ G &= 125 \\ H &= 300 \end{aligned}$$

+ Esviaje $42^{\circ} 17'$



$$A = 4.05 \times 0.40 + \left(\frac{4.05 + 3.61}{2} \right) 0.4$$

$$+ \left(\frac{3.61 + 0.7}{2} \right) 6.20$$

$$A = 1.62 + 1.53 + 13.36$$

$$A = 16.51 \text{ m}^2 \text{ (estribo)}$$

$$L = 25.0 \text{ m}$$

$$Z = 5.75 \text{ m}$$

$$V = A(L + Z)$$

$$V = 16.51(25 + 5.75)$$

$$V = 510 \text{ m}^3$$

Descontaremos el volúmen que ocupan las coronas.

$$A = \left(\frac{1.58 + 0.70}{2} \right) 1.85 = 2.11 \text{ m}^2$$

$$V = 2.11 \times 13.52 = 28.5 \text{ m}^3$$

Volúmen total de mampostería.

$$V = 510 - 28.5 = 482 \text{ m}^3$$

$$V = 482 \times 2 \text{ estribos}$$

$$V \text{ total.} = 964 \text{ m}^3$$

Excavaciones.

Conforme a las recomendaciones de mecánica de suelos el talud es 1:1 .

$$\text{Area inferior} = 97 \text{ m}^2$$

$$\text{Area superior} = 260 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura promedio} = 4.0 \text{ m}$$

$$\text{Volúmen excavado} = \frac{H}{3} (A_s + A_i + \sqrt{A_s \times A_i})$$

$$V_{\text{exc.}} = \frac{4}{3} (260 + 97 + \sqrt{260 \times 97}) = 690 \text{ m}^3$$

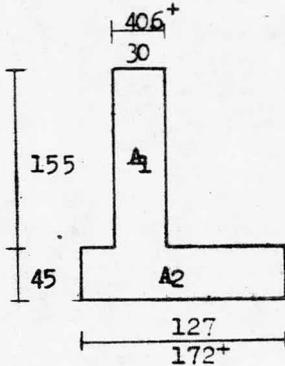
$$V \text{ exc.} = 690 \times 2 \text{ estribos.}$$

$$V \text{ total exc.} = 1380 \text{ m}^3$$

Coronas.

Las adaptaremos de acuerdo con el peralte de la superestructura.

Coronas.



$$A_1 = 1.55 \times 0.406 = 0.63 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.45 \times 1.72 = 0.77 \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.40 \text{ m}^2$$

$$V = 1.4 \times 13.5 = 18.90 \text{ m}^3$$

$$V = 18.9 \times 2 \text{ coronas} =$$

$$V = 37.80 \text{ m}^3$$

Volúmen de coronas + diafragmas.

$$V_t = 37.80 + 4.64 = 42.44 \text{ m}^3$$

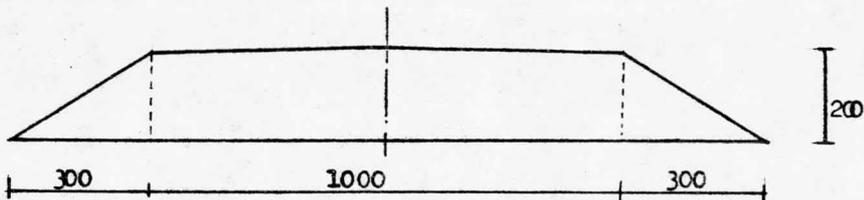
Consideraremos que para el acero de refuerzo en las mismas, sera suficiente 80 Kg/cm^2

$$A_s = 42.44 \times 80 = 3395 \text{ Kg.}$$

$$A_s = 3395 \text{ Kg.}$$

Accesos.

Se considerará 40 m. de cada lado, con una altura de 2 m. y con talud 1.5:1 (Nota.- será igual para los dos anteproyectos).



Accesos.

$$V = (10.0 \times 2.0 + 3.0 \times 2.0)80$$

$$V = 2080 \text{ m}^3$$

Postes en accesos; se pondran a cada 1.80m

$$\text{Postes} = 88 \text{ piezas.}$$

$$\text{Guarnición} = 160\text{m.}$$

Concreto en postes y guarniciones.

$$\text{Postes} = 88 \times 0.06 = 5.28\text{m}^3$$

$$\text{Guarnición} = 160 \times 0.10 = 16 \text{ m}^3$$

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

$$\text{Postes} = 88 \times 18 = 1584 \text{ Kg.}$$

$$\text{Guarnición} = 160 \times 13 = 2080 \text{ Kg.}$$

Defensa de lámina galvanizada.

$$160 \text{ m.} \times 12 = 1920 \text{ Kg.}$$

Parapeto, según el P.T. N^o T-34.2.1.

56 metros.

Guarnición, según el P.T. N^o T-33.1.1.

$$\text{Concreto.} = 56 \times 0.08 = 4.5 \text{ m}^3$$

$$\text{Acero} = 56 \times 18 = 1008 \text{ Kg.}$$

M A T E R I A L E S

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	IMPORTE
<u>SUPERESTRUCTURA.</u>				
<u>Trabes precoladas</u> (28.0m)				
Concreto $f_c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$ Losa y diafragmas	59.9	m^3	22400	1342000
Concreto $f_c=350\text{Kg}/\text{cm}^2$ Trabes preesforzadas	70.9	m^3	33 100	2 347 000
Acero de preesfuerzo, de $LE \geq 19000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	3608	Kg	600	2 165 000
Acero de refuerzo, de $LE \geq 4000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	9606	Kg	130	1 249 000
COSTO SUPERESTRUCTURA +				7 103 000
PARAPETO.				372 000
COSTO TOTAL SUPER.				7 475 000
<u>SUBESTRUCTURA</u>				
Concreto $f_c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$ Corona y diafragmas.	42	m^3	22 400	941 000
Acero de refuerzo de $LE \geq 4000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	3395	Kg	130	442 000
Mampostería de ter- cera clase.	964	m^3	6 400	6 170 000
Excavaciones estribos	1380	m^3	1 000	1 380 000
COSTO SUBESTRUCTURA				8 933 000

C O N C E P T O	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
<u>PARAPETO</u>				
Parapeto N ^o T-34.2.1.	56	m 1	2 500	140 000
Concreto f _c =250Kg/cm ²	4.5	m ³	22 400	101 000
Acero de refuerzo de LE ≥ 4000 Kg/cm ²	1008	Kg	130	131 000
COSTO PARAPETO				372 000
<u>A C C E S O S</u> (L _t = 80 m.)				
Terraplenes	2080	m ³	600	1 248 000
Concreto f _c =250Kg/cm ²				
Postes	5.28	m ³	48 600	257 000
Guarniciones	16	m ³	19 700	315 000
Acero de refuerzo de LE ≥ 4000 Kg/cm ²	3664	Kg	130	476 000
Defensa de lámina galvanizada.	160	m 1	7 300	1 168 000
COSTO ACCESOS				3 464 000
COSTO SUPER + PARAPETO = 7 475 000				
COSTO SUBESTRUCTURA = 8 933 000				
COSTO ACCESOS = 3 464 000				
COSTO TOTAL ANTEPROYECTO N ^o I = 19 872 000				
COSTO TOTAL APROX. = \$ 20 000 000				
NOTA.- Precios de mayo de 1984.				

III.2 ANTEPROYECTO N° 2

Este anteproyecto consta de dos alternativas con diferentes superestructuras, como a continuación se indica:

SUPERESTRUCTURA. Primera alternativa. Formada por losa aligerada de concreto reforzado con tubos de cartón comprimido, con un claro de 20 metros.

SUPERESTRUCTURA. Segunda alternativa. Formada por losa de concreto reforzado sobre trabes precoladas pretensadas, con el mismo claro.

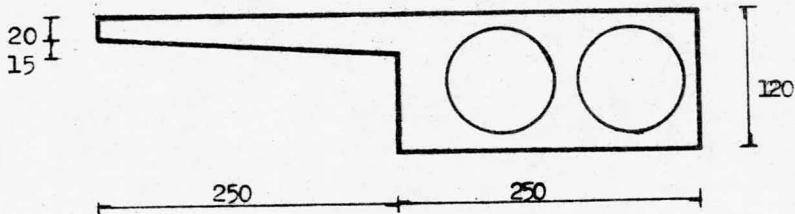
SUBESTRUCTURA. Formada por dos estribos con aleros de mampostería de tercera clase, con mortero de cemento 5:1 .

DATOS DEL ANTEPROYECTO

a) Carga movil. _____	HS - 20
b) Esviajamiento. _____	42° 17' izq.
c) Ancho de calzada. _____	9.20 m.
d) Ancho de guarnición. _____	0.40 m.
e) Ancho total del P.I. _____	10.00 m.
f) Claro. _____	20.00 m.

PRIMERA ALTERNATIVA.

Nos auxiliaremos de los proyectos tipo de elementos de concreto reforzado, N^o T-38.18.1. (losa plana aligerada).



$$A_1 = \frac{(0.35 + 0.20) 2.5}{2} = 0.6875 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.5 \times 1.2 = 3.0 \text{ m}^2$$

$$A_3 = \pi (0.46)^2 \times 2 = 1.108 \text{ m}^2$$

$$\text{Area total.} = (0.6875 + 3.0 - 1.108) \times 2$$

$$A_t = 5.16 \text{ m}^2$$

$$L = 20\text{m} + 0.25 \text{ de cada lado} = 20.5 \text{ m}$$

$$\text{Volumen} = 5.16 \times 20.5 = 105.78 \text{ m}^3$$

$$\text{Tubos de cartón comprimido} = 20 - 1.5 \text{ de c/lado.}$$

$$L = 17 \text{ mts.}$$

$$L_t = 17 \times 4 \text{ tubos} = 68\text{m.}$$

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

Considerémos que 140 Kg/m^3 es suficiente.

$$A_s = 105.78 \times 140$$

$$A_s = 14809 \text{ Kg.}$$

Parapeto N^o T - 34.2.1.

Concreto:

Remates de parapeto. 4 x 0.11 = 0.44 m³Pilastras. 18 x 0.02 = 0.36 m³Vigas. 40 x 0.04 = 1.60 m³

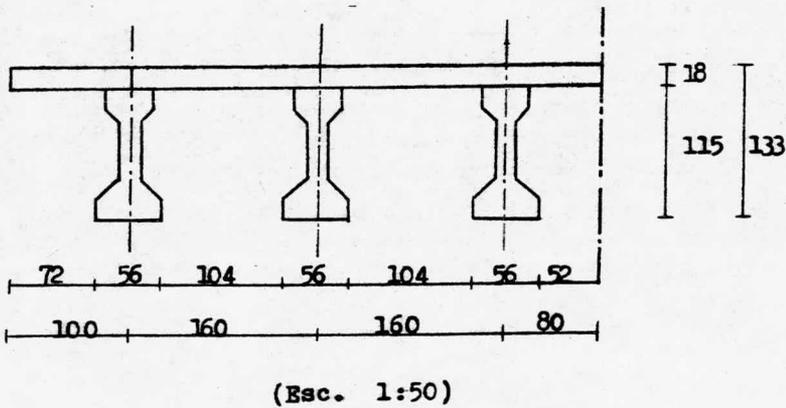
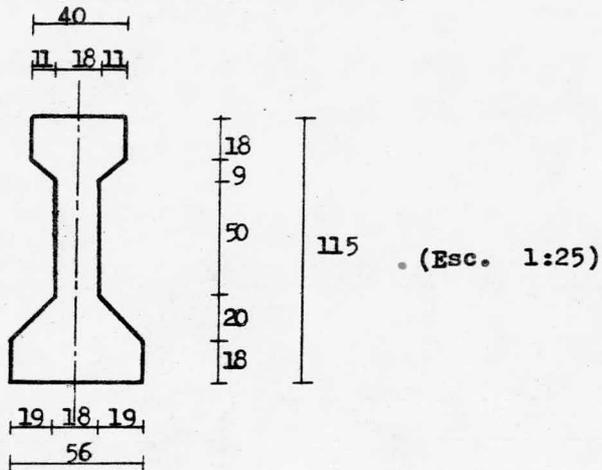
Acero:

Remates de parapeto. 4 x 23 = 92 Kg.

Pilastras. 18 x 9 = 162 Kg.

Vigas. 40 x 8 = 320 Kg.

ALTERNATIVA Nº 2
 (trabes precoladas pretensadas)



MATERIALES

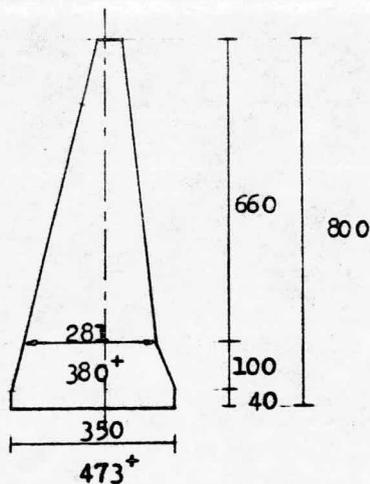
Losas y diafragmas.

Acero de refuerzo $LE \geq 4000 \text{ Kg/cm}^2$	4075 Kg.
Concreto de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$	42.4 m ³ .

Trabes pretensadas.

Acero de preesfuerzo, torones de 1.27 ϕ de $LR \geq 19000 \text{ Kg/cm}^2$	1435 Kg.
Acero de refuerzo de LE 4000 Kg/cm^2	2282 Kg.
Torones de acero de 1.27 de ϕ de $LR \geq 19000 \text{ Kg/cm}^2$ para izado.	76 Kg.
Concreto de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$	44.6 m ³

SUBESTRUCTURA.



$$A = 4.73 \times 0.4 + \frac{(4.73+3.8) 1.0}{2} + \frac{(3.8+0.7)6.6}{2}$$

$$A = 1.89 + 4.26 + 14.85$$

$$A = 21.0 \text{ m}^2$$

$$L = 23.5$$

$$Z = 4.5$$

$$V = A(L + Z)$$

$$V = 21.0 (23.5 + 4.5)$$

$$V = 588 \text{ m}^3$$

Descontaremos el volumen que ocupan las coronas.

$$A = \frac{(1.47 + 0.7) 1.65}{2} = 1.79 \text{ m}^2$$

$$V = 1.79 \times 13.52 = 24.2 \text{ m}^3$$

Volumen total de mampostería.

$$V = 588 - 24.2 = 563.8 \text{ m}^3$$

$$V = 563.8 \times 2 \text{ estribos.}$$

$$V \text{ total} = 1128 \text{ m}^3.$$

Excavaciones.

Según las recomendaciones de cimentación el talud 1:1

$$\text{Area inferior.} = 112.99 = 113 \text{ m}^2$$

$$\text{Area superior.} = 301.46 = 301.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura promedio} = 4.0 \text{ m.}$$

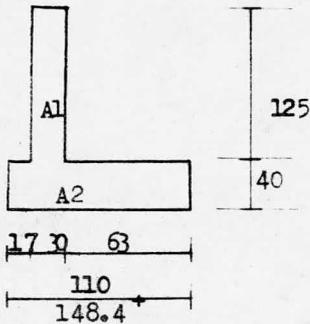
$$\text{Volumen excavado.} = \frac{H}{3} (A_s + A_i + \sqrt{A_s \times A_i})$$

$$\text{Volumen excavado.} = \frac{4}{3} (301.5+113 + \sqrt{301.5 \times 113}) 2 \text{ est.}$$

$$V \text{ total exc.} 1597.5 \text{ m}^3$$

Coronas.

Las adaptaremos de acuerdo co el peralte de la superestructura.



$$A_1 = 1.25 \times 0.404 = 0.505 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.484 \times 0.40 = 0.594 \text{ m}^2$$

$$A_t = 1.10 \text{ m}^2$$

$$V = 1.10 \times 13.5 = 14.87 \text{ m}^3$$

$$V = 14.87 \times 2 \text{ coronas.}$$

$$V = 29.7 \text{ m}^3$$

Volumen de diafragmas.

$$A = (1.04 \times 0.97) + (0.19 \times 0.5 \times 2) + (0.08 \times 0.27 \times 2) \\ + (0.09 \times 0.11) + (0.19 \times 0.20)$$

$$A = 1.0 + 0.19 + 0.043 + 0.01 + 0.038 = 1.28 \times 0.3$$

$$V = 0.38 \times 10 = 3.8 \text{ m}^3$$

Volumen de coronas + diafragmas.

$$V = 29.7 + 3.8 = 33.50$$

$$\text{Volumen total} = 33.5 \text{ m}^3$$

Consideraremos que para el acero de refuerzo, sera suficiente 80 Kg/cm^2 .

$$A_s = 33.5 \times 80 = 2683 \text{ Kg.}$$

$$A_s = 2683 \text{ Kg.}$$

M A T E R I A L E S

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
<u>SUPERESTRUCTURA</u>				
1) <u>Losa aligerada</u>				
Concreto $f'c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$	105.78	m^3	18 500	1 957 000
Acero de refuerzo de $\text{LE} \geq 4000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	14 809	Kg	130	1 925 000
Tubos de cartón comprimido de 92 ϕ	68	ml	3 600	2 448 000
TOTAL				6 330 000
2) <u>Trabes precoladas</u>				
Concreto $f'c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$				
Losa y diafragmas	42.4	m^3	22 400	950 000
Concreto $f'c=350\text{Kg}/\text{cm}^2$				
trabes preesforzadas	44.6	m^3	33 100	1 476 000
Acero de preesfuerzo de $\text{LE} \geq 19000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	1511	Kg	600	906 000
Acero de refuerzo de $\text{LE} \geq 4000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	2282	Kg	130	296 000
TOTAL				3 628 000
<u>SUBESTRUCTURA</u>				
Concreto $f'c=250\text{Kg}/\text{cm}^2$ en coronas y diafrag.	33.5	m^3	22 400	750 000
Acero de refuerzo de $\text{LE} \geq 4000 \text{ Kg}/\text{cm}^2$	2683	Kg	130	349 000
Mampostería de tercera clase.	1128	m^3	6 400	7 219 000

Excavaciones para es- tribos.	1598	m ³	1000	1 598 000
TOTAL				9 915 000
PARAPETO				
Parapeto N ^o T-34.2.1.	40	m ^l	2 500	100 000
Concreto f _c =250Kg/cm ²	3.2	m ³	22 400	72 000
Acero de refuerzo de LE ≥ 4000 Kg/cm ²	720	Kg	130	94 000
COSTO PARAPETO				266 000
A C C E S O S				
Costo igual al del anteproyecto N ^o 1.				3 464 000
ALTERNATIVA N^o 1. (losa aligerada)				
COSTO SUPER + PARAPETO	=		6 596 000	
COSTO SUBESTRUCTURA	=		9 915 000	
COSTO ACCESOS			3 464 000	
COSTO TOTAL	=		\$19 975 000	
COSTO TOTAL APROX. \$20 000 000				
ALTERNATIVA N^o 2 (trabes pretensadas)				
COSTO SUPER + PARAPETO	=		3 894 000	
COSTO SUBESTRUCTURA	=		9 915 000	
COSTO ACCESOS	=		3 464 000	
COSTO TOTAL	=		\$ 17 273 000	

CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS

NUMERO DE ANTEPROYECTO.	COSTO DE LA SUPERESTRUC. + PARAPETO	COSTO DE LA SUBESTRUC.	ACCESOS	COSTO TOTAL.
1	7 475 000	8 933 000	3 464 000	20 000 000
2 ALT. N ^o 1	6 569 000	9 915 000	3 464 000	20 000 000
2 ALT. N ^o 2	3 894 000	9 915 000	3 464 000	17 273 000

A partir del análisis comparativo de los dos anteproyectos, se llegó a las siguientes conclusiones que determinaron la elección de tipo del paso inferior.

La superestructura formada por losa de concreto reforzado sobre traveses precoladas pretensadas con un claro de 20.0 metros, nos proporciona un peralte menor de 22 cm., con respecto a la otra superestructura de 28.0 m de claro; la diferencia de claros que existe entre los dos anteproyectos, vienen siendo dos factores determinantes para que el anteproyecto N^o 2 sea más económico que el anteproyecto N^o 1.

Ahora bien, haciendo comparaciones entre la alternativa N^o 1 y la N^o 2 trataremos de encontrar la solución más óptima o adecuada. Tengamos en cuenta que la primera es de concreto reforzado y la segunda es de concreto preesforzado.

La diferencia más notable entre las dos es el empleo de materiales de mayor resistencia para el concreto preesforzado. Con el objeto de utilizar la resistencia total del acero de alta resistencia, es necesario recurrir al preesforzado para preestirarlo. El preesforzar el acero y anclarlo contra el concreto produce deformaciones y esfuerzos deseables que sirven para reducir ó eliminar las grietas en el concreto. Así la sección completa del concreto se vuelve efectiva en el concreto preesforzado, mientras que solamente la porción de la sección arriba del eje neutro se supone que actúa en el caso del concreto reforzado.

El concreto de alta resistencia, el cual no se puede utilizar económicamente en la construcción de concreto reforzado, es deseable y aun necesario en el concreto prees-

forzado. En el concreto reforzado, el utilizar concreto de alta resistencia resultará en una sección menor necesitándose más refuerzo y terminará con un diseño más costoso. En el concreto preesforzado se requiere concreto de alta resistencia para armonizar con el acero de alta resistencia a fin de obtener proporciones económicas. También es necesario el concreto más resistente para resistir los altos esfuerzos de los anclajes y para dar resistencia a las secciones más delgadas que frecuentemente se emplean para el concreto preesforzado.

Las ventajas del concreto preesforzado, en comparación con el concreto reforzado, serán discutidas ahora con respecto a su utilidad, seguridad y economía.

UTILIDAD.- El diseño de concreto preesforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y para aquellas que soporten cargas pesadas, principalmente debido a las resistencias más elevadas de los materiales empleados. Las estructuras de concreto preesforzado son más esbeltas y, por consiguiente, más susceptibles a un diseño artístico. Bajo la carga muerta, la deflexión es reducida, debido al efecto de pandeo del preesfuerzo. Bajo la carga móvil, la deflexión es también más pequeña debido a la efectividad de toda la sección de concreto sin agrietar, la cual tiene un momento de inercia de 2 a 3 veces el de la sección agrietada. Los elementos preesforzados son más adaptables al precolado debido a su peso más ligero.

SEGURIDAD. Es difícil decir que un tipo de estructura es más seguro que otro. La seguridad de una estructura depende más de su diseño y construcción que de su tipo.

Cuando están diseñadas apropiadamente por los métodos - convencionales actuales, las estructuras de concreto presforzado tienen capacidades de sobrecarga similares y quizás ligeramente superiores a las del concreto reforzado. Para los diseños usuales, deflexionan apreciablemente antes de la - ruptura, proporcionando así una amplia advertencia antes de que suceda el colapso. La resistencia a la corrosión es mejor que la del concreto reforzado para la misma cantidad de recubrimiento, debido a la ausencia de grietas.

Los miembros de concreto preesforzado requieren más cuidado en el diseño, construcción y erección que aquellos de concreto ordinario, debido a la mayor resistencia, a la sección menor y algunas veces a los aspectos delicados de diseño involucrados.

ECONOMIA. Desde un punto de vista económico, es evidente, desde luego, que cantidades menores de materiales, acero y concreto, se requieren para soportar las mismas cargas - puesto que los materiales son de mayor resistencia.

Otra ventaja importantísima, es que podemos construir al mismo tiempo la superestructura que es precolada e iniciar la construcción de la subestructura, puesto que no tendremos problemas de cimbrado mas que en losa y diafrámas, repercutiendo favorablemente en lo económico y la rapidez en que se lleva a cabo la construcción de la obra.

Por lo tanto el anteproyecto N^o 2 alternativa N^o 2 será elegido por:

- a) Economía.
- b) Menor peralte de la superestructura.
- c) Menor longitud entre claros.
- d) Una obra en conjunto armoniosa con miembros esbeltos y de presencia moderna.
- e) La poca o nula obstrucción de circulación del tránsito vehicular.
- f) Rapidez en la construcción del paso inferior.

A continuación se hará un estudio detallado del anteproyecto elegido.

IV

PROYECTO DEFINITIVODescripción.

Carretera: Xochimilco - Oaxtepec.
 Tramo: Xochimilco - Oaxtepec.
 Km: 72 + 389.36
 Origen: Xochimilco, D.F.

Alineamiento.

En camino principal.

Horizontal : Tangente.

Vertical : Curva parabólica.

En camino secundario.

Horizontal : Tangente.

Vertical : A nivel.

Esviajamiento : $42^{\circ}17'$ izquierda.

El paso inferior "Oaxtepec I", constará de un cuerpo formado por un tramo de 20.00 mts., de claro; y ancho de - 10.00 mts.

Superestructura.

Un tramo de losa plana de concreto reforzado sobre 6 traveses de concreto preesforzado de 20.00 mts., de claro; - ancho total = 10.0 mts.; ancho de calzada = 9.20 mts.

Carga móvil. _____ HS-20

Acero de preesfuerzo. _____ $LR \geq 19000 \text{ Kg/cm}^2$

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

Resistencia del concreto en trabes
pretensadas a los 28 días. _____ 350 Kg/cm²

Resistencia del concreto en losa y
diafragmas a los 28 días. _____ 250 Kg/cm²

Número de diafragmas. _____ 2 extremas y 1 central.

Parapeto tipo N^o _____ T-34.2.1.

Especificaciones. _____ A A S H O .

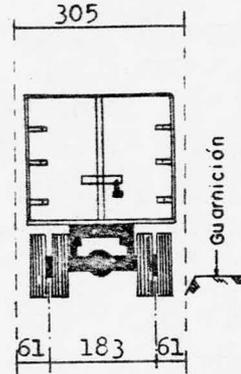
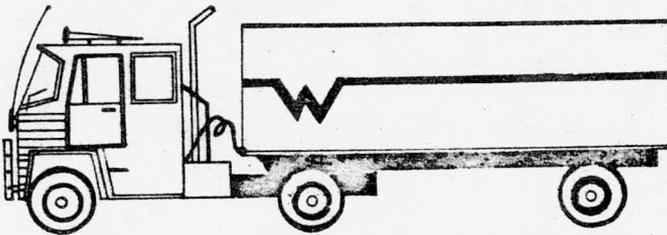
Subestructura.

La superestructura se apoyará en dos estribos con aleros en los extremos, de mampostería de tercera clase, desplantados por superficie.

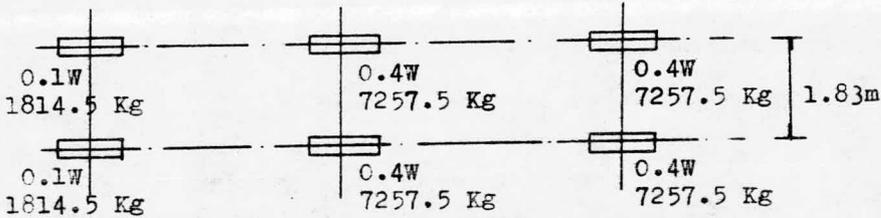
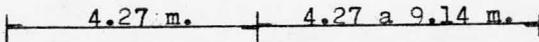
CARGA MOVIL PARA PUENTES DE CAMINO CARRETERO

CAMION TIPO HS-20

CARGA DE CAMION.



3629 Kg 14515 Kg 14515 Kg

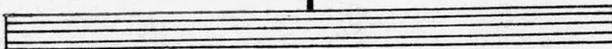


CARGA DE LINEA.

$P_m = 8165 \text{ Kg}$

$P_v = 11793 \text{ Kg}$

$w = 952 \text{ Kg/m.}$



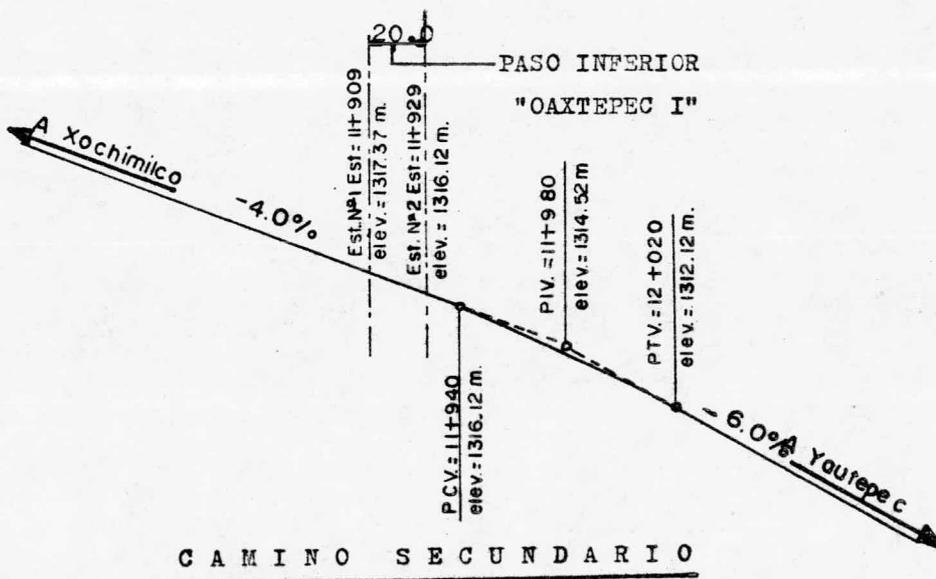
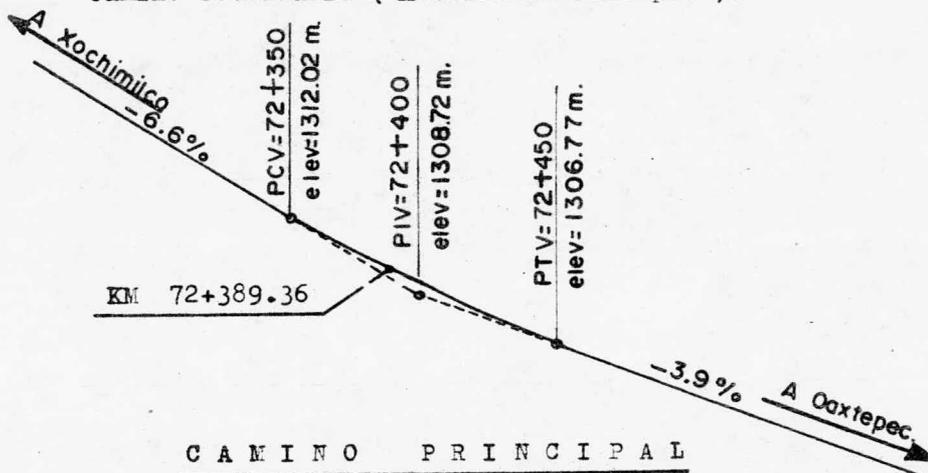
$W =$ Peso combinado de los dos primeros ejes.

GEOMETRIA.

SUBRASANTES

Camino principal (Xochimilco-Oaxtepec).

Camino secundario (Xochimilco-Yautepec).



CAMINO PRINCIPAL (ELEVACIONES)

ESTACION	X	$(\frac{X}{20})^2$	$\Delta = P_e X$	K	$Y = K(\frac{X}{20})^2$	Elev. Sub.	Elev. Rasante	Elevación Superficie Terminada.
72 + 379.86	29.86	2.229	1.971	0.054	0.120	1310.17	1310.57	1310.46
72 + 383.95	33.95	2.881	2.241	"	0.156	1309.94	1310.34	1310.34
72 + 388.04	38.04	3.618	2.511	"	0.195	1309.71	1310.11	1310.00
72 + 390.68	40.68	4.137	2.685	"	0.230	1309.56	1309.96	1309.85
72 + 394.77	44.77	5.011	2.955	"	0.271	1309.34	1309.74	1309.74
72 + 398.86	48.86	5.968	3.225	0.054	0.322	1309.12	1309.52	1309.41

$$K = \frac{P_s - P_e}{\frac{1}{20} - (10)} = \frac{-3.9 + 6.6}{\frac{100}{20} \times 10} = \frac{2.7}{50} = 0.054$$

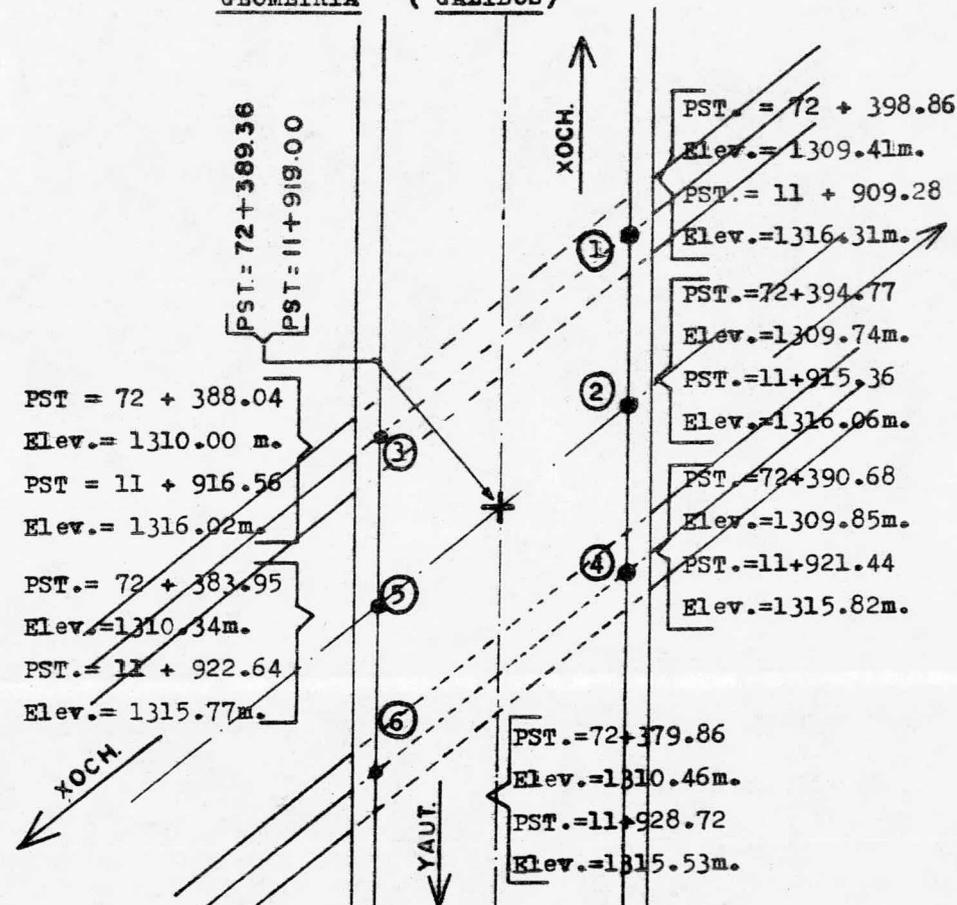
$$\text{Elev. Subrasante} = \text{Elev. (PCV)} - \Delta + Y$$

$$\text{Elev. Rasante} = \text{Elev. Sub.} + 0.40 \text{ m.}$$

CAMINO SECUNDARIO (ELEVACIONES)

ESTACION	X	$\Delta = P_e X$	SUBRASANTE	RASANTE	PUNTO REQUERIDO	ELEVACION CARA INF. TRABE
11 + 928.72	11.28	0.45	1316.57	1316.97	1316.89	1315.53
11 + 922.64	17.36	0.69	1316.81	1317.21	1317.13	1315.77
11 + 921.44	18.56	0.74	1316.86	1317.26	1317.18	1315.82
11 + 916.56	23.44	0.94	1317.06	1317.46	1317.38	1316.02
11 + 915.36	24.64	0.98	1317.10	1317.50	1317.42	1316.06
11 + 909.28	30.72	1.23	1317.35	1317.75	1317.67	1316.31

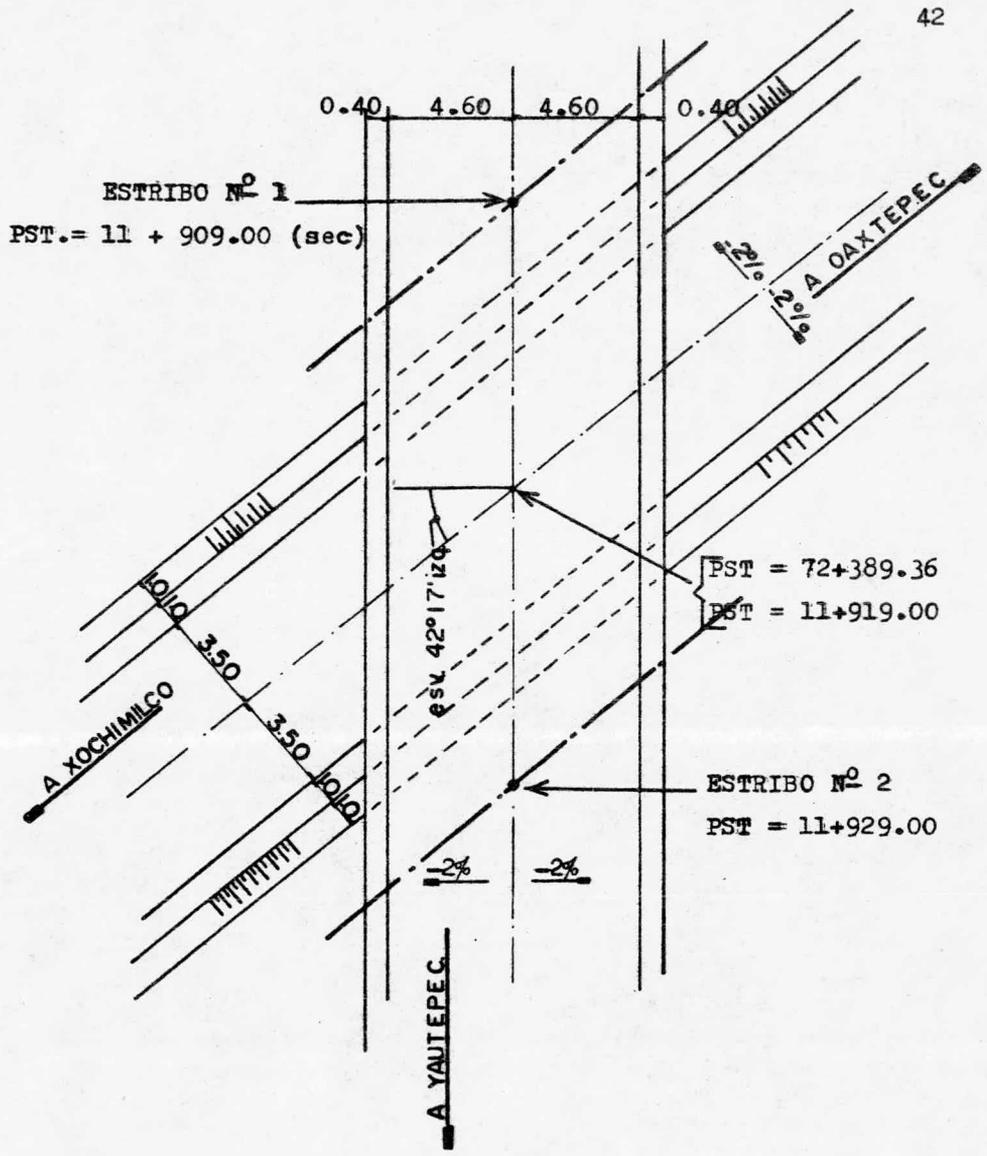
GEOMETRIA (GALIBOS)



ALTURA LIBRE EN CADA PUNTO.

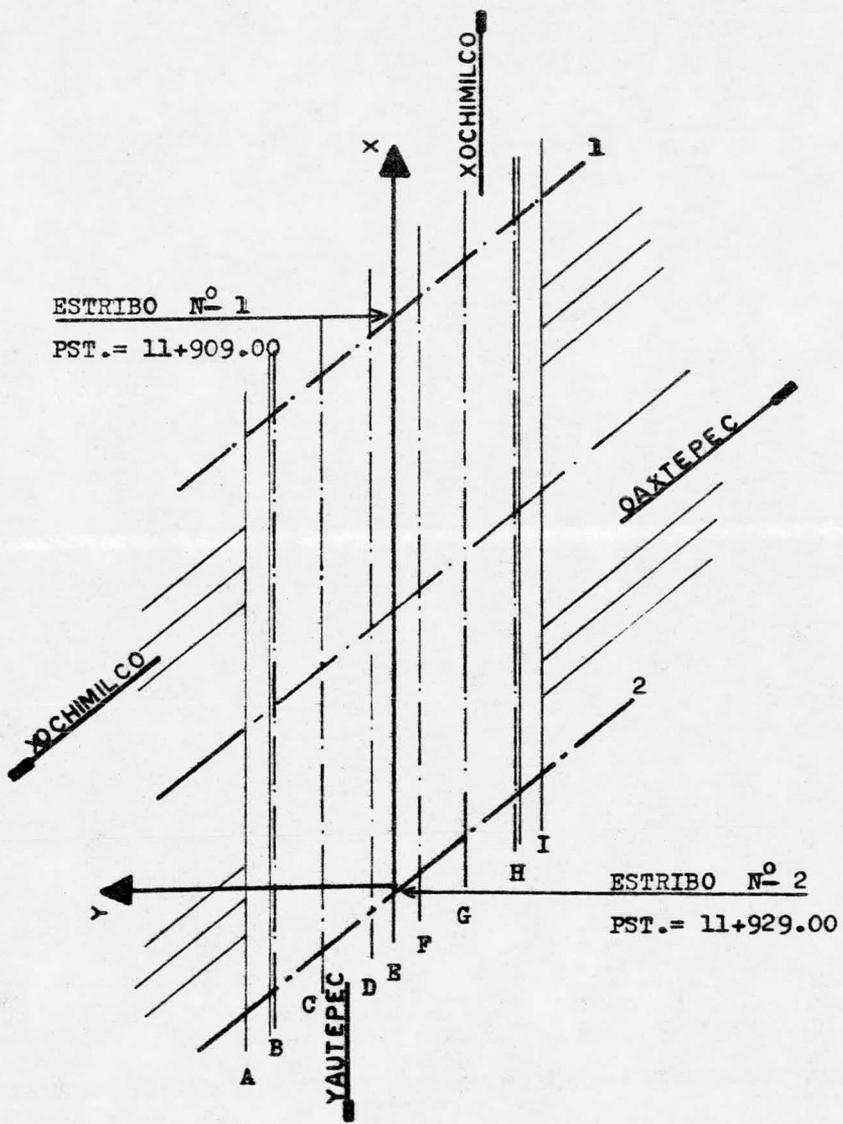
1.-	1316.31	-	1309.41	=	6.9 m.
2.-	1316.06	-	1309.74	=	6.32 m.
3.-	1316.02	-	1310.00	=	6.02 m.
4.-	1315.82	-	1309.85	=	5.97 m.
5.-	1315.77	-	1310.34	=	5.43 m.
6.-	1315.53	-	1310.46	=	5.07 m.

+ (GALIBO MINIMO)



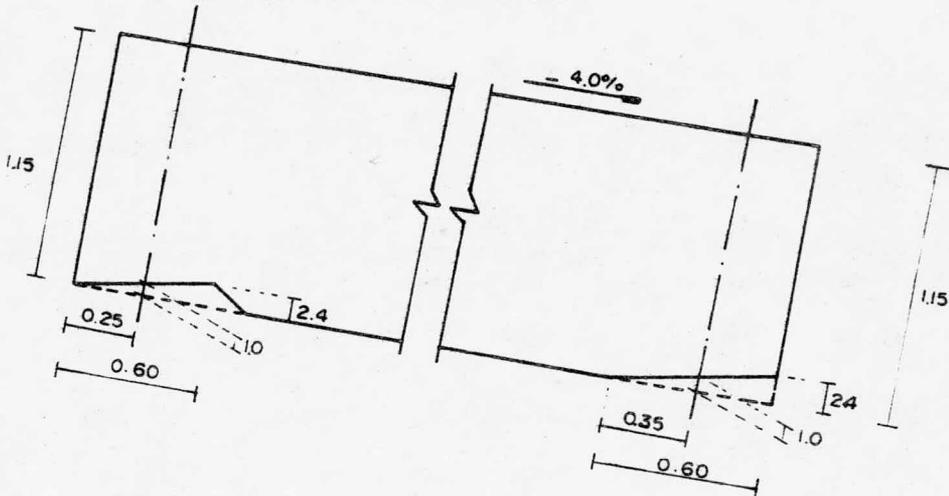
DIMENSIONES DE LOS DOS CAMINOS.

Localización de puntos en la intersección que hace el eje de apoyos con el eje de cada trabe, para encontrar la elevación de los bancos y de la corona.



PUNTO	ESTACION	X	Y	ELEVACION SUBRA.	ELEV. C CONCRETO	ELEV. P. CONCRETO	
ESTRIBO N° 1	1 A	11+904.4	-4.547	5.000	1317.55	1317.93	1317.83
	1 B	11+905.36	-3.638	4.000	1317.52	1317.90	1317.82
	1 C	11+906.82	-2.183	2.40	1317.46	1317.84	1317.79
	1 D	11+908.27	-0.728	0.80	1317.40	1317.78	1317.76
	1 E	11+909.00	0.000	0.00	1317.37	1317.75	1317.75
	1 F	11+909.73	0.728	-0.80	1317.34	1317.72	1317.70
	1 G	11+911.18	2.183	-2.40	1317.28	1317.66	1317.61
	1 H	11+912.64	3.638	-4.00	1317.22	1317.60	1317.53
	1 I	11+913.55	4.547	-5.00	1317.19	1317.57	1317.47
ESTRIBO N° 2	2 A	11+924.45	15.453	5.00	1316.74	1317.12	1317.02
	2 B	11+925.36	16.362	4.00	1316.71	1317.09	1317.01
	2 C	11+926.82	17.817	2.40	1316.65	1317.03	1316.98
	2 D	11+928.27	19.272	0.80	1316.59	1316.97	1316.95
	2 E	11+929.00	20.000	0.00	1316.56	1316.94	1316.94
	2 F	11+929.73	20.728	-0.80	1316.53	1316.91	1316.89
	2 G	11+931.18	22.183	-2.40	1316.47	1316.85	1316.80
	2 H	11+932.64	23.738	-4.00	1316.41	1316.79	1316.71
	2 I	11+933.55	24.547	-5.00	1316.38	1316.76	1316.66

DIMENSIONES DE LOS ZOCLOS

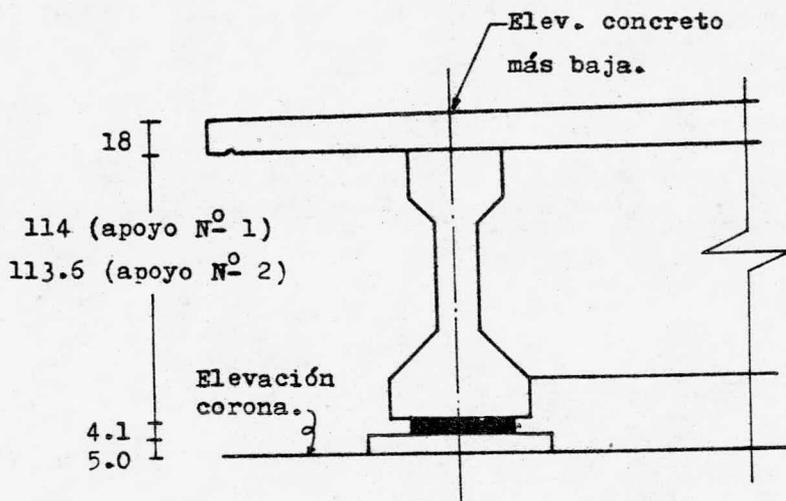


Eje de apoyos	Estación	Zoclo	Peralte de trabe sobre apoyos.
Apoyo N ^o 1	11+909	0.024	1.14
Apoyo N ^o 2	11+929	0.024	1.136

Teniendo la elevación en cada punto de las traves, llegaremos a la elevación de la corona, para así poder determinar la elevación de los bancos; mismas que serán variables, puesto que las elevaciones de las traves varían.

Consideremos la elevación mínima del banco de 5 cm, de altura por razones constructivas.

Distancias por descontar de la elevación concreto, para obtener la elevación de la corona y los bancos en los estribos.



	Estribo N° 1	Estribo N° 2
Elevación concreto	1317.53	1316.71
Peralte losa.	-0.18	-0.18
Peralte trabe.	-1.14	-1.136
" apoyo.	-0.041	-0.041
banco (mínimo)	-0.05	-0.05
Elevación corona.	1316.12m.	1315.30 m.

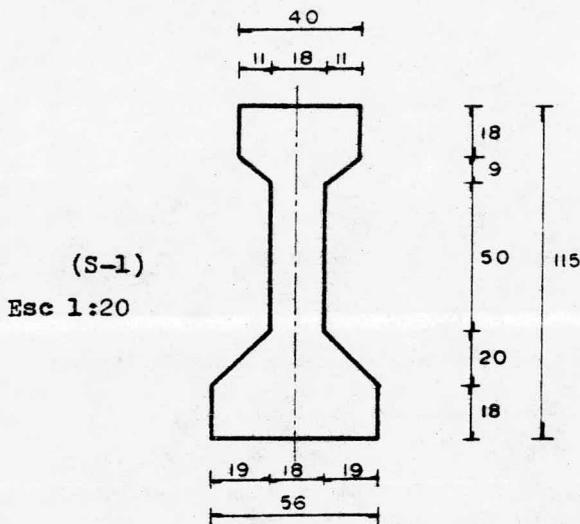
Procedamos a obtener los peraltes de los bancos.

ELEVACION DE LOS BANCOS

PUNTO	ELEV. CONCRETO	X	ELEVACION CORONA	ELEVACION BANCOS
1 B	1317.82	1.36	1316.12	0.34
1 C	1317.79			0.31
1 D	1317.76			0.28
1 F	1317.70			0.22
1 G	1317.61			0.13
1 H	1317.53			0.05
2 B	1317.01	1.36	1315.30	0.35
2 C	1316.98			0.32
2 D	1316.95			0.29
2 F	1316.89			0.23
2 G	1316.80			0.14
2 H	1316.71			0.05

IV.1. SUPERESTRUCTURA .

Se proyectará la superestructura del paso inferior consistente en traveses de concreto preesforzado y losa de concreto reforzado, con la geometría que se indica en la figura siguiente

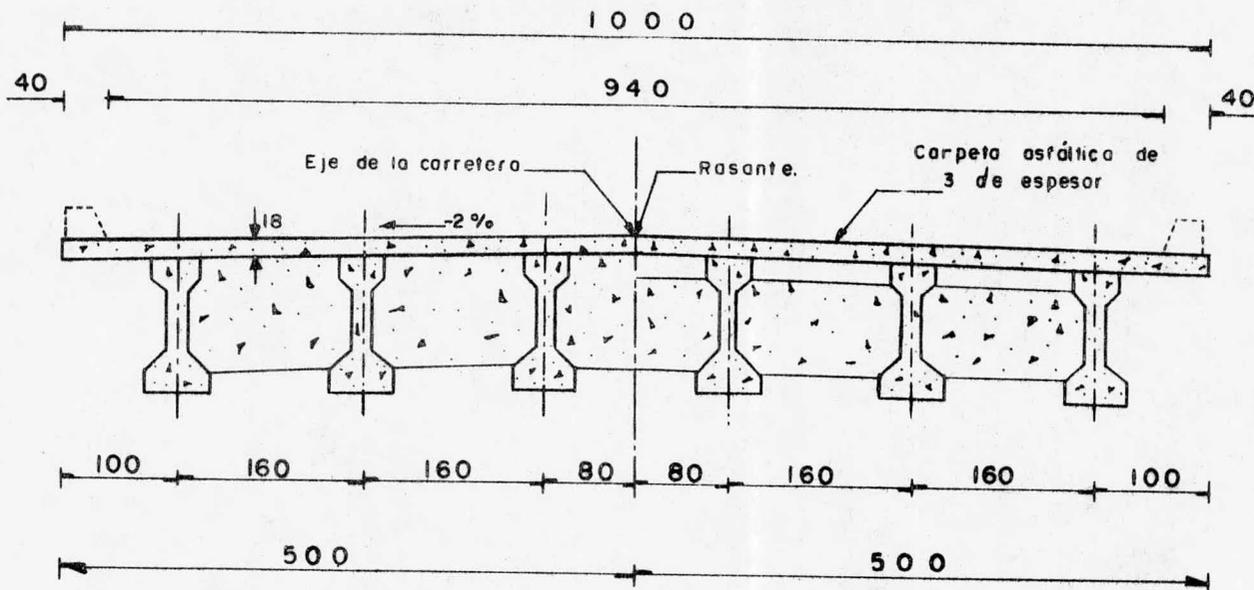


Viga de concreto preesforzado

Resistencia $f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$

49

SECCION TRANSVERSAL

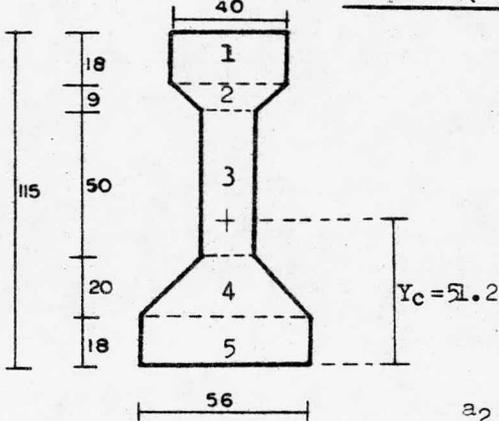


Media sección transversal
en los ejes de apoyo

Media sección transversal
en el centro del claro

Esc. 1:50

IV.1.1. Propiedades geométricas y mecánicas de la
sección simple. (TRABE - SOLA)



$$A_1 = 40 \times 18 = 720$$

$$A_2 = (18 \times 40) 9 \times 0.5 = 261$$

$$A_3 = 50 \times 18 = 900$$

$$A_4 = (18 \times 56) 20 \times 0.5 = 740$$

$$A_5 = 56 \times 18 = 1008$$

$$A_t = 3629 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.3629 \text{ m}^2.$$

$$a_2 = \frac{1}{3} \frac{(2a + b)}{(a + b)} h$$

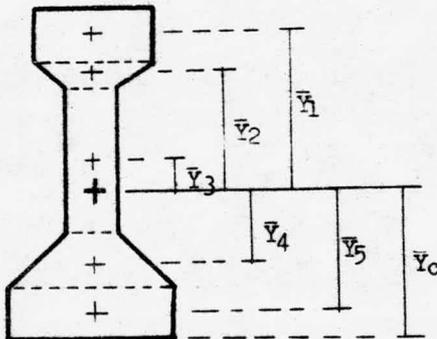
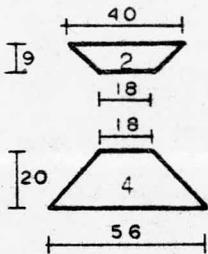
$$I_{g2} = \frac{h^3 (a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)}$$

$$a_2 = \frac{2 \times 40 + 18}{40 + 18} \frac{9}{3} = 4.98 \text{ cm}.$$

$$I_{g2} = \frac{9^3 (40^2 + 4 \times 18 \times 40 + 18^2)}{36(18 + 40)} = 1677 \text{ cm}^4$$

$$a_4 = \frac{(2 \times 18 + 56) 20}{(18 + 56) 3} = 8.29 \text{ cm}.$$

$$I_{g4} = \frac{20^3 (3136 + 4032 + 324)}{36(18 + 56)} = 22498 \text{ cm}^4$$



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

$$Y_c = \frac{185827}{3629} = 51.2 \text{ cm}.$$

La siguiente tabla resume las propiedades geométricas y mecánicas en estudio (trabe sola).

ZONA	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	\bar{Y} (cm)	A \bar{Y}^2 (cm ⁴)	I _g (cm ⁴)
1	720	106	76 320	54.8	2 162 189	19 440
2	261	93	24 273	41.8	456 030	1 677
3	900	63	56 700	11.8	125 316	187 500
4	740	26.3	19 462	24.9	458 807	22 498
5	1008	9	9 072	42.2	1 795 087	27 216
Σ	3 629		185 827		4 997 429	258 331

$$A_t = 3629 \text{ cm}^2 \quad Y_i = 51.2 \text{ cm} \quad Y_s = 63.8 \text{ cm.}$$

$$I_t = 4\,997\,429 + 258\,331 = 5\,255\,760 \text{ cm}^4.$$

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

$$S_i = \frac{5\,255\,760}{51.2} = 102\,652 \text{ cm}^3.$$

$$S_s = \frac{5\,255\,760}{63.8} = 82\,379 \text{ cm}^3.$$

IV.1.2. Propiedades geométricas y mecánicas de la sección compuesta. (TRABE - LOSA).

Ancho efectivo del patín.

En la construcción a base de vigas y losa, la junta entre éstos elementos deberá desarrollar efectivamente y en forma adecuada, la adherencia y la resistencia al esfuerzo cortante. La losa se podrá considerar entonces como una parte integral de la viga, pero su ancho efectivo supuesto, como patín en viga T no excederá de los siguientes valores:

- 1) $b = l/4 = 20/4 = \underline{\hspace{2cm}} 5.0 \text{ m.}$
- 2) $b = s \underline{\hspace{2cm}} 1.6 \text{ m.}$
- 3) $b = 12t+40 = 12 \times 18 + 40 = \underline{\hspace{2cm}} 2.56 \text{ m.}$

Por lo tanto rige la segunda condición, siendo la distancia centro a centro de vigas, la que dé el ancho del patín.

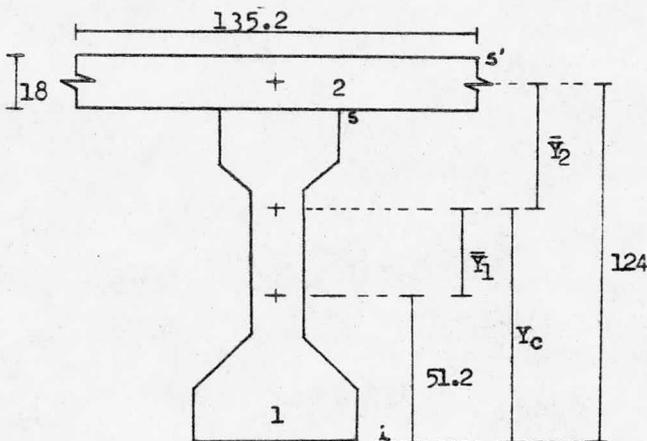
El ancho efectivo, convirtiendo el concreto de la losa a un concreto de resistencia igual al de las trabes, estará dado por:

$$b'' = b \sqrt{\frac{f'_c (250)}{f'_c (350)}} = 160 \sqrt{\frac{250}{350}} = 135.2 \text{ cm.}$$

$$b = 160 \text{ cm.}$$

$$A_b = 18 \times 160 = 2880 \text{ cm}^2$$

$$A_b'' = 18 \times 135.2 = 2434 \text{ cm}^2$$



(S - 2)

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

$$Y_c = \frac{487\ 621}{6\ 063} =$$

$$Y_c = 80.4 \text{ cm.}$$

ZONA	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	Ȳ (cm)	AȲ ² (cm ⁴)	I _g (cm ⁴)
1	3 629	51.2	185 805	29.2	3 094 231	5 255 760
2	2 434	124	301 816	43.6	4 626 937	65 707
Σ	6 063	—	487 621	—	7 721 168	5 321 467

$$I_t = 7\ 721\ 168 + 5\ 321\ 467 = 13\ 042\ 635 \text{ cm}^4.$$

$$Y_i = 80.4 \text{ cm.} \quad Y_s = 34.6 \text{ cm.} \quad Y'_s = 52.6 \text{ cm.}$$

$$S_i = \frac{I_t}{Y_i} = \frac{13\ 042\ 635}{80.4} = 162\ 223 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I_t}{Y_s} = \frac{13\ 042\ 635}{34.6} = 376\ 955 \text{ cm}^3$$

$$S'_s = \frac{I_t}{Y'_s} = \frac{13\ 042\ 635}{52.6} = 247\ 959 \text{ cm}^3$$

La siguiente tabla resume las propiedades geométricas y mecánicas en estudio.

(TRABE SOLA Y TRABE LOSA)

SECCION	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)
S-1	3,629	5,255,760	51.2	63.8	—	102,652	82,379	—
S-2	6,063	13,042,635	80.4	34.6	52.6	162,223	376,955	247,959

IV.1.3. CARGA MUERTA.

Se calcularán a continuación los efectos de las cargas sobre las trabes.

Se analizará el efecto de carga muerta, según el proceso de construcción.

a) Peso propio de trabes.

$$w = 0.3629 \times 2.4 = 0.871 \text{ Ton/m.}$$

$$M = \frac{w l^2}{8} \text{ (T-m)} \quad V = \frac{w l}{2} \text{ (Ton)} \quad f = \frac{M}{I} y = \frac{M}{S} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

SECCION	l	M	V	f _i	f _s
S-1	20	43.55	8.71	+ 42.40	- 52.90

b) Losa, diafragmas y cimbra.

$$\text{Losa} = 0.18 \times 1.6 \times 2.4 \text{ ————— } 0.69 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Cimbra} \text{ ————— } 0.05 \text{ "}$$

$$\text{Total.} \text{ ————— } 0.74 \text{ Ton/m.}$$

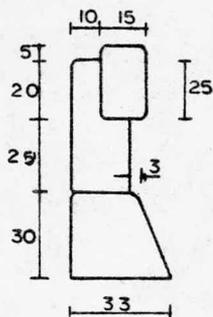
$$\text{Diafragma} = 0.59 \times 0.30 \times 2.4 \times 1.14 = 0.48 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{w l^2}{8} + \frac{p l}{4} = \frac{0.74 \times 20^2}{8} + \frac{0.48 \times 20}{4} = 39.4 \text{ T-m}$$

$$V = \frac{w l}{2} + \frac{p}{2} = \frac{0.74 \times 20}{2} + \frac{0.48}{2} = 7.64 \text{ Ton.}$$

SECCION	l	M	V	f _i	f _s
S-1	20	39.4	7.64	+ 38.4	- 47.8

c) Cargas de guarnición y parapeto. (N^o T-34.2.1).



$$A = 0.25 \times 0.3 + 0.008 \times 0.3 \times 0.5 = 0.087 \text{ m}^2$$

$$w = 0.087 \times 2.4 = 0.21 \text{ Ton/m.}$$

$$w = 0.21 \text{ Ton/m. Guarnición.}$$

$$w = 0.15 \times 0.25 \times 2.4 = 0.09 \text{ Ton/m.}$$

$$w = 0.09 \text{ Ton/m. Parapeto.}$$

$$A = 0.1 \times 0.2 + 0.25 \times 0.2 = 0.07 \text{ m}^2$$

$$w = 0.3 \times 0.07 \times 2.4 \times 2 \text{ pilastras.}$$

$$w = 0.6048 \text{ Ton} \div 20 = 0.03 \text{ Ton/m.}$$

$$w_t = 0.03 + 0.09 = 0.12 \text{ Ton/m.}$$

$$w \text{ (guarnición y parapeto)} = 2(0.12 + 0.21) = 0.66 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{Para cada trabe} = 0.66 \div 6 = 0.11 \text{ Ton/m.}$$

$$w_t = 0.11 \text{ Ton/m.}$$

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.11 \times 20^2}{8} = 5.5 \text{ Ton/m.}$$

$$V = \frac{w l}{2} = \frac{0.11 \times 20}{2} = 1.1 \text{ Ton.}$$

SECCION	l	M	V	f _i	f _s	f' _s
S-2	20	5.5	1.1	+ 3.4	- 1.5	- 2.2

d) Carpeta asfáltica de 3 cm de espesor, una vez retirada la cimbra.

$$w = 0.03 \times 2.0 \times 1.6 - 0.05 = 0.05 \text{ Ton/m.}$$

SECCION	l	M	V	f _i	f _s	f' _s
S-2	20	2.5	0.5	+1.5	- 0.7	- 1.0

IV.1.4. C A R G A M O V I L.

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil - aplicada a los camiones-tipo. (HS-20)

Carriles de tránsito.

Se supondrá que la carga por carril o la del camión - tipo ocupa un ancho de 3.05m. Dichas cargas se colocarán sobre los carriles de tránsito para proyecto con un ancho.

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

A = Ancho de carril de tránsito para proyecto.

A_c = Ancho de calzada entre guarniciones. = 9.20 m.

N = Número de carriles de tránsito para proyecto.

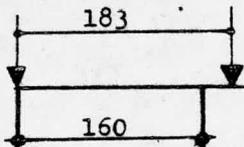
Para A_c comprendida entre 9.14 y 12.80

$$N = 3$$

$$A = \frac{9.20}{3} = 3.06 \text{ m.}$$

Se supondrá que las cargas por carril o los camiones - tipo que ocupan cualquier posición dentro de su carril individual de tránsito para proyecto (A) producen el esfuerzo máximo.

Los coeficientes de concentración de acuerdo con las especificaciones A A S H O .



$$F_{ce} = 1.00 \text{ (de medio camión)}$$

$$F_{ce} = 0.50 \text{ (por carril)}$$

$$F_{ci} = \frac{S}{1.68} = \frac{1.60}{1.68} = 0.95 \text{ (medio camión)}$$

$$F_{ci} = 0.475 \text{ (por carril)}$$

Los factores de concentración también se calcularán con la Teoría de Courbón considerando que la rigidez del diafragma es muy grande en comparación con la de las traveses, por lo que la deformación tendrá una variación lineal.

Utilizando la fórmula simplificada de la escuadría.

$$R_i = \left(\frac{P}{\sum I_i} + \frac{P e X_i}{\sum I x^2} \right) I_i$$

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

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

n = número de traveses. = 6

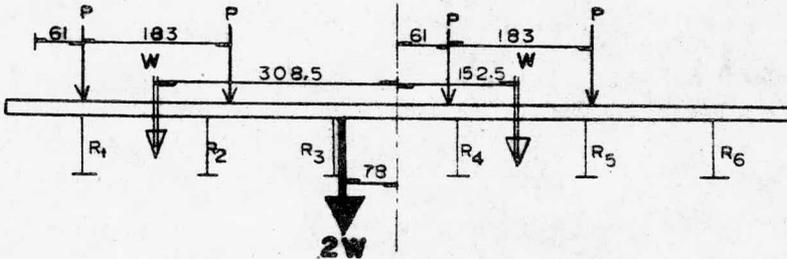
P = 1

e = excentricidad.

s = separación centro a centro de traveses.

s = 160 cm.

Haremos un análisis para dos y tres carriles de circulación y tomaremos el factor de concentración más desfavorable.

Dos carriles de circulación.

$$e = \frac{308.5 w - 152.5 w}{2 w} = 78 \text{ cm.}$$

$$R_1 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \frac{(6+1-2 \times 1)}{6^2-1} \frac{78}{160} \right] = 0.473 w$$

$$R_2 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6+1-2 \times 2}{35} \right) \frac{78}{160} \right] = 0.417 w$$

$$R_3 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6+1-2 \times 3}{35} \right) \frac{78}{160} \right] = 0.361 w$$

$$R_4 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6+1-2 \times 4}{35} \right) \frac{78}{160} \right] = 0.324 w$$

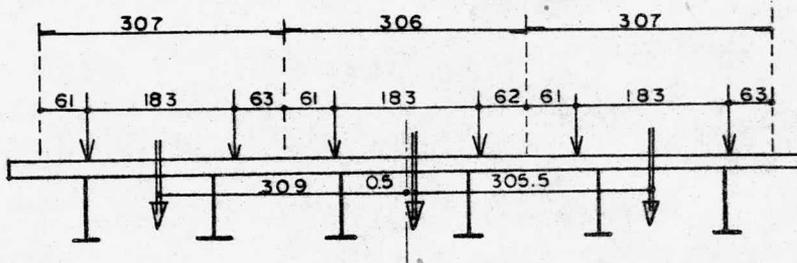
$$R_5 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6+1-2 \times 5}{35} \right) \frac{78}{160} \right] = 0.249 w$$

$$R_6 = \frac{2 w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6+1-2 \times 6}{35} \right) \frac{78}{160} \right] = 0.194 w$$

$$R = 2.018 = 2w.$$

$$R \text{ máx.} = 0.473 w.$$

TRES CARRILES DE CIRCUIACION.



$$e = \frac{(309 - 0.5 - 305.5) w}{2 w} = \frac{3 w}{2 w} = 1.5 \text{ cm.}$$

$$R_1 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 1}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.564 w$$

$$R_2 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 2}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.532 w$$

$$R_3 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 3}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.500 w$$

$$R_4 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 4}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.499 w$$

$$R_5 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 5}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.497 w$$

$$R_6 = \frac{3w}{6} \left[1 + 6 \times \left(\frac{6 + 1 - 2 \times 6}{35} \right) \frac{1.5}{160} \right] = 0.496 w$$

$$R = 3.09 w = 3 w .$$

$$R \text{ máx.} = 0.564 w$$

Por lo tanto, el diseño de todas las traveses se hará para un factor de concentración de 0.564 (por carril).

Puesto que rige el factor de concentración para tres carriles de circulación. $F_c = 0.564$

Cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro al cargar simultáneamente cierto número de carriles de tránsito, se tomará el siguiente porcentaje de los esfuerzos resultantes por carga móvil, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo.

Para tres carriles el porcentaje es del 90 % .

Impacto.

En este tipo de estructuras, los esfuerzos por carga móvil producidos por la carga HS-20, deberán incrementarse en la cantidad que se indica en la siguiente fórmula:

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

I = impacto en por ciento (máximo 30 %)

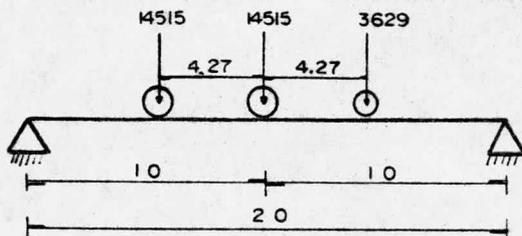
L = longitud, en metros de la parte del claro que debe cargarse para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

$$I = \frac{15.24}{20 + 38.10} = 0.26$$

$$I = 26 \% + 100 \% = 126 \%$$

$$\underline{I = 1.26}$$

Momento y fuerza cortante debida a carga móvil.



$$\Sigma P = 3629 + 2(14515)$$

$$\Sigma P = 32659 \text{ Kg.}$$

$$\Sigma Px = 14515 \times 4.27 + 14515 \times 8.54 =$$

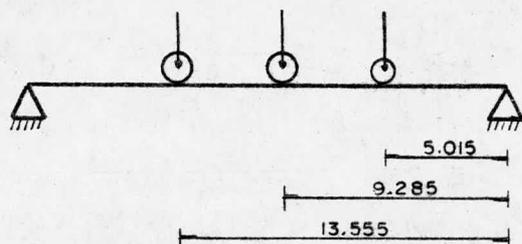
$$\Sigma Px = 185\,937 \text{ Kg-m.}$$

$$e = \frac{\Sigma P x}{\Sigma P}$$

$$e = \frac{185\,937}{32\,659} = 5.7 \text{ m.}$$

$$e = 5.7 - 4.27 = 1.43 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1.43}{2} = 0.715 \text{ m.}$$

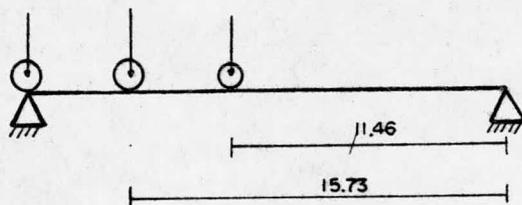


$$\Sigma M_b = 0 ; 20 R_a - 14515 \times 13.555 - 14515 \times 9.285 - 3629 \times 5.015 = 0$$

$$R_a = \frac{349722.04}{20} = 17.486 \text{ Ton.}$$

$$M \text{ máx.} = 17.486(10.715) - 14.515(4.27) =$$

$$\underline{M \text{ máx.} = 125.419 \text{ Ton-m. (por carril)}}$$



$$\Sigma M_b = 0$$

$$20 R_a - 14.515 \times 20$$

$$- 14.515 \times 15.73$$

$$- 3.629 \times 11.46 = 0$$

$$R_a = \frac{560.64474}{20} =$$

$$\underline{R_a = 28.044 \text{ Ton.}}$$

$$M = 125.419 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 28.044 \text{ Ton.}$$

Aplicando el impacto, factor de concentración y el porcentaje; el momento y el cortante quedan como sigue:

$$M_m = 0.564 \times 1.26 \times 125.419 \times 0.9 =$$

$$\underline{M_m = 83.0 \text{ Ton-m.}}$$

$$V_m = 0.564 \times 1.26 \times 28.044 \times 0.9 =$$

$$\underline{V_m = 18.6 \text{ Ton.}}$$

Los esfuerzos debido a carga móvil, serán:

$$f_i = \frac{8300000}{162223} = + 51.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = \frac{8300000}{376955} = - 22.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'_s = \frac{8300000}{247959} = - 33.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

RESUMEN DE ESFUERZOS

CONCEPTO	f_i (Kg/cm ²)	f_s (Kg/cm ²)	f'_s (Kg/cm ²)
Peso propio.	+42.40	- 52.90	—
Losa, diafragma y cimbra	+ 38.40	- 47.80	—
Guarnición y parapeto	+ 3.40	- 1.50	- 2.20
Carpeta asfáltica	+ 1.50	- 0.70	- 1.0
S u m a	+ 86.0	- 103.0	- 3.2
Carga movil	+ 51.0	- 22.0	- 33.51

IV.1.5. ACERO DE PREESFUERZO.

El acero de preesfuerzo consistirá en torones de acero de 1.27 ϕ con área neta de 0.987 cm² y esfuerzo último mínimo de LR = 19 000 Kg/cm².

Se respetarán las siguientes especificaciones dadas por A A S H O.:

Acero de preesfuerzo.

Esfuerzo temporal (periodo corto) al tensar de $0.8F_R = 15\ 200$ Kg/cm² antes de que se verifiquen las pérdidas debidas al flujo plástico y contracción diferida de fraguado.

Esfuerzo bajo las cargas de servicio de $0.80f_y = 0.80 \times 0.95LR = 14\ 440$ Kg/cm², despues de verificadas las pérdidas.

Para el concreto los esfuerzos límites serán los sig.

Esfuerzos temporales antes de las pérdidas debidas a flujo plástico y contracción:

Compresión. = $0.6f_c =$	210 Kg/cm ²
Tensión sin refuerzo adherido. $0.8\sqrt{f_c}$	14 Kg/cm ²
Tensión con refuerzo adherido. $2\sqrt{f_c}$	37 Kg/cm ²
Esfuerzos bajo cargas de servicio.	
Compresión. $0.4 f_c$.	140 Kg/cm ²
Tensión sin refuerzo adherido.	c e r o .
Tensión con refuerzo adherido. $1.6\sqrt{f_c}$	30 Kg/cm ²

Pérdidas del preesfuerzo debidas al pretensado.

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

Δf_s = Pérdidas totales del preesfuerzo.

SH = Pérdidas por contracción de fraguado, que para humedad ambiente de 25 a 75 % es de 700 Kg/cm².

ES = Pérdidas por acortamiento elástico = 7 f_{cr} , en donde f_{cr} es el esfuerzo promedio en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido al peso propio y al preesfuerzo, considerando una pérdida inicial de 10 % al cortar los torones.

CR_c = Pérdidas por flujo plástico = 12 f_{cr} - 7 f_{cds} , en donde f_{cds} es el esfuerzo promedio en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la carga muerta total descontando el peso propio.

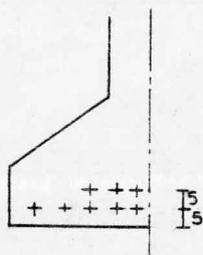
CR_s = Pérdidas por relajación del acero de preesfuerzo.

$$CR_s = 1400 - 0.40 ES - 0.2(SH + CR_c)$$

IV.1.6. DISEÑO POR FLEXION.

Al efectuarse la transmisión de esfuerzos, debidos al preesfuerzo éstos quedan contrarrestados, en parte, por los debidos a peso propio; por lo tanto se propone un preesfuerzo que produzca una tensión igual a la compresión de peso propio y una compresión igual o mayor que la tensión producida por las cargas de servicio.

El preesfuerzo para cada trabe consistirá en 16 torones de 1.27 cm ϕ , con una $A_s^* = 16 \times 0.987 = 15.79 \text{ cm}^2$, cuyo centro de gravedad se localizará teniendo en cuenta la siguiente figura.



$$y = \frac{6 \times 10 + 10 \times 5}{16} = 6.9 \text{ cm.}$$

$$e = 51.2 - 6.9 = 44.3 \text{ cm.}$$

$$P_I = A_s^* (0.8 F_R)$$

$$P_I = 15.79 \times 15\,200 = 240\,000 \text{ Kg.}$$

Se ha determinado que para la trabe:

$$A_t = 3629 \text{ cm}^2 = 0.363 \text{ m}^2$$

$$S_i = 102\,652 \text{ cm}^3 = 0.103 \text{ m}^3$$

$$S_s = 82\,380 \text{ cm}^3 = 0.082 \text{ m}^3$$

Los esfuerzos iniciales del preesfuerzo, se determinarán con la siguiente fórmula:

$$f = -P \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{S} \right)$$

$$f_i = -P \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{S_i} \right) = -P \left(\frac{1}{0.363} + \frac{0.443}{0.103} \right) =$$

$$f_i = -P (2.75 + 4.3) = -7.05 P$$

$$f_s = -P \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e}{S_s} \right) = -P \left(\frac{1}{0.363} - \frac{0.443}{0.082} \right) =$$

$$f_s = -P (2.75 - 5.40) = +2.65 P$$

Por lo tanto los esfuerzos iniciales en la trabe debidos al preesfuerzo, serán:

$$f_i P_I = -7.05 \times 240.0 = -1692 \text{ Ton/m}^2 = -169 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s P_I = +2.65 \times 240.0 = +636 \text{ Ton/m}^2 = +64 \text{ Kg/cm}^2$$

Como inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo se tienen pérdidas de aproximadamente 10 %, para el cálculo de las pérdidas totales se tiene:

$$f_i P'_I = -0.90 \times 169 = -152 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s P'_I = +0.90 \times 64 = +57 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación se calcularán los esfuerzos en las etapas de construcción y de servicio:

a) Preesfuerzo inicial y peso propio.

$$f_i = -169 + 42 = -127 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f'_i = -152 + 42 = -110 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = +64 - 53 = +11 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

$$f'_s = +57 - 53 = +4 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

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

$$f_i = -127 + 43 = -84 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = +11 - 50 = -39 \text{ " } \quad (c)$$

Con los datos anteriores las pérdidas totales del preesfuerzo, serán:

Por contracción de fraguado.

$$SH = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

Por acortamiento elástico con:

$$f_i = -110 \text{ Kg/cm}^2 ; f_s = +4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cr} = -\frac{114 \times 108.1}{115} + 4 = -103 \text{ Kg/cm}^2$$

$$ES = 7 \times 103 = 721 \text{ Kg/cm}^2$$

Por flujo plástico con :

$$f_i = +43 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_s = -50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cds} = -\frac{93 \times 108.1}{115} - 50 = -38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12 \times 103 - 7 \times 38 = 970 \text{ Kg/cm}^2$$

Por relajación del acero:

$$CR_s = 1400 - 0.40 ES - 0.2(SH + CR_c)$$

$$CR_s = 1400 - 0.40 \times 721 - 0.2(700 + 970)$$

$$CR_s = 1400 - 288.4 - 334 = 778 \text{ Kg/cm}^2$$

Pérdidas totales:

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

$$\Delta f_s = 700 + 721 + 970 + 778 = 3169 \text{ Kg/cm}^2$$

Con lo anterior: $P_F = 15.79(15200 - 3169)$

$$P_F = 189\,969 \text{ Kg.}$$

$$f_i = - 7.05 P_F = - 7.05 \times 189.969 = -134 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + 2.65 P_F = + 2.65 \times 189.969 = + 50 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Preesfuerzo final, peso propio y carga muerta total.

$$f_i = - 134 + 86 = - 48 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = + 50 - 103 = - 53 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

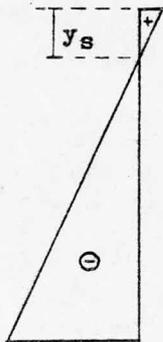
d) En operación con carga móvil:

$$f_i = - 48 + 51 = + 3 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

$$f_s = - 53 - 22 = - 75 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

Los esfuerzos de compresión quedan sobrados tanto para la trabe sola como para el conjunto de trabe-losa; ya que el mayor en la fibra inferior es de $- 110 \text{ Kg/cm}^2$ y el de tensión en la fibra superior es de $+ 4 \text{ Kg/cm}^2$.

Para absorber la tensión de la fibra superior, tenemos:



$$t = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y_s = \frac{4 \times 115}{114} = 4.03 \text{ cm.}$$

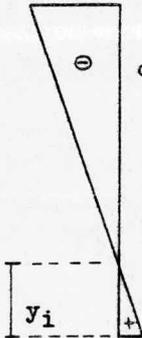
$$T_s = 4.03 \times 40 \times 4 = 645 \text{ Kg.}$$

con dos varillas $3c$,

$$f_s = \frac{645}{1.42} = 454 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 110 \text{ Kg/cm}^2$$

La tensión de $+3 \text{ Kg/cm}^2$ en la fibra inferior representa una tensión total de:



$$c = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$y_i = \frac{3 \times 115}{78} = 4.4 \text{ cm.}$$

$$T_i = 4.4 \times 56 \times 5.5 = 1355 \text{ Kg.}$$

Esta tensión incrementará al

esfuerzo de los torones de prees-

$$\text{fuerzo en } \frac{1355}{15.79} = 86 \text{ Kg/cm}^2$$

obteniendo un esfuerzo -

total de:

$$12\ 031 + 86 = 12\ 117 \text{ Kg/cm}^2 \quad 14\ 440 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión por resistencia última.

Para revisar la sección a la ruptura se especifica como valor crítico.

$$M_{u1} = 1.3 \left[CM + \frac{5}{3} (CV + I) \right]$$

$$M_{u1} = 1.3 \quad 43.55 + 39.4 + 5.5 + 2.5 + \frac{5}{3} (83.1)$$

$$M_{u1} = 1.3 (90.95 + 138.5) = 298.3 \text{ Ton-m.}$$

$M_{u1} = 298.3 \text{ Ton-m.}$

Para secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín, el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$M_{UR} = A_s^+ f_{su}^+ d \left(1 - 0.6 \frac{p^+ f_{su}^+}{f_c} \right)$$

donde:

M_{UR} = momento resistente último por flexión.

A_s^+ = área del acero para preesfuerzo.

f_{su}^+ = esfuerzo medio en el acero de preesfuerzo en la carga última.

d = distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la fuerza de preesfuerzo.

p^+ = A_s^+ / bd , porcentaje de acero de preesfuerzo.

Revisaremos si el eje neutro del patín queda contenido dentro del mismo.

$$t_{\text{crítico}} = 1.4 d p^+ \frac{f_{su}^+}{f_c}$$

$$f_{su}^+ = f_s' \left(1 - 0.5 \frac{p^+ f_s'}{f_c} \right)$$

$$p^+ = A_s^+ / bd$$

$$b = 135 \text{ cm.}$$

$$d = 115 + 18 - 6.9 = 126.1 \text{ cm.}$$

$$p^+ = 15.79 / 135 \times 126.1 = 0.0009$$

$$f_{su}^+ = 19\,000 \left(1 - 0.5 \frac{0.0009 \times 19\,000}{350} \right)$$

$$f_{su}^+ = 18\,536 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$t_{\text{crítico}} = 1.4 \times 126.1 \times 0.0009 \frac{18536}{350}$$

$$t_{\text{crítico}} = 8.41 \text{ cm} \quad 18 \text{ cm}$$

Como el eje neutro cae dentro del patín utilizaremos la fórmula siguiente:

$$M_{UR} = 15.79 \times 18536 \times 126.1 \left(1 - 0.6 \frac{0.0009 \times 18536}{350} \right)$$

$$M_{UR} = 358.52 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{UR} > M_U$$

$$358.52 > 298.3$$

$$\text{FACTOR DE SEGURIDAD} = \frac{358.52}{298.3} = 1.20$$

Llegamos a la conclusión de que con 16 torones es suficiente, ya que el momento último resistente es mayor que el momento último producido en las traves, y tenemos un factor de seguridad de 1.20.

IV.1.7 La longitud de transferencia del preesfuerzo es de

$$L = \frac{1}{70} (f_{su}^+ - \frac{2}{3} f_{se}) D$$

f_{se} = esfuerzo en el acero despues de verificadas las pérdidas.

$$p^+ = 15.79/3629 = 0.0044$$

$$f_{su}^+ = 19\ 000 (1 - 0.5 \times 0.0044 \frac{19\ 000}{350})$$

$$f_{su}^+ = 16730 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$f_{se} = 15\ 200 - 3169 = 12\ 031 \text{ Kg/cm}^2 .$$

$$D = 1.27 \text{ cm.}$$

$$L = \frac{1}{70} (16\ 730 - \frac{2}{3} \times 12\ 031) 1.27 =$$

$$\underline{L = 159 \text{ cm.}}$$

La revisión de las secciones extrema e intermedia se hará considerando que el diagrama de momentos producido por las cargas, tiene una variación parabólica y que el del preesfuerzo es constante a lo largo de la 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.

Los momentos máximos son:

Peso propio. _____ 43.55 Ton-m.

Carga muerta total. 43.55+39.4= _____ 82.95 Ton-m.

Cargas adicionales y

movil. 5.5+2.5+83.0 _____ 91.0 Ton-m.

Como el preesfuerzo se transmite totalmente en la sección a $1.59 - 0.33 = 1.26$ m. del eje de apoyo; a continuación se revisarán los esfuerzos para la trabe aislada, suponiendo que en dicha sección son efectivos solamente seis torones - por haberse "engrasado" los restantes.

$$M_{1.26} = M \left[1.0 - \left(\frac{8.74}{16.0} \right)^2 \right] = 0.24 M$$

$$M_{1.26} = 0.24 \times 43.55 = 10.5 \text{ Ton-m.}$$

Entonces los esfuerzos debido a peso propio son:

$$f_i = \frac{1\ 050\ 000}{102\ 852} = + 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{1\ 050\ 000}{82\ 379} = - 13 \text{ Kg/cm}^2$$

El preesfuerzo tendrá la excentricidad siguiente:

$$y = \frac{4 \times 5 + 2 \times 10}{6} = 6.67 \text{ cm.}$$

$$e = 51.2 - 6.67 = 44.5 \text{ cm.}$$

$$P = 6 \times 0.987 \times 15\ 200 \times 0.9 = 81.0 \text{ Ton.}$$

Ahora, obtengamos los esfuerzos iniciales del preesfuerzo.

$$f_i = -P \left(\frac{1}{A_t} + \frac{e}{S_i} \right) = -81 \left(\frac{1}{0.363} + \frac{0.445}{0.103} \right) =$$

$$f_i = - 81 (2.75 + 4.32) = - 57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = -P \left(\frac{1}{A_t} - \frac{e}{S_s} \right) = -81 \left(\frac{1}{0.363} - \frac{0.445}{0.082} \right) =$$

$$f_s = -81 (2.75 - 5.43) = + 22 \text{ Kg/cm}^2$$

De donde se obtienen los siguientes esfuerzos.

$$f_i = - 57 + 10 = - 47 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = + 22 - 13 = + 9 \text{ Kg/cm}^2 \quad (t)$$

$$\text{como } z = \frac{9 \times 115}{56} = 18.5 \text{ cm.}$$

$$T = (40 \times 18 + 34.4 \times 5.6) 8.5 = 7760 \text{ Kg.}$$

Si colocamos dos varillas 3c y dos varillas 4c el esfuerzo resulta.

$$= \frac{7760}{3.96} = 1960 \text{ Kg/cm}^2$$

Para carga muerta total se obtiene:

$$M_{1.26} = 0.24 \times 82.95 = 19.9 \text{ Ton-m.}$$

Los esfuerzos serán:

$$f_i = + \frac{1\ 990\ 000}{102\ 652} = + 19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = - \frac{1\ 990\ 000}{82\ 379} = - 24 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que considerando el efecto de preesfuerzo se obtiene.

$$f_i = - 57 + 19 = - 38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + 22 - 24 = - 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Las cargas adicionales y movil producen un momento de:

$$M_v = 0.24 \times 91.0 = 21.9 \text{ Ton-m.}$$

$$f_i = + \frac{2\ 190\ 000}{162\ 223} = + 14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = - \frac{2\ 190\ 000}{376\ 955} = - 6 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente obtenemos los siguientes esfuerzos.

$$f_i = - 38 + 14 = - 24 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = - 2 - 6 = - 8 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

Llegamos a la conclusión de que actúan esfuerzos a la compresión.

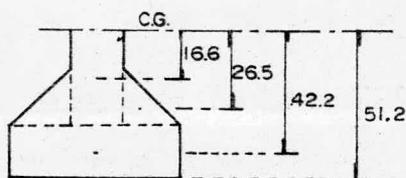
IV1.8. Diseño por esfuerzo cortante en el apoyo.

La fuerza cortante máxima en el apoyo es de:

V peso propio.	8.71 Ton.
V losa, cimbra y diafragma.	7.64 Ton.
V guarnición y parapeto.	1.1 Ton.
V carpeta asfáltica.	0.5 Ton.
V carga movil.	18.58 Ton.

Con la expresión $v = \frac{V Q}{I b}$ se calculará el esfuerzo en el centro de gravedad de la trabe aislada; en primer término para peso propio, losa, diafragma y de la cimbra.

$$Q = 56 \times 18 \times 42.2 + 19 \times 20 \times 26.5 + 18 \times 33.2 \times 16.6$$



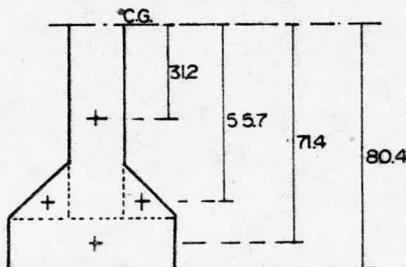
$$Q = 62\,530 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{16\,350 \times 62\,530}{5\,255\,760 \times 18} =$$

$$v = 10.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el cortante por guarnición, parapeto, carpeta asfáltica y carga movil; considerando $y_i = 80.4 \text{ cm}$.

$$Q = 56 \times 18 \times 71.4 + 19 \times 20 \times 55.7 + 62.4 \times 18 \times 31.2 =$$



$$Q = 128\,181 \text{ cm}^3$$

$$v = \frac{20\,180 \times 128\,181}{13\,042\,635 \times 18} =$$

$$v = 11.0 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante total resulta:

$$10.8 + 11.0 = 21.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_t = 21.8 < 1.3 \sqrt{f_c}$$

$$1.3 \sqrt{350} = 24.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$21.8 \text{ Kg/cm}^2 < 24.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Los elementos de concreto presforzado se reforzarán para resistir los esfuerzos de tensión diagonal. El refuerzo para cortante se colocará perpendicularmente al eje del elemento.

Siguiendo las especificaciones A A S H O tenemos:

$$V_1 = 8.71 + 7.64 + 1.1 + 0.5 = 17.95 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \text{-----} 18.6 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.3 \left(V_1 + \frac{5}{3} V_2 \right)$$

$$V_u = 1.3 (17.95 + 1.667 \times 18.6)$$

$$V_u = 63.64 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 12.7 \text{ b'j d.}$$

$$V_c = 12.7 \times 18 \times 0.9 \times 126.1$$

$$V_c = 25.94 \text{ Ton.}$$

$$A_v = \frac{(V_u - V_c) S}{2 f_{sy} j d} \geq 7 \text{ b'S} / f_{sy}$$

Si se ponen estribos en dos ramas 3c su espaciamento debe ser:

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

$$A_v = 2 \text{ var } 3c = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{2 \times 1.42 \times 4000 \times 113.5}{63.64 - 25.94}$$

$$S = 32 \text{ cm}$$

pero.

$$A_v \geq 7 b' s / f_{sy}$$

$$s = \frac{A_v f_{sy}}{7 b'}$$

$$s = \frac{1.42 \times 4000}{7 \times 18} = 45 \text{ cm.}$$

Se pondrán estribos de dos ramas 3c
a cada 30 cm.

IV.1.9. La revisión de esfuerzos en la sección a 1/4 del claro (5.0 m) del eje de apoyos se hace con los valores de los momentos flexionantes siguientes:

$$M_{5.0} = M \left[1 - \left(\frac{5.0^2}{10.0} \right) \right] = 0.75 M.$$

M (peso propio) = 0.75 x 43.55 =	32.66 Ton-m.
M (carga muerta total) = 0.75 x 82.95 =	62.21 Ton-m.
M (c. adic.+c. movil) = 0.75 x 91.1 =	68.33 Ton-m.

Los esfuerzos correspondientes al peso propio, son:

$$f_i = + \frac{3\ 266\ 000}{102\ 652} = + 32.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = - \frac{3\ 266\ 000}{82\ 379} = - 40.0 \text{ Kg/cm}^2$$

El preesfuerzo en cada trabe consistirá en 14 torones, puesto que se han engrasado hasta 1/4 del claro dos torones, por lo tanto el centro de gravedad será:

$$y = \frac{8 \times 5 + 6 \times 10}{14} = 7.1 \text{ cm.}$$

$$e = 51.2 - 7.1 = 44.1 \text{ cm.}$$

$$P = 14 \times 0.987 \times 15\ 200 \times 0.9 = 18\ 9000 \text{ Kg.}$$

Los esfuerzos por preesfuerzo serán:

$$f_i = -189 \left(\frac{1}{0.363} + \frac{0.441}{0.103} \right) = -189(2.75 + 4.28)$$

$$f_i = -133 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + 189 \left(\frac{1}{0.363} - \frac{0.441}{0.082} \right) = + 189(2.75 - 5.37)$$

$$f_s = + 50 \text{ Kg/cm}^2.$$

Obteniéndose para la condición inicial:

$$f_i = - 133 + 32 = -101 \text{ Kg/cm}^2 \quad (c)$$

$$f_s = + 50 - 40 = + 10 \quad (t)$$

Teniendo en cuenta los resultados anteriores; para tomar la tensión de 10 Kg/cm^2 se colocarán en la cara superior dos varillas 3c y dos varillas 4c.

Como por carga muerta total se obtiene $M_{cm} = 62.61 \text{ Ton-m}$. los esfuerzos que produce serán:

$$f_i = + \frac{6 \ 221 \ 000}{102 \ 652} = + 60.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = - \frac{6 \ 221 \ 000}{82 \ 379} = - 75.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que considerando el efecto de preesfuerzo con pérdidas aproximadas de 20 % los esfuerzos del mismo serán:

$$f_i = - \frac{133 \times 0.8}{0.9} = - 118.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = + \frac{50 \times 0.8}{0.9} = + 44.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_i (cm) = - 118.2 + 60.6 = - 57.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s (cm) = +44.4 - 75.5 = - 31.1 \quad "$$

El momento por cargas adicionales y movil es de -
68.33 Ton-m. y los esfuerzos correspondientes son:

$$f_i \text{ (cv)} = + \frac{6\ 833\ 000}{162\ 223} = + 42.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s \text{ (cv)} = - \frac{6\ 833\ 000}{376\ 955} = - 18.1 \text{ "}$$

Finalmente, obtenemos los esfuerzos debido a todas las condiciones:

$$f_i = - 57.6 + 42.1 = -15.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = - 31.1 - 18.1 = -49.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Son esfuerzos a la compresión.

IV.1.10. Las fuerzas cortantes en ésta sección son:

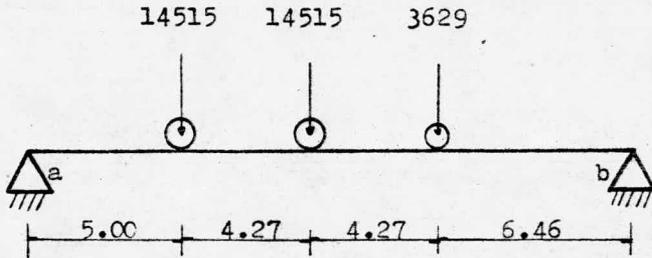
$$V \text{ p.p.} = 8.71 - 0.871 \times 5.0 = 4.36 \text{ Ton.}$$

$$V \text{ ldc.} = 7.64 - 0.74 \times 5.0 = 3.94 \text{ Ton.}$$

$$V \text{ g.p.} = 1.1 - 0.11 \times 5.0 = 0.55 \text{ Ton.}$$

$$V \text{ c.} = 0.5 - 0.05 \times 5.0 = 0.25 \text{ Ton.}$$

La carga móvil HS-20 produce la siguiente fuerza cortante:



$$M_b = R_a \times 20 - 14\,515 \times 15 - 14\,515 \times 10.73 - 3629 \times 6.46 = 0$$

$$R_a \times 20 - 217\,725 - 155\,746 - 23\,443 = 0$$

$$R_a = \frac{396\,914}{20} = 19\,846 \text{ Kg.}$$

Por lo que la fuerza cortante será:

$$V_{cv.} = 19.846 \times 1.05 \times 1.262 \times 0.5 = 13.2 \text{ Ton.}$$

Conforme a la especificaciones A A S H O la revisión se hace de la siguiente manera.

$$V_1 = 4.36 + 3.94 + 0.55 + 0.25 = 9.1 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = \text{-----} 13.2 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.3 (V_1 + 1.67 V_2)$$

$$V_u = 1.3 (9.1 + 1.67 \times 13.2) = 40.43 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 12.7 b' j d$$

$$V_c = 12.7 \times 18 \times 0.9 \times 125.9 = 25.90 \text{ Ton.}$$

Si se ponen estribos de dos ramas de 3c su separación será:

$$s = \frac{2 A_v f_{sy} j d}{V_u - V_c}$$

$$s = \frac{2 \times 1.42 \times 4\,000 \times 0.9 \times 125.9}{(40\,430 - 25\,900)} = 88 \text{ cm.}$$

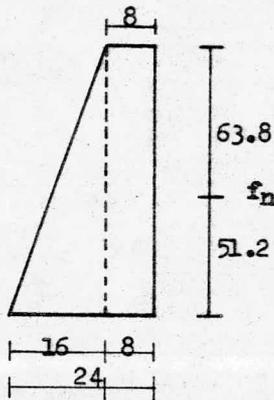
Se pondrán varillas 3c a cada 30 cm.

Tensión diagonal. (f_t)

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 $< 24.0 \text{ "}$

$$f_t = \frac{f_n}{2} - \sqrt{(f_n/2)^2 + v^2}$$

1) Viga sola o aislada.

f_n = esfuerzo normal en el c.g.
de la viga.

$$f_n = \frac{16 \times 63.8}{115} + 8 = 16.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 10.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = (16.9/2) - \sqrt{(16.9/2)^2 + (10.8)^2}$$

$$f_t = 8.45 - 13.5 = 5.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 5.05 \text{ Kg/cm}^2 < 24.0 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Conjunto trabe-losa.

$$v = 21.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = (16.9/2) - \sqrt{(16.9/2)^2 + (21.8)^2}$$

$$f_t = 8.45 - 23.38 = 14.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 14.9 \text{ Kg/cm}^2 < 24.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, por tensión diagonal si pasa la sección propuesta.

IV.1.11. FLECHA.

Flecha debida a carga muerta, sin considerar carpeta asfáltica, guarnición y parapeto.

$$y_1 = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E I_1} + \frac{1}{48} \frac{p l^3}{E I_1}$$

$$w = 0.871 + 0.74 = 1.611 \text{ Ton/m.}$$

$$p = \text{-----} 0.48 \text{ Ton.}$$

$$E = 297\ 000 \text{ Kg/cm}^2 = 2\ 970\ 000 \text{ Ton/m.}$$

$$I = \text{-----} 0.0525576 \text{ m}^4$$

$$l = \text{-----} 20.0 \text{ metros.}$$

$$y_1 = \frac{5}{384} \times \frac{1.611 \times (20)^4}{(297 \times 10^6)(0.0525576)} +$$

$$+ \frac{1}{48} \times \frac{0.48 \times (20)^3}{(2.97 \times 10^6)(0.0525576)}$$

$$y_1 = 0.021 + 0.00051 = 0.02151 \text{ m.}$$

$$y_1 = \underline{2.15 \text{ cm.}}$$

Flecha debido a carpeta asfáltica, guarnición y parapeto.

$$y_2 = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E I_2}$$

$$w = 0.11 + 0.05 = 0.16 \text{ Ton/m.}$$

$$E = 2.97 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$$

$$I = 0.13042635 \text{ m}^4$$

$$l = 20.0 \text{ mts.}$$

$$y_2 = \frac{5}{384} \times \frac{0.16 \times (20)^3}{(2.97 \times 10^6)(0.13042635)}$$

$$y_2 = 0.000043 \text{ m} = \underline{0.0043 \text{ cm.}}$$

Flecha debida a carga muerta total.

$$y_{cm} = y_1 + y_2 = 2.16 + 0.0043$$

$$\underline{y_{cm} = 2.16 \text{ cm.}}$$

Contraflecha debida al preesfuerzo.

$$y_3 = \frac{M_1 l^2}{8 E I} = \frac{F y l^2}{8 E I}$$

$$M_1 = F y = 240\,000 \times 44.3 = 106.32 \times 10^5 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_1 = 106.32 \text{ Ton-m.}$$

$$y_3 = \frac{(106.32)(20^2)}{8 \times (2.97 \times 10^6)(0.05256)} = \frac{42528}{1248768.6}$$

$$\underline{y_3 = 3.4 \text{ cm.}}$$

La deflexión neta debido al preesfuerzo y a la carga muerta total es:

$$\Delta = 2.16 - 3.4 = -1.24 \text{ cm.}$$

Obtenemos una contraflecha de 1.24 cm., la cual es aceptable, ya que en una trabe pretensada no debemos tener de flexiones; en éste caso tenemos una contraflecha muy razonable de 1.24 cm.

IV.2. CALCULO DE LA LOSA.

Revisando según A A S H O , tenemos :

El claro máximo entre traveses es $S = 1.60 - 0.40 = 1.2 \text{ m.}$

Carga muerta:

$$\text{Losa (18 cm)} = 0.18 \times 2.4 = 0.432 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carpeta (3 cm)} = 0.03 \times 2.0 = 0.060 \text{ Ton/m}^2$$

$$w_t = \text{-----} = 0.492 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{cm} = \frac{w l^2}{10} = \frac{0.492 \times (1.20^2)}{10} =$$

$$M_{cm} = 71 \text{ Kg-m/m}$$

Carga movil:

El momento flexionante por metro de ancho de losa se calculará de acuerdo con el método propuesto a continuación:

Refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito.

El momento por carga movil para claros simples (libremente apoyados) se determinará por la siguiente fórmula (no se incluye impacto) .

$$M_{cv} = (0.1025 S + 0.0625) P_{20} .$$

Momento en Kg-m. de ancho de losa, donde:

S = longitud efectiva del claro = 1.20 m.

$P_{20} = 7\ 257 \text{ Kg}$ para carga tipo HS-20

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

$$I = \frac{15.24}{20.0 + 38.10} = 0.26$$

$$M_{cv} = (0.1025 \times 1.2 + 0.0625) 7\,257 \times 1.26$$

$$M_{cv} = 1357 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_t = M_{cm} + M_{cv} = 71 + 1357 = 1428 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_t = 1428 \text{ Kg-m/m.}$$

Revisando una franja de 1 m. con $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{y } W = 2.4 \text{ T/m}^2 .$$

$$n = 8$$

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 \times 4\,000 = 2\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f_c = 0.45 \times 250 = 112.5 \text{ "}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{8 \times 112.5}} = 0.24$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.24}{3} = 0.9$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} \times 112.5 \times 0.24 \times 0.9 = 12.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_n = \sqrt{\frac{M_t}{K}} = \sqrt{\frac{1428}{12.4}} = 10.7 \text{ cm.}$$

Sin embargo se dará $d = 18 - 4 = 14 \text{ cm}$, el cual se considerará mínimo por razones constructivas y de rigidez del conjunto. El esfuerzo permisible en el acero se limitará a:

$$f_s = 1340 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv}} \right)$$

$$f_s = 1340 (1 + 71/1357) = 1421 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.39 \quad j = 0.87$$

$$K = \frac{1}{2} \times 112.5 \times 0.39 \times 0.87 = 19.1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d_n = \sqrt{1428/19.1} = 8.7 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$$

Por lo tanto se acepta el espesor de la losa propuesta de 18 cm.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{142\ 800}{1421 \times 0.87 \times 14} = 8.25 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizaremos varillas 4c, con $a_s = 1.267 \text{ cm}^2$

$$\text{Separación} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.267}{8.25} = 15 \text{ cm.}$$

La distribución será la siguiente:

Varillas 4c a cada 15 cm.

Acero de refuerzo para distribución.

El acero de refuerzo deberá colocarse en el lecho inferior de toda la losa, transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad será un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo; éste porcentaje se obtendrá de la siguiente fórmula:

Para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito:

$$\text{porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{2.28 S}} \leq 67 \%$$

S = es el claro efectivo del mismo. = 1.2

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{3.28 \times 1.2} = 110 \% > 67 \%$$

Por lo tanto, se pondrá un porcentaje de 67 %

$$A_s = 0.67 \times 8.25 = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando varillas 4c con $a_s = 1.267 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep.} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.267}{5.53} = 22 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas 4c a cada 20 cm.

Acero por temperatura.

En todas las superficies de concreto susceptibles de sufrir agrietamiento por cambios de temperatura y contracciones se colocará, en ambas direcciones, cuando menos - 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro. El espaciamiento - máximo entre varillas será de 45 cm.

Utilizando varillas 3c con $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep.} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.71}{2.4} = 30 \text{ cm.}$$

Se pondrán varillas 3c a cada 30 cm.

Losa en voladizo.

Cargas en camiones.

De acuerdo con las fórmulas para la distribución de cargas sobre losas en voladizo, que aparecen a continuación, la losa se proyectará para soportar la carga, independientemente del apoyo de la orilla a lo largo del extremo del voladizo. La distribución dada incluye el efecto de las

ruedas sobre elementos paralelos.

Refuerzo perpendicular a la dirección del tránsito.

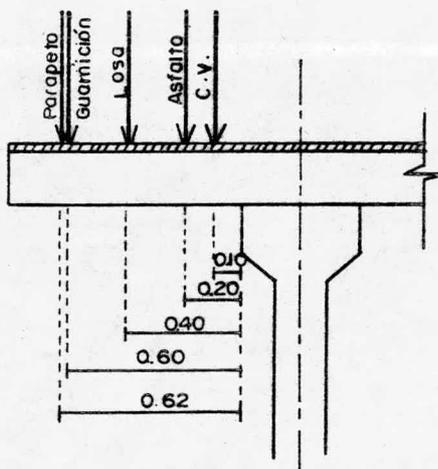
Cada carga por rueda sobre el elemento perpendicular a la dirección del tránsito se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$E = 0.8 X + 1.143 \quad (\text{m})$$

$$\text{Momento por metro de ancho de losa} = \frac{P}{E} X \quad (\text{Kg-m})$$

X = distancia desde la carga hasta el punto de apoyo, en metros.

a) Momento por peso propio en el voladizo en la zona intermedia.



ELEMENTO	PESO	BRAZO	MOMENTO
Parapeto	0.12	0.62	0.0744
Guarnición	0.21	0.60	0.126
Losa	0.346	0.40	0.1384
Asfalto	0.024	0.20	0.0048
S U M A	0.70		0.370

b) Momento por carga movil.

Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

$$\text{Por lo tanto } X = 0.80 - 0.40 - 0.30 = 0.10 \text{ m.}$$

$$E = 0.8 X + 1.143$$

$$E = 0.8 \times 0.10 + 1.143 = 1.22 \text{ m.}$$

$$M_{cv} = \frac{P}{E} X = \frac{7257 \times 0.10}{1.22} = 595 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M_{cv} + I = 595 \times 1.26 = 750 \text{ Kg-m/m.}$$

$$\underline{M_{total}} = 370 + 750 = \underline{1120 \text{ Kg-m/m.}}$$

$$f_s = 1340 (1 + 370/750) = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 > 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.33 \quad j = 0.9 \quad K = 16.7$$

$$d_n = \sqrt{\frac{1120}{16.7}} = 8 \text{ cm.} < 14 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{112000}{1800 \times 0.87 \times 14} = 5.11 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Utilizando varillas 4c $a_s = 1.267 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep.} = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.267}{5.11} = 25 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se utilizarán varillas 4c a cada 25 cm.

Momentos en la zona extrema.

$$M_t = 0.37 + 3 \times 0.75 = 2620 \text{ Kg-m/m.}$$

$$f_s = 1340 (1 + 370/2250) = 1560 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 0.36 \quad j = 0.9 \quad K = 18.2$$

$$d_n = \sqrt{\frac{2620}{18.2}} = 12 \text{ cm.} < 14 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{262000}{1560 \times 0.9 \times 14} = 13.33 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Como en el voladizo de la zona intermedia se requiere una área de refuerzo de $5.11 \text{ cm}^2/\text{m}$, se pondrá un refuerzo adicional de $A' = 13.33 - 5.11 = 8.22 \text{ cm}^2/\text{m}$, que se suministra con varillas normales al eje del camino a cada 25 cm y varillas diagonales a 45° que deben representar $8.22 - 5.11 / \cos 45^\circ = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$\text{Utilizando varillas 4c, Sep.} = \frac{100 \times 1.267}{4.4} = 23 \text{ cm.}$$

Se utilizarán varillas 4c con separación a cada 20 cm.

IV.3 CALCULO DE APOYOS.

Se adoptarán las normas francesas del Servicio de Estudios Técnicos de Caminos y Autopistas (S E T R A).

Las normas mencionadas se refieren al empleo de dispositivos de apoyo de la superestructura, constituidos por una o más placas de neopreno, adheridas por vulcanización a placas de acero estructural metálicas.

Los dispositivos de apoyo formados por neopreno reforzado se pueden clasificar en tres tipos:

a) Neopreno reforzado, simples.

Transmiten cargas normales a su plano y absorben por rotación y distorsión los giros y desplazamientos de la estructura, cuando éstos son pequeños.

b) Neopreno reforzado, deslizantes.

Son como los anteriores, pero disponen de una placa de deslizamiento cuya cara inferior desliza sobre la superior de una placa de Politetra fluoretileno (P.T.F.E.). Estos dispositivos permiten grandes desplazamientos horizontales y admiten deformaciones por compresión y rotación. Se utilizan como apoyos móviles de las estructuras.

c) Neopreno reforzado a tope o fijos.

Los topes evitan el desplazamiento longitudinal del dispositivo de apoyo, sin impedir que se produzcan deformaciones por compresión, distorsión (deformación horizontal), y rotación. En algunos casos, limitando el desplazamiento horizontal, se convierten en apoyos fijos, permitiendo únicamente la deformación por compresión y por rotación.

N O M E N C L A T U R A .PROPIEDADES MECANICAS:

G = Módulo de elasticidad al cortante.

F_e = Límite de elasticidad a tensión del acero A-36 de las placas (2530 Kg/cm²).

Sh-A = Dureza shore "A".

f_r = Coeficiente de fricción.

$$f_r = 0.12 + \frac{0.20}{f_m}$$
 Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura son placas metálicas.

$$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{f_m}$$
 Cuando las caras del dispositivo en contacto con la estructura, - son láminas de neopreno.

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 del neopreno = $n t$.

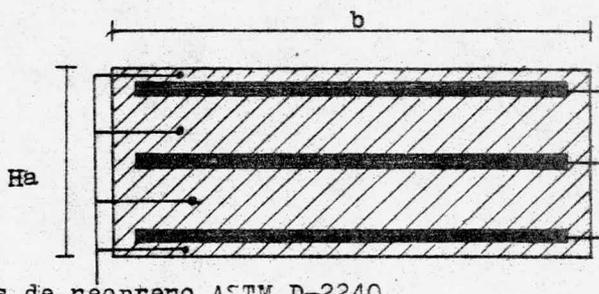
H_a = Altura nominal total del dispositivo de apoyo.

P_f = Coeficiente ó factor de forma.

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

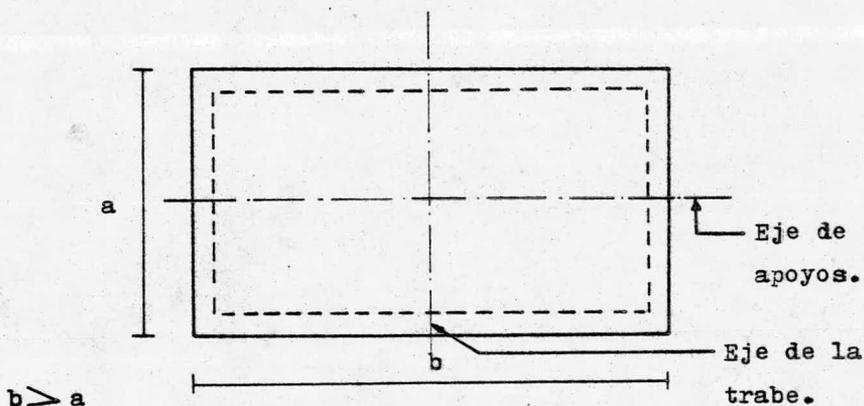
t_s = Espesor de una placa metálica intermedia.

K_1 y K_2 = Parámetros que dependen de la relación b/a .

APOYO INTEGRAL DE NEOPRENO.

Placas de neopreno ASTM D-2240
de dureza Shore 60, con esfuer-
zo normal de trabajo a la compresión $Ft_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Placas de acero
estructural A-36

ELEVACION .PLANTA .

ACCIONES.- SOLICITACIONES.

N = Fuerza normal, vertical, aplicada al dispositivo de apoyo.

H = Fuerza horizontal, aplicada al dispositivo de apoyo.

ESFUERZOS.

f = Esfuerzo de compresión.

f_m = Esfuerzo medio de compresión. = $N/a b$.

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.

δ = Angulo de deformación por cortante.

U_1 = Deformación horizontal lenta, del conjunto del - dispositivo (debida a acciones lentas).

U_2 = Deformación horizontal, bajo un esfuerzo dinámico, del conjunto del dispositivo.

α_T = Angulo de rotación del dispositivo de apoyo.

α_t = Angulo de rotación de una placa simple de neopreno.

CALCULO DE ACCIONES Y SOLICITACIONES.

Son las cargas y deformaciones a las cuales queda sujeto un dispositivo de apoyo, y que definen sus dimensiones, de acuerdo a las limitaciones de diseño.

a) Cargas verticales.

Son las cargas verticales por determinar, incluyendo las cargas muertas, de servicio y carga móvil más impacto.

b) Cargas horizontales.

Las cargas horizontales comprenden el viento sobre la estructura, viento sobre la carga viva, frenaje y sismo.

c) Deformaciones horizontales de los dispositivos.

c.1) Contracción por fraguado y contracción diferida.-

El valor del coeficiente por contracción dependerá de si la estructura es precolada total ó parcialmente ó si es colada en el lugar.

c.2) Deformación por temperatura.- Los valores característicos, máximos y mínimos, de las acciones debidas a las variaciones de temperatura, corresponden normalmente a dilataciones lineales relativas de:

3×10^{-4} y 4×10^{-5} para acciones de corta duración.

2×10^{-4} y 2.5×10^{-4} para acciones de larga duración.

c.3) Deformaciones instantáneas.- Estas deformaciones son las que se presentan en forma inmediata a la aplicación de cargas exteriores y a la aplicación del preesfuerzo.

c.4) Deformaciones plásticas ó a largo plazo, adicio-

nales a las instantaneas, se determinarán afectando a éstas últimas de un coeficiente que conservadoramente se considerará de 2.

Las deformaciones significantes para el cálculo de los dispositivos de apoyo, serán las deformaciones a largo plazo.

d) Deformaciones por rotación de los dispositivos.

La rotación de los dispositivos es consecuencia de los giros que sufre la sección de apoyo de la estructura, - debido a la aplicación de las cargas exteriores y al preesfuerzo, las deformaciones son instantaneas y a largo plazo.

D I S E Ñ O .

1.) CARGAS VERTICALES : (Carga muerta)

Peso propio trabe.	8.71 Ton.
Losa, diafragma y cimbra.	7.64 Ton.
Guarnición y parapeto.	1.10 Ton.
Carpeta asfáltica.	0.50 Ton.
T o t a l .	17.95 Ton.
CM = 17.95 x $\frac{10.33}{10.0}$	<u>18.54 Ton/apoyo.</u>

Carga movil.- Considerando el impacto y el coefi -
ciente de concentración.

$$CV = \underline{18.6 \text{ Ton/ apoyo.}}$$

2.) CARGAS HORIZONTALES :Frenaje.

$$F_R = 0.50(0.952 \times 20 + 8.165)0.90 / 12 = \underline{0.102 \text{ Ton/apoyo}}$$

Viento longitudinal sobre la estructura.

Según A A S H O el ángulo de esviajamiento del viento se considerará de 60° la cual nos proporciona una carga longitudinal de 93 Kg/m^2 .

$$\text{Area expuesta} = 2.13 \times 20 = 42.6 \text{ m}^2$$

$$V_{LSE} = 42.6 \times 0.093 / 12 = \underline{0.33 \text{ Ton/apoyo.}}$$

Sismo.-

Se considerará un coeficiente sísmico de $C = 0.02$

$$S = C \cdot P$$

P = Peso propio de la estructura.

$C = 0.02$ Para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión de 3.91 Kg/cm^2 ó mayor.

$$S = 0.02 \times 18.54 = \underline{0.37 \text{ Ton/apoyo.}}$$

3.) Giros en los extremos del tramo.Por carga muerta.

$$w = 1.77 \text{ Ton/m.} \quad l = 20.0 \text{ m.}$$

$$E_c = 4270 w^{1.5} \sqrt{f_c} = 4270 (2.4)^{1.5} \sqrt{350} =$$

$$E_c = 2.97 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2 .$$

$$I = 0.13043 \text{ m}^4$$

$$\alpha = \frac{2}{3} \times \frac{w l^2}{8} \times \frac{1}{2} \times \frac{3}{E I} = \frac{w l^3}{8 E I}$$

$$\alpha = \frac{1.77 (20)^3}{8 \times 2.97 \times 10^6 \times 0.13043} = \frac{14160}{3099016.8} =$$

$$\alpha = 0.0046 \text{ radianes.}$$

Por carga viva + impacto. $M = 83.0 \text{ Ton-m.}$

$$M = \frac{w l^2}{8} \therefore w (CV + I) = \frac{8 M}{l^2} = \frac{8 \times 83}{(20)^2} = 1.66 \text{ Ton/m.}$$

Considerando la tercera parte del giro por carga muerta.

$$\alpha = \frac{1.66 (20)^3}{3 \times 8 \times 2.97 \times 10^6 \times 0.13043} = \frac{13280}{9297050.4}$$

$$\alpha = 0.0014 \text{ radianes.}$$

Por preesfuerzo. $P = 240 \text{ Ton. } e = 0.804 \text{ m.}$

$$\alpha = \frac{P e l}{E I} = \frac{240 \times 0.804 \times 20}{2.97 \times 10^6 \times 0.13043} = \frac{3859.2}{387377.1} =$$

$$\alpha = 0.0099 \text{ radianes.}$$

Por defectos de construcción.

se considerará de $\alpha = 0.003 \text{ radianes.}$

G I R O T O T A L .

$$\alpha_T = 0.0046 + 0.0014 + 0.003 - 0.0099 =$$

$$\alpha_T = 0.0009 \text{ radianes.}$$

4.) DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Por contracción de fraguado. (coeficiente = 0.0003)

$$\Delta \text{contracción} = 0.0003 \times 10 = 0.003 \text{ m.}$$

Por temperatura.

$$\text{Acción de corta duración} = 0.00035 \times 10 = 0.0035 \text{ m.}$$

$$\text{Acción de larga duración} = 0.000225 \times 10 = 0.00225 \text{ m.}$$

Por giro debido a la carga muerta.

$$\Delta = \alpha y_t ; y_t = \text{distancia del eje neutro a la fibra extrema en tensión.}$$

$$y_t = 0.804 \text{ m.}$$

$$\Delta = 0.0046 \times 0.804 = \text{-----} 0.0037 \text{ m.}$$

Por giro debido a carga viva + impacto.

$$\Delta = \alpha y_t$$

$$\Delta = 0.0014 \times 0.804 = \text{-----} 0.0011 \text{ m.}$$

Por preesfuerzo.

$$\text{se tiene que } \Delta = \frac{3 P l}{2 A E} + \alpha y_t$$

Se triplica el efecto de la deformación por fuerza normal, y se divide entre los dos apoyos.

$$\Delta = \frac{3 \times 240 \times 20}{2 \times 0.6063 \times 2.97 \times 10^6} + 0.0099 \times 0.804 =$$

$$\underline{\underline{\Delta = 0.0119 \text{ m.}}}$$

5.) DIMENSIONAMIENTO DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO.

Para coronas o cabezales de concreto de $f_c=250 \text{ Kg/cm}^2$
el esfuerzo promedio permisible bajo la placa $=100 \text{ Kg/cm}^2$

Reacción máxima = (CM + CVI)/apoyo.

$$R \text{ máx.} = 18.54 + 18.6 = 37.14 \text{ Ton/apoyo.}$$

$$A \text{ requerida.} = \frac{R \text{ máx.}}{f \text{ adm.}} = \frac{37140}{100} = 371.4 \text{ cm}^2$$

Altura meta del dispositivo. (h = n t)

$$\text{CONDICION. } h \geq 2 U_1$$

Contracción : $\Delta \text{ CM} - (\Delta \text{ P} + \Delta \text{ cont.} + \Delta \text{ temp.})$

$$= 0.0037 - (0.0119 + 0.003 + 0.0035)$$

$$= - 0.0147 \text{ m} = - 1.47 \text{ cm.}$$

Dilatación : $\Delta \text{ CM} - \Delta \text{ P} + \Delta \text{ CVI} + \Delta \text{ temp.} - \Delta \text{ contr.}$

$$= 0.0037 - 0.0119 + 0.0011 + 0.0035 - 0.003$$

$$= - 0.0066 \text{ m.} = - 0.66 \text{ cm.}$$

Es recomendable considerar la condición más desfavorable,
o sea, la deformación mayor posible.

Entonces. $U_1 = 1.47 \text{ cm.}$

$$h_{\text{mín.}} = 2.94 \text{ cm.}$$

Se propone un dispositivo de $N (2x1.3 + 2x0.3) +$

$$A (3 \times 0.3) = 4.1 \text{ cm.}$$

N = placas de neopreno ; A = placas de acero estructural.

$$h \geq 2 U_1 \quad 4.1 > 2.94 \text{ cm.}$$

SE CUMPLE.

Dimensiones en planta del dispositivo.

$$\text{CONDICION: } 5h \leq a \leq 10h.$$

$$5h = 5 \times 4.1 = 20.5 \text{ cm.}$$

$$10h = 10 \times 4.1 = 41 \text{ cm.}$$

$$20.5 \leq a \leq 41$$

$$\text{Se propone } a = 20 \text{ y } b = 40 ; A = a \times b = 800 \text{ cm}^2$$

$$800 \text{ cm}^2 > 371.40 \text{ cm}^2$$

SE CUMPLE.Verificación por cortante.

CONDICIONES :

$$1) TH_1 \leq 0.5 G.$$

$$2) TH = (TH_1 + TH_2) \leq 0.7 G .$$

$$3) T = (TH + T_m + T_g) \leq 5 G.$$

$$4) T_m \leq 3 G.$$

$$TH_1 = \frac{G U_1}{h} = \frac{8 \times 1.47}{4.1} = 2.87 \text{ Kg/cm}^2 ; 0.5 G = 4.0 "$$

$$2.87 \text{ Kg/cm}^2 < 4.0 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$TH_2 = \frac{H_2}{2 a b} = \frac{370}{2 \times 20 \times 40} = 0.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H_2 = \text{sismo.}$$

$$TH = 2.87 + 0.23 = 3.10 \text{ Kg/cm}^2 ; 0.7 G = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$3.10 \text{ Kg/cm}^2 < 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$T_m = \frac{1.50 \text{ fm}}{Pf}$$

$$f_{m\text{máx.}} = \frac{37 \ 140}{20 \times 40} = 46.42 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$Ff = \frac{20 \times 40}{2 \times 1.3 (20 + 40)} = 5.13$$

$$T_m = \frac{1.50 f_m}{Ff} = \frac{1.50 \times 46.42}{5.13} = 13.58 ; 3 G = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$13.58 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$T_g = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \alpha_t ; \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{0.0009}{3.2} =$$

$$\alpha_t = 0.00028 \text{ radianes. } n = \text{neopreno.}$$

$$n = 2 \times 1.3 + 2 \times 0.3 = 3.2 \text{ cm.}$$

$$T_g = \frac{8}{2} \times \left(\frac{20}{1.3}\right)^2 \times 0.00028 = 0.265 ; 1.5 G = 12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.265 \text{ Kg/cm}^2 < 12 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$T = 3.10 + 13.58 + 0.265 = 16.95 ; 5.0 G = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$16.95 \text{ Kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.Verificación de que el apoyo no se levanta.

$$\text{CONDICION : } \frac{3}{Ff} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{f_m}{G} \geq \alpha_t$$

$$f_{m\text{mín}} = \frac{18 \ 540}{20 \times 40} = 23.18 \text{ Kg/cm}^2 > 20 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$\frac{3}{5.13} \left(\frac{1.3}{20}\right)^2 \frac{23.18}{8} = 0.0072 \text{ radianes}$$

$$0.0072 \text{ rad.} > 0.00028 \text{ rad.}$$

SE CUMPLE.

Verificación de que el apoyo no se desliza.

CONDICIONES :

$$f_m (\text{mín.}) \geq 20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_r N > H$$

$$f_m (\text{mín.}) = 23.18 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$$

SE CUMPLE.

$$f_r = 0.10 + \frac{0.60}{f_m} = 0.10 + \frac{0.60}{23.18} = 0.126$$

$$f_r N = 0.126 \times 18.54 = 2.33 \text{ Ton. ; } H = 0.102 \text{ Ton.}$$

$$2.33 \text{ Ton} > 0.102 \text{ Ton. (Frenaje).}$$

SE CUMPLE.

Verificación por deformación de compresión.

CONDICION : $e_T < 0.07 h$.

$$e_T = \Delta e_T + 0.10 \text{ cm.}$$

$$\Delta e_T = \frac{K_1 n t^3 (f_m - 30)}{a^2 G}$$

Para $b/a = 40/20 = 2.0$ $K_1 = 1.46$; $n = 3.2$

$$\Delta e_T = \frac{1.46 \times 3.2 \times (1.3)^3 (46.42 - 30)}{(20)^2 \times 8} = 0.041 \text{ cm.}$$

$$e_T = 0.041 + 0.10 = 0.14 \text{ cm.}$$

$$e_T / h = 0.14 / 4.1 = 0.034$$

$$3.4 \% < 7 \% \text{ de deformación.}$$

SE CUMPLE.

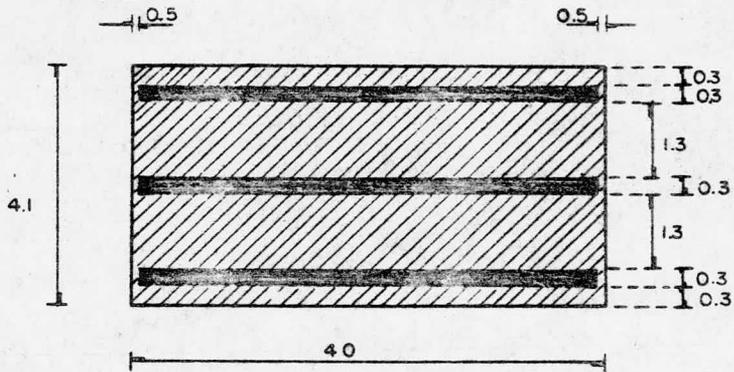
Todas las condiciones se satisfacen.

Por lo tanto, se aceptan los apoyos propuestos

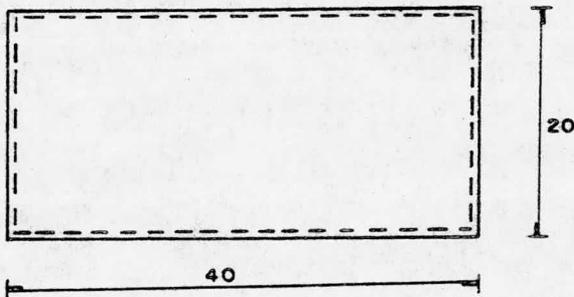
RESUMEN DE LIMITANTES

LIMITANTES	PERMISIBLES	REALES
$h \geq 2 U_1$	$2 U_1 = 2.94 \text{ cm.}$	$h = 4.1 \text{ cm.}$
$5h \leq a \leq 10h$	$20 = 20 < 41$	$a = 20 \text{ cm.}$
$(f_m)_{\text{máx.}} \leq 0.4fc$	$0.4fc = 100 \text{ Kg/cm}^2$	$(f_m)_{\text{máx.}} = 46.42$
$TH_1 \leq 0.5 G$	$0.5G = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$	$TH_1 = 2.87 \text{ Kg/cm}^2$
$TH \leq 0.7 G$	$0.7G = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$	$TH = 3.10 \text{ Kg/cm}^2$
$Tn \leq 3.0 G$	$3.0G = 24 \text{ Kg/cm}^2$	$Tn = 13.58 \text{ Kg/cm}^2$
$T_g \leq 1.5 G$	$1.5G = 12 \text{ Kg/cm}^2$	$T_g = 0.265 \text{ Kg/cm}^2$
$T = (TH + Tn + T_g) \leq 5G$	$5G = 40 \text{ Kg/cm}^2$	$T = 16.95 \text{ Kg/cm}^2$
$\alpha t \leq$	0.0045 rad.	0.00028 rad.
$(f_m)_{\text{mín.}} \geq$	20 Kg/cm^2	23.18 Kg/cm^2
$fr N \geq$	0.102 Ton.	2.33 Ton.
$e_T / h \leq$	$7\% = 0.07$	0.034

Los apoyos en ambos extremos de cada trabe, serán de las mismas dimensiones, las cuales se indican a continuación :



ELEVACION



PLANTA

IV.4.- ESTRIBOS.

Los estribos son estructuras que tienen por objeto transmitir al terreno las cargas que reciben de los tramos extremos de un puente, así como el empuje del terraplén de acceso.

Se denominan estribos de tipo de gravedad los de mampostería, que resisten las fuerzas que obran en ellos, principalmente por su peso propio.

Además de transmitir al terreno las cargas que reciben de la superestructura y el empuje de los terraplenes de acceso, es común que los estribos sirvan para evitar que éstos - terraplenes derramen más allá de ciertos límites.

Estos estribos constan esencialmente de un muro transversal al camino, que es el que recibe directamente las cargas del tramo de superestructura que se apoya en él. Esta parte del estribo (muro transversal), se llama "cuerpo del estribo". Los otros dos muros de contención constituyen los aleros del estribo, si en planta forman un ángulo menor que 90° grados con la dirección de la corriente.

El estudio de los estribos debe abarcar, en principio, los siguientes aspectos:

- a) Condiciones estáticas y de estabilidad.
- b) Esfuerzos admisibles en los materiales.
- c) Cargas y fuerzas aplicadas a los estribos.
- d) Especificaciones a seguir.

El proyecto de un estribo tendrá generalmente las siguientes fases:

- 1.- Dibujo acotado a escala, de la sección transversal del cuerpo del estribo, en el cual, se consignarán las fuerzas que obran en el mismo, representándolas por vectores que ocupen aproximadamente las líneas de acción de las mismas, y designando estos vectores con literales que los denominen.
- 2.- Verificación, por medio de los cálculos respectivos, de que la sección transversal del cuerpo del estribo reúna las condiciones estructurales de estática, estabilidad y esfuerzos admisibles en los materiales.
- 3.- Dibujo acotado y a escala del plano del estribo, - incluyendo una planta y dos elevaciones: una, normal al eje del camino (elevación frontal) y otra paralela a dicho eje, (elevación lateral) .
- 4.- Cálculo del volúmen del estribo (incluidos los aleros) .

D I S E Ñ O D E L O S E S T R I B O S .

Para el diseño, consideraré solamente al estribo N^o 1 , en virtud, de que es el más desfavorable, pues tendrá que ser más esbelto que el estribo N^o 2 .

1.- Localización.

El estribo N^o 1 se encuentra localizado en la estación 11 + 909.00, cuya rasante será la elevación = 1317.77 m.

El estribo N^o 2 se encuentra localizado en la estación 11 + 929.00, cuya rasante será la elev.=1,16.96m.

2.- Tránsito.

Carga móvil HS-20 en dos bandas de circulación.

3.- Esviajamiento.

42° 17' izquierdo.

4.- Apoyos.

Móviles.

5.- Material de desplante.

Estratos de limo arenoso medianamente compactos, con fragmentos chicos y medianos de roca, y grandes bloques de basalto fracturado, con un esfuerzo de trabajo a la compresión de 4.0 Kg/cm^2 .

6.- Esfuerzos permisibles.Concreto:

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

Mampostería:

- a) Compresión. 10 Kg/cm^2
- b) Tensión. 1 Kg/cm^2
- c) Esfuerzo cortante. 2 Kg/cm^2
- 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 grupos siguientes representan varias combinaciones de carga y fuerzas a las que podrá estar sometido un estribo. Para cada parte del estribo se proporcionará todas las combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo o sitio en particular, aplicando los porcentajes de los esfuerzos unitarios básicos indicados para los diversos grupos, (siguiendo las especificaciones A A S H O).

$$\begin{aligned} \text{Grupo I} &= \text{CM} + \text{CV} + \text{ET} + \cancel{\text{S}} + \cancel{\text{DC}} \text{_____} f = 100 \% \\ \text{Grupo II} &= \text{CM} + \text{ET} + \cancel{\text{S}} + \cancel{\text{DC}} + \text{VE} \text{_____} f = 125 \% \\ \text{Grupo III} &= \text{Grupo I} + \text{FR} + \text{F} + 30\% \text{VE} + \text{VCV} \\ &\quad + \cancel{\text{DC}} \text{_____} f = 125 \% \\ \text{Grupo IV} &= \text{Grupo I} + \cancel{\text{A}} + \cancel{\text{C}} + \cancel{\text{E}} \text{_____} f = 125 \% \\ \text{Grupo V} &= \text{Grupo II} + \cancel{\text{A}} + \cancel{\text{C}} + \cancel{\text{E}} \text{_____} f = 140 \% \\ \text{Grupo VI} &= \text{Grupo III} + \cancel{\text{A}} + \cancel{\text{C}} + \cancel{\text{E}} \text{_____} f = 140 \% \\ \text{Grupo VII} &= \text{CM} + \text{ET} + \cancel{\text{S}} + \cancel{\text{DC}} + \text{TT} \text{_____} f = 133 \% \end{aligned}$$

Donde : CM = Carga muerta.

CV = Carga movil.

ET = Empuje de tierras.

S = Subpresión.

VE = Viento sobre la estructura.

VCV= Presión del viento sobre la carga movil.

FR = Frenaje.

F = Fricción.

A = Acortamiento por compresión.

C = Contracción.

TT = Sismo.

PC = Presión de la corriente.

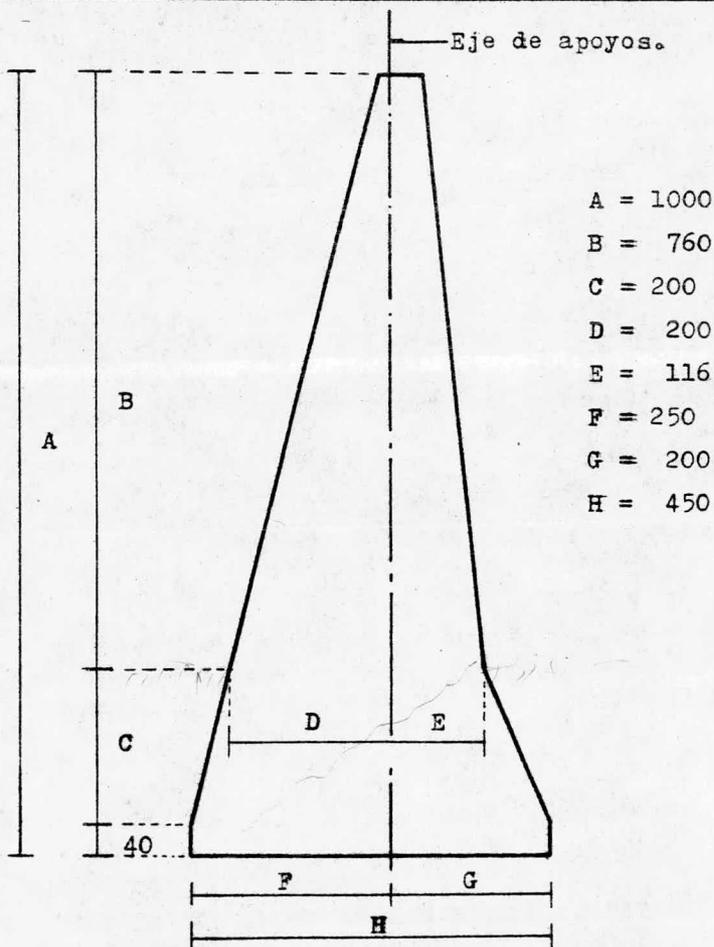
Haciendo un análisis de cada uno de los grupos, solamente se considerará a los grupos: I, III y VII por ser los más desfavorables.

Grupo I = CM + CV + ET f = 100 %

Grupo III = Grupo I + FR + F + 30%VE + VCV. f = 125 %

Grupo VII = CM + ET + TT. f = 133 %

DIMENSIONES PROPUESTAS PARA EL MURO FRONTAL DEL ESTRIBO.



CARGAS TRANSMITIDAS POR METRO DE MURO.

(Longitud del cuerpo de estribo = 12.65m.)

C A R G A S V E R T I C A L E S .a) Carga muerta de la superestructura.

Peso propio de trabe.	8.71	Ton.
Losa, diafragma y cimbra.	7.64	"
Guarnición y parapeto.	1.10	"
Carpeta asfáltica.	0.50	"
S U M A.	17.95	Ton.

$$CM = 17.95 \times \frac{10.33}{10.00} = 18.54 \text{ Ton/trabe.}$$

$$CM = 18.54 \times 6 \text{ traves.} = 111.24 \text{ Ton.}$$

$$CM = 111.24 / 12.65 = \underline{CM = 8.79 \text{ Ton/m.}}$$

Brazo = 0.25m. (al centro del desplante)

$$\underline{\text{brazo} = 0.25 \text{ m.}}$$

b) Carga movil HS-20.Del apéndice AASHO, tenemos: $V_{cv} = 28.044 \text{ Ton/carril}$

$$CV = 28.044 \times 3 \times 0.9 / 12.65 = 5.99 \text{ Ton/m.}$$

$$\underline{CV = 5.99 \text{ Ton/m.}}$$

$$\underline{\text{brazo} = 0.25 \text{ m.}}$$

C A R G A S H O R I Z O N T A L E S .c) Viento sobre la estructura.

Se considerarán las fuerzas debidas a la presión del viento por metro cuadrado actuando 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 Kms/hora. La carga de viento sobre la estructura será. = 59 Kgs/m^2

VE = Carga por el viento x área expuesta.

Area expuesta. = $2.13 \times 20.0 = 42.6 \text{ m}^2$

VE = $0.059 \times 42.6 = 2.51 \text{ Ton.}$

VE = $2.51 / 12.65 =$

VE = 0.20 Ton/m.

Brazo = 8.29 m. (considerado al nivel de corona)

brazo = 8.29 m.

d) Viento sobre la carga movil. (VCV).

En puentes comunes de losa sobre trabes, con una longitud máxima del claro de 38.10 m, puede usarse la siguiente carga por viento sobre la carga movil igual a 60 Kgs/m.

VCV = $0.060 \times 20.0 = 1.2 \text{ ton.}$

VCV = $1.2 / 12.65 =$

VCV = 0.10 Ton/m.

brazo = 8.29 m.

e) Frenaje. (FR).

Se tomará el 0.05 de la carga viva en cada banda de circulación.

FR = $0.05 \times 28.044 \times 3 \times 0.9 = 3.79 \text{ Ton.}$

FR = $3.79 / 12.65 =$

FR = 0.30 Ton/m.

brazo = 8.29 m.

f) Fricción. (F).

Se tomará el 0.05 de la carga muerta total.

F = $0.05 \times 111.24 = 5.56 \text{ Ton.}$

F = $5.56 / 12.65 =$

F = 0.44 Ton/m.

brazo = 8.29 m.

g) Sismo. (T T).

En caso de que se presente un fenómeno sísmico se considerará la fuerza siguiente:

$$TT = C P .$$

Donde:

TT = Fuerza aplicada horizontalmente en cualquier dirección en el centro de gravedad del peso de la estructura.

P = Peso propio de la estructura.

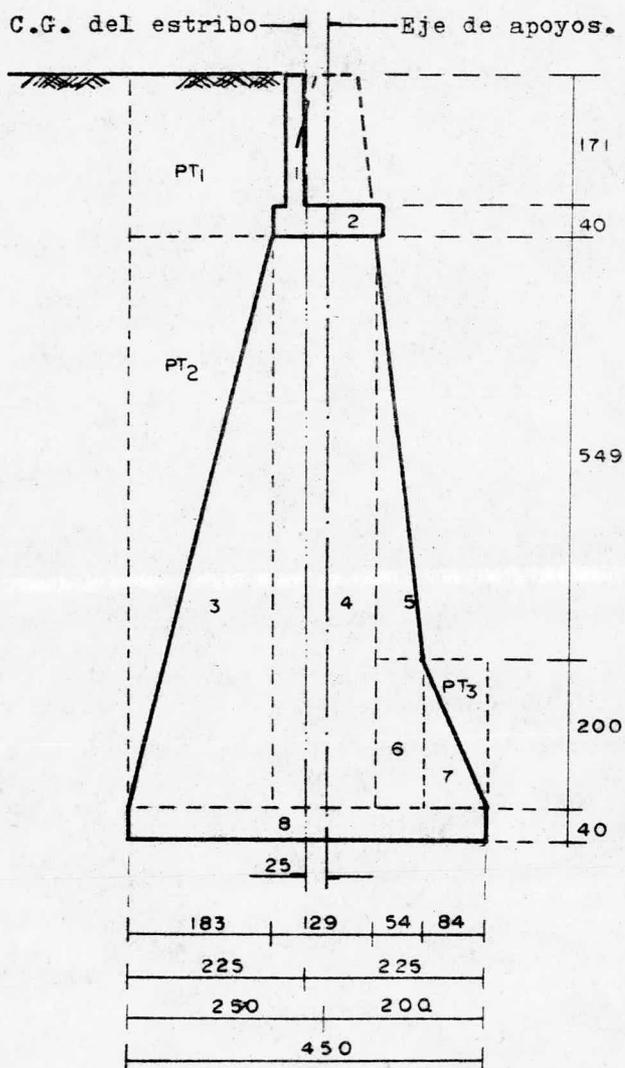
C = 0.02 para estructuras sobre cimientos por ampliación de base, en suelos con esfuerzo permisible a la compresión de 3.91 - Kg/cm² o mayor.

$$TT = 0.02 \times 111.24 = 2.23 \text{ Ton.}$$

$$TT = 2.23 / 12.65 =$$

$$\underline{TT = 0.18 \text{ Ton/m.}}$$

$$\underline{\text{brazo} = 8.29 \text{ m.}}$$

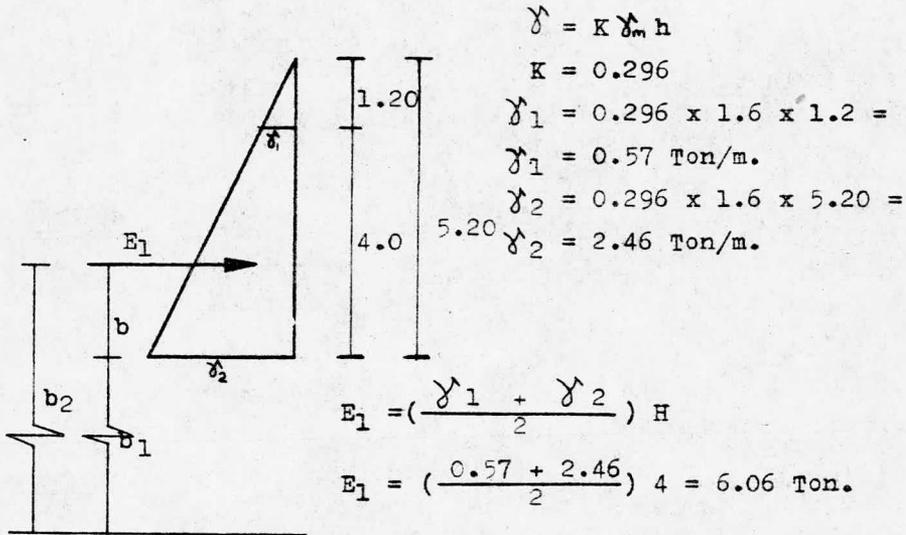
h) Peso propio del estribo.

Area x Peso Volumétrico	Ton/ m .	Brazo.
1.- $1.71 \times 0.25 \times 2.4 =$	1.026	- 0.145
2.- $1.39 \times 0.40 \times 2.4 =$	1.334	+ 0.275
3.- $1.83 \times 7.49 \times 0.5 \times 2.2 =$	15.077	- 1.03
4.- $1.29 \times 7.49 \times 2.2 =$	21.257	+ 0.225
5.- $5.49 \times 0.54 \times 0.5 \times 2.2 =$	3.261	+ 1.05
6.- $2.0 \times 0.54 \times 2.2 =$	2.376	+ 1.14
7.- $2.0 \times 0.84 \times 2.2 =$	3.696	+ 1.69
8.- $4.50 \times 0.40 \times 2.2 =$	3.960	0.00
PT ₁ .- $1.98 \times 2.11 \times 1.6 =$	6.684	- 1.26
PT ₂ .- $7.49 \times 1.83 \times 0.5 \times 1.6 =$	10.965	- 1.64
PT ₃ .- $2.0 \times 0.84 \times 0.5 \times 1.6 =$	1.344	+ 1.97

1) Empuje de tierra .

Cuando los vehículos que transitan por el camino puedan llegar a quedar dentro de una distancia horizontal igual a la mitad de la altura de la estructura, medida desde la parte superior, la presión se incrementará con una presión debida a una sobrecarga viva de no menos de 1.20 m. de espesor de tierra.

Considerando que el empuje de tierra actúa únicamente hasta 4.00m de profundidad.



$$\underline{E_1 = 6.06 \text{ Ton.}}$$

$$b = \frac{(2 \gamma_1 + \gamma_2) d}{\gamma_1 + \gamma_2} \frac{1}{3}$$

$$b = \left(\frac{2 \times 0.57 + 2.46}{0.57 + 2.46} \right) \frac{4}{3} = 1.58 \text{ m.}$$

$$b = 1.58 \text{ m.}$$

$$b_1 = 6.00$$

Brazo del desplante al empuje.

$$b_2 = 1.58 + 6.00 = 7.58 \text{ m.}$$

$$\underline{b_2 = 7.58 \text{ m.}}$$

j) Resumen de elementos para el grupo I .

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

$$f = 100 \%$$

CARGAS (Ton/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
CM = 8.79	+ 0.25	+ 2.20
CV = 5.99	+ 0.25	+ 1.50
1 = 1.026	- 0.145	- 0.15
2 = 1.334	+ 0.275	+ 0.37
3 = 15.077	- 1.03	- 15.53
4 = 21.257	+ 0.225	+ 4.78
5 = 3.261	+ 1.05	+ 3.42
6 = 2.376	+ 1.14	+ 2.71
7 = 3.696	+ 1.69	+ 6.25
8 = 3.96	0.00	0.00
PT ₁ = 6.684	- 1.26	- 8.42
PT ₂ = 10.965	- 1.64	- 17.98
PT ₃ = 1.344	+ 1.97	+ 2.65
ET ₁ = 6.06	+ 7.58	+ 45.93
$\Sigma P_v = 85.76 \text{Ton/m.}$		$\Sigma M = + 27.73 \text{T-m.}$

Características geométricas de la base del estribo.

$$A = 4.50 \times 1.00 = 4.50 \text{ m}^2$$

$$y = 2.25 \text{ m.}$$

$$I = \frac{1.00 (4.50)^3}{12} = 7.60 \text{ m}^4 .$$

Revisión de esfuerzos en el desplante para el grupo I de cargas (100 % de esfuerzos).

Aplicando la fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$f = \frac{85.76}{4.50} \pm \frac{27.73}{7.60} (2.25)$$

$$f = 19.06 \pm 8.21$$

$$f_{\text{máx.}} = 19.06 + 8.21 = 27.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{f_{\text{máx.}} = 2.7 \text{ Kg/cm}^2 < 4.0 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_{\text{mín.}} = 19.06 - 8.21 = 10.85 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{f_{\text{mín.}} = 1.1 \text{ Kg/cm}^2 > 0}$$

Por lo tanto los esfuerzos son aceptables.

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

$$\text{Grupo III} = \text{Grupo I} + \text{FR} + \text{F} + 30\% \text{VE} + \text{VCV. } f = 125 \%$$

CARGAS (Ton/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (T-m)
Grupo I = 85.76	-----	+ 27.73
FR = 0.30	+ 8.29	+ 2.49

$$\begin{array}{rcl}
 F = 0.44 & + 8.29 & + 3.65 \\
 30 \% VE = 0.2 \times 0.3 & + 8.29 & + 0.49 \\
 VCV = 0.10 & + 8.29 & + 0.83 \\
 \Sigma P = 85.76 \text{ Ton/m.} & & \Sigma M = + 35.19 \text{ Ton-m/m.}
 \end{array}$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y$$

$$f = \frac{85.76}{4.50} + \frac{35.19}{7.60} (2.25)$$

$$f = 19.06 \pm 10.42$$

$$f_{\text{máx.}} = 19.06 + 10.42 = 29.4 \text{ Ton/m}^2$$

Aplicando el porcentaje de esfuerzos, correspondiente al grupo III, que es el siguiente: $f = 125 \%$

$$f_{\text{máx.}} = 29.4 / 1.25 = 2.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{máx.}} = \underline{2.35 \text{ Kg/cm}^2} < 4.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{mín.}} = 19.06 - 10.42 = 8.64 \text{ Ton/m}^2 .$$

$$f_{\text{mín.}} = 8.64 / 1.25 = 6.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín.}} = \underline{0.69 \text{ Kg/cm}^2} > 0 .$$

Los esfuerzos máximos y mínimos son los siguientes:

$$f_{\text{máx.}} = 2.35 \text{ Kg/cm}^2 < 4.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín.}} = 0.69 \text{ Kg/cm}^2 > 0$$

Por lo tanto los esfuerzos son aceptables.

1) Revisión de esfuerzos en el desplante para el gpo VII.Grupo VII = CM + ET + TT . $f = 133 \%$.

CARGAS (Ton/m.)	BRAZO (m)	MOMENTO (Ton-m)
CM = 8.79	+ 0.25	+ 2.20
PP = 51.99	-----	+ 1.85
PT = 18.99	-----	- 23.75
ET ₁ = 6.06	+ 7.58	+ 45.93
TT = 0.18	+ 8.29	+ 1.49

 $\Sigma P_v = 79.77$ Ton/m. $\Sigma M = 27.72$ Ton-m/m.

Revisión de esfuerzos:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$f = \frac{79.77}{4.5} \pm \frac{27.72}{7.6} (2.25)$$

$$f = 17.73 \pm 8.21$$

$$f_{\text{máx.}} = 17.73 + 8.21 = 25.94 \text{ Ton/m}^2$$

Aplicando el porcentaje de esfuerzos, correspondientes al grupo VII, que es el siguiente: $f = 133 \%$.

$$f_{\text{máx.}} = 25.94 / 1.33 = 19.5 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\text{máx.}} = \underline{1.95 \text{ Kg/cm}^2} < 4.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{mín.}} = 17.73 - 8.21 = 9.52 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_{\text{mín.}} = 9.52 / 1.33 = 7.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín.}} = \underline{0.72 \text{ Kg/cm}^2} \geq 0$$

Por lo tanto los esfuerzos son aceptables.

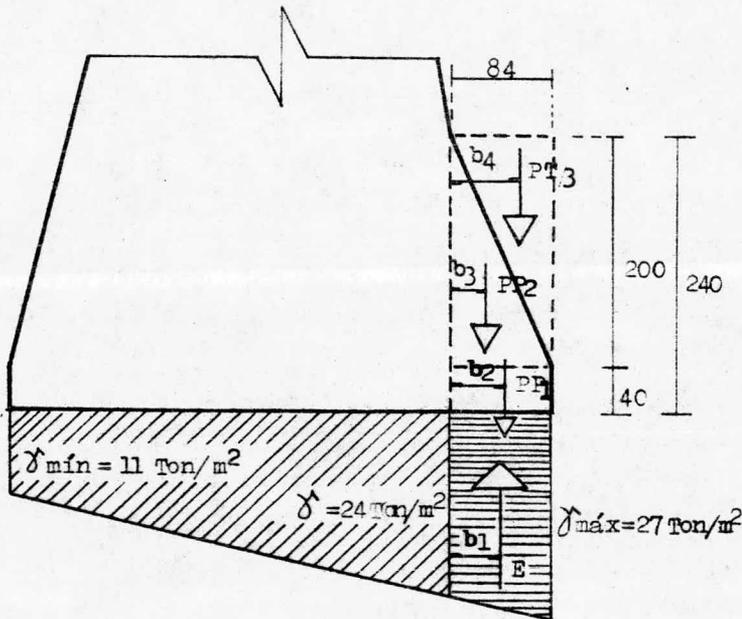
Haciendo un resumen de esfuerzos de los tres grupos, nos damos cuenta, que al grupo I le corresponde unos esfuerzos - más desfavorables. Por lo tanto, para la revisión de las secciones de empotre del voladizo ó nariz e intermedia, solamente consideraremos al grupo I.

GRUPO	$f_{\text{máximo}}$ (Kg/cm ²)	$f_{\text{mínimo}}$ (Kg/cm ²)
I	2.70	1.10
III	2.35	0.69
VII	1.95	0.72

Rige el grupo I.

m) Revisión de la sección de empotre del voladizo ó nariz (escalón) .

De acuerdo con los resultados obtenidos, para ésta revisión se tomarán en cuenta los valores dados por la combinación de cargas del grupo I, debido que los esfuerzos comparados con las otras combinaciones son mayores.



$$\delta = 11 + \frac{3.66 \times 16}{4.5} = 11 + 13 = 24 \text{ Ton/m}^2$$

$$E = \frac{27 + 24}{2} \times 0.84 = \underline{21.42 \text{ Ton.}}$$

$$b_1 = \left(\frac{2 \times 27 + 24}{27 + 24} \right) \frac{0.84}{3} = \underline{0.43 \text{ m.}}$$

$$M_1 = E \times b_1 = 21.42 \times 0.43 = \underline{9.21 \text{ Ton-m/m.}}$$

$$PP_1 = 0.84 \times 0.4 \times 2.2 = \underline{0.74 \text{ Ton.}}$$

$$b_2 = 0.84 / 2 = \underline{0.42 \text{ m.}}$$

$$M_2 = PP_1 \times b_2 = 0.74 \times 0.42 = \underline{0.31 \text{ Ton-m/m.}}$$

$$PP_2 = 2 \times 0.84 \times 2.2 \times 0.5 = \underline{1.85 \text{ Ton.}}$$

$$b_3 = 0.84/3 = \underline{0.28 \text{ m.}}$$

$$M_3 = 1.85 \times 0.28 = \underline{0.52 \text{ Ton-m/m.}}$$

$$PT_3 = 2 \times 0.84 \times 1.6 \times 0.5 = \underline{1.34 \text{ Ton.}}$$

$$b_4 = 0.84 \times 2 / 3 = \underline{0.56 \text{ m.}}$$

$$M_4 = 1.34 \times 0.56 = \underline{0.75 \text{ Ton-m/m.}}$$

Elementos mecánicos totales.

$$M_t = M_1 - M_2 - M_3 - M_4 .$$

$$M_t = 9.21 - 0.31 - 0.52 - 0.75 = \underline{7.63 \text{ Ton-m/m.}}$$

$$V_t = E - PP_1 - PP_2 - PT_3 .$$

$$V_t = 21.42 - 0.74 - 1.85 - 1.34 = \underline{17.49 \text{ Ton/m.}}$$

Revisión de esfuerzos (flexión y cortante).

$$y = 2.40/2 = 1.20 \text{ m.} \quad I = 1.0 \times (2.40)^3/12 =$$

$$I = 1.152 \text{ m}^4.$$

$$f = \frac{M}{I} y = \frac{7.63}{1.152} \times 1.2 = 7.9 \text{ Ton/m}^2 .$$

$$\underline{0.79 \text{ Kg/cm}^2} < \underline{1.0 \text{ Kg/cm}^2} . \text{ (Flexión)} .$$

Se cumple la condición.

$$v = \frac{P}{A} = \frac{17.49}{1.0 \times 2.4} = 7.3 \text{ Ton/m}^2.$$

$$v = \underline{0.73 \text{ Kg/cm}^2} < 2 \text{ Kg/cm}^2. \quad (\text{Cortante})$$

Se cumple la condición.

n) Revisión por volteo y deslizamiento.

Momento vertical con respecto al frente del estribo.

excentricidad. $e = \frac{Mv}{Pv} = \frac{18.2}{85.76} = 0.21 \text{ m.}$

$$e = \frac{4.5}{2} + 0.21 = 2.46 \text{ m.}$$

Carga vertical = 85.76 Ton-m/m.

M_{carga vertical} = 85.76 x 2.46 = 210.97 Ton-m/m.

Carga horizontal = 6.06 Ton/m.

M_{cargas horizontales} = 6.06 x 7.58 = 45.93 Ton-m/m.

n.1) Condición de volteo.

$$\frac{\sum Mv}{\sum Mh} \geq 2$$

$$\text{Volteamiento} = \frac{210.97}{45.93} = 4.6 > 2$$

No se voltea.

n.2) Condición de deslizamiento.

$$\mu \frac{\sum Pv}{\sum Ph} \geq 2$$

Para una resistencia del suelo en el desplante de 4 Kg/cm²

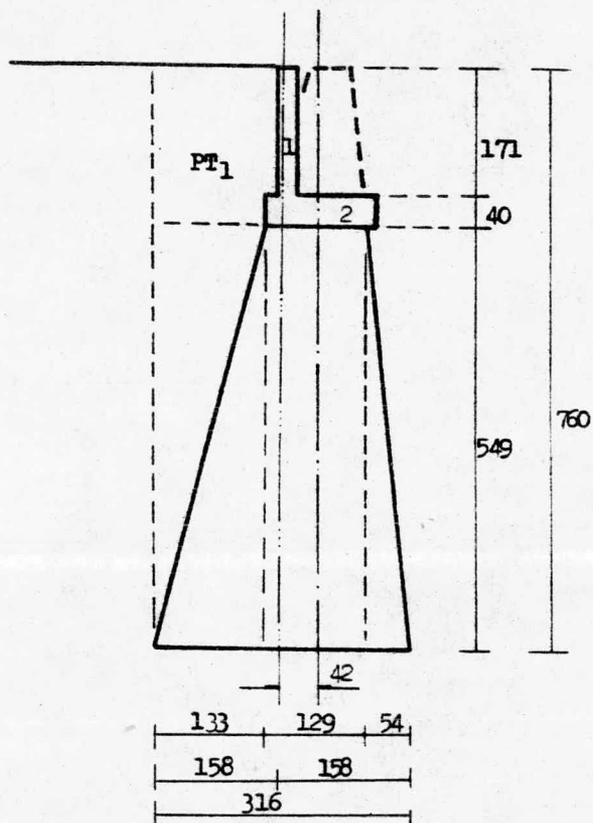
$$\mu = 0.7.$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.7 \frac{85.76}{6.06} = 9.9 > 2$$

No se desliza.

Por lo tanto llegamos a la conclusión de que no se voltea ni se desliza.

a) Revisión de la sección intermedia.



o.1) Carga muerta.

$$CM = 8.79 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{brazo} = + 0.42 \text{ m.}$$

o.2) Carga movil.

$$CV = 5.99 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{brazo} = + 0.42 \text{ m.}$$

o.3) Viento en la superestructura. VE

$$VE = 0.20 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{brazo} = + 5.89 \text{ m.}$$

- o.4) Viento sobre la carga movil.
 $VCV = 0.10 \text{ Ton/m.}$ brazo = + 5.89 m.
- o.5) Frenaje. (F)
 $FR = 0.30 \text{ Ton/m.}$ brazo = + 5.89 m.
- o.6) Fricción (F).
 $F = 0.44 \text{ Ton/m.}$ brazo = + 5.89 m.
- o.7) Sismo. (TT)
 $TT = 0.18 \text{ Ton/m.}$ brazo = + 5.89 m.
- o.8) Peso propio de la sección analizada.

	Area x Peso vol.	Ton/m.	Brazo.
1.-	$1.71 \times 0.25 \times 2.4 =$	1.026	+ 0.025
2.-	$0.40 \times 1.39 \times 2.4 =$	1.334	+ 0.445
3.-	$5.49 \times 1.33 \times 0.5 \times 2.2 =$	8.032	- 0.693
4.-	$5.49 \times 1.29 \times 0.5 \times 2.2 =$	7.79	+ 0.395
5.-	$5.49 \times 0.54 \times 0.5 \times 2.2 =$	3.26	+ 1.22
PT ₁ .-	$2.11 \times 1.48 \times 1.6 =$	4.99	- 0.84
PT ₂ .-	$5.49 \times 1.33 \times 0.5 \times 1.6 =$	5.48	- 1.14

o.9) Empuje de tierra.

Del inciso (i) obtenemos lo siguiente:

$$ET = 6.06 \text{ Ton/m.}$$

$$b = 1.58 \text{ m.}$$

$$b_1 = 3.60 \text{ m.}$$

Por lo tanto el brazo = $1.58 + 3.60 = 5.18 \text{ m.}$

$$\text{brazo} = 5.18 \text{ m.}$$

o.10) Resumen de elementos mecánicos.

$$\text{Grupo I} = \text{CM} + \text{CV} + \text{PT} + \text{ET}. \quad f = 100 \%$$

C A R G A (Ton/m)	B R A Z O (Ton/m)	MOMENTO (Ton-m/m)
CM = 8.79	+ 0.42	+ 3.69
CV = 5.99	+ 0.42	+ 2.52
1 = 1.026	+ 0.025	+ 0.03
2 = 1.334	+ 0.445	+ 0.59
3 = 8.032	- 0.693	- 5.57
4 = 7.79	+ 0.395	+ 3.08
5 = 3.26	+ 1.22	+ 3.98
PT ₁ = 4.99	- 0.84	- 4.19
PT ₂ = 5.84	- 1.14	- 6.66
ET = 6.06	+ 5.18	+ 31.39
Pv = 47.05		M = + 28.86

Características geométricas de la sección intermedia, considerada como la base del estribo.

$$A = 3.16 \times 1.0 = 3.16 \text{ m}^2$$

$$y = 3.16/2 = 1.58 \text{ m.}$$

$$I = \frac{1.0 \times (3.16)^3}{12} = 2.63 \text{ m}^4.$$

Revisión de esfuerzos:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

$$f = \frac{47.05}{3.16} \pm \frac{28.86}{2.63} \times 1.58$$

$$f = 14.89 \pm 17.32$$

$$f_{\text{máx.}} = 14.89 + 17.32 = 32.21 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{máx.}} = \underline{3.2 \text{ Kg/cm}^2} < 10 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{mín.}} = 14.89 - 17.32 = -2.43 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{\text{mín.}} = \underline{-0.24 \text{ Kg/cm}^2} < 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

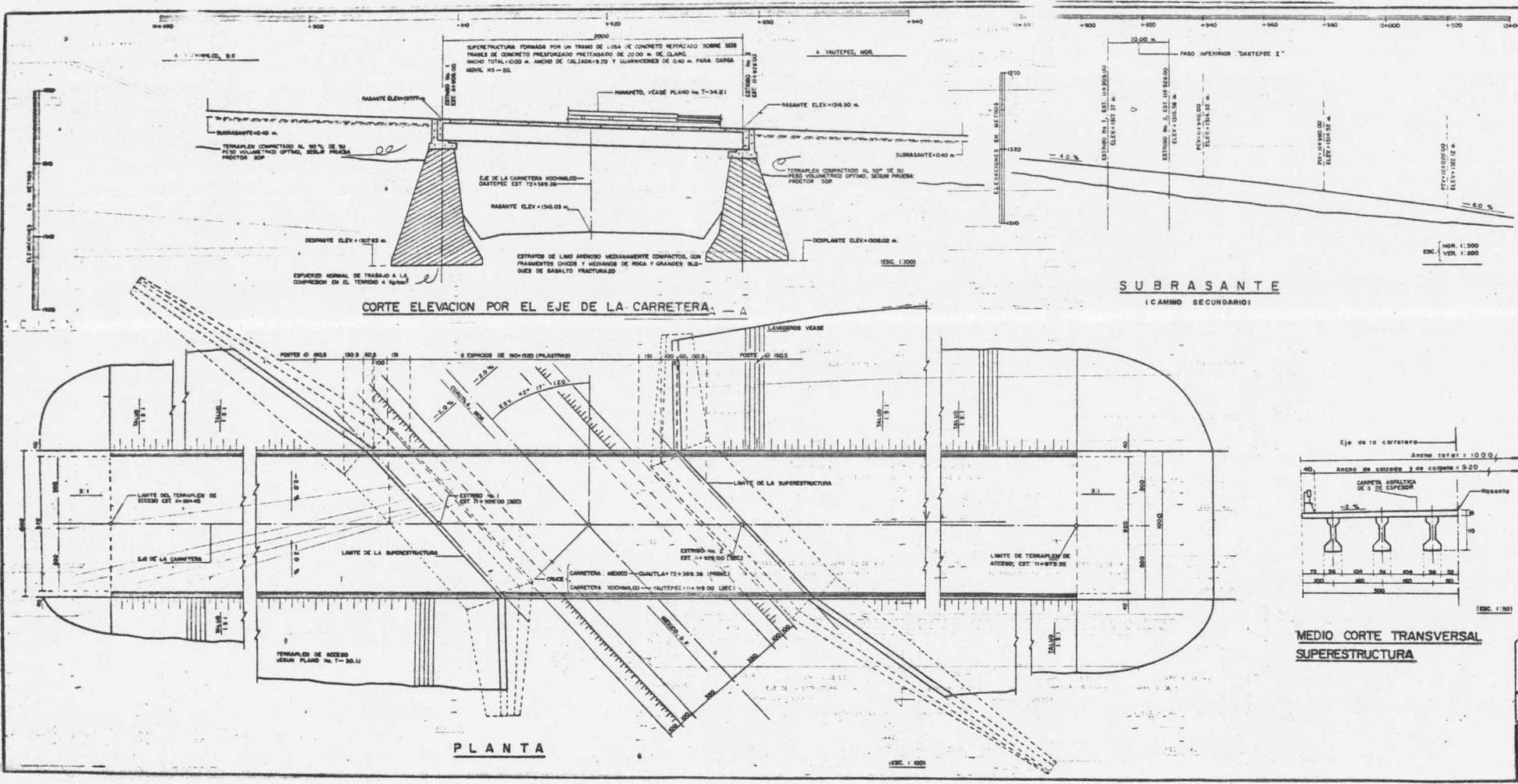
Cortante:

$$v = \frac{P}{A} = \frac{47.05}{3.16 \times 1.0} = 14.89 \text{ Ton/m}^2$$

$$v = \underline{1.5 \text{ Kg/cm}^2} < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

Una vez revisadas las secciones del desplante, empotre e intermedia, y viendo que los esfuerzos máximos que se presentan en cada una de las secciones, son menores que los permisibles, se aceptarán los estribos propuestos para el paso inferior.



MATERIALES

PARAPETO No. T-34.2.1	
LONGITUD TOTAL	37.4 m.
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	353 kg
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ²	2.3 m ³
<hr/>	
JUNICION No. T-33.1.1	
LONGITUD TOTAL	37.4 m.
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	324 kg
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ²	3.0 m ³
<hr/>	
SUBESTRUCTURA	
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	2 260 kg
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ²	263 m ³
MAPOSTERIA DE 3a CLASE CON MORTERO DE CEMENTO 1:5:1	1 048 m ³
EXCAVACIONES	2 584 m ³
<hr/>	
SUPERESTRUCTURA	
LOSA Y DIAPHRAGMAS:	
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	3 975 kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36 (PLACAS, TUBERIA Y RODAMIENTOS)	38 kg
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ²	48.3 m ³
CONCRETO ASFALTICO	5.7 m ³
DRENAJES DE PLASTICO DE T. 8 Ø	— mm.
TRABES:	
ACERO DE REFUERZO, TORONES DE 1.27 Ø DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	1 452 kg
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	2 394 kg
TORNILLOS DE ACERO DE 1.27 Ø DE L.E. 4,000 Kg/cm ² PARA 25.00	78 kg
CONCRETO DE f'c = 350 Kg/cm ²	450 m ³
JUNTA DE DILATACION (DOS JUNTAS):	
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	101 kg
ACERO ESTRUCTURAL A-36	380 kg
SHAPLEX 1-A 6 SIMILAR DE 4 DE ESPESOR	84 kg
CARTON ASFALTADO DE 4 DE ESPESOR	3.4 m ²
<hr/>	
ACCESOS	
TERRAPLENES	4 493 m ³
BASE Y SUB-BASE	377 m ³
CARPETA ASFALTICA DE 3 DE ESPESOR	24.5 m ²
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ² EN POSTES	5.9 m ³
CONCRETO DE f'c = 250 Kg/cm ² EN GUARDASUBIDA	17.8 m ³
ACERO DE REFUERZO DE L.E. 4,000 Kg/cm ²	4 081 kg
DEFENSA DE LAMINA GALVANIZADA	2 138 kg
ACERO ESTRUCTURAL GALVANIZADO	34.2 kg
LAVADEROS DE MAPOSTERIA	46.9 m ³

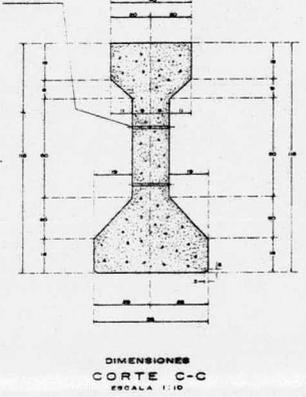
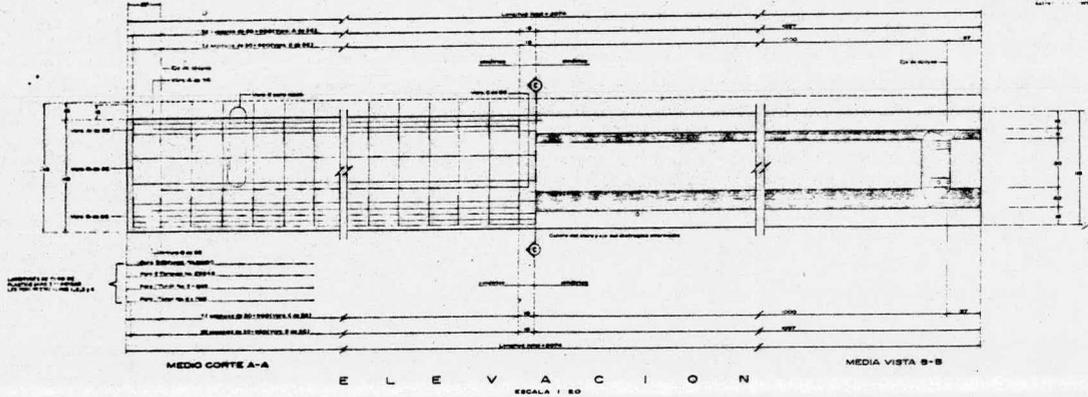
U - N - A - M.
 E.N.E.P. - ARAGON

TESIS PROFESIONAL
 Leonardo Uriarte Parra

PASO INFERIOR Plano No. 1
 PLANO GENERAL

"DAXTEPEC" GENERAL

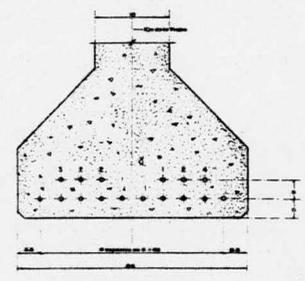
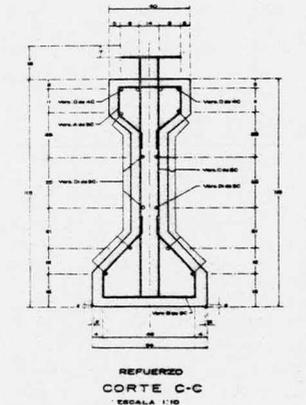
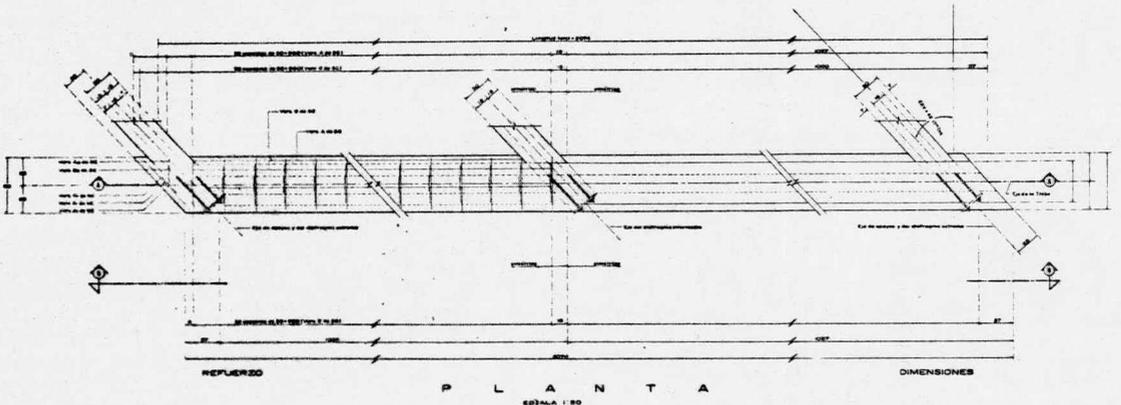
SAN JUAN DE ARAGON, EDO DE MEXICO, Febrero 28 1955.



MATERIALES							
LISTA DE VARILLAS							
Var. #	Num.	Long. T.	CROQUIS	d	b	Peso Kg.	
A	3C	44	107		8.8	14	40
B	3C	2	139		8.8	17	1
Aa	3C	2	104		-	-	1
B	3T	84	180		8.8	20	180
A	3C	2	175		8.8	22	2
Aa	3C	2	127		-	-	1
C	3C	84	317		13.0	12	113
D	3C	2	314		17.0	15	4
D	4C	2	2364		20.0	-	41
D	3C	12	2044		20.0	-	130
E	12T	2	272		-	-	18

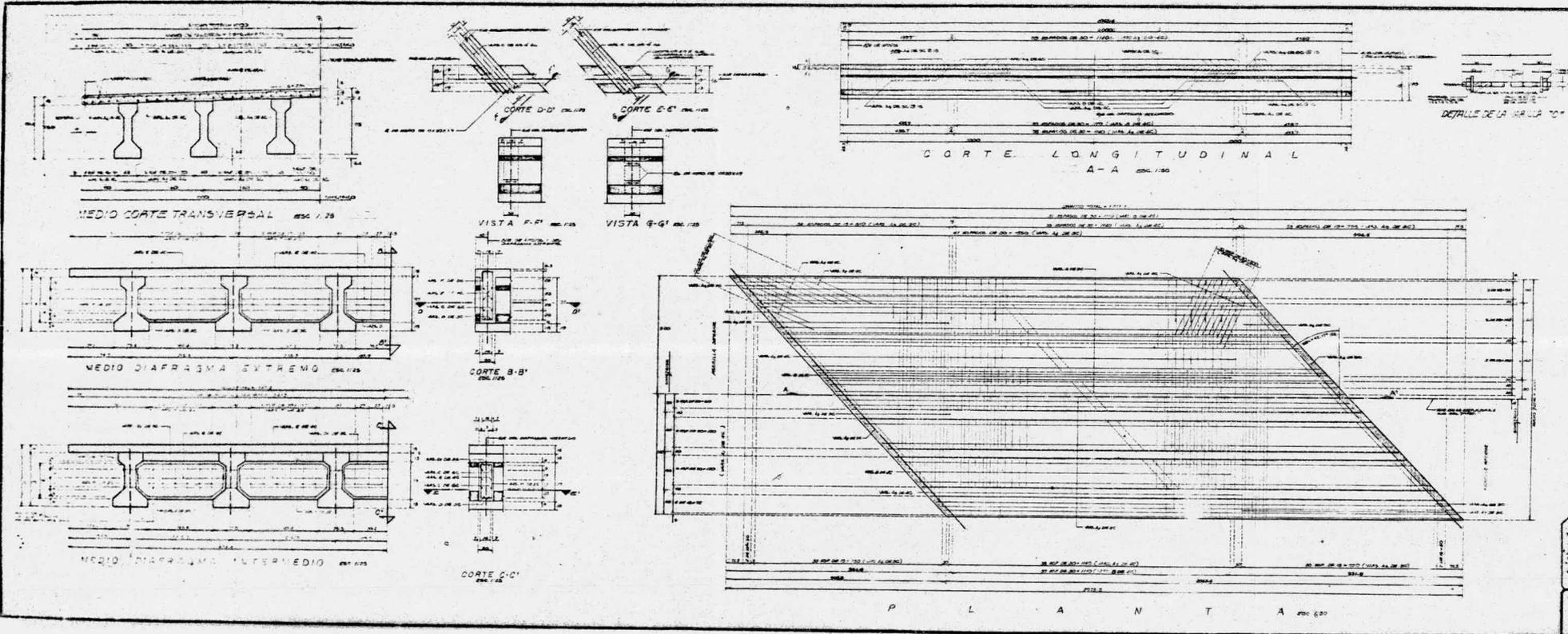
Acero de refuerzo, Tensores de 1.77 y de 1.8 a 19,000 Kg/cm² 240 Kg
 Acero de refuerzo de 1.8 a 20,000 Kg/cm² 280 Kg
 Tensores de acero de 1.77 y de 1.8 a 19,000 Kg/cm² sin costo 10 Kg
 Concreto de F' = 150 Kg/cm² 75.0
 NOTA: Dos tramos

DETALLES DEL REFUERZO				
	DIAM	s	d	a
	3C	2	17	8
	4C	2	22	10



NOTA: Las dimensiones presentadas en todos los detalles son las
 comprendidas en el cuerpo del elemento de la estructura.
 Las dimensiones de los elementos en el plano de la estructura son 19,000 Kg/cm²
 y para el acero de refuerzo de 1.77 y de 1.8 a 19,000 Kg/cm²

U. N. A. M
ENEP - ARAGON
TESIS PROFESIONAL
 Leonardo Uriarte Parra
 PASO INFERIOR Plano N° 2
QANTEPEC-1 superestructura
 SAN JUAN DE ARAGON SDO DE MEXICO, P. 57777 de 1982



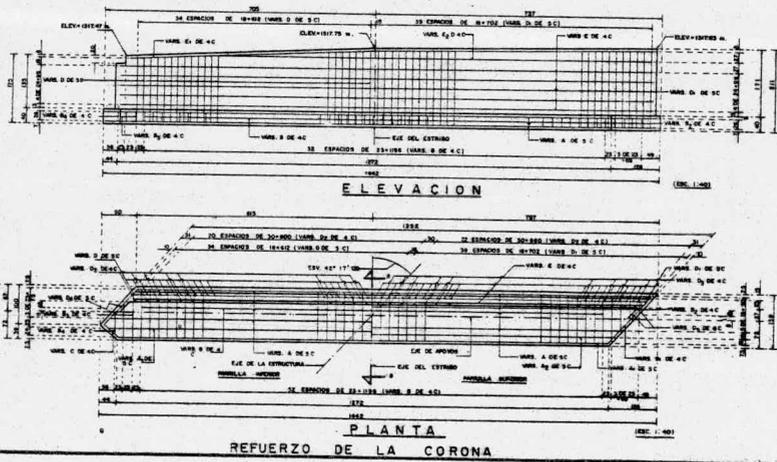
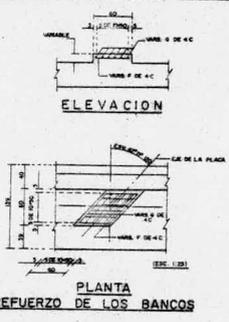
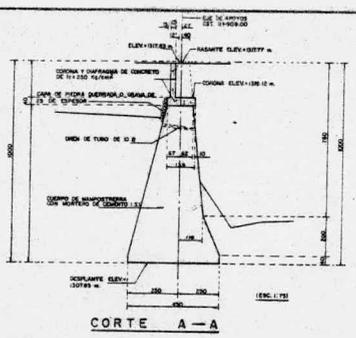
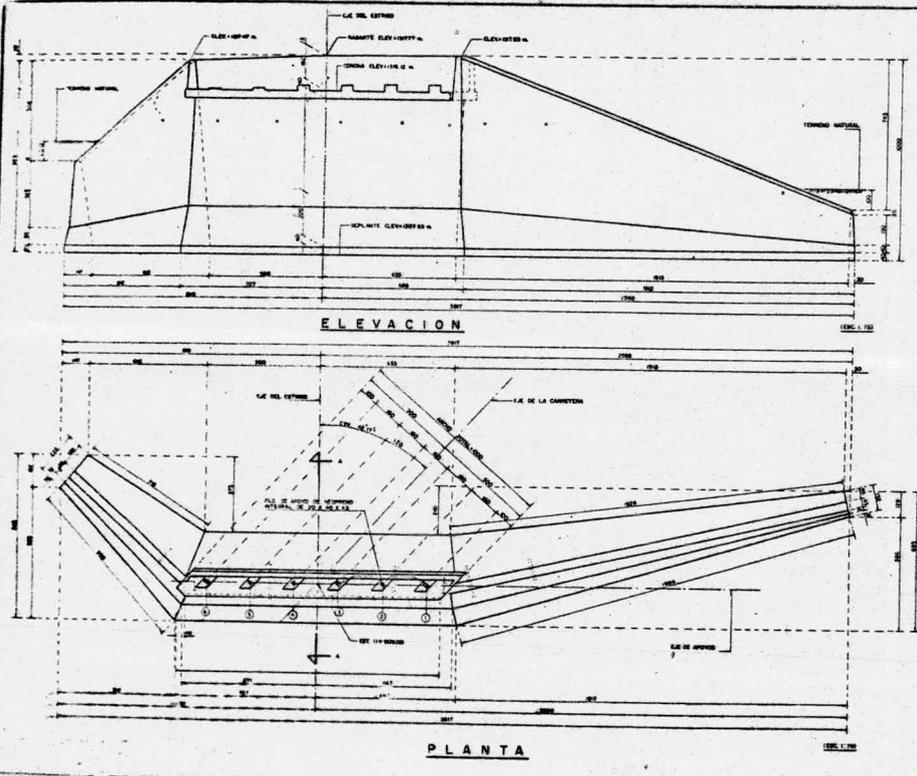
LISTA DE MATERIALES

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
1	AC 150	100	M ³
2	AC 120	200	M ³
3	AC 90	300	M ³
4	AC 60	400	M ³
5	AC 30	500	M ³
6	AC 15	600	M ³
7	AC 7.5	700	M ³
8	AC 3.75	800	M ³
9	AC 1.875	900	M ³
10	AC 0.9375	1000	M ³
11	AC 0.46875	1100	M ³
12	AC 0.234375	1200	M ³
13	AC 0.1171875	1300	M ³
14	AC 0.05859375	1400	M ³
15	AC 0.029296875	1500	M ³
16	AC 0.0146484375	1600	M ³
17	AC 0.00732421875	1700	M ³
18	AC 0.003662109375	1800	M ³
19	AC 0.0018310546875	1900	M ³
20	AC 0.00091552734375	2000	M ³
21	AC 0.000457763671875	2100	M ³
22	AC 0.0002288818359375	2200	M ³
23	AC 0.00011444091796875	2300	M ³
24	AC 0.000057220458984375	2400	M ³
25	AC 0.0000286102294921875	2500	M ³
26	AC 0.00001430511474609375	2600	M ³
27	AC 0.000007152557373046875	2700	M ³
28	AC 0.0000035762786865234375	2800	M ³
29	AC 0.00000178813934326171875	2900	M ³
30	AC 0.000000894069671630859375	3000	M ³

U. N. A. M.
E. N. E. R. - A. R. A. G. O. N.
TESIS PROFESIONAL
 Leonardo Uriarte Parra

PASO INFERIOR PISO NO. 3
"OAXTEPEC-1" SUPERESTRUCTURA
 L O S A

ESTADO DE OAXACA, MEXICO, Febrero de 1960.



ALTURA DE LOS BRANCO	
BRANCO	ALTURA
1	35
2	32
3	28
4	24
5	18
6	9

MATERIALES									
LISTA DE VARILLAS									
VARILLA	DIAM.	LONG.	CANT.	ESPEC.	REMARKS	UNID.	QTY.	VALOR	TOTAL
1	10	1200	10			m	10	1200	12000
2	12	1200	10			m	10	14400	14400
3	14	1200	10			m	10	17640	17640
4	16	1200	10			m	10	20160	20160
5	18	1200	10			m	10	22680	22680
6	20	1200	10			m	10	25200	25200
7	22	1200	10			m	10	27720	27720
8	24	1200	10			m	10	30240	30240
9	26	1200	10			m	10	32760	32760
10	28	1200	10			m	10	35280	35280
11	30	1200	10			m	10	37800	37800
12	32	1200	10			m	10	40320	40320
13	34	1200	10			m	10	42840	42840
14	36	1200	10			m	10	45360	45360
15	38	1200	10			m	10	47880	47880
16	40	1200	10			m	10	50400	50400
17	42	1200	10			m	10	52920	52920
18	44	1200	10			m	10	55440	55440
19	46	1200	10			m	10	57960	57960
20	48	1200	10			m	10	60480	60480
21	50	1200	10			m	10	63000	63000
22	52	1200	10			m	10	65520	65520
23	54	1200	10			m	10	68040	68040
24	56	1200	10			m	10	70560	70560
25	58	1200	10			m	10	73080	73080
26	60	1200	10			m	10	75600	75600
27	62	1200	10			m	10	78120	78120
28	64	1200	10			m	10	80640	80640
29	66	1200	10			m	10	83160	83160
30	68	1200	10			m	10	85680	85680
31	70	1200	10			m	10	88200	88200
32	72	1200	10			m	10	90720	90720
33	74	1200	10			m	10	93240	93240
34	76	1200	10			m	10	95760	95760
35	78	1200	10			m	10	98280	98280
36	80	1200	10			m	10	100800	100800
37	82	1200	10			m	10	103320	103320
38	84	1200	10			m	10	105840	105840
39	86	1200	10			m	10	108360	108360
40	88	1200	10			m	10	110880	110880
41	90	1200	10			m	10	113400	113400
42	92	1200	10			m	10	115920	115920
43	94	1200	10			m	10	118440	118440
44	96	1200	10			m	10	120960	120960
45	98	1200	10			m	10	123480	123480
46	100	1200	10			m	10	126000	126000
47	102	1200	10			m	10	128520	128520
48	104	1200	10			m	10	131040	131040
49	106	1200	10			m	10	133560	133560
50	108	1200	10			m	10	136080	136080
51	110	1200	10			m	10	138600	138600
52	112	1200	10			m	10	141120	141120
53	114	1200	10			m	10	143640	143640
54	116	1200	10			m	10	146160	146160
55	118	1200	10			m	10	148680	148680
56	120	1200	10			m	10	151200	151200
57	122	1200	10			m	10	153720	153720
58	124	1200	10			m	10	156240	156240
59	126	1200	10			m	10	158760	158760
60	128	1200	10			m	10	161280	161280
61	130	1200	10			m	10	163800	163800
62	132	1200	10			m	10	166320	166320
63	134	1200	10			m	10	168840	168840
64	136	1200	10			m	10	171360	171360
65	138	1200	10			m	10	173880	173880
66	140	1200	10			m	10	176400	176400
67	142	1200	10			m	10	178920	178920
68	144	1200	10			m	10	181440	181440
69	146	1200	10			m	10	183960	183960
70	148	1200	10			m	10	186480	186480
71	150	1200	10			m	10	189000	189000
72	152	1200	10			m	10	191520	191520
73	154	1200	10			m	10	194040	194040
74	156	1200	10			m	10	196560	196560
75	158	1200	10			m	10	199080	199080
76	160	1200	10			m	10	201600	201600
77	162	1200	10			m	10	204120	204120
78	164	1200	10			m	10	206640	206640
79	166	1200	10			m	10	209160	209160
80	168	1200	10			m	10	211680	211680
81	170	1200	10			m	10	214200	214200
82	172	1200	10			m	10	216720	216720
83	174	1200	10			m	10	219240	219240
84	176	1200	10			m	10	221760	221760
85	178	1200	10			m	10	224280	224280
86	180	1200	10			m	10	226800	226800
87	182	1200	10			m	10	229320	229320
88	184	1200	10			m	10	231840	231840
89	186	1200	10			m	10	234360	234360
90	188	1200	10			m	10	236880	236880
91	190	1200	10			m	10	239400	239400
92	192	1200	10			m	10	241920	241920
93	194	1200	10			m	10	244440	244440
94	196	1200	10			m	10	246960	246960
95	198	1200	10			m	10	249480	249480
96	200	1200	10			m	10	252000	252000
97	202	1200	10			m	10	254520	254520
98	204	1200	10			m	10	257040	257040
99	206	1200	10			m	10	259560	259560
100	208	1200	10			m	10	262080	262080
101	210	1200	10			m	10	264600	264600
102	212	1200	10			m	10	267120	267120
103	214	1200	10			m	10	269640	269640
104	216	1200	10			m	10	272160	272160
105	218	1200	10			m	10	274680	274680
106	220	1200	10			m	10	277200	277200
107	222	1200	10			m	10	279720	279720
108	224	1200	10			m	10	282240	282240
109	226	1200	10			m	10	284760	284760
110	228	1200	10			m	10	287280	287280
111	230	1200	10			m	10	289800	289800
112	232	1200	10			m	10	292320	292320
113	234	1200	10			m	10	294840	294840
114	236	1200	10			m	10	297360	297360
115	238	1200	10			m	10	299880	299880
116	240	1200	10			m	10	302400	302400
117	242	1200	10			m	10	304920	304920
118	244	1200	10			m	10	307440	307440
119	246	1200	10			m	10	309960	309960
120	248	1200	10			m	10	312480	312480
121	250	1200	10			m	10	315000	315000
122	252	1200	10			m	10	317520	317520
123	254	1200	10			m	10	320040	320040
124	256	1200	10			m	10	322560	322560
125	258	1200	10			m	10	325080	325080
126	260	1200	10			m	10	327600	327600
127	262	1200	10			m	10	330120	330120
128	264	1200	10			m	10	332640	332640
129	266	1200	10			m	10	335160	335160
130	268								

B I B L I O G R A F I A .

ESPECIFICACIONES PARA PROYECTO DE PUENTES DE ACERO,
DE CONCRETO REFORZADO Y PREESFORZADO PARA CAMINOS.,
EDICION 1973, DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA AMERICAN
ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (A.A.S.H.O)

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO.
T. Y. Lin.

MECANICA DE SUELOS. TOMO II
Juarez Badillo - Rico Rodríguez.

APUNTES DE LA CLASE DE PUENTES.
Ing. Vicente Guerrero y Gamma.

NORMAS FRANCESAS DEL SERVICIO DE ESTUDIOS TECNICOS
DE CAMINOS Y AUTOPISTAS. (S.E.T.R.A).

PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Direc-
ción de Puentes.

PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO PREESFORZADO.
Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Direc-
ción de Puentes.