

3457

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO
BLANCO, KM. 37+240.00, CAMINO MEXICO CIUDAD ACUÑA, TRAMO ZARAGOZA
CIUDAD ACUÑA, CON ORIGEN EN ZARAGOZA, COAHUILA

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a

CARLOS ARMANDO LOPEZ PESQUERA



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.

A mis padres

Sr. Nicolás López Tena y

Sra. Ma. Guadalupe Pesquera de López Tena,

**dedico esta tesis en testimonio de mi eterno
cariño y gratitud**

A mi esposa Graziella

A mis hermanos

A mi director de tesis,
Sr. Ing. José Mariano Pontón , con mi agradecimiento.

A mis amigos



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Al Pasante señor Carlos Armando LOPEZ PESQUERA
P r e s e n t e .

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

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

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO PARA CRUZAR EL RIO BLANCO, KM. 37+240.00, CAMINO MEXICO CIUDAD ACUÑA, TRAMO ZARAGOZA-CIUDAD ACUÑA, CON ORIGEN EN ZARAGOZA, COAHUILA.

"El Río Blanco presenta en el lugar del cruce, una anchura aproximada de 90.00 mts., con un tirante de aguas máximas extraordinarias de 4.00 mts., permaneciendo seco en épocas de estiaje; una velocidad media en el cauce principal de 1.33 m/seg., y un gasto total de 350 m³/seg. En ambas márgenes aflora roca fija y en el fondo del cauce presenta una capa de arcilla, arena y roca fragmentada en un espesor aproximado de 2.00 mts. a partir del cual se encuentra una capa de material sensiblemente horizontal y de espesor indefinido de caliza estratificada, que puede soportar un esfuerzo de seguridad de 4. kg/cm².

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta Tesis, un ancho de camino de 10.00 mts. con calzada de 7.50 mts., para camiones H-15 S-12, guarniciones de 0.80 mts. de ancho y parapetos de 150 kg/m.l. cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de este puente, especificaciones AASHO.

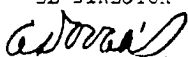
Se presentarán los diversos anteproyectos que sean necesarios para justificar el tipo de puente que se adopte, así como los cálculos y planos que sean necesarios, como los correspondientes métodos de construcción, programa y presupuesto general de la obra."

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

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 27 de Julio de 1965.

EL DIRECTOR


Ing. Antonio Dovalí Jaime

103'100'0'g.

PUENTE RIO BLANCO

CAPITULO I.-

GENERALIDADES

El puente sobre el Río Blanco quedará localizado en el Km. 37 + 240.00 cadenamamiento definitivo del camino México-Ciudad Acuña, tramo Zaragoza-Ciudad Acuña con origen en Zaragoza, Coah.

Desde que el camino se construyó, el puente quedó localizado en cruce normal al río.

El Río Blanco nace a unos 25 Km. aguas arriba del cruce, llegando a desembocar al Río Bravo a 45 Km. aguas abajo del mismo.

Es un río torrencial de cauce bastante bien definido y que cruza al estado de Coahuila.

El clima de la zona es extremoso, predominando el caluroso, siendo por ésto que favorece a los cultivos de algodón, trigo, maíz, caña de azúcar, maderas, frutas y legumbres. Asimismo en la región abundan minas de oro, plata, plomo, estaño, cobre y hierro.

La zona tiene un gran futuro, pues en las inmediaciones a Ciudad Acuña, se está construyendo la gran Presa de la - Amistad que va a incrementar todo tipo de producción.

ESTUDIOS DE CAMPO.-

Se recabaron los datos en el lugar necesarios para el proyecto definitivo del puente y fueron los siguientes:

Información Preliminar

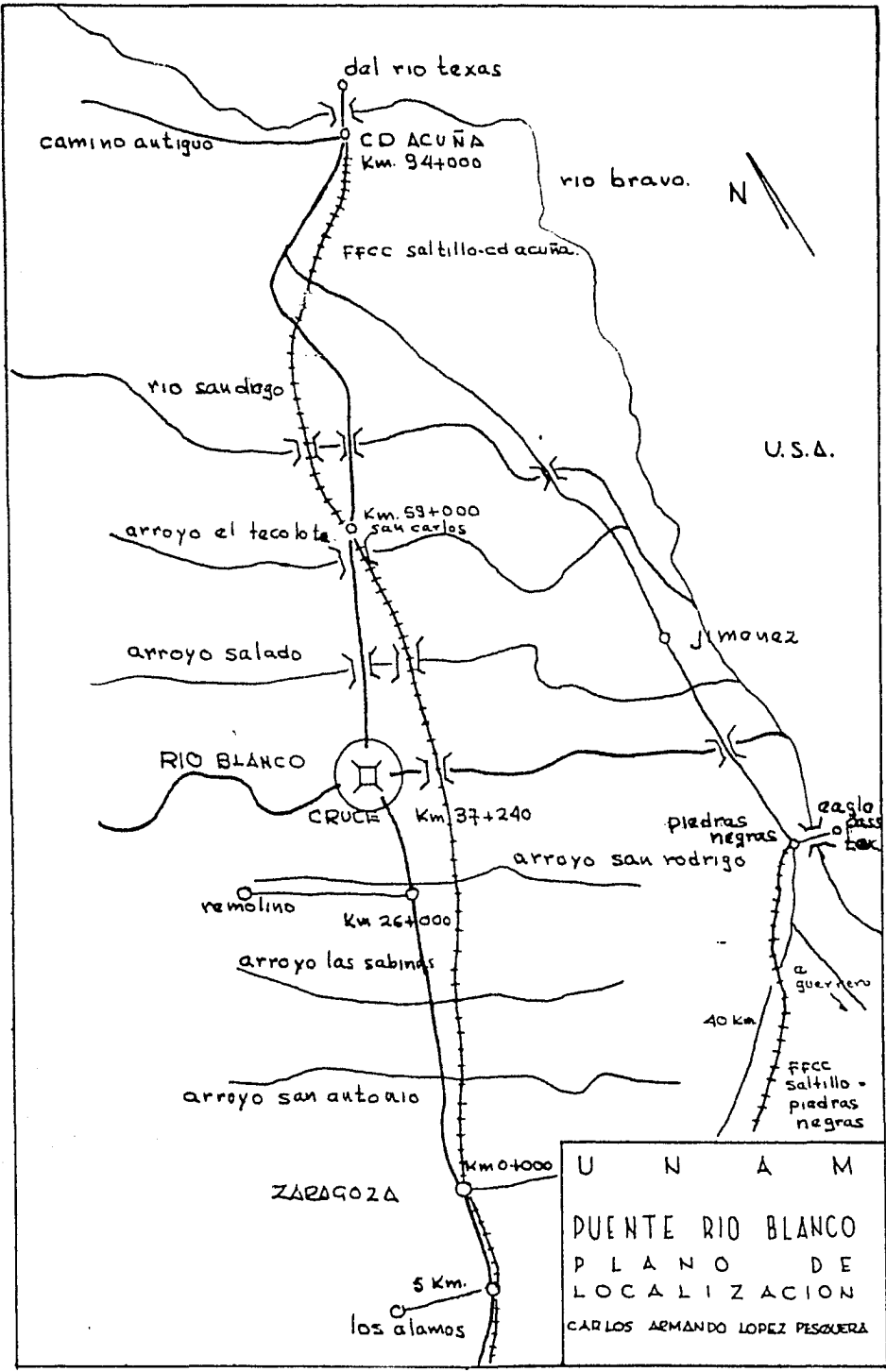
Datos Topográficos

Datos Hidráulicos

Datos de Cimentación

Datos de Construcción

Datos de Tránsito



INFORMACION PRELIMINAR.-

Plano de la Región
 Información para el Proyecto
 Sección del Cruce

DATOS TOPOGRAFICOS.-

Planta General
 Planta Detallada
 Curvas de Nivel y las correspondientes al NAME
 Perfil del Terreno en el Lugar Elegido para Cruce

DATOS HIDRAULICOS.-

Se tiene un plano que corresponde a ellos en los que se tiene:

Sección hidráulica en el cruce y auxiliares.
 Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) 962.81 m.
 Nivel de Aguas Máximas Ordinarias 961.81 m.
 Nivel de Aguas Mínimas, 958.70 m.
 Perfil del fondo del río en estas secciones.
 Datos hidráulicos de las mismas.

Para obtener los datos de aguas máximas y mínimas, hubo necesidad de localizar las huellas que ha dejado la corriente en las márgenes y en la vegetación, así como también fue necesario recurrir a los vecinos de la región para que dieran información sobre la frecuencia y duración de las avenidas, época del año en que se presentan y el tamaño de los cuerpos flotantes.

Las crecientes se presentan cada 8 años entre junio y agosto, acarreado ramas en general, por lo que el claro mínimo recomendable es de 5.00 mts. y el claro libre vertical entre el NAME y la parte inferior de la superestructura, deberá ser de 1.50 mts.

A 5 Km. aguas abajo, existe un puente para ferrocarril en donde se ha podido apreciar la tendencia de la corriente a socavar en las márgenes.

Aguas arriba de la corriente, existe una curva horizontal en donde la corriente golpea la margen izquierda no afectando al cauce, puesto que esta margen está compuesta de roca.

El ancho del cauce se conserva igual en un tramo bastante largo y en la zona de cruce. Por otra parte, aguas arriba y abajo del cruce, no existen islotes u otros obstáculos que pudieran provocar socavación y embalsamiento de la estructura, así como tampoco se aprecian fallas en la superficie del terreno ni en el subsuelo que pudieran afectar la estabilidad de la obra en proyecto.

La corriente en época de crecientes lleva un gasto de $350 \text{ m}^3/\text{seg.}$, con una velocidad media de 1.33 m/seg.

El tirante máximo es de 4.00 mts. y el ancho del espejo de agua es de 90.00 mts.

La pendiente hidráulica es, $s = 0.0019.$

En general, el coeficiente de rugosidad varía entre $n = 0.04$ y $n = 0.09.$

A continuación se pueden apreciar las tablas en que quedan comprendidos los datos hidráulicos de las diferentes secciones hidráulicas ya dichas.

CALCULO DEL GASTO EN EL CAUCE. -

TRAMO	A(m ²)	P(m)	r(m)	n	r ^{2/3}	V(m/seg.)	Q(m ³ /seg.)
SECCION HIDRAULICA A 300 M. AGUAS ARRIBA DEL CRUCE							
1	177.2	59.5	3.2	0.0455	2.1	1.85	328
2	17.7	16.8	1.1	0.080	1.1	0.55	10
A = 194.9							Q = 338

SECCION HIDRAULICA A 180 M. AGUAS ARRIBA DEL CRUCE							
1	196.0	65.0	3.0	0.055	2.1	1.53	300
2	15.0	19.0	0.8	0.080	0.9	0.45	7
A = 211.0							Q = 307

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE							
1	200.7	64.3	3.1	0.055	2.1	1.54	308
2	63.0	33.2	1.9	0.090	1.5	0.75	42
A = 263.7							Q = 350

DATOS DE CIMENTACION.-

En la margen izquierda del cauce aflora roca. En la margen derecha existe arcilla, arena y gravas. El cauce está - constituido por gravas lajeadas.

Como el río permanece seco en estiaje, las excavaciones a cielo abierto se pueden ejecutar sin ningún problema, recomendándose cimentación por superficie.

En general, los materiales de que está compuesto el cauce son lajas y gravas de tamaño hasta de 20 cm., siendo éste estable y con tendencia a depositar.

Por lo anterior, se llega a conclusión que lo más adecuado es construir la subestructura de mampostería.

Mediante un estudio de Mecánica de Suelos, donde se efectuaron cuatro sondeos profundizándose por rotación, en donde en el sondeo 1, la perforación se efectuó por penetración Standard y en los sondeos 2, 3 y 4 con chiflón y trépano, en las estaciones y profundidades siguientes.

<u>SONDEO</u>	<u>CADENAMIENTO</u>	<u>PROFUNDIDAD</u>
1	37 + 190.50	12.85
2	37 + 222.00	10.05
3	37 + 250.00	9.40
4	37 + 282.00	12.85

De estos sondeos se extrajeron 18 muestras fragmentadas representativas y 10 de corazón. La zona se compone de un estrato de arcillas, arena y fragmentos de roca lajeada, descansando en un estrato potente de roca estratificada, por lo que se propone que la carga de trabajo para los lechos de cimentación sea de 4.0 kg/cm^2 , con una profundidad mínima de desplante de 2.00 mts. Además se hizo un sondeo en el centro del cauce, no apreciándose ninguna filtración.

DATOS DE CONSTRUCCION.-

Para la construcción de las pilas, no existe riesgo para trabajar con agua, ya que en estiaje la corriente es nula, teniéndose se aproximadamente 3 a 4 meses antes de que sobrevengan las primeras avenidas.

Para la construcción de la subestructura, no se tienen problemas para tener el material necesario, ya que en el lugar - existe piedra en abundancia. Pero la arena y la grava se consiguen con buenas características a 25 Km. en el Río San Diego. Para surtirnos de agua, tendremos que traerla del mismo Río San Diego en pipas y depositarla en tanques de almacenamiento.

La cimbra que será mas conveniente usar, es la de madera, puesto que los claros económicos están en el órden de los 10.00 mts. Además, ésta se pueda encontrar de segunda en Ciudad Acuña a 57 Km. del lugar del cruce. Asimismo, en esta ciudad, podremos encontrar fierro estructural, fierro de refuerzo, cemento normal, cal hidratada, atc..

El salario mínimo de la región es de \$ 15.00.

DATOS DE TRANSITO.-

Ancho de camino	10.00 mts.
Ancho de calzada del puente	7.50 mts.
Carga viva con que se proyectará el puente en 2 bandas de circulación según especificaciones AASHO.	H-15 S-12
Ancho de guarniciones	0.80 mts.
Parapetos	150 Kg/ml.

CAPITULO II.-

ELECCION DEL TIPO DE PUNTE

Es un problema básico en la Ingeniería de Puentes, la elección del tipo de puente adecuado. Debemos estudiar cuidadosamente la estructura para que se satisfagan las condiciones de:

Economía

Funcionamiento

Resistencia

Facilidad de Construcción y Conservación

Durabilidad, etc..

Por medio de anteproyectos, se determina cual es el tipo de puente más adecuado dando preferencia en la mayor parte de los casos, al aspecto económico, sin olvidar que el puente debe proyectarse con claros suficientemente amplios para dar paso a los cuerpos flotantes.

Los tipos de puente que se pueden proponer son los de losa plana, losa sobre nervaduras de concreto armado y losa sobre viguetas. Examinando el cauce, se llega a la conclusión de que las pilas tendrán una altura aproximada sobre el fondo del cauce de 5.50 mts., por lo que no es de aconsejarse la construcción de losas sobre viguetas, pues este tipo es económico a partir de pilas que tengan 8.00 mts. de altura sobre el fondo y así se economizarían obras falsas que resultarían muy costosas.

Para el cálculo de los anteproyectos se deberá tener en cuenta las especificaciones AASHO.

En vista de ésto, presento los siguientes anteproyectos de losa plana y de losa sobre nervaduras.

ANTEPROYECTO No. 1

9 tramos de losas planas de 9.00 mts de claro de concreto reforzado de f'c 200 Kg/cm², 8 pilas de mampostería con coronas de - concreto f'c 200 Kg/cm² y dos estribos de mampostería con coronas de concreto f'c 200 Kg/cm².

SUBESTRUCTURA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Concreto f'c 200 Kg/cm ² en coronas de pilas y estribos	m ³	39.6	800.00	\$ 31,680.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	m ³	940.0	160.00	150,400.00
Acero de refuerzo	Kg	1722.0	4.50	7,749.00
Excavación (aprox.)	m ³	1728.0	16.00	27,648.00
Rellenos	m ³	1100.0	22.00	24,200.00
				\$ 241,677.00

SUPERESTRUCTURA

Concreto f'c 200 Kg/cm ² en parapeto	m ³	10.50	800.00	8,400.00
Concreto f'c 200 Kg/cm ² en losa y guarniciones	m ³	333.60	1,000.00	333,600.00
Acero de refuerzo	Kg	41454.00	4.50	186,543.00
				\$ 528,543.00

TOTAL	\$ 770,220.00
IMPREVISTOS 10%	77,022.00
COSTO TOTAL DEL PUENTE	847,242.00
COSTO POR METRO LINEAL	10,459.00

. ANTEPROYECTO No. 2

5 tramos de losa con 2 nervaduras de 16.00 de claro con f'c 200 Kg/cm²,
4 pilas de mampostería con coronas de concreto f'c 200 Kg/cm² y 2 estri-
bos de mampostería con corona de concreto f'c 200 Kg/cm².

SUBESTRUCTURA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Concreto f'c 200 Kg/ cm ² en coronas de pi- las y estribos.	m ³	45.4	800.00	\$ 36,320.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	m ³	720.0	160.00	115,200.00
Acero de refuerzo	Kg	2744.0	4.50	12,348.00
Excavación (aprox)	m ³	1382.4	16.00	22,122.00
Rellenos	m ³	800.0	22.00	17,600.00
				\$ 203,580.00

SUPERESTRUCTURA

Concreto f'c 200 Kg/ cm ² en parapeto	m ³	10.50	800.00	8,400.00
Concreto f'c 200 Kg/ cm ² en losa, nervadu- ras y guarniciones	m ³	210.00	1,000.00	210,000.00
Acero de refuerzo	Kg	45785.0	4.50	206,032.00
				\$ 424,432.00

TOTAL	\$ 628,012.00
IMPREVISTOS 10%	62,801.00
COSTO TOTAL DEL PUENTE	690,813.00
COSTO POR METRO LINEAL	8,635.00

ANTEPROYECTO No. 3

3 tramos de loza con 2 nervaduras de 28.00 mts. de claro con f \acute{e} 200 Kg/cm 2 , 2 pilas de mampostería con coronas de concreto f \acute{e} 200 kg/cm 2 y 2 estribos de mampostería con corona de concreto f \acute{e} 200 Kg/cm 2 .

SUBESTRUCTURA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Concreto f \acute{e} 200 Kg/cm 2 en corona de pilas y estribos.	m 3	25.0	800.00	\$ 20,000.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	m 3	500.0	160.00	80,000.00
Acero de refuerzo	Kg	3400.0	4.50	15,300.00
Excavación (aprox)	m 3	1120.0	16.00	17,920.00
Rellenos	m 3	850.0	22.00	18,700.00
				\$ 151,920.00

SUPERESTRUCTURA

Concreto f \acute{e} 200 Kg/cm 2 en parapeto	m 3	10.50	800.00	8,400.00
Concreto f \acute{e} 200 Kg/cm 2 en losa, nervaduras y guarniciones.	m 3	298.0	1,000.00	298,000.00
Acero de refuerzo	Kg	52000.0	4.50	234,000.00
				\$ 540,400.00

TOTAL	\$ 892,320.00
IMPREVISTOS 10%	89,232.00
COSTO TOTAL DEL PUENTE	761,552.00
COSTO POR METRO LINEAL	9,066.00

CAPITULO III.-

SUPERESTRUCTURA.-

5 tramos de losa nervurada de concreto reforzado de $f'c = 200$
Kg/cm².

DATOS DE PROYECTO.-

Claro Teórico	18.00 m.
Ancho de Calzada	7.50 m.
Ancho de Guarniciones	0.85 m.
Peralte de Guarniciones	0.25 m.
Número de nervaduras	2
Carga Viva	2 líneas de tránsito para el tipo H-15 S-12 (especificaciones AASHTO).
Parapeto	según proyecto T-9 1.1 de la DGPL de la SOP.

CONSTANTES DE CALCULO PARA EL CONCRETO REFORZADO DE $f'c = 200$ Kg/cm².

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'm = 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$k = 0.431$$

$$j = 0.856$$

$$K = 14.57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 0.260$$

ESFUERZOS PERMISIBLES.-

En el concreto

Fibra extrema a compresión	$f_c = 0.04 f'c$
Fibra extrema a tensión	n u l a

ESFUERZO CORTANTE.-

Como medida de la tensión diagonal en miembros de concreto reforzado sometidos a flexión, no se le da ninguna resistencia según especificaciones de la DGPL de la SOP.

TENSION DIAGONAL.-

Cubriendo la tensión con acero de refuerzo 18 Kg/cm^2

ACERO DE REFUERZO.-

Tensión en miembros sujetos a flexión $f_s = 1300 \text{ Kg/cm}^2$
 Tensión en miembros sujetos a tensión diagonal $f_v = 1300 \text{ Kg/cm}^2$

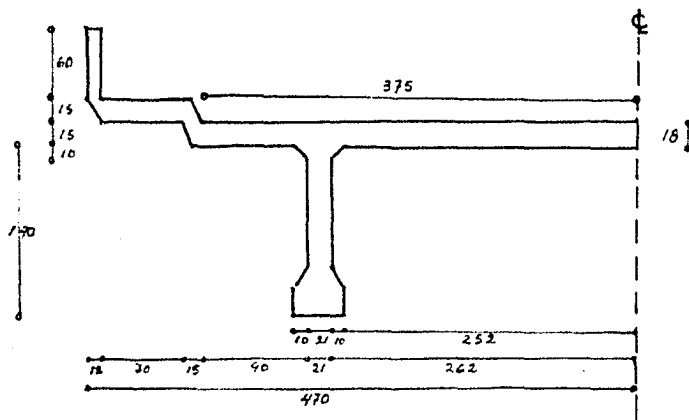
ADHERENCIA.-

Varilla corrugada en vigas, losas cimientos $0.10 f_c$
 con un máximo de $= 25 \text{ Kg/cm}^2$
 Varillas lisas $0.05 f_c$
 Cimientos - armado en 2 sentidos $0.80 f_c$
 con un máximo $= 20 \text{ Kg/cm}^2$.
 Varillas superiores $0.06 f_c$
 con un máximo $= 15 \text{ Kg/cm}^2$.

SEPARACION ENTRE NERVADURAS.-

La separación entre nervaduras se fijará de modo que el momento negativo en valor absoluto producido por la sección en voladizo, sea aproximadamente igual al momento positivo de la losa entre nervaduras. Se considera una longitud de un metro normal a la figura. Después de haber hecho varios tanteos, se llegó a los siguientes resultados:

SUPONEMOS LA SIGUIENTE SECCION.-



MOMENTOS FLEXIONANTES EN LA LOSA.-

1- SECCION DE LA LOSA DE VOLADIZO.-

A) CARGA PERMANENTE

<u>CONCEPTO</u>	<u>PESO(Kg/m)</u>	<u>BRAZO(m)</u>	<u>MOMENTO(Kg m/m)</u>
Parapeto	150	1.65	253.0
Guarnición:			
0.45 x 0.15 x 2400	162	1.32	214.0
0.15 x 0.25 x 2400	90	0.99	89.0
Losa			
0.16 x 1.07 x 2400	411	0.56	230.0
	<u>813 Kg/m</u>		<u>786.0 Kg m/m</u>

B) CARGA MOVIL

$$M = \frac{P I}{E} \quad \text{Impacto} = 30\% \text{ del peso de la rueda.}$$

$$\text{Ancho de Distribución (AASHO)} \quad E = 0.8 x + 1.14$$

$$E = 0.8 (0.92 - 0.30) + 1.14 = 0.8 (0.62) + 1.14 = 1.636$$

$$M_{cv} = \frac{5440 x 0.62 x 1.30}{1.636} = 2680 \text{ Kg m/m.}$$

$$M_{total} = M_m \text{ (carga permanente)} + M_{cv} \text{ (carga móvil)} =$$

$$= 786 + 2680 =$$

$$M_{total} = 3466 \text{ Kg m/m.}$$

2- SECCION DE LA LOSA ENTRE NERVADURAS

A) CARGA PERMANENTE

$$M_p = \frac{W l^2}{10}$$

$$W = 0.18 x 2400 = 432 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_p = \frac{432 x 5.24^2}{10} = 1185 \text{ Kg m/m}$$

B) CARGA MOVIL

$$M = \frac{P I}{5E}$$

Impacto = 30% del peso de la rueda

Ancho de Distribución $E = 0.41 + 1.14$

$$E = 0.4 \times 5.24 + 1.14$$

$$E = 3.24$$

$$M_m = \frac{5440 \times 5.24 \times 1.30}{5 \times 3.24} = 2290 \text{ Kg m/m}$$

$$M_{\text{total}} = M_m \text{ carga permanente} + M_m \text{ carga móvil}$$

$$M_{\text{total}} = 1185 + 2290 =$$

$$M_{\text{total}} = 3475 \text{ Kg m/m}$$

$$M_m \text{ de la sección en voladizo} = 3466 \text{ Kg m/m}$$

$$M_m \text{ de la sección entre nervaduras} = 3475 \text{ Kg m/m}$$

Se acepta la separación de 5.24 m. entre nervaduras que se propuso en la figura, en virtud de haber resultado los dos momentos aproximadamente iguales.

Diseñaré con $M = 3475 \text{ Kg m/m}$

LOS A.-

Se diseñará como simplemente armada sección balanceada según la Teoría Elástica.

CALCULO DEL PERALTE. - Se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.260 \sqrt{\frac{3475000}{100}} = 15.3 \text{ cm.}$$

Con recubrimiento de 4 cm. (DGPL) = 2 ϕ .

$$N = 15.3 + 4 = 19.3 \text{ cm} = N \text{ supuesta}$$

bombeo 3.7 cm.

$$N \text{ centro del claro} = 23 \text{ cm.}$$

ACERO DE REFUERZO.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3475000}{1300 \times 0.856 \times 15.3} = 21 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Usando varillas de $\phi = 3/4"$ que tiene un área de 2.85 cm^2 c/u tenemos: separación = $\frac{2.85 \times 100}{21} = 13.5 \text{ cm}.$

$$\text{se dejará: } 13 \text{ cm } A_s = 21 \text{ cm}^2.$$

La separación máxima admisible será: $2.5 d$

$$S \text{ máximo} = 2.5 \times 15.3 = 38.25 \text{ cm}.$$

El refuerzo principal quedará sobre nervaduras de la siguiente manera:

Lecho superior : Varillas $3/4"$ ϕ @ $13.5 \text{ cm}.$

Lecho inferior : Varillas $3/4"$ ϕ @ $27.0 \text{ cm}.$

El refuerzo principal en el centro del claro quedará:

Lecho superior: Varillas $3/4"$ ϕ @ $13.5 \text{ cm}.$

Lecho inferior: Varillas $3/4"$ ϕ @ $27.0 \text{ cm}.$

Para tomar momento negativo la mitad de las varillas de refuerzo principal, se podrán doblar a una distancia:

$$l = \frac{S}{\sqrt{8}}$$

del centro del claro y medida sobre el semi-peralte de la losa

$$\therefore l = \frac{5.15}{\sqrt{8}} = 1.82 \text{ m}.$$

Para la revisión por esfuerzo cortante y adherencia, ésta no será necesaria cuando las losas se han calculado por momento, siguiendo las especificaciones AASHO.

DIMENSIONES DEFINITIVAS.-

En el centro del claro 23 cm.

En la orilla de la guarnición 23 cm.

Varillas $3/4"$ ϕ @ $13.5 \text{ cm}.$ c.a.c.

CALCULO DEL REFUERZO POR TEMPERATURA.-

$$A_s t = pbd = 0.0015 \times 100 \times 19 = 2.85 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de $1/2'' \phi$ separación = $\frac{1.27 \times 100}{2.85} = 45 \text{ cm}.$

Por especificación, la separación máxima de refuerzo secundario es 4d.

$$4 \times 15.3 = 61.2 \text{ cm} > 45$$

ACERO ADICIONAL SOBRE DIAFRAGMAS Y EN LA PARRILLA SUPERIOR.-

Sirve para preveer los momentos negativos sobre el diafragma al darle continuidad.

$$A_s ad = 50\% A_s \text{ principal} = 0.5 \times 21 = 10.5 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Suponiendo varillas de $1/2'' \phi$

$$\text{Separación} = \frac{1.27 \times 100}{10.5} = 12 \text{ cm}.$$

Este refuerzo se prolonga a partir del paramento del diafragma por especificación; una longitud de:

$$\frac{S}{4} + 0.50 = \frac{5.15}{4} = 0.50 = 1.80 \text{ m}.$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCION.-

Se revisarán los esfuerzos considerando acero a tensión y a compresión, ya que las varillas se correrán en ambos lechos.

$$A_s = \text{Varillas } 3/4'' \phi @ 13.5 \text{ cm} = 21.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = \text{Varillas } 3/4'' \phi @ 27.0 \text{ cm} = 10.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO

Por especificación, usaremos la fórmula :

$$n A_s (d-x) = \frac{bx^2}{2} + (2n - 1) A'_s (x-d)$$

Y dando valores:

$$12 \times 21.0 (15 - x) = \frac{100x^2}{2} + (2 \times 12 - 1) 10.5 (x - 3)$$

$$x^2 + 9.87x - 90.09 = 0$$

$$x = 5.71 \text{ cm}.$$

BRAZO DEL PAR RESULTANTE.-

$$f_{c1} = \frac{1.9}{5.71} f_c = 0.472 f_c.$$

$$C = \frac{5.71 f_c 100}{2} + 23 \times 1055 \times 0.472 f_c$$

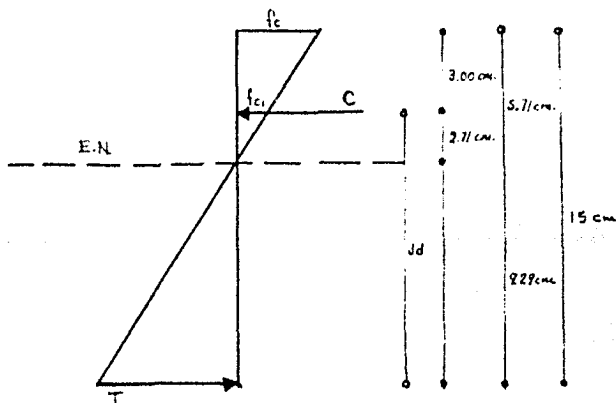
$$C = 404 f_c$$

$$M = 290 \frac{5.71}{3} f_c + 114.5 f_c \times 3 = 560.66 f_c + 343.5 f_c.$$

$$M = 904.16 f_c.$$

$$Z = \frac{904.16}{404} \frac{f_c}{f_c} = 2.23 \text{ cm.}$$

$$\text{Por lo tanto } j_d = 15 - 2.23 = 12.77 \text{ cm.}$$



FATIGAS.-

$$f_s = \frac{3475000}{21 \times 0.858 \times 15} = 1293 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = \frac{3475000}{404 \times 12.77} = 67 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

ACERO DE DISTRIBUCION.-

Siguiendo las especificaciones AASBO .

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.285 S}} \quad S = \text{luz en metros}$$

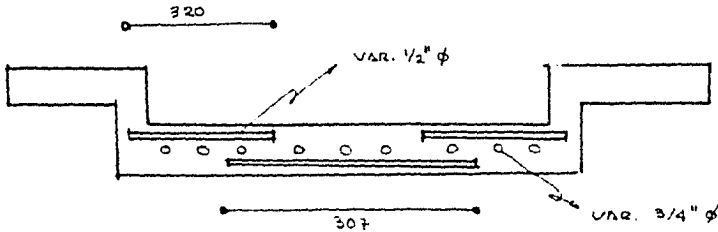
$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.285 \times 5.15}} = 24.3 \%$$

Acero de distribución = $0.243 \times 21 = 5.10 \text{ cm}^2/\text{m}$.

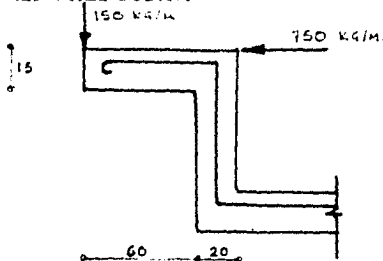
Usando varillas de $5/8" \phi$ que tienen un área de 1.98 cm^2 .

$$\text{separación} = \frac{1.98 \times 100}{5.10} = 39 \text{ cm.}$$

Se colocarán varillas de $1/2" \phi @ 25 \text{ cm.}$, además de las anteriores.



CALCULO DE LA GUARNICION.-



$$M_1 = 0.60 \times 0.15 \times 2400 \times 0.40 = 86.2 \text{ Kg m}$$

$$M_2 = 150 \times 0.60 = 90 \text{ Kg m.}$$

$$M_3 = 750 \times 0.25 = 188 \text{ Kg m.}$$

$$M = M_1 + M_2 + M_3 = 364.2 \text{ Kg.m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{36420}{14.75 \times 100}} = \sqrt{24.7} = 4.95 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{36420}{1300 \times 0.856 \times 4.95} = 6.8 \text{ cm}^2$$

Varillas de $1/2" \phi = 1.27 \text{ cm}^2$.

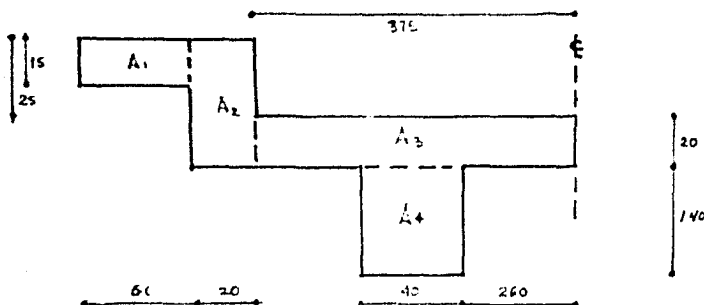
Separación = $\frac{1.27}{2} \times 100 = 63 \text{ cm}$.

Por especificación, quedarán las varillas a cada 30 cm. c.a.c.

NERVADURAS .-

MOMENTO POR CARGA MUERTA.-

Supongo un peralte de 1.40 m. debajo de la losa.....



Peso parapeto	150 Kg/m
Peso $A_1 = 0.15 \times 0.60 \times 2400 =$	216 Kg/m
Peso $A_2 = 0.20 \times 0.45 \times 2400 =$	216 Kg/m
Peso $A_3 = 0.20 \times 3.75 \times 2400 =$	1980 Kg/m
Peso $A_4 = 0.25 \times 1.40 \times 2400 =$	840 Kg/m
PESO TOTAL =	3402 Kg/m.

Carga concentrada del Diafragma Central:

se supone de 1.20×0.20

Peso del diafragma = $1.20 \times 0.20 \times 2400 \times 2.60 =$

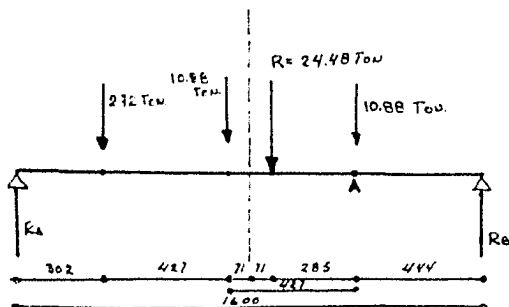
= 1497 Kg.

$$M_{cm} = \frac{3.402 \times 16^2}{8} + \frac{1.497 \times 16}{4} = 96.364 + 5.99 =$$

$$M_{cm} = 102.35 \text{ Ton. m.}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA.-

El máximo momento flexionante se presenta cuando el camión tiene una posición tal, que el centro del claro equidiste de la resultante y la rueda más cercana a ella.



Para las cargas de tipo H-15 S-12, la carga de camión rige sobre la equivalente, tanto para momento como para cortante.

POSICION DE LA RESULTANTE.-

$$\Sigma M_A = 0$$

$$2.72 \times 8.54 + 10.88 \times 4.27 = 24.48x$$

$$x = \frac{23.33 + 46.67}{24.48} = 2.85 \text{ m.}$$

$$x = 2.85 \text{ m de A}$$

El máximo momento se encontrará bajo la rueda más cercana al centro del claro.

$$R_B = \frac{24.48 \times 8.71}{16} = 13.32 \text{ Ton.}$$

$$M_B = 13.32 \times 8.71 - 10.88 \times 4.27 = 69.5 \text{ Ton.}$$

$$M_B = 69.5 \text{ Ton. m.}$$

IMPACTO.-

La cantidad en que se incrementan los esfuerzos por impacto, es expresada como en un porcentaje de la carga viva y se determina con la siguiente fórmula:

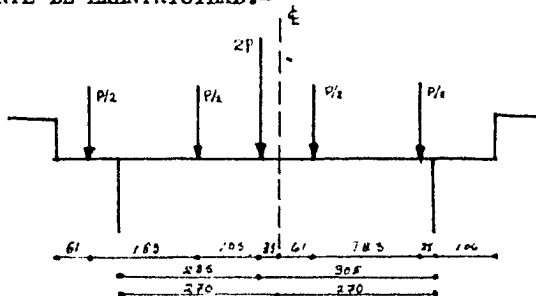
$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad \text{con un máximo de 30\%}$$

(especificaciones AASHO)

L = longitud en metros

$$I = \frac{15.24}{16 + 36.10} = 28.3 \% < 30\%$$

COEFICIENTE DE EXENTRICIDAD.-



$$F_e = \frac{2 \times 3.05}{5.40} = 1.13$$

Por tanto el momento flexionante por carga viva + coeficiente de impacto + factor de exentricidad será:

$$M_{cv} = 69.5 \times 1.283 \times 1.13 = 101 \text{ Ton. m.}$$

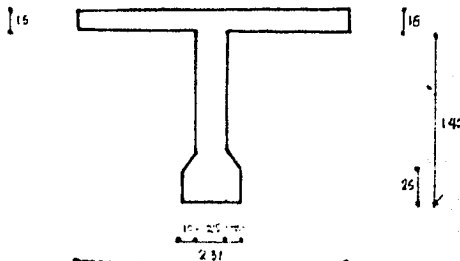
Por lo tanto el momento total producido por carga muerta, carga viva, impacto y exentricidad de la carga viva es:

$$M = 102.35 + 101.0 = 203.35$$

$$M = 203.35 \text{ Ton. m.}$$

DISEÑO DE LA SECCION POR FLEXION.-

Para el cálculo del peralte, se toma en cuenta que la nervadura trabaja como viga T.



ANCHO DEL PATIN.-

$$b = 12t + b'$$

Entre Nervaduras:

$$\frac{L}{4} = \frac{1800}{4} = 450 \text{ cm.}$$

$$b = 5.40 \text{ m.}$$

$$12 \times 18 + 25 = 2.41 \text{ m.}$$

En el voladizo:

$$\frac{L}{12} = \frac{1800}{12} = 150 \text{ cm.}$$

$$6 \times 16 = 0.96 \text{ m.}$$

$$b_{\text{voladizo}} = 0.96 \text{ m}$$

Como rige la especificación de 6t para el volado, tomaremos 6 t para el lado entre las nervaduras y tomando en cuenta esto, tenemos:

$$b = 12t + b'$$

$$6t' = 6 \times 18 = 108 \text{ cm.}$$

t equivalente en la viga T es:

$$t = \frac{96 \times 16 + (108 + 25) 18}{96 + 25 + 108} = 17.16 \text{ cm.}$$

luego el ancho total nos queda:

$$b = 12 \times 17.16 + 25 = 231 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el ancho del patin entre las nervaduras será:

$$x = 231 - 96 - 25 = 110 \text{ cm.}$$

El acero de refuerzo se pondrá en cuatro lechos de 4 varillas c/u de 1 1/2" ϕ con un $A_s = 185.7 \text{ cm}^2$, de acuerdo con las separaciones y recubrimiento dadas por las especificaciones AASHO.

SEPARACION.-

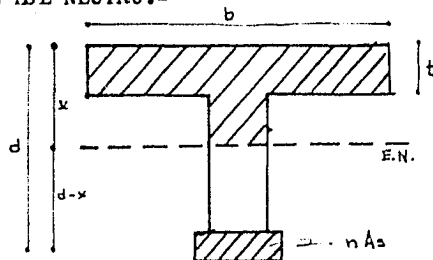
El espacio mínimo c.a.c. de varillas paralelas será de 2.5 veces el diámetro de varillas redondas o tres veces la dimensión de lado de varillas cuadradas, será menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

RECURRIMIENTO.-

Será medido desde la superficie del concreto hasta la cara de cualquier varilla de refuerzo y no siendo menor de 5 cm. excepto en losas donde el recubrimiento mínimo podrá ser de 2.5 cm.

$$\therefore d = 140 - 7.5 - 5 = 127.5 \text{ cm.}$$

POSICION DEL EJE NEUTRO.-



$$k_d = \frac{2nA_s d + bt^2}{2nA_s + 2bt}$$

$$bt^2 = 231 \times 17.16^2 = 68338$$

$$2nA_s d = 2 \times 12 \times 165.7 \times 127.5 = 507042$$

$$2nA_s = 3977$$

$$2bt = 2 \times 231 \times 17.16 = 7950$$

$$K_d = \frac{507042 + 68338}{3977 + 7950} = \frac{575380}{11927} = 49 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

Por tanto trabaja como viga T.

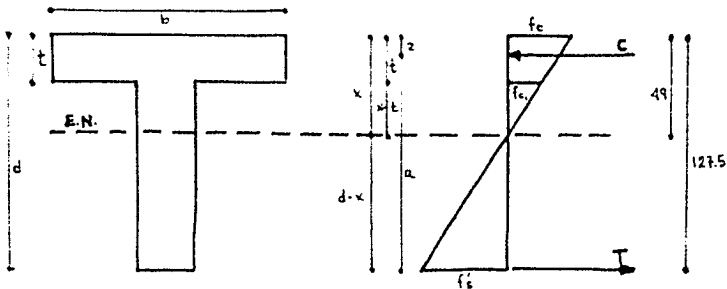
$$\text{Brazo del par elástico, } j d = 127.5 - 8 = 119.5 \text{ cm.}$$

REVISIÓN DE LAS FATIGAS.-

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{20335000}{165.7 \times 119.5} = 1020 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{f_s k d}{n(d-kd)} = \frac{1020 \times 49}{12(127.5 - 49)} = 53 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección está correcta por flexión.



DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE.-

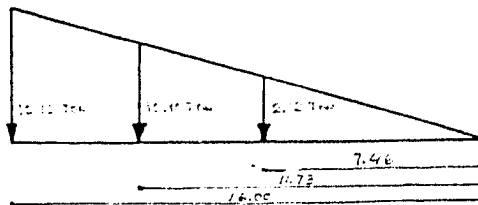
Por carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{W_D}{2}$$

$$V_{cm} = \frac{3.402 \times 16}{2} + \frac{1.497}{2} = 27.216 + 0.748$$

$$V_{cm} = 28.06 \text{ Ton.}$$

Por carga móvil:



$$R = 10.90 + 10.90 \times \frac{11.73}{16.00} + 2.72 \times \frac{7.46}{16.00} = 20.5 \text{ Ton.}$$

Fuerza cortante total:

$$V_t = V_{cv} + I + F_e + V_{cm}$$

$$V_t = 20.5 \times 1.283 \times 1.13 + 28.06 = 57.16 \text{ Ton.}$$

$$V_t = 57.16 \text{ Ton.}$$

El esfuerzo al cortante será:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{57160}{25 \times 124} = 17.3 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

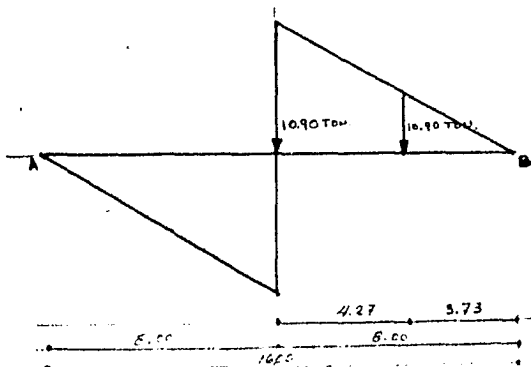
ADHERENCIA.-

$$u = \epsilon \frac{V}{ojd} = \frac{57160}{15 \times 7 \times 143} = 5.7 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

FUERZA CORTANTE EN EL CENTRO DEL CLARO.-

Se debe a la carga permanente debida al peso del diafragma central y a la carga móvil en su posición más desfavorable. Conociendo este cortante, se le proporcionará un refuerzo ya sea con estribos o barras dobladas en esa sección.

$$V_{cm} = \frac{1.497}{2} = 0.748 \text{ Ton.}$$



$$R_A = \frac{10.90}{2} + \frac{10.90 \times 3.73}{16.00} = 5.45 + 2.55 = 8.00 \text{ Ton.}$$

$$V_{cv} = 8.00 \times 1.283 \times 1.13 = 11.60 \text{ Ton.}$$

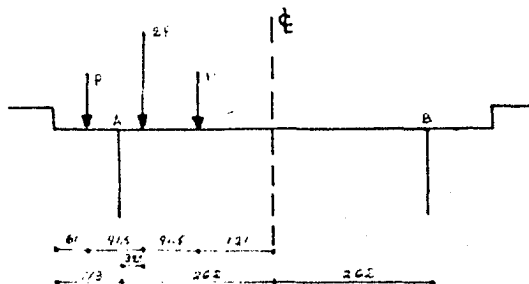
$$\text{Fuerza cortante total} = 0.748 + 11.60 = 12.35 \text{ Ton.}$$

REVISION POR CARGA MOVIL EXTRAORDINARIA.-

Esta revisión se aplica a todos los tipos de carga excepto a las cargas B-20 y H-20 S-16, así mismo se proveerán cargas pesadas poco frecuentes, aplicando sobre cualquier carril sencillo un camión tipo H ó HS, que se especifique aumentando en 100% sin que haya la presencia de carga en cualquiera de los otros carriles.

Los esfuerzos de carga muerta, carga viva e impacto combinadas de la carga de que se habló, no serán mayores de 150% de los esfuerzos permisibles ya calculados.

Esta sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura excepto a la losa de piso.



FACTOR DE CONCENTRACION POR CARGA MOVIL EXTRAORDINARIA.-

$$F_c = \frac{2P \times 474.5}{5.24} = 1.81 P$$

$$M_{cm} = 69.5 \times 1.283 \times 1.81 = 160.4 \text{ Ton. m.}$$

$$M_{total} = 160.4 + 101 = 261.4 \text{ Ton. m.}$$

Afectando esta cantidad con el 50%

$$M_{total} = \frac{261.4}{1.5} = 174.25 \text{ Ton. m.} < 203.35 \text{ Ton. m.}$$

Está correcto haber usado $M_{total} = 203.35 \text{ Ton. m.}$

REVISIÓN DE LA FUERZA CORTANTE EN EL APOYO POR CARGA MOVIL EXTRAORDINARIA.--

$$V_{cm} = 20.5 \times 1.283 \times 1.81 = 47.6 \text{ Ton.}$$

$$V_{total} = 47.6 + 24.1 = 71.8 \text{ Ton.}$$

$$V_{total \text{ CME}} = \frac{71.8}{1.5} = 47.8 \text{ Ton.} < 57.16 \text{ Ton.}$$

Se tomará 57.16 Ton. en el apoyo para reforzar las nervaduras por cortante.

FUERZA CORTANTE EN EL CENTRO DEL CLARO.--

$$V_{cv} = 8.00 \times 1.283 \times 1.81 = 18.58 \text{ Ton.}$$

$$V_{total} = 18.58 + 0.748 = 19.33 \text{ Ton.}$$

$$V_{total \text{ CME}} = \frac{19.33}{1.5} = 12.8 \text{ Ton.} > 12.35 \text{ Ton.}$$

En este caso, rige carga móvil extraordinaria por lo que se tomará para diseño 12.8 Ton.

DISEÑO DEL REFUERZO PARA ESFUERZO CORTANTE.--

Se usarán las especificaciones del departamento de Estructuras de la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la SOP.

DOBLADO DE VARILLAS DEL REFUERZO PRINCIPAL.--

Considerando una parábola de segundo grado, la gráfica de la variación del momento flexionante, las distancias a las que podemos doblar las varillas a partir del centro, se calculan con la fórmula :

$$x = c \sqrt{A}$$

$$x \text{ en metros. } c = \frac{L}{2\sqrt{At}}$$

C en metros entre centímetros

L = longitud del claro = 16.00 m.

At = Area del acero en el centro del claro = 165.7 cm²

$$C = \frac{16}{2\sqrt{165.7}} = \frac{16}{2 \times 12.8} = 0.625 \text{ m/cm.}$$

$$x = 0.625 \sqrt{At}$$

No. Varilla	Diámetro (pulg)	A _t (cm ²)	x (m)
1	1 1/2	11.40	2.11
2	"	22.80	2.98
3	"	34.20	3.65
4	"	45.60	4.21
5	"	57.00	4.71
6	"	68.40	5.16
7	"	79.80	5.58
8	"	91.20	5.96
9	"	102.60	6.32
10	"	114.00	6.57
11	"	125.40	7.00

Separación máxima de estribos de 1/2 " ϕ de dos ramas para que absorban el 25% de la fuerza cortante máxima.

$$S = \frac{2 A_s f_s j d}{v}$$

$$v = 0.25 V_{\text{máx}} = 0.25 \times 57.16 = 14.29$$

Sustituyendo valores :

$$S = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 119.5}{14290} = 27 \text{ cm.}$$

Además se pondrán estribos de $1/2"$ ϕ de dos ramas a cada 13 cm. y a cada 27 cm., los cuales tendrán una capacidad de:

A cada 13 cm-

$$\text{Capacidad} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 119.5}{14} = 28300 \text{ Kg.}$$

A cada 27 cm.

$$\text{Capacidad} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 119.5}{27} = 14310 \text{ Kg.}$$

Ahora bien la distancia a la que deberá estar la primera barra doblada al paño interior del apoyo será:

$$d = 3/8 \text{ del peralte efectivo} = 3/8 \times 127.5 = 48 \text{ cm.}$$

La separación máxima en los cuartos extremos será:

$$\text{Separación} = jd = 119.5 \text{ cm.}$$

La separación máxima en el medio central será:

$$\text{Separación} = 1.5 \times jd = 179.5 \text{ cm.}$$

Para la separación de las barras dobladas se traza hasta la mitad del claro el diagrama de fuerzas cortantes, ya que es simétrico; en seguida se traza el diagrama de capacidades del cortante que nos proporcionan las barras dobladas y estribos, siempre y cuando éstas cumplan con las especificaciones.

CAPACIDADES DE LAS BARRAS DE $1 1/2"$ ϕ DOBLADAS A 45° Y CALCULADAS PARA DIFERENTES SEPARACIONES.-

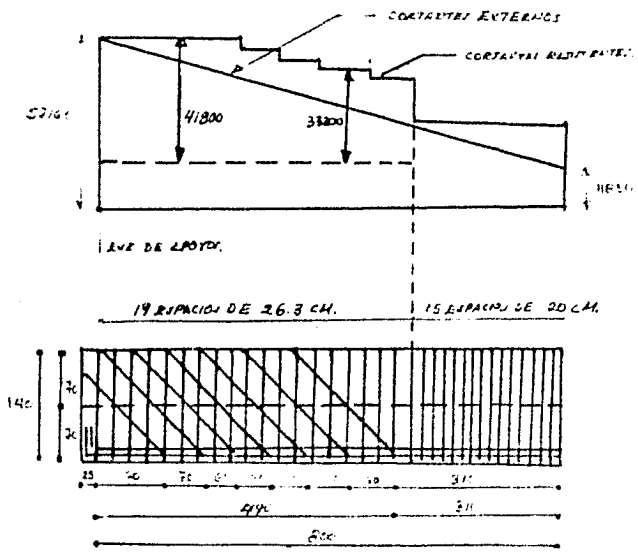
$$F = \frac{A_v f_v jd \sqrt{2}}{\text{separación}}$$

$$A_v = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$F = \frac{11.40 \times 1300 \times 119.5 \times 1.41}{\text{separación}}$$

$$F = \frac{2507544}{\text{separación}}$$

SEPARACION (cm)	F (Kg)
60	41800
65	38500
70	35800
75	33200
80	31300
85	29400
90	27800
95	26300
100	25075



DIAFRAGMAS.-

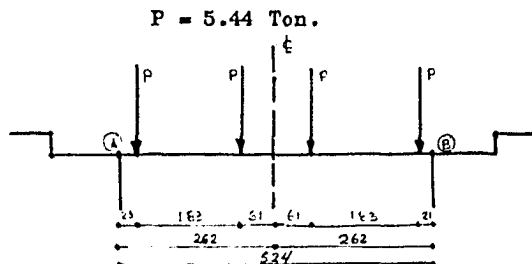
Pueden ser intermedios (entre pilas) y extremos. Los diafragmas intermedios tienen como objeto, aumentar la resistencia de las nervaduras a la torsión, debida a la acción de las cargas principales. Esto se debe a que este tipo de secciones son generalmente peraltadas.

Los diafragmas extremos se colocan para prevenir el efecto de que al llegar una rueda al borde de la losa, se reduzca en forma considerable el Ancho de Distribución.

De acuerdo con las especificaciones AASHTO en donde los claros de vigas T tengan longitudes mayores de 12 m, se pondrán diafragmas que se colocarán entre las vigas en los puntos medios o del tercio del claro.

DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.-

Se calculará el momento flexionante y la fuerza cortante por carga móvil. Se considera el diafragma libremente apoyado en los paños interiores de las nervaduras.



POR CARGA VIVA

$$M_A = 10.88 \times 2.06 - 5.44 \times 1.83$$

$$M_A = 22.41 - 9.95 = 12.46$$

$$M_A = 12.46 \text{ Ton. m.}$$

El coeficiente de impacto que habíamos calculado con anterioridad es de:

$$\text{Coeficiente de Impacto} = 1.3$$

$$M_{cv} I = 12.46 \times 1.3 = 16.19 \text{ Ton. m.}$$

$$M_{cv} I = 10.88 \times 1.3 = 14.13 \text{ Ton.}$$

POR CARGA MUERTA

$$\text{Peso del diafragma} = 1270 \times 2 = 2540 \text{ Kg.}$$

Peso de la losa: Para encontrar el peso que influye, consideramos a la losa como perimetralmente apoyada.

$$\text{Peso de la losa} = \frac{5.24 \times 5.24 \times 0.20}{2} \times 2400 = 6588.00 \text{ Kg.}$$

M_{cm} = Momento del diafragma + momento de la losa.

$$M_{cm} = \frac{Pl}{8} + \frac{Pl}{6}$$

$$M_{cm} = \frac{2.54 \times 5.24}{8} + \frac{6.588 \times 5.24}{6}$$

$$M_{cm} = 1.66 + 5.75$$

$$M_{cm} = 7.41 \text{ Ton. m.}$$

CORTANTE.-

$$V_{cm} = 1.27 + \frac{6.58}{2} = 1.27 + 3.29 = 4.56$$

$$V_{cm} = 4.56 \text{ Ton.}$$

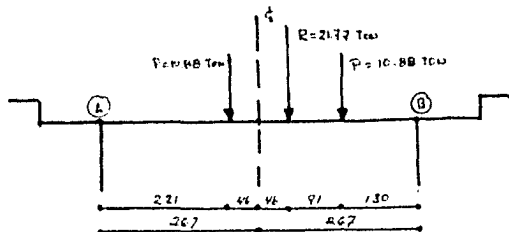
De donde tenemos que el Momento y el Cortante para carga móvil ordinaria será:

$$M_{total} = 16.19 + 7.41 = 23.60 \text{ T - m}$$

$$U_{total} = 14.13 + 4.56 = 18.69 \text{ Ton.}$$

Veamos ahora qué valores encontramos con carga móvil extraordinaria.

Para encontrar el momento máximo, equidistará la resultante del centro del claro con una de las ruedas.



$$M = \frac{21.76 \times 221}{524} \times 221 = 20.28 \text{ Ton. m.}$$

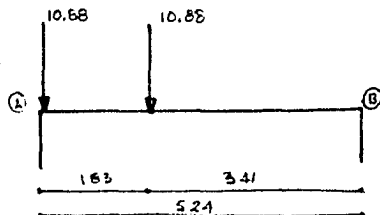
$$M_I = 20.28 \times 1.3 = 26.36 \text{ Ton. m.}$$

$$M_{\text{total}} = 26.36 + 7.41 = 33.77$$

$$\frac{33.77}{1.5} = 22.51 < 23.60 \text{ Ton. m.}$$

Se diseñará por momento de acuerdo con el valor que nos dió la carga móvil ordinaria.

El cortante para carga móvil extraordinaria será:



$$V = 10.88 + \frac{10.88 \times 341}{524} = 10.88 + 7.08$$

$$V = 17.96 \text{ Ton.}$$

$$V_I = 17.96 \times 1.3 = 23.35 \text{ Ton.}$$

$$V_{\text{total}} = 23.35 + 4.56 = 27.91$$

$$\frac{27.91}{1.5} = 18.60 < 18.69 \text{ Ton.}$$

También para el cortante se tomará el que nos dió para carga móvil extraordinaria.

DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS INTERMEDIOS.-

Suponemos una sección de :

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

Se tiene un peralte total de 1.40 m

Se prevé un desgaste de 0.01 m

recubrimiento 0.10 m

De donde el peralte efectivo será:

$$D = 140 - 1 - 10 = 129 \text{ cm.}$$

$$A_s = 2 \text{ varillas } 1 \frac{1}{2} \text{ " } \phi = 22.80 \text{ cm}^2.$$

La revisión la hacemos como viga rectangular:

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

$$np = \frac{12 A_s}{bd} = \frac{12 \times 22.80}{20 \times 129} = 0.106$$

$$2np = 2 \times 0.106 = 0.212$$

$$(np)^2 = (0.106)^2 = 0.011$$

$$K = \sqrt{0.212 + 0.011} - 0.106$$

$$K = 0.472 - 0.106 = 0.366$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.366}{3} = 0.878$$

FATIGA DEL ACERO.-

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{2360000}{22.80 \times 0.878 \times 129} = 914 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$914 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

FATIGA DEL CONCRETO.-

$$f_c = \frac{f_s K}{m(1-k)} = \frac{914 \times 0.366}{12(1-0.366)} = 43 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$43 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE.-

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{18690}{20 \times 0.878 \times 129} = 8.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$8.2 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

ADHERENCIA.-

$$u = \frac{V}{\Sigma O j d} = \frac{18690}{24 \times 0.878 \times 129} = 7.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$7.5 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Utilizaremos estribos en dos ramas con un espaciamiento máximo de:

usando varillas de 1/2" ϕ

$$\text{separación} = \frac{2A_s f_v j d}{v} = \frac{2 \times 127 \times 1300 \times 0.878 \times 129}{18690}$$

separación: 21 cm. c. a. c.

usando varillas de $5/8"$ ϕ

$$\text{separación} = \frac{2 \times 198 \times 1300 \times 1300 \times 0.878 \times 129}{18690} = 29$$

separación = 29 cm. c. a. c.

refuerzos por temperatura

$$A_{st} = 0.0015 bh = 0.0015 \times 20 \times 139 =$$

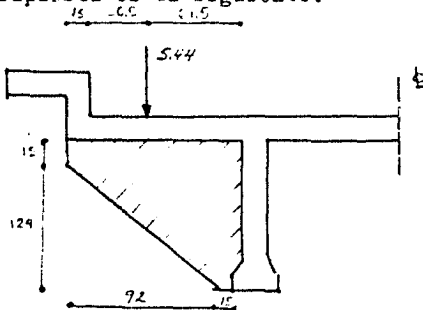
$$A_{st} = 4.17 \text{ cm}^2.$$

usando varillas de $1/2"$ ϕ

$$\frac{4.17}{1.27} = 3.3 = 4 \text{ varillas}$$

DISEÑOS DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS.-

La sección supuesta es la siguiente:



MOMENTO POR PESO PROPIO.-

$$M_p = 139 \times 107 \times 0.20 \times 2400 \times 0.55 = 392$$

$$M_{cm} = 392 \text{ Kg} \times \text{cm}.$$

MOMENTO POR CARGA MOVIL ORDINARIA.-

$$M_{cv} \times I = 5440 \times 1.3 \times 0.615 = 4350. \text{ Kg m}.$$

$$M_{total} = 4350 + 392 = 4742 \text{ Kg-m}.$$

MOMENTO POR CARGA MOVIL EXTRAORDINARIA.-

$$M_{cv} \times I = 10880 \times 1.3 \times 0.615 = 8700 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{total} = \frac{8770 + 392}{1.5} = \frac{9162}{1.5} = 6108 \text{ Kg- m-}$$

$$M_{total} = 6108 \text{ Kg. m.}$$

Rige la carga móvil extraordinaria.

FUERZA CORTANTE.-

Peso Propio.-

$$V_{cm} = 139 \times 107 \times 0.20 \times 2400 = 714 \text{ Kg.}$$

CORTANTE PARA CARGA MOVIL ORDINARIA.-

$$V_{cv} \times I = 5440 \times 1.3 = 7072 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = 7072 + 714 = 7786 \text{ Kg.}$$

CORTANTE POR CARGA MOVIL EXTRAORDINARIA.-

$$V_{cv} \times I = 10880 \times 1.3 = 14144 \text{ Kg.}$$

$$V_{total} = \frac{14144 + 714}{1.5} = \frac{14858}{1.5} = 9905 \text{ Kg.}$$

Rige la carga móvil extraordinaria.

DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS EXTREMOS.-

Suponemos una sección de :

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

$$d = 129 \text{ cm.}$$

$$A_s = 2 \text{ varillas de } 3/4" \phi = 5.70 \text{ cm}^2.$$

REVISION DE LA SECCION.-

$$K = \sqrt{2np} - (np)^2 - np$$

$$n_p = 12 \frac{5.70}{20 \times 129} = 0.0265$$

$$(n_p)^2 = (0.0265)^2 = 0.0007$$

$$2n_p = 0.0530$$

$$K = \sqrt{0.0530} - 0.0007 = 0.0265$$

$$K = 0.23 - 0.02 = 0.21$$

$$K = 0.21$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.21}{3} = 1 - 0.07$$

$$J = 0.93$$

REVISION POR MOMENTO.-

FATIGA DEL ACERO.-

$$f_s = \frac{610800}{5.70 \times 0.93 \times 129} = 908 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

FATIGA DEL CONCRETO.-

$$f_c = \frac{908}{12} \times \frac{0.21}{0.79} = 20.1 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2.$$

REVISION POR CORTANTE.-

$$V = \frac{V}{b_j d} = \frac{9905}{20 \times 0.93 \times 129} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

REVISION DE LA ADHERENCIA.-

$$u = \frac{V}{\Sigma o_j d} = \frac{9905}{12 \times 0.93 \times 129} = 6.9 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

usando estribos de dos ramas , el máximo espaciamento será:

Varillas 1/2" ϕ

$$\text{separación} = \frac{2.54 \times 1300 \times 0.93 \times 129}{9905} = 34 \text{ cm.}$$

Varillas 5/8 " ϕ

$$\text{separación} = \frac{3.96 \times 1300 \times 0.93 \times 129}{9905} = 55 \text{ cm.}$$

refuerzo por temperatura.

3 varillas de 1/2" ϕ en cada cara.

APOYOS.-

Los apoyos serán de placas de Neopreno que diseñaré de acuerdo con la publicación: " The Use of Neopren Structure Mountings " por J. T. C. Harvey, B. S. C. A. M. I. C. E.

Basado en esto calcularé longitud, ancho, espesor y dureza del apoyo de Neopreno.

- A) La deformación por cortante no excederá el 50% del espesor de la placa, es decir, éste será cuando menos el doble de la dilatación en la trabe.
- B) La deformación en compresión de la placa, no excederá el 15% de su espesor.
- C) La dilatación o contracción de la trabe, serán absorbidas por la deformación en cortante de la placa.
- D) El espesor de la placa no excederá a la quinta parte de su ancho.

Usando este tipo de apoyos, se obtienen magníficos resultados y grandes ventajas como son: la fricción tiende a ser nula, es de fácil colocación, resiste el aplastamiento, no se intemperizan, son de bajo costo.

Usaré apoyos de dos tipos: fijos y móviles.

En apoyos fijos usaré dos placas y en apoyos móviles cuatro de acuerdo con el análisis siguiente:

Las cargas que soportará cada placa serán:

Reacción por carga muerta	29100 Kg.
Reacción por carga viva	28060 Kg.

La carga a la que está sometido el apoyo es de 57160 Kg.

Por especificación, el esfuerzo permisible de compresión en el Neopreno es de 56.4 Kg/cm^2 .

Así como el esfuerzo permisible en la corona es de 55.5 Kg/cm².

El área que deberá tener el apoyo será

$$A = \frac{57160 \text{ Kg}}{55.5 \text{ Kg/cm}^2} = 1030 \text{ cm}^2.$$

Como el ancho de la base de la trabe tiene una dimensión de 35 cm, usaremos una placa de 35 x 30, que tiene un área de - - - 1050 cm².

El espesor de la placa de neopreno será de:

$$e = 0.08L = 0.08 \times 30 = 2.4 \text{ cm.}$$

usaremos placas de neopreno con espesor de 2.54 cm = 1".

CAPITULO IV.-

SUBESTRUCTURA.-

PILAS.-

Analizaré y calcularé las pilas 2, 3, 4 y 5. Usaré pilas de mampostería de 3ra. clase con mortero de cemento arena en proporción 1:5, asimismo se considerarán los esfuerzos permisibles, condiciones de estabilidad, sistemas de carga y especificaciones.

La corona será de concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, siendo el esfuerzo de trabajo para ese concreto de $fc = 70 \text{ Kg/cm}^2$.

Se tomarán los coeficientes de volteamiento y deslizamiento iguales o mayores de dos.

ESFUERZOS DE TRABAJO.-

Compresión	9.0 Kg/cm^2
Tensión	0.8 Kg/cm^2
Esfuerzo cortante	2.0 Kg/cm^2

ELEVACIONES.-

NAME	962.81 m.
Sobreelevación	0.15 m.
Espacio libre vertical	1.50 m.
Espesor de la Superestructura	1.40 m.
Distancia de la rasante a la corona	1.80 m.
Elevación de la corona	964.46 m.
Elevación del desplante	955.81 m.
Altura de la pila	8.50 m.

LOCALIZACION.-

Pila 2	ESTACION	37 + 210.27 Km.
Pila 3	"	37 + 226.81 Km.
Pila 4	"	37 + 243.35 Km.
Pila 5	"	37 + 269.89 Km.

La pila se revisará mediante las combinaciones I, II y III de las especificaciones AASHTO, usando los porcentajes de esfuerzos permisibles para cada caso y despreciando las componentes verticales de los pares de transporte.

Para el análisis de tomarán en cuenta tres secciones — críticas de la pila que son: sub-corona, cambio de taludes y desplante.

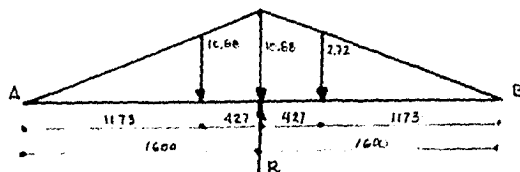
COMBINACIONES.-

	ESF. PERMISIBLE
Grupo I .- Carga Muerta + Carga Viva + Impacto por carga viva = Empuje de Tierras + Sub-presión + Presión de la Corriente.	100%
Grupo II.- Carga Muerta + Empuje de Tierra + Sub-presión + Presión de la Corriente + Viento sobre Estructura	125%
Grupo III.- Impacto por Carga Viva + Fuerza longitudinal por Carga Viva + Fuerza Long. debida a Fricción + 30% Viento sobre la Estructura + Presión del Viento sobre Carga Viva (149 Kg-m)	125%

ANALISIS DE CARGAS.-

I.- Carga Viva, con dos tramos cargados y dos bandas de circulación, con tres casos.

a) Carga de camión



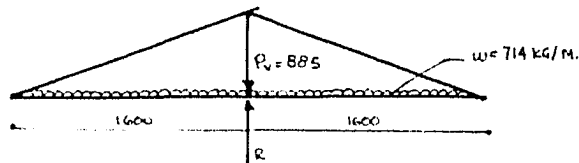
$$R = 10.88 \times 1 + 10.88 \times \frac{11.73}{16} + 2.72 \times \frac{11.73}{16}$$

$$R = 10.88 + 8.00 + 1.99 = 20.87$$

Por ser dos bandas de circulación

$$R = 41.74 \text{ ton.}$$

b) Carga de Línea



$$R = 8.85 + \frac{0.714 \times 32}{2} = 8.85 + 10.40 = 19.25 \text{ ton.}$$

$$R = 19.25 \text{ ton.}$$

c) Carga de camión con un solo tramo cargado y con dos bandas de circulación.

En el cálculo que habíamos hecho de las Nervaduras teníamos que la reacción debida a la carga de camión era:

$$R = 20.10 \times 2 = 40.2 \text{ ton.}$$

∴ rige el caso a donde $R = 41.74 \text{ ton.}$

II.- Carga Muerta.-

Del cálculo de las nervaduras tenemos:

$$R_m = 24.05 \times 2 = 48.10 \text{ ton.}$$

$$R = 48.10 \text{ ton.}$$

III.- Impacto y Excentricidad.-

$$I = \frac{15}{1 + 38} = \frac{15}{16 + 38} = \frac{15}{54} = 27.8\%$$

El coeficiente de excentricidad que habíamos calculado, nos dió un valor de 1.13, ahora bien, el coeficiente que emplearemos para impacto y excentricidad será:

$$1.278 \times 1.13 = 1.44$$

Teniendo en cuenta este número, el % con el que se incrementará a la carga viva será en un 44%, tomando este % de la carga viva como fuerza vertical debida al impacto y excentricidad.

$$41.74 \times 0.44 = 18.40 \text{ ton}$$

IV.- Frenaje.-

Por especificaciones AASHO párrafo 3.2.13, el frenaje será una fuerza horizontal longitudinal cuyo valor es el 5% de la carga viva.

Esta carga viva se tomará como carga equivalente, tomando la concentración correspondiente al momento

$$F_r = \left(6.13 + \frac{0.714 \times 32}{2} \right) 2$$

$$F_r = 0.613 + 1.14 = 1.75$$

$$F_r = 1.75 \text{ ton}$$

Se tomará aplicada en la corona de la pila en virtud de que el incremento que se produce en las reacciones verticales de los apoyos es muy pequeño.

V.- Viento Normal sobre la Superestructura

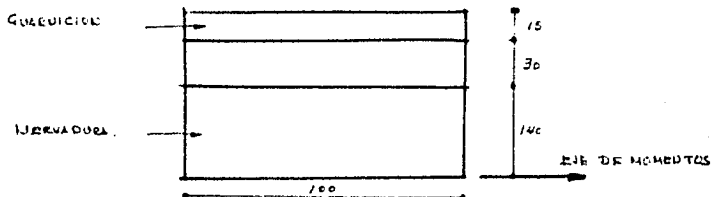
Por especificaciones AASHO, se considerará una carga por m^2 de superficie de exposición, tomándose vez y media la proyección vertical del claro y aplicada en el centro de gravedad. La intensidad del viento en el sentido normal es de $244 \text{ Kg}/m^2$ y en el longitudinal es de $60 \text{ Kg}/m^2$. Esta fuerza no debe ser menor que la que resulte de aplicar con carga uniforme de $447 \text{ Kg}/m$.

Para calcular la fuerza normal se tiene.

$$FN = 0.244 \times 1.5 \times 1.85 \times 16 = 10.83 \text{ ton}$$

$$FL = 0.060 \times 1.5 \times 1.85 \times 16 = 2.90 \text{ ton}$$

Para encontrar el centro de gravedad se analizará de la siguiente manera:



AREA	BRAZO	MOMENTO
0.15	1.77	0.265
0.30	1.55	0.465
<u>1.40</u>	0.70	<u>0.980</u>
1.85		1.710

$$\therefore \bar{Y} = \frac{M}{A} = \frac{1.71}{1.85} = 0.92 \text{ m} \quad \bar{Y} = 0.92 \text{ m}$$

De acuerdo con las especificaciones para saber si la fuerza normal no es menor que si se aplicara la carga uniforme se tiene:

$$P' = 0.447 \times 16 = 7.15 \text{ ton} < 10.83 \text{ ton}$$

Por tanto se aplicará una fuerza de 10.83 ton a 0.92 de la corona de la pila.

VI.- Fricción por carga Permanente.

Se tomará un coeficiente de fricción de $\mu = 0.25$ y una fuerza normal igual a la reacción por carga muerta y afectado de un coeficiente $K = 0.5$ debido al juego que se le deja a los pernos de anclaje.

$$F = \mu N = 0.25 \times 28.06 \times 0.5 = 3.50 \text{ ton.}$$

$$F = 3.50 \text{ ton}$$

La cual se aplicará en la corona y en dirección del tránsito.

VII.- Viento sobre la Carga Viva

Por especificaciones AASHO se considerará una fuerza de 149 Kg/ml. Suponiendo los dos tramos cargados

$P = 149 \times 32 = 4.78 \text{ ton}$, la cual actuará a 1.83 de la rasante y por tanto se aplicará a $1.83 + 1.60 = 3.43 \text{ m}$ de la corona.

VIII.- Viento longitudinal sobre la superestructura

Por especificaciones AASHO se toma el 50% de la carga de viento normal

$$P = 0.5 \times 10.83 = 5.41 \text{ ton.}$$

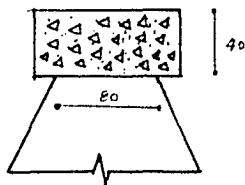
$$P = 5.41 \text{ ton.}$$

la cual se aplicará en la corona

ANALISIS DE LAS SECCIONES

Revisión de la SubCorona

Ancho desde el eje de la pila

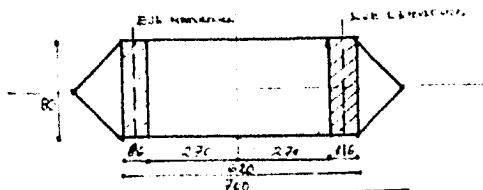


$$25 + 10.1 + 0.40 \times \tan 30^\circ$$

$$35.1 + 0.40 \times 0.577 = 35.1 + 0.23 = 58.1 \text{ cm}$$

Ya que la subcorona tiene 0.80 m., la transmisión se nos limita a ese ancho

Para la transmisión de cargas, se desprecia la acción de los tajamares, por tanto el ancho del centro del apoyo a la base de la transmisión de carga, tenemos 30 cm.



AREA DE TRASMISION

$$A = 2 \times 0.86 \times 0.80 = 1.72 \text{ m}^2$$

Momentos de Inercia.-

$$I_x = 2 \frac{0.86 \times 0.80^3}{12} = 0.14 \text{ m}^4$$

$$I_y = 2 \frac{0.80 \times 0.86^3}{12} = 0.86 \times 0.80 \times 2 \times 2.47^2$$

$$I_y = 0.10 + 10.50 = 10.60 \text{ m}^4$$

Peso propio de la corona.-

$$1.00 \times 0.86 \times 0.40 \times 2 \times 2.4 = 1.96 \text{ ton}$$

Este peso es el que actúa en las áreas de transmisión

Antes de entrar a combinar las cargas, pondremos el significado de las abreviaciones:

CP	Cargas permanentes de la estructura
CV	Carga viva
I	Impacto por carga viva
ET	empuje de tierras
S	Sub-presión
VE	Viento sobre la estructura

VCV	Presión del viento sobre la carga viva 149 Km-mi
FL	Fuerza longitudinal por carga viva
FR	Fuerza longitudinal debida a fricción
PC	Presión de la corriente
VL	Viento longitudinal
PP	Peso propio

COMBINACION DE CARGAS

Grupo I.-

El Grupo I y II se vuelven un solo grupo al no existir en la subcorona ET, S, PC, siendo ésto el grupo, se analizarán con: CV, CP, I, VL y PP

Esfuerzos permisibles: 125%

CONCEPTO	CARGAS (TON)		BRAZO (m)	MOMENTOS (ton-m)	
	Verticales	Horizontales		X X	Y Y
CV	41.74		8.00	0	
CP	48.10		0.20	9.62	
I	18.40		0.20	3.68	
PP	1.96		0.00	0	
VL		5.41	0.40	2.16	
Σ	110.20			15.46	Ton-m.

Aplicando la fórmula de la Escuadría, encontramos los esfuerzos

$$f = \frac{N}{A} + \frac{Mx}{Ix} \text{ y sustituyendo valores.}$$

$$f = \frac{110.20}{1.72} + \frac{15.46}{0.14} \times 0.50$$

$$f_{\text{máx.}} = 64.06 + 55.20 = 119.26 < 125 \text{ ton-/m}^2$$

$$f_{\text{mín.}} = 64.06 - 55.20 = 8.86 \text{ t/m}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

Grupo II.-

CV, CP, I, PP, FL, F, 30% viento sobre estructura, viento sobre carga viva.

CONCEPTO	CARGAS (ton)		BRAZO m	MOMENTOS (ton-m.)	
	Verticales	Horizontales		Σ	Σ
CV	41.74		0	0	
CP	48.10		0.20	9.62	
I	18.40		0.20	3.68	
PP	1.96		0	0	
FL		1.75	0.40	0.70	
F		3.50	0.40	1.40	
VE		2.89	1.25		3.61
VCV		4.78	3.43		16.40
Σ	110.20			15.40	20.01

Aplicando la fórmula de la Escuadría

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{Ix} y \pm \frac{My}{Iy} x$$

$$f = \frac{110.20}{1.72} \pm \frac{15.40}{0.14} x 0.50 \pm \frac{20.01}{10.59} x 3.10$$

$$f = 64.06 \pm 55.0 \pm 5.86$$

$$f_{\max} = 124.9 \text{ ton/m}^2 = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 3.20 \text{ ton/m}^2 = 0.32 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo rebasa al permisible (11.2 Kg/cm^2) pero como la acción del viento al actuar sobre la estructura y la carga viva lo hace en forma eventual, podemos considerar los esfuerzos como admisibles y por tanto las dimensiones supuestas son adecuadas.

SECCION DE CAMBIO DE TALUDES



Propiedades Geométricas.-

$$\text{Area de la Sección} = 11.80 \text{ m}^2$$

Cálculo de los Momentos de Inercia.-

$$I_x = \frac{L a^3}{12} + \left(\frac{a}{\sqrt{2}} \right)^4 = \frac{a^3}{24} (2L + \frac{a}{2})$$

$$I_x = \frac{4.09}{24} (2 \times 6.52 + \frac{1.60}{2})$$

$$I_x = 0.17 (13.08 + 0.80) = 2.35$$

$$I_x = 2.35 \text{ cm}^4$$

Ahora bien, encontrando las áreas de los cuadrados que tienen por lado: $a \frac{L}{\sqrt{2}}$ y $\frac{L+a}{\sqrt{2}}$ podemos encontrar el valor de I_y .

Llamando A_1 al área que tiene por lado $\frac{L}{\sqrt{2}}$ se tiene:

$$\frac{L}{\sqrt{2}} = \frac{6.52}{1.41} = 4.62$$

$$A_1 = 4.62 \times 4.62 = 21.34 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 21.34 \text{ m}^2$$

Llamando A_2 al área cuyo lado es $\frac{L+a}{\sqrt{2}}$ se tiene:

$$\frac{L+a}{\sqrt{2}} = \frac{6.52+1.60}{1.41} = \frac{8.12}{1.41} = 5.75$$

$$A_2 = 5.75 \times 5.75 = 33.08 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 33.08 \text{ m}^2$$

Tomando estos valores calculará el I_y .

$$I_y = \frac{A_2^2 - A_1^2}{12} = \frac{1}{12} (A_2 + A_1) (A_2 - A_1) = \frac{A}{12} (A_2 + A_1)$$

$$I_y = \frac{A}{12} (L^2 + A)$$

$$I_y = \frac{11.80}{12} (6.52^2 + 11.80) = 0.98 (42.51 + 11.80)$$

$$I_y = 53.22 \text{ m}^4$$

Semiperáltes.-

$$x = 4.07 \text{ m.}$$

$$y = 0.80 \text{ m.}$$

Tomando en cuenta estos valores, procedo a hacer el análisis de cargas con los tres grupos.

Volumen de la pila.-

Emplearé la fórmula deducida por el Ing. José Mariano Pontón:

$$b^2 = 0.3047 h (b_1 + b_2) (1.641 L + 0.322 b_1) + b_2^2$$

$$V = 0.3047 \times 8.50 (80+1.60) (1.641 \times 6.52 + 0.322 \times 80) + 1.60^2$$

$$V = 74.41 \text{ m}^3$$

Grupo I.-

Carga Viva, carga permanente, impacto, presión de la corriente (empuje dinámico del agua), peso propio, peso del agua y peso de la tierra.

Cálculo del Empuje dinámico del agua.-

Utilizaré la fórmula:

$$E = C_w A \frac{V^2}{2g}$$

endonde:

C es un coeficiente de forma con valor de 0.75 para tajamares de 45° con la dirección de la corriente

w es el peso del agua 1 Ton/m³.

A es el área expuesta

g el valor de la aceleración de la gravedad, que es de 9.81 m/seg².

V es la velocidad de la corriente es de 1.33 m/seg, pero pondremos una velocidad de 1.5 m/seg para tener un margen de seguridad.

Para encontrar el área que expone la pila, y como en nuestro caso tenemos 4, cada una de ellas tiene diferente área expuesta por lo que trabajaré con la mayor seguridad.

$$A = \frac{1.20 \times 1.40}{2} \times 4.25 = 5.52 \text{ m}^2$$

$$A = 5.52 \text{ m}^2$$

Calculando ahora el empuje de la corriente:

$$E = \frac{0.75 \times 1 \times 5.52 \times 2^2}{19.62} = 0.84 \text{ ton.}$$

$$E = 0.84 \text{ ton.}$$

El cual actuará en el centro de gravedad del área expuesta y a una distancia de la corona igual a:

$$3.03 + \frac{4.25}{3} + \frac{2 \times 1.40 \times 1.20}{1.40 + 1.20} = 3.03 + 1.41 + 1.53 = 5.97 \text{ m.}$$

El brazo de palanca vale:

$$B = 8.00 - 5.97 = 2.03 \text{ m.}$$

$$B = 2.03 \text{ m.}$$

PESO DE LA PILA

Corona:

$$\text{Area} = 6.28 \times 1.20 + 1.20 \times 0.50 = 7.53 + 0.60$$

$$\text{Area} = 8.12 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 8.12 \times 0.40 \times 2.4 = 7.80 \text{ ton}$$

Cuerpo:

$$\text{Area superior} = 6.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Area Media} = 11.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Area inferior} = 13.62 \text{ m}^2$$

Volumen:

$$\text{Peso} = 74.41 \times 2.2 = 159.90 \text{ ton}$$

Peso del agua :

$$P = \frac{2 \times 0.125 \times 4.25}{2} \times 1 = 0.53 \text{ ton.}$$

Peso de la tierra: Supongo un peso volumétrico de $1,600 \text{ Kg/m}^3$

$$P = \frac{2 \times 0.085 \times 2.00}{2} \times 1.60 = 0.25 \text{ ton.}$$

con todos estos valores anteriores procedo a hacer una tabla:

GRUPO I.-

CP, CV, I, PC, PP, PA, PT,-

CONCEPTO	CARGAS (ton)		BRAZO m	MOMENTOS xx	(ton-m.) yy
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
PC		0.84	2.03		2.17
PP	159.90				
PA	0.53				
PT	0.25				
Σ	268.92			13.30	2.17

Esfuerzos:

$$f = \frac{268.92}{11.80} \pm \frac{13.30}{2.35} \times 0.80 \pm \frac{2.17}{53.22} \times 4.07$$

$$f = 22.78 \pm 4.52 \pm 0.16$$

$$f_{\text{máx}} = 27.46 \text{ ton/m}^2 = 2.74 < 9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{\text{mín}} = 18.10 \text{ ton/m}^2 = 1.81 = 1.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

GRUPO II.-

Carga viva, Carga permanente, impacto, presión de la corriente, Viento normal sobre la estructura, Peso de la tierra y Peso del agua, calcularé las fuerzas producidas por el viento.

Viento normal sobre la corona.-

$$\text{Area} = 1.20 \times 0.40 = 0.48 \text{ m}^2$$

se considera que el viento actúa con una presión de 100 Kg/m^2 del área expuesta.

VNSC = $0.48 \times 0.1 = 0.05$ ton, la cual estará aplicada a 0.20 m. de la corona

Viento normal sobre la pila.-

$$\text{Area} = \frac{1.20 + 1.00}{2} \times 2.63 = 2.89 \text{ m}^2$$

VNSP = $2.89 \times 0.1 = 0.29$ ton, la cual estará aplicada a:

$$0.5 \times 2.63 = 1.31 \text{ de la subcorona equivalente a } 1.71$$

de la corona.

Viento normal con aguas mínimas.-

$$\text{Area} = \frac{1.20 \times 1.40}{2} \times 6.84 = 8.89 \text{ m}^2$$

VNSPAM = $8.89 \times 0.1 = 0.89$ ton, quedando aplicada en el centro de gravedad del área expuesta y a una distancia de:

$$\frac{6.84}{2} \times \frac{2 \times 1.40 \times 1.20}{1.40 + 1.20} = 2.28 + 1.53 = 3.81 \text{ mts. de la subcorona}$$

GRUPO II.-

CONCEPTO	CARGAS (ton)		BRAZOS m	MOMENTOS xx	(Ton-m) yy
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
PC		0.84	2.03		2.17
VE		9.65	8.75		84.43
PP	159.90				
VNSB'		0.29	6.19		1.79
VNSB		0.05	7.70		0.37
PT	0.25				
PA	0.53				
Σ	268.92			13.30	88.76

Esfuerzos:

$$f = \frac{268.92}{11.80} \pm \frac{13.30}{2.35} \times 0.80 \pm \frac{88.76}{53.22} \times 4.07$$

$$f = 22.78 \pm 4.52 \pm 6.77$$

$$f_{\text{máx}} = 34.07 \text{ ton/m}^2 = 3.40 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 11.52 \text{ ton/m}^2 = 1.15 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables

GRUPO III.-

Carga muerta, carga viva, impacto, presión de la corriente, frenaje, fricción, viento sobre carga viva, viento normal sobre estructura, peso propio, peso de la tierra y peso del agua.

CONCEPTO	CARGAS (ton)		BRAZOS m	MOMENTOS xx	(Ton-m) yy
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
PC		0.84	2.03		2.17
FR		1.75	8.30	14.52	
F		3.50	8.30	25.06	
VCV		4.78	11.53		55.11
VE		9.65	8.75		84.43
VNSB		0.05	7.70		0.37
VNSB'		0.29	6.19		1.79
PP	159.90				
PT	0.25				
PA	0.53				
Σ	268.92			52.88	143.87

Esfuerzos:

$$f = \frac{268.92}{11.80} \pm \frac{52.88}{2.35} \times 0.80 \pm \frac{143.87}{53.22} \times 4.07$$

$$f = 22.81 \pm 18.00 \pm 10.85$$

$$f_{\max} = 51.66 \text{ Ton/m}^2 = 5.16 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 6.04 \text{ ton/m}^2 = 0.64 \text{ Kg/cm}^2$$

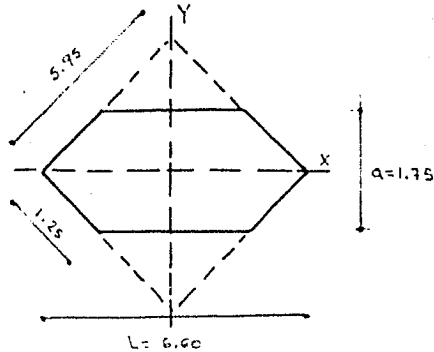
Los esfuerzos son aceptables.

SECCION DE DESPLANTE.-

Propiedades Geométricas

$$\text{Area} = 13.62 \text{ m}^2$$

Momentos de Inercia.-



$$I_x = \frac{a^3}{24} \left(2L + \frac{a}{2} \right)$$

$$= \frac{1.75^3}{24} \left(2 \times 6.60 + \frac{1.75}{2} \right) = \frac{5.358}{24} (13.20 + 0.88)$$

$$= 0.223 (14.08) = 3.14$$

$$I_x = 3.14 \text{ m}^4$$

Encontrada ahora el área de los cuadrados cuyo lado es $\frac{L}{\sqrt{2}} = 4.68 \text{ m}$

la cual llamaremos $A_1 = 4.68 \times 4.68 = 21.90 \text{ m}^2$ y la que tiene por lado

$\frac{L+a}{\sqrt{2}} = 5.95$ y que la llamaremos $A_2 = 5.95 \times 5.95 = 35.30 \text{ m}^2$.

El área será igual a $A_2 - A_1 = 35.30 - 21.90 = 13.40$

$$A = 13.40 \text{ m}^2$$

Tomando los valores anteriores se tiene:

$$I_y = \frac{A}{12} (L^2 + A) = \frac{13.40}{12} (6.60^2 + 13.40)$$

$$= 1.11 (56.96)$$

$$I_y = 62.22 \text{ m}^4$$

Semi-peralte

$$x = 4.21$$

$$y = 0.88$$

Antes de entrar al análisis de carga, encontraremos los valores de la Sub-presión, Viento Longitudinal sobre la subestructura, Peso Propio y Peso de la Tierra.

Sub-presión.-

Se utilizará la fórmula $S = WAhc$ donde,

W es el peso del agua

A área de contacto con el terreno

h altura de desplante hasta el nivel del agua

c coeficiente con valor de 0.60

Con aguas máximas

$$S = 1 \times 13.40 \times 4.15 \times 0.6 = 33.36 \text{ ton.}$$

La subpresión no tiene valor para aguas mínimas, ya que en estiaje la corriente es nula. La fuerza se supone colocada en el centro del área en contacto.

Viento Longitudinal sobre la Subestructura. -

a) Con aguas máximas

Sobre la corona:

$$VLSB = 7.28 \times 0.40 \times 0.1 = 0.29 \text{ ton}$$

$$\text{Brazo} = 8.50 - 0.20 = 8.30 \text{ m.}$$

Sobre el cuerpo de la pila:

$$\text{Area} = \frac{6.20 + 6.40}{2} \times 4.10 = 25.83 \text{ m}^2$$

$$VLSB' = 16.56 \times 0.1 = 2.58 \text{ ton.}$$

$$\text{Brazo} = 6.05 \text{ m.}$$

b) Con aguas mínimas

$$\text{Area} = \frac{6.20 + 6.50}{2} \times 8.10 = 51.43$$

$$VLSB' = 5.14 \text{ m.}$$

$$\text{Brazo} = 4.05 \text{ m.}$$

Peso propio.-

Se tenía el peso propio hasta la sección de cambio de taludes

$$P = 159.9 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de la Cimentación} = 13.40 \times 0.70 \times 2.2 = 20.60$$

$$\text{Peso total} = 20.60 + 159.9 = 180.5 \text{ ton.}$$

Peso de la Tierra.-

$$\text{Area} = \frac{2.00 + 1.70}{2} \times 1.00 = 1.85 \text{ m}^2$$

$$\text{Vol.} = 1.85 \times 6.60 = 12.21 \text{ m}^3$$

$$\text{P.T.} = 12.21 \times 1.6 = 19.53$$

$$= 19.53 \times 2 = 39.06 \text{ ton.}$$

Teniendo estos datos procederemos a hacer las combinaciones de carga.

GRUPO I.-

Carga Permanente, Carga Viva, Impacto, Subpresión, Viento Longitudinal sobre la subestructura, Viento Longitudinal sobre la superestructura, Peso Propio, Peso del Agua, Peso de la Tierra.

CONCEPTO	CARGAS (Ton)		BRAZOS m	MOMENTOS xx	(Ton-m) yy
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
S	-33.36				
VLSB		0.29	8.30	2.40	
VLSB''		5.14	4.05	20.85	
VL		4.87	8.50	41.39	
PP	180.50				
PA	0.53				
PT	39.06				
Σ	294.97			77.98	

Esfuerzos:

$$f = \frac{294.97}{13.40} \pm \frac{77.98}{3.14} \times 0.88$$

$$f = 22.01 \pm 21.80$$

$$f_{\max} = 22.01 + 21.80 = 43.81 \text{ Ton/m}^2 = 4.38 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 22.01 - 21.80 = 0.21 \text{ Ton/m}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

GRUPO II.-

Carga Permanente, carga viva, Impacto, Subpresión, Presión de la corriente, Viento sobre la Superestructura, Viento sobre la Subestructura, Peso Propio, Peso del Agua, Peso de la Tierra.

CONCEPTO	CARGAS (Ton)		BRAZO m	MOMENTOS XX	(Ton-m) YY
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
S	-33.36				
PC		0.84	2.03		2.17
VE		9.65	6.75		84.43
VNSB		0.05	7.70		0.37
VNSB'		0.29	6.19		1.79
PP	180.50				
PA	0.53				
PT	39.06				
Σ	294.97			13.30	88.76

Esfuerzos.-

$$f = \frac{294.97}{13.40} \pm \frac{13.30}{3.14} \times 0.88 + \frac{88.76}{62.22} \times 4.21$$

$$f = 22.01 \pm 3.75 \pm 6.00$$

$$f_{\max} = 22.01 + 3.75 + 6.00 = 31.76 = 3.17 \text{ Kg/cm}^2 < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 22.01 - 3.75 - 6.00 = 12.26 = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

GRUPO III.-

Carga Permanente, Carga Viva, Impacto, Sub-presión, presión de la Corriente, Frenaje, Fricción, Viento sobre Superestructura, Viento sobre la Subestructura, Viento sobre la Carga Viva, Peso Propio, Peso del Agua y Peso de la Tierra.

CONCEPTO	CARGAS (Ton)		BRAZO m	MOMENTOS XX	(Ton-m) YY
	Verticales	Horizontales			
CP	48.10		0.20	9.62	
CV	41.74				
I	18.40		0.20	3.68	
S	-33.36				
PC		0.84	2.03		1.70
FR		1.75	8.30	14.52	
F		3.50	8.30	25.06	
VE		9.65	8.75		84.43
VNSB		0.05	7.70		0.37
VNSB'		0.29	6.19		1.79
VCV		4.78	11.53		55.11
PP	180.50				
PA	0.53				
PT	39.06				
Σ	294.97			52.88	143.40

Esfuerzos:

$$f = \frac{294.97}{13.40} \pm \frac{52.88}{3.14} \times 0.90 \pm \frac{143.40}{62.22} \times 4.21$$

$$f = 22.01 \pm 10.1 \pm 9.7$$

$$f_{\text{máx}} = 22.01 + 10.1 + 9.7 = 41.81 \text{ Ton/m}^2 = 4.18 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 22.01 - 10.1 - 9.7 = 2.21 \text{ Ton/m}^2 = 0.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

Revisión por Volteamiento.-

Se analizará en dos casos : TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL

Volteamiento Transversal.-

Se toma al extremo del tajamar como la arista de volteo y el momento que tiende a voltear la pila, se calcula de la siguiente manera:

Se tomarán todas las fuerzas horizontales normales al eje del puente y tomando como habíamos dicho el centro de momentos en la arista del tajamar.

Momento estabilizante:

$$294.97 \times 3.98 = 1173.98$$

Momento Volteante:

FUERZA	CARGA (ton)	MV (Ton-m)
PC	0.84	1.70
VE	9.65	84.43
VNSB	0.05	0.37
VNSB'	0.29	1.79
VCV	4.78	55.11
Σ	<u>15.61</u>	<u>143.40</u>

$$CV = \frac{1173.98}{143.40} = 8.2 > 2 \quad (\text{Estoy dentro de la seguridad})$$

Volteamiento Longitudinal.-

Lo provoca la fuerza longitudinal y es resistido por el producto de las fuerzas verticales por la ordenada máxima.

Momento Estabilizante.-

CONCEPTO	CARGA	BRAZO	ME
CV	41.74	0.80	33.39
CP	48.10	0.80	38.48
I	18.40	0.80	14.72
S	-33.36	0.90	-30.02
PP	180.50	0.90	162.45
PA	0.53	0.90	0.48
PT	<u>39.06</u>	<u>0.90</u>	<u>35.15</u>
	294.97		254.65

$$ME = 254.65 \text{ Ton/m.}$$

Momento Volteante.-

FR	1.75	8.30	14.52
F	3.50	8.30	25.06
VLSB	0.29	6.19	1.79
VLSB'	5.14	4.05	20.85
VL	4.87	8.50	<u>41.39</u>
			103.61

$$MV = 103.61 \text{ Ton/m.}$$

$$CV = \frac{254.65}{103.61} = 2.4 > 2$$

De donde estamos también del lado de la seguridad.

DESPLAZAMIENTO.-

El coeficiente de fricción existente entre la mampostería y la caliza es aproximadamente 0.8, por lo tanto el coeficiente de deslizamiento será:

$$CD = \frac{294.97 \times 0.8}{15.61} = 15.1 > 2$$

Por deslizamiento tengo un amplio margen de seguridad.

ESTRIBOS .-

En este capítulo calcularé los estribos 1 y 6 para dos bandas de circulación para carga de camión H-15S-12 donde se usará apoyos fijos, corona de concreto de $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, los cimientos y el cuerpo del estribo serán de mampostería de 3a. clase en proporción de 1:5, la zapata de concreto ciclopeo, desplantando el estribo sobre roca firme.

Cargas.-

Carga Permanente.-

Del cálculo de las nervaduras la reacción máxima obtenida es 24.05 ton. por ser dos los tramos cargados tenemos que:

$$\text{Carga Permanente} = 48.10 \text{ ton.}$$

Carga Viva.-

Del cálculo de las nervaduras, la reacción por carga de camión H-15 S-12 es 20.10 ton. y por ser dos bandas de circulación

$$20.10 \times 2 = 40.20 \text{ ton.}$$

Impacto y excentricidad.-

$$I = 40.20 \times 0.44 = 17.69 \text{ ton.}$$

Frenaje.-

$$FR = 0.05 \left(6.13 + \frac{0.714 \times 26}{2} \right) \times 2$$

$$FR = 0.612 + 0.93 = 1.54 \text{ ton}$$

$$FR = 1.54 \text{ ton.}$$

$$\text{Fricción por carga permanente} = FI = 0.05 \times 48.10 = 2.405 \text{ ton.}$$

Viento Normal sobre Superestructura.-

del cálculo de la pila

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

aplicada a 0.92 m. arriba de la corona

$$30\% VNS = 9.65 \times 0.3 = 2.895 \text{ ton.}$$

Fricción sin Carga Viva:

$$F = N = 0.25 \times 24.05 \times 0.5 = 3.02$$

$$F = 3.02 \text{ ton.}$$

Viento Normal sobre Carga Viva.-

Por especificación AASHO, se considera una fuerza de 149 Kg/m

VCV = 149 x 16 = 2.38 ton.

aplicada a 3.23 m. arriba de la corona.

Viento Longitudinal sobre super-estructura.

Empuje de tierras.-

Se calculará con la fórmula de Rankine.

$$E = \frac{W}{2} \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} (h^2 + 2hh')$$

h = altura terraplén

h' = sobrecarga

Dimensiones supuestas del Estribo.-

Ancho de la Corona	111 cm
Ancho de la SubCorona	128 "
Altura del Cuerpo	620 "
Ancho de la Base del Cuerpo	327 "
Longitud de la SubCorona	750 "
Long. de la Base del Cuerpo	856 "

Revisión de la SubCorona.-

Longitud de la Sub-Corona = Ancho de la Calzada + 2 veces el ancho de la guarnición

$$= 7.50 + 2 \times 0.15 = 7.80 \text{ m.}$$

placas de apoyo = 35 cm x 30 cm.

Ley de Variación de cargas 30°

$$a = 0.35 + 2 \times 0.40 \tan 30^\circ$$

$$a = 0.8116$$

$$b = 0.30 + 2 \times 0.40 \tan 30^\circ$$

$$b = 0.7616$$

A = área efectiva de transmisión de la carga

$$A = 0.8116 \times 0.7616 \times 2 = 1.24 \text{ m}^2$$

$$A = 1.24 \text{ m}^2$$

Cargas que actúan sobre la subcorona.-

Peso de la Corona.-

$$1.24 \times 0.40 \times 2.4 = 1.19 \text{ ton.}$$

Empuje de Tierra.-

$$ET = 0.143 wh^2$$

$$= 0.143 \times 1.6 \times 1.85^2 = 0.77 \text{ ton}$$

$$\text{brazo} = \frac{1.85}{3} = 0.62 \text{ m.}$$

Peso de la Tierra.-

$$PT = 0.30 \times 1.40 \times 7.50 \times 1.6 = 5.04 \text{ ton.}$$

$$\text{brazo} = 1.25 - \frac{0.30}{2} = 1.10 \text{ m.}$$

Resumen de cargas y Momentos respecto a la Arista de Volteo

V E R T I C A L E S

CONCEPTO	CARGAS (Ton)	BRAZO (m)	MOENTO (ton)
CP	48.10	0.60	28.86
CV	40.20	0.60	24.12
I	17.69	0.60	10.61
PC	1.19	0.60	0.614
PT	5.04	1.10	5.54

H O R I Z O N T A L E S

FRENAJE	1.54	0.425	0.65
FRICCIÓN CV	3.02	0.425	1.28
FRICCIÓN CP	2.40	0.425	1.02
VLSE	4.87	0.425	2.07
ET	0.77	0.62	0.48

Combinación de Cargas.-

La sección debe soportar las condiciones más críticas, de acuerdo con las especificaciones AASHO.

GRUPO I.-

Carga Permanente, Carga Móvil, Impacto, Peso Propio, Empuje de Tierras con sobrecarga.

VOLTEAMIENTO		DESLLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas Deslizantes	Fzas Resistentes
	CP = 28.86		48.10
	CV = 24.12		40.20
	F = 10.61		17.69
	PC = 0.34		0.61
	PT = 5.54		5.04
Et = 0.48		0.77	
= 0.48	= 69.47	0.77	111.62

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{69.47}{0.48} = 144 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{111.62 \times 0.5}{0.77} = 72 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 0.60 - \frac{69.47 - 0.48}{111.62}$$

$$= 0.60 - 0.59 = 0.01 \text{ m.}$$

$$e = 0.01 \text{ m.}$$

Fatigas.-

$$f = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) \quad N = \Sigma \text{ fuerzas verticales}$$

$$f = \frac{111.62}{1.24} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.01}{0.7618} \right) = 90 \left(1 \pm 0.07 \right)$$

$$f_{\text{máx}} = 96.30 \text{ ton/m}^2 = 9.63 \text{ Kg/cm}^2 < 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 83.7 \text{ ton/m}^2 = 8.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aceptan las dimensiones propuestas.

GRUPO II.-

Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Impacto, Frenaje, Empuje de Tierra con sobrecarga, VLSE.

VOLTEAMIENTO		DESLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas Deslizantes	Fzas Resistentes
FR = 0.65	CP = 28.86	FR = 1.54	CP = 48.10
ET = 0.48	CV = 24.12	ET = 0.77	CV = 40.20
VLSE = 2.07	I = 10.61	VLSE = 4.87	I = 17.69
	PC = 0.34		PC = 0.59
	PT = 5.54		PT = 5.04
3.20	69.47	7.18	111.62

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{69.47}{3.20} = 21.7 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{111.62 \times 0.5}{7.18} = 7.75 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 0.60 - \frac{69.47}{111.62} = 0.60 - 0.60 = 0.00$$

Esfuerzos:

$$f = \frac{111.62}{1.24} \left(1 + \frac{6 \times 0.00}{0.7616} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = 90 \text{ ton/m}^2 = 9 \text{ Kg/cm}^2 < 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 9 \text{ Kg/cm}^2$$

Se aceptan las dimensiones propuestas.

REVISIÓN DE LA SECCIÓN DE CAMBIO DE TALUDES.

Esta sección se encuentra a 620 cms. abajo de la SubCorona.

Empuje de Tierra.-

$$ET = 0.143 \text{ wh}^2$$

$$ET = 0.143 \times 1.6 \times \frac{8.00^2}{2} = 14.64 \text{ ton.}$$

$$\text{Brazo} = \frac{8.00}{3} = 2.66 \text{ m.}$$

Peso de la Tierra.-

$$PT = \frac{8.00 + 1.80}{2} \times 1.18 \times 8.00 \times 1.6 =$$

$$PT = 73.85 \text{ ton.}$$

Peso del Cuerpo.-

$$PC = \frac{3.27 + 1.18}{2} \times 6.10 \times 1.00 \times 2.2 = 29.79 \text{ ton}$$

$$\text{brazo} = 2.66 - \frac{1.14}{3} \times \frac{2 \times 1.90 + 7.90}{9.50}$$

$$2.66 - 0.46 = 2.20 \text{ m.}$$

Ahora, bien, la carga permanente, carga viva, peso de la corona, peso del cuerpo, viento tangencial, fricción, frenaje, permanecen constantes sólo cambiando las dimensiones de sus correspondientes brazos de palanca.

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS RESPECTO A LA ARISTA DE VOLTEO.

V E R T I C A L E S

CONCEPTO	CARGAS (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton)
CP	61.5	1.19	73.2
CV	51.4	1.19	61.2
P. Corona	1.19	1.09	1.30
P. Diaf.	0.87	1.09	0.95
P. Cuerpo	29.79	1.07	31.87
PT	73.85	2.20	162.47

H O R I Z O N T A L E S

Frenaje	1.54	6.50	10.01
Fricción Total	5.42	6.50	35.23
VLSE	4.87	6.50	31.65
ET	14.64	2.66	38.94

COMBINACION DE CARGAS.

GRUPO I.-

Carga Permanente, Carga Móvil, Peso Propio, Peso de Tierra y Empuje de Tierra.

VOLTEAMIENTO --		DESGLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas. Deslizantes	Fzas Resistentes
	CP = 73.20		CP = 61.50
	CV = 61.20		CV = 51.40
	P Cor = 1.30		P Cor = 1.19
	PC = 31.87		PC = 29.79
	PT = 162.47		PT = 73.85
ET = 38.94		ET = 14.64	
38.94	330.04	14.64	247.73

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{330.04}{38.94} = 8.5 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{247.73 \times 0.5}{14.64} = 8.2 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.18 - \frac{330.04 - 38.94}{247.75} = 1.18 - 1.17 = 0.01$$

Esfuerzos.-

$$f = \frac{247.73}{24.52} \left(1 + \frac{6 \times 0.01}{3.48} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = f_{\text{mín}} = 10 \text{ ton/m}^2 = 1 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fatigas son admisibles.

GRUPO II.-

Carga Permanente, peso Propio, Peso de la Tierra, Empuje de la Tierra, Viento Tangencial sobre Superestructura.

VOLTEAMIENTO		DESLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas Deslizantes	Fzas Resistentes
	CP = 73.20		CP = 61.50
	PP = 31.87		PP = 29.79
	PT = 162.47		PT = 73.85
ET = 38.94		ET = 14.64	
VTSE = 31.65		VTSE = 4.87	
70.59	267.54	29.51	165.14

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{267.54}{70.59} = 3.8 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{165.14 \times 0.5}{29.51} = 2.85 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.18 = \frac{267.54 - 70.59}{165.14} = 0$$

Esfuerzos =

$$f = \frac{165.14}{24.52} \left(1 + \frac{6 \times 0}{3.48} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = f_{\text{mín}} = 68 \text{ ton/m}^2 = 6.8 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2$$

Las fatigas son admisibles.

GRUPO III.-

$$\text{Grupo I} + 30\% \text{ VTSE} + \text{VTSCM} + \text{FR}$$

	VOLTEAMIENTO		DESPLAZAMIENTO	
	M. Volteante	M. Resistente	Fzas Deslizantes	Fzas Resistentes
GRUPO I	38.04	330.04	14.64	247.73
30% VTSE	10.57		1.46	
VTSCM	10.57		1.46	
FR	10.01		1.54	
	70.09	330.04	19.10	247.73

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{330.04}{70.09} = 4.7 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{247.73 \times 0.5}{19.10} = 6 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.18 = \frac{330.04 - 70.09}{247.75} = 0.12$$

Esfuerzos.-

$$f = \frac{247.75}{24.52} \left(1 + \frac{6 \times 0.12}{3.48} \right)$$

$$f_{\text{máx}} = 10.1 \times 1.2 = 1.21 \text{ Kg/cm}^2 < 9$$

$$f_{\text{mín}} = 10.1 \times 0.8 = 0.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Son aceptables los esfuerzos.

En los tres casos, los esfuerzos son menores que 9, admisibles se aceptan las secciones.

REVISION DE LA SECCION DE DESPLANTE.-

Empuje de Tierra.-

$$ET = 0.143 \text{ wh}^2$$

$$ET = 0.143 \times 1.6 \times 9.50^2 =$$

$$ET = 20.65 \text{ ton.}$$

$$\text{brazo} = \frac{9.50}{3} = 3.16 \text{ m.}$$

Peso del Estribo.-

Peso de la Corona:

$$1.18 \times 0.40 \times 7.50 \times 2.4 = 8.49 \text{ ton.}$$

$$\text{Brazo} = 1.70 \text{ m.}$$

Peso del Estribo.-

$$\left[\left(\frac{1.18 + 3.87}{2} \right) 6.70 \times 1 \times 2.2 + \left(\frac{1.80 + 0.40}{2} \right) 0.25 \times 1 \times 2.2 \right] 7.50$$

$$2.52 \times 6.70 \times 1 \times 2.2 + 1.10 \times 0.25 \times 1 \times 2.2 \quad 7.50$$

$$36.15 + 0.60 = 36.75 \text{ ton.}$$

$$36.75 \times 7.50 = 276.37$$

Peso de la tierra.-

$$\left(\frac{8.00 + 1.80}{2} \times 1.18 + 0.20 \times 1.80 \right) 16$$

$$PT = 9.82 \text{ ton.}$$

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS CON RESPECTO A LA ARISTA DE VOLTEAMIENTO.-

V E R T I C A L E S

CONCEPTO	CARGAS (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton.)m
CP	48.10	1.70	81.77
CV	40.20	1.70	68.34
P. Corona	8.49	1.70	14.43
Impacto	17.70	1.70	30.09
Peso Cuerpo	276.37	1.70	469.83
PT	9.82	3.03	29.75

H O R I Z O N T A L E S

Frenaje	1.54	8.10	12.47
Fricción	5.42	8.10	43.90
VLSE	4.87	8.10	39.45
ET	20.65	3.16	65.25

COMBINACIONES DE CARGA.-

Grupo I.-

Carga Muerta, Impacto, Peso de la Corona, Peso del Cuerpo, Peso de la Tierra, Et.

VOLTEAMIENTO		DESLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas Deslizantes	Fzas Resistentes
ET = 65.25		ET = 20.65	
	CP = 81.77		CP = 48.10
	I = 30.09		I = 17.70
	P Cor = 14.43		P Cor = 8.49
	P Cuer = 469.83		P Cuer = 276.37
	PT = 29.75		PT = 9.82
65.25	625.87		360.48

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{625.87}{65.25} = 9.6 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{360.48 \times 0.5}{20.65} = 7.9 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.70 - \frac{625.87 - 65.25}{360.48} = 1.70 - 1.70 = 0$$

Esfuerzos:

$$f = \frac{360.48}{30.52} \left(1 \pm \frac{6 \times 0}{9.50} \right) = 11 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{máx}} = f_{\text{mín}} = 1.1 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

Grupo II.-

Carga Permanente, Carga Viva, Peso de la Corona, Peso del Estribo
Peso de la Tierra, Empuje de la Tierra.

VOLTEAMIENTO		DESLIZAMIENTO	
M. Volteante	M. Resistente	Fzas. Deslizantes	Fzas Resistentes
	CP = 81.77		CP = 48.10
	CV = 68.34		CV = 40.20
	P Cor = 14.43		P Cor = 8.49
	P Cuer = 469.83		P Cuer = 276.37
	PT = 29.75		PT = 9.82
ET = 65.25		ET = 20.65	
65.25	664.12	20.65	362.98

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{664.12}{65.25} = 10.18 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{382.98 \times 0.5}{20.65} = 9.27 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.70 - \frac{664.12 - 65.25}{382.98} = 1.70 - 1.56 = 0.14$$

Fatigas:

$$f = \frac{382.98}{30.52} \left(1 + \frac{6 \times 0.14}{9.50} \right) = 12.54 (1 + 0.090)$$

$$f_{\text{máx}} = 13.67 = 1.367 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{\text{mín}} = 11.47 = 1.14 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

Grupo III.-

Carga Permanente, Carga Viva, Peso de la Corona, Peso del Estribo, Peso de la Tierra, Frenaje, Fricción sin Carga Viva.

Permanecen iguales los momentos y las fuerzas resistentes a la combinación II, cambiando únicamente los Momentos Volteantes y las Fuerzas Deslizantes.

M. Volteante	Fzas. Deslizantes.
ET = 65.25	20.65
FR = 43.90	5.42
F = <u>12.47</u>	<u>1.54</u>
MV = 121.62	FD = 27.61

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{664.12}{121.62} = 5.46 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{382.98}{27.61} = 13.9 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.70 - \frac{664.12 - 121.62}{382.98} = 1.70 - 1.41 = 0.29$$

Fatigas:

$$f = \frac{382.98}{30.52} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.29}{9.50} \right) = 12.54 \left(1 \pm 0.18 \right)$$

$$f \text{ máx} = 14.80 = 1.48 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín} = 10.28 = 1.03 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

Grupo IV.-

Carga Permanente, Carga Viva, Peso de la Corona, Peso del Estribo, Peso de Tierra, Empuje de Tierra, Frenaje, Fricción sin Carga Viva, Viento Longitudinal.

En este caso también sólo cambian los Momentos Volteantes y las Fuerzas Deslizantes.

	M. Volteante	Fzas. Deslizantes.
ET	65.25	20.65
FR	12.47	1.54
F	43.90	5.42
VLSE	<u>39.45</u>	<u>4.87</u>
	161.07	32.48

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{664.12}{161.07} = 4.11 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{382.98}{32.48} = 11.6 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.70 - \frac{664.12 - 161.07}{382.98} = 1.70 - 1.31 = 0.39$$

Fatigas:

$$f = \frac{382.98}{30.52} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.39}{9.50} \right) = 12.54 \left(1 \pm 0.24 \right)$$

$$f \text{ máx} = 15.65 = 1.56 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \text{ mín} = 8.53 = 0.83 \text{ Kg/cm}^2.$$

Los esfuerzos son aceptables.

Grupo V .-

Carga Permanente, Carga Viva, Peso de la Corona, Peso del Estribo, Peso de Tierra, Empuje de Tierras, Frenaje, Fricción con Carga Viva, Viento Longitudinal.

Sólo cambian los Momentos Volteantes y Fuerzas Deslizantes.

M. Volteantes		Fzas Deslizantes.
ET	65.25	20.65
FR	12.47	1.54
FCV	50.92	6.29
VLSE	<u>39.45</u>	<u>4.87</u>
	168.09	33.35

$$\text{Coeficiente de Volteamiento} = \frac{664.12}{168.09} = 3.9 > 2$$

$$\text{Coeficiente de Deslizamiento} = \frac{382.98}{33.35} = 11.5 > 2$$

$$\text{Excentricidad} = 1.70 - \frac{664.12 - 168.09}{382.98} = 1.70 - 1.30 = 0.40$$

Fatigas:

$$f = \frac{382.98}{30.52} \left(1 + \frac{6 \times 0.40}{9.50} \right) = (1 + 0.25)$$

$$f \text{ máx} = 15.67 = 1.57 \text{ Kg/cm}^2 < 2.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f \text{ mín} = 9.4 = 0.94 \text{ Kg/cm}^2.$$

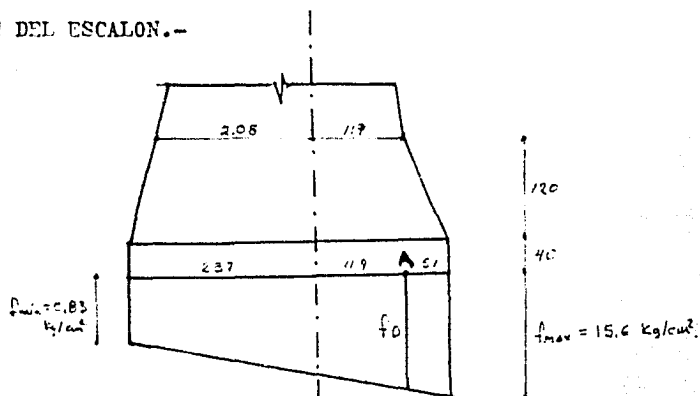
Los esfuerzos son aceptables.

RESUMEN DE RESULTADOS

Comb. de Cargas	Voltea mjepto	Desliza mjepto	FATIGAS		Resultados
			Máx	Mín	
I	9.6	7.9	1.1	1.1	2.5
II	10.18	9.27	1.37	1.14	2.5
III	5.46	13.9	1.48	1.03	2.5
IV	4.11	11.6	1.56	0.83	2.5
V	3.9	11.5	1.57	0.94	2.5

La sección satisface las diferentes condiciones de carga por lo que considero que sus dimensiones son correctas.

REVISION DEL ESCALON.-



Cálculo de la Fuerza Deslizante.-

$$\begin{aligned}
 FD &= \frac{(1.56 - 0.83) \times 3.56}{4.07} + 0.83 \\
 &= \frac{0.73 \times 3.56}{4.07} + 0.83 = 0.63 + 0.83 = 1.46
 \end{aligned}$$

Reacción Total del Terreno.-

$$RT = \frac{2.50 + 1.46}{2} \times 1.00 \times 1 = 198 \text{ Kg.}$$

Distancia al Punto "A".-

$$d = \frac{100}{3} \times \frac{2 \times 2.50 + 1.46}{4.07} = 33.3 \times 1.58 = 52.6 \text{ cm.}$$

Peso del Escalón .-

$$P_1 = \frac{1.20 \times 1.00}{2} \times 0.01 \times 2200 = 13.2 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 1.00 \times 0.10 \times 0.01 \times 2300 = \frac{9.2}{22.4} \text{ Kg.}$$

$$PT = 22.4 \text{ Kg.}$$

Brazo respecto a "A".-

$$d = \frac{100}{3} \times \frac{2 \times 0.40 \times 1.20}{1.78} = 33.3 \times 0.54 = 18 \text{ cm.}$$

Peso de la Tierra.-

$$T = \frac{4.00 \times 1.70}{2} \times 1.00 \times 0.01 \times 1600 = 54.40 \text{ Kg.}$$

Brazo respecto a "A".-

$$d = \frac{100}{3} \times \frac{2 \times 4 + 1.70}{5.70} = 33.3 \times 1.70 = 56.6 \text{ cm}$$

FUERZAS	BRAZO (cm)	MOMENTOS (Kg/cm)
RT = 198	52.6	+ 10414.80
PE = -22.4	18.0	- 403.20
PT = -54.4	56.6	- 3079.04
<u>121.2</u>		<u>6932.56</u>

Reacción Neta = 121.2 Kg.

Momento Resultante = 6932.56 Kg/cm.

$$\text{Esfuerzo Cortante} = 1.5 \times \frac{121.2}{1.60} = 1.13$$

$$= 1.13 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tensión por Flexión:

$$f = \frac{6M_2}{bh^2} = \frac{6 \times 6932.56}{1 \times 2.10^2} = \frac{41595.36}{44100.00} = 0.93 < 1$$

CAPITULO V .-

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.-

Al analizar las posibles alternativas de construcción, se tomaron en cuenta las más razonables, desde el punto de vista costo-calidad, teniendo en cuenta la seguridad que brinden los cálculos así como la seguridad de los trabajadores durante la construcción de la obra. Todo ésto deberá ir ligado a la elección del tipo de construcción, al equipo disponible, a las condiciones del lugar, al tiempo de entrega de la obra, etc,...

Tomaremos en cuenta los siguientes conceptos:

1. Campamento
2. Trazo y Localización del Puente
3. Excavaciones
4. Rellenos
5. Mamposterías en Pilas y Estribos
6. Obra Falsa
7. Habilitado y Colado de la Superestructura
8. Guarniciones y Banquetas
9. Drenes
10. Concreto Asfáltico
11. Parapetos
12. Pedraplenes
13. Terraplenes de acceso
14. Limpieza General de la Obra.

Se determinarán las áreas destinadas al campamento, bodegas, planta de concreto, silos, localización de los bancos de material, trazo de los caminos de acceso y áreas de maniobra. Una vez localizados estos puntos, se hará el desmonte y limpia del terreno para trabajar con el mayor rendimiento y la máxima seguridad.

El eje de cruce deberá estar referido a bancos de nivel del trazo y se deben construir monumentos debidamente identificados en ambas márgenes del río, que permitan localizar el eje en cualquier momento. La distancia se debe medir a la mayor precisión por cualquier método topográfico que se elija. Una vez teniendo estos monumentos, se fija en el terreno la posición exacta de las pilas y estribos.

Se recibirán en el sitio designado, sobre el transporte o descargado, todos los materiales necesarios para la construcción del puente. El sitio donde se almacenen los materiales deberá estar limpio y drenado, y éstos se colocarán sobre travesaños librando el suelo.

Todos los materiales que forman parte integrante de la obra, deberán ser aceptados por la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la S. O. P.

Después de haber fijado la posición exacta de las pilas y estribos, se procede a la excavación; es conveniente que ésta sea hecha con maquinaria. Al llegar al nivel de desplante, se retirará el material que estuviese alterado y se nivelará la superficie del terreno.

Acto seguido se procederá a la erección de los estribos y pilas, los cuales serán de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento en proporción 1:5. En los voladizos del cimiento, se usarán piedras grandes para lograr la trabazón adecuada.

Entre el respaldo de los estribos y el relleno o terraplén, se pondrá una capa de piedra quebrada o de grava de 25 cm. de espesor, que se colocará a medida que avance la construcción de las capas de relleno.

El relleno de las excavaciones y el terraplén de respaldo de los estribos se construirán en capas horizontales no mayores de 30 cm. de espesor y compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo, según especificaciones de la D.G.P.L. de la S. O. P. Se dejarán pasar por lo menos cinco días entre la conclusión de una capa del estribo y la iniciación del relleno correspondiente.

Los drenes que se usarán para los estribos serán de tubo de barro de 10 cm. de diámetro. La longitud de cada alero se fijará de modo que el coronamiento de su extremo quede al nivel del terreno ó un metro arriba, a juicio del residente de la obra.

A fin de evitar la erosión de los terraplenes, se protegerán éstos por medio de pedraplenes, que cumplan con los taludes y especificaciones correspondientes indicadas en el plano general.

En las pilas y estribos al llegar al nivel de las subcoronas, se dejará la superficie lo más irregular posible para permitir una acción y adherencia adecuada entre mampostería y concreto. Se deberá tener cuidado en el colado de las coronas para lograr los niveles exactos requeridos para la colocación de las placas de apoyo. El acabado paramental de las partes visibles del cuerpo, será gusaneado, siguiendo las juntas reales de la mampostería.

Una vez terminada la subestructura se procede a la construcción de la Obra Falsa, que consiste en los trabajos y elementos destinados a soportar el peso de la superestructura, antes de que sea capaz de trabajar por sí sola. Se deberá proyectar con detalle para lograr economía en la estructura y una máxima seguridad, evitar asentamientos ó deformaciones y abombamientos, apuntalamientos correctos para evitar que se abran los moldes, etc.. El bombeo de la losa, se dará con la cimbra para que el espesor de ésta sea uniforme.

Para el acero de refuerzo, se habrán colocado silletas y separadores sobre la cimbra, y los ligamentos se harán con alambre recocado.

El concreto se depositará inmediatamente después de haber salido de la revolvedora, procurando hacer el vaciado lo más uniforme posible y vibrándolo en seguida.

Como las trabes trabajan como vigas 'T', el colado de losas y trabes será integral y de todo un tramo de puente.

El espesor de la losa, se checará mediante escantillones; terminando el colado se procederá al curado, utilizando arena húmeda durante 12 días.

Para dar paso seguro a los peatones, se construirán dos banquetas de 0.80 m. de ancho, cada una con sus respectivas guarniciones para protegerlos del tránsito. Serán de concreto armado y se construirán una vez terminadas las operaciones anteriores. Como precaución, la superficie de tránsito tendrá juntas de dilatación a cada 1.50 m., para evitar grietas producidas por los cambios de temperatura; ésta superficie tendrá acabado rugoso para seguridad en el paso de los peatones.

Se colocarán drenes para dar salida al agua producto de las lluvias, de acuerdo con el proyecto, y se colocarán en los puntos indicados por el mismo, cuidando que no se taponen.

Después de haber alcanzado el concreto su resistencia de proyecto y cuando estén terminados todos los tramos del Puente, se colocará una capa de desgaste de Concreto Asfáltico, que será la que soporte el tránsito sobre el puente. Debido a que su espesor es de 1 cm., se tenderá a mano, apegándose a las especificaciones y posteriormente se procederá a su planchado.

En la construcción de los Parapetos, se colocarán las pilas-tras, utilizando para ellas un armado hecho anteriormente y anclado en las losas, las que soportarán después las vigas de concreto, poniendo especial interés en su alineamiento y nivelación, para darle un buen aspecto.

Una vez terminados los estribos, con sus respectivos aleros, se procederá a la colocación de los terraplenes de acceso.

El transporte de material desde el banco de préstamo, se hará por medio de camiones de volteo, los cuales serán cargados por un traxcavo previamente aflojada la tierra con un pequeño tractor D6. Al empezar a depositar el material de acarreo, se conformará el material esparciéndolo en capas no mayores de 30 cm. Se utilizarán rodillos de pata de cabra, remolcado por tractor.

A medida que los terraplenes van creciendo, se irán rectificando taludes. A las capas de material depositado y esparcido, se les proporcionará humedad óptima por medio de riegos con pipa, para lograr una mejor compactación. Se pondrá atención especial en la zona inmediata al respaldo del estribo, a fin de evitar el escalón que ahí se forma con el peso de los vehículos, debido a la dificultad que presenta el acercar el equipo de compactación al muro del estribo.

Simultáneamente a la compactación de las capas, se irá colocando en el lado de aguas arriba, para proporcionar protección contra las avenidas, un zampeado de mampostería en espesores que no excedan de 20 cm.

Finalmente, se efectuará la limpieza de escombros, desperdicios, campamento, etc.. El puente podrá abrirse a la circulación, 28 días después del último colado.

PRESUPUESTO GENERAL

SUPERESTRUCTURA

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Concreto fé 200 Kg/ cm ³ en parapetos	m ³	11.80	800.00	8,960.00
Concreto fé 200 K/ cm ³ en losa	m ³	211.00	1000.00	211,000.00
Acero de Refuerzo	Kg	48880.00	4.50	219,825.00
Drenes	pza	50	8.50	425.00
Apoyos de Neopreno	dm ³	60	79.00	4,740.00
Parapeto de Concreto	ml	165	140.00	23,100.00
			\$	468,050.00

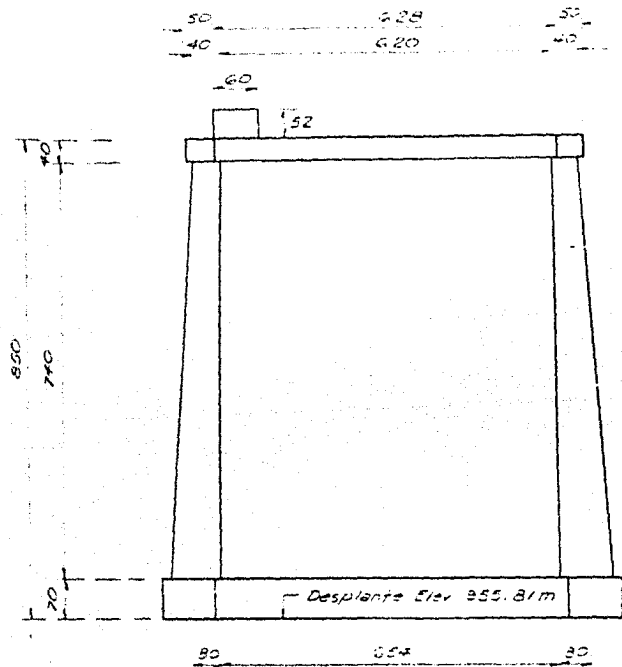
SUBESTRUCTURA

Mampostería de 3a.	m ³	1128	160.00	180,480.00
Acero de Refuerzo	Kg	1948	4.50	8,766.00
Concreto Fé 200 K/ cm ³	m ³	25.8	800.00	20,640.00
Excavaciones	m ³	735	16.00	11,760.00
Rellenos y Accesos	m ³	1300	22.00	28,600.00
			\$	250,246.00

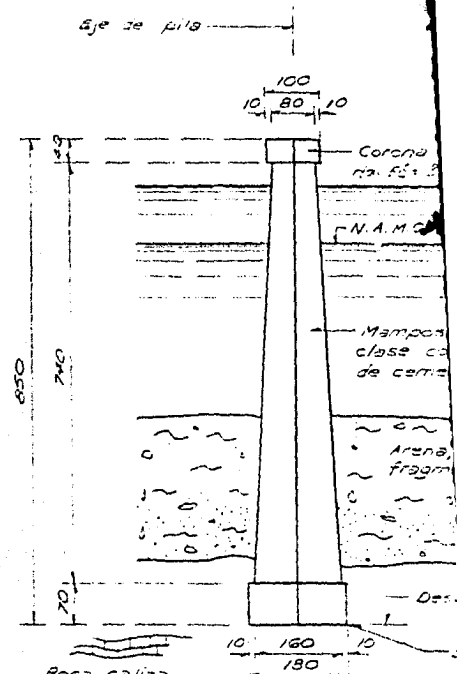
COSTO TOTAL	\$ 718,298.00
IMPREVISTOS 10%	71,829.00
COSTO TOTAL DEL PUENTE	790,125.00
COSTO POR METRO LINEAL	9,876.00

PROGRAMACION DE OBRA

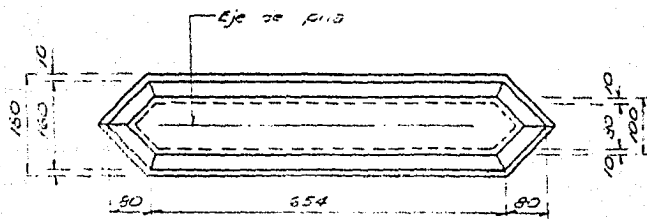
Meses		NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN
Concepto									
	Instalación Campamento	█							
	Excavaciones		█						
	Bombeo		█	█					
	Construcción de Estribos		█	█	█				
	Construcción de Pilas		█	█	█	█			
Moldes y	Habilitación		█	█	█	█			
Obra Falsa	Colocación				█	█	█		
Acero de	Habilitación			█	█	█	█		
Refuerzo	Colocación						█	█	
	Superestructura, colado curado y decimbrado						█	█	█
	Levantar Campamento								█



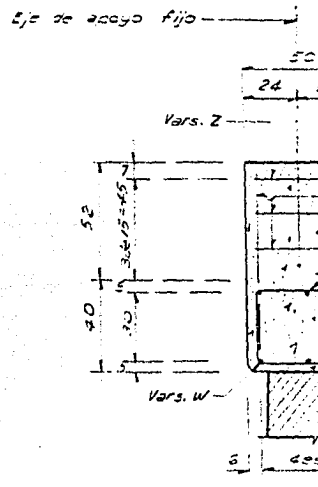
ELEVACION



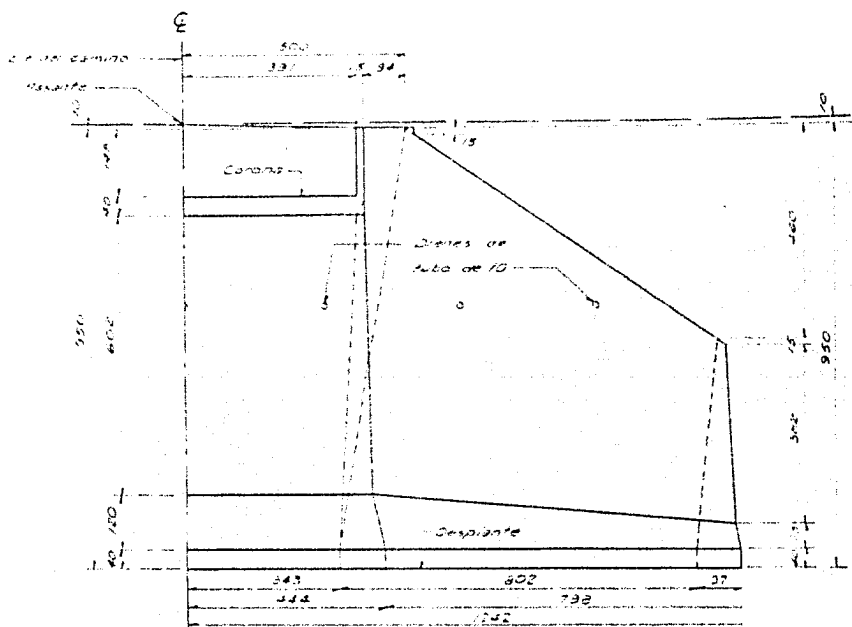
FRENTE



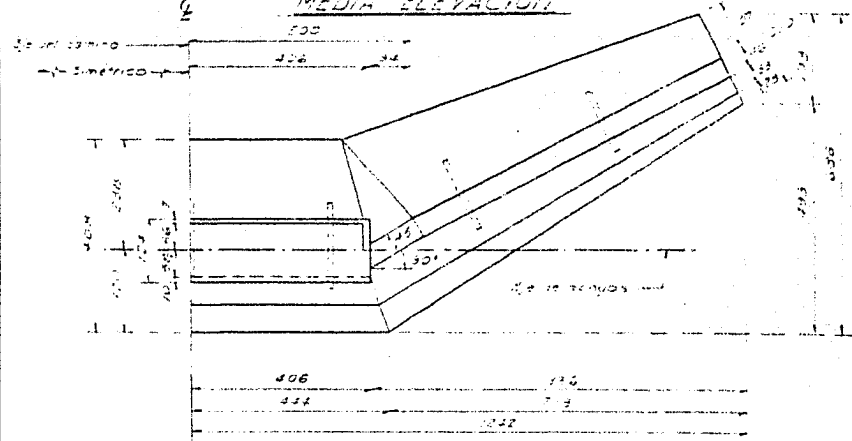
PLANTA



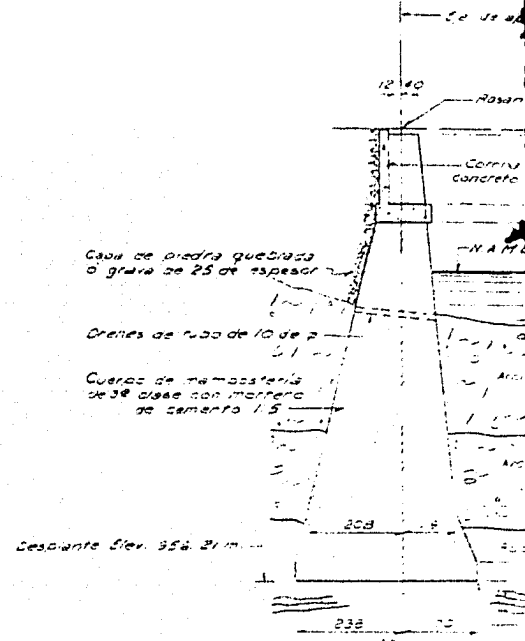
REFU
LA CC



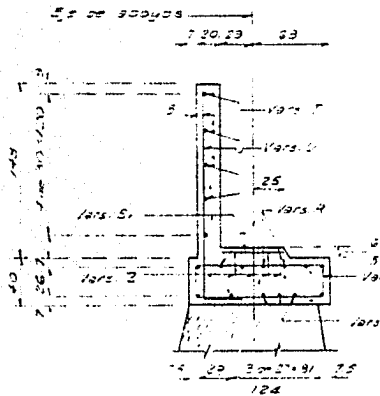
MEDIA ELEVACION



MEDIA PLANTA



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO



REFUERZO DE LA CORONA

