

T E S I S   P R O F E S I O N A L

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE :

" PASO DE BUEYES "

CRUCE: RIO SANTIAGO

CAMINO: LAS CUEVAS - HUAJIMIC - PTE.  
DE CAMOTLAN.

TRAMO: LAS CUEVAS - HUAJIMIC

KM.: 10 + 660

ORIGEN: LAS CUEVAS , NAYARIT.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

- I N D I C E -

<b>CAPITULO I</b>	<b><u>Generalidades</u></b>	<b>pag.</b>
	* Localización	1
	* Justificación socio-económica	1
<b>CAPITULO II</b>	<b><u>Antecedentes para la elaboración del proyecto</u></b>	
	* Elección del cruce	5
	* Topografía	5
	* Geología	6
	* Cimentación	7
	* Hidráulicos e hidrológicos	9
	* Tránsito	11
	* Cálculo hidráulico	11
	* Determinación de la rasante necesaria	16
	* Determinación de la longitud	16
<b>CAPITULO III</b>	<b><u>Elección de tipo</u></b>	<b>17</b>
	* Anteproyecto No. 1	20
	* Revisión del estribo	26
	* Anteproyecto No. 2	43
	* Anteproyecto No. 3	48
	* Revisión de la pila de mampostería	51
	* Cuadro comparativo	64
<b>CAPITULO IV</b>	<b><u>Proyecto definitivo</u></b>	
	* Cálculo de la losa nervurada de concreto reforzado	66
	- Cálculo de la losa de piso	69
	- Cálculo de las nervaduras	73
	- Cálculo del diafragma	87
	* Cálculo de apoyos a base de neopreno integral	91

- I N D I C E -

	pag.
* Cálculo del caballete	96
- Diseño de los aleros	96
- Diseño del diafragma	100
- Diseño del cabezal	109
- Diseño de las columnas	135
- Diseño de la zapata	154
- Diseño de la contratrabe	164
* Cálculo de la pila de concreto armado	171
- Cálculo de los esfuerzos en el cabezal	175
- Cálculo de la columna	180
* Dimensionamiento del cilindro de cimentación	189
- Armado del tapón superior	190
- Revisión del diámetro del cilindro	192
<b>CAPITULO V</b> <u>Procedimiento constructivo</u>	
* Infraestructura	194
* Consideraciones generales de la superestructura y la subestructura	196
* Apoyos de neopreno	202
* Programa de construcción	203
* Costo real	204
Anexo No.1	206
Bibliografía	210

## C A P I T U L O I

### GENERALIDADES

#### a).- Localización.

En el Km 10+660.00 del camino rural las Cuevas-Puente de Camotlán, tramo las Cuevas-Huajimic, con origen en las Cuevas, Nay. se cruza el río Santiago. En este sitio se pretende llevar a cabo la construcción de un puente de longitud necesaria, el cual permitirá la comunicación en todo tiempo entre las poblaciones que une dicho camino.

#### b).- Justificación socio-económica

Las vías de comunicación son un factor de importancia capital para el adelanto económico, desarrollo social y político de una nación.

La construcción de caminos rurales ha sido un factor decisivo en el desarrollo logrado en la última década por la población rural de México, no sin haber enfrentado algunas dificultades propias de proceso de búsqueda de mejores soluciones. Es evidente que el desarrollo y los efectos percibidos por la población rural de México en los últimos años, no pueden ser atribuidos en forma exclusiva a la realización de los caminos rurales, pero si tenemos que decir que ellos han sido elementos relevantes y la mayoría de las ocasiones, indispensables para posibilitar la realización de los programas generales de la política del gobierno de México en el medio rural, en su afán de incorporar dichas poblaciones a la vida social y económica nacional.

Tales comunidades en razón de su propio aislamiento, estaban impedidas de colaborar activamente al progreso general, y - -

naturalmente tampoco tenían la posibilidad de recibir los beneficios que nuestro grado de desarrollo económico, social y político, había hecho ya posibles para el resto de la población.

En este contexto comprobamos un efecto que aunque difícilmente mensurable. Tiene una significación de gran alcance: se dieron frecuentes casos en que los habitantes de una localidad especialmente aislada y pequeña ni siquiera tenían conciencia clara de pertenecer a un país llamado México; su vida familiar y social había transcurrido durante largos años en el círculo cerrado de su incomunicación, teniendo apenas vagas noticias de otra población de los alrededores.

En suma, estas poblaciones lograron adquirir al menos -- inicialmente, el sentido de integración social y política a la realidad nacional.

Como consecuencia el camino rural liberó a las regiones de ataduras tradicionales, tales como el cacicazgo y el autoconsumo, permitiéndoles un acceso al aparato productivo nacional y a los servicios que brinda el desarrollo.

La respuesta de las comunidades a la presencia de un camino es de lo más variado; en ocasiones excepcionales, llega a originar que las actividades productivas de la región se incentiven aceleradamente. Esto no es, un resultado espontáneo y generalizado, sino que es la consecuencia de la disponibilidad de importantes recursos naturales susceptibles de explotación, o de la coincidencia de acciones paralelas a la construcción del camino, tales como el extensionismo agrícola, créditos y -- otros servicios, que permiten aprovechar cabalmente las posibilidades que ofrecen para el intercambio de productos.

Por otra parte, la tecnología de construcción empleaba un alto porcentaje de maquinaria sin una preocupación especial -- por ocupar la mano de obra local y por consiguiente, no generaba beneficios directos a los habitantes de la localidad, como consecuencia del proceso mismo de construcción.

Por lo tanto, se buscó lograr beneficios adicionales, -- tanto en la construcción del camino como en el tipo de resultados. Una temporada larga en que los rendimientos de las actividades agrícolas disminuyeron en forma notable, para que decisiones técnicas encontraran eco en planteamientos sociales y -- se buscara contribuir en lo posible a disminuir los altos índices de desempleo y subempleo de los campesinos, situación que estaba provocando una acelerada emigración hacia los centros -- urbanos y además, el éxodo a los centros de trabajo de los Estados Unidos de Norteamérica.

En tales condiciones, se consideró la factibilidad económica y social de continuar la construcción de caminos, enfatizando el empleo intensivo de mano de obra, en un nuevo equilibrio trabajo-capital.

El beneficio más inmediato es desde luego la derrama salarial en la región, efecto particularmente importante dadas -- las duras condiciones económicas que en muchos de los casos se presentan.

Considerando que el ingreso real del campesino suele ser en ocasiones, hasta una quinta parte el salario mínimo oficial esta derrama permite al menos temporalmente, un ingreso varias veces mayor al tradicional. Este trabajo temporal concientiza a la población acerca del valor de su propio trabajo y consi--

guientemente provoca una actividad de resistencia ante los bajos salarios pagados habitualmente por los empleadores locales.

Económicamente el transporte es un acto de producción, - es decir, añade utilidad a lo transportado, precisamente por - eso se le transporta, en consecuencia siendo la producción de - la mayor importancia en la economía, salta a la vista la enorme significación económica de una vía de comunicación, permiten el transporte y la utilización de los recursos naturales. - Las substancias unidas en el seno de la tierra no tienen ninguna utilidad sino se les transporta a los centros de consumo. - Lo mismo se puede decir de la agricultura, solo serán aprovechables sus elementos cuando puedan transportarse.

Mientras que en cientos de lugares se dan cosechas copiosas que no son aprovechadas por falta de salida, en otras partes se nota la escasez y la carestía, de aquí una cualidad más de las vías de comunicación, que provocan una distribución o reparto de la producción, incorporando a las masas campesinas a la economía general del país.

Ningún otro elemento contribuye más decisivamente al desarrollo de la homogeneidad que los numerosos contactos que resultan de la existencia y amplia utilización de eficientes --- vías de comunicación, para la difusión de su cultura, sus ---- ideas y el movimiento de personas y transporte de los recursos naturales posibles de explotar.

## C A P I T U L O   I I

### ANTECEDENTES PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

#### a).- Elección del cruce.

En la elección del cruce se buscó la optimización estructural, económica y de funcionamiento hidráulico del puente, -- pues mientras en algunas zonas de nuestro plano "Planta detallada", se encontraron cruces cuya sección hidráulica era más-reducida y en consecuencia la longitud del puente pudo haber sido menor, se presenta el caso de tener mayores velocidades y consecuentemente mayor socavación, como también una sobre-elevación considerable del agua debido a la obstrucción que se -- puede dar al área hidráulica.

Se encontraron también zonas en que el cauce del río era amplio y su funcionamiento hidráulico muy estable, pero la optimización económica del puente debido a la longitud necesaria para llevar acabo el cruce, en éstas zonas no era muy convincente.

Por lo tanto, la elección del sitio de cruce quedó ubicado en una zona donde, el cauce está definido en un tramo recto y el camino lo cruza en tangente y normal a la corriente del río. Con lo que se definió la menor longitud de puente, en -- conjunto con el alineamiento del camino, tratando de optimizar el aspecto económico-funcional que les atañe a estos dos conceptos.

#### b).- Topografía.

La topografía regional tiene las características de un -- cañón; terreno escarpado con pendientes fuertes.

Con los estudios topográficos realizados se obtuvieron un par de planos, uno llamado "Planta General", en donde se muestra la topografía con curvas de nivel a cada metro; en este plano se muestra la localización de la poligonal abierta que se emplea, eje del río o arroyo, NAME, eje del trazo, algunos accidentes, etc.

El segundo plano llamado "Planta detallada", en el que se muestran las curvas de nivel a cada medio metro; solamente se muestra la zona de cruce 40.00 m aguas arriba y 40.00 m aguas abajo, que son los puntos en los que se localizan las secciones hidráulicas auxiliares.

Así mismo dichos estudios nos proporcionaron los siguientes datos de la sección transversal del cauce del río en la zona de cruce:

	ELEVACION	TIRANTE
NAME	729.68 m	8.68 m
NAMO	722.96 m	1.96 m
NAMIn	721.80 m	0.80 m

Las elevaciones se tomaron con respecto al banco de nivel sobre roca con elevación de 755.58 m a 31.90 m a la derecha de la estación 10+540.00 m

c).- Geológicos.

El programa de exploración de suelos consistió en cuatro sondeos, ubicados uno en cada margen y dos dentro del cauce, perforados con los métodos de percusión, lavado y rotatorio.

Los datos para la localización de los sondeos son:

Sondeo No.	Estación	Elevación(m)	Prof. explorada (m)
1	10+600.00	733.20	20.00
2	10+640.00	722.70	20.00
3	10+670.00	722.10	20.00
4	10+712.00	726.35	20.00

Los resultados de la exploración se representan en el anexo.

La estratigrafía deducida de los resultados de los sondeos es la siguiente:

La margen izquierda en el sitio de cruce, está constituido inicialmente por el cuerpo del terraplén, ya que en este lugar el camino esta construido con sección mixta, que lo forman fragmentos de roca, grava y arena, con un espesor de 5.50 m, - bajo el cual se localiza el terreno natrual formado por el mismo tipo de material que sobreyace a una formación de roca de color gris oscuro, sana y fracturada, clisificada geológicamente con una brecha volcánica, y que en algunos sitios de las márgenes del río aflora en forma masiva.

El cauce de la margen derecha está constituido por depósitos fluviales como son boleos, en su mayoría de 0.10 m de diámetro y algunos aislados de hasta 0.30 m, gravas y arenas con espesor que varía de 4.50 m a 8.90, los que sobreyacen a la roca descrita en el sondeo de la margen izquierda.

En ambas márgenes y en el cauce se localizan bloques de roca caídos de las partes altas, los cuales en algunos casos alcanzan dimensiones mayores a los 3.00 m de diámetro o de longitud.

d).- Cimentación.

Por las características de los materiales que conforman el subsuelo donde se localiza el cruce y por que se tiene un tirante permanente de agua, se recomienda resolver la cimentación de la siguiente manera:

Estribos de mampostería o caballetes de concreto en ambos márgenes, según convenga estructural y económicamente.

Para los apoyos intermedios, es conveniente resolverlos por medio de pilas de mampostería o concreto reforzado, según convenga. Las que se desplantarán sobre cilindros de concreto reforzado.

Los cilindros tendrán un diámetro exterior de 4.50 m, hincados con el procedimiento conocido como pozo indio, esto es, excavando por el interior para que por peso propio se incrusten en el terreno hasta alcanzar la profundidad del desplante.

Como referencia se tomarán las capacidades de carga siguientes:

En la estación 10+615.00 se encontró una capacidad de carga de 2 ton/ m<sup>2</sup>, en la elevación 721.50 m, para material formado por fragmentos de roca, grava y arena.

En el manto rocoso se considera una capacidad de carga de 5 ton/m<sup>2</sup>.

Estas referencias nos auxiliarán, para conocer con buena aproximación las capacidades de carga que tendremos en la ubicación de los elementos de las subestructuras propuestas en la elección de tipo.

Las excavaciones necesarias para alojar la cimentación de los estribos o caballetes deberán ser las mínimas posibles, ejecutándolas con un talud de 0.25:1

Con las condiciones de trabajo indicadas para la solución de la cimentación, no se presentarán asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

Se estima una filtración de agua hacia la excavación, para el desplante del estribo o caballete de la margen izquierda, del orden de 50 lts/seg, una vez que esté bajo el nivel de aguas freáticas, por lo que es conveniente contar con el equipo de bombeo adecuado.

e).- Hidráulico e hidrológicos.

El camino rual las Cuevas-Huajimic cruza el río Santiago en su estación 10+660.00 con origen en Las Cuevas, Nay.

El río Santiago nace en el lago de Chapala, por las aportaciones que éste recibe de los ríos Lerma, Avero y Zula y de su propia cuenca. En su salida de la laguna de Chapala, el río toma una dirección general noroeste y atravesando la Sierra Madre Occidental, por un estrecho cañón que a veces llega a ser propiamente un desfiladero, penetra en el Estado de Nayarit, hasta descargar en el Océano Pacífico, unos cuantos kilómetros al norte del puerto de San Blas, Nay.

Se realizaron en el sitio del cruce los estudios hidráulicos, e hidrológicos, este último en base a los datos de aforo de la estación hidrométrica "La Yesca", Nay. cuya cuenca tiene un área de 85,000 km<sup>2</sup>.

El estudio hidráulico arrojó un gasto del orden de - - -

1,965.00 m<sup>3</sup>/seg. mismo que corresponde a un período de retorno de 25 años, de acuerdo con el estudio hidrológico, lo cual concuerda aproximadamente con los datos recabados en el sitio por información de vecinos del lugar.

Conviene aclarar que hasta el sitio del cruce, el área de la cuenca del río Santiago es de 100,000.00 km<sup>2</sup>, es decir, el área correspondiente a la estación la Yesca es algo menor, sin embargo, como se mencionó en las líneas anteriores, el estudio de campo concuerda satisfactoriamente con los datos de dicha estación.

Se consideró adecuado utilizar como gasto de diseño el correspondiente a 50 años de período de retorno, el cual es de 2,210.00 m<sup>3</sup>/seg. de acuerdo con el estudio hidrológico. El nivel de aguas máximas asociado al caudal anterior tiene una elevación de 729.68 m, es decir, 0.50 m más alto que el nivel registrado en el estudio hidráulico, la velocidad media correspondiente es de 2.9 m/seg. Será necesario proteger los terraplenes de acceso por medio de aleros de mampostería o a base de pedraplén. Es recomendable que el lecho inferior de la superestructura tenga una elevación de 731.68 m como mínimo, para tener una altura libre vertical de 2.00 m o más, para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

En cuanto a la socavación en los cilindros, los cuales serán de un diámetro exterior de 4.5 m, se recomienda que éstos sean cimentados en el manto rocoso, el cual se encuentra a una profundidad de poco menos de 9.00 m con respecto al fondo del cauce.

La profundidad de desplante de los estribos ó caballetes deberá ser de 4.00 m como mínimo, desde el punto de vista socavación.

f).- Tránsito.

En función de los estudios de tránsito se recomienda que el ancho del puente debe ser de 5.60 m, el ancho de calzada de 4.00 m, el espesor de la carpeta asfáltica es nulo en los puentes para caminos rurales, el ancho de la guarnición será por lo tanto de 0.80 m, en ambos extremos de la calzada, así como el tipo de vehículo que transitará, será del tipo H-15 según las especificaciones AASHO.

g).- Cálculo hidráulico.

El objetivo de hacer el cálculo hidráulico en esta sección, es el de corroborar que el gasto recomendado por los estudios de campo, sea congruente con el obtenido en dicho cálculo. Pues de presentarse distinto se cometerían errores de apreciación en el diseño y el cálculo de la sobre-elevación y por lo tanto, se caería en el error de tener una longitud de puente inadecuada.

b) SECCION HIDRAULICA NORMAL EN EL CRUCE.

Tramo	Estación	Dist.	Tirante	Tirante Medio	Area Parcial	Area Total	Perim. Mojado
	Gm)	Gm)	Gm)	Gm)	Gm <sup>2</sup> )	Gm <sup>2</sup> )	m
Secc.1							
1	615.00	7.00	3.22	1.61	11.27		8.46
2	619.00	4.00	5.10	4.16	16.64		4.24
3	625.00	6.00	6.70	5.90	35.40		6.22
					Σ	63.31	18.92

Secc.2

4	681.00	56.00	8.00	7.35	411.60		56.00
5	685.00	4.00	8.70	8.35	33.40		4.10
6	692.00	7.00	8.25	8.48	59.36		7.20
7	696.00	4.00	6.80	7.53	30.12		4.10
					Σ	534.48	71.40

Secc.3

8	705.00	9.00	5.10	5.95	53.55		9.20
9	710.00	5.00	3.60	4.35	21.75		5.40
10	720.00	10.00	2.00	2.80	28.00		10.20
11	728.00	8.00	1.75	1.88	15.04		8.10
12	732.00	4.00	0.90	1.33	5.32		4.10
13	735.00	3.50	0.00	0.45	1.58		4.25
					Σ	125.24	41.21

S = 0.00074

Secc.	Area	P.M.	R.H.	(R.H.) <sup>2/3</sup>	N	S <sup>2/3</sup>	V	Q
1	63.31	18.92	3.35	2.24	0.030	0.0272	2.03	128.52
2	534.48	71.40	7.49	3.84	0.030	0.0272	3.48	1859.99
3	125.24	41.21	3.04	2.10	0.030	0.0272	1.90	237.96
Σ	723.03	131.53						2226.47
								=====

NAME = 729.68 m.  
=====

a) SECCION HIDRAULICA No. 1 A 40 M. AGUAS ABAJO DEL CRUCE.

Tramo	Estación	Dist.	Tirante	Tirante Medio	Area Parcial	Area Total	Perim. Mojado
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)
<b>Secc.1</b>							
1	14.40	15.40	4.90	2.45	37.73		16.16
2	20.00	5.60	6.20	5.85	31.08		5.75
3	24.90	4.90	7.20	6.70	32.83		5.10
4	27.90	3.00	7.60	7.40	22.20		3.10
5	31.90	4.00	7.00	7.30	29.20		4.10
					≤	153.04	34.21
<b>Secc.2</b>							
6	44.90	13.00	7.70	7.35	95.55		13.10
7	70.90	26.00	7.50	7.60	197.60		26.00
8	91.90	21.00	6.60	7.05	148.05		21.10
					≤	441.20	60.20
<b>Secc.3</b>							
9	104.90	13.00	6.10	6.35	82.55		13.00
10	108.90	4.00	3.10	4.60	18.40		5.00
11	116.90	8.00	0.00	1.55	12.40		8.60
12	118.60	0.00	-0-	-0-	-0*		0.00*
13	123.30	4.70	0.00	-0-	4.56*		5.80*
						117.91	32.40

Secc.	Area	P.M.	R.H.	(R.H)2/3	N	S' <sup>2</sup>	V	Q
1	153.04	34.21	4.47	2.714	0.03	0.0272	2.46	376.62
2	441.20	60.20	7.33	3.774	0.03	0.0272	3.42	1509.84
3	117.91	32.40	3.64	2.366	0.03	0.0272	2.15	252.96
Σ	712.15	126.81						2139.42

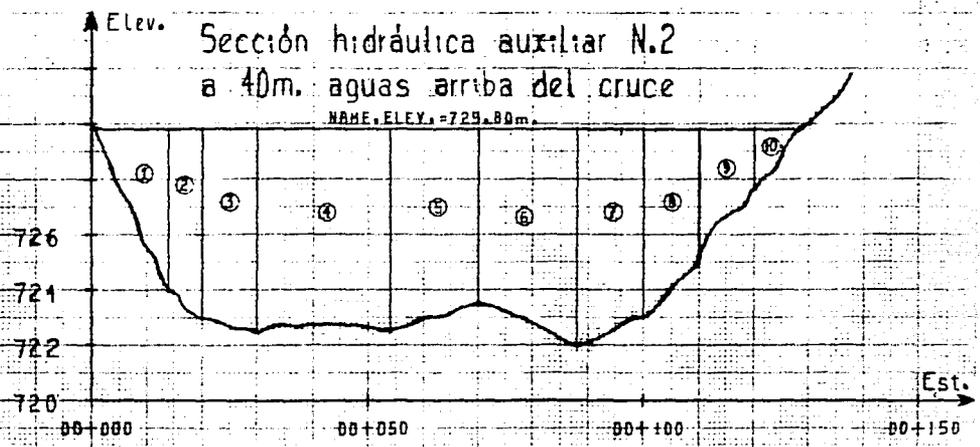
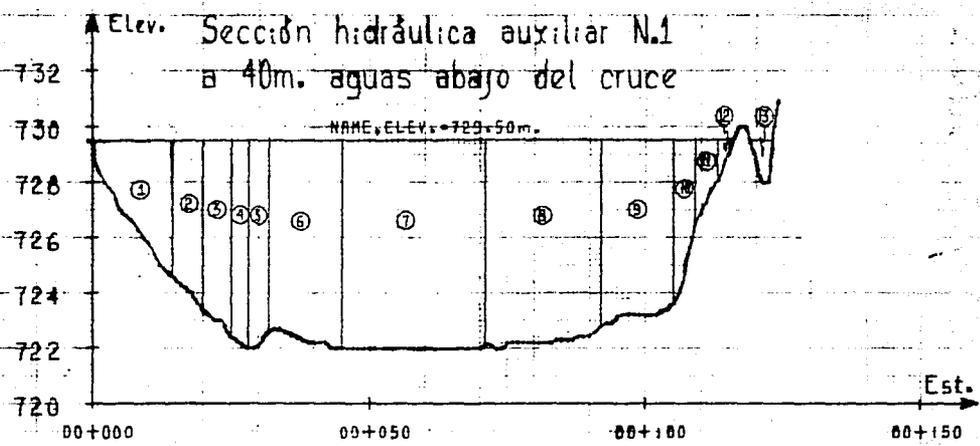
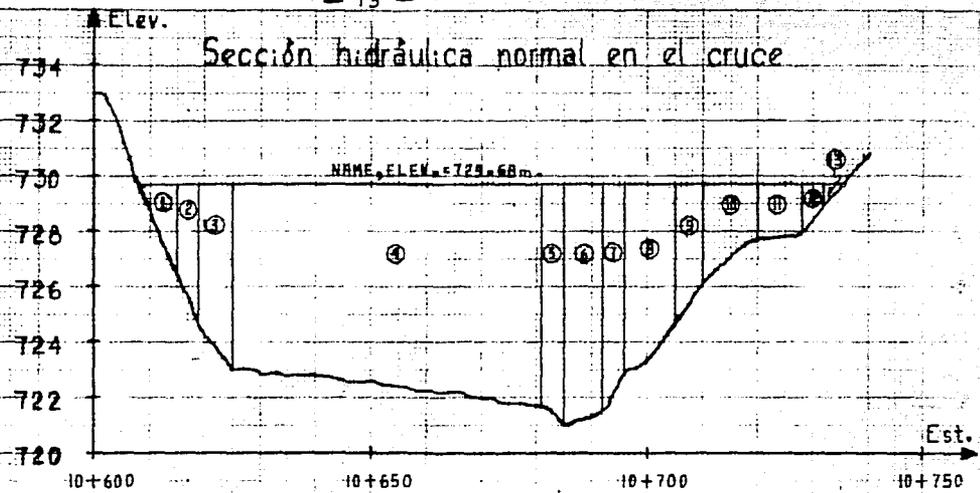
NAME = 729.50 m.

\*Sección hidráulica adicional que se forma en la llanura a partir de la estación 118.60 m.

c) SECCION HIDRAULICA AUXILIAR No. 2 A 40 M. AGUAS ARRIBA DEL-CRUCÉ.

Tramo	Estación	Dist.	Tirante	Tirante	Area	Area	Perim.	
			Medio	Parcial	Total	Mojado		
Secc.1	Gm)	Gm)	Gm)	Gm)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	
1	14.00	13.60	5.80	2.90	39.44		14.80	
2	20.00	6.00	6.80	6.30	37.80		6.10	
3	30.00	10.00	7.30	7.05	70.50		10.00	
					Σ	147.74	30.90	
Secc.2								
1	54.00	24.00	7.30	7.30	175.20		24.00	
2	70.00	16.00	6.30	6.80	108.80		16.00	
3	88.00	18.00	7.80	7.05	126.90		18.10	
4	100.00	12.00	6.80	7.30	87.60		12.10	
					Σ	498.50	70.20	
Secc.3								
1	110.00	10.00	4.80	5.80	58.00		10.20	
2	120.00	10.00	2.20	3.50	35.00		10.30	
3	128.00	8.00	0.00	1.10	8.80		8.30	
					Σ	101.80	28.80	
Secc.	Area	P.M.	R.H.	(R.H)2/3	N	S <sup>1/2</sup>	V	Q
1	147.74	30.90	4.78	2.838	0.03	0.0272	2.57	379.69
2	498.50	70.20	7.10	3.694	0.03	0.0272	3.35	1669.98
3	101.80	28.80	3.53	2.318	0.03	0.0272	2.10	213.78
	748.04	129.90						2263.45
	Elev.	NAME	= 729.80 m.					

∴ Se optara por tomar el  $Q_0 = 2226.47 \text{ m}^3/\text{Seg.}$  que se presenta en la sección normal al cruce y con el cual se hará la elección de tipo y proyecto definitivo, donde se involucre presión del agua como es el caso de las pilas.



h).- Determinación de la rasante necesaria.

Criterio para fijar la rasante mínima

Altura del NAME	=	729.68 m
Sobre-elevación (Propuesta)	=	0.35 m
Espacio libre vertical (Recomendado)	=	2.00 m
Espesor de la superestructura	=	<u>2.19 m*</u>
Cota de la rasante mínima	=	734.22 m

\*Este valor corresponde a la superestructura de mayor peralte con la que se trabaja en la Dirección General de Caminos Rurales.

En vista de que no se cuenta con el nivel de la rasante del camino ésta se sujetará a la rasante mínima calculada, la cual se comprobó en el perfil de construcción que es constante.

Tal uniformidad es resultado de haber supuesto pendientes en ambos márgenes del río, bajo las siguientes condiciones:

- No rebasar el 10% de pendiente, tanto de entrada como de salida.
- Tratando de que cortes y terraplenes se uniformen.

i).- Determinación de la longitud.

Dado que tenemos una sección transversal regular y poco profunda en la zona de cruce, se optará por colocar tramos iguales, de longitud necesaria, que no altere drásticamente el comportamiento hidráulico del río, procurando evitar la colocación de elementos de soporte de la superestructura en el centro del mismo, debido a que es de ahí donde se presenta la mayor velocidad de la corriente y socavación; es decir, las condiciones más desfavorables.

Por lo tanto, se pudo apreciar en el plano (Perfil detallado), que era bastante adecuado colocar un puente de longitud total de alrededor de los 100 m, ya sea en tres o cinco tramos iguales, determinándose finalmente el número de tramos más óptimos en base a la elección de tipo.

Se consideraron unicamente estas dos alternativas debido a que si se eligieran más tramos, aparte de la restricción de tener 18 m, de claro (ya que el río llega a arrastrar árboles de hasta 18 m, de longitud), tendríamos fuertes repercusiones económicas debido a que el costo de la subestructura aumentaría considerablemente y a la vez tendríamos una mayor sobre elevación por el - - aumento de obstrucción en nuestra área hidráulica, provocando - mayor velocidad y socavación.

### III.- ELECCION DE TIPO

La elección de tipo del puente definitivo constituye un - problema que solamente puede ser resuelto basándose en la experiencia o trato con el proyecto de puentes, en virtud de que - existe una gama de soluciones al mismo, pero en general, siempre hay una que es, sino la más económica, sí la más viable, ésta es la que se tratará de encontrar mediante la elaboración de varios anteproyectos.

Todo tipo de puente, como obra que es de Ingeniería Civil, necesita llenar los siguientes requisitos; funcionalidad, economía, y estética, que se buscarán con el análisis de los siguientes - anteproyectos.

En el caso de la subestructura, no habrá mucha variedad en sus elementos, debido a que se recomienda la cimentación en función del terreno que se presenta en este cruce, los elementos -

serán; en los apoyos extremos estribos o caballetes, éstos se analizarán tomando en cuenta la economía y el empleo de mano de obra regional, para determinar el elemento más adecuado. - En los apoyos intermedios, por haberse recomendado el uso de cilindros, se colocarán pilas de concreto reforzado o mampostería según convenga, sobre dichos cilindros, sin contar con otra opción.

En los caminos rurales se emplean varias alternativas para cubrir la longitud requerida en un cruce.

Las más usuales, son las siguientes:

TIPO	LONGITUD
Losas planas	6.0 a 12.0 m
Losas Nervuradas	12.0 a 30.0 m
Estructura Espacial, Metálica	25.0 a 45.0 m

Estas longitudes establecidas y limitadas, se han propuesto en base a la vasta experiencia adquirida por las dependencias de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en la construcción de caminos, llegando a la conclusión de que son longitudes económicas, es decir, que si se modificaran dichas longitudes, aumentándolas o disminuyéndolas fuera de sus rangos definidos, entrarían desde el punto de vista económico en competencia las otras opciones.

Aunque en realidad se pueden aplicar otros materiales como la madera, tubería, etc. y otras formas de construcción como es el caso del presfuerzo.

Pero como algunos de los objetivos en la construcción de los caminos rurales o caminos de mano de obra son; crear fuentes

de trabajo, aunque sean temporales. Analizar la posibilidad de tener bancos de materiales lo más cercanos posibles, para disminuir los acarrees. Procurar evitar al máximo, en un balance socioeconómico el empleo de maquinaria y equipos sofisticados, así como los procesos constructivos y de tecnología extranjeros, con la finalidad de evitar el pago sobre patentes o la contratación de empresas transnacionales, visualizándose en este aspecto la contratación y la fuga de capitales por concepto de puentes para caminos rurales.

Es por ello que se utilizan con más frecuencia los tres tipos de superestructura mencionados, bajo la aclaración de que los demás tipos se usarán en casos especiales.

Por lo anterior, la elección de tipo se llevará a cabo con las superestructuras del tipo nervurada y estructura espacial, descartando a la losa plana por las siguientes razones:

-- Las losas planas presentan longitudes muy cortas para la longitud aproximada de 100 m, se tenderían que colocar alrededor de 8 claros encareciendo y aumentando en el número de elementos a la superestructura e infraestructura de nuestro puente.

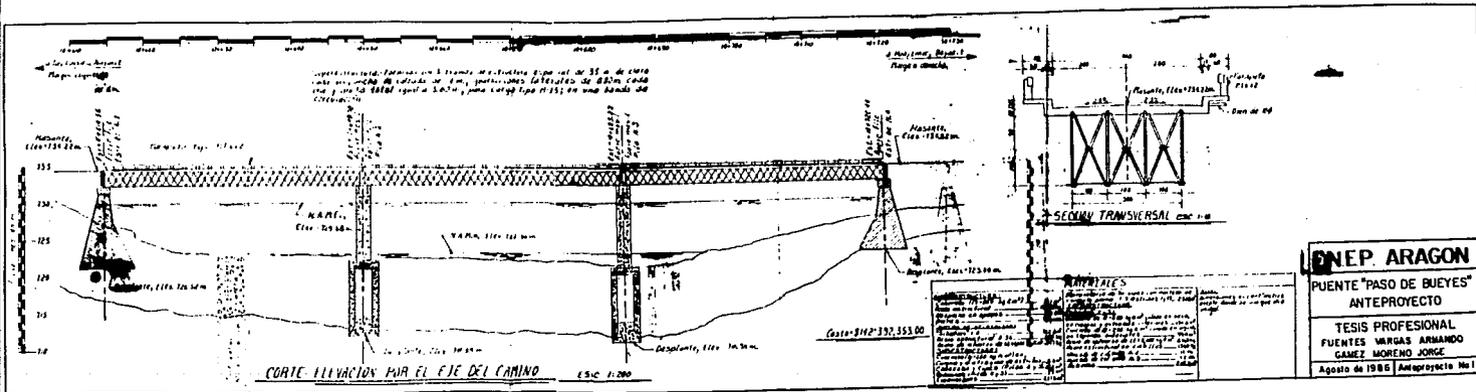
-- Se correría el riesgo de tener ineficiencia hidráulica bajo el puente, creando mayores velocidades, mayor sobreelevación y una socavación del cauce más fuerte y rápida.

Por lo que finalmente las superestructuras restantes se analizarán enfocando primordialmente los aspectos, económicos y funcionales de cada una de ellas.

Los anteproyectos propuestos son los siguientes:

Ateproyecto No. 1.

- Superestructura, formada por tres tramos de 35.00 m de claro, con estructura metálica tipo espacial.
- Subestructura, formada por estribos de mampostería en sus apoyos extremos y pilas de concreto reforzado, sobre cilindros en apoyos intermedios.



CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
<b>SUPERESTRUCTURA</b>				
Metálica tipo espacial de 35.00 m	m <sup>2</sup>	420.0	192,000.00	80'640,000.00*
<b>SUBESTRUCTURA</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en:				
Diafragmas	m <sup>3</sup>	5.1	49,988.40	254,940.80
Coronas	m <sup>3</sup>	7.0	37,876.57	256,135.99
Cuerpos de Pilas	m <sup>3</sup>	66.0	33,413.83	2'205,316.70
Cabezales y topes	m <sup>3</sup>	0.6	37,876.57	22,725.94
Obras falsas	m <sup>3</sup> -conc	78.1	16,961.99	1'324,731.40
Bonificaciones	m <sup>3</sup> -conc-m	40.8	1,932.36	78,840.29
Moldes para:				
Coronas	m <sup>3</sup> -mad	2.6	79,806.63	207,497.23
Cuerpos de pilas	m <sup>3</sup> -mad	9.9	79,806.63	790,085.63
Diafragmas, cabezales y topes	m <sup>3</sup> -mad	2.0	105,646.64	211,293.28
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	9,400.0	304.00	2'857,600.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	m <sup>3</sup>	1,795.0	15,231.73	27'340,955.00
Excavaciones	m <sup>3</sup>	2,773.0	936.74	2'597,580.00
<b>INFRAESTRUCTURA</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en cuerpos y extremos inferiores, colado en seco.				
	m <sup>3</sup>	131.6	33,413.89	4'397,267.90
Molde para cilindros	m <sup>3</sup> -mad	26.65	105,646.64	2'815,482.90
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc	131.6	16,961.99	2'232,197.80
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	8,760.0	304.00	2'663,040.00
Acero estructural en cuchillas	kg	1,360.0	612.97	833,639.20

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Hincado de cilindros	m <sup>3</sup>	320.2	19,104.68	6'117,318.50
Bonificación al precio de hincado para profundidades mayores de 7.5 m	m <sup>3</sup> -m	81.6	2,990.91	244,058.25
Rellenos para isletas	m <sup>3</sup>	201.8	3,822.56	771,392.60
Concreto de f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup> en tapones inferiores, colocado en agua	m <sup>3</sup>	39.4	34,639.69	1'364,803.70
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en tapones superiores.	m <sup>3</sup>	31.8	34,478.70	1'096,422.60
Moldes para tapones - - superiores.	m <sup>3</sup> -mad	3.2	102,501.30	328,004.16
Acero de refuerzo de L.E. > 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	2,408.0	304.00	732,032.00
Terraplenes de acceso	m <sup>3</sup>	2,579.0	905.08	2'334,201.30
				<hr/> = \$ 114'726,554.00

\* Este precio incluye:

- 1.- Estructura metálica tipo espacial.
- 2.- Losa de concreto (banqueta, guarnición y calzada).
- 3.- Parapeto.
- 4.- Acero de refuerzo
- 5.- Drenes de plástico de 10" Ø
- 6.- Apoyos de neopreno.
- 7.- Materiales de la junta de dilatación.

En virtud de que en el apoyo de la margen izquierda se -- tiene una capacidad de carga de  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  para el nivel de -- desplante mínimo (4 m. por debajo del nivel del terreno natu-- ral, según se explica en el capítulo anterior), dado que no es factible llegar hasta el manto de roca maciza por la profundi-- dad de éste, y previendo el uso de estribos en condiciones aná-- logas en los anteproyectos subsecuentes, se analizará en este-- capítulo la factibilidad de colocar estribos de mampostería, -- como apoyos sobre el manto de bóleos, gravas y arenas con la-- capacidad de carga antes mencionada.

Considerándose que si por tales condiciones nos diese un-- volumen de obra elevado, y por tanto, un costo de más de un -- 10%\* en comparación con otro elemento estructural, no se podrá llevar a efecto el deseo de colocar éste apoyo de mampostería-- y se procederá a colocar el elemento estructural de compara-- ción y competitividad económica.

\*El 10% arriba del costo de otro elemento en el que se re-- quiera de mano de obra más especializada, es el porcentaje que se da en caminos Rurales como margen para emplear la mano de -- obra regional.

### REVISION DEL ESTRIBO.

- Se pondrá el ultimo cálculo que se hizo del estribo, ya que como se sabe, dicho cálculo se lleva a cabo en iteraciones, proponiendo dimensiones como es el caso del largo de la nariz, así como su altura. Dicha variación es consecuencia directa de los esfuerzos que se vayan presentando en la sección-analizada.

### DATOS GENERALES

- 1.-) Estribo No. 1, ubicado en la Est. 10+614.56
- 2.-) Elev. rasante = 734.22 m.
- 3.-) Elev. desplante = 721.50 m (recomendada en los estudios-de campo).
- 4.-) Esfuerzo en el terreno = 20 ton/m<sup>2</sup>.
- 5.-) Altura mínima del estribo = 12.69 m, sin considerar bombeo.
- 6.-) Bombeo de la corona del camino 2%.
- 7.-) Angulo de abertura de los aleros 30°.
- 8.-) Angulo entre el eje del estribo y el eje del camino 90°.

### DATOS DE LA SUPERESTRUCTURA

- 1.-) Estructura metálica tipo espacial.
- 2.-) Claro de 35.00 m.
- 3.-) Longitud total = 35.50 m.
- 4.-) Ancho de calzada = 4.00 m.
- 5.-) Ancho total = 5.60 m.
- 6.-) Parapeto tipo, según proyecto P.T.V.1.2.
- 7.-) Carga viva, tipo H - 15 en una línea de circulación.

### ESFUERZOS DE TRABAJO.

- 1.- Concreto en corona y diafragma.  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

2.- Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	
Compresión	100 ton/m <sup>2</sup> .
Tensión	10 ton/m <sup>2</sup> .
Cortante	20 ton/m <sup>2</sup> .
3.- Coeficiente de fricción en el desplante	0.6

CARGAS TRANSMITIDAS POR LA SUPERESTRUCTURA.

1.- Carga muerta (CM)	
.Peso del concreto	$40.39 \times 2.4 = 96.94$ ton.
.Peso del acero	21.19 ton.
.Peso del parapeto Aprox.	$0.19 \times 2 \times 35 = 13.30$ ton.
	131.43 ton.

.. C.M. = 65.72 Ton.

2.- Carga viva tipo H - 15 (un carril), de AASHTO apéndice "A" para:	
un claro de 35.00 m. $\Rightarrow$ CV =	21.346ton.
3.- Viento tangencial sobre la superestructura incluyendo parapeto	V.S. = 9.79 ton.
4.- Viento tangencial sobre la carga viva	V.V. = 2.00 ton.
5.- Efecto del frenaje	F.R. = 1.56 ton.
6.- Efectos por cambio de Temp.	$0.04 \times 65.72 = 2.63$ ton.
7.- Efectos de sismo	$= 0.06 (65.72) (2) = 7.89$ ton.

H = 1270 cm.

i = 230 cm.

Dimensionamiento.

$$\begin{aligned}j &= 500 \text{ cm. (supuesto)} \\a &= 430.5 \text{ cm. (supuesto)} \\b &= 319.5 \text{ cm. (supuesto)} \\L_c &= 444 \text{ cm.}\end{aligned}$$

Valores deducidos de los anteriores.

$$\begin{aligned}h &= H - i - j - 90 = 450 \text{ cm.} \\h_1 &= i + 50 = 280 \text{ cm.} \\h_2 &= h_1 + h = 730 \text{ cm.} \\h_3 &= h_2 + j = 1230 \text{ cm.} \\h_4 &= H - i = 1040 \text{ cm.} \\h_5 &= h + 50 = 500 \text{ cm.} \\A &= a + b = 750 \text{ cm.} \\T_a &= h_3 \div (b - 0.12) = 4 \\c &= (h_2 + 10) + 40 = 113 \text{ cm.} \\d &= (h_2 + T_a) + 12 = 194.5 \text{ cm.} \\B &= c + d = 307.5 \text{ cm.} \\e &= (h_1 + 10) + 40 = 68 \text{ cm.} \\f &= (h_1 + T_a) + 12 = 82 \text{ cm.} \\C &= e + f = 150 \text{ cm.} \\V_1 &= c - e = 45 \text{ cm.} \\V_2 &= a - c = 317.5 \text{ cm.} \\V_3 &= d - f = 112.5 \text{ cm.} \\V_4 &= b - f = 237.5 \text{ cm.}\end{aligned}$$



Cargas propias del estribo.  
(por metro de longitud)

a) Peso del diafragma.

$$CA = (i+0.05) (0.25)(2.4) = (2.3+0.05) (0.25) (2.4) = \underline{1.41} \text{ ton.}$$

a.a.) - Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = a + f - \frac{0.25}{2} = 430.5 + 82 = \frac{0.25}{2} = 5 \text{ m.}$$

$$(3) d_3 = C+f - (0.25) (0.5) = 1.13+0.82-(0.25) (0.5) = 1.825 \text{ m.}$$

b) Peso de la corona.

$$CA_1 = (0.5) (D) (2.4) = 0.5 (1.60) (2.4) = 1.92 \text{ ton.}$$

b.a.) - Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = a+f - \frac{D}{2} = 430.5+82 - \frac{160}{2} = 4.325 \text{ m.}$$

$$(3) d_3 = c+f - \frac{D}{2} = 113. + 82 - \frac{160}{2} = 1.15 \text{ m.}$$

c) Peso del cuerpo (entre las secciones C y B)

$$CO = 0.5 (B+C) (h) (2.2) = 0.5 (3.075 + 1.50) (4.5) (2.2) = 22.65 \text{ ton.}$$

c.a.) - Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = \frac{B (B + C + V_1) + C (C + 2V_1)}{3 (B+C)} + V_2 =$$

$$d_1 = \frac{3.075 (3.075+1.50+0.45)+1.5 (1.5+2(0.45))+3.175}{3 (3.075+1.50)} = 4.56 \text{ m.}$$

$$(3) d_3 = d_1 - V_2 = 4.56 - 3.175 = \underline{1.39} \text{ m.}$$

d) Peso del cimiento.

$$CO_1 = 0.5 (A+B)(j)(2.2) = 0.5 (7.5+3.075)(5)(2.2) = 58.16 \text{ ton.}$$

d.a.) Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = \frac{A(A+B+V_2) + B(B+2V_2)}{3 (A+B)} = 4.16 \text{ m.}$$

$$d_1 = \frac{7.5 (7.5+3.075+3.175)+3.075 (3.075+2 (3.175))}{3 (7.5+3.075)} = 4.16 \text{ m.}$$

e) Peso de la zapata.

$$CO_2 = 0.4 (A) (2.2) = 0.4 (7.5) (2.2) = 6.6 \text{ ton.}$$

e.a.) Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = 0.5A = 0.5 (7.5) = \underline{3.75} \text{ m.}$$

Resumen del peso propio del estribo.

-Sección intermedia (3-4)

	Carga	Brazo	Momento.
CA	1.41	1.825	2.57
CA <sub>1</sub>	1.92	1.15	2.21
CO	<u>22.65</u>	1.39	<u>31.43</u>
PF <sub>1</sub>	25.98 ton.		MPP <sub>1</sub> = 36.21 t.m.

-Sección de desplante (1-2)

	Carga	Brazo	Momento.
CA	1.41	5.0	7.05
CA <sub>1</sub>	1.92	4.33	8.30
CO	22.65	4.56	103.33
CO <sub>1</sub>	58.16	4.16	242.19
CO <sub>2</sub>	<u>6.6</u>	3.75	<u>24.75</u>
	PP <sub>2</sub> = 90.74 ton.		MPP <sub>2</sub> = 385.63 t.m.

Peso del terraplen sobre el estribo.

(Por metro de longitud).

a) Sobre el respaldo de la sección intermedia.

$$T_1 = 0.5(h_1 + h_2)(V_3)(1.6) = 0.5(2.8 + 7.3)(1.125)(1.6) = 9.09 \text{ ton.}$$

a.a.) - Brazo respecto a:

$$(3) d_3 = \frac{B \cdot V_3 (2h_1 + h_2)}{3(h_1 + h_2)} = 3.075 \cdot \frac{1.125(2(2.8) + 7.3)}{3(2.8 + 7.3)} = 2.596 \text{ m.}$$

b) Sobre el respaldo de la sección de desplante (1-2)

$$T_2 = 0.5(h_1 + h_3)(V_4)(1.6) = 0.5(2.8 + 12.3)(2.375)(1.6) = 28.69 \text{ ton.}$$

b.a.) - Brazo respecto a:

$$(1) d_1 = A \cdot \frac{V_4 (2h_1 + h_3)}{3(h_1 + h_3)} = 7.5 \cdot \frac{2.375(2(2.8) + 12.3)}{3(2.8 + 12.3)} = 6.56 \text{ m.}$$

Empuje de tierras sobre el estribo

(Por metro de longitud)

-Aplicando la fórmula de RANKINE para un peso volumétrico de -  
1.6 t/m<sup>3</sup> y un ángulo de reposo del material de  $\theta = 33^\circ 42'$  (Ta  
lud 1.5:1), el empuje activo será:

a) Para la sección intermedia:

$$E_1 = 0.229 h_2^2 = 0.229 (7.3)^2 = 12.203 \text{ ton.}$$

a.a.) Brazo respecto a:

$$(3) d_3 = \frac{1}{3} h_2 = \frac{1}{3} (7.3) = 2.433 \text{ m.}$$

b).- Para la sección de desplante:

$$E_2 = 0.229 H^2 = 0.229 (12.7)^2 = 36.94 \text{ ton.}$$

b.a).- Brazo respecto a:

$$C) d_1 = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} (12.7) = 4.233 \text{ m.}$$

Resumen de peso y empuje de tierras.

-Sección intermedias.

	Carga	Brazo	Momento
T <sub>1</sub>	9.09	2.596	23.598
E <sub>1</sub>	12.203	2.433	29.69

-Sección de desplante.

	Carga	Brazo	Momento
T <sub>2</sub>	28.69	6.562	188.264
E <sub>2</sub>	36.935	4.233	156.346

Cargas de la superestructura (por metro)

	Sección intermedia		Sección desplante	
CM=	65.72	/L <sub>1</sub> = 14.04	65.72	/L <sub>2</sub> = 10.296
CV=	21.346	/L <sub>1</sub> = 4.56	21.346	/L <sub>2</sub> = 3.344
VS=	9.79	/L <sub>1</sub> = 2.091	9.79	/L <sub>2</sub> = 1.534
VV=	2.00	/L <sub>1</sub> = 0.427	2.00	/L <sub>2</sub> = 0.313
FR=	1.56	/L <sub>1</sub> = 0.333	1.56	/L <sub>2</sub> = 0.244
Fr=	2.63	/L <sub>1</sub> = 0.562	2.63	/L <sub>2</sub> = 0.412
S =	7.89	/L <sub>1</sub> = 1.686	7.89	/L <sub>2</sub> = 1.236

Sección intermedia		Sección de desplante	
CM =	14.04 ( c ) = 15.865	10.296 (a) =	44.324
CV =	4.56 ( c ) = 5.153	3.344 (a) =	14.396
VS =	2.091 (h+0.5) = 10.455	1.534 (h <sub>4</sub> ) =	15.954
VV =	0.427 (h+0.5) = 2.135	0.313 (h <sub>4</sub> ) =	3.255
FR =	0.333 (h+0.5) = 1.665	0.244 (h <sub>4</sub> ) =	2.538
Fr =	0.562 (h+0.5) = 2.81	0.412 (h <sub>4</sub> ) =	4.285
S =	1.686 (h+0.5) = 8.43	1.236 (h <sub>4</sub> ) =	12.854

Revisión de la sección de desplante.

Consideramos el peso y empuje de tierras de un talud en el frente del cimientó, ya que son fuerzas que provocan una mayor estabilidad en el estribo.

Los valores siguientes, se obtuvieron gráficamente poniendo el desplante del estribo respecto al nivel del terreno natural, aproximadamente.

- a) Peso,  $T_3 = 0.5 (5.2) (1.6) (1.75) = 7.28$  ,  $d_1 = 0.925$  m.  
 b)  $E_3 = 0.229 (3.7)^2 = 3.135$  ton.  $E_4 = 0.229 (0.825)^2 = 0.156$  ton.

(1)  $d_1 = \frac{1}{3} (3.7) = 1.233$  m.      (1)  $d_1 = 3.7 + \frac{1}{3} (0.825) = 3.975$  m.

Resumen real de peso y empuje de tierras.

Sección Intermedia				Sección de desplante			
	Carga	Brazo	Momento		Carga	Brazo	Momento
T <sub>1</sub> =	9.09	2.596	23.598	T <sub>2</sub>	28.69	6.562	188.264
E <sub>1</sub> =	12.203	2.433	29.69	T <sub>3</sub>	7.28	0.925	6.734
				CT =	35.97		194.998

Sección de desplante.

	Carga	Brazo	Momento
E <sub>2</sub>	36.935	4.233	156.346
E <sub>3</sub>	- 3.135	1.233	- 3.865

	Carga	Brazo	Momento
$E_4$	- 0.156	2.975	- 0.620
$E_T$	<u>33.776</u>		$M_{E_T} = 151.861$

Grupo I.- (PP<sub>2</sub>, CT, CM, CV, ET) Incremento en los Esf. de 0%

Cargas (ton)		Momento (ton-m.)	
Verticales	Horizontales	Verticales	Horizontales
PP <sub>2</sub>	90.739	385.629	
CT	35.970	194.998	
CM	10.269	44.324	
CV	3.344	14.396	
ET	<u>- 0 -</u>	<u>33.776</u>	<u>- 0 -</u>
			<u>151.861</u>
$\Sigma F_V =$	140.322	$F_H =$	33.776
		$M_V =$	639.347
		$M_H =$	151.861

$$e = \frac{A}{2} - \frac{M_V - M_H}{F_V} = \frac{7.5}{2} - \frac{639.347 - 151.861}{140.322} = 0.276 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{e}{A} \right) \therefore f_1 = 22.842 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 14.58 \text{ ton/m}^2$$

Grupo III.- (Grupo I, 0.3 VS, VV, FR) Incremento en los Esf. - del 25%

Cargas (ton)		Momentos (ton-m.)	
Verticales	Horizontales	Verticales	Horizontales
Gpo I	140.322	33.776	639.347
			151.861
0.3 VS	- 0 -	0.46	- 0 -
			4.786
VV	- 0 -	0.313	- 0 -
			3.255
FR	- 0 -	0.244	- 0 -
			2.538
$F_V =$	140.322	$F_H =$	34.793
		$M_V =$	639.347
		$M_H =$	162.444

$$e = \frac{A}{2} - \frac{M_V - M_H}{F_V} = \frac{7.5}{2} - \frac{639.347 - 162.444}{140.322} = 0.352 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{F_v}{A} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) \therefore f_1 = 24.025 \text{ t/m}^2$$

$$f_2 = 13.397 \text{ t/m}^2$$

Grupo VII.- (PP<sub>2</sub>, CT, CM, ET, S) Incremento de 33% en los Esf.

	Cargas (ton)		Momentos (ton - m.)	
	Verticales	Horizontales	Verticales	Horizontales.
PP2	90.739		385.629	
CT	35.970		194.998	
CM	10.269		44.324	
ET	- 0 -	33.776	- 0 -	151.861
S	- 0 -	1.236	- 0 -	12.854
	<u>F<sub>v</sub> = 136.978</u>	<u>F<sub>H</sub> = 35.012</u>	<u>M<sub>v</sub> = 624.951</u>	<u>M<sub>H</sub> = 164.715</u>

$$e = \frac{A}{2} - \frac{M_v - M_H}{F_v} = \frac{7.5}{2} - \frac{624.951 - 164.715}{136.978} = 0.39 \text{ m.}$$

$$f_1 = \frac{F_v}{A} \left( 1 + \frac{6e}{A} \right) \therefore f_1 = 23.962 \text{ ton/m}^2$$

$$f_2 = 12.565 \text{ ton/m}^2$$

Resumen.

Grupo	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f Max. Permissible.
I	22.842	14.58	20
III	24.025	13.397	25
VII	23.962	12.565	26.6

Revisión del volado del cemento.

$$A = 7.5 \text{ m.}$$

$$V = 3.175 \text{ m.}$$

$$J = 5.00 \text{ m.}$$

$$h_v = 0.4 + J = 5.40 \text{ m.}$$

$$\text{Módulo de Sección } S = \frac{(h_v)^2}{6} = \frac{(5.4)^2}{6} = 4.86 \text{ m}^3$$

Peso propio del volado (por metro) =  $P_v = \frac{0.4 + h_v}{2} (V_2) (2.2) = 20.26 \text{ ton.}$

Brazo respecto a (5)  $d_v = V_2 \frac{(0.4) + h_v}{3} = 1.131 \text{ m.}$

$\therefore M_v = P_v \cdot d_v = (1.131) (20.26) = 22.91 \text{ ton} \cdot \text{m.}$

Reacción del terreno para el grupo I.-  $f_1 = 22.842 \text{ ton/m}^2$   
 $f_2 = 14.580 \text{ ton/m}^2$

a) Esfuerzo proporcional en (5)  $f_s = \frac{A - V_2}{A} (f_1 - f_2) + f_2$   
 $f_s = \frac{7.5 - 3.175}{7.5} (22.842 - 14.580) + 14.58 =$   
 $f_s = 19.344 \text{ ton/m}^2.$

b) Reacción:  $R = 0.5 (f_1 + f_s) V_2 = 0.5 (22.842 + 19.344) 3.175 = 66.97 \text{ ton.}$

Brazo respecto a (5) =  $d_R = \frac{V_2 (2f + f_s)}{3 (f + f_s)} = \frac{3.175 (2(22.842) + 19.344)}{3 (22.842 + 19.344)} =$

$d_R = 1.631 \text{ m.}$

Resumen.

	Carga	Brazo	Momento
R	66.97	1.631	109.228
P	- 20.257	1.131	- 22.911
T	- 7.28	2.225*	- 17.355
F=	39.433		M= 68.962

\* Dimensión obtenida gráficamente.

Revisión de la sección (3)-(5), por flexión.

$f_m = \frac{M}{S} = \frac{68.962}{4.86} = 14.190 \text{ t/m}^2 > f \text{ perm.} = 10 \text{ ton/m}^2$

Revisión por cortante.

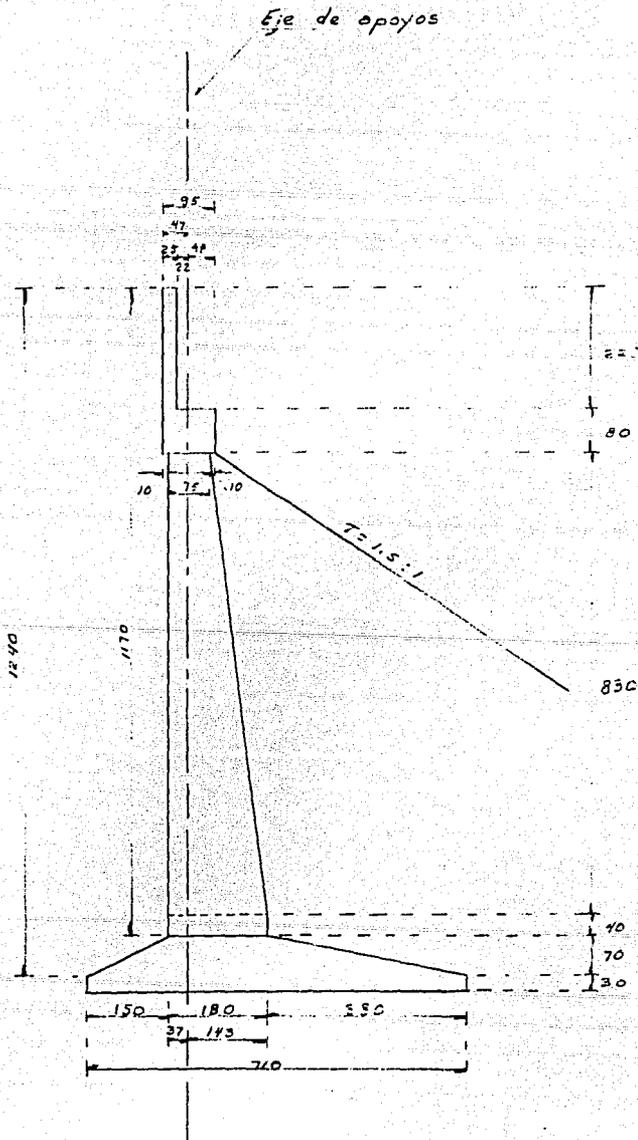
$$fv = \frac{F}{hv} = \frac{39.433}{5.4} = 7.3 \text{ ton/m}^2 < 20 \text{ ton/m}^2$$

Como es visto en este cálculo, para que el estribo trabaje satisfactoriamente se tendrían que aumentar las dimensiones como es el caso de a y j de la figura donde se muestran dichas dimensiones.

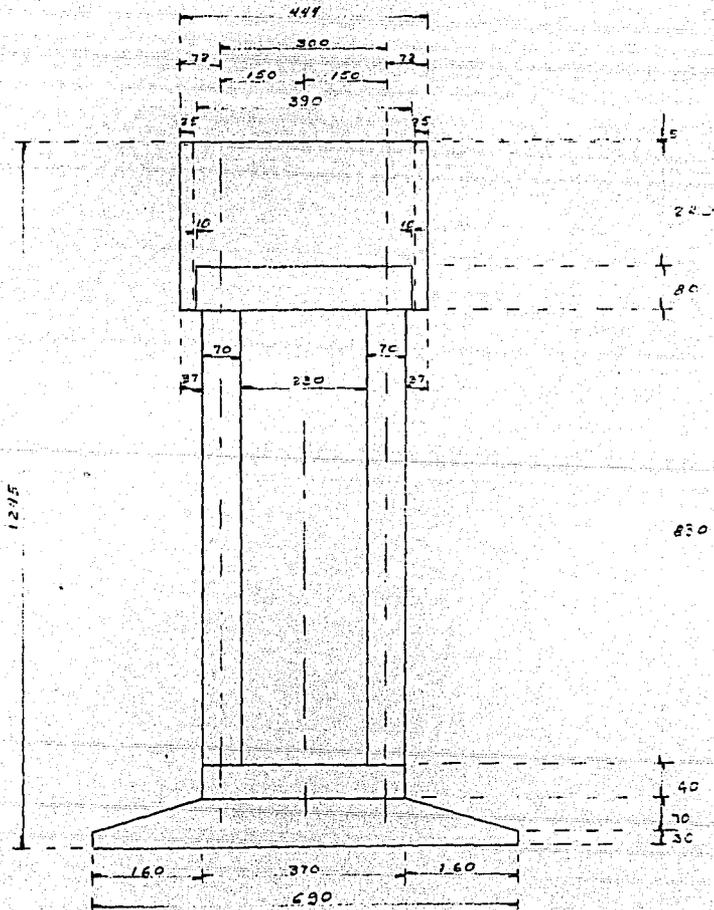
Debido a la poca capacidad de carga del terreno, que como se ve, obliga a construir un estribo de mampostería de dimensiones fuertes, y aún cuando este elemento representa una mayor ventaja social para su realización, el costo de este elemento, para su construcción, resultará de grandes proporciones por lo que se comparará con caballetes desplantados sobre zapatas en los apoyos extremos.

Se propondrán para fines de cuantificación del material, las siguientes dimensiones del caballete y zapata, y se presentará consecutivamente, la cubicación y cuantificación del estribo antes revizado para justificar dicha opción, desde el punto de vista económico.

Las dimensiones del caballete y zapata se tomaron de manera comparativa con otros proyectos existentes, con condiciones de capacidad de carga y alturas similares a las de este anteproyecto.



ξ



Cabezal	2.81 m <sup>3</sup>
Aleros y diafragma	6.3 m <sup>3</sup>
Columnas	14.8 m <sup>3</sup>
Zapata y contratrabe	31.9 m <sup>3</sup>

Acero de refuerzo de L.E.  $\geq 4,000$  kg/cm<sup>2</sup> 5993 kg

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en cabezal	m <sup>3</sup>	2.8	37,876.57	106,054.39
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup>	6.3	49,988.40	314,926.92
Columnas	m <sup>3</sup>	14.8	37,876.57	560,573.23
Zapata y contratrabe	m <sup>3</sup>	31.9	34,478.70	1'099,870.50
Obras falsas	m <sup>3</sup> -conc	55.8	16,961.99	946,479.04
Bonificación por elementos mayores de 4.000 m de altura.	m <sup>3</sup> -conc-m	6.7	1,932.36	12,946.81
Moldes de:				
Aleros	m <sup>3</sup> -mad	1.3	108,624.60	141,211.98
Diafragma y cabezal	m <sup>3</sup> -mad	1.3	105,646.64	137,340.63
Columnas, zapatas y contratrabes	m <sup>3</sup> -mad	6.8	105,646.64	718,397.15
Acero de refuerzo de L.E. $\geq 4,000$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	5,993.0	394.00	1'821,872.00
Excavaciones	m <sup>3</sup>	520.0	536.74	487,104.80
Bombeo	hrs.	672.0	1,451.00	957,072.00
				= \$ 7'321,849.20

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en: diafragma	m <sup>3</sup>	2.5	49,988.40	124,971.00
Corona	m <sup>3</sup>	3.5	37,876.57	132,567.99
Obras falsas	m <sup>3</sup> -conc	6.0	16,961.99	101,771.94

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
Moldes de:				
Corona	m <sup>3</sup> -mad	1.3	79,806.63	103,748.61
Diafragma	m <sup>3</sup> -mad	0.4	79,806.63	31,922.65
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	545.0	304.00	165,680.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento-arena a 1:5	m <sup>3</sup>	1,298.0	15,231.73	19,770,078.50
Excavaciones	m <sup>3</sup>	2,500.0	936.74	2,341,850.00
				= \$ 22,773,297.00

Una vez terminado este estudio comparativo económico, se puede observar que debido a las condiciones de capacidad de carga del terreno en estudio, en la elevación de desplante, el costo por concepto de un elemento estructural de mampostería, es excesivamente elevado con respecto a un elemento estructural a base de caballete desplantado por zapata, por lo cual se concluye que el elemento estructural que deberá apoyar a la superestructura será este último.

Cálculo de la sobreelevación

	Sección I	Sección II	Sección III
A hidráulica	63.31 m <sup>2</sup>	534.48 m <sup>2</sup>	125.24 m <sup>2</sup>
V <sub>0</sub>	2.03 m/seg	3.48 m/seg	1.80 m/seg
A <sub>obst.</sub>	37.31 m <sup>2</sup>	31.6 m <sup>2</sup>	35.07 m <sup>2</sup>
ABP	26.00 m <sup>2</sup>	502.88 m <sup>2</sup>	80.17 m <sup>2</sup>
Para un Q <sub>D</sub> = 2,226.47 m <sup>3</sup> /seg con Δh = 0.14 m			
V <sub>I</sub>	$\sqrt{2g\Delta h + V_0^2} =$		
V <sub>I</sub>	$\sqrt{2.75 + (2.03)^2} = 2.62$ m/seg,	Q <sub>I</sub>	= 2.62 (26) = 68.12
V <sub>II</sub>	$\sqrt{2.75 + (3.48)^2} = 3.85$ m/seg,	Q <sub>II</sub>	= 3.85 (502.88) = 1,936.09
V <sub>III</sub>	$\sqrt{2.75 + (1.90)^2} = 2.52$ m/seg	Q <sub>III</sub>	= 2.52 (90.17) = 227.40

$$\therefore Q_t = 2231.61 \text{ m}^3/\text{seg.} = Q_b.$$

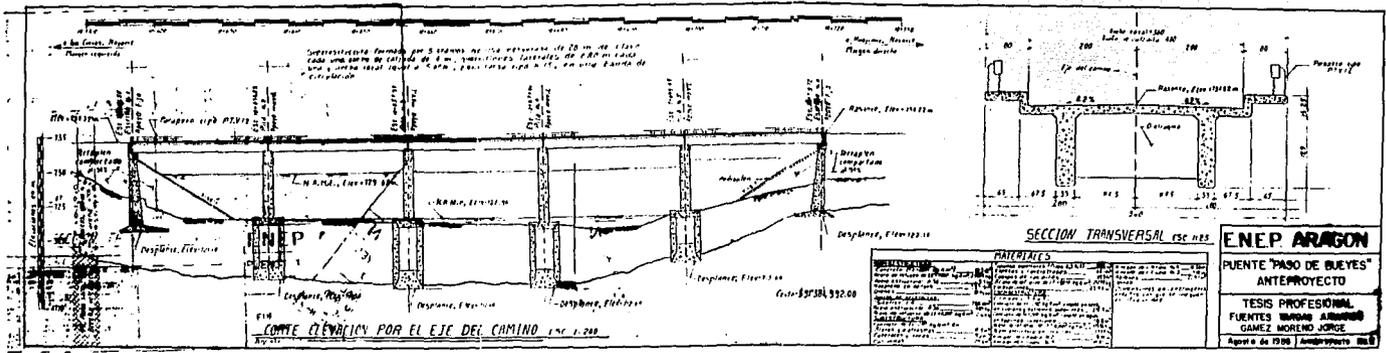
Calculo del espacio libre vertical.

Elevación de la rasante	734.22
Espesor de la losa	- 2.14
Sobreelevación	- 0.14
Elevación del NAME	- <u>729.68</u>
E.L.V.=	2.26 m

**Anteproyecto No. 2**

**Superestructura.-** Formado por 5 tramos de losa nervurada de 20.00 m de claro.

**Subestructura.-** Formada por caballetes desplantados sobre zapatas en los apoyos extremos, y pilas de concreto reforzado sobre cilindros en los apoyos intermedios.



C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUPERESTRUCTURA.</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en:				
Losas nervuradas	m <sup>3</sup>	193.0	33,518.80	6,469,128.00
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	25,785.0	304.00	7,838,640.00
Acero estructural	kg	97.0	612.97	53,458.09
Apoyos de neopreno	dm <sup>3</sup>	55.5	5,968.79	331,267.84
Drenes	pzas.	60.0	940.80	56,448.00
Molde para losa	m <sup>3</sup> -mad.	70.2	108,624.60	7,625,446.90
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	193.0	16,961.99	3,273,664.00
Junta de dilatación	m <sup>2</sup>	0.5	26,822.77	13,411.39
<b>SUBESTRUCTURA.</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en:				
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup>	11.5	49,988.40	574,866.60
Cabezales, topes y columnas	m <sup>3</sup>	36.8	37,876.57	1,393,857.70
Zapatas y contratraves	m <sup>3</sup>	60.1	34,478.70	2,072,169.80
Cuerpos de las pilas	m <sup>3</sup>	69.9	33,413.89	2,335,630.90
Obras falsas	m <sup>3</sup> -conc.	178.3	16,961.99	3,024,322.80
Bonificación por elementos mayores a 4.0 m de altura:				
Columnas y pilas	m <sup>3</sup> -conc.-m	56.5	1,932.36	109,178.34
Moldes en:				
Aleros	m <sup>3</sup> -mad.	2.0	108,624.60	217,749.20
Diafragmas, cabezales, topes, columnas, zapatas, pilas y cont.				
	m <sup>3</sup> -mad.	16.5	105,646.64	743,169.50
Cuerpos de pilas	m <sup>3</sup> -mad.	10.5	79,806.63	837,969.61
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	18,462.0	304.00	5,612,448.00

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Excavaciones	m <sup>3</sup>	1,080.0	936.74	1'011,679.20
Bombero	hrs.	1,344.0	1,451.00	1'950,144.00

INFRAESTRUCTURA.

Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en cuerpos y extremos inferiores, - colado en seco.	m <sup>3</sup>	272.9	33,413.00	9'118,407.70
Moldes para cilindros	m <sup>3</sup> -mad.	49.1	105,646.64	5'187,250.00
Obras falsas	m <sup>3</sup> -conc.	272.9	16,961.99	4'628,927.00
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	17,536.0	304.00	5'330,944.00
Acero estructural en la cuchilla	kg	2,720.0	612.97	1'667,278.40
Hincado de cilindros	m <sup>3</sup>	588.0	19,104.68	11'233,551.00
Bonificación al precio de hincado para profundidades mayores a 7.5 m	m <sup>3</sup> -m	118.0	2,990.91	352,927.38
Rellenos para isletas	m <sup>3</sup>	229.7	3,822.56	878,042.03
Concreto de f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup> colado en agua en tapones inferiores	m <sup>3</sup>	78.8	34,639.69	2'729,607.50
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en tapones superiores.	m <sup>3</sup>	63.6	34,478.70	2'192,845.30
Moldes para tapones superiores	m <sup>3</sup>	6.4	102,501.30	656,008.32
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	2,816.0	304.00	856,064.00
Terraplenes de acceso	m <sup>3</sup>	2,665.0	905.08	2'412,038.20

Total = \$ 93'794,030.00

Cálculo de la sobreelevación.

Anteproy. No. 2

	Sección I.	Sección II	Sección III
A=	63.31	534.48	125.24
Vo=	2.03	3.48	1.90
A obst.	55.30	32.7	40.03
A <sub>EP</sub>	8.02	501.78	85.21

Para  $Q_D = 2226.47 \text{ m}^3/\text{seg.}$  con  $\Delta h = 0.18 \text{ m.}$

$$V_i = \sqrt{2g\Delta h + v_s^2}$$

$$V_I = \sqrt{(19.62)(0.18) + (2.03)^2} = 2.77 \text{ m/seg.}$$

$$V_{II} = \sqrt{(19.62)(0.18) + (3.48)^2} = 3.95 \text{ m/seg.}$$

$$V_{III} = \sqrt{(19.62)(0.18) + (1.9)^2} = 2.67 \text{ m/seg.}$$

$$Q_I = 2.77 (8.02) = 22.22$$

$$Q_{II} = 3.95(501.78) = 1982.03 \quad \therefore Q_T = 2231.76 \text{ m}^3/\text{seg.} \doteq Q_D$$

$$Q_{III} = 2.67(85.21) = 227.51$$

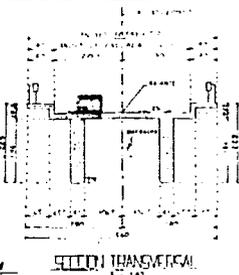
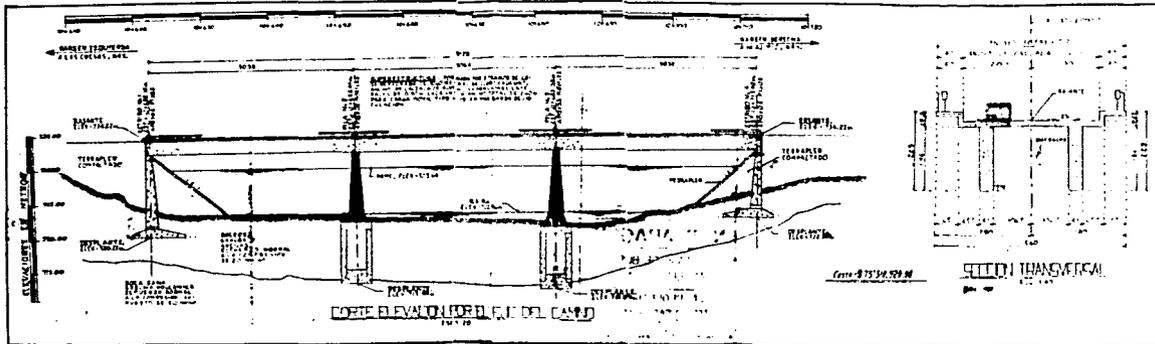
∴ Espacio libre vertical será:

Elev. Rasante	734.22 m.
- Espesor de la losa	1.48 m.
- Sobreelevación	0.18 m.
- Elev. del NAME	<u>729.68 m.</u>
E.L.V. =	2.88 m.

ANTEPROYECTO No. 3

**Superestructura.-** Formada por tres tramos de 30.00 m de claro con losas nervuradas.

**Subestructura.-** Formado por caballetes desplantados sobre za patas, en los apoyos extremos, y pilas de -- mampostería sobre cilindros en los apoyos in termedios.



**EXPLICACION:**  
 1. Sección transversal del puente.  
 2. Perfil de la calzada.  
 3. Perfil de la rasante.  
 4. Perfil del terreno.  
 5. Perfil del agua.  
 6. Perfil de la cimentación.  
 7. Perfil de la estructura de los pilares.  
 8. Perfil de la estructura de los cantoneros.  
 9. Perfil de la estructura de los apoyos.  
 10. Perfil de la estructura de los muros de contención.

**NOTAS:**  
 1. El puente se proyecta en el punto de cruce de la carretera con el río.  
 2. La longitud total del puente es de 100 metros.  
 3. La altura libre de navegación es de 10 metros.  
 4. El ancho de la calzada es de 12 metros.  
 5. El ancho de los muros de contención es de 2 metros.  
 6. El ancho de los pilares es de 4 metros.  
 7. El ancho de los cantoneros es de 2 metros.  
 8. El ancho de los apoyos es de 2 metros.  
 9. El ancho de los muros de contención es de 2 metros.  
 10. El ancho de los pilares es de 4 metros.

**ENEP. ARAGON**  
**PUENTE "PASO DE BUEYES"**  
**ANTEPROYECTO**  
**ANÁLISIS PROFESIONAL**  
**INGENIEROS VIANAS ARANDA**  
**GAMEZ MORENO JORGE M.**  
 Agosto de 1936 [Logo]

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUPERESTRUCTURA.</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en losas de 2 nervaduras	m <sup>3</sup>	253.0	33,518.80	8'480,256.40
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	34,518.0	304.00	10'493,472.00
Acero estructural	kg	71.0	612.97	43,520.87
Apoyos de neopreno	dm <sup>3</sup>	40.8	5,968.79	243,526.63
Drenes	pzas.	54.0	940.80	50,803.20
Moldes para losa	m <sup>3</sup> -mad.	92.1	108,624.60	10'004,325.00
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	253.0	16,961.99	4'291,383.40
Juntas de dilatación	m <sup>2</sup>	0.4	26,822.77	10,729.11
<b>SUBESTRUCTURA</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en:				
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup>	11.5	49,988.40	574,866.60
Cabezales, topes y columnas	m <sup>3</sup>	35.5	37,876.57	1'344,618.20
Zapatas y contratrabes	m <sup>3</sup>	80.9	34,478.70	2'789,326.80
Coronas	m <sup>3</sup>	4.3	37,876.57	162,869.25
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	132.2	16,961.99	2'206,681.00
Bonificación para elementos mayores a 4.0 m de altura, columnas	m <sup>3</sup> -conc.-m	15.0	1,932.36	28,985.40
Moldes de:				
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup> -mad.	2.0	108,624.60	217,249.20
Cabezales, topes y columnas	m <sup>3</sup> -mad.	2.8	105,646.64	295,810.59
Columnas	m <sup>3</sup> -mad.	10.6	105,646.64	1'119,854.30
Zapatas y contratrabes	m <sup>3</sup> -mad.	4.0	105,646.64	422,586.56
Coronas	m <sup>3</sup> -mad.	1.6	79,806.63	127,690.60
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	13,883.0	304.00	4'220,432.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	m <sup>3</sup>	130.4	15,231.73	1'986,217.50
Excavaciones	m <sup>3</sup>	1,237.0	936.74	1'158,747.30
Bombeo	hrs.	1,344.0	1,451.30	1'950,547.20

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>INFRAESTRUCTURA.</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> colado en seco, en cuerpos y extremos inferiores	m <sup>3</sup>	131.6	33,413.89	4'397,267.90
Moldes para cilindros	m <sup>3</sup> -mad.	23.7	105,646.64	2'503,825.30
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	131.6	16,961.99	2'232,197.80
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	8,768.0	304.00	2'665,472.00
Acero estructural en las cuchillas	kg	1,360.0	612.97	833,639.20
Hincado de cilindros	m <sup>3</sup>	320.2	19,104.68	6'117,318.50
Bonificación al precio de hincado para profundidades mayores a 7.5 m.	m <sup>3</sup>	81.6	2,990.91	244,058.25
Rellenos para isletas	m <sup>3</sup>	201.8	3,822.56	771,392.60
Concreto de f'c = 200 kg/cm <sup>2</sup> colado en agua en tapones inferiores	m <sup>3</sup>	39.4	34,639.69	1'364,803.70
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en tapones superiores.	m <sup>3</sup>	31.8	34,478.70	1'096,422.60
Moldes para tapones superiores	m <sup>3</sup>	3.2	102,501.30	328,004.16
Acero de refuerzo de L.E. ≥ 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	2,408.0	304.00	732,032.00
Terraplenes de acceso	m <sup>3</sup>	4,681.0	905.08	4'236,679.40

Total = \$ 79'747,599.00

Al igual que en el anteproyecto No. 1, en este anteproyecto No. 3 se revisará, primero, estructuralmente la pila de mampostería y posteriormente se hará el estudio económico-comparativo con otro elemento estructural, esto con la finalidad de determinar la posibilidad de colocar dicho elemento de mampostería, en base a lo citado en los capítulos anteriores.

### Revisión de la pila de mampostería.

Los datos de campo, materiales, especificaciones y descargas de la superestructura, se encuentran en las páginas 173 a 175 del cálculo de la pila de concreto reforzado.

CM = 216.986 ton.  
CV = 19.555 ton.  
VNS = 21.434 ton.  
VTS = 5.183 ton.  
VNCV = 4.47 ton.  
VTCV = 1.80 ton.  
FR = 1.377 ton.  
Fr = 0  
SN=ST = 13.019 ton.

#### A.- Dimensiones y propiedades de las secciones.

##### 1.- Subcorona.

a).- Longitud de la sección rectangular de la subcorona.

bs = 3.74 m (propuesto)

b).- Ancho de la subcorona.

as = 1.10 m (propuesto)

c).- Longitud total

ls = 4.50 m (propuesto)

##### 2.- Corona

Proponiendo un volado de 5 cm. alrededor de la subcorona, se tiene:

a).- bc = 3.79 m.

b).- ac = 1.20 m.

c).- lc = 4.62 m.

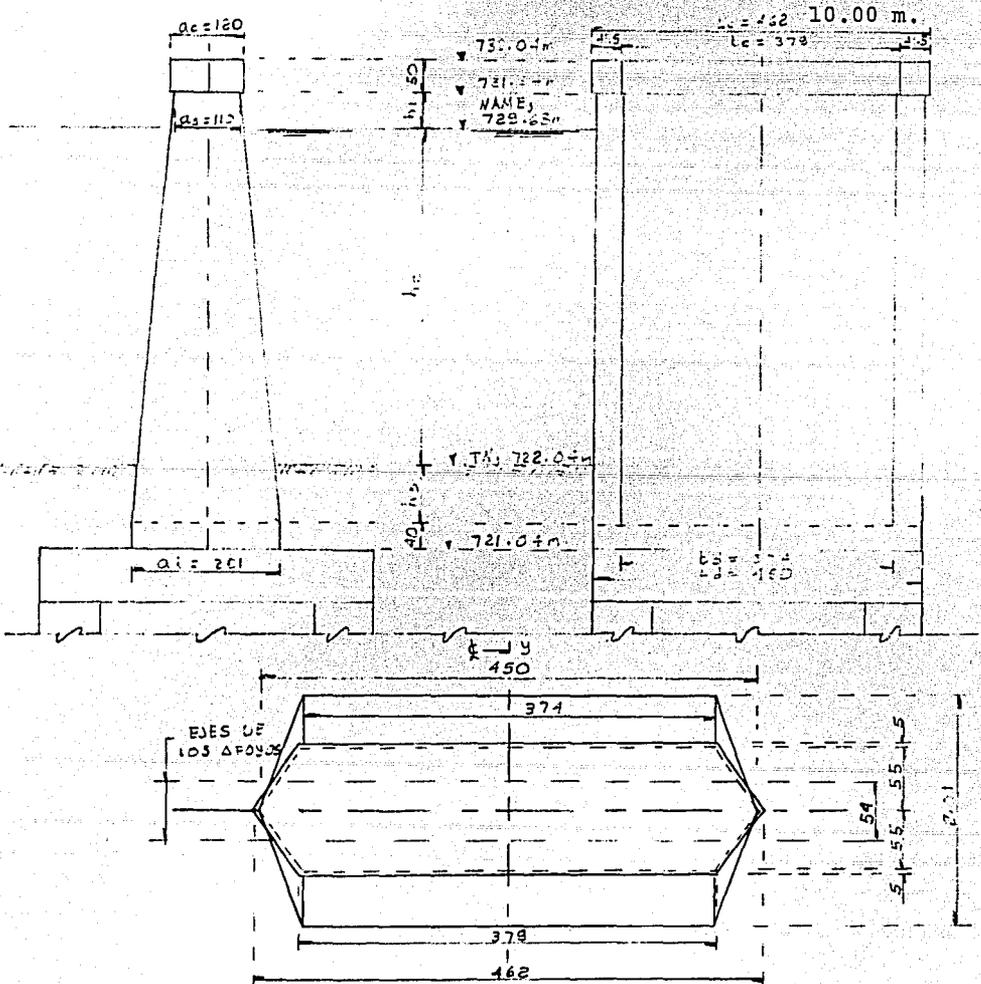
Antes de continuar con las siguientes secciones se debe co  
nocer:

Elev. de la corona = 732.04 m.  
 Elev. del NAME = 729.68 m.  
 Elev. del tapón superior = 722.04 m.  
 Elev. de la subcorona = 731.54 m.

$h_1 = \text{Elev. de la subcorona} - \text{Elev. del NAME} = 731.54 - 729.68 = 1.86 \text{ m.}$

$h_2 = \text{Elev. del NAME} - (\text{Elev. del tapón superior} + 0.4) = 7.24 \text{ m.}$

$H = \text{Elev. de la corona} - \text{Elev. del tapón superior} = 732.04 - 722.04 =$



3.- A la altura del NAME.

a).-  $b_a = 3.74 \text{ m.}$

b).-  $a_a = 1.10 + (h_1/20) \cdot 2 = 1.10 + (1.86/20) \cdot 2 = 1.29 \text{ m.}$

c).-  $l_a = 4.50 \text{ m.}$

4.- En el desplante

a).-  $b_d = 3.74 \text{ m.}$

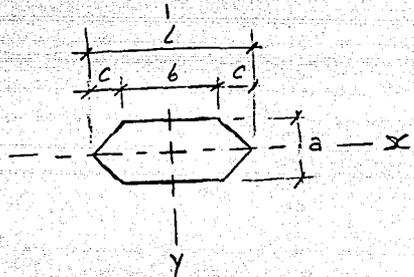
b).-  $a_d = 1.10 + (h_1 + h_2/20) \cdot 2 = 1.10 + (1.86 + 7.24/20) \cdot 2 = 2.01 \text{ m.}$

c).-  $l_d = 4.50 \text{ m.}$

5.- Momentos de inercia y volúmenes.

$$I_x = \frac{a^3}{12} \left[ b + \frac{c}{4} \right]$$

$$I_y = \frac{ab^3}{12} + ac \left[ \frac{c^2}{18} + \left( \frac{b+c}{2} \right)^2 \right]$$



Sección	a(m)	b(m)	l(m)	A(m <sup>2</sup> )	Ix(m <sup>4</sup> )	Iy(m <sup>4</sup> )	h(m)	V(m <sup>3</sup> )
Corona	1.20	3.79	4.62	5.046	0.561	7.508	0.50	2.523
Subcorona	1.10	3.74	4.50	4.532	0.425	6.465	1.86	9.158
NAME	1.29	3.74	4.50	5.315	0.696	7.582	7.24	49.218
Desplante	2.01	3.74	4.50	8.281	2.59	11.814	0.40	3.312
Cimiento	2.01	3.74	4.50	8.281	2.59	11.814		

6.- Peso propio de la pila.

Concepto	Vol. (m <sup>3</sup> )	γ (ton/m <sup>3</sup> )	Peso(ton).
Corona	2.523	2.4	6.055
Cuerpo	58.376	2.2	128.427
Cimiento	3.312	2.2	7.286

7.- Peso del agua (en la sección de desplante)

$$P_A = (h_2 A_d - 49.218) \gamma_w = (7.24 \times 8.281 - 49.218) 1.00 = 10.729 \text{ ton.}$$

8.- Viento en la pila.

Para la D.G.C.R. el ángulo de incidencia del viento que produce los esfuerzos más desfavorables, es el de  $56^{\circ} 18'$  que genera unas fuerzas de  $100 \text{ kg/cm}^2$  (para viento normal) y  $150 \text{ kg/cm}^2$  (para viento tangencial). Basados en el método de descomposición de fuerzas, en la forma indicada en la Pag. 49 de las AASHO, para la fuerza de  $195 \text{ kg/cm}^2$  ahí recomendada.

8.1) Viento en la corona

a) Normal

$$\text{Area} = 0.5 a_c = 0.5 (1.20) = 0.60 \text{ m}^2.$$

$$\text{VNCA} = 0.6 (0.100) = 0.06 \text{ ton.}$$

b) Tangencial.

$$\text{Area} = 0.5 L_c = 0.05 (4.62) = 2.31 \text{ m}^2.$$

$$\text{VTCA} = 2.31 (0.15) = 0.347 \text{ ton.}$$

c) Ambas presiones actúan a  $0.25\text{m}$  baja el nivel de la corona.

8.2) Viento sobre el cuerpo (con aguas máximas extraordinarias)

a) Normal

$$\text{Area} = 1/2 (a_s + a_a) h_1 = 1/2 (1.10 + 1.29) (1.86) = 2.22 \text{ m}^2.$$

$$\text{VNCOa} = 2.22 (0.100) = 0.222 \text{ ton.}$$

b) Tangencial

$$\text{Area} = 1/2 (L_s + L_a) h_1 = 1/2 (4.5 + 4.5) (1.86) = 8.37 \text{ m}^2$$

$$\text{VTCOa} = 8.37 (0.15) = 1.256 \text{ ton.}$$

c) Ambas presiones actúan a  $0.5 + 0.5(h) = 1.43\text{m}$  bajo el nivel de la corona.

8.3) Viento sobre el cuerpo (sin agua)

a) Normal

$$\text{Area} = 1/2 (a_s + a_d) (h_1 + h_2) = 1/2 (1.10 + 2.01) (1.86 + 7.64) = 14.77 \text{ m}^2$$

$$\text{VNCO} = 14.77 (0.1) = 1.477 \text{ ton.}$$

b) Tangencial

$$\text{Area} = 1/2(L_s + L_d)(h_1 + h_2) = 1/2(4.5 + 4.5)(1.86 + 7.64) = 42.75 \text{ m}^2.$$

$$\text{VTCO} = 42.75 (0.15) = 6.413 \text{ Ton.}$$

c) Ambas presiones actuan a  $0.5 + 0.5(h_1 + h_2) = 5.25\text{m}$ ; baja el nivel de la corona.

g.- Empuje dinámico del agua.

$$\text{ED} = 52.55 \text{ kV}^2\text{A} \text{ donde:}$$

ED=Empuje dinámico en  $\text{kg}/\text{m}^2$  aplicado a  $1/3$  del tirante, partien do de la superficie del cilindro.

k= Coeficiente que depende del tipo de tajamar= 1.375

v= Velocidad de la corriente al llegar a la pila (3.48 m/s), - ver hoja 12.

A= Area de proyección del plano paralelo al camino.

$$A = 1/2(a_a + a_d)h_2 + 0.4a = 1/2(1.25 + 2.01)7.24 + (0.4)(2.01) = 12.147 \text{ m}^2$$

$$\text{ED} = 52.55(1.375)(12.147)(3.48)^2 = 10.629 \text{ ton.}$$

Actuando a 7.45 m bajo el nivel de la corona ó 2.55 m sobre el tapón del cilindro.

B.- Revisión de la sección de desplante.

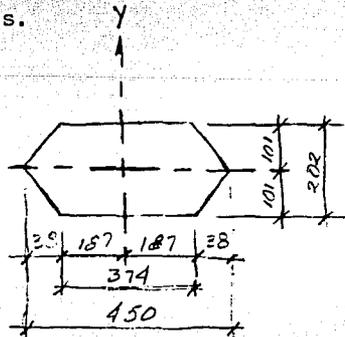
1). Dimensiones y propiedades.

$$A = 8.281 \text{ m}^2.$$

$$I_x = 2.594 \text{ m}^4.$$

$$I_y = 11.814 \text{ m}^4.$$

Ver la hoja No. 53



Agrupando las cargas que siempre actúan juntas, tendremos:

2).- Cargas permanentes (CM, PP)

$$\text{CM} = 219.986 \text{ ton.}$$

$$\text{Corona} = 6.055 \text{ ton.}$$

$$\text{Cuerpo} = 128.427 \text{ ton.}$$

$$\text{Cimiento} = 7.286 \text{ ton.}$$

$$\text{PP} = 141.768$$

Ver págs. 51 y 53

$C_p = CM + P.P. = 219.986 + 141.768 = 361.833$  ton;  $M_x = 0$ ;  $M_y = 0$

3) Cargas debidas a la corriente hidráulica (peso del agua y - empuje dinámico).

F (ton)	$\bar{Z}$ (m)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)
Peso del agua ( $F_v$ ) 10.729	0.0	0.0	0.0
Empuje dinámico ( $F_H$ ) 10.629	2.55	0.0	27.104

A= 10.729 ton.

4).- Viento en la superestructura (normal y tangencial)

F (ton)	$\bar{Z}$ (m)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)
VNS, ( $F_H$ ) 21.434	$10 + 1.541 = 11.541$	0.0	247.37
VTS, ( $F_H$ ) 5.183	$10 + 0.1 = 10.10$	52.348	0.0

5).- Viento en la pila (Normal y tangencial)

a) Pila con agua.

F (ton)	$\bar{Z}$ (m)	Momentos (ton-m).
VNCA ( $F_H$ ) 0.06	9.75	( $M_y$ ) 0.585
VTCA ( $F_H$ ) 0.347	9.75	( $M_x$ ) 3.383
VNCO <sub>a</sub> ( $F_H$ ) 0.222	8.57	( $M_y$ ) -1.903
VTCO <sub>a</sub> ( $F_H$ ) 1.256	8.57	( $M_x$ ) 10.764

$M_x = 14.147$  on m       $M_y = 2.488$  ton - m.

b) Pila sin agua

F (ton)	$\bar{Z}$ (m)	Momentos.
VNCA ( $F_H$ ) 0.06	9.75	( $M_y$ ) 0.585
VTCA ( $F_H$ ) 0.347	9.75	( $M_x$ ) 3.383
VNCO ( $F_H$ ) 1.477	4.75	( $M_y$ ) 7.016
VTCO ( $F_H$ ) 6.413	4.75	( $M_x$ ) 30.462

$M_x = 33.845$  ton - m.       $M_y = 7.601$  ton - m.

6).- Viento en la carga viva. (Normal y tangencial).

F(ton)	$\bar{z}$ (m)	Momentos (ton-m)
VNCV ( $F_H$ ) 4.47	10.422	(My) 46.586
VTCV ( $F_H$ ) 1.8	10.10	(Mx) 18.18

7).- Cargas que actúan independientemente.

F(ton)	$\bar{z}$ (m)	Momentos (ton-m)
CV ( $F_V$ ) 19.555	0.27	(Mx) 5.280
FR ( $F_H$ ) 1.337	10.10	(Mx) 13.504
SN ( $F_H$ ) 13.019	10.54	(My) 137.220
ST ( $F_H$ ) 13.019	10.10	(Mx) 131.492

c).- Grupos de cargas de acuerdo con las especificaciones AASHO

Grupo Ia.- con agua, Incremento 0%

Carga	$F_v$ (ton)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
A	10.729	0.0	27.104
CV	19.555	5.280	0.0
$\Sigma F_v =$	392.117	$\Sigma M_x =$ 5.28	$\Sigma M_y =$ 27.104

Grupo Ib.- Sin agua, incremento 0%

Carga	$F_v$ (ton)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
CV	19.555	5.28	0.0
$\Sigma F_v =$	381.388	$\Sigma M_x =$ 5.28	$\Sigma M_y =$ 0.0

Grupo IIb.- sin agua, incremento 25%

Carga	$F_v$ (ton)	$M_x$ (ton-m)	$M_y$ (ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
VS	- 0 -	52.348	247.37
V pila	- 0 -	33.845	7.601
$\Sigma F_v =$	361.833	$\Sigma M_x =$ 86.193	$\Sigma M_y =$ 254.971

Grupo IIIa.- Con agua, Incremento 25%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
A	10.729	0.0	27.104
CY	19.555	5.28	0.0
0.3 VS	0.0	15.704	74.211
0.3V pila	0.0	4.244	0.746
VV	0.0	18.18	46.586
FR	0.0	13.504	0.0
	$\Sigma F_v = 392.117$	$\Sigma M_x = 56.912$	$\Sigma M_y = 148.647$

Grupo IIIb.- sin agua, Incremento 25%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
CY	19.555	5.28	0.0
0.3VS	0.0	15.704	74.211
0.3V pila	0.0	10.154	2.20
VV	0.0	18.18	46.586
FR	0.0	13.504	0.0
	$\Sigma F_v = 381.388$	$\Sigma M_x = 62.822$	$\Sigma M_y = 123.077$

Grupo IVa; con agua, Incremento 35%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
A	10.729	0.0	27.104
SN	0.0	0.0	137.220
	$\Sigma F_v = 372.562$	$\Sigma M_x = 0.0$	$\Sigma M_y = 164.324$

Grupo IVb.- sin agua, incremento 35%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
SN	0.00	0.0	137.220
	$\Sigma F_v = 361.833$	$\Sigma M_x = 0.0$	$\Sigma M_y = 137.220$

Grupo Va.- con agua, incremento 35%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
A	10.729	0.0	27.104
ST	0.0	131.492	0.0
	$\Sigma F_v = 372.562$	$\Sigma M_x = 131.492$	$\Sigma M_y = 27.104$

Grupo Vb.- sin agua, incremento 35%

Carga	Fv(ton)	Mx(ton-m)	My(ton-m)
CP	361.833	0.0	0.0
ST	0.0	131.492	0.0
	$\Sigma F_v = 361.833$	$\Sigma M_x = 131.492$	$\Sigma M_y = 0.0$

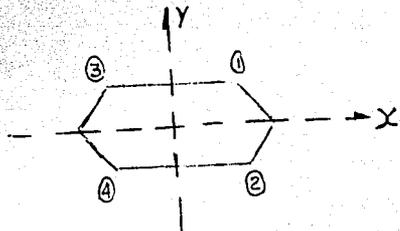
El esfuerzo se obtendrá con la fórmula de la escuadría.

$$f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} + \frac{M_y}{I_y}$$

Donde:  $A = 8.281 \text{ m}^2$   
 $I_x = 2.595 \text{ m}^4$   
 $I_y = 11.814 \text{ m}^4$

Coordenadas de los puntos críticos.

Punto	X	Y
1	1.87	1.05
2	1.87	- 1.05
3	- 1.87	1.05
4	- 1.87	- 1.05



Se tomará la siguiente notación.

$$F = A \pm B + C \text{ donde: } A = \frac{N}{A}, B = \frac{M_x}{I_x}, C = \frac{M_y}{I_y}$$

Grupos		Puntos			
		1	2	3	4
Ia	A	47.35	47.35	47.35	47.35
	B	2.136	- 2.136	2.136	- 2.136
	C	<u>4.29</u>	<u>4.29</u>	- <u>4.29</u>	- <u>4.29</u>
	F=	53.776	49.504	45.196	40.924
Ib	A	46.056	46.056	46.056	46.56
	B	2.136	- 2.136	2.136	- 2.136
	C	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>	<u>0.00</u>
	F=	48.192	43.92	48.192	43.92
IIa	A	44.99	44.99	44.99	44.99
	B	26.905	-26.905	26.905	-26.905
	C	<u>43.839</u>	<u>43.839</u>	- <u>43.839</u>	- <u>43.839</u>
	F=	115.734	61.924	28.056	-25.754
IIb	A	43.694	43.694	43.694	43.694
	B	34.876	-34.876	34.876	-34.876
	C	<u>40.359</u>	<u>40.359</u>	- <u>40.359</u>	- <u>40.359</u>
	F=	118.929	49.177	38.211	-31.541
IIIa	A	47.351	47.351	47.351	47.351
	B	23.628	-23.028	23.028	-23.028
	C	<u>23.529</u>	<u>23.529</u>	- <u>23.529</u>	- <u>23.529</u>
	F=	93.908	47.852	46.85	0.794
IIIb	A	46.056	46.056	46.056	46.056
	B	25.419	-25.419	25.419	-25.419
	C	<u>19.481</u>	<u>19.481</u>	- <u>19.481</u>	- <u>19.481</u>
	F=	90.956	40.118	51.994	0.827

Esfuerzos permisibles para el desplante.

-Se tomarán los que resiste la mampostería, ya que los esfuerzos en el tapón en sí se pueden absorber con un armado adecuado.

Por lo tanto:

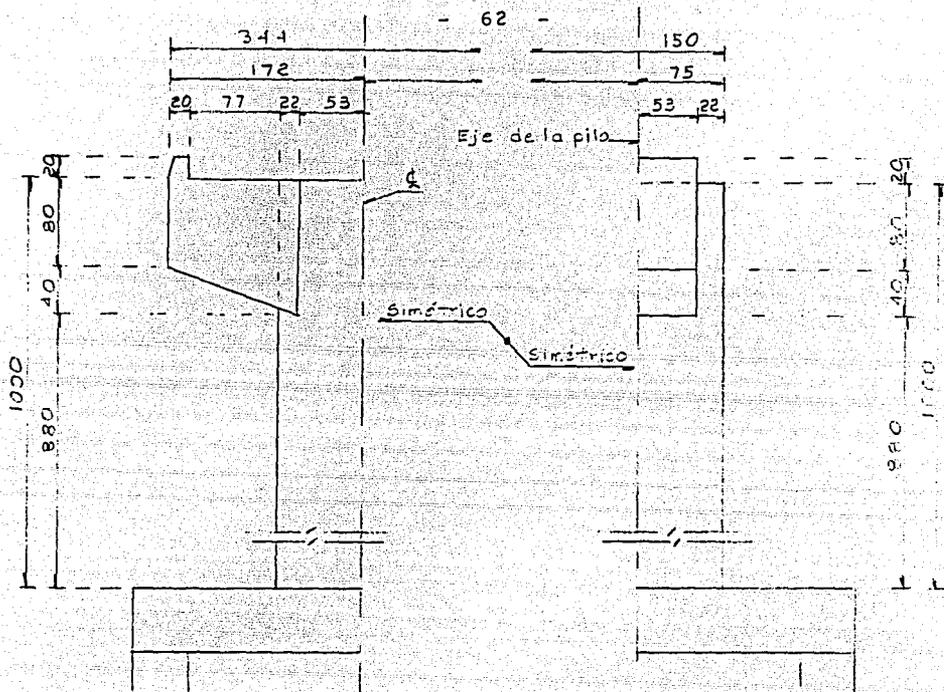
	Mampost.	Inc. 25%	Inc. 35%
Esfuerzo a tensión =	10 ton/m <sup>2</sup>	12.5	13.5
Esfuerzo a compresión =	100 ton/m <sup>2</sup>	12.5	13.5
Esfuerzo a cortante =	20 ton/m <sup>2</sup>	2.5	27

Comparando con la tabla: Los grupos IIa y IIb tienen un esfuerzo a tensión mayor que el permisible de 12.5 en el punto 4.

Estos esfuerzos se podrían disminuir si se incrementara la longitud de desplante, pero en vista de la limitante que nos ofrece el tapón superior esto no puede llevarse a cabo.

Cabe hacer mención que los esfuerzos de tensión en la zona de contacto entre pila y cilindro deben de ser nulos, al igual que los desplazamientos, para garantizar un funcionamiento óptimo entre pila y cilindro.

Por lo tanto, se propone utilizar pilas de concreto armado cuyas dimensiones son las siguientes:



C O N C E P T O                      UNID.                      CANTIDAD                      P. U.                      IMPORTE

**SUBESTRUCTURA**

(Se consideran únicamente las cantidades que nos proporcionan los elementos a modificarse).  
 Concreto de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  en cabezales y topes.

	$\text{m}^3$	2.1	37,876.57	79,540.80
Cuerpos de pilas	$\text{m}^3$	66.0	33,413.89	2'205,316.70
Obras falsas	$\text{m}^3$ -conc.	68.0	16,961.99	1'153,415.30
Bonificación para alturas mayores de 4 m	$\text{m}^3$ -conc.-m	40.8	1,932.36	78,840.29
Acero de refuerzo de L.E. $\geq 4,000 \text{ kg/cm}^2$	kg	7,833.0	304.00	2'381,232.00
Moldes de:				
Cuerpos de pilas	$\text{m}^3$ -mad.	23.1	79,806.63	1'843,533.10
Cabezales y topes	$\text{m}^3$ -mad.	0.3	105,646.64	31,693.99

Total = \$ 7'773,571.99

Cálculo de la Sobre elevación

Anteproyecto No. 3

A Hidráulica	63.31 m <sup>2</sup>	534.48 m <sup>2</sup>	125.24 m <sup>2</sup>
Vo	2.03 m/s	3.48 m/s	1.90 m/s
A abst.	63.31 m <sup>2</sup>	80.92 m <sup>2</sup>	66.21 m <sup>2</sup>
A BP .	- 0 -	453.56 m <sup>2</sup>	59.03 m <sup>2</sup>

Para Q = 2226.47 m<sup>3</sup>/seg. con Lh = 0.4 m.

$$V_I = \sqrt{2g\Delta h + V_0^2}$$

$$V_I = \sqrt{7.848 + (2.03)^2} = 3.46 \text{ m/seg.}$$

$$V_{II} = \sqrt{7.848 + (3.48)^2} = 4.47 \text{ m/seg.}$$

$$V_{III} = \sqrt{7.848 + (1.90)^2} = 3.38 \text{ m/seg.}$$

$$Q_1 = 3.46 (-0-) = -0-$$

$$Q_2 = 4.47 (453.56) = 2027.41 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad Q_T = 2226.93 \text{ m}^3/\text{seg} = Q_i$$

$$Q_3 = 3.38 (59.03) = 199.52 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Cálculo del espacio libre vertical

Elevación de la rasante	734.22
Espesor de la losa	- 2.08
Sobre elevación	- 0.40
Elevación del NAME	<u>-729.68</u>
E.L.V. =	2.06 m.

CUADRO COMPARATIVO

CONCEPTO	ANTEPROYECTO	1	2	3
<b>SUPERESTRUCTURA:</b>				
Estructura especial de 35 m.		3	-	-
Losas con 2 Nervaduras con claro de:	20 m.	-	5	-
	30 m.	-	-	3
<b>SUBESTRUCTURA:</b>				
Estribos de mampostería		2	-	-
Caballetes sobre zapata		-	2	2
Pilas de mampostería		-	-	2
Pilas de concreto		2	4	-
<b>INFRAESTRUCTURA:</b>				
Cilindros		2	4	2
<b>VARIOS:</b>				
Longitud total (Metros)		105.88	102.16	91.28
Sobre-elevación (Metros)				
Espacio libre vertical (Metros)				
Costo (Millones)*		142.392	91.381	75.510

\* Estos costos son actualizados hasta Agosto de 1986, y fueron obtenidos en base a los tabuladores de S.C.T.

En conclusión, se optará por el Anteproyecto No. 3 para proyecto definitivo, ya que como se pudo observar, presenta las mejores condiciones económicas, y aunque la funcionalidad estructural y factibilidad constructiva en cualquier elemento propuesto es la misma, lo que se pretende es disminuir el costo, y precisamente en el caso del Anteproyecto No. 3 se muestra esta afirmación, pues aunque el análisis previo que se realizó no era el óptimo. Para proyecto definitivo en el que el análisis deberá de ser más detallado, y que como se sabe se aumentará la cantidad de obra en el caso de la subestructura; -- hay un rango aceptable para establecer que por muy fuerte que sea esta cantidad, no se cree posible que aumente considerablemente de precio como para que los otros anteproyectos sean competitivos.

CAPITULO IV  
PROYECTO DEFINITIVO

Cálculo de la losa nervurada de concreto reforzado.

Antecedentes.

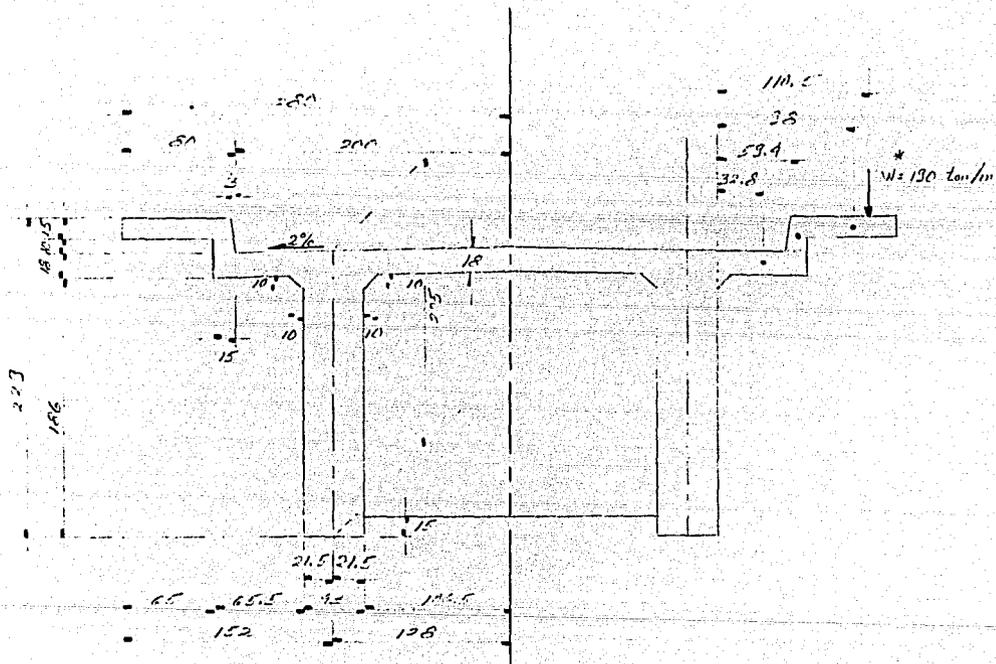
Se calcularán, primeramente las trabes o nervaduras y posteriormente los diafragmas intermedios, de la superestructura de concreto reforzado, para un puente de 30.00 m de claro.

El tramo en cuestión, será libremente apoyado, considerán dosele apoyo fijo en un extremo y apoyo móvil en el otro.

Datos para proyecto.

Claro	30.00 m.
Longitud total	30.50 m.
Ancho de calzada	4.00 m.
Ancho de guarniciones	0.80 m.
Ancho total	5.60 m.
Parapeto, proyecto tipo No.	P.T.V.1.2.
Carga móvil	H-15
Esviajamiento	0° 00'
Alineamiento horizontal	Tangente
Concreto	$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$LR \geq 6,000 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzos de trabajo:	
Concreto	$f'c= 100 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$fsmáx=2,000 \text{ kg/cm}^2$ : $P/un \text{ lf} \geq 4,000 \text{ kg/cm}^2$
Pesos volumétricos:	$fsméd=1,800 \text{ kg/cm}^2$
Concreto simple	2.30 ton/m <sup>3</sup>
Concreto armado	2.40 ton/m <sup>3</sup>

Observación.- El caso que nos ocupa, por simplicidad de exposición y por presentarse repetidamente en la práctica, considera como ya se indicó, el cálculo de un tramo simplemente apoyado: pero cabe mencionar que si se tratara, por ejemplo, de una estructura continua, se efectuaría el análisis correspondiente, por medio de líneas de influencia, gráficas, etc.



\* W. - Descarga promedio por metro, del  
 parapeto sobre la guarnición.

I.- Cálculo de la losa de piso por momento.

El cálculo de la losa de piso por momento se hará, únicamente de manera transversal al eje del camino, ya que longitudinalmente forma parte de una sección T cuyo refuerzo se analizará en cálculo de la nervadura. Por lo que longitudinalmente solo se colocará el porcentaje de acero correspondiente al refuerzo de distribución y el refuerzo por temperatura en ambas direcciones, que indican las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Págs. 68 y 131.

1.- Losa extrema.

a).- Momento por carga permanente (por metro)

Concepto	Peso (ton)	Brazo (m)	Momento. (ton-m)
Parapeto	0.190	1.105	0.210
Guarnición $0.65 \times 0.15 \times 2.4 =$	0.234	0.980	0.229
$0.5(0.15 + 0.12)0.25 \times 2.4 =$	0.081	0.594	0.048
Losa $0.18 \times 0.655 \times 2.4 =$	<u>0.238</u>	<u>0.328</u>	<u>0.093</u>
$\Sigma F_v =$	0.788 ton	$\Sigma M_{CM} =$	0.580 ton-m

b).- Momento por carga variable (por metro)

$P_{15}^*$ .- Peso sobre una rueda trasera del camión tipo H-15=5.443 ton

$d^*$ .- Distancia mínima entre la cara de la guarnición y el eje de la rueda = 0.30 m.

$I^*$ .- 30%; se considerará un coeficiente de impacto del 30%, -- puesto que si se aplica la fórmula del impacto indicada en las especificaciones AASHO, por ser muy corto tanto el volado como la zona intermedia de la losa, el coeficiente resultaría mayor del 30%, y éste es el valor máximo que se puede tomar, según dichas especificaciones.

$E^*$ .- Ancho de distribución =  $0.8x + 1.143$ ; donde  $X = 0.655 - 0.15 - 0.30 = 0.205$  m.

$\therefore E = 0.8 \times 0.205 + 1.143 = 1.307$

(Véase Pág. 68)

$$M_{CVI} = \frac{P_{15} I X}{E} = \frac{5.443 \times 1.3 \times 0.205}{1.307} = \underline{1.11 \text{ ton-m.}}$$

\* Datos obtenidos en las especificaciones AASHO, Ed: 1978, - -  
Pags. 43 (I), 64(d), 65(P<sub>15</sub>) y 69 (E).

c).- Momento total (por metro)

$$M_t = M_{CM} + M_{CVI} = 0.580 + 1.11 = \underline{1.69 \text{ ton-m.}}$$

2.- Losa interior.

a).- momento por carga permanente (por metro)

$$w.- \text{Peso de la losa} = 0.18 \times 2.4 = 0.432 \text{ ton/m}$$

s.- Distancia entre paños interiores de las nervaduras = 2.13m

$$MCM = \frac{ws^2}{10} = \frac{0.432(2.13)^2}{10} = \underline{0.196 \text{ ton-m}}$$

b).- Momento por carga variable (por metro)

$$M_{CV} = (0.1025 S + 0.0625) P_{15} = (0.1025 \times 2.13 + 0.0625) 5.443 = 1.529 \text{ ton-m}$$

por continuidad,  $M_{CV} = 1.529 \times 0.8 = 1.223 \text{ ton-m.}$

I = 30% (Véase pag. 69)

$$M_{CVI} = 1.223 \times 1.3 = \underline{1.590 \text{ ton-m.}}$$

\* Datos obtenidos en las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Pag. 65

c).- Momento total en el paño interior de la nervadura.

$$M_t = M_{CM} + M_{CVI} = 0.196 + 1.590 = \underline{1.786 \text{ ton-m.}}$$

3.- Cálculo del espesor de la losa de piso y áreas de acero de refuerzo necesarias.

a).- Constantes de cálculo.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10, \text{ Dato obtenido de las especificaciones AASHO, Ed. 1978}$$

Pag. 119

$$k = n / (n + f_s / f_c) = 10 / (10 + 2,000 / 100) = 0.333$$

$$j = 1 - (k / 3) = 1 - (0.333 / 3) = 0.889$$

$$R = 0.5 f_c j k = 0.5 \times 100 \times 0.889 \times 0.333 = 14.802 \text{ kg/cm}^2$$

b).- Peralte de losa

d<sub>1</sub>.- Peralte efectivo de la losa de piso, necesario.

b.- Ancho de losa de piso de cálculo = 100 cm.

$$d_1 = \sqrt{\frac{M}{R_b}} = \sqrt{\frac{1.786 \times 10^5}{14.802 \times 100}} = 11.0 \text{ cm.}$$

r.- Recubrimiento = 3.5 cm. ; d<sub>1</sub> = 11 + 3.5 = 14.5 cm.

desgaste = 0.5 cm.

h = d + r + desgaste = 11 + 3.5 + 0.5 = 15 cm. < 18 cm (propuesto)

∴ Se acepta un espesor de 18 cm. para las condiciones de colaboración con las nervaduras.

c).- Área de acero por momento (transversalmente al eje de camino).

$$A_{s_m} = \frac{M}{f_s j d_1} = \frac{1.786 \times 10^5}{2,000 \times 0.9 \times 14.5} = 6.84 \text{ cm}^2$$

Para varillas de 1/2" con un a<sub>s</sub> = 1.27 cm<sup>2</sup>

$$S_M \text{- Espaciamiento de varillas} = \frac{a_s \cdot b}{A_{s_m}} = \frac{1.27 \times 100}{6.84} = 18.57 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm.}$$

∴ Se aceptan varillas de 1/2" @ 18 cm.

d).- Doble de varillas

Doblando el 50% del acero (A<sub>s</sub>' = 50%)

$$x = \frac{5}{2} \sqrt{\frac{A_s'}{A_s}} = \frac{2.13}{2} \sqrt{\frac{1}{2}} = 0.753 \text{ m} = 75.3 \text{ cm.}$$

medida sobre el eje de la varilla.

e).- Acero de distribución (paralelo al eje del camino)

%.- Porcentaje del acero de refuerzo longitudinal del transversal con un máximo del 67%

$$\% = \frac{220}{\sqrt{3.285}} \div \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 2.13}} = 83.2\% > 67\% \text{ (Fórmula de las especificaciones)} \\ \text{(AASHO, Ed. 1978, Pag. 68)}$$

$$\therefore A_{sd} = A_{sM} \cdot 67\% = 6.84 \times 0.67 = 4.58 \text{ cm}^2$$

Para varillas de 3/8" con un  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S_d = \frac{a_s \cdot b}{A_{sd}} = \frac{0.71 \times 100}{4.58} = 15.5 \approx 16 \text{ cm.}$$

\therefore Se aceptan varillas de 3/8" @ 16

f).- Acero por temperatura. (en ambas direcciones)

$A_{st} = 2.4 \text{ cm}^2$  (De acuerdo con la especificación AASHO, Ed. ---  
1978, Pag. 131)

para varillas de 3/8" con un  $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ .

$$S_t = \frac{a_s \cdot b}{A_{st}} = \frac{0.71 \times 100}{2.4} = 29.6 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm.} < S_t \text{ máx} = 45 \text{ cm.}$$

\therefore Se aceptan varillas de 3/8" @ 30

Nota: Las losas que se proyectan para momento flexionante de -  
acuerdo con las especificaciones AASHO, se considerarán-  
satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y esfuer-  
zo cortante (ed. 1978, Pag. 68).

II.- Cálculo de las nervaduras por momento.

1.- Momento por carga permanente (para una nervadura)

Concepto	Peso (ton/m)
Parapeto	0.190
Guarnición $0.65 \times 0.15 \times 2.4$	0.234
$0.135 \times 0.25 \times 2.4$	0.081
Losa $0.18 \times 2.15 \times 2.4$	0.929
Cartelas $0.10 \times 0.10 \times 2.4$	0.024
Peso propio $(2.05 - 0.18) 0.43 \times 2.4$	<u>1.930</u>
	$\Sigma W = 3.388 \text{ ton/m.}$

Diafragmas intermedios (2)

Peso medio de cada uno de los diafragmas intermedios.

$$P = (2.05 - 0.18 - 0.15) 1.065 \times 0.2 \times 2.4 = \underline{0.879 \text{ ton.}}$$

$$MCM = \frac{WL^2}{8} + \frac{PL}{3} = \frac{3.3888(30)^2}{8} + \frac{0.879 \times 30}{3} = \underline{390.165 \text{ ton-m.}}$$

2.- Momento por carga variable (para una nervadura)

a).- Aplicando la carga del camión tipo.

Como ya se indicó, la carga móvil a considerar es la H-15 cuyo momento flexionante máximo (positivo), para tramos de puente libremente apoyados, ocurrirá a la mitad de la distancia entre el eje más pesado y la resultante de la carga viva.

. Posición de la resultante de cargas de camión tipo respecto a su eje más pesado.

$$\sum F_v \downarrow + = 10886 + 2722 = \underline{13608 \text{ kg}}$$

$$\sum M_D = 0; 13608 X = 2722 \times 427$$

$$\therefore X = \frac{2722 \times 427}{13608} = \underline{85.4 \text{ cm.}}$$

$$X/2 = 85.4/2 = 42.7 \text{ cm.}$$

. Reacción en los apoyos.

$$\sum M_B = 0; 30 R_A - 10.886(15 + 0.427) - 2.722(11.157) = 0$$

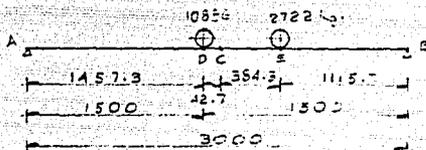
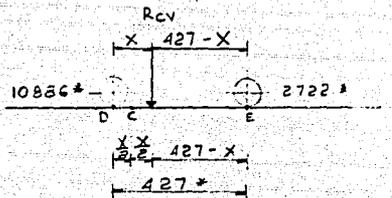
$$\therefore R_A = \frac{10.886(15.047) + 2.722(11.157)}{30} = \underline{6.610 \text{ ton.}}$$

$$F_y \downarrow + = 0; 13.608 - R_A - R_B = 0$$

$$\therefore R_B = 13.608 - 6.610 = \underline{6.998 \text{ ton.}}$$

. Momento máximo. (sin impacto)

$$\sum M_D = 15 R_A = 15 \times 6.61 = \underline{99.15 \text{ ton-m}}$$



\*Valores especificados en AASHO, Ed. 1978, Pag. 30, para cada uno de los ejes del camión tipo.

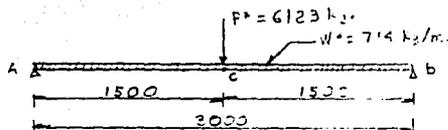
\*\*Distancia más desfavorable entre ejes, para momento (AASHO, Edo. 1978, Pag. 31)

b).- Aplicando la carga por carril

. Momento máximo (sin impacto)

$$M_{\text{max}} = \frac{WL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{0.714(30)^2}{8} + \frac{6.123 \times 30}{4} = \underline{126.248 \text{ ton-m.}}$$

\*Valores especificados en AASHO, Ed. 1978 Pag. 30.



c).- Comparación de momentos.

$M_b$  (camión tipo) = 99.15 ton-m.

$M_c$  (por carril) = 126.248 ton-m .'. Rige la carga por carril

d).- Impacto.

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} = \frac{15.24}{30 + 38.1} = 0.224 \text{ (fórmula de las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Pag. 43)}$$

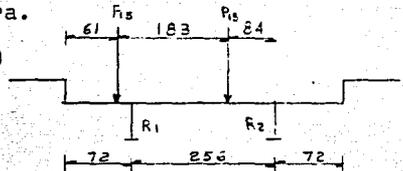
Coefficiente de impacto = 1.224

e).- Concentración de carga.

En virtud de que la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de la calzada del puente, existirá alguna posición desfavorable para la cual una de las nervaduras o traves estará más cargada que la otra.

$$\sum M_2 = 0; 2.56R_1 - P_{15}(1.83 + 2 \times 0.84) = 0$$

$$\therefore R_1 = \frac{3.51 P_{15}}{2.56} = 1.271 P_{15} \uparrow$$



$$\sum F_v \downarrow + = 0; 2P_{15} = R_1 - R_2 = 0$$

$$\therefore R_2 = R_1 - 2P_{15} = (1.375 - 2)P_{15} = -0.625P_{15} = 0.625 P_{15} \uparrow$$

$$\text{Coefficiente de concentración} = \frac{1.371 P_{15}}{(1.371 + 0.625)P_{15}} = \underline{0.686}$$

f).- Momento máximo por nervadura.

$$M_{CVI} = 126.248 \times 1.224 \times 0.686 = \underline{106.006 \text{ ton-m.}}$$

3.- Momento total (para una nervadura)

$$M_t = M_{CM} + M_{CVI} = 390.165 + 106.006 = \underline{496.171 \text{ ton-m.}}$$

4.- Revisión del momento por carga variable extraordinaria. --  
(para una nervadura).

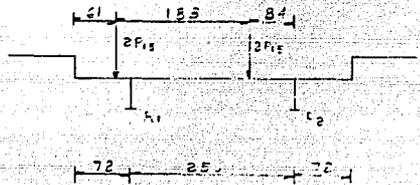
La siguiente previsión para cargas pesadas poco frecuentes aplicando sobre un carril sencillo un camión tipo H<sub>6</sub> H<sub>5</sub> de los ya especificados, aumentando en un 100%, sin aplicar simultáneamente carga alguna de los otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto que resulten de este tipo de carga, no serán mayores que el 150% de los esfuerzos permisibles aquí descritos. La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura que resulten afectadas, exceptuando la losa de piso (AASHO, Ed. 1978, Pag. 26 y 27).

$$M_t + 100\% = 2 \times 126.248 = 252.496 \text{ ton-m.}$$

$$M_{CVI}(\text{ext}) = 252.496 \times 1.224 \times 0.686 = 212.012 \text{ ton-m}$$

$$M_t(\text{ord}) = \frac{M_{CM} + M_{CVI}(\text{ext})}{1.5} = \frac{390.165 + 212.012}{1.5}$$

$$M_t(\text{ext}) = 401.451 \text{ ton-m} < M_t(\text{ord}) = 496.171 \text{ ton-m.}$$

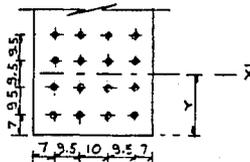
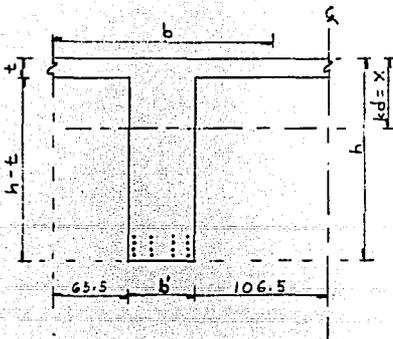


∴ Rige el diseño de la nervadura por momento ordinario.

5.- Diseño de nervaduras por momento (para una nervadura)

Este diseño constituye en realidad una revisión, puesto que a partir de una sección y un armado propuestos, se revisan los esfuerzos de trabajo.

a).- Sección propuesta.



Proporción var. de 1/2"  
 $a_s = 11.4 \text{ cm}$   
 $A_s = 16 \text{ us} = 182.4 \text{ cm}^2$   
 $h = 205 \text{ cm}$   
 $b' = 43 \text{ cm}$   
 $t = 18 \text{ cm}$

Peralte efectivo de la nervadura:  
 $r = \frac{4(7+16.5) + 2(7.5+7.5)}{16} = 21.25$   
 $d = 205 - 21.25 = 183.75 \text{ cm}$

Area	Profundidad del eje neutro	Momento
$b'X = 43X$	brazo $X/2$	$21.5X^2$
$(b-b')t = 2358$	$X-t$	$2358X - 2122$
$nA_s = 1824$	$X - 183.75$	$1824X - 335120$

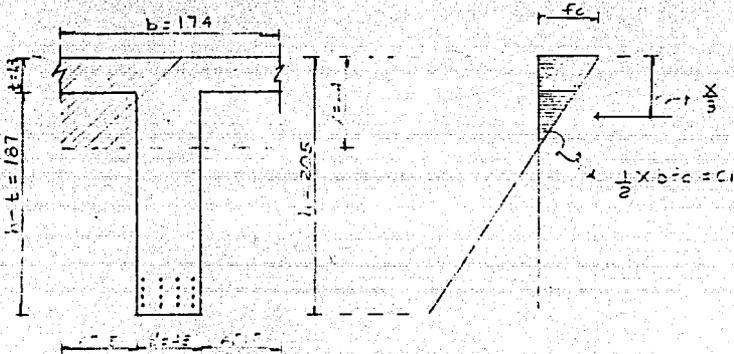
Σ de momentos.

$$21.5 X^2 + 4182 X - 356382 = 0$$

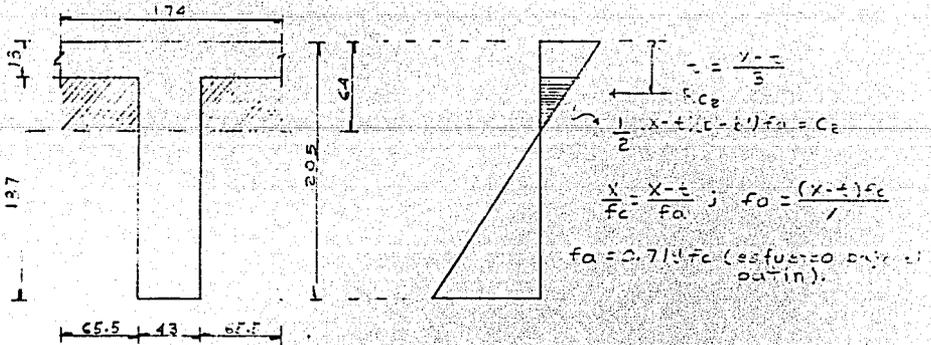
$$X^2 + 194.512 X - 16575.906 = 0$$

$$X_{1,2} = \frac{-194.512 \pm \sqrt{(194.512)^2 + 4 \times 16576}}{2} = \begin{matrix} X_1 = 64.1 \text{ cm.} \\ X_2 = 258.6 \text{ cm.} \end{matrix}$$

b) Diagrama de esfuerzos



$$C_1 = 1/2 \cdot b \cdot f_c \cdot X = 0.5 \cdot (174) \cdot f_c \cdot X = 5576.7 f_c$$



$$C_2 = -0.5 (b-t) (X-t) f_a = -0.5 (174-43) (64.1-13) \cdot 0.719 f_c = -2171.1 f_c$$

$$\Sigma (C_1 + C_2) = 5576.7 f_c - 2171.1 f_c = 3405.6 f_c$$

c).- Momento de compresión resultante.

Fuerza	Brazo	Momento
$C_1 = 5576.7 \text{ fc}$	$\frac{X}{3} = \frac{64.1}{3} = 21.367$	119.157 fc
$C_2 = -2171.1 \text{ fc}$	$t + \frac{X-t}{3} = 18 + \frac{64.1-18}{3} = 33.367$	$\frac{-72.443 \text{ fc}}{\Sigma} = 46.714 \text{ fc}$

d).- Esfuerzos de trabajo de la sección propuesta.

Profundidad de la resultante total de compresiones.

$$Z = \frac{\Sigma M}{\Sigma C} = \frac{46,714 \text{ fc}}{3,405.6 \text{ fc}} = 13.7 \text{ cm.}$$

.Brazo del par interno.

$$jd = d - z = 183.75 - 13.7 = 170.05 \text{ cm.}$$

.Esfuerzos en el acero de refuerzo.

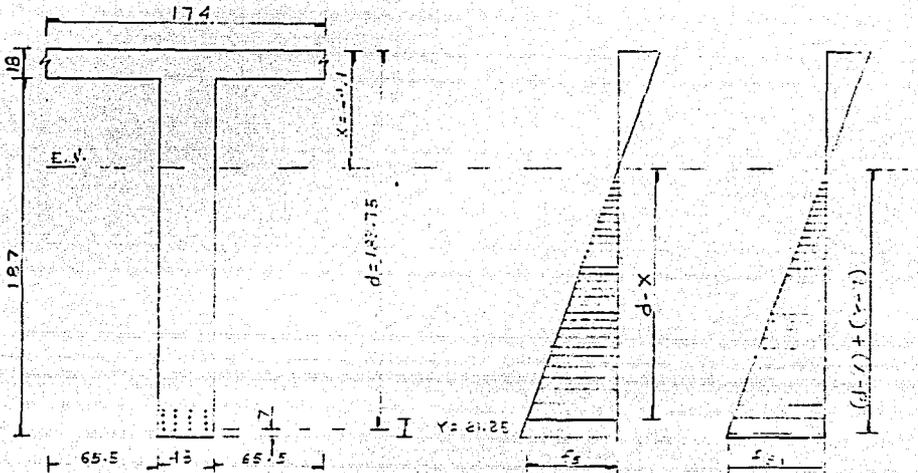
$$fs = \frac{M}{Asjd} = \frac{496.171 \times 10^5}{182.4 \times 170.05} = 1,599.7 \text{ kg/cm}^2 \approx \underline{1,600 \text{ kg/cm}^2} < fs \text{ med} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

.Esfuerzos en el concreto.

$$fc = \frac{fs}{n} \left( \frac{kd}{d-kd} \right) = \frac{1600}{10} \left( \frac{64.1}{183.75-64.1} \right) = 85.7 \approx \underline{86 \text{ kg/cm}^2} < 100 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se acepta la sección propuesta por momento.

. Revisión del esfuerzo en las varillas más alejadas del eje - neutro.



Por semejanza de triángulos:

$$\frac{d-X}{f_s} = \frac{(d-X) + (X-7)}{f_{s1}}; \quad f_{s1} = \frac{\{(d-X) + (x-7)\} f_s}{d-X}$$

$$f_{s1} = \frac{\{(183.75-64.1) + (21.25-7)\} 1600}{183.75-64.1} = 1,790 \text{ kg/cm}^2 < f_{sm} \quad d=1,800 \text{ kg/cm}^2$$

III.- Cálculo de la nervadura por cortante.

1.- Cortante por carga permanente (para una nervadura)

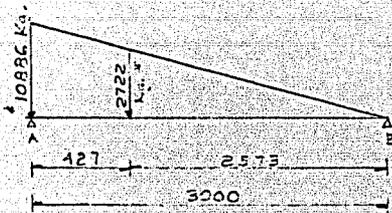
$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + P; \quad \text{Donde: } W=3.388 \text{ ton/m, } L=30.00\text{m, } P=0.879 \text{ ton.}$$

\*\* Véase pags. 66 y 73.

$$V_{CM} = \frac{3.388 \times 30}{2} + 0.879 = 51.69 \approx \underline{51.70 \text{ ton.}}$$

2.- Cortante por carga variable, para una línea de tránsito --  
H-15 (para una nervadura).

a).- Aplicando la carga del camión tipo.



$$V_A = 10,886 + \frac{2,722 \times 25.73}{30.00} = 13,221 \text{ kg}$$

NOTA: En la posición de las cargas de una respecto de la otra, se tomó el espaciamiento más desfavorable tanto para momento como para cortante (4.27 m).

b).- Aplicando la carga por carril.



$$V_A = 0.5(714)(30) + 8,545 = 19,555 \text{ kg}$$

∴ Se tomara el  $V_A = 19,555 \text{ kg}$ . Este mismo valor es el que se encuentra tabulado en las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Pag. 415.

\* Valores especificados en las AASHO, Ed. 1978, Pgs. 30 y 31.

c).- Coeficiente de concentración = 0.686 (Véase pag. 75)

d).- Coeficiente de impacto = 1.224 (Véase Pag. 75)

e).- Cortante máximo por nervadura.

$$V_{CV1} = 19.56 \times 0.686 \times 1.224 = \underline{16.424 \text{ ton.}}$$

3.- Cortante total en el apoyo (para una nervadura)

$$V_T = V_{CM} + V_{CV1} = 51.70 + 16.424 = \underline{68.124 \text{ ton.}}$$

4.- Revisión del cortante por carga variable extraordinaria -- (para una nervadura).

$$V + 100\% = 2 \times 19,555 = 39,110 \text{ kg} \quad (\text{Véase comentario de la Pag. 76}).$$

$$V_{CVI} \text{ (ext.)} = 39.11 \times 0.686 \times 1.224 = \underline{32.839 \text{ ton.}}$$

$$V_T \text{ (ext.)} = \frac{V_{CM} + V_{CVI} \text{ (ext.)}}{1.5} = \frac{51.7 + 32.839}{1.5} = \underline{56.359 \text{ ton.}}$$

$V_T \text{ (ext.)} = 56.359 \text{ ton} < V_T \text{ (ord.)} = 64.124 \text{ ton}$  ∴ Rige el cálculo por  $V_T \text{ (ord.)}$

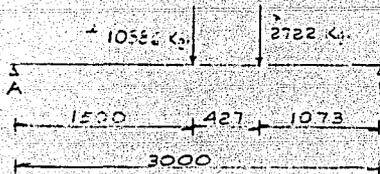
5.- Cortante máxima en el centro del claro (para una nervadura)

a).- Por carga permanente.

$$V_{CM} = 0$$

b).- Por carga variable.

Colocando el eje más pesado del camión en el centro del claro.



$$V_{CVI} = \left[ \frac{10.56 \times 30}{2} - 1 \left( \frac{27.22}{30} \right) (30 - 3) \right] 1.224 = 5.389 \text{ ton}$$

$$\star 10.56 \times 0.75 = 7.92$$

c).- Cortante total en el centro.

$$V_T = V_{CM} + V_{CVI} = 0 + 5.389 = \underline{5.389 \text{ ton.}}$$

d).- Revisión del cortante para carga variable extraordinaria (para una nervadura).

$$V_{CVI} + 100\% = 5.389 \times 2 = 10.778 \text{ ton. (Véase comentario de la Pag. 76)}$$

$$V_{CVI} \text{ (ext.)} = 10.778 \text{ ton.}$$

$$V_T \text{ (ext.)} = \frac{V_{CM} + V_{CVI} \text{ (ext.)}}{1.5} = \frac{0 + 10.778}{1.5} = \underline{7.185 \text{ ton.}}$$

$V_T \text{ (ext.)} = 7.185 \text{ ton} > V_T \text{ (ord.)} = 5.389 \text{ ton.}$  ∴ Rige el cálculo por  $V_T \text{ (ext.)}$ .

6.- Diseño de la nervadura por cortante.

a).- Propiedades de la sección resistente en el eje de apoyos.

\* Acero de refuerzo por momento que se prolonga hasta el apoyo.

$$\frac{\# \text{ Vars.}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \approx 6 \text{ Vars.} \quad (\text{Especificación AASHO, Ed. 1978, -- Pag. 130}).$$

$$\therefore A_{s1} = 6 \times 11.4 = 68.40 \text{ cm}^2$$

Peralte efectivo de la nervadura

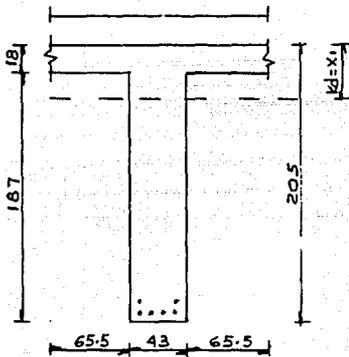
$$V = \frac{4 \times 7 + 2 \times 16.5}{6} = 10.2 \text{ cm.}$$

$$d_1 = 205 - 10.2 = 194.8 \text{ cm.}$$

$$h = 205 \text{ cm.}$$

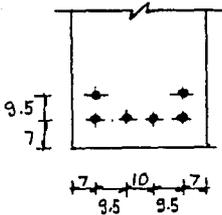
$$b^v = 43 \text{ cm.}$$

$$b = 174 \text{ cm.}$$



Profundidad del eje neutro

Area	b x a = 0	Momento
$b^v X_1 = 43 X_1$	$X_1/2$	$21.5 X_1^2$
$(b - b^v)z = 131(18) = 2358$	$X_1 - 9$	$2358 X_1 - 21222$
$n A_s = 10 \times 68.40 = 684$	$X_1 - 194.8$	$684 X_1 - 133243.2$



Σ de momentos:

$$21.5 X_1^2 + 3042 X_1 - 154465.2 = 0$$

$$X_1^2 + 141.488 X_1 - 7184.428 = 0$$

Resolviendo:  $X_1 = 39.7 \text{ cm.}$  ✓

$$X_1 = -181.15 \text{ cm.}$$

b1.- Esfuerzo bajo el patín.

$$f_{a1} = \frac{(X_1 - t) f_c}{X_1} = \frac{(39.7 - 18) f_c}{39.7} = 0.547 f_c$$

c).- Fuerza de compresión resultante.

$$C_1 = -\frac{1}{2} X_1 b f_{c_1} = 0.5 \times 39.7 \times 174 (f_{c_1}) = 3453.9 f_{c_1}$$

$$C_2 = -1/2 (b-b') (X_1-t) f_a = -0.5 (174-43)(39.7-18) 0.574 f_{c_1} = -777.478 f_{c_1}$$

$$\Sigma(C_1+C_2) = 3453 f_{c_1} - 777.478 f_{c_1} = \underline{2676.422 f_{c_1}}$$

d).- Momento de la compresión resultante.

Fuerza	Brazo	Momento
$C_1 = 3453.9 f_{c_1}$	$\frac{X_1}{3} = \frac{39.7}{3} = 13.233$	$45705 f_{c_1}$
$C_2 = -777.478 f_{c_1}$	$t + \frac{X_1-t}{3} = 18 + \frac{39.7-18}{3} = 25.233$	$-19618 f_{c_1}$
$= 2676.422 f_{c_1}$		$\Sigma = 26087 f_{c_1}$

e).- Profundidad de la resultante de compresiones.

$$Z_1 = \frac{\Sigma M}{\Sigma C} = \frac{26087 f_{c_1}}{2676.422 f_{c_1}} = 9.7 \text{ cm.}$$

f).- Brazo del par interno.

$$j d = d_1 - Z_1 = 194.8 - 9.7 = 185.1 \text{ cm.}$$

g).- Esfuerzos en la sección de apoyo.

. Cortante;  $v_{perm.} = 0.075 f'c = 0.075 \times 250 = 18.75 \text{ kg/cm}^2$ .

$v_{perm.} = v_{perm.} b j d = 0.075 f'c b j d$  (fórmula de especificación AASHO Ed. 1978, Pag. 116).

Donde:

$$V = 68.124 \text{ ton (Véase Pag. 80)} \quad v = \frac{V}{b j d} = \frac{68124}{43 \times 185.1} = 8.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$b' = 43 \text{ cm.}$$

$$\underline{v = 8.56 \text{ kg/cm}^2 \quad v_{perm.} = 18.75 \text{ kg/cm}^2}$$

\* Adherencia;  $\mu_{perm.} = \frac{3.37 f'c}{D} = \frac{3.37 \cdot 250}{3.81} = 14 \text{ kg/cm}^2$

$M = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{68124}{6 \times 12 \times 185.1} = 5.11 \text{ kg/cm}^2 < \mu_{perm.} = 14 \text{ kg/cm}^2$

(formulas de las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Pags. 118 y-132).

h).- Capacidad de las barras y estribos para tomar cortante.

\* barras dobladas a 45°

$V' = \frac{(\text{Sen } \alpha + \text{Cos } \alpha) A_v f_v j d}{S} = \frac{1.414 \times 11.4 \times 800 \times 170.05}{100} = 4934048$

(Fórmula de las especificaciones AASHO, Ed. 1978, Pag. 135)

Donde:	Para: S(cm)	V' (ton)
(Sen 45° + Cos 45°) = 1.414	90	54.823
A <sub>v</sub> = 11.4 cm <sup>2</sup>	100	49.340 (Aceptado)
f <sub>v</sub> = 1,800 kg/cm <sup>2</sup>	110	44.855
j d = 170.05 cm.		

\* Estribos verticales de 2 ramas

$V' = \frac{2.54 \times 2000 \times 170.05}{S} = \frac{863854}{S}$ ; Para: S (cm) V' (ton)

Donde:	S	V' (ton)
(Sen 90° + Cos 90°) = 1	30	28.795
Ø = 1/2"	40	21.596
A <sub>v</sub> = 2 × 1.27 = 2.54 cm <sup>2</sup>	50	17.277
f <sub>v</sub> = 2,000 kg/cm <sup>2</sup>	60	14.398
j d = 170.05	70	12.341

i).- Doblado de varillas (barras)

$$X = \frac{L \sqrt{N'}}{2\sqrt{N}} = 15.0 \sqrt{\frac{N'}{16}} = 3.75 N' ; \text{ Donde: } L=30.0\text{m, } N=16, N'=1\text{a}10$$

N'	X	Aceptado
1	3.750	4.78
2	5.303	5.78
3	6.495	6.78
4	7.500	7.78
5	8.385	8.68
6	9.186	9.68
7	9.922	10.68
8	10.607	11.68
9	11.250	12.59
10	11.859	13.59

j).- Acero de refuerzo adicional por temperatura en las caras-  
de las nervaduras.

(Conforme a lo especificado en AASHO, Ed. 1978, Pag. 131)

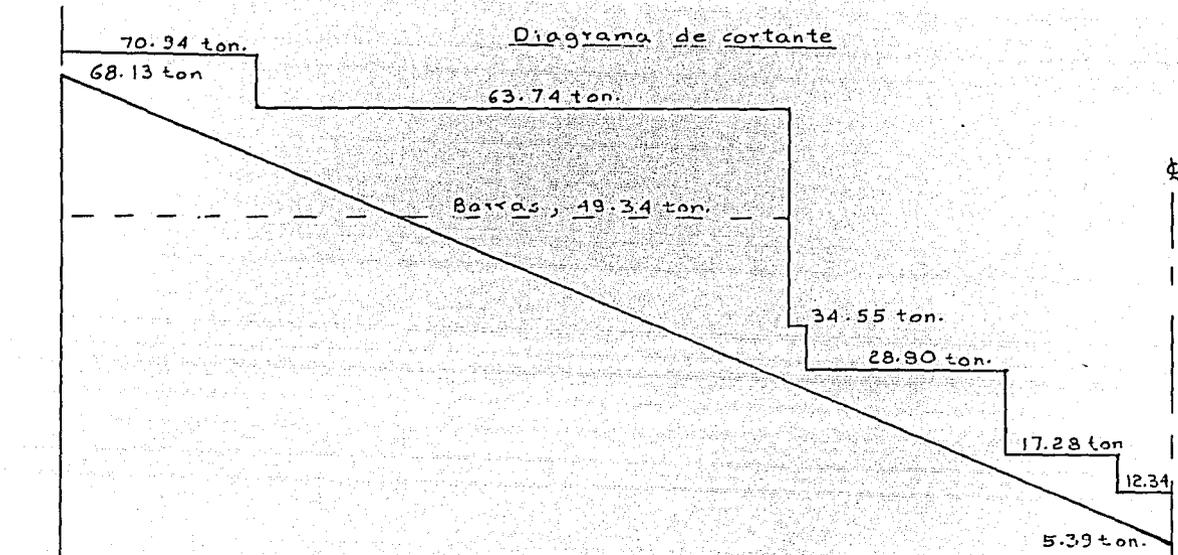
Distancia sin armado =  $205 - 35.5 - 14.5 = 155$  cm.

refuerzo por temperatura especificado =  $2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

∴ El refuerzo necesario por temperatura =  $2.6 \times 1.55 = 4.03 \text{ cm}^2$

Se colocarán 4 Vars. de 1/2" @ 31 cm < 45 cm a que se refiere-  
la misma especificación.

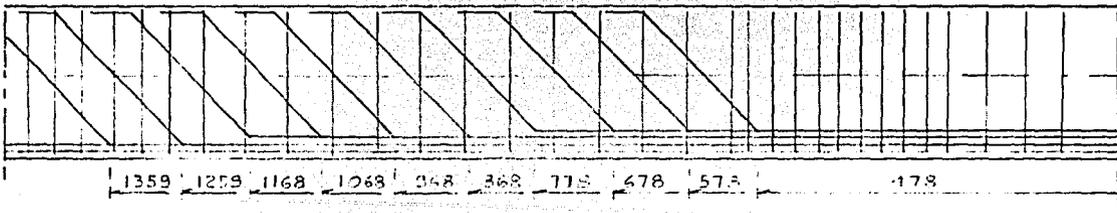
Diagrama de cortante



Armado por cortante

15      9 Espacios de 100 = 900      5.55

3035, 5 DE 40 = 200      12 Espacios de 60 = 720      25      9 Esp. de 30 = 270      3 de 50 = 150      70



Esc. 1:75

205  
92 77.5  
35.5

8

#### IV.- Cálculo del diafragma.

Comentario: Los diafragmas son elementos rigidizantes, -- transversales a las traves, y colados monolíticamente con estas. Absorben también la torsión que se genera por la excentricidad de la carga viva, que es la sollicitación predominante para el cálculo de estos elementos.

##### 1.- Dimensiones.

$$h = 190 \text{ cm.}$$

$$t = 18 \text{ cm.}$$

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

$$r = 6.5 \text{ cm.}$$

$$d = 190 - 6.5 = 183.5 \text{ cm.}$$

$$l = 213 \text{ cm.}$$

$$b = l/4 = 53.25 \text{ cm.}$$

\*2.- Momento por carga permanente (se considera que el diafragma carga la porción de losa indicada en la figura).

##### a).- Peso del alma

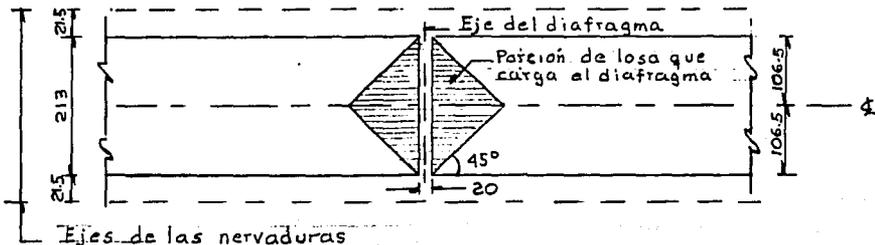
$$W_a = 1.90 \times 0.20 \times 2.13 \times 2.4 = \underline{1.943 \text{ ton.}}$$

##### b).- Peso de la losa.

$$W_l = \frac{l^2}{2} (t) 2.4 = \frac{(2.13)^2}{2} \times 0.18 \times 2.4 = \underline{0.98 \text{ ton.}}$$

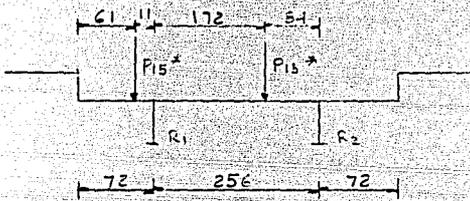
##### c).- Momento.

$$M_{CM} = \frac{W_a l}{8} + \frac{W_l l}{6} = \frac{1.943 \times 2.13}{8} + \frac{0.98 \times 2.13}{6} = \underline{0.865 \text{ ton-m.}}$$



\*Se considerará el diafragma como una viga simplemente apoyada en los paños interiores de las nervaduras.

3.- Momento por carga variable



$$M_{CV} = \frac{P_{15}(172 \times 84)}{256} = \frac{5.443 \times 1.72 \times 0.84}{2.56} = 3.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{CV} = 3.07 \times 1.5 = 4.605 \text{ ton-m.}$$

\* Véase pág. 69

4.- Momento total.

$$M_T = M_{CM} + M_{CV} = 0.865 + 3.991 = \underline{4.856 \text{ ton-m.}}$$

5.- Revisión del momento para carga variable extraordinaria.

$$M_{rV1} + 100\% = 3.758 \times 2 = \underline{7.516 \text{ ton-m.}} = M_{CV1} \text{ (ext.)}$$

$$M_T \text{ (ext.)} = \frac{M_{rM} + M_{rV1} \text{ (ext.)}}{1.5} = \frac{0.865 + 7.516}{1.5} = \underline{5.587 \text{ ton-m.}}$$

$$\underline{M_t \text{ (ext.)} = 5.587 \text{ ton-m} > M_t \text{ (ord.)} = 4.856 \text{ ton-m.}}$$

∴ Rige el diseño del diafragma para momento extraordinario.

6.- Diseño del diafragma por momento.

a).- Rigurosamente, el diafragma debería o podría considerarse como una viga "T", puesto que trabaja monolíticamente con la losa; no obstante, por ser generalmente pequeños los elementos mecánicos en los diafragmas (sin considerar métodos de análisis complicados, como Leonhardt, Guyón-Massonet, etc.) se considerará conservadoramente y por facilidad de cálculo, la sección como rectangular.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{4.856 \times 10^5}{14.802 \times 20}} = 40.5 \text{ cm.} < d_{real} = 205 - 0.6 = 199 \text{ cm.}$$

donde:  $R = 14.802 \text{ kg/cm}^2$  (Véase Pag.70).

$b = 20 \text{ cm.}$

La pieza es peraltada y el esfuerzo en el concreto está sobrado; no obstante, se conservara dicho peralte (199 cm), -- por razones geométricas.

No se considera, en términos generales, un diseño antieco-nómico, puesto que al fijarse el peralte, se obtiene solamente el acero de refuerzo requerido.

b).- Area de acero por momento.

$$A_{s_m} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4.856 \times 10^5}{1800 \times 0.889 \times 199} = 1.52 \text{ cm}^2$$

.. Basta con colocar 2 Vars. Ø 4 C ( $A_s = 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$ ) en el lecho bajo del diafragma y a todo lo largo de él (entre nervaduras).

c).- Acero por temperatura.

$$A_{s_t} = (2.05 - 0.15 - 0.145 - 0.06) 2.6 = 4.41 \text{ cm}^2$$

∴ Se colocaran 4 Vars. de 4C Ø 30

7.- Cortante por carga permanente.

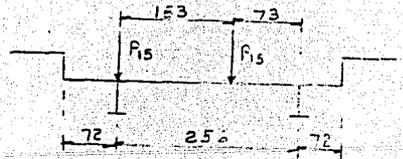
$$V_{CP} = \frac{W_a + W_l}{2} = \frac{1.943 + 0.98}{2} = 1.462 \text{ ton.}$$

8.- Cortante por carga variable

$$V_{CV} = 5.443 + \frac{5.443 \times 0.73}{2.56} = 6.995 \text{ ton.}$$

$$V_{CVI} = 6.995 \times 1.3 = 9.094 \text{ ton.}$$

$$F_{15} = 5.443 \text{ Kg (Véase pág. 69)}$$



9.- Cortante total.

$$V_T = V_{CM} + V_{CVI} = 1.462 + 9.094 = \underline{10.556 \text{ ton.}}$$

10.- Revisión del cortante por carga variable extraordinaria.

$$V_{CVI} (\text{ext.}) = V_{CVI} (\text{ord.}) + 100\% = 9.094 \times 2 = \underline{18.188 \text{ ton.}}$$

$$V_T (\text{ext.}) = \frac{V_{CM} + V_{CVI} (\text{ext.})}{1.5} = \frac{1.462 + 18.188}{1.5} = \underline{13.10 \text{ ton.}}$$

$$V_T (\text{ext.}) = 13.10 \text{ ton.} > V_T (\text{ord.}) = 10.556 \text{ ton.}$$

∴ Rige el diseño por cortante extraordinario.

11.- Diseño del diafragma por cortante.

Proponiendo estribos de 2 ramas del 4C@30

$$V' = \frac{A_v f_v j d}{5} = \frac{2 \times 1.27 \times 2000 \times 0.889 \times 199}{30} = 29956.93 \text{ kg.}$$

$$V' = 29.96 \text{ Ton} > V = 18.188 \text{ ton.}$$

∴ Se acepta el armado propuesto por cortante.

CALCULO DE APOYOS A BASE DE NEOPRENO INTEGRAL.

$$R_{CY} = 3.388 \times 30.50 \times 0.5 + 2 \times 0.879 + (0.655 \times 1.86 + 1.065 \times 0.15) 0.2 \times 2.4 = 53.885 \text{ ton.}$$

(Véase Pags. 6B y 73)

$$RCV = 16.424 \text{ Ton (Véase Pag. 80).}$$

$$R_T = R_{CM} + R_{CY} = 70.309 \text{ ton.}$$

1.- Deformaciones lineales.

a).- Por esfuerzo en el acero.

$$A_s = \frac{f_s}{E_s} = \frac{1600 \times 3000}{2.1 \times 10^6} = 2.29 \text{ cm.} = 2.29 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

b).- Por carga muerta.

$$D_{CM} = D_s \frac{M_{CM}}{M_{CM} + (M_{CY} + I)} = 2.29 \left( \frac{390.165}{390.165 + 106.006} \right) = 1.8 \text{ cm} = 1.8 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

(Véase Pags. 73 y 75)

c).- Por temperatura.

$$D_t = 1.1 \times 10^{-5} \times 30 \times 20 = 6.6 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

d).- Por contracción de fraguado.

$$D_d = 30 \times 5 \times 10^{-4} = 1.5 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

2).- Deformaciones máximas.

a).- Por contracción.

$$D_c = D_{CM} - (D_s + D_t) = 1.8 - 1.5 + 0.66 = - 0.36 \text{ cm.}$$

b).- Por dilatación.

$$D_d = (D_s + D_t) - D_f = (2.29 + 0.66) - 1.5 = 1.45 \text{ cm.}$$

3).- Fuerzas debidas al frenaje.

$$F_R = 1.377 \text{ ton. (Véase Pag. 74 pila).}$$

Por nervaduras =  $F_R C_c = 1.377 \times 0.686 = 0.945$  ton. (Véase Pag.75).

4).- Cálculo del ángulo de giro en apoyos.

$$\alpha = \frac{5w L^3}{96 E_c I} \quad (\text{rad}).$$

Donde:

$w = 3.388$  ton/m (Ver Pag. 6); Para carga muerta.

$L = 30.00$  m.

$$E_c = \frac{E_s}{30} = \frac{2.1 \times 10^6}{30} = 70,000 \text{ kg/cm}^2 = 700,000 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{véase Pag. 119 AASHO}).$$

$$I = A\bar{d} + \bar{I}$$

$w = 0.714$  ton/m (Ver Pag. 31, AASHO).

a).- Cálculo del momento de Inercia centroidal.

Area (A)	Brazo ( $\bar{d}$ )	$A\bar{d}$	$\bar{d}$	$A\bar{d}^2$
$0.65 \times 0.15 = 0.098$	2.225	0.2181	0.863	0.0730
$0.135 \times 0.25 = 0.034$	2.170	0.0738	0.808	0.0222
$2.15 \times 0.18 = 0.387$	1.960	0.7585	0.598	0.1384
$0.43 \times 1.87 = 0.804$	0.804	0.7517	0.427	0.1466
$\Sigma = 1.323$		$\Sigma = 1.8021$		$\Sigma = 0.3802$

$\bar{I}$

$$0.65(0.15)^3/12 = 0.0002 \quad d_c = \frac{1.8021}{1.323} = 1.362$$

$$0.135(0.25)^3/12 = 0.0002$$

$$2.15(0.18)^3/12 = 0.0010$$

$$0.43(1.87)^3/12 = 0.2343 \quad I = A\bar{d} + \bar{I} = 0.3802 + 0.2357 = 0.6159 \text{ m}^4$$

$$\Sigma = 0.2357$$

b).- Angulo de giro por carga muerta.

$$\alpha = \frac{5 \times 3.39(30)^3}{96 \times 700,000 \times 0.6159} = 1.11 \times 10^{-2}$$

$$\alpha_{CM} = 1.1 \alpha = 1.1 \times 1.11 \times 10^{-2} = 1.221 \times 10^{-2}$$

c).- Angulo de giro por carga viva.

$$w = 0.714 \times 0.686 = 0.490 \text{ ton/m (media sección).}$$

$$\text{proporcionalmente; } \alpha_{CV} = \frac{0.490}{3.388} \times 1.11 \times 10^{-2} = 1.6 \times 10^{-3}$$

5).- Solicitaciones para apoyo fijo.

Cargas	Verticales	Giros.
$R_{FM}$	54.12 ton.	$\alpha_{CM} = 1.221 \times 10^{-2}$
$R_{CV}$	16.40 ton.	$\alpha_{CV} = 0.160 \times 10^{-2}$
$R_T$	70.52 ton.	$\alpha_T = 1.381 \times 10^{-2}$

a).- Dimensiones.

Area mínima.

$$A = ab = \frac{R_T}{0.4 f' c} = \frac{70520}{0.4 \times 250} = 705.20 \text{ cm}^2.$$

Proponemos

$$b = 39 \text{ cm. ; } a = 20 \text{ cm. ; } A = 780 \text{ cm}^2.$$

$E_s, 2500$

$$T = Nt + 1.5 ; \text{ Donde: } N = 2, t = 1.5 \therefore T = 2 \times 1.5 + 1.5 = 4.5 \text{ cm.}$$

Comprobación.

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} ; 2 < 3.6 < 4$$

Revisión para neopremo "shore" 60.

$$G = 11.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (mod. de elast.)}$$

b).- Esfuerzo cortante por fuerza horizontal.

$$T_H = \frac{FR}{A} = 0.7 G ; T_H = \frac{945}{780} = 1.21 < 0.7 \times 11.2 = 7.84 \text{ kg/cm}^2$$

c).- Por fuerza vertical.

$$F_f = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{780}{2 \times 1,5(59)} = 4,41 > 4$$

para  $F_f \geq 4$  la deformación es menor al 15%

$$T_v = \frac{3S_r}{2F_f} = \frac{3 \times 90,40}{2 \times 4,41} = 30,7 < 3 \times 11,2 = 33,6 \text{ kg/cm}^2$$

d).- Por giro.

$$T_g = G/2(a/t)^2 \alpha_t \leq 1,5G$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{N} = \frac{1,381 \times 10^{-2}}{2} = 6,91 \times 10^{-3}$$

$$T_g = \frac{11,2}{2} \left( \frac{20}{1,5} \right)^2 \cdot 6,91 \times 10^{-3} = 6,88 < 1,5 \times 11,2 = 16,8 \text{ kg/cm}^2$$

e).- Esfuerzo cortante total.

$$T_H + T_v + T_g < 5G ; \quad 1,21 + 30,7 + 6,88 = 38,79 < 5 \times 11,2 = 56 \text{ kg/cm}^2.$$

∴ Se acepta el apoyo fijo formado por 2 placas de neopreno -- shore 60, de 39x20x1.5 y 3 placas de 39x20x0.3, con recubrimiento de 0.3 de neopreno.

6.- Apoyo Móvil.

El apoyo móvil será con una placa más de neopreno que el el apoyo fijo.

Solicitaciones para el apoyo móvil.

$$\tan \gamma = D_g / N_t < 0,5$$

$$\tan \gamma = \frac{1,45}{3 \times 1,5} = 0,322 < 0,5$$

Esfuerzo cortante por desplazamiento horizontal.

$$T_H = G \tan \gamma < 0,7G$$

$$T_H = 11.2 \times 0.322 = 3.606 \text{ kg/cm}^2 < 0.7G$$

Esfuerzo cortante total.

$$T_H + T_v + T_g < 5G ; 3.61 + 30.7 + 6.88 = 41.19 \text{ kg/cm}^2 < 5G$$

∴ Se aceptan para el apoyo móvil 3 placas de neopreno shore - 60, de 39x20x1.5 y 4 placas de acero de 39x20x0.3, con recubrimiento de 0.3 de neopreno.

- Cálculo del caballete.

1.-) Se diseñará el caballete más desfavorable, es decir, el que presente mayor longitud de columnas, y el 2º caballete se adaptará del diseñado.

2.-) Se considerará para flexión en los aleros.

- Empuje de tierras en dos secciones, la primera, rectangular según se muestra en la figura, con  $P_2$  y  $P_3$  en sus límites.

La segunda, triangular con  $P_1$  aplicada en el centro de gravedad de la figura, para por último obtener dos empujes de -- tierras.

- Flexión provocada por el peso propio del alero, considerandolo como empotrado en el diafragma.

- Revisión por cortante.

3.-) Para el diseño del diafragma:

. Flexión por empuje de tierras, en dos zonas, la primera en la zona que abarca el cabezal, y, la segunda en el volado del diafragma.

. Flexión por empuje de tierras, peso propio y peso del alero en la zona del diafragma volado.

. Torsión provocada por el alero en la zona del diafragma volado.

. Revisión por cortante.

- Diseño del los aleros.

Los datos necesarios para obtener las dimensiones de los aleros son:

- Peralte de la superestructura 2.08 m.
- Bancos y placas de apoyo 0.10 m.
- Carga tipo H-15 19.56 t<sub>cr</sub>/apoyo
- Talud de reposo del material 1.5:1
- Corte al final del alero 40 cm.
- Costantes del diseño:

$F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$j = 0.897$

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

$k = 0.31$

$f_{smin} = 1800 \text{ kg/cm}^2$

$K = 13.90 \text{ Kg/cm}^2$

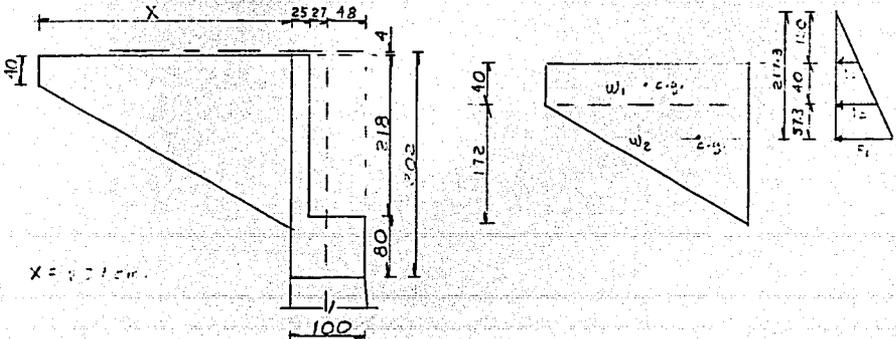
$n = 9$

$f_{smáx} = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$fc = 0.4 f'c = 0.4 (250) = 100 \text{ kg/cm}^2$

- Nota.- Debido a una mala interpretación en los valores de la superestructura, se dieron dimensiones erróneas en el diafragma y en los aleros, con una diferencia de 4cm. de altura, el consecuente diseño es el que se muestra, ajustándose, posteriormente a las dimensiones reales, ya que no se considera necesario rehacer el cálculo.
- La sobrecarga será de 1.20 m producida por la carga viva correspondiente.

$P = k \gamma h$ , donde;  $k = 0.286$ ,  $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$   
 $P_1 = 0.286 (1.6)(2.17) = 0.99 \text{ t/m} = 1.0 \text{ t/m}^2$   
 $P_2 = 0.286 (1.6)(1.6) = 0.73 \text{ t/m}^2$   
 $P_3 = 0.286 (1.6)(1.2) = 0.55 \text{ t/m}^2$



$$E_1 = (P_3 + P_2)(0.5)(h)(X) = (0.55 + 0.73)(0.5)(0.4)(2.57) = 0.66 \text{ ton.}$$

$$Z_1 = \frac{X}{2} = \frac{2.57}{2} + \frac{0.25}{2} = 1.41 \text{ m. (brazo a la mitad del diafragma.)}$$

$$E_2 = (1.72)(X)(0.5)(P_1) = 1.72(0.5)(2.57)(1.0) = 2.21 \text{ ton.}$$

$$Z_2 = \frac{X}{3} = \frac{2.57}{3} + \frac{0.25}{2} = 0.985 \text{ m.}$$

$$E_t = E_1 + E_2 = 0.66 + 2.21 = 2.87 \text{ ton.}$$

$$M_1 = Z_1 E_1 = 0.66(1.41) = 0.93 \text{ t-m.} \quad \therefore M_t = M_1 + M_2 = 3.11 \text{ t-m.}$$

$$M_2 = Z_2 E_2 = 0.985(2.21) = 2.18 \text{ t-m.}$$

- Cargas Verticales.

$$w_1 = (0.4)(2.57)(0.25)(2.4) = 0.62 \text{ ton.}$$

$$\therefore w_t = w_1 + w_2 = 1.95 \text{ ton.}$$

$$w_2 = (1.72)(2.57)(0.5)(2.4)(0.25) = 1.33 \text{ ton.}$$

$$M_t = w_1 Z_1 + w_2 Z_2 = 0.62(1.41) + 1.33(0.985) = 2.18 \text{ t-m.}$$

- Diseño por carga horizontal.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{311000}{13.9(212)}} = 10.3 \text{ cm} < 19 \text{ cm con rec.} = 6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{311000}{2000(0.897)(19)} = 9.13 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4000} (212) (19) = 14.1 \text{ cm}^2 > 9.13 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \# \text{Vars. } 4C = \frac{14.10}{1.27} = 11 \text{ Vars. } @ 20 \text{ cm. aprox.}$$

-Diseño por carga vertical-

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{218,000}{13.9 \times 25}} = 25 \text{ cm} \ll 206 \text{ cm, con rec.} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{218,000}{2,000 \times 0.897 \times 206} = 0.59 \text{ cm}$$

$$\frac{14}{f_y} b d = 0.0035 \times 25 \times 206 = 18 \text{ cm}$$

Por especificación se incrementará en un 33 % el área de acero

$$\therefore 0.59 \times 1.33 = 0.78 \text{ con las Vars. de } 4C \text{ es suficiente.}$$

-Revisión del esfuerzo cortante-

$$v_h = \frac{V_h}{b d} = \frac{2,870}{212 \times 19} = 0.71 \text{ kg/cm}^2$$

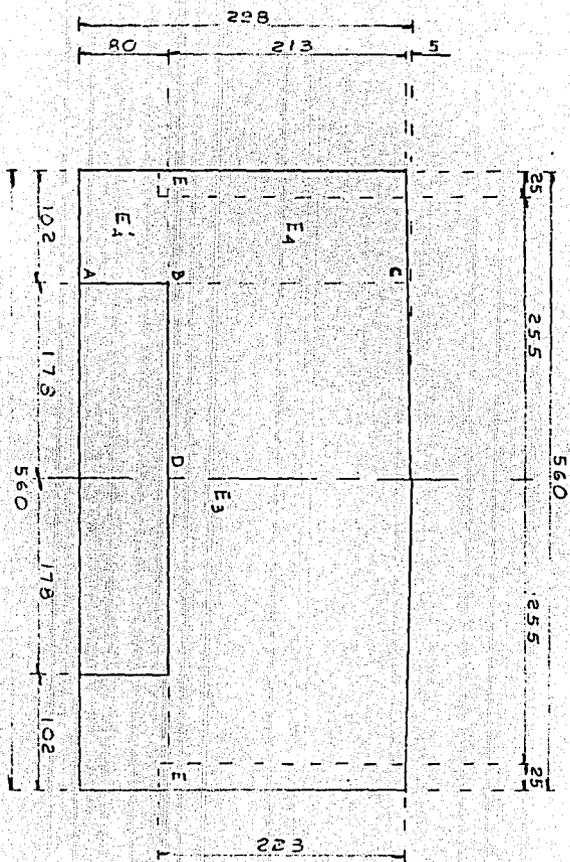
$$v_v = \frac{V_v}{b d} = \frac{1,950}{25 \times 206} = 0.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{resultante}} = \sqrt{v_v^2 + v_h^2} = \sqrt{(0.71)^2 + (0.38)^2} = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

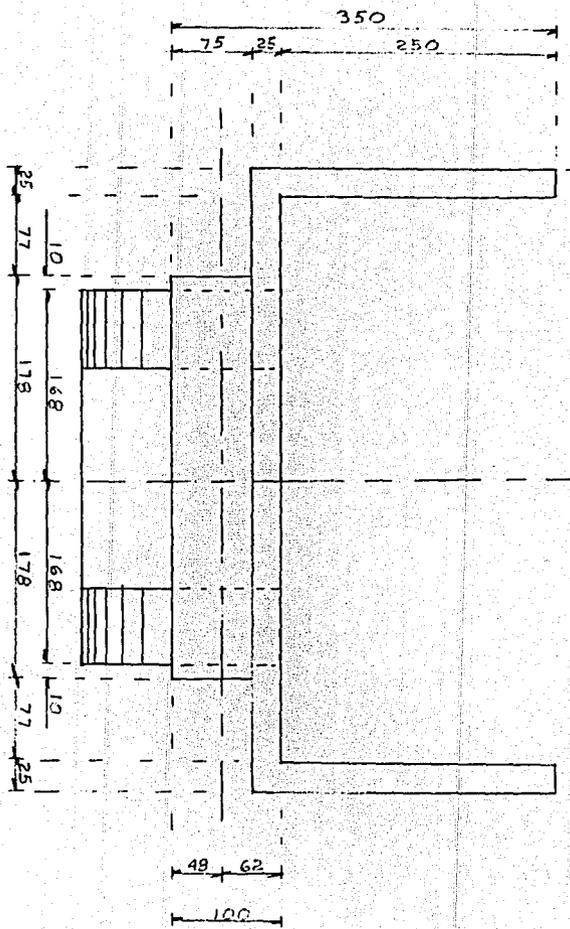
$$v_{\text{adm.}} = 0.29 \times \sqrt{f'c} = 0.29 \times \sqrt{250} = 4.59 \text{ kg/cm}^2 \gg 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{st} = 0.002 \times 257 \times 19 = 9.77 \text{ cm}^2$$

con vars. 4C =  $\frac{9.77}{1.27} = 8$  vars. @ 30 aprox. (Se utilizarán como estribos cerrados a lo largo del alero)



— 100 —



Diseño del Diafragma.

- Sobrecarga producida por la C.V. = 1.20 m. de empuje de - -  
tierra.

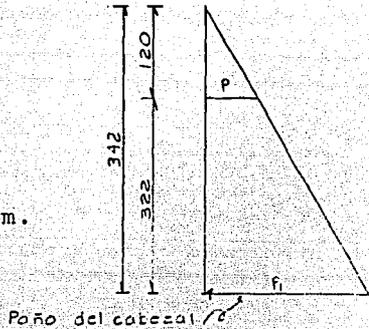
$$W_j = 1600(0.286) = 457.6$$

NØ

$$P = 457.6 (1.20) = 549.12 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 457.6 (3.42) = 1564.49 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_{11} = \frac{(2.22)(1564.49 + 2(549.12))}{3(1564.49 + 549.12)} = 0.933 \text{ m.}$$



- Para todo el diafragma (E-E)

$$E_3' = (549.12 + 1564.49)(0.5)(2.22)(5.6) = 13.138 \text{ ton.}$$

- Para la zona del cabezal (B-D-B)

$$E_3 = (1056.805)(2.22)(3.56) = 8.35 \text{ ton.}$$

- Para la zona del diafragma volado (E-B).

$$P = 549.12 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1 = 457.6 (3.42 + 0.80) = 1.930 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma_{12} = \frac{2.99(1930 + (549.12)2)}{3(1930 + 549.12)} = 1.22 \text{ m.}$$

$$E_4 = (549.12 + 1930)(0.5)(2.19)(1.02) = 2.77 \text{ ton.}$$

A) Se tomará en cuenta respecto a la zona E-D, el empuje de -  
tierras que soporta todo el diafragma, en dos partes; para

$E_3$  zona B-D y para  $E_3'$  zona E-E, comparando con  $E_4$  y obteniendo la distribución más apropiada.

$$d = \sqrt{\frac{y_1 E_3'}{Kb}} = \sqrt{\frac{1'226,000}{13.9 \times 356}} = 15.7 \text{ cm} < 19 \text{ cm, con rec.} = 6 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{y_1 E_3'}{f_s j d} = \frac{1'226,000}{2,000 \times 0.897 \times 19} = 35.9 \text{ cm}^2$$

con vars. #5C,  $\frac{35.96}{1.99} = 18 \text{ vars.} @ 21 \text{ aprox.}$

$$\text{B-D) } A_s = \frac{y_1 E_3}{f_s j d} = \frac{93.3 \times 8.350}{2,000 \times 0.897 \times 19} = 22.86 \text{ cm}^2$$

con vars. #5C,  $\frac{22.86}{1.99} = 12 \text{ vars.} @ 30 \text{ cm}$

$$\text{E-B) } A_s = \frac{y_2 E_4}{f_s j d} = \frac{1.22 \times 2,770}{2,000 \times 0.897 \times 19} = 9.91 \text{ cm}^2$$

con vars. #5C,  $\frac{9.91}{1.99} = 5 \text{ vars.} @ 24 \text{ cm aprox.}$

Se tomará la primera opción.

\*Se consideró que el diafragma se empotra sobre la línea E-E

\*En la zona del diafragma volado se considerará teóricamente, que este se empotra através de la línea A-C.

-Revisión por cortante-

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{13,138}{356 \times 19} = 1.94 \text{ kg/cm}^2 < v_{\text{perm}} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

\* Este valor se tomó, debido a que se consideró que se sufre una mayor rig-idización en la línea B-D, por lo tanto, en esta zona no se colocarán estribos.

- Refuerzo por temperatura. - Cabe señalar, que en la revisión del diafragma volado puede obtenerse un área de acero mayor - al que obtengamos por temperatura, por lo que se optaría por el armado más favorable a nuestro diafragma.

$$A_{st} = 0.002 b d = 0.002(222)(19) = 8.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{con vars. } 4C \# \text{ vars.} = \frac{8.44}{1.27} = 7 \text{ Vars. } @ 30 \text{ cm.}$$

- B) Diseño para momento producido por el alero.

$$\begin{aligned} u_1 &= 1.95 \text{ ton.} & \therefore Z &= \frac{2.18}{1.95} = 1.12 \text{ m (a la mitad del diafrag-} \\ M_w &= 2.18 \text{ ton-m.} & & \text{-ma).} \end{aligned}$$

- Según AASHO, el 10% del momento producido por el alero se absorberá, en este caso, con una  $b = 25 \text{ cm.}$  que es el espesor del mismo alero, y el 90% restante, lo absorbera el diafragma con  $b = 560 - 2(25) = 510 \text{ cm.}$

$$M_{10\%} = 0.1 (2.18) = 0.218 \text{ ton-m.}$$

$$M_{90\%} = 0.9 (2) (2.18) = 3.924 \text{ ton-m.}$$

$$d_{10\%} = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{21800}{13.9(25)}} = 7.9 \text{ cm} \ll 19 \text{ cm.}$$

$$A_{s_{10\%}} = \frac{M}{f_s j d} = \frac{21800}{(2000)(0.897)(19)} = 0.64 \text{ cm}^2 \text{ se colocarán 2 vars. } 4 \text{ C.}$$

$$d_{90\%} = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{392400}{13.9 (510)}} = 7.45 \text{ cm. } 19 \text{ cm.}$$

$$A_s \ 30\% = \frac{M}{f_s j d} = \frac{392400}{(2000)(0.897)(19)} = 11.51 \text{ cm}^2, \text{ con vars. } 40.$$

# vars. =  $\frac{11.51}{1.27} = 10$  Vars., @ 56.66 cm, se colocarán a @ 21cm.

para modular.

- El momento resultante al encontrarse el empuje de tierras, y el peso del alero, será la diferencia entre los momentos producidos por ambas cargas, por lo que el refuerzo estipulado se considera sobrado respecto al momento real de trabajo.

- Revisión respecto a la sección A-C del Diafragma.

1a. condición.

Se considerarán dos secciones,  $\overline{AB}$  y  $\overline{BC}$  con las siguientes solicitaciones, peso propio y peso del alero, así como por empuje de tierras.

- Sección  $\overline{AB}$

$$E'_1 = 0.229 h(2h_1+h)L \text{ donde:}$$

$$h = 0.8 \text{ m, } L = 1.02 \text{ m, } h_1 = 2.19 + 1.20 = 3.39 \text{ m.}$$

$$\therefore M'_1 = 1.42(0.51) = 0.72 \text{ ton-m.}$$

$$\therefore E'_1 = 0.229(0.8)(2(3.39)+0.8)1.02 = 1.42 \text{ ton.}$$

$$\text{cor. } z = \frac{1.02}{2} = 0.51 \text{ m}$$

Adicionando el  $M_o$  producido por el  $E_t$  en los aleros, aun que teóricamente dicho empuje se transmite íntegramente a lo largo de la línea  $\overline{B-C}$  y se iría reduciendo hasta alcanzar el-

punto A, se considerará un 50% de dicho momento, adicionado a -  
 $M_4'$  ,

$$\therefore M = M_4' + 0.5 M_t = 0.72 + 0.5 (3.11) = 2.275 \text{ t-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{222500}{13.9 (80)}} = 14.3 \text{ cm.} < 19 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{227500}{2000 (0.897) (19)} = 6.67 \text{ cm}^2 \text{ con vars. 4C.}$$

$$\# \text{ vars.} = \frac{6.67}{1.27} = 6 \text{ vars. a } @ 15 \text{ cm. aprox.} > \text{ ref. por temp.}$$

- Sección B-C ( $M = M_{E_4} + M_{alerc}$ )

$$E_4 = 2.77 \text{ ton. con } Z = \frac{102}{2} = 0.51 \text{ m. } \therefore M_{E_4} = 2.77 (0.51) = 1.42 \text{ ton-m}$$

$$M_{E_t} = 3.11 = 3.11 \text{ ton-m}$$

$$\Sigma 4.53 \text{ ton-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{453000}{13.9 (222)}} = 12.12 \text{ cm.} < 19 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{453000}{(2000)(0.897)(19)} = 13.29 \text{ cm}^2 \text{ con vars. } \# 4C.$$

$$\# \text{ vars.} = \frac{13.29}{1.27} = 11 \text{ vars. } @ 21 \text{ aprox.} > \text{ Temp.}$$

$$\# 5C = \frac{13.29}{1.99} = 7 \text{ vars. } @ 36 \text{ aprox. Se toma la primera - opción.}$$

2a. condición.- Momento producido por los pesos propios.

$$P_{alero} = 1.95 \text{ ton.}$$

$$P_{diaf. volado} = 2.99 (1.02)(0.25)(2.4) = 1.93 \text{ ton.}$$

Observando la figura correspondiente tenemos:

$$M_1 = P_{alero} (1.02 - 0.125) = 1.95(0.895) = 2.04 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = P_{d.v.} (1.02)(0.5) = 1.93 (1.02)(0.5) = 0.98 \text{ ton-m.}$$

$\Sigma M = 1.75 \text{ ton} + 0.98 = 3.02 \text{ ton-m}$  Estos valores se utilizarán -  
 $V_p = 1.95 + 1.93 = 3.88 \text{ ton.}$  de nuevo en el análisis del -  
marco.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{302000}{13.9 (25)}} = 29 \ll 293 \text{ cm. (propuesto).}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{302000}{2000 (0.897)(293)} = 0.57 \text{ cm}^2 \text{ incrementando éste}$$

valor en un 33%,  $(0.57)(1.33) = 0.76 \text{ cm}^2$  .. con las varillas -  
obtenidas en cálculos anteriores es suficiente.

- Revisión por cortante ( $\bar{AB}$ )

$$v = \sqrt{v_1^2 + v_2^2}$$

$$v_1 = \frac{E_4'}{bd} = \frac{1420}{80(19)} = 0.93 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore v = \sqrt{(0.93)^2 + (0.81)^2} = 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_2 = \frac{V_p}{bd} = \frac{3880}{25 (293)} = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{perm} = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.56 \text{ kg/cm}^2 > 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

Zona  $\overline{B-C}$

$$v_1 = \frac{(E_4 + E_t \text{ alero})}{bd} = \frac{2770 + 2870}{111(19)} = 1.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore v = \sqrt{(1.34)^2 + (0.92)^2} = 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_2 = \frac{V_p}{bd} = \frac{3880}{(19)(222)} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{perm} = 4.56 \text{ kg/cm}^2 > 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión por torsión.

Se considerarán el empuje de tierras en el diafragma volado y el peso del alero, respecto al centro de la altura del diafragma, que, aproximadamente está a  $(0.5)(2.19+0.8) = 1.5 \text{ m}$  - del paño inferior del diafragma volado.

El empuje de tierras en el alero no produce momento torsionante por encontrarse a  $90^\circ$  respecto al diafragma.

-Solicitaciones:

$$P_{alero} = 1.95 \text{ ton. con brazo} = \frac{2.18}{1.95} = 1.12 \text{ m.}$$

$$E_4 = 2.77 \text{ ton. con brazo} = 1.5 - 1.22 = 0.28 \text{ m.}$$

$$E'_4 = 1.42 \text{ ton. Brazo} = \frac{1.5}{1.5} - \frac{h(3h+h)}{3(2h+h)} = 1.5 - \frac{0.8(3(3.39)+0.8)}{3(2(3.39)+0.8)} = 1.5 - 0.39 = 1.114 \text{ m.}$$

$$M_t = P_{\text{el}} \cdot e_{\text{rD}} (1.12) + E_4 (0.28) + E'_4 (1.114) = 1.95(1.12) + (2.77) + (0.28) + 1.42 (1.114) = M_t = 4.54 \text{ ton-m.}$$

- Requerimiento de acero longitudinal por torsión.

Se utilizará el método indicado en el libro de diseño de estructuras de concreto sujetos a torsión por H.J. Cowan (Método elástico).

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + b/h} = 3 + \frac{2.6}{0.45 + 25/299} = 7.87$$

$$v = \frac{\psi M_t}{b H} = \frac{7.87 (454000)}{25 (299)^2} = 1.6 \ll v_p = 0.3 \sqrt{f'c} = 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

∴ No se incrementa acero longitudinal por torsión.

- Requerimiento por flexión y torsión para cortante.

Según el código australiano, se analizarán y obtendrán los cortantes producidos por torsión y por flexión en forma separada, la suma de éstos cortantes con sus respectivas fórmulas nos darán la separación de estribos proponiendo el diámetro ó viceversa.

$$A_{s_v} = \underbrace{\frac{V_s}{f_s d}}_{\text{cortante por flexión}} + \underbrace{\frac{M_t s}{0.8 X_1 Y_1 f_s}}_{\text{cortante por torsión.}} \quad \text{donde } V = \sqrt{(1.95)^2 + (2.77 + 1.42)^2} \\ V = 4.622 \text{ ton.}$$

$$\therefore A_{s_v} = \frac{4.622 \text{ s}}{(1800)(19)} + \frac{454000 \text{ s}}{0.8(287)(13)(1800)} = 0.135 \text{ s} + 0.085 \text{ s} = 0.22 \text{ s}$$

$$X_1 = b - 2 \text{ rec} = 25 - 2(6) = 13 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = h - 2 \text{ rec} = 299 - 2(6) = 287 \text{ cm.}$$

con vars. de 5C  $s = \frac{Ay}{0.22} = \frac{2(199)}{0.22} = 18$  cm, éste armado se ----  
colocará en lugar del obtenido al inicio de este cálculo con -  
vars. de 5C a  $\phi$  21 cm.

### Cálculo del cabezal.

#### - Consideraciones generales.

. El cabezal se diseñará con los elementos mecánicos obteni-  
dos por la influencia del marco, con los distintos grupos-  
considerados.

. Se hace referencia en este cálculo, al predimensionamien-  
to erróneo que se tuvo en el diseño de aleros y diafragmas,  
sin creer justificado rehacer el cálculo por la variación -  
de 4 cm. respecto a las dimensiones definitivas.

#### Generalidades.

El caballete No. 1 se calculará, y el No. 4 se adaptará --  
por tener aproximadamente, 2 m. menos que el caballete No. 1.

#### Datos generales para el caballete No. 1.

Estación	10+622.12 m.
Elev. Rasante	734.22 m.
Elev. Desplante	720.22 m.
Esfuerzo permisible en el terreno	2.0 ton/m
Angulo de Esviajamiento	0° 00'
Elev. cara Sup. del cabezal	732.04 m.
Altura total	11.82 m (cara sup. -cabezal).

En función de la altura del caballete y del claro que se quiera salvar, se proponen una fórmula empírica, la cual se obtuvo del tomo II de: "Puentes", editado por el Instituto Superior Politécnico de Cuba.

Donde:

$$(hL)^{0.05} D_{mi} (HL)^{0.10}$$

Donde: h= Altura del elemento

L= Claro

D<sub>mi</sub>= Longitud mayor en el extremo inferior de la columna.

$$\therefore [(11.82)(30)]^{0.05} \leq D_{mi} \leq [(11.82)(30)]^{0.10}$$

$$\approx 1.4 \leq D_{mi} \leq 1.8$$

Se tomará el valor máximo de 1.8 m = b

b' = 100cm, tomando en cuenta el ancho del diafragma, la distancia del eje de apoyos al paño del diafragma, y una distancia propuesta, del paño del cabezal al eje de apoyos, para que nos proporcione una mayor rigidez en la columna.

El ancho de la columna se recomienda de 0.4 a 0.8m. en el tramo antes citado, para secciones rectangulares. Para nuestro caso, tomaremos una dimensión máxima de 0.70 m.

- Análisis de cargas.

Cargas Muerta (CM) y viva (CV) de la superestructura.

$$CM = (253 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}) = 216.886 \text{ ton.} \quad 216.886 \text{ ton.}$$

3

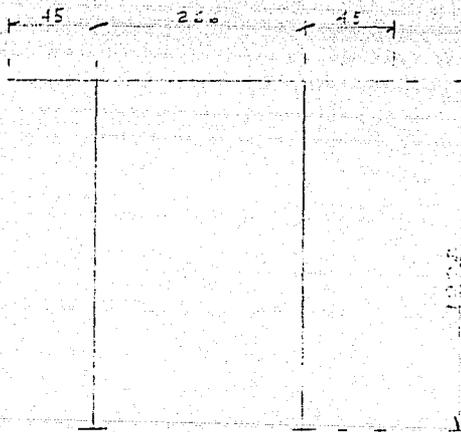
CV= Para carga móvil H-15= 19.56 Ton (por apoyo) estipulada en el apéndice "A" de las AASHO.

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} < 30\% \quad \therefore I = \frac{15.24}{(30)+38.10} = 22.38\%$$

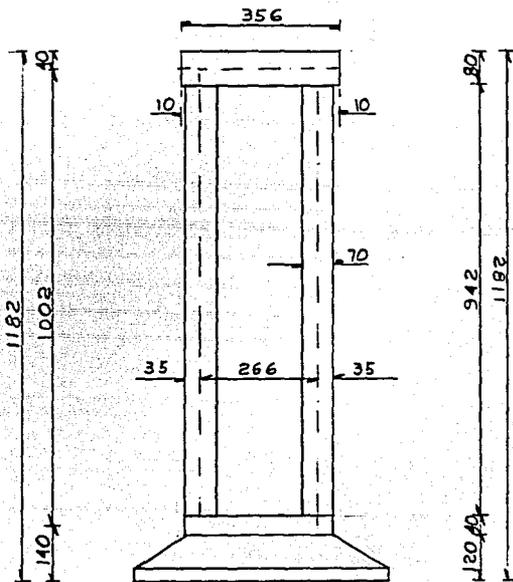
$$\therefore CVI = (19.56)(1.22) = 23.94 \text{ ton.}$$

$$\therefore P = \frac{19.56}{2} + \frac{216.986}{4} = 64.03 \text{ ton (Total por columna)}$$

Para efectos del cálculo se considerará el siguiente marco -- rígido:



Estas dimensiones se consideran al centro de los elementos que forman el marco, ya que una vista del caballete propuesto sería como se muestra:



Las dimensiones de la zapata se formularán posteriormente, ya que en mucho dependen de los resultados obtenidos al analizar éste marco.

#### CABEZAL.

Se hará el análisis como marco rígido. El cálculo seguirá las siguientes etapas:

- 1a) Peso propio del cabezal.
- 2a) Descarga de la superestructura.
- 3a) Torsión producida por las diferentes fuerzas.

1a. Etapa.- Peso propio del cabezal y diafragma.

$$W_{pp} = (1.00)(0.8)(3.56)(2.4) = 6.84 \text{ ton.} \quad \text{Cabezal.}$$

$$(2.22+2.20)(1.78)(0.25)(2.4) = 4.72 \text{ ton.} \quad \text{Diafragma sobre Cabezal.}$$

$$W_{pp} = \frac{11.56}{3.56} = 3.25 \text{ t/m}$$

La carga producida por el alero y el diafragma volado, - serán sustituidas por una carga puntual y el momento equivalente en ese punto, (ver diseño del diafragma).

$$M = 3.02 \text{ t-m.}$$

$$P = 3.88 \text{ ton.}$$

Propiedades geométricas del marco.

Momento de inercia (considerando la flexión correspondiente en cada elemento).

$$I \text{ Cabezal} = \frac{1.00 \times (0.8)^3}{12} = 0.0427 \text{ m} = I \text{ Cab.}$$

Columnas.-

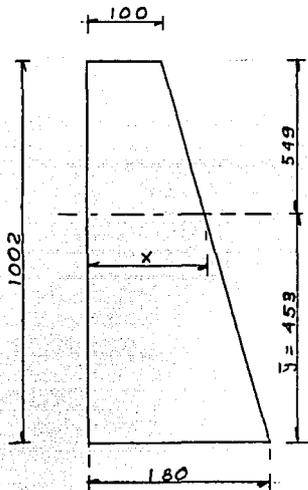
$$I \text{ Sección Sup.} = \frac{1.00 (0.7)^3}{12} = 0.0286 \text{ m} = I \text{ min.}$$

$$I \text{ Sección Inf.} = \frac{1.8 (0.7)^3}{12} = 0.0515 \text{ m} = I \text{ máx.}$$

$$I \text{ máx.} = \frac{0.0515}{1.8} = 1.80 < 5$$

$$I \text{ min.} = 0.286$$

En vista de que los momentos de inercia de las secciones extremas de las columnas no llegan a diferir en proporción -- 1:5, se adoptará, para efectos de cálculo, el momento de inercia de la sección en el centro de gravedad de la columna. (según el área trapecial de la misma).



$$\bar{Y} = \frac{10.01(1.8+2(1.0))}{3(1.8+1.0)} = 4.53\text{m.}$$

$$X = \frac{(1.8-1.0) \cdot 5.49}{10.02} + 1.0 = 1.44 \text{ m.}$$

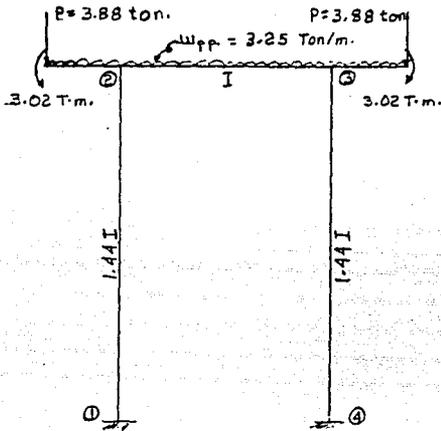
.. Momento de inercia de la sección de cálculo.

$$I_x = \frac{1.44(0.8)^3}{12} = 0.0614 \text{ m} = I \text{ col.}$$

Si llamamos "I" al momento de inercia del cabezal.

$$\frac{I \text{ col}}{I \text{ Cab}} = \frac{0.0614}{0.0427} = 1.439 \quad \therefore I \text{ col.} = 1.44 I$$

Rigideces y factores de transporte y de distribución.



$$\Gamma_{2-1} = \frac{4EI}{L} = \frac{4E(1.44 I)}{10.02} = 0.575 EI$$

$$\Gamma_{2-3} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.66} = 1.5 EI$$

$$\Gamma_2 = (0.575 + 1.5)EI = 2.079 EI$$

$$\Gamma_{3-2} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.66} = 1.5 EI$$

$$\Gamma_{3-4} = \frac{4E(1.44 I)}{10.02} = 0.575 EI$$

$$\Gamma_3 = 2.079 EI$$

$$d_{2-1} = d_{3-4} = \frac{0.575EI}{2.079} = 0.277$$

$$d_{2-3} = d_{3-2} = \frac{1.5}{2.079} = 0.723$$

$$t_{2-1} = t_{3-2} = t_{2-3} = t_{3-4} = 0.5$$

$$t_{1-2} = t_{4-3} = 0$$

Momentos de empotramiento.

$$M_{2-3} = M_{3-2} = \frac{WL^2}{12} = \frac{3.25 (2.66)^2}{12} = 1.92 \text{ t-m.}$$

I.- Momentos producidos por el peso del cabezal y el peso del diafragma correspondiente (sin considerar volados).

	Fd	-0.277	-0.723	-0.723	-0.277	
	t	0.5	0.5	0.5	0.5	
	Me	0	1.92	-1.92	0	
	Md	-0.53	-1.39	1.39	0.53	
	Mt	0	0.695	-0.695	0	≠ 0.41/
$\Sigma -0.41/$	Md	-0.193	-0.502	0.502	0.193	0.01257
Mt=0.01257	Mt	0	0.251	-0.251	0	0.03475
Mt=0.03475	Md	-0.0695	-0.1815	0.1815	0.0695	0.0965
Mt=0.0965	Mt	0	0.09075	-0.09075	0	0.265
Mt=0.265	Md	-0.02514	-0.06561	0.06561	0.02514	0.0
Me=0.0	Mt	0	0.03281	-0.03281	0	0
t = 0	Md	-0.00909	-0.02372	0.02372	0.00909	-1
d = -1'	$\Sigma$	-0.83/	0.83/	-0.83/	0.83/	

II.- Etapa consecuente, se considerará el marco cargado con el momento producido por el diafragma volado así como las fuerzas que producen los aleros.

∴ Momento de cada volado, al eje de la columna será:

$$M_D = \frac{3.25 (0.45)^2}{2} + 3.88 \text{ ton} \cdot (0.45) = 2.08 \text{ t-m.}$$

El momento  $M_D$ , es el producido por el alero y el diafragma volado al paño del cabezal, y por tanto, se sumará al  $M_0$  (momento al eje de la columna) para encontrar el momento actuante en el marco a analizar, (ver diseño del diafragma, segunda condición de análisis).

$$M_f = 2.08 + 3.02 = 5.10 \text{ t.m.}$$

$M_f$	$F_d = -0.277$	$-0.723$	$-0.723$	$-0.277$	$M_f$
	$t = 0.5$	$0.5$	$0.5$	$0.5$	
	$M_c = 0$	$0$	$0$	$0$	
	$M_d = 1.428$	$3.672$	$-3.672$	$-1.428$	
$\leq 1.097/$	$M_t = 0$	$-1.836$	$1.836$	$0$	$\leq -1.097/$
$M_t = 0.0335$	$M_d = 0.514$	$1.322$	$-1.322$	$-0.514$	$-0.0335$
$M_t = 0.0925$	$M_t = 0$	$-0.661$	$0.661$	$0$	$-0.0925$
$M_t = 0.257$	$M_d = 0.185$	$0.476$	$-0.476$	$-0.185$	$-0.257$
$M_t = 0.714$	$M_t = 0$	$-0.238$	$0.238$	$0$	$-0.714$
$M_e = 0.0$	$M_d = 0.067$	$0.171$	$-0.171$	$-0.067$	$0.0$
$t = 0.0$	$M_t = 0$	$-0.0855$	$0.0855$	$0$	$0.0$
$F_d = -1$	$M_d = 0.0239$	$0.0616$	$-0.0616$	$-0.0239$	$-1$
	$\leq +2.22/$	$2.88/$	$-2.88/$	$-2.22/$	

### III.- Descargas y reacciones de la superestructura.

Como se calculó al inicio de éste tema, la descarga producida por la superestructura en cada uno de los apoyos de neopreno será:

$$P = 64.03 \text{ ton/Col. por apoyo, en incluye CM+CVI}$$

Como las fuerzas P caen sobre las columnas, éstas se transmitirán como cargas axiales en estos elementos, despreciando el cortante que podría producir sobre el cabezal, ya que en estos puntos de aplicación el peralte a considerar sería infinito.

IV.- Cargas producidas por viento y sismo que nos darán un nuevo marco.

- Viento normal sobre la superestructura.

$$VNS = (A \text{ exp})(\text{Viento propuesto})$$

$$VNS = (30.5)(2.29) + 30(0.6) (0.244 \text{ ton/m}^2) = 21.49 \text{ ton.}$$

Brazo =  $(2.29+0.6)(0.5)+0.10+0.4=1.945\text{m}$ . al centro del cabezal

- Viento normal sobre la carga viva.

VNCV = claro x viento actuando a  $0^\circ$  por ser más desfavorable según especificaciones AASHO, con un brazo de 1.83m arriba de la rasante.

VNCV =  $(30)(0.149 \text{ ton/m})= 4.47 \text{ ton}$ .

Brazo =  $(1.83+2.08+0.1+0.4)= 4.41 \text{ m}$ .

- Sismo normal sobre la superestructura, para apoyos fijos, - puede aceptarse como carga horizontal estática, y es igual al 4% de la C.M. total.

SN =  $0.04 (216.986)= 8.68 \text{ ton}$ .

Brazo = 1.945 m.

- Viento sobre la subestructura.- no se considerará r. virtud de que el caballete a fin de cuenta quedará enterrado, y porque se piensa que durante la construcción del mismo, es poco probable que se presenten condiciones críticas.

- Sismo sobre la subestructura; se considerará en un marco -- posterior.

Para aplicar éstas fuerzas al marco, se considerará una carga equivalente que se obtendrá de la siguiente manera:

$R_1 = VNS + VNCV = 21.49 + 4.47 = 25.96 \text{ ton}$ .

$R_2 = SN = 8.68 \text{ ton}$ .

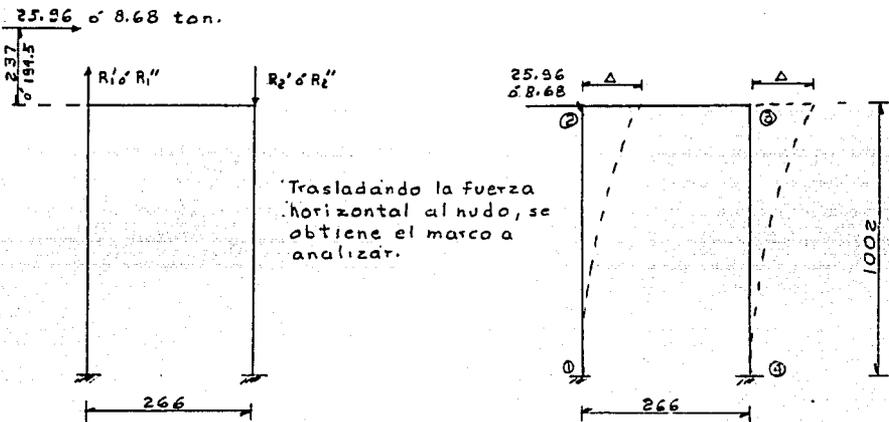
La posición de  $R_1$  es:

$y_1 = \frac{21.49(1.945) + 4.47(4.41)}{25.96} = \frac{61.511}{25.96} = 2.37$  sobre el eje del cabezal.

El par de transporte  $R'_1$  y  $R'_2$  son iguales a:

$$R'_1 = R'_2 = \frac{25.96(2.37)}{2.66} = 23.13 \text{ ton. } \text{ ó } R''_1 = R''_2 = \frac{8.68(1.545)}{2.66} = 6.35$$

$R_1$  y  $R_2$  no se cree necesario aplicarlos en el diseño del cabezal, pero, si se incluirán como carga axial para las columnas.



Se propone un momento de 10 ton-m. en la columna izquierda y se calcularán los momentos correspondientes en la columna derecha.

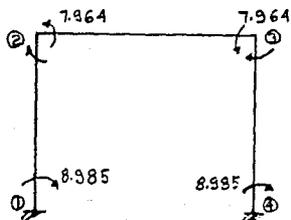
Por condición de apoyo  $10 = \frac{6EI}{L} \Delta \therefore \Delta = \frac{10L}{6EI}$

$$A = \frac{10(10.02)}{6EI} = \frac{167.33}{EI}$$

$$M_{3-4} = M_{4-3} = \frac{6EI}{L} \Delta = \frac{6EI}{10.02} \left( \frac{167.334}{EI} \right) = 10 \text{ t-m.}$$

Fd=	-0.277	-0.723	-0.723	-0.277	
Me=	1.0	0	0	1.0	
Md=	-2.77	-7.23	-7.23	-2.77	
Mt=	0	-3.615	-3.615	0	
$\leq 8.985$	Md= 1.0014	2.614	2.614	1.0014	$8.985$
Mt= 0.0655	Mt= 0	1.306	1.306	0	0.0655
Mt= -0.181	Md= -0.362	-0.945	-0.945	-0.362	-0.181
Mt= 0.501	Mt= 0	-0.4724	-0.4724	0	0.501
Mt= -1.385	Md= 0.1309	0.3415	0.3415	0.1309	-1.385
Me= 10	Mt= 0	0.1708	0.1708	0	10
Fd= -1	Md= -0.0473	-0.1235	-0.1235	-0.0473	-1
$\leq$	$7.963$	$-7.963$	$-7.963$	$7.963$	

Cálculo de reacciones.



$$M_{2, izq.} = 0, 7.964 = -8.985 + 10.02 H_1$$

$$\therefore H_1 = H_2 = 1.692 \text{ ton.}$$

$$M_{3, izq.} = 0 - 7.964 = -8.985 - V_1 (2.66) + (10.02) H_1$$

$$\therefore V_1 = V_4 = 5.99 \text{ ton.}$$

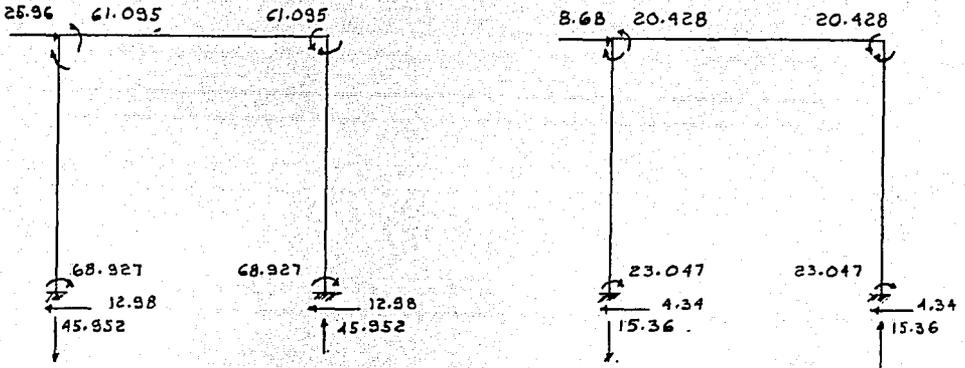
Pero:  $H_1 + H_2 = 25.96 \text{ Ton } \hat{=} 8.68 \text{ ton.}$

$$2 (1.692) = 3.384 \leq 8.68$$

$\therefore$  Se aplica un factor de corrección.

$$C_1 = \frac{25.96}{3.384} = 7.671 ; C_2 = \frac{8.68}{3.384} = 2.565$$

Alterando estos valores por el factor de corrección se tendrán los valores reales.



V.- Por último se analizará el marco con la aplicación de la fuerza producida por el sismo en la subestructura.

- Sismo en la subestructura, se considera como el 10% del peso de la subestructura.

$$F_t + s_e = 0.1 (W_a + W_d + W_{cb} + W_{co})$$

$$W_a = 2(0.25)(0.4 + 2.18)(0.5)(2.51)(2.4) = 3.89 \text{ ton.}$$

$$W_d = (0.25)(2)(2.18 + 2.22)(0.5)(2.8)(2.4) + 2(0.8)(1.02)(0.25)(2.4) = 8.37 \text{ ton.}$$

$$W_{cb} = 1.00(0.8)(3.56)(2.4) = 6.84 \text{ ton.}$$

$$W_{co} = 0.7[(1.8 + 1.00)(0.5)(10.02)(2)] \cdot 2.4 = 47.13 \text{ ton.}$$

$$F_t + s_e = 0.1 (66.23) = 6.623 \text{ ton.}$$

Su punto de aplicación se obtendrá por medio de los brazos de palanca, respecto al empotre de las columnas que nos dará la posición de los centros de gravedad de cada elemento.

$$c.g.a. = \frac{0.4(2.57)(0.2) + (2.57)(1.85)(0.5)(0.333)(1.85)}{3.41} = 0.49m.$$

$$\therefore Z = 14.00 - 1.40 - 0.49 = 12.11m$$

$$c.g.d. = \frac{(2.22)2.8(2)1.91 + 0.8(1.02)2(0.4)}{14.64} = 1.73$$

$$\therefore Z = 10.02 - 0.4 + 1.73 = 11.35m$$

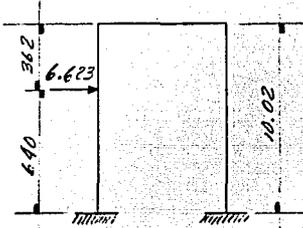
$$c.g.cb = 0.8 (0.5) = 0.4$$

$$z = 10.02 \text{ m}$$

$$c.g.co = 4.53 \text{ m}$$

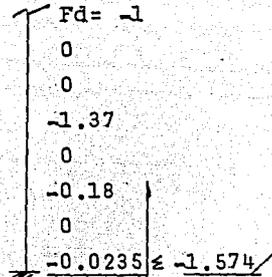
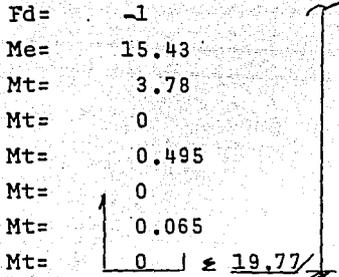
$$z = \frac{3.89 (12.11) + 8.37 (11.35) + 6.84 (10.02) + 47.13 (4.53)}{3.89 + 8.37 + 6.84 + 47.13} = \frac{424.14}{66.23} = 6.40 \text{ m}$$

El marco a revisar será :



Y se procederá a anteponer sus efectos con los marcos obtenidos anteriormente, para sacar el marco de diseño para el cabezal y parte de las columnas.

Fd	-0.277	-0.723	-0.723	-0.277
Me	-27.280	0.000	0.000	0.000
Md	7.560	19.720	0.000	0.000
Mt	0.000	0.000	9.860	0.000
Md	0.000	0.000	-7.130	-2.730
Mt	0.000	-3.565	0.000	0.000
Md	0.990	2.580	0.000	0.000
Mt	0.000	0.000	1.290	0.000
Md	0.000	0.000	-0.930	-0.360
Mt	0.000	-0.465	0.000	0.000
Md	0.130	0.340	0.000	0.000
Mt	0.000	0.000	0.170	0.000
Md	0.000	0.000	-0.123	-0.047
Mt	0.000	-0.0615	0.000	0.000
Md	0.017	0.045	0.000	0.000
Mt	0.000	0.000	0.0223	0.000
Md	0.000	0.000	-0.0161	-0.062
	-18.583	18.583	3.143	-3.143



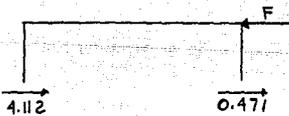
$$M_{e1-3} = \frac{Pab^2}{L^2} = \frac{6.623(3.62)(6.4)^2}{36} = 27.28 \text{ t-m.}$$

$$M_{e1-1} = \frac{Pa^2b}{L^2} = \frac{6.623(3.62)^2(6.4)}{36} = 15.43 \text{ t-m.}$$

$$M_{izq} = -18.583 = -19.77 - 6.623(3.62) + H_1(10.02)$$

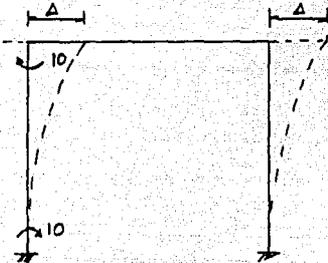
$$\therefore H_1 = 2.511 \text{ ton. } \leftarrow$$

$$\Sigma M_2 \text{ Der.} = -3.143 = 1.574 - 10.02(H_2) \quad \therefore H_2 = 0.471 \text{ ton.}$$



$\therefore F = 4.112 + 0.471 = 4.583 \text{ ton}$ , que es la fuerza que ha impedido el desplazamiento del cabezal.

Para equilibrar el marco se tendrá una segunda etapa suponiendo momentos de 10 t-m. en la columna izquierda y se calculan los momentos correspondientes en la columna derecha.



$$\dots 10 = \frac{6 EI \Delta}{L}$$

$$10 = \frac{6 EI \Delta}{(10.02)}$$

$$\Delta = \frac{167.344}{EI} \quad \text{de donde:}$$

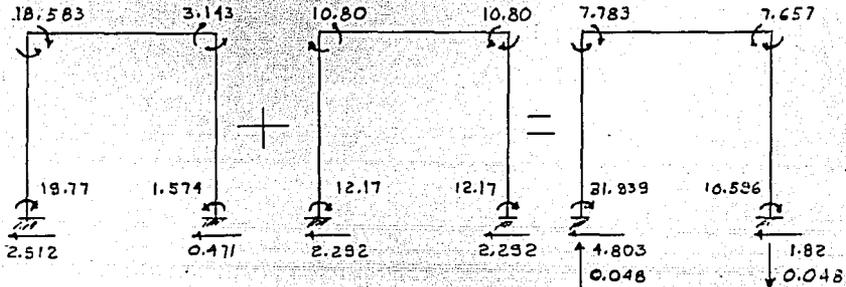
$$M_{2,1} = M_{4,2} = \frac{6 EI \Delta}{(10.02)} \quad \dots \quad M_{1,2} = M_{3,4} = 10 \text{ T.m.}$$

Fd=	-0.277	-0.723	0.723	-0.277
Me=	10	0	0	10
Md=	-2.77	-7.23	-7.23	-2.77
Mt=	0	-3.62	-3.62	0
Md=	1.00	2.62	2.62	1.00
Mt=	0	1.31	1.31	0
Md=	-0.36	-0.95	-0.95	-0.36
Mt=	0	-0.48	-0.48	0
Md=	0.13	0.35	0.35	0.13
Mt=	0	0.18	0.18	0
Md=	-0.05	-0.13	-0.13	-0.05
Mt=	0	-0.065	-0.065	0
Md=	0.018	0.047	0.047	0.018
Σ	<u>7.968</u>	<u>-7.968</u>	<u>-7.968</u>	<u>7.968</u>

Me=	10			10
Mt=	-1.385			-1.385
Mt=	0.50			0.50
Mt=	-0.18			-0.18
	0.065			0.065
	-0.025			-0.025
Σ	<u>8.975</u>			<u>8.975</u>

$$\sum M_2 izq = 0 \quad \therefore 7.968 = -8.975 + 10.02(H_1) = \quad H_2 = H_1 = 1.69 \text{ t-m.}$$

$$\therefore F = 1.69 (2) = 3.38 \text{ t-m.} \quad \therefore \quad c = \frac{4.583}{3.38} = 1.356$$

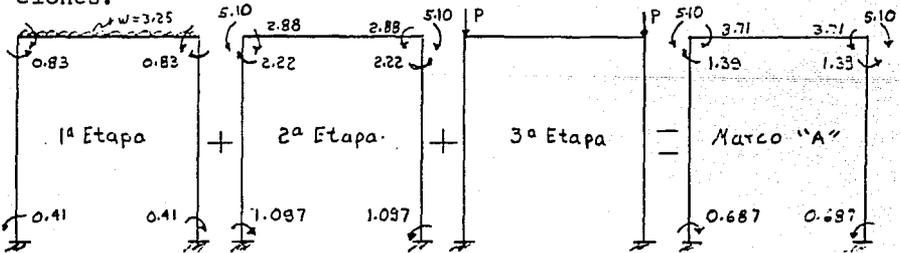


$$\sum M_2 izq = -7.657 = -31.939 + 4.803(10.02) - 6.623(3.62) + V_1(2.66)$$

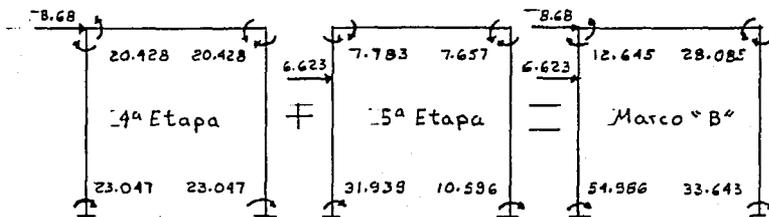
$$\therefore V_1 = 0.04737$$

- Obtención del marco final en el sentido "Y" de las columnas

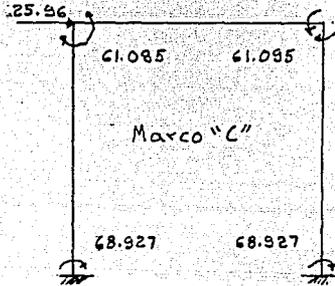
Por especificación, en los distintos grupos de carga que proponen las ASSH0, nunca intervienen viento y sismo juntos en ninguno de los grupos por lo tanto se obtendrán dos posiciones.



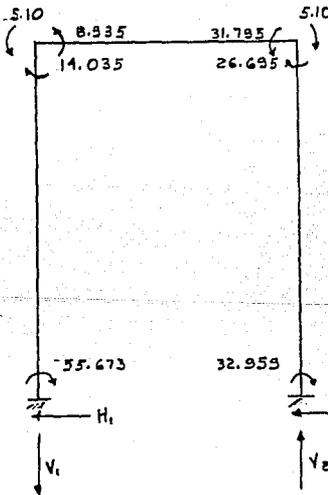
- Marco final producido por sismo.



- Marco final producido por viento.



Sobreponiendo efectos, Marco "A" y "B"



$$\Sigma M_2 \text{ izq} = 14.035 = -55.673 - 6.623(3.62) + H(10.02)$$

$$H_1 = 9.35 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_3 \text{ der} = 26.695 = -32.959 + H(10.02)$$

$$H_2 = 5.953 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_3 \text{ izq} = -31.795 + 5.1 = -55.673 - 6.623(3.62) - 3.25(2.66) - (0.5) + 9.35(10.02) - V(2.66)$$

$$V_1 = 10.991 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_2 \text{ der} = -8.935 - 5.1 = 5.953(10.02) - 32.959 - V_2(2.66) + 3.25(2.66)^2(6.5)$$

$$V_2 = 19.636 \text{ ton.}$$

- Sobreponiendo el marco "A" y "C"

$$\Sigma M_2 \text{ izq.} = 62.485 = -69.614 + H_1 (10.02) =$$

$$H_1 = 13.184 \text{ ton.}$$

$$\Sigma M_3 \text{ der.} = 59.705 = -68.24 + H (10.02) =$$

$$H_2 = 12.77 \text{ ton.}$$

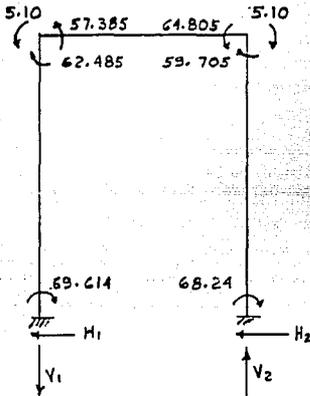
$$\Sigma M_3 \text{ izq.} = -64.805 + 5.1 = -69.614 + 13.187 (10.02) - 3.25(2.66)^2 (0.5) - V (2.66)$$

$$V_1 = 41.615 \text{ ton.}$$

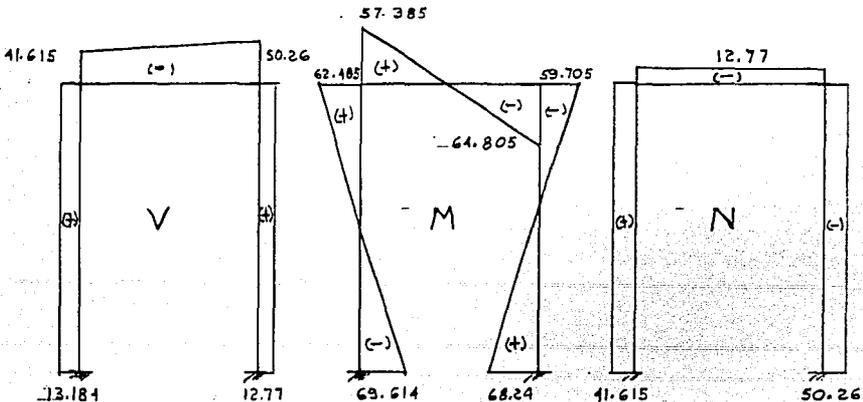
$$\Sigma M_3 \text{ der.} = -57.385 - 5.1 = 12.77 (10.02) -$$

$$-68.24 - V (2.66) + 3.25(2.66) (0.5) =$$

$$V_2 = 50.26 \text{ ton.}$$



Haciendo la comparación de marcos, tanto en momentos, -- cortantes y normales la combinación "A" y "C" es mayor que la combinación "A" y "B" por lo que se diseñará el cabezal con dicha combinación cuyos diagramas se muestran a continuación.



- Diseño del cabezal por flexión.

-Constantes de cálculo.

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	-Para: $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$	Tenemos: $n = 9$
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$k = 0.310$
$f_c = 0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$	$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$	$j = 0.897$
$f_{smin} = 1800 \text{ kg/cm}^2$		$K = 13.90$
		$\text{kg/cm}^2$
$f_{smax} = 2000 \text{ kg/cm}^2$		

-Momentos de diseño.

$M (+) \text{ máx} = 57.385 \text{ t-m.}$   
 $M (-) \text{ máx} = 64.805 \text{ t-m.}$

- Peralte requerido.

$$d = \frac{M}{K b} = \frac{6480500}{13.90(100)} = 68.28 \text{ cm} < 72 \text{ cm (supuesto)}$$

- Area de acero.

$$A_s (\pm) = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s (+) = \frac{5738500}{2000(0.897)(72)} = 44.43 \text{ cm}^2 \text{ con vars } 8C \quad A_s = 45.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s (-) = \frac{6480500}{2000(0.897)(72)} = 50.17 \text{ cm}^2 \text{ con vars. } 8C, A_s = 50.7 \text{ cm}^2$$

A éstas áreas de acero, por flexión, habrá que añadirle eventualmente, el acero longitudinal por torsión; sin dejar de considerar, además, la previsión del ACI que indica que si el acero positivo no cumple con el porcentaje mínimo especif

ficado ( $P = 14/fy$ )., se podrá este porciento, o bien, se incrementarán en 33% tanto el  $A_s(+)$  como el  $A_s(-)$ , optándose por la solución que dé el menor refuerzo.

- Torsión en el cabezal.

. Momento de torsión debido al empuje de tierras (por metro).

$$E_c = 0.229 h(2h_1 + h)$$

donde:

$$h = 296 \text{ cm}, \quad L = 1.00, \quad h_1 = (\text{sobrecarga}) = 120 \text{ cm.}$$

$$\therefore E_c = 0.229(2.96) [2(1.20) + 2.96] = 3.63 \text{ ton/m}$$

$$d_A = \frac{h(3h_1 + h)}{3(2h_1 + h)} = \frac{2.96 \cdot 3(1.20) + 2.96}{3[2(1.20) + 2.96]} = 1.208 \text{ m.}$$

respecto al eje del cabezal =  $1.208 - 0.4 = 0.808 \text{ m.}$

$$\therefore Mt_1 = 3.63(0.808) = 2.933 \frac{\text{t-m}}{\text{m}} \quad (+)$$

. Momento de torsión debido al peso del diafragma sobre el cabezal (por metro).

$$\text{donde: } h = 2.16 \text{ m}, \quad e = 0.25 \text{ m}, \quad L = 1.00 \text{ m.}$$

$$\therefore P_c = (h)(e)(L)(2.4)$$

$$P_c = (2.16)(0.25)(1.00)(2.4) = 1.296 \text{ ton/m.}$$

$$d = 0.50 - 0.125 = 0.375 \text{ m.}$$

$$\therefore Mt_2 = (1.296)(0.375) = 0.486 \frac{\text{t-m}}{\text{m}} \quad (-)$$

- Momento de torsión al paño inferior de las columnas.

$$Mt = (Mt_1 - Mt_2) l(L - 0.7)(0.5) = (2.933 - 0.486)(2.66 - 0.7)(0.5) = 2.40 \text{ t-m.}$$

- No se consideran los efectos que podrían producir las cargas verticales, debido a que el eje de apoyos coincide prácticamente con el centro de gravedad del cabezal ( $e = 0.2 \text{ cm}$ ).

Por el criterio de H.J. Cowan.

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{100}{80}} = 4.529$$

$$v_t = \frac{4.529(240000)}{100(80)} = 1.69 \quad v_p = 0.3 \sqrt{f'c} = 4.74 \text{ kg/cm}^2$$

∴ No requiere acero longitudinal adicional por torsión.

- Siguiendo el criterio de resistencia de materiales de Ferdinand L. Singer.

Cortante vertical; entre columnas al paño, (considerando peso propio).

$$v_v = \frac{W}{2}(L-0.70) = \frac{3.25}{2}(1.96) = 3.185 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{v_v}{b_j d} = \frac{3185}{(100)(0.897)(72)} = 0.49 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante horizontal; empuje de tierras con sobre carga, en un metro de cabezal y diafragma.

$$v_H = \frac{E_c}{2}(L-0.7) = \frac{3.63}{2}(1.96) = 3.56 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{v_H}{b_j d} = \frac{3560}{(80)(0.897)(94)} = 0.53 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos al centro del lado mayor horizontal.

$$v_H = \frac{Mt}{ab} \left( 3 + 1.8 \frac{b}{a} \right) \quad a > b \quad y, \quad b = 80 \text{ cm}, \quad a = 100 \text{ cm.}$$

$$\therefore v_H = \frac{240000}{(100)(80)^2} \left[ 3 + 1.8 \left( \frac{80}{100} \right) \right] = 1.67 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo al centro del lado menor (vertical).

$$v_v = \frac{Mt}{a b} \left[ 3 + 1.8 \frac{a}{b} \right] \quad \text{siendo } a > b$$

donde:  $b = 80$  ,  $a = 100$

$$\therefore v_v = \frac{240000}{(100)(80)} \left[ 3 + 1.8 \frac{100}{80} \right] = 1.58 \text{ kg/cm}^2$$

Sumando esfuerzos.

$$v_v' = 0.49 + 1.58 = 2.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_H' = 0.53 + 1.67 = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto puede tomar un esfuerzo cortante de:

$$v_c = 0.03 f'c < 6.3 \text{ kg/cm}^2. \quad v_c = 0.03(250) = 7.5 > 6.3 \text{ kg/cm}^2$$

rige  $6.3 \text{ kg/cm}^2$

$$v_c = v_c + v' \text{ con estribos de } 4C$$

$$v' = \frac{AvFv}{s b} = \frac{2(1.27(2000))}{(30)(100)} = 1.69 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Esp. AASHTO})$$

$$v_u = 6.3 + 1.69 = 7.99 \text{ kg/cm}^2 > 2.07 \text{ ó } 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

$\therefore$  Se aceptan estribos de  $4C @ 30$ .

Revisión del  $p_{min}$  de acero, por tensión.

$$P_{min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035, \quad A_s = pbd = 0.0035(72)(100) = 25.2 \text{ cm}^2$$

Para ambos casos  $p_{real} > P_{min}$ , por lo tanto dicho armado se acepta y se correrá a todo lo largo del cabezal.

$$S(+)= \frac{b-2(\text{rec}+A_{est})-9\emptyset \text{ var.}}{8}$$

$$S(-)= \frac{b-2(\text{rec}+A_{est})-10\emptyset \text{ var.}}{9}$$

$$S(+)= \frac{100-2(6+1.27)-9(2.54)}{8}$$

$$S(-)= \frac{100-2(6+1.27)-10(2.54)}{9}$$

$$S(+)= 7.825 \text{ cm} > 2.5 \text{ cm Esp.}$$

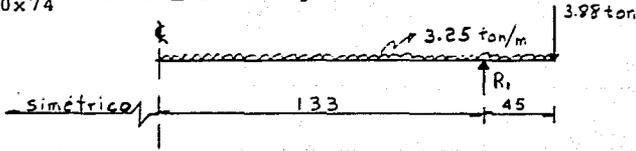
$$S(-)= 6.67 > 2.5 \text{ cm Esp.}$$

Análisis y diseño del cabezal por fuerza cortante.

Según AASHO si el  $v_u = 1.59 \phi \sqrt{f'c}$  el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad.

$$1.59 \times 0.85 \times \sqrt{250} = 21.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_m = \frac{64,850}{100 \times 74} = 8.76 < 21.37 \text{ kg/cm}^2$$



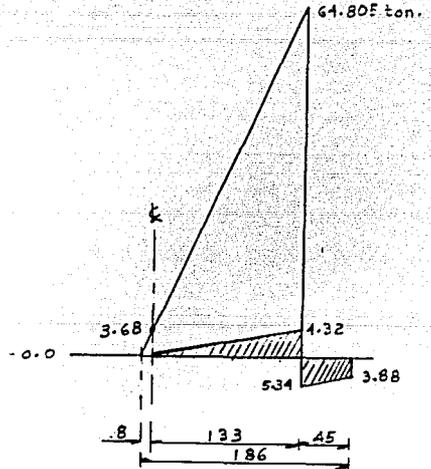
$$R_1 = 3.25 \times (1.33 + 0.45) + 3.88 = 9.665 \text{ ton.}$$

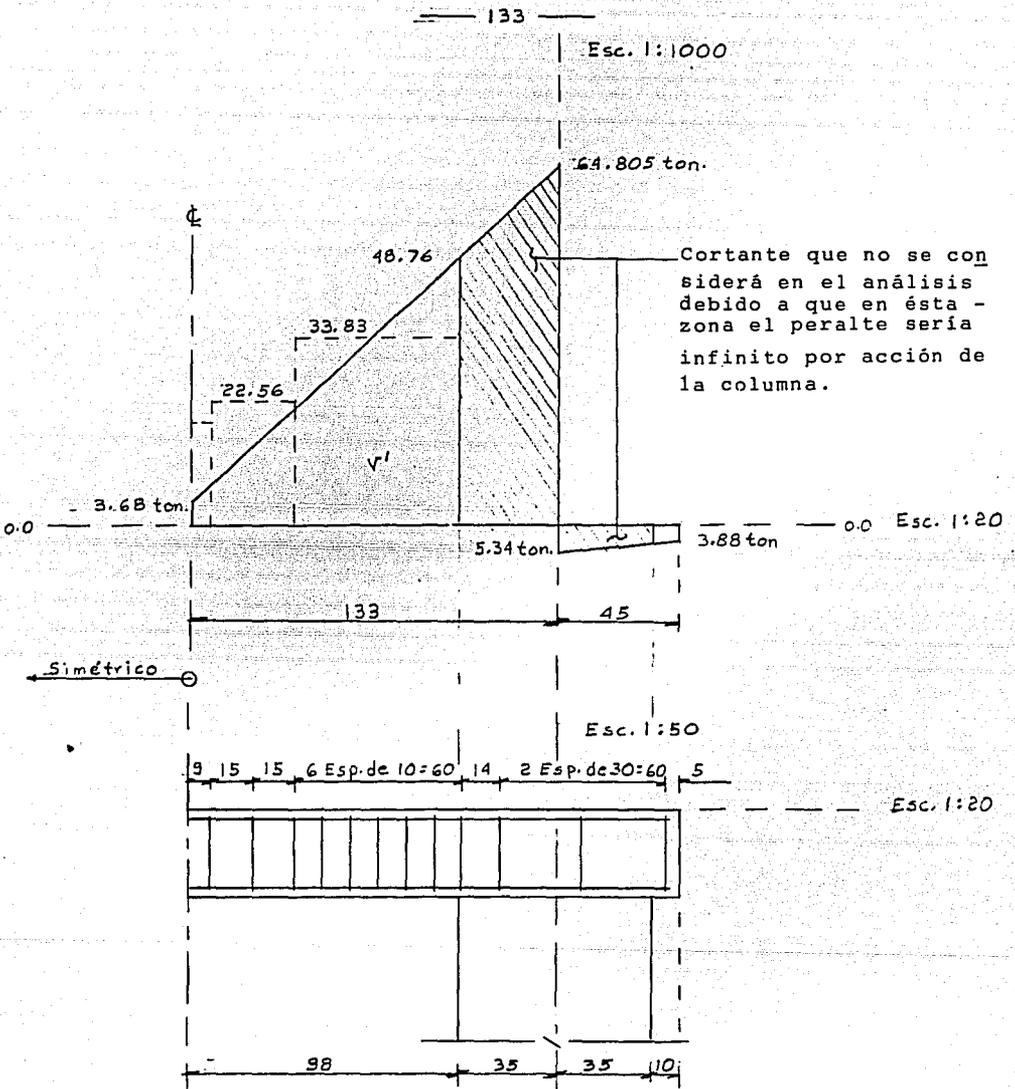
No se considera la fuerza producida por CM + CVI

- Caso del marco hiperestático analizado anteriormente.
- Caso de la viga simplemente apoyada.

Se tomará para diseñar por fuerza cortante la condición más desfavorable, en éste caso el cortante máximo será el de 64,805 ton. en el apoyo.

Al centro del claro se diseñará para un cortante de 3.68 ton, ya que al anteponer las condiciones de cortante que nos presenta el marco, no se podría diseñar hasta la longitud de 1.41 m del apoyo, debido a que las fuerzas horizontales se podrían presentar en ambos lados.





Toda la fuerza cortante se tomará con estribos de 4C de dos ramas

$$A_v = \frac{v' s}{f_v d} \quad \therefore \quad v' = \frac{A_v f_v d}{s}$$

Por especificación (AASHO), el espaciamiento no excederá de  $0.5d$ , con máximo de 60 cm.

$$\therefore s \text{ calc.} = 0.5 \times 74 = 0.37 \text{ m} \quad 60 \text{ cm}$$

- Se considerá que el concreto no toma esfuerzo cortante  $\therefore V_c = 0$

$$30 \text{ cm } V' = \frac{2 \times 1.27 \times 1,800 \times 74}{30} = \frac{338,328}{30} = 11,277.6 \text{ kg}$$

$$25 \text{ cm } V' = \frac{338,328}{25} = 13.533 \text{ ton}$$

$$20 \text{ cm } V' = \frac{338,328}{20} = 16.917 \text{ ton}$$

$$15 \text{ cm } V' = \frac{338,328}{15} = 22.560 \text{ ton}$$

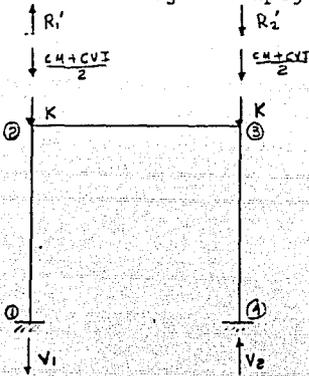
$$10 \text{ cm } V' = \frac{338,328}{10} = 33.830 \text{ ton}$$

Este último espaciamiento se seguirá hasta el paño de la columna, y aunque en apariencia no se cubre la totalidad de  $V'$ , recuerde se que el cortante máximo se presenta a una distancia "d" de la cara de apoyo.

Diseño de las columnas.

- Todas las fzas, se analizarán en la sección de desplante de las columnas (empotramiento en la contratrabé).

- En vista de la escasa excentricidad del eje de apoyos con respecto al centro de gravedad (2 cm), las descargas de la superestructura y el peso propio del cabezal, se considerarán actuando en el eje de apoyos.



donde  $R'_1 = R'_2 =$  Par de transporte obtenido por fza. vertical.

$$\frac{CM+CVI}{2} = P \text{ calc./col.}$$

$K =$  Acción debida al diafragma volado y aleros.

$$\therefore N_{3-4} = \frac{CM+CVI}{2} + R'_2 - V_2 + K$$

$$N_{1-2} = \frac{CM+CVI}{2} - R'_1 + V_1 + K$$

$$\therefore N_{3-4} = 64.03 + 23.13 - 50.26 + 5.3425 = 42.24 \text{ ton. Compresión.}$$

$$N_{1-2} = 64.03 - 23.13 + 41.615 + 5.3425 = 87.86 \text{ ton/col. Compresión}$$

- No se considera el peso propio de las columnas.

No se considera el peso del diafragma y del cabezal entre columnas, debido a que ya está alterando a las reacciones  $V_1$  y  $V_2$  en el análisis del marco.

La reacción que produce  $K$ , se considera en la obtención de  $N$ , debido a que en el análisis del marco, sólo se preve el efecto que produciría el momento que ocasiona dicha fuerza.

Valuación de las cargas.

Se analizarán y diseñarán las columnas, tomando en cuenta-

las combinaciones I, III y VII de cargas de las AASHO, que para éste caso se consideran más desfavorables.

- Grupo III.-  $CM+CV+I+ET+FL+F+0.3VE+VCV$  (f= 125%)
- Grupo VII.-  $CM+ET+TT_0$  (f= 133%)
- Grupo I.-  $CM+CV+I+ET$  (f= 100%)

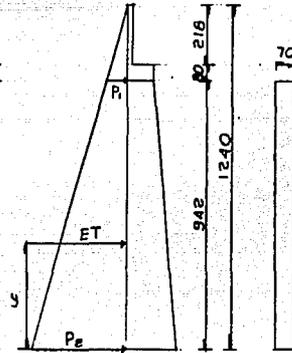
Peso propio de las columnas. (Pc)

$$P_{col} = (1.00+1.8)(0.5)(9.42)(0.7)(2.4) = 22.16 \text{ ton/col.}$$

actuando en el c.g. de la columna, d= 4.52m a partir del eje de la contratrabe.

-Empuje de tierra (ET).-

Se valorará el empuje de tierras sin sobrecarga - por carga móvil, actuando sobre el triple del área expuesta de las columnas.



- Momento producido por el empuje de tierras sobre el diafragma con brazo respecto al paño inferior del cabezal. (Ver Fig. -

en la Pag. No. 100)  $\frac{W}{N\emptyset} = 1600 \times 0.286 = 457.6 \quad \therefore K = \frac{457.6}{2} = 0.229$

$$E_4 = 0.229 h^2 L \quad \text{donde } \therefore h = 2.13 \text{ m.}, L = 1.02 \text{ m.}$$

$$\therefore E_4 = (0.229)(2.13)^2(1.02) = 1.06 \text{ ton}; d = \frac{h}{3} + 0.8 = 1.51$$

$$\therefore M_{E_4} = 1.601 \text{ ton-m.}$$

$$E'_4 = 0.229 h(2h_1+h)L \text{ donde: } h=0.8, h_1=2.13, L=1.02\text{m.}$$

$$E'_4 = 0.229 (0.8) [2(2.13)+0.8] 1.02 = 0.93 \text{ ton. ; } d = \frac{h(3h_1+h)}{3(2h_1+h)}$$

$$\therefore d = \frac{0.8 [3(2.13)+0.8]}{3 [2(2.13)+0.8]} = 0.38\text{m.}$$

$$\therefore M_{E'_4} = 0.35 \text{ ton-m.}$$

$$E_3 = 0.229 h^2 L \text{ donde: } h = 2.98\text{m. , } L = 1.78\text{m.}$$

$$E_3 = 0.229(2.98)^2(1.78) = 3.62\text{ton. , } d = \frac{h}{3} = \frac{2.98}{3} = 0.99\text{m.}$$

$$\therefore M_{E_3} = 3.62 (0.99) = 3.58 \text{ ton-m.}$$

\* En éstos empujes de tierras no se están considerando los aplicados a los aleros, debido a que no presentan momentos en este plano, sin embargo el peso de los aleros si se considerarán.

Empuje (ton)	Momento (ton-m.)
$E_4 = 1.06$	1.601
$E'_4 = 0.93$	0.35
$E_3 = 3.62$	3.58
$H = 5.61 \text{ ton.}$	5.531 ton-m. Valores por columna.

- Empuje de tierras sobre las columnas.

$$E_5 = 0.229 h(2h_1+h)L \text{ donde: } h=9.42\text{m , } h_1=2.98, L=3(0.7)=2.1\text{m}$$

$$E_5 = 0.229(9.42) [2(2.98)+9.42] (2.1) = 69.67 \text{ ton/col.}$$

$$d = \frac{h(3h_1+h)}{3(2h_1+h)} = \frac{9.42 [3(2.98)+9.42]}{3 [2(2.98)+9.42]} = 3.75\text{m. Brazo respecto al desplante de la columna.}$$

- Cargas permanentes debidas a los pesos propios (por columna) respecto a la sección superior de la columna.

\* Palero = 2.05 ton,  $d = 0.986 + 0.5 = 1.486m$ ,  $Mpa = 3.05 t-m$ .

\* Ver diseño de aleros y diafragma.

Pb = Peso de diaf. volado = 1.79 ton.  $d = 0.5 - \frac{0.25}{2} = 0.375m$ .

∴  $Mpb = 0.67 t-m$ .

Pc = Peso del diaf. sobre el cabezal = 2.31 ton  $d = 0.5 - \frac{0.25}{2} = 0.375m$ .

∴  $Mpc = 2.31 (0.375) = 0.87 t-m$ .

Pd = Peso del cabezal = 3.42 ton. No produce ya que el c.g. -- del cabezal, corresponde con el c.g. de la sección transversal, superior de la columna.

- Pesos propios respecto al c.g. de la sección inferior de la columna.

$Pa = 2.05 ton$ ,  $d = 0.986 + 0.9 = 1.886m$ ,  $Mpa = 3.87 t-m$ .

$Pb = 1.79 ton$ ,  $d = 0.9 - \frac{0.25}{2} = 0.775m$ ,  $Mpb = 1.39 t-m$ .

$Pc = 2.31 ton$ ,  $d = 0.775 m$ ,  $Mpc = 1.79 t-m$ .

$Mpd = 3.42 ton$ ,  $d = 0.9 - 0.5 = 0.4m$ ,  $Mpd = 1.368 t-m$ .

$P_{col} = 22.16 ton$ ,  $d = 0.44m - 0.9 = 0.46m$ ,  $M_{P_{col}} = 10.19 t-m$ .

$V = 31.73 ton$ .  $M = 18.61 t-m$ .

- Cargas horizontales.

$H_1 = 5.61 ton$ .  $d = \frac{5.531}{5.61} = 0.99 + 9.42 = 10.41$ ,  $M_{H_1} = 58.38 t-m$ .

$E_5 = 69.61 ton$ .  $d = 3.75 m$ .  $M_{E_5} = 261.26 t-m$ .

$H = 75.28 ton$ .  $M = 319.64 t-m$ .

- Resumen de cargas permanentes sobre una columna.

a) Sección superior.

$$CP_1 = \begin{cases} H_1 = 5.61 ton. & M (+) = 5.531 t-m. \\ V_1 = \sum P_i = 9.57 ton. & M (-) = 4.59 t-m. \\ & = 0.941 t-m. \end{cases}$$

## b1 Sección inferior

$$CP = \begin{cases} V = 31.73 \text{ ton.} \\ H = 75.28 \text{ ton.} \end{cases}$$

$$M = 301.64 \text{ ton-m.}$$

Valuación de las cargas transversales al caballete.

1.- Viento transversal sobre la superestructura.

VTS = 5.183 ton con  $d = 0.10\text{m}$  sobre el nivel de la corona.

2.- Viento sobre la carga viva.

YTCV = 1.8 ton. con  $d = 0.10\text{m}$  sobre el nivel de la corona.

3.- Frenaje.

FR = 1.377 ton. con  $d = 4.01\text{m}$  sobre el nivel de la corona.

4.- Sismo.

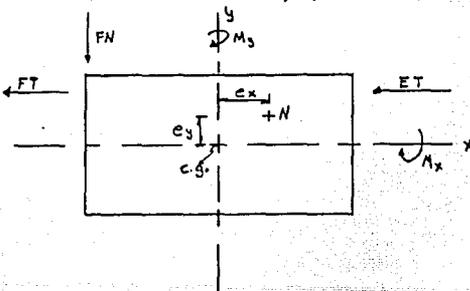
ST = 13.019 ton. con  $d = 0.10\text{m}$  sobre el nivel de la corona.

5.- Fricción (F) en los apoyos por carga muerta.

$$R = \frac{108.493}{2} = 54.25 \text{ ton/col.}$$

∴  $F = 0.05 (54.25) = 2.71 \text{ ton/col.}$  con  $d = 0.10\text{m}$  sobre la corona

Conversión de signos +) (- válido para columna y zapata.



Recuérdese que en el momento, en el sentido "y", se consideró sismo y viento por separado que equivaldría a la valoración del grupo III y VII de las especificaciones.

El momento en el sentido y, es decir alrededor del eje X, ya fue valuado en la sección correspondiente al diseño del cabezal, por lo tanto, se procederá a valorar el momento alrededor del eje "Y",  $(M_y)$ , por columna.

Cargas Verticales (t)	Brazo (m)	$M_y^*$ (t-m.)
CM = 54.25	0.38	- 20.615
CV = 9.78	0.38	- 3.716
V = 31.73	0.59	- 18.61
Cargas Horizontales (t)	Brazo (m)	$M_y^*$ (t-m.)
H = 75.88	4.25	+319.64
VTS = 5.183	10.32	53.49
VTCV = 1.8	10.32	18.58
FR = 1.377	14.33	19.73
ST = 13.019	10.32	134.36
F = 2.71	10.32	27.97

$$\therefore N^* = 87.86 + 22.16 = 110.02 \text{ ton/col.}$$

\* Con respecto a la sección de desplante de las columnas.

- Desglosando para cada grupo.

Gpo I.- CM, CV, ET (f= 100%)

$$\therefore N = 110.02 \text{ ton/col, } M = -20.615 - 3.716 - 18.61 + 319.64 = 276.70 \text{ ton-m}$$

Gpo III.- CM, CV, ET, FR, F, 0.3VE, VCV f(125%)

$$N = 110.02 \text{ ton/col. } M = 276.70 + 19.73 + 73 + 27.97 + 0.3(53.49) + 18.59 = 359.03 \text{ ton-m.}$$

Gpo. VII.- CM, ET, TT= Sismo.

$$N = 110.02 \text{ ton/col. } M = -20.615 - 18.61 + 319.64 + 134.36 + \frac{42.71}{2} = 436.13 \text{ ton-m.}$$

\*\* Valor de sismo sobre la subestructura (Ver cálculo del  $M_x$ ).

- Resumen para la sección de desplante.

Grupo	$M_x(t-m)$	$M_y(t-m)$	F(%)	N(ton)	Notas.
I	0.69	276.70	100	110.02	Para $M_x$ ver diseño
III	69.614	359.03	125	110.02	del cabezal.
VII	55.673	436.13	133	110.02	

- Elementos mecánicos para la sección

intermedia (a 4.71m del desplante).

$$\text{Prof. de la columna a 4.71m} = \frac{(0.8)(4.71)}{8.42} + 1.00 = 1.40 \text{ m.}$$

$$\therefore P_{col.} = (1.40 + 1.00)(0.5)(4.71)(2.4) = 9.50 \text{ ton.}$$

$$\therefore N = 87.86 + 9.50 = 97.36 \text{ ton.}$$

- Empuje de tierras sobre las columnas.

$$E_c = 0.229 h (2h + h)L \quad \text{donde } h = 4.71, \quad h = 2.98, \quad L = 2.1\text{m.}$$

$$E_c = 0.229 (4.71)(2(2.98) + 4.71) (2.1) = 24.17 \text{ on.}$$

$$d = \frac{h(3h + h)}{3(2h + h)} = \frac{4.71 \cdot 3(2.98) + 4.71}{3 \cdot 2(2.98) + 3.71} = 2.01\text{m. de la sección considerada.}$$

$$M_{E_c} = 24.17(2.01) = 48.55 \text{ t-m.}$$

- Cargas permanentes debidas a los pesos propios (por columna)

$$P_a = 2.05 \text{ ton,} \quad d = 0.936 + 0.7 = 1.686\text{m.} \quad \therefore M_{pa} = -3.46 \text{ t-m.}$$

$$P_b = 1.71 \text{ ton,} \quad d = 0.9 - 0.25(0.5) = 0.575\text{m} \quad \therefore M_{pb} = -0.98 \text{ t-m}$$

$$P_c = 2.31 \text{ ton,} \quad d = 0.7 - 0.125 = 0.575\text{m} \quad \therefore M_{pc} = -1.33 \text{ t-m}$$

$$P_d = 3.42 \text{ ton,} \quad d = 0.7 - 0.5 = 0.20\text{m} \quad \therefore M_{pd} = -0.684 \text{ t-m}$$

$$P_{col} = 9.50 \text{ ton,} \quad d = 0.7 - 0.63 = 0.07\text{m} \quad \therefore M_{col} = 0.68 \text{ t-m}$$

$$\bar{X}_c = \frac{4,71(1,0)(0,5) + 0,4(4,71)(0,5)(0,27+1,00)}{4,71(1,0) + 0,4(4,71)(0,5)} = \frac{3,55}{5,642} = 0,63 \text{ m.}$$

∴ V = 18,99 ton.      y      ΣM = - 7,134 ton-m.

**-Cargas Horizontales.**

H <sub>1</sub> = 5,61 ton.	d = 0,99 + 4,71 = 5,7	M = 31,98 ton-m.
E <sub>6</sub> = 24,17 ton.	d = 2,01 m.	M = 48,55 ton-m.
H = 29,78 ton.		M = 80,53 ton-m.

Valuación de My para la sección intermedia.

Cargas verticales (ton)	Brazo (m)	My (ton-m)
CM = 54,25	d = 0,18	- 9,765
CV = 9,78	d = 0,18	- 1,76
V = 18,99	d = 0,39	- 7,314

Cargas horizontales (ton).	Brazo (m)	My (ton-m)
H = 29,78	2,70	80,53
VTS = 5,183	5,61	29,08
VTCV = 1,8	5,61	10,10
FR = 1,377	9,62	13,25
ST = 13,019	5,61	73,04
F = 2,71	5,61	15,20

- Grupo I, CM, CV, ET,      f = 100%

N = 97,36 ton,      M = -9,765 - 7,314 - 1,76 + 80,53 = 61,69 ton-m.

- Grupo III, Grupo I, FR, F, 0,3VE, VCV      f = 125%

N = 97,36 ton,      M = 61,69 + 13,25 + 15,20 + 0,3(29,08) + 10,10 = 108,96 ton-m

- Grupo VII, CM, ET, TT

N = 97,36 ton,      M = -9,765 - 7,314 + 80,53 + (6,623)(0,5)(64 - 4,71) +  
73,04 = 142,09 ton-m.

## - Resumen para la sección intermedia.

Grupo	Mx (ton)	My (ton)	N (ton)	Notas.
I	0.33	61.69	97.36	Mx se valió
III	5.5	108.96	97.36	tomando triangulo
VII	21.51	142.09	97.36	semejantes.

- Elementos mecánicos para la sección superior (bajo la cara inf. del cabezal)

N= 87.86 ton-m.

Cargas verticales (ton)	Brazo (m)	My (ton-m)
CM = 54.25	d= 0.02	1.085
CV = 9.78	d= 0.02	0.20
V <sub>1</sub> = 9.57	d= 0.48	- 4.59

Cargas horizontales (ton)	Brazo (m)	My (ton-m)
H <sub>1</sub> = 5.61	d= 0.99	5.531
VTS = 5.183	d= 0.9	4.66
VTCV = 1.8	d= 0.9	1.62
FR = 1.377	d= 4.91	6.76
ST = 13.019	d= 0.9	11.72
F = 2.71	d= 6.9	2.44

- Grupo I.- CM+CV+ET f(100%)

N= 81.86 ton. M= 1.085-4.59+0.2+5.531= 2.23 ton-m.

- Grupo III.- Grupo I+FR+F+0.3VE+VCV f(125%)

N= 81.86 ton. M= 2.23+6.76+2.44+0.3(4.601)+1.62= 14.45 t-m.

- Grupo VII.- CM+ET+TT (f=133%)

N= 81.86 ton. M= 1.085-4.59+5.531+11.72= 13.75 ton-m.

Resumen para la sección superior.

Grupo	Mx(ton)	My(ton)	N(ton)	Notas.
F	1.39	2.23	87.86	
III	62.485	14.45	87.86	
VII	26.76	13.75	87.86	

- Diseño de la sección de desplante.

Para el diseño de la sección de desplante, se utilizarán las gráficas de Sutherland and Reese, para diseño de columnas con carga axial y momento en el sentido más desfavorable, y se añadirá el acero para momento flector menor, posteriormente, se revizará la sección con armado, por uno de los métodos para cargas sísmicas, señalando, que tanto los momentos, como la carga axial, no se reduzcan en sus esfuerzos y se tomarán éstos como factores de carga.

- Constantes de cálculo.

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$fc = 0.4f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$
$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$	$f_s \text{ min} = 1800 \text{ kg/cm}^2$
$h = 9$	$f_s \text{ máx} = 2000 \text{ kg/cm}^2$
$j = 0.897$	$K = 13.90$

Condición más favorable, para el grupo VII

$M_x = 42 \text{ ton-m}$	$ecc = 8.5 \text{ cm.}$
$M_y = 328 \text{ ton-m}$	
$N = 82.7 \text{ ton.}$	

$$A_s = \frac{M_x}{f_s j d} = \frac{4200000}{2000(0.897)(61.5)} = 38.10 \text{ cm}^2/\text{cara}$$

- Aplicando las gráficas de Sutherland and Reese.

$$N = 88.7 \text{ ton.}$$

$$M_y = 328 \text{ ton-m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{328}{82.7} = 3.69 \text{ mts.} \gg 0.9 \text{ mts.}, \quad d' = 8.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{8.5}{180} = 0.047 = 0.05 \quad \therefore \frac{h}{e} = \frac{1.80}{3.69} = 0.49$$

del diagrama 18 tenemos,  $f_c = \frac{C \cdot M}{bh}$   $\therefore C = \frac{f_c \cdot bh^2}{M}$

$$C = \frac{(100)(70)(180)^2}{32800000} = 6.91 \quad \text{entrando a la gráfica con éste valor}$$

se obtiene:  $p_n = 0.062$ ,  $K = 0.32$

$$\therefore f_c = \frac{6.91(328 \times 10^3)}{70(180)} = 99.9 \text{ kg/cm}^2 < f_c \text{ perm.} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \left[ \frac{1 - \frac{d'}{h}}{K} - 1 \right] = 9(99.9) \left[ \frac{1 - 0.05}{0.32} - 1 \right] = 1770 \text{ kg/cm}^2$$

1800 kg/cm.

$$f_s' = n f_c \left[ 1 - \frac{1}{K} \left( \frac{d'}{h} \right) \right] = 9(99.9) \left[ 1 - \frac{1}{0.32} (0.05) \right] = 758.62 <$$

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

donde:

$f_c$  = esfuerzo de compresión en el concreto.

$f_s$  = esfuerzo de tensión en el acero.

$f_s'$  = esfuerzo de compresión en el acero.

$$\therefore p = \frac{0.062}{9} = 0.0068/\text{cara} \quad A_s = (0.0068)(2)(180)(70) = 173.59 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s \text{ tot.} = 173.59 + 38.10(2) = 249.79 \text{ cm}^2 \text{ con vars. } \# 8C, \\ a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ vars.} = \frac{249.79}{5.07} = 50 \text{ vars.} \quad p_{\text{real}} = \frac{50(5.07)}{180(70)} = 0.020119 > 0.01 \text{ y } < 0.08$$

Se revisará la sección por el método de la aproximación bilineal.

$$\text{Se debe de verificar; } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{M_{noy}}{M_{nox}} \Rightarrow \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \frac{(1-B)}{B} + \frac{M_{nx}}{M_{nox}} \leq 1$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}} \Rightarrow \frac{M_{ny}}{M_{noy}} + \frac{M_{nx}(1-B)}{M_{nox} B} \leq 1$$

$$P_n = \frac{N}{y} = \frac{110.02}{0.07} = 157.17 \text{ ton. carga axial combinada con momento.}$$

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} F_y = 0.85(0.25)[(180)(70) - 253.5] + 253.5(4)$$

$$P_o = 3637.63 \text{ ton. (resist. carga axial sin excentricidad)}$$

$$M_{nx} = \frac{M_x}{0.7} = \frac{55.673}{0.7} = 79.53 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_y}{0.7} = \frac{436.13}{0.7} = 623.097 \text{ m.}$$

$$\therefore \frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{623.09}{79.53} = 7.83$$

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{157.17}{3637.63} = 0.0432$$

$$w = \frac{f_y}{f'_c} = \frac{0.020119(4)}{0.25} = 0.322 \quad \text{Entrando a las gráficas de constantes de diseño para flexión-biaxial.}$$

tenemos que  $B = 0.67$

$$\frac{f_p P_n}{A_g} = \frac{0.7(157.19)}{180(70)} = 0.00873 \text{ ton/cm}^2, \text{ con } \rho_g = 0.020119$$

Entrando con estos dos valores a la tabla de resistencia a --- carga-momento

se tiene:  $0.028 = \frac{f M_n}{A_g h}$  en  $\text{ton/cm}^2$

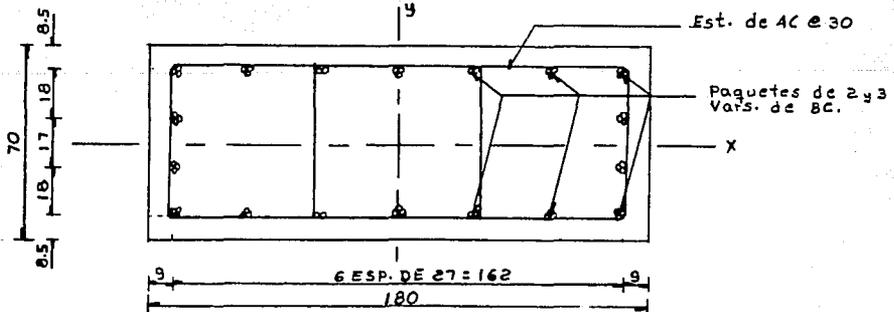
$$\therefore M_{nox} = \frac{0.028 (180)(70)^2}{0.7} = 352.8 \text{ ton-m} = \frac{0.028(A_g)h}{0.7}$$

$$M_{noy} = \frac{0.028(180)(70)(180)}{0.7} = 907.2 \text{ ton-m}$$

$\therefore \frac{M_{noy}}{M_{nox}} = \frac{907.2}{352.8} = 2.57$ , como  $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$  se huzará la

fórmula  $\frac{M_{ny}}{M_{noy}} + \frac{M_{nx}(1-B)}{M_{nox} B} \leq 1$  Sust. valores.

tenemos:  $\frac{823.09}{907.2} + \frac{79.53(1-0.65)}{352.8(0.65)} = 0.8 < 1$   $\therefore$  Se acepta la sección.



Diseño de la sección intermedia a 4.71 m de la contratrabe.

Diseño con Grupo VII incremento (133%)

$$M_x = \frac{21.51}{1.33} = 16.17 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = \frac{142.09}{1.33} = 106.83 \text{ ton-m.}$$

$$N = \frac{97.96}{1.33} = 73.20 \text{ ton.}$$

Para su diseño se hara n las mismas consideraciones que en el caso de la sección de desplante.

$$b = 0.70 \text{ m.}$$

$$h = \frac{(1.80-100)(4.71)}{5.42} + 100 = 1.40 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_x}{f_s j d} = \frac{1617000}{2000(0.897)(61.5)} = 14.66 \text{ cm}^2/\text{cara.}$$

- Aplicando las gráficas de Sutherland and Reese.

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{106.83}{73.20} = 1.46 \text{ m.} > 0.6 \text{ mts.}, \text{ si } d' = 8.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{8.5}{140} = 0.061 = \text{se tomaría el valor de } 0.05, \text{ h/e} = \frac{140}{146} = 0.96$$

$$\text{del diagrama 18 tenemos, } C = \frac{f_c b h^2}{M} \quad \therefore C = \frac{(62)(70)(140)^2}{10683000} = 8.02$$

entrando al diagrama con éste valor encontramos:

$$P_n = 0.049 \text{ y } K = 0.32$$

$$\therefore f_c = \frac{CM}{bh^2} = \frac{8.02(10683000)}{70(140)^2} = 62.44 < 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} f_c \text{ perm)}$$

$$f_s = n f_c \left[ \frac{1-d'/h}{K} - 1 \right] = 9(62.44) \left[ \frac{1-0.062}{0.32} - 1 \right] = 1087 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \left[ 1 - \frac{1}{k} (d'/h) \right] = 9(85) \left[ 1 - \frac{1}{0.32} (0.061) \right] = 455 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = \frac{0.049}{9} = 0.005/\text{cara} \quad \therefore P_{\text{aprox.}} = \frac{14.66(2)}{(120)(70)} + 0.005(2) = 0.0135$$

$$P_{\text{min.}} = 0.01 < P_{\text{aprox.}} < P_{\text{máx.}} = 0.08$$

$$A_s = pbd = (0.0135)(120)(70) = 113.32 \text{ cm}^2 \text{ con vars. } 8C, a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ ars.} = \frac{113.32}{5.07} = 23 \text{ vars.} \quad P_{\text{aprox.}} = \frac{26(5.07)}{140(70)} = 0.0135$$

Revisión por el método de aproximación bilineal.

$$P_n = \frac{N}{f} = \frac{97.96}{0.7} = 139.94 \text{ ton.}$$

$$P_o = 0.85f'c(A_g + A_{st}) + A_{st} f_y = 0.85(0.25) [9800 - 131.82] + 131.82(4) =$$

$$P_o = 2581.77 \text{ ton.}$$

$$M_{nx} = \frac{M_x}{0.7} = \frac{21.51}{0.7} = 30.73 \text{ ton-m}$$

$$M_{ny} = \frac{M_y}{0.7} = \frac{142.09}{0.7} = 202.99 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \frac{202.99}{30.73} = 6.606$$

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{139.94}{2581.77} = 0.054$$

$$w = \frac{P_g f_y}{f'c} = \frac{0.0135(4)}{0.25} = 0.22, \text{ Entrando a las gráficas de constantes de diseño para flexión biaxial.}$$

tenemos que  $B = 0.65$

$$\frac{f P_n}{A} = \frac{0.7(139.94)}{9800} = 0.010 \text{ ton/cm}^2, \text{ con } P_g = 0.0135$$

Entrando con estos valores a la tabla de resistencia a carga--momento se tiene:

$$0.021 = \frac{f M_n}{A g h} \text{ en ton/cm}^2$$

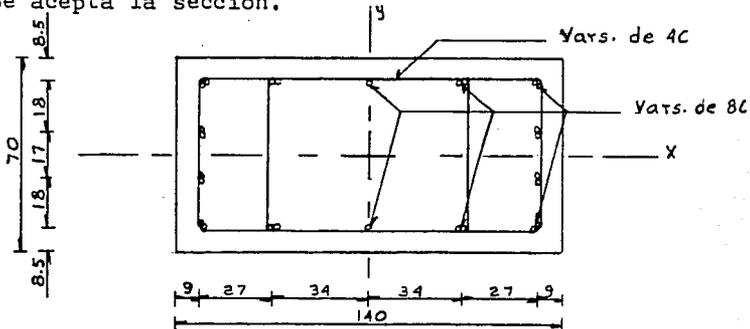
$$\therefore M_{nox} = \frac{0,021 \cdot Agh}{0,7} = \frac{0,021(9800)(70)}{0,7} = 205,8 \text{ ton-m.}$$

$$M_{noy} = \frac{0,021 \cdot Agh}{0,7} = \frac{0,021(9800)(140)}{0,7} = 411,6 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{M_{noy}}{M_{nox}} = \frac{411,6}{205,8} = 1,2 \text{ como } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}} \text{ se usará la fórmula.}$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{noy}} + \frac{M_{nx}(1-B)}{B M_{nox}} \leq 1 \quad \therefore \frac{202,99}{411,6} + \frac{30,73(1-0,65)}{0,65(205,8)} = 0,57 \leq 1$$

\(\therefore\) Se acepta la sección.



### Diseño de la sección superior.

Se seguirá con el mismo criterio de diseño.

$$M_x = \frac{62,485}{1,25} = 49,99 \text{ t-m.}$$

$$b = 0,70 \text{ m.}$$

$$M_y = \frac{14,45}{1,25} = 11,56 \text{ t-m.}$$

$$h = 1,00 \text{ m.}$$

$$N = \frac{37,86}{1,25} = 70,29 \text{ ton.}$$

$$A_s = \frac{M_y}{f_{sjd}} = \frac{1156000}{2000(0,897)(91,5)} = 7,04 \text{ cm}^2 \text{ /cara.}$$

- Aplicando las gráficas de Sutherland and Reese.

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{49,99}{70,29} = 0,71 \text{ mts.} > 0,35 \text{ mts.}, \text{ si } d' = 8,5 \text{ cm.}$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{8,5}{700} = 0,085 \text{ se tomará el valor de } 0,10; \frac{h}{e} = \frac{70}{71} = 0,99$$

del diagrama 19 tenemos  $c = \frac{f_c b h}{M}$  con  $f_c \leq 100 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore c = \frac{(70)(100)(70)^2}{4999000} = 7,74 \text{ entrando al diagrama tenemos que:}$$

$$p_n = 0,07 \text{ y } k = 0,37$$

$$f_s = n f_c \left[ \frac{1 - d'/h}{k} - 1 \right] = 9(79) \left[ \frac{1 - 0,085}{0,37} - 1 \right] = 1047,28 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = n f_c \left[ 1 - \frac{1}{k} (d'/h) \right] = 9(79) \left[ 1 - \frac{1}{0,37} (0,085) \right] = 547,67 \text{ kg/cm}^2 < 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = \frac{0,67}{9} = 0,0077/\text{cara} \quad \therefore \text{Paprox.} = \frac{7,04(2)}{70(100)} + 0,0677(2) = 0,017$$

$$P_{\min} = 0,01 < \text{Paprox} < 0,08 (P_{\max}).$$

$$A_s = p_b d = 0,017 (70)(100) = 121,88 \text{ cm}^2 \text{ con vars. } 8C, a_s = 5,07 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ Vars.} = \frac{121,88}{5,07} = 24 \text{ vars.} \quad \frac{P_{\text{real}}}{(\text{por armado})} = \frac{24(5,07)}{70(100)} = 0,017$$

- Revisión por el método de aproximación bilineal.

$$P_n = \frac{87,86}{0,7} = 125,51 \text{ ton.}$$

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g + A_{st}) + A_{st} f_y = 0,85(0,25) [7000 - 121,68] + 121,68 \times (4) = 1948,36 \text{ ton.}$$

$$M_{nx} = \frac{M_x}{0,7} = \frac{62,485}{0,7} = 89,26 \text{ ton.}$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = 0.23$$

$$M_{ny} = \frac{M_y}{0.7} = \frac{14.45}{0.7} = 20.64 \text{ on.}$$

$$\frac{P_n}{P_o} = \frac{125.51}{1948.36} = 0.064$$

$$W = \frac{P_g f_y}{f'_c} = \frac{0.017 \cdot (4)}{0.25} = 0.27, \text{ entrando a las gráficas de constantes de diseño para flexión.}$$

tenemos que:  $B = 0.64$

$$\frac{f P_n}{A} = \frac{0.7(125.51)}{7000} = 0.013, \text{ con } P = 0.017$$

Entrando con estos valores a la tabla de resistencia a carga--momento se tiene:

$$0.025 = \frac{f M_n}{A h} \text{ en ton/cm}$$

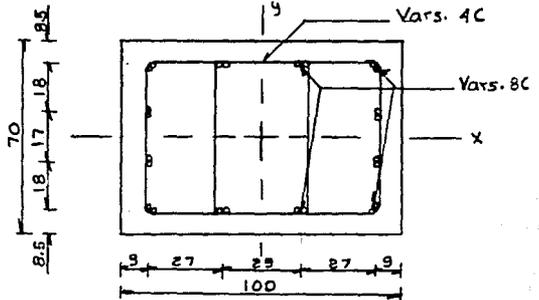
$$M_{nox} = \frac{0.025 A g h / 100}{0.7} = \frac{0.025(7000)(70) / 100}{0.7} = 175 \text{ ton-m}$$

$$M_{noy} = \frac{0.025 A g h / 100}{0.7} = \frac{0.025(7000)(100) / 100}{0.7} = 250 \text{ ton-m}$$

$\therefore \frac{M_{noy}}{M_{nox}} = \frac{250}{175} = 1.43$  como  $\frac{M_{noy}}{M_{nox}} > \frac{M_{ny}}{M_{nx}}$  se usará la expresión.

$$\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \frac{(1-B)}{B} + \frac{M_{nx}}{M_{nox}} \leq 1 \Rightarrow \frac{20.64}{250} \frac{(1-0.64)}{0.64} + \frac{89.26}{175} = 0.66 < 1$$

$\therefore$  Se acepta la sección.



- Revisión de las columnas por pandeo.

Según normas DIN 1045

$h_s = 10,02 \text{ m}$  = long. de pandeo.

$d = 0,70 \text{ m}$  = Dimensión mínima de la sección.

Debe cumplirse:  $\frac{P_{ruptura}}{W_{Pactuante}} \geq 3$

$P_{ruptura} = A_c \cdot f'c + A_s f_y$  donde:

$A_c$  = Area bruta de concreto.

$A_s$  = Area total del refuerzo.

$W$  = Factor de esbeltez.

- Se considerarán las condiciones más desfavorables, es decir-  
sección de  $70 \times 100 \text{ cm}$ , y  $A_s = 121,68 \text{ cm}^2$

$$\therefore A_c = bh = 70 \times 100 = 7000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 121,68 \text{ cm}^2$$

$$\therefore Prup = 7000(250) + 121,68(4000) = 2296720 \text{ kg.}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10,02}{70} = 14,31 \quad \text{de las tablas DIN.}$$

$\frac{h}{d}$	10	15
$\frac{h}{d}$		

$$\therefore \frac{h}{d} = 14,31 > \frac{5}{0,17} \div \frac{4,31}{M_x}$$

$W$	1,06	1,17
$W$		

$$\therefore W_x = 1,15$$

$P_{ext} = N_{m\acute{a}x} = 110,02 \text{ ton}$  (en el desp. de las columnas).

$$\therefore F.S. = \frac{2236720}{1,15(110020)} = 17,68 \gg 3 \quad \therefore \text{se aceptan las columnas.}$$

- Diseño de la zapata.

Se diseñará la zapata con los grupos III y VII, que resultaron más desfavorables en el análisis de las columnas.

Notas: Nótese que las fuerzas verticales pueden producir un momento en Y pero no en "X".

- Se considerará que todas las fuerzas horizontales solicitan directamente a la zapata, por medio de sus correspondientes brazos de palanca al centro de "B".
- Se ajustarán los brazos de palanca respecto a la zona de desplante, así como a la dimensión B/2.
- Algunas de las fuerzas utilizadas en el diseño de las columnas se duplicarán para el análisis de la zapata.
- La tabulación de las cargas se mantendrá como en el diseño de las columnas.

- Se propone A= 7.0 m. y B= 8.00 m. ∴

- Peso de la tierra.

$$h \text{ prom} = (h_{\text{máx}} + h_{\text{mín}})(0.5) = (11.20 + 6.96)(0.5) = 9.08 \text{ m.}$$

$$x_{\text{pt}} = \frac{B}{3} \left( \frac{h_{\text{máx}} + 2 h_{\text{mín}}}{h_{\text{máx}} + h_{\text{mín}}} \right)$$

$$P_t = (A_{\text{inf}} - A_{\text{col}})(h_{\text{prom}})(1.6) = [(7)(8) - 1.8(4.7)(2)] \\ (9.08)(1.6) = 777.0 \text{ ton.}$$

$$x_{\text{pt}} = \frac{8}{3} \left[ \frac{11.20 + 2(6.96)}{11.20 + 6.96} \right] = 3.69 \text{ m. del paño interior de la zapata.}$$

- Peso propio de la zapata y de la contratrabe.

$$V = \left( \frac{h}{3} \right) (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2}) = \frac{0.9}{3} (66.0 + 6.048 + 18.40) = 24.14 \text{ m}^3$$

$$\therefore W_1 = V_1(2.4) = 24.14(2.4) = 57.93 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 0.3(8)(7) = 16.8 \text{ m}$$

$$W_2 = 2.4(V_2) = 2.4 (16.80 \text{ m}^3) = 40.32 \text{ ton.}$$

$$\bar{y}_1 = \frac{0.558(0.83) + 1.62(2.14) + 2.232(4.69)}{0.558 + 1.62 + 2.232} = \frac{14.398}{4.41} = 3.26$$

$$\bar{y}_2 = 4.00 \text{ m.}$$

$$\text{Peso de la contratrabe } P_c = 0.4 (1.8)(3.36)(2.4) = 5.81 \text{ ton.}$$

Todas las demás cargas se tomarán del diseño de las columnas y del análisis de los marcos, ajustándose a lo antes expuesto.

- Valuación de fuerzas verticales.

Carga (ton)	Brazo (m)	My (t-m)	Mx (t-m)
CM= 54.25(2)= 108.5	- 2.24	- 243.04	- 0 -
CV= 9.78(2)= 19.56	- 2.24	- 43.81	- 0 -
V= (31.73)(2)=63.46	- 2.45	- 155.48	- 0 -
Pc= 5.81	- 1.86	- 10.81	- 0 -
W <sub>1</sub> = 57.93	- 0.74	- 42.87	- 0 -
W <sub>2</sub> = 40.32	- 0 -	- 0 -	- 0 -
Pt= 777.00	- 0.31	- 240.87	- 0 -

- Valuación de fuerzas horizontales.

Carga (ton)	Brazo (m)	My (t-m)	Mx (t-m)
H= (75.28)(2)= 150.56	5.85	880.776	- 0 -
VTS= 5.183	11.92	61.781	- 0 -
VNS= 21.43	13.37	- 0 -	286.52
VTCV= 1.8	11.92	21.46	- 0 -
VNCV= 4.47	15.89	- 0 -	71.03
FR= 1.377	15.93	21.94	- 0 -
F= (2.71)(2)= 5.42	11.92	64.61	- 0 -
Vse= 0.0	- 0 -	- 0 -	- 0 -
STS= 13.02	11.92	155.20	- 0 -
SNS= 8.68	13.37	- 0 -	166.05
SNse= 6.623	7.8	- 0 -	51.66
STse= 6.623	7.8	51.66	- 0 -

Gpo. III.- CM+CV+<sup>0</sup>ET+FR+F+0.3YE+YCV+Ft+Fc.

∴ N = 1072,58 ton ; My = 1007,32 - 736,88 = 270,44 ton-m  
Mx = 156,99 ton-m

Gpo. VII.- CM+ET+S

∴ N = 1072,58 - 19,56 = 1053,02 ton; My = 1087,64 - 693,07 = 394,57  
Mx = 167,71 ton-m.

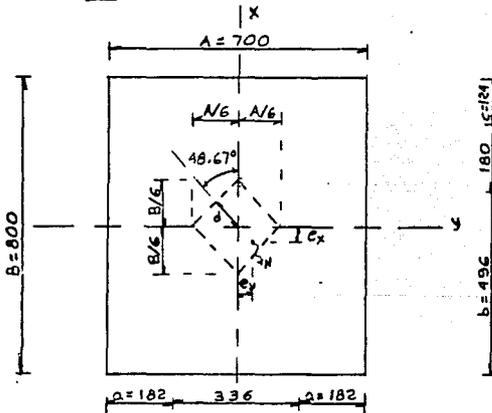
- Excentricidades.

$$ex_{III} = \frac{My_{III}}{N_{III}} = \frac{270,44}{1072,58} = 0,25 \text{ m.}$$

$$ey_{III} = \frac{Mx_{III}}{N_{III}} = \frac{156,99}{1072,58} = 0,15 \text{ m.}$$

$$ex_{VII} = \frac{My_{VII}}{N_{VII}} = \frac{394,57}{1053,02} = 0,37 \text{ m.}$$

$$ey_{VII} = \frac{Mx_{VII}}{N_{VII}} = \frac{167,71}{1053,02} = 0,16 \text{ m.}$$



$$\frac{A}{6} = \frac{7}{6} = 1,17 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{8}{6} = 1,33 \text{ m.}$$

$$\alpha = 180^\circ - 90^\circ - \text{TAN}^{-1} \frac{1,17}{1,33}$$

$$\alpha = 180 - 90 - 41^\circ 20' =$$

$$\alpha = 48^\circ 40'$$

La distancia (d) más corta para salir del núcleo central es:

$$d = \frac{B}{6} \cos \alpha = 1,33 (0,6604) = 0,88 \text{ m.}$$

$$d > e$$

$$e = \sqrt{ex^2 + ey^2} = \sqrt{(0,37)^2 + (0,16)^2} = 0,40 \text{ m.}$$

y por lo tanto, la totalidad de la zapata está sometida a la presión.

El esfuerzo en el terreno se determinará con la fórmula de -

la escuadría:  $f = \frac{N}{A} + \frac{M_x(y)}{I_x} + \frac{M_y(x)}{I_y}$  (ton/m<sup>2</sup>)

Tabulación para los grupos III y VII.

X máx. = ± 4.00 m.

Y máx. = ± 3.50 m.

$I_x = \frac{8(7)^3}{12} = 228.67 \text{ m}^4$

$I_y = \frac{7(8)^3}{12} = 298.67 \text{ m}^4$

Grupo	N/A	$\frac{M_x(y)}{I_x}$	$\frac{M_y(x)}{I_y}$
III	19.15	± 2.40	± 3.62
VII	18.80	± 2.57	± 5.28

Grupo	Esfuerzo t/m <sup>2</sup>	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>	f <sub>4</sub>	f(%)	freal	fperm.
III		13.13	17.93	20.37	25.17	125	20.136	20
VII		10.95	16.09	21.51	26.65	133	20.03	20

Se acepta la sección de 7.00×8.00m, y aunque el esfuerzo en el punto cuatro sea mayor de 20 ton/m<sup>2</sup>, debe recordarse que no se tomó en cuenta para el diseño de las columnas, el empuje de tierras al frente de las mismas, y por lo tanto los esfuerzos se disminuyen.

- Revisión por volteamiento.

Se tomarán momentos respecto al punto "B", nótese que los momentos que producirán las fuerzas horizontales son los anteriormente calculados.

Debe cumplirse:  $\frac{\sum M_v}{\sum M_H} > 2.00$  en el sentido "X" ó alrededor del eje Y.

CM	=	108.5	(2.24+4.00)	=	677.04	ton-m.
CV	=	19.56	(2.24+4.00)	=	122.05	ton-m.
V	=	63.46	(2.45+4.00)	=	409.32	ton-m.
Pc	=	5.81	(1.86+4.00)	=	34.05	ton-m.
W <sub>1</sub>	=	57.93	(0.74+4.00)	=	274.59	ton-m.
W <sub>2</sub>	=	40.32	(0.00+4.00)	=	161.28	ton-m.
Pt	=	777.00	(0.31+4.00)	=	3348.87	ton-m.
					Mv = 5027.2	ton-m.

Grupo III  $\frac{Mv}{MH} = \frac{5027.2}{1007.32} = 4.99 > 2$

∴ El caballete no se voltea.

Grupo VII  $\frac{Mv}{MH} = \frac{4905.15}{1087.64} = 4.51 > 2$

- Revisión por deslizamiento.

Debe cumplirse:  $\frac{Fs \sum Fv}{\sum FH} \geq 1.5$  donde:

Fs= Factor que depende del tipo de suelo en el desplante, para nuestro caso Fs= 0.4

$\sum Fv$ = N independiente para cada grupo.

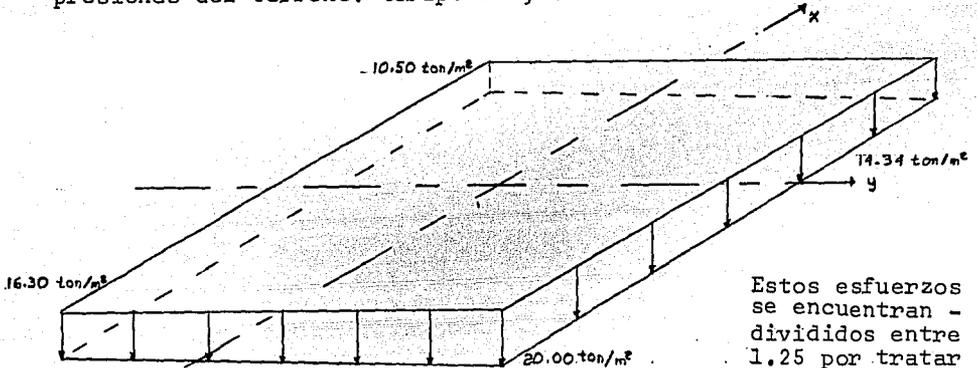
$\sum FH$ = Independiente para cada grupo (Véase valuación de Fzas.).

Grupo III  $\frac{0.4(1072.58)}{160.71} = 2.67 > 1.5$

∴ El caballete no se desliza.

Grupo VII  $\frac{0.4(1053.02)}{170.203} = 2.47 > 1.15$

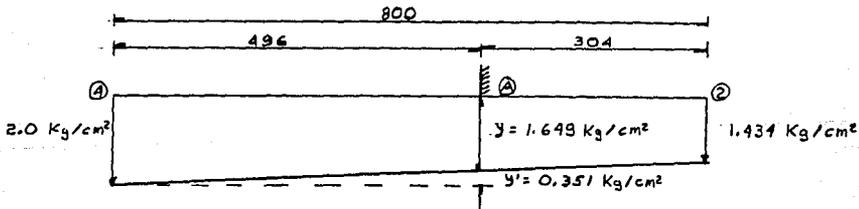
La zapata quedará solicitada con el siguiente diagrama de presiones del terreno. (Grupo III, más desfavorable.).



Estos esfuerzos se encuentran -  
divididos entre  
1.25 por tratar  
se de Gpo. III.

- Diseño del volado mayor de la zapata.

Puesto que las fuerzas, horizontales que se presentan en la dirección "Y" pueden tomar ambos sentidos, se considerarán los mayores esfuerzos para el diseño de la zapata.



$$Y = (2 - 1.434) \frac{304}{800} + 1.434 = 1.649 \text{ kg/cm}^2$$

- Se analizará por ml. de profundidad (Paralelamente al eje Y)

$$M_4 = (1.649)(4.96)(100)(496)(0.5) + 0.351(496)(100)(0.5)(0.67) \times (496)$$

$$M_4 = 20284019 + 2878386.9 = 2316406 \text{ kg-cm/m} \quad (+)$$

- Momento producido por el peso propio.

$$P_p = (0,30+1,20)(0,5)(4,96)(2400) = 8928,0 \text{ kg/m}$$

$$\bar{X} = \frac{4,96}{3} \left( \frac{1,20+2(0,3)}{1,20+0,3} \right) = 1,98 \text{ m.} = 198 \text{ cm} \text{ respecto al paño "A"}$$

$$\therefore M_{pp} = (8928)(198) = 1771315,2 \text{ kg-cm/m} \quad (\bar{-})$$

- Momento producido por el peso de la tierra.

$$h \text{ tierra} = (6,96+9,30)(0,5) = 8,13 \text{ m.}$$

$$W \text{ tierra} = (8,13)(4,96)(1,00)(1600) = 64519,68 \text{ kg/m.}$$

$$M_t = (64519,68)(4,96)(0,5) = 16000880 \text{ kg-cm/m} \quad (\bar{-})$$

$$\therefore M_p = M_4 - M_{pp} - M_t = 23162406 - 1771315,2 - 16000880 = 5390211 \text{ kg-cm/m} \quad (\bar{+})$$

Para  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$ .

$$h = 9 ; k = 0,310 ; j = 0,897 ; K = 13,50 \text{ kg/cm}^2$$

- Peralte requerido.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{5390211}{13,90(100)}} = 63 \text{ cm} < 110 \text{ cm} \text{ con rec} = 10 \text{ cm.}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{5390211}{(2000)(0,897)(110)} = 27,32 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Usando Vars. 6C} \quad S = \frac{b a_s}{A_s} = \frac{100(2,86)}{27,32} = 10,51 @ 10 \text{ cm.}$$

∴ Se armará la parrilla inferior de la zapata, en sentido del volado mayor, con vars.  $\emptyset 8C @ 10 \text{ cm.}$

- Revisión por fuerza cortante.

$$V \text{ terreno} = (2+1,649)(0,5)(496)(100) = 90495,2 \text{ kg/m} \uparrow$$

$$V \text{ Tierra} = W \text{ tierra} = 64519,68 \text{ kg/m} \downarrow$$

$$V_{pp} = P_p = 8928,0 \text{ kg/m} \downarrow$$

$$V_d = 17047,52 \text{ kg/m} \downarrow$$

$$V_p = 0.53 \sqrt{f'c} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ constante admisible.}$$

$$v = \frac{V_d}{bd} = \frac{17047.52}{100(110)} = 1.55 \ll 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

← Revisión por adherencia.

$$V_p = \frac{3.23 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{3.23 \sqrt{250}}{1.91} = 26.81 \text{ kg/cm}^2 < 35.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\# \text{ vars./m} = \frac{27.32}{2.87} = 9 \text{ Vars.}$$

$$M = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{17047.52}{9(6)(0.897)(110)} = 3.2 \text{ kg/cm}^2 \ll 26.81 \text{ kg/cm}^2$$

La cantidad de varillas requerida por esfuerzos de adherencia.

$$n = \frac{V}{(3.23) \sqrt{f'c} \pi j d} = \frac{V}{(3.23) \sqrt{250} \pi (0.897) d} = \frac{y}{143.9 d}$$

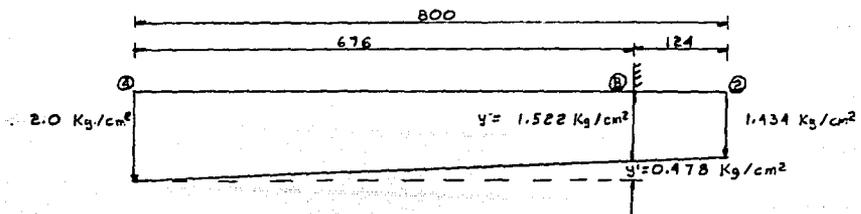
$$n = \frac{17047.52}{143.9 (110)} = 2 \text{ vars./m.}$$

$$\therefore \mu 2 \text{ vars.} = \frac{17047.52}{2(6)(0.897)(110)} = 14.4 < 26.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore l = \frac{A_s f_s}{\mu \sum o} = \frac{2.87 (2000)}{26.81 (61)} = 36 \text{ cm (min).}$$

Cabe señalar, que el esfuerzo de adherencia se reduce al incrementar el número de varillas.

- Diseño del volado menor de la zapata.



- Momento producido por la reacción del terreno.

$$M_B = (1.434)(1.24)(100)(0.5) + (1.522 - 1.434)(1.24)(100)(0.5)(0.33)$$

(124) (124) =

$$M_B = 1102459.2 + 22551.463 = 1125010.6 \text{ kg-cm/m } (+)$$

- Momento producido por el peso propio.

$$P_p = (0.3 + 1.20)(0.5)(1.24)(2400) = 2232 \text{ kg/m.}$$

$$\bar{X} = \frac{1.24}{3} \left( \frac{1.20 + 2(0.3)}{1.2 + 0.3} \right) = 0.496 \text{ m.} = 49.6 \text{ cm respecto al paño "B"$$

$$M_{pp} = (2232)(49.6) = 110707.2 \text{ kg.cm/m } (+)$$

- Momento producido por el peso de la tierra.

$$h \text{ tierra} = (11.20 + 10.4)(0.5) = 10.8 \text{ m.}$$

$$W \text{ Tierra} = (10.8)(1.24)(1.00)(1600) = 21427.2 \text{ kg/m.}$$

$$M_t = (21427.2)(1.24)(0.5) = 1328486.4 \text{ kg-cm/m. } (+)$$

$$\therefore M_o = -M_B + M_{pp} + M_t = -1125010.6 + 110707.2 + 1328486.4 = 314183 \text{ kg.cm/m.}$$

- Peralte requerido.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{314183}{13.90(100)}} = 15.03 \text{ cm.} < 110 \text{ cm, } \text{rec} = 10 \text{ cm.}$$

$$\therefore A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{314183}{2000 (0.897)(110)} = 1.59 \text{ cm}^2$$

Se colocarán Vars. de 4C @ 30cm en la parrilla superior.

- Revisión por fuerza cortante.

$$V \text{ terreno} = (1.522 + 1.434)(0.5)(1.24)(100) = 18327.2 \text{ kg/m } \uparrow$$

$$V \text{ tierra} = W \text{ tierra} = 21427.2 \text{ kg/m } \downarrow$$

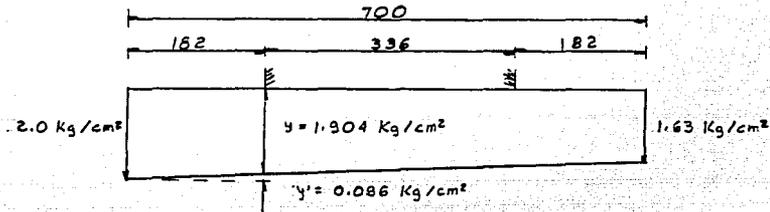
$$V_{pp} = P_p = 2232.0 \text{ Kg/m } \downarrow$$

$$V_d = 5332 \text{ kg/m. } \downarrow$$

$$v_p = 0.53 \sqrt{F1.c} = 0.52 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_d = \frac{v_d}{b_d} = \frac{5332}{100(110)} = 0.48 \text{ kg/cm}^2 \ll 8.38 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ se acepta.}$$

- Diseño de los volados extremos.



$$y = \frac{(2 \cdot 1.63)(5.18)}{7.00} + 1.63 = 1.904 \text{ kg/cm}^2$$

- Momento producido por la reacción del terreno.

$$M_c = (1.904)(182)(100)(182)(0.5) + 0.096(182)(100)(0.5)(0.67)(182) =$$

$$M_c = 3153404.8 + 105996.78 = 3259401.5 \text{ kg.cm/m } (+)$$

- Momento producido por el peso propio.

$$P_p = (0.3 + 1.20)(0.5)(1.82)(2400) = 3276 \text{ kg/m.}$$

$$X = \frac{1.82}{3} \left( \frac{1.20 + 2(0.3)}{1.20 + 0.3} \right) = 0.728 \text{ m} = 72.8 \text{ cm} \text{ respecto al paño.}$$

$$\therefore M_{pp} = (3276)(72.8) = 238492.8 \text{ kg.cm/m } (-)$$

- Momento producido por el peso de la tierra.

$$h \text{ tierra} = 10.27 \text{ m.}$$

$$W \text{ tierra} = (10.27)(1.82)(1.00)(1600) = 29906.24 \text{ kg/m.}$$

$$M_t = (29906.24)(182)(0.5) = 2721467.8 \text{ kg.cm/m } (-)$$

$$M_d = 3259401.5 - 238492.8 - 2721467.8 = 299440.9 \text{ kg.cm/m } (+)$$

- Peralte requerido.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{299440.9}{13.90(100)}} = 14.7 \text{ cm.} \ll 110 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{299440.9}{(2000)(0.897)(110)} = 1.52 \text{ cm}$$

Se colocarán Vars. de 4C @ 30 cm.

-Refuerzo por temperatura.

$$As = 0.002 B d$$

$$d = \text{peralte promedio de la zapata} = (1.10 + 0.2)(0.5) = 0.65 \text{ m.}$$

$$B = 1.00 \text{ m.}$$

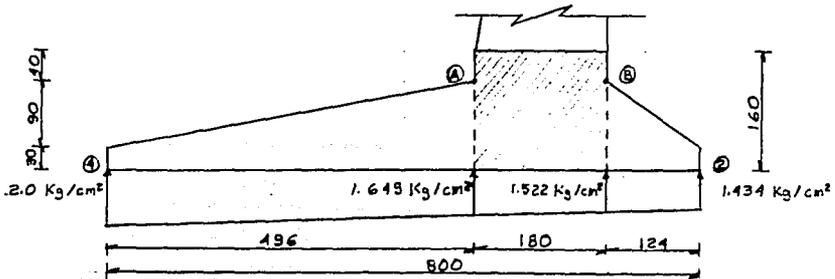
$$\therefore As = (0.002)(100)(65) = 13 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ con vars. 6C con } a_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\# s = \frac{B a_s}{As} = \frac{100(2.87)}{13} = 22.08 \text{ cm. @ 22 cm.}$$

En resumen: Se colocarán vars. de 6C @ 10cm en la parrilla inferior, del volado mayor de la zapata, haciendo llegar la 1ª y 3ª parte de éste armado al de la zapata, es decir, se correrán vars. de 6C @ 30cm.

- En el caso de los volados extremos (dirección del eje "Y") -
- se pondrán vars. de 6C @ 22cm, que es el refuerzo por temperatura, ya que da un refuerzo mayor al solicitado por flexión.
- La parrilla superior se armará con vars. de 4C @ 30cm. en ambos sentidos, si por cuestiones de armado, se cree prudente uniformizar la separación de las varillas, se considerarán las separaciones más críticas.

- Diseño de la contratrabe.



- Cargas verticales directas.

$$\text{Reacción del terreno (RT)} = (1.649 + 1.522)(0.5)(180) = 285.39$$

$$\text{kg/cm} = 28.54 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio (Pp)} = (1.80)(1.60)(2.4) = 6.912 \text{ t/m} \downarrow = 6.912 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso del terreno} = (1.80)(9.42)(1.6) = 27.13 \text{ t/m} \downarrow = 27.13 \text{ t/m}$$

$$F_v = 5.502 \text{ t/m} \downarrow$$

\* Gráficamente de la figura mostrada al principio del cálculo.

- Cortante en "A"

$$\text{Reacción del terreno} = (2 + 1.649)(496)(0.5) = 90.495 \text{ t/m} \uparrow$$

$$\text{Peso propio} = \text{Véase hoja No. 160} = 8.928 \text{ t/m} \downarrow$$

$$\text{Peso tierra} = \text{Véase hoja No. 161} = 64.519 \text{ t/m} \downarrow$$

$$V_A = 17.048 \text{ t/m} \uparrow$$

- Cortante en "B"

$$\text{RT} = (1.522 + 1.434)(124)(0.5) = 183.272 \text{ kg/cm} = 18.33 \text{ t/m} \uparrow$$

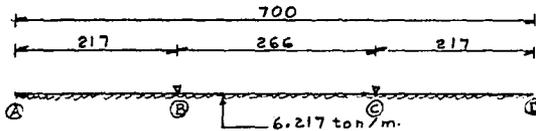
$$\text{PP} = \text{Véase la hoja No. 162} = 2.232 \text{ t/m} \downarrow$$

$$\text{PT} = \text{Véase la hoja No. 163} = 21.427 \text{ t/m} \downarrow$$

$$V_B = 5.329 \text{ t/m} \downarrow$$

$$\dots W = F_v + V_B - V_A = 5.502 + 5.329 - 17.048 = 6.217 \text{ t/m} \uparrow$$

- Se considerará la viga a ejes de columnas.



Conservadoramente, se despreciará el efecto de los volados extremos de la zapata, para momento positivo, y se asignará, - posteriormente, el armado producido por los volados para momento negativo, es decir:

$$M_{\text{tramo B-C}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{6.217 (2.66)^2}{8} = 5.5 \text{ t-m}$$

al centro del claro

$$M_{\text{tramo AB}} = CD = \frac{w l^2}{2} = \frac{6.217(2.17)^2}{2} = 14.64 \text{ t-m.}$$

- Cortante: (en la zona de la contratrabé).

$$V_{\text{máx}} = \frac{w l}{2} = \frac{2.66(6.217)}{2} = 8.27 \text{ ton. (sin torsión).}$$

- Peralte requerido.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{1464000}{13.90(180)}} = 24.19 \ll d = 150 \text{ cm con rec} = 10 \text{ cm.}$$

No se considera conveniente reducir el peralte de la contratrabe, en virtud en que se le va a adjudicar toda la torsión, sin tomar en cuenta la colaboración de la zapata.

- Area de acero (diseño por flexión).

$$As(+)= \frac{M}{f_s j d} = \frac{550000}{(2000)(0.897)(150)} = 2.04 \text{ cm}^2 \text{ (lecho superior)}$$

$$As(-)= \frac{M}{f_s j d} = \frac{1464000}{(2000)(0.897)(150)} = 5.44 \text{ cm}^2$$

Diseño por torsión (por metro)

La torsión considerada en éste cálculo, será la provocada por los volados mayor y menor de la zapata, y cuya conversión de signos, será positiva para el volado mayor y negativo para el volado menor.

(Considérense las hojas #160 y 62 del diseño de la zapata).

1.-) Para el mayor de los volados.

Carga (ton)	brazo (m)	Momento (t-m)
RT= 90.50	2.56+0.9= 3.46	313.07 (+)
PP= 8.93	1.98+0.9= 2.88	25.72 (-)
Wt= 64.52	2.48+0.9= 3.38	218.08 (-)
		<u>Σ 69.27 (+)</u>

NOTA:

Los brazos considerados, se están tomando respecto al centro - de gravedad de la contratrabe.

2.-) Para el volado menor.

Carga (ton)	Brazo (m)	Momento (t-m).
Rt= 18.33	0.61+0.9=1.51	27.75 (-)
PP= 2.232	0.496+0.9= 1.396	3.12 (+)
Wt= 21.43	0.62+0.9 = 1.52	<u>32.57</u> (+)
		7.94+

Por la conversión de signos propuesta, éstos momentos van en - el mismo sentido y por lo tanto:

$$M_{tors. /m} = 69.27 + 7.94 = 77.21 \text{ t-m/m}$$

Considerando que el momento torsionante actúa entre los paños- interiores de las columnas tenemos:

$$M_t = \frac{(77.21)(3.36)}{2} = 129.71 \text{ t-m (al paño de las columnas)}$$

El armado por torsión se calculará aplicando el criterio de -- Cowan en "Diseño de estructuras de concreto por torsión".

- Refuerzo longitudinal por torsión.

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + b/h} = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \left(\frac{180}{150}\right)} = 4.576$$

$$Z = \frac{\psi M_t}{bh^2} = \frac{4.576(129.71000)}{180(160)} = 12.88 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo cortante actual).}$$

$$Z_c = 0.3 \sqrt{f'c} = 0.3 \sqrt{250} = 4.74 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esfuerzo cortante que puede absorber el con- creto.}$$

$$\therefore Z' = Z_c = 12.88 - 4.74 = 8.14 \text{ kg/cm}^2 \text{ Esf. de diseño.}$$

Momento torsionante que deberá tomar el refuerzo,

$$M't = \frac{Z' b_1 h_1^2}{Y} = \frac{8,14 (160)(140)^2}{4,576} = 5578461,4 \text{ Kg-cm}$$

donde:  $b_1 = 180 - 20 = 160$

$h_1 = 160 - 20 = 140$

Nota: El refuerzo obtenido se colocará en forma simétrica en ambos lechos.

$$A_{s_t}(+) = A_{s_t}(-) = \frac{M't (b' + h')}{0,8 f_s b h} (0,5)$$

$$A_{s_t}(+1) = A_{s_t}(-1) = \frac{5578461,4 (160+140)}{0,8 (2000)(160)(140)} (0,5) = 23,35 \text{ cm}^2$$

As total = As(flexión) + As(torsión)

As (+) = 23,35 + 2,04 = 25,39 cm<sup>2</sup>

As (-) = 23,35 + 5,44 = 28,75 cm<sup>2</sup>

- Revisión por p min.

Siguiendo el criterio del ACI, si As (+) es menor que el A<sub>smin</sub>, se incrementará en un 33% el refuerzo en ambos lechos, optando se por el As menor entre A min y 1.33 As(+).

$$p (+) \text{ min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0,0035$$

∴ A<sub>smin</sub> = 0,0035 bd = 0,0035 (180)(150) = 94,5 cm<sup>2</sup> > 25,39 cm<sup>2</sup>

1,33(25,39) + 1,33(28,79) = 72,06 cm<sup>2</sup>

6

94,5 + 28,79 = 123,29 cm<sup>2</sup>

Se tomara la primera opción.

∴ As (+) = 33,77 cm<sup>2</sup> con vars. 8C,  $\frac{33,77}{6,66} = 5,07 \approx 7$  vars.

As  $C_1 = 38.29 \text{ cm}^2$  con vars. 80,  $\frac{38.29}{5.07} = 7.55 \approx 8$  vars.

Revisión y armado por cortante. (flexión y torsión).

Tomando en cuenta el criterio de que en elementos sujetos a torsión, "b" es el lado menor y "h" el lado mayor:

$$\therefore h/D = \frac{180}{160} = 1.125$$

h/D	k
1.0	0.208
1.5	0.231
0.5	0.023

$$\therefore \alpha = 1.125 \frac{0.023}{0.5} (0.125) + 0.208 = 0.2138$$

$$v_t = \frac{M_t}{\alpha h b^2} = \frac{12971000}{0.2138 (180)(160)^2} = 13.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_f = \frac{V_{\text{máx}}}{b d} = \frac{8270}{180(150)} = 0.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma V_R = 13.48 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos permisibles a cortante.

$$\text{Por flexión } V_{tp} = 1.32 \sqrt{f'c} = 1.32 \sqrt{2500} = 20.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por flexión + torsión} = +t = 25.3 \text{ kg/cm} \quad (\text{Veáse Cowan}) +$$

$$\text{comparando: } V_R < V_{fp} < V_{f+t}$$

- Cálculo de los estribos (cortante + torsión).

La fuerza cortante y el momento torsionante máximos se medirán en el paño de las columnas.

$$V \text{ paño col.} = \frac{6.217(1.96)}{2} = 6.093 \text{ ton.}$$

$$M_t \text{ paño col.} = 129.71 \text{ t-m}$$

Area de los estribos verticales, que deberán absorber el cortante y la torsión.

$$A_{sv} = \frac{V_s}{f_s d} + \frac{M_t s}{0.8 X_1 Y_1 f_s} = \frac{6093 \text{ s}}{2000(150)} + \frac{12971000 \text{ s}}{0.8(160)(180)(2000)}$$

Asv = (0.02031 + 0.2815)s = 0.302 s (flexión y torsión).

$$\therefore S = \frac{A_{sv}}{0.302} \quad \text{en kg. y cm.}$$

Empleando estribos de 4 ramas de 4C.

$$S = \frac{4(1.27)}{0.302} = 16.8 \text{ cm.} \approx 16 \text{ cm a todo lo largo de la contratrabete.}$$

- Revisión por adherencia.

V = 8270kg , considerando el mismo refuerzo longitudinal.

$$\mu = \frac{V}{\sum o_j d} = \frac{8270}{7(8)(0.897)(150)} = 1.098 \text{ kg/cm}$$

$$M_{perm} = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{2.3 \sqrt{250}}{2.54} = 14.32 \text{ kg/cm}^2 \gg 1.1 \text{ kg/cm}^2$$

NOTA: De acuerdo al armado resultante de la contratrabete, se verificará y en su caso, se modificará el armado de la zapata.

Cálculo de la pila de concreto reforzado.

Datos de campo.

Pila	N. 2	N. 3
Estación	10+652.44	10+682.98
Velocidad de la corriente	3.48 m/s	3.48 m/s

Datos de la superestructura.

Losas nervadas	
Claros	30.00 m.
Longitud total de cada uno	30.50 m.
Ancho de calzada	4.00 m.
Ancho total	5.60 m.
Separación de nervaduras	2.80 m.
Parapeto de concreto según proyecto	P.T.V.1.2
Carga viva, una línea de tránsito	H-15
Elevación de la rasante	734.22 m.
Bombeo de la corona del camino	2 ‰
Angulo entre el eje de la pila y el camino	90°
Tipos de apoyo sobre la pila	Móvil y Fijo
Alineamiento horizontal	Tangente

Materiales.

Concreto	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ; $fc = 100 \text{ kg/cm}^2$ ; $fc \text{ med} = 80 \text{ kg/cm}^2$
Armado	$\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$
Simple	$\gamma_c = 2.3 \text{ ton/m}^3$
Acero	$fy = 4000 \text{ kg/cm}^2$ ; $fs = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ; $fs = 1800 \text{ kg/cm}^2$ para un L.R. $\gg 6000 \text{ kg/cm}^2$

Especificaciones.

Para construcción	S.C.T.
Para puentes	AASHO

Centro de gravedad de las áreas expuestas al viento, en el plano XZ, con respecto al desplante de la columna.

Area (m <sup>2</sup> )	Brazo (m)	AZ (m <sup>3</sup> )
A <sub>1</sub> = 2A' <sub>1</sub> = 2(0.15x0.2) = 0.06	10.10	0.606
A <sub>2</sub> = 2A' <sub>2</sub> = 2(0.5x0.05x0.2) = 0.01	10.07	0.101
A <sub>3</sub> = 2A' <sub>3</sub> = 2(0.8x1.19) = 1.904	9.60	18.278
A <sub>4</sub> = 2A' <sub>4</sub> = 2(0.5x0.4x1.19) = 0.476	9.07	4.317
A <sub>5</sub> = 2A' <sub>5</sub> = 2(0.53x1.20) = 1.272	9.40	11.957
A <sub>6</sub> = 2A' <sub>6</sub> = 2(0.75x1.16) = 1.740	8.22	14.303
A <sub>7</sub> = 2A' <sub>7</sub> = 2(0.75x7.64) = 11.46	3.82	43.777

a).- Con la presencia del NAME.

$$\bar{Z} = \frac{\sum_{i=1}^{i=7} AZ_i}{\sum_{i=1}^{i=7} A_i} = \frac{49.562}{5.462} = 9.074 \text{ m.}$$

b).- Sin la presencia del NAME.

$$\bar{Z} = \frac{\sum_{i=1}^{i=7} AZ_i}{\sum_{i=1}^{i=7} A_i} = \frac{93.339}{16.922} = 5.516 \text{ m.}$$

Centro de gravedad de las áreas expuestas al viento, en el plano YZ, con respecto al desplante de la columna.

Area (m <sup>2</sup> )	Brazo (m)	BZ (m <sup>3</sup> )
B <sub>1</sub> = 2B' <sub>1</sub> = 2(0.2x0.53) = 0.212	10.10	2.141
B <sub>2</sub> = 2B' <sub>2</sub> = 2(0.53x0.8) = 0.848	9.60	8.141
B <sub>3</sub> = 2B' <sub>3</sub> = 2(0.4x0.53) = 0.424	9.00	3.816
B <sub>4</sub> = 2B' <sub>4</sub> = 2(0.22x1.20) = 0.528	9.40	4.963
B <sub>5</sub> = 2B' <sub>5</sub> = 2(0.75x1.16) = 1.240	8.22	14.303
B <sub>6</sub> = 2B' <sub>6</sub> = 2(0.75x7.64) = 11.460	3.82	43.777

a).- Con la presencia del NAME.

$$\bar{Z} = \frac{\sum_{i=1}^{i=6} BZ_i}{\sum_{i=1}^{i=6} B_i} = \frac{33.364}{3.752} = 8.892 \text{ m.}$$

b).- Sin la presencia del NAME.

$$\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^n Bz_i}{\sum_{i=1}^n B_i} = \frac{77.141}{15.212} = 5.071 \text{ m.}$$

I.- Cargas transmitidas por la superestructura.

1.- Carga permanente.

a).- Losa

Vc.- Volumen de concreto = 84.3 (Véase plano N.º 2)

Pc.- Peso de concreto = 84.3x2.3 = 193.89 ton.

Peso del acero de refuerzo = 11.506 ton. (Véase plano N.º 2)

Pp.- Peso del parapeto = 0.19x30.5x2 = 11.59 ton.

CM = Pc+Ps+Pp = 193.89+11.506+11.59 = 216.986 ton. (por ser apoyo intermedio).

2.- Carga variable.

a).- Aplicando la carga por carril (por ser la más desfavorable, según se vio en el cálculo de la superestructura).

C.V. = 19.555 ton (Véase Pag. 80 losa).

I = 1.224 (Véase Pag. 75 losa).

C.V.I = 19.555x1.224 = 23.935 ton.

Comentario: Es más desfavorable, para el análisis de la pila, si la carga viva actúa sólo en un tramo, ya que produce momento.

b).- Brazo de la carga con respecto al eje de la pila (eje "X")

y<sub>1</sub> = 0.27 m. (Véase plano, Pila)

3.- Viento sobre la superestructura (incluyendo parapeto)

a).- Area expuesta de la superestructura Brazo con respecto Momento (Véase plano N.º 2) a la corona

losa: 2.29x30.5 =	69.845 m <sup>2</sup>	0.5x2.29+0.10=1.245m	86.957 m <sup>3</sup>
Parapeto: 0.60x30.0 =	<u>18.000 m<sup>2</sup></u>	2.29+0.5x0.6+0.10=2.69	<u>48.420 m<sup>3</sup></u>
	Σ = 87.845 m <sup>2</sup>		Σ = 135.377 m <sup>3</sup>

b).- Brazo con respecto al nivel de la corona (eje "Y")

$$Z = \frac{135.377}{87.845} = 1.541 \text{ m.}$$

c).- Presión total del viento (Según AASHO, Ed. 1978, Pág. 48)  
 VNS= 87.845x0.244= 21.434 ton.

Aplicado a  $Z_1 = 1.541$  m. sobre el nivel de la corona (eje "Y")

$$VTS = 87.845 \times 0.059 = 5.183 \text{ ton.}$$

Aplicado a  $Z_2 = 0.10$  m. sobre el nivel de la corona, ya que todas las fuerzas tangenciales a la pila las toma el apoyo fijo (eje "X")

4.- Viento sobre la carga variable (Según AASHO, Ed. 1978, 48 y 49)

$$VNCV = 30 \times 0.149 = 4.47 \text{ ton.}$$

Aplicada a 1.83 m. sobre el nivel de la rasante, es decir:

$$Z_3 = 1.83 + 2.29 + 0.10 = 4.22 \text{ m. sobre el nivel de la corona - - (eje "Y").}$$

$$VTCV = 30 \times 0.060 = 1.8 \text{ ton.}$$

Aplicado a  $Z_4 = 0.10$  m. sobre el nivel de la corona, ya que todas las fuerzas tangenciales a la pila las toma el apoyo fijo (eje "X").

5.- Frenaje.

$$F = 0.05 (wL + P_m) = 0.05 (0.714 \times 30 + 6.123) = 1.377 \text{ ton.}$$

donde; para la carga H-15:  $w = 0.714$  ton/m y  $P_m = 6.123$  ton. --  
 (Valores y fórmula especificados en AASHO, Ed. 1978, -  
 Págs. 31 y 44).

Aplicado en el apoyo fijo a 0.10 m. sobre el nivel de la corona.

6.- Variación termica.

El acortamiento de la superestructura por cambio de temperatura se traduce a la resistencia del apoyo móvil para ser deformado.

Como la pila soporta dos tramos de igual longitud este efecto se anula.

Fr= 0

### 7.- Sismo.

S= cP: Donde; c= 0.06, P= CM= 216.986 Ton. (especificados en-  
SN= 0.06x216.986= 13.019 ton. AASHO, Ed. 1978, Pág.69)

Aplica-do en el centro de gravedad de la superestructura, - -  
aproximadamente a:

Z<sub>s</sub>= 1.54 m. sobre el nivel de la corona. (eje "Y").

ST= SN= 13.019 Ton.

Aplicado en el apoyo fijo a una distancia de Z<sub>e</sub>= 0.10m. sobre  
el nivel de la corona (eje "X")

Nota: El sismo normal y tangencial no actúan al mismo tiempo.

## II.- Cálculo de esfuerzos en el cabezal.

### 1.- Revisión del momento actuante.

Para el cálculo de los esfuerzos en el cabezal considerare  
mos dos tramos cargados con la carga de carril más carga con-  
centrada (por ser la condición de carga más desfavorable en el  
cabezal), que especifican las AASHO (en la Pág. 30), y revisa  
remos para el grupo de cargas I (de las mismas especificacio-  
nes), por ser el más crítico para éste elemento estructural.

a).- Descargas de la superestructura (por nervadura).

- Carga muerta (CM)= 51.70 ton.

- Carga viva (CV) = 19.56 ton.

- Coeficiente de impacto (C<sub>i</sub>)= 1.224

- Coeficiente de concentración (C<sub>c</sub>)= 0.686

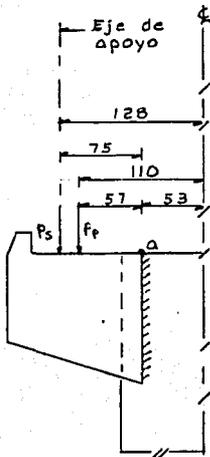
P<sub>M+V+I</sub> = CM+(CV·C<sub>i</sub>·C<sub>c</sub>) = 51.70+(19.56x1.224x0.686)= 68.124 ton

P<sub>s</sub>= 2 P<sub>M+V+I</sub> = 2x68.124= 136.248 ton. (Por estarse considera  
do dos tramos).

Esta descarga de la superestructura a el cabezal, estará aplicada a 1.28 m. sobre el eje de la pila, a partir del eje del camino, es decir, en la intersección del eje de la pila y el eje de apoyo.

Teniendo por lo tanto, un brazo de palanca efectivo (para flexión en el cabezal) de 0.75 m.

b).- Peso propio (Para un solo tramo de cabezal).



Area (m <sup>2</sup> )	X (m)	Ax (m <sup>3</sup> )
A <sub>1</sub> /2 = 0.03	1.595	0.048
A <sub>2</sub> /2 = 0.005	1.695	0.008
A <sub>3</sub> /2 = 0.952	1.125	1.071
<u>A<sub>4</sub>/2 = 0.238</u>	<u>0.927</u>	<u>0.221</u>
$\Sigma = 1.225$		$\Sigma = 1.348$

$$\bar{x} = \frac{\Sigma Ax}{\Sigma A} = \frac{1.348}{1.225} = 1.1 \text{ m.}$$

$$Pp = (\Sigma A)1.06 \times 2.4 = 1.225 \times 1.06 \times 2.4 = 3.116 \text{ ton.}$$

Brazo de palanca efectivo = 0.57 m.

Para efecto de simplificación de cálculo y tomando en cuenta que la fuerza que nos provoca los esfuerzos predominantes para el diseño, es la de la carga de la superestructura, se considera suficiente colocar el valor de la fuerza por peso propio, como una carga concentrada aplicada en el centro de cargas de la sección en voladizo del cabezal, que se encuentra dibujada en la gráfica superior.

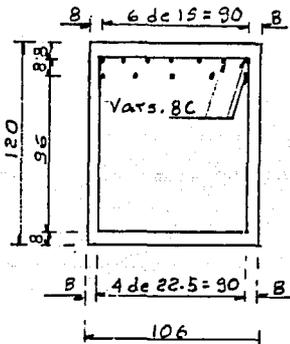
c).- Momento actuante.

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= 0.75 P_s + 0.57 \times P_p \\ &= 0.75 \times 136.248 + 0.57 \times 3.116 \end{aligned}$$

$$\Sigma M_a = 103.962 \text{ ton.m}$$

2.- Diseño del cabezal por flexión.

a).- Sección propuesta.



Propondremos 12 Vars. # 8C, distribuidas en la forma indicada en el croquis adjunto, tendremos;  $A_s = 12 \times 5.07 = 60.84 \text{ cm}^2$  y  $\sqrt{\frac{7 \times 8 + 5 \times 6}{12}} = 11.3 \approx 11.5 \text{ cm}$ .

12

∴ El peralte será  $d_v = h - y = 108.5 \text{ cm}$ .

b).- Revisión del peralte y acero de refuerzo necesarios en el paño de apoyo.

Constantes:

$n = 10$

$k = 0.30$

$j = 0.90$

$k = 13.70 \text{ kg/cm}^2$

$h = 1.20 \text{ m}$ .

$b = 1.06 \text{ m}$ .

$A_c = 1.272 \text{ m}^2$

$$d_{nec.} = \sqrt{\frac{M}{k_b}} = \sqrt{\frac{103.962}{13.7 \times 106}} = 84.61 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

$$d_{nec.} = 85 \text{ cm} < d_v = 108.5 \text{ cm}.$$

$$A_s \text{ nec.} = \frac{M}{f_s \text{ med. } j d_r} = \frac{10396200}{1800 \times 0.9 \times 108.5} = 59.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ nec.} = 59.15 \text{ cm}^2 < A_s = 60.84 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con las especificaciones AASHO, el acero de refuerzo por flexión debe prolongarse una distancia "d" más allá del punto donde teóricamente ya no es necesario este refuerzo y siendo la longitud del volado y el peralte del cabezal muy semejantes, deberemos, consecuentemente, correr todas las varillas de extremo a extremo del mismo.

Debido a que el acero de refuerzo por flexión no se podrá emplear para cortante, por lo antes dicho, colocaremos dos varillas adicionales, que serán dobladas a 45° y empleadas para absorber el esfuerzo (de tensión) de tensión diagonal, ocasionado por la fuerza cortante, complementando este tipo de refuerzo con el número de estribos verticales necesarios.

c).- Esfuerzos de trabajo de la sección propuesta.

Esfuerzos con el acero.

$$f_s = \frac{M}{Asjd} = \frac{10396200}{60.48 \times 0.9 \times 108.5} = 1750 \text{ kg/cm}^2 < f_s \text{ med} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el concreto.

$$f_c = \frac{f_s}{n} \left( \frac{kd}{d-kd} \right) = \frac{1750}{10} \left( \frac{0.3 \times 108.5}{108.5 - 0.3 \times 108.5} \right) = 75 \text{ kg/cm}^2 < f_c \text{ med} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

2.- Revisión por cortante.

El cabezal se revisará y reforzará para resistir el esfuerzo cortante tomando en cuenta que se tiene un elemento estructural de sección variable, por lo que se revisarán los dos puntos más críticos de la sección, los cuales son; el paramento de apoyo, y la intersección del eje de apoyo y eje de la pila.  
a) Cálculo del cortante actuante y permisible.

a.a).- En el paramento de apoyo.

h = 120 cm.

b = 106 cm.

A<sub>c</sub> = 1.272 m<sup>2</sup>

Ps = 136.248 ton.

Pp = 9.116 ton.

$$v_{perm} = 0.075 f'_c = 0.075 \times 250 = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{perm} = v_{perm} b d = 18.75 \times 106 \times 108.5 = 215644 \text{ kg.}$$

$$V_a = P_s + P_p = 139.364 \text{ ton} = 139364 \text{ kg} < V_{perm}$$

$$= 215644 \text{ kg.}$$

$$d = 108.5 \text{ cm} \quad v_a = \frac{V_a}{bd} = \frac{139364}{106 \times 108.5} = 12.12 \text{ kg/cm}^2 < v_{perm}.$$

$$= 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

a.b).- A la altura del eje de apoyo.

h = 71 cm.

b = 106 cm.

$v_{perm} = 18.75 \text{ kg/cm}^2$

Ac = 0.753m

$V_{perm} = 18.75 \times 106 \times 82.5 = 163969 \text{ kg.}$

d = 82.5 cm.

Ps = 136.248 ton.

$V_a = P_s = 136248 \text{ kg} < V_{perm} = 163969 \text{ kg.}$

$$v_a = \frac{136248}{106 \times 82.5} = 15.58 \text{ kg/cm}^2 < v_{perm} = 18.75 \text{ kg/cm}^2$$

b).- Cortante que absorbe el concreto.

b.a).- En el paramento de apoyo.

$v_c = 0.03f_c = 0.03 \times 250 = 7.5 \text{ kg/cm}^2 > v_{c\text{máx}} = 6.3 \text{ kg/cm}^2$

..  $v_c = 6.3 \text{ kg/cm}^2$

$V_c = v_c bd = 6.3 \times 106 \times 108.5 = 72456.3 \text{ kg} = 72.456 \text{ ton.}$

b.b).- A la altura del eje de apoyo.

$V_c = 6.3 \times 106 \times 82.5 = 55093.5 \text{ kg} = 55.094 \text{ ton.}$

c).- Cortante que tomarán las varillas del 8C dobladas a 45° y espaciadas a 40 cm.

c.a).- En el paramento de apoyo.

$$V_v = \frac{1.4142 A_v f_v j d}{s} = \frac{1.4142 \times 5.07 \times 1800 \times 0.9 \times 108.5}{40} = 28006 \text{ kg} = 28.006 \text{ ton.}$$

c.b).- A la altura del eje del apoyo.

$$V_v = \frac{1.4142 \times 5.07 \times 1800 \times 0.9 \times 82.5}{40} = 21295 \text{ kg} = 21.295 \text{ ton.}$$

d).- Cortante que tomarán los estribos verticales de 4 ramas-  
e 25.

d.a).- En el paramento de apoyo.

$$V_e = \frac{A_v f_r j d}{S} = \frac{4 \times 2.85 \times 1800 \times 108.5}{25} = 80151 \text{ kg} = 80.151 \text{ ton.}$$

d.b).- A la altura del eje de apoyo.

$$V_e = \frac{4 \times 2.85 \times 1800 \times 82.5}{25} = 60994 \text{ kg} = 60.994 \text{ ton.}$$

### III.-Cálculo de la columna.

Datos:

Diámetro de la pila = 1.50 m.

Elev. de la corona = 732.04m.

Elev. del NAME = 729.68 m.

Elev. del tapón superior = 722.04 m.

$h_1$ .- Elev. de la corona-Elev. del NAME= 2.36 m.

$h_2$ .- Elev. del NAME-Elev. del tapón superior = 7.64 m.

H.- Elev. de la corona -Elev. del tapón superior= 10.00 m.

A.- Area de desplante de la columna=  $\pi r^2 = \pi(0.75)^2 = 1.767\text{m}^2$

$I_x = I_y = \text{Momento de Inercia} = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi(0.75)^4}{4} = 0.249 \text{ m}^4$

1.- Volúmenes de concreto.

a).- pila=  $AH = 1.767 \times 10 = 17.671 \text{ m}^3$

b).- Cabezal=  $\left( \sum_{i=1}^n A_i \right) 1.06 - 1.20 = 2.45 \times 1.06 - 1.20 \times 0.32 = 2.213 \text{ m}^3$

c).- Volúmen total = 19.884  $\text{m}^3$

2.- Peso propio.

a).- pila=  $17.671 \times 2.4 = 42.410 \text{ ton.}$

b).- cabezal=  $2.213 \times 2.4 = 5.311 \text{ ton.}$

c).- Total = 47.721 ton.

### 3.- Viento sobre la pila (con agua).

Para el viento sobre la subestructura se siguió la recomendación AASHO, de la Pág. 49, y se consideraron las siguientes cargas de viento  $VN= 100 \text{ kg/cm}^2$ ,  $VT= 150 \text{ kg/cm}^2$

a).- Normal.

$$VNP_1 = \left( \sum_{i=1}^{i=6} A_i \right) 0.100 = 5.462 \times 0.100 = 0.546 \text{ ton.}$$

→ Aplicada a 9.04 m (Véase pág. 172 pila); a partir del desplante de la columna.

b).- Tangencial.

$$VTP_1 = \left( \sum_{i=1}^{i=3} B_i \right) 0.150 = 3.752 \times 0.150 = 0.563 \text{ ton.}$$

→ Aplicada a 8.89 m (véase pág. 172 pila), a partir del desplante de la columna.

### 4.- Viento sobre la pila (sin agua).

a).- Normal.

$$VNP_2 = \left( \sum_{i=1}^{i=7} A_i \right) 0.100 = 16.992 \times 0.100 = 1.699 \text{ ton.}$$

→ Aplicada a 5.52 m (véase pág. 172 pila), a partir del desplante de la columna.

b).- tangencial.

$$VTP_2 = \left( \sum_{i=1}^{i=6} B_i \right) 0.15 = 15.212 \times 0.150 = 2.282 \text{ ton.}$$

→ Aplicada a 5.07 m (véase pág. 173 pila), a partir del desplante de la columna.

### 5.- Empuje dinámico del agua.

$$ED = 52.55 \text{ KV}^2 A \quad (\text{AASHO, pág. 52}).$$

$V = 3.48 \text{ m/s}$  (al centro del cauce y en la zona de cruce de nuestro puente).

$$K = 0.67$$

$$A = 1.5 h_2 = 1.5 \times 7.64 = 11.46 \text{ m}^2$$

$$ED = 52.55 \times 0.67 \times (3.48)^2 \times 11.46 = 4,886 \text{ kg} = 4.886 \text{ ton.}$$

Aplicadas a 2.547 m, a partir del desplante de la columna (centro de presiones).

6.- Sismo en la pila.

$S = cP$  : Donde;  $c = 0.06$ ,  $P = \text{CMP} = 47.721 \text{ Ton. (AASHO; Pág. 69)}$ .  
 $\text{SNP} = \text{STP} = 0.06 \times 47.721 = 2.863 \text{ ton.}$

Aplicado a 5.50 m. a partir del desplante de la columna (centro de cargas).

7.- Esfuerzos que se presentan en la sección de desplante.

a).- Cargas muertas.

$\text{CMS} = 216.986 \text{ ton.}$

$\text{CMP} = 47.721 \text{ ton.}$

$N = 264.707 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 0$

b).- Cargas debidas a la corriente hidráulica (Empuje dinámico)

$\text{ED} = V_1 = 4.886 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 12.445 \text{ ton-m.}$

c).- Viento en la superestructura.

$\text{VNS} = V_2 = 21.434 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 247.370 \text{ ton-m.}$

$\text{VTS} = V_3 = 5.183 \text{ ton.} \quad M_x = 52.348 \text{ t.m} \quad M_y = 0$

d).- Viento en la pila

d.a).- Pila con agua.

$\text{VNP}_1 = V_4 = 0.546 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 4.954 \text{ ton-m.}$

$\text{VTP}_1 = V_5 = 0.563 \text{ ton.} \quad M_x = 5.006 \text{ ton.m} \quad M_y = 0$

d.b).- Pila sin agua.

$\text{VNP}_2 = V_6 = 1.699 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 9.333 \text{ ton-m.}$

$\text{VTP}_2 = V_7 = 2.282 \text{ ton.} \quad M_x = 11.572 \text{ ton-m} \quad M_y = 0$

c).- Viento en la carga viva.

$\text{VNCV} = V_8 = 4.47 \text{ ton.} \quad M_x = 0 \quad M_y = 63.563 \text{ ton-m.}$

$\text{VTCV} = V_9 = 1.80 \text{ ton.} \quad M_x = 18.180 \text{ ton-m} \quad M_y = 0$

f).- Cargas que actúan independientemente.

CV = N <sub>z</sub> = 19.555 ton.	Mx = 5.280 ton-m	My = 0
F <sub>R</sub> = V <sub>o</sub> = 1.377 ton.	Mx = 13.908 ton-m	My = 0
SNS = V <sub>1</sub> = 13.019 ton.	Mx = 0	My = 150.239 ton-m
STS = V <sub>2</sub> = 13.019 ton.	Mx = 131.492 ton-m	My = 0
SNP = V <sub>3</sub> = 2.863 ton.	Mx = 0	My = 15.747 ton-m.
STP = V <sub>4</sub> = 2.863 ton.	Mx = 15.747 ton-m	My = 0

8 : Combinación de esfuerzos en la sección de desplante (Grupos de cargas)

Grupos (a) con agua	Cargas Verticales paralelas al eje Z (ton)	Cargas horizontales paralelas al eje:		Momentos al rededor del eje:	
		X(ton)	y(ton)	X(ton-m)	y(ton-m)
Ia $\Delta f = 0\%$	CMT = 264.707 CV = 19.555		ED = 4.886	Mx = 5.280 My = 12.445	
	N = 284.262	Vx = 0	Vy = 4.886	Mx = 17.727	My = 0
IIa $\Delta f = 25\%$	CMT = 264.707	ED = 4.886 VNS = 21.434 VNP <sub>1</sub> = 0.546	VTS = 5.183 VTP <sub>1</sub> = 0.563	Mx = 52.348 My = 5.005	My = 12.445 My = 247.348 My = 4.936
	N = 264.707	Vx = 26.866	Vy = 5.746	Mx = 57.353	My = 264.729
IIIa $\Delta f = 25\%$	CMT = 264.707 CV = 19.555	ED = 4.886 0.3VNS = 6.430 0.3VNP <sub>1</sub> = 0.164 VNCV = 4,470	0.3VTS = 1.555 0.3VTP <sub>1</sub> = 0.169 VTCV = 1.800 FM = 1.377	Mx = 5.280 Mx = 15.706 Mx = 1.502 Mx = 18.180 Mx = 13.908	My = 12.445 My = 74.202 My = 1.483 My = 63.563
	N = 284.262	Vx = 15.950	Vy = 4.901	Mx = 54.576	My = 151.693
IVa $\Delta f = 33 \frac{1}{3}\%$	CMT = 264.707	ED = 4.886 SNS = 13.019 SNP = 2.863			My = 12.445 My = 150.293 My = 15.747
	N = 264.707	Vx = 20.768	Vy = 0	Mx = 0	My = 178.485
Va $\Delta f = 33 \frac{1}{3}\%$	CMT = 264.707	ED = 4.886	STS = 13.019 STP = 2.863	Mx = 131.482 Mx = 15.755	My = 12.445
	N = 264.707	Vx = 4.886	Vy = 15.882	Mx = 147.237	My = 12.455

Grupos(b) sin agua	Cargas Verticales paralelas al eje Z (ton)	Cargas horizontales paralelas al eje:		Momentos al rededor del eje:	
		X(ton)	y(ton)	x(ton-m)	y(ton-m)
Ib Af = 0%	CMT =264.707 CV = 19.555			Mx = 5.280	
Σ	N =284.262	Vx = 0	Vy = 0	Mx = 5.280	My = 0
IIb Af = 25 %	CMT =264.707	VNS =21.434 VNP2= 1.699	VTD = 5.183 VTP2= 2.282	Mx =52.348 Mx =11.570	My =247.348 My = 9.378
Σ	N = 264.707	Vx = 23.133	Vy = 7.465	Mx =63.918	My =256.726
IIIb Af= 25 %	CMT=264.707 CV= 19.555	0.3VNS=6.430 0.3VNP2=0.510	0.3VTS=1.555 0.3VTP=0.685 Fr=1.377	Mx = 5.280 Mx =15.706 Mx = 3.473 Mx =13.908	My = 74.202 My = 2.815
Σ	N = 284.262	Vx =6.940	Vy = 3.617	Mx =38.367	My = 77.017
IVb Af=331/3%	CMT =264.702	SNS = 13.019 SNP = 2.863			My = 150.293 My = 15.747
Σ	N = 264.707	Vx = 15.882	Vy = 0	Mx = 0	My = 166.04
V b Af=33 1/3%	CMT=264.707		STS =13.019 STP = 2.863	Mx = 131.482 Mx = 15.755	
Σ	N = 264.707	Vx = 0	Vy =15.882	Mx = 142. 237	My = 0

3.- Resumen de esfuerzos en el desplante.

Grupos		Cargas verticales paralelas al eje Z (ton)	Cargas horizontales paralelas al eje:		Momentos al rededor del eje:	
			X(ton)	y(ton)	x(ton)	y(ton)
I	a	N = 284.262	Vx = 0	Vy = 4.886	Mx =17.727	My = 0
	b	N = 284.262	Vx = 0	Vy = 0	Mx = 5.28	My = 0
II/1.25	a	N = 211.766	Vx = 21.493	Vy = 4.597	MX =45.882	My =211.783
	b	N = 211.766	Vx = 18.506	Vy = 5.972	Mx =51.134	My =205.381
III/125	a	N = 227.410	Vx = 12.760	Vy = 3.921	Mx =43.661	My =121.354
	b	N = 227.410	Vx = 5.552	Vy = 2.894	Mx =30.694	My = 61.614
IV/1.33	a	N = 198.530	Vx = 15.576	Vy = 0	Mx =0	My =133.864
	b	N = 198.530	Vx = 11.912	Vy = 0	Mx =0	My =124.530
V/1.33	a	N = 198.530	Vx = 3.665	Vy = 11.912	Mx =110.428	My = 9.347
	b	N = 198.530	Vx = 0	Vy = 11.912	Mx =110.428	My = 0

10.-Cálculo del acero de refuerzo.

a).- Por flexocompresión.

Para el cálculo del acero de refuerzo por flexocompresión se considerarán los esfuerzos obtenidos en el grupo IIa (por ser los más desfavorables). Y se obtendrá su cuantificación con la ayuda de las gráficas de "Sutherland and Resse" (Diagrama VII c).

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{211.783}{211.766} = 1.00 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{M_x}{N} = \frac{45.882}{211.776} = 0.22 \text{ m.}$$

$$e = \sqrt{(e_x)^2 + (e_y)^2} = \sqrt{(1.00)^2 + (0.22)^2} = 1.02 \text{ m.}$$

$$M_c = \sqrt{(M_x)^2 + (M_y)^2} = \sqrt{(45.882)^2 + (211.783)^2} = 216.696 \text{ ton-m.}$$

$$\gamma_e = 0.75/1.02 = 0.74$$

$$A_c = \pi r^2 = \pi (0.75)^2 = 1.767 \text{ m}^2$$

$$n = 10$$

$$p = 0.01 \text{ (propuesto)}$$

$$p_n = 0.1$$

Datos y resultados de las gráficas.

$$k = 0.37$$

$$t = 0.38$$

$$A = A_{cp} = 17670 \times 0.01 = 176.70 \text{ cm}^2$$

$$P = 211.776 \text{ ton.}$$

$$f_c = \frac{P}{C \cdot \gamma_e} = \frac{211776}{0.38 \times (75)^2} = 99.1 \text{ kg/cm}^2 < f_{cperm} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = n f_c \left( \frac{k - 0.05}{k} \right) = 10 \times 99 \times \left( \frac{0.37 - 0.05}{0.37} \right) = 856.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = nfc \left( \frac{0.95-k}{k} \right) \sqrt{10 \times 99} \left( \frac{0.95-0.37}{0.37} \right) = 1551.9 \text{ kg/cm}^2 < f_{smed} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Propondremos 35 Vars. # 8C @ 12, con un  $A_s = 177.5 \text{ cm}^2 >$   
 $A_{sn} = 176.7 \text{ cm}^2$  distribuídas en forma perime-tral y uniforme a-  
 la columna, para un recubrimiento de 8 cm, del paño de la co-  
 lumnna al centro de la varilla.

b).- Por cortante.

Debido a que el cortante máximo que se presenta en el des-  
 plante de la columna es muy bajo (21.493 ton), con respecto -  
 a el área de concreto disponible para absorver este esfuerzo-  
 (1.41 m<sup>2</sup>), no será necesario hacer el cálculo del acero de re-  
 fuerzo (por ser teóricamente innecesario), considerándose su-  
 ficiente con colocar estribos circulares del 4C @ 30 (Pág. -  
 144 AASHO).

11.- Revisión de la pila por pandeo.

Para la elaboración de esta revisión, aplicaremos las es-  
 pecificaciones DIN 1045.

$$h_s = 10 \times 2 = 20.00 \text{ m.} \quad \frac{h_s}{L} = \frac{20}{1.5} = 13.33$$

$$d = 1.50 \text{ m.} \quad d = 1.5$$

Como  $10 < \frac{h_s}{d} < 20$  ;  $p_{mín} = 0.8 \%$   
 $p_{máx} = 6.0 \%$

y debe cumplirse que:  $\frac{P_{ruptura}}{W. P \text{ actuante}} \geq 3$

donde;  $P_{ruptura} = A_c f_c + A_s f_y$   
 $= 17,670 \times 250 + 176.7 \times 4,000 = 5'124,300 \text{ kg.}$   
 $= 5,124.3 \text{ ton.}$

$P \text{ actuante} = 211.776 \text{ ton.}$

$$\frac{5124.3}{211.776} = 24.2 \gg 3$$

También debe cumplirse:

$$\lambda \bar{v}_i \frac{hs}{r} \leq 140$$

donde; r.- radio de giro mínimo =  $75/2 = 37.5$  cm.

$$\lambda \bar{v}_i \frac{2000}{37.5} \bar{v}_i = 53.3 \ll 140$$

Con esta revisión es aceptable al igual que todas las anteriores la sección y armado propuesto de la pila.

### Dimensionamiento del cilindro de cimentación

Las dimensiones, así como el armado que tienen los cilindros de 4.50 m de diámetro, se adaptarán de los Proyectos tipo de Elementos de Concreto Reforzado para Puentes de Carreteras, editado por la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Publicas, del plano No. T - 44.2.1. , pues como se vió en los estudios de cimentación (capítulo II), dadas las características del suelo se hace la recomendación de colocar en la infraestructura dichos elementos de soporte, por lo que no se cree necesario adentrarse en el diseño estructural de los mismos, por lo tanto, se procederá a diseñar - el tapón superior y a revizar el diámetro del cilindro para las condiciones más desfavorables que se presentaron en el análisis de la pila, recordando que el esfuerzo permisible en el terreno es de  $50 \text{ ton/m}^2$ .

Armado del tapón superior.

Del diseño de la pila se tomará el grupo más desfavorable con los siguientes datos:

$$\left. \begin{array}{l} N = 264.07 \text{ ton.} \\ M_x = 57.353 \text{ ton.m.} \\ M_y = 264.729 \text{ ton.m.} \end{array} \right\} \text{ Grupo II a.}$$

- Generalidades.

a).- Se obtendrán los esfuerzos producidos en el tapón, -- considerando los efectos que produce el mismo.

b).- En base al esfuerzo se obtendrá el cortante más desfavorable y con este se hará el diseño pertinente. Cabe hacer mención de que en la práctica, se arma el tapón tomando una viga libremente apoyada con una base de ancho igual a un metro pero nosotros consideramos que en base a los esfuerzos producidos por el grupo más desfavorable, se obtiene una reacción más representativa de la realidad del funcionamiento del tapón, por ésto se armará el tapón con éste criterio.

c).- Se considerará a su vez, un semiempotramiento para ob tener armado para momento negativo.

1.- Peso del tapón superior.  $h = 1.00\text{m.}$  ;  $D = 4.50\text{ m.}$   
 $P_t = \pi D (0.25)(\gamma_{\text{conc.}}) = \pi (4.50)^2 (0.25)(2.4) = 38.17 \text{ ton.}$   
 concentrado en el c.g. del tapón, es decir, en el centro del tapón circular.

$$\therefore N_s = N + P_t = 264.07 + 38.17 = 302.24 \text{ ton.}$$

$$A_c = \frac{\pi (D^2 - d^2)}{4} = \frac{\pi [(4.5)^2 - (2.9)^2]}{4} = 9.3 \text{ m}^2.$$

Aplicando la fórmula de la escuadría, es evidente que el mayor esfuerzo de compresión se presenta con la suma de sus -

tres elementos, por lo tanto, la fórmula se utilizará así:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{Mx(y)}{I_x} + \frac{My(x)}{I_y}$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} = \frac{\pi[(4.5)^4 - (2.9)^4]}{64} = 16.66 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{302.24}{9.3} + \frac{264.73(2.25)}{16.66} + \frac{57.353(2.25)}{16.66} = 76 \text{ ton/m}^2$$

Para un arco de longitud aproximada de 1.00 m. se tendría la siguiente reacción.

$$P = \pi dm = \pi(4.5) = 14.14 \text{ m.}$$

$$\therefore \frac{14.14}{360^\circ} ; \frac{1.00}{X} \quad \therefore X = \frac{360(1.00)}{14.14} = 25.45^\circ$$

$$A = rR^2 (1 - \alpha^2)$$

$$\alpha = \frac{r}{R} = \frac{1.45}{2.25} = 0.64$$

$$\gamma = \frac{(X)(0.5)(\pi)}{180^\circ} = \frac{(25.459)(0.5)(\pi)}{180^\circ} = 0.22$$

$$A = 0.22 (2.25)^2 (1 - (0.64)^2) = 0.66 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\therefore R^* = 76(0.66) = 50.16 \text{ ton/m per\u00edmetro.}$$

Considerando una viga entre los ejes de las paredes del cilindro:

$$L = 4.50 - 0.8 = 3.7 \text{ m.}$$

$$M = 50.16(3.70)(0.5)^2 = 47 \text{ ton.m}$$

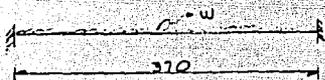
$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{4700000}{13.9(100)}} = 58.15 \text{ cm} < 90 \text{ cm.}$$

$$As = \frac{M}{f_s j d} = \frac{4700000}{2000(0.897)(90)} = 29.11 \text{ cm}^2 \text{ distribuido en un metro de ancho.}$$

con Vars. # 8 se tiene # Vars. =  $\frac{29.11}{5.06} = 6$  Vars./m en el lecho Inf.

\* Recuérdese que \u00e9ste cortante es el que produce el m\u00e1ximo momento.

- Armado para momento negativo.



Para momento (+) Máx. teníamos:

$$R-WL=0 \text{ para que } V=0$$

$$R-WL=0 \therefore W = \frac{2R}{L} = \frac{2(50.16)}{3.70} = 27.11 \text{ ton/m}$$

$$M_{\max(-)} = \frac{WL^2}{12} = \frac{27.11(3.7)^2}{12} = 30.93 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{3093000}{13.9(100)}} = 47.17 < 90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{3093000}{2000(0.897)(90)} = 19.16 \text{ cm}^2.$$

con Vars. # 6C tenemos, # Vars. =  $\frac{19.16}{2.85} = 6.72$  Vars./m. en el lecho  
Sup.

- Revisión por penetración.

$$N = 264.07 \text{ ton.}$$

$$P \text{ pila} = \pi D = \pi(1.50) = 4.71 \text{ m.}$$

$$\text{Acorte} = P_p(h) = 4.71(1.0) = 4.71 \text{ m}^2$$

$$V_r = \frac{V}{bd} = \frac{N}{Ac} = \frac{264.07}{4.71} = 56.04 \text{ ton/m}^2 = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{perm.}} = 0.53 \sqrt{f'c} \Rightarrow (\text{Esp. ACI}) \therefore V_{\text{perm.}} = 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ kg/cm}^2$$

$V_{\text{perm.}} > V$  actuante.

$$d_n = \frac{N}{V_p P_p} = \frac{264070}{(8.38)(4.71)} = 66.9 \text{ cm} < 100 \text{ cm} \therefore \text{se acepta el peralte del tapón por penetración.}$$

- Revisión del  $\emptyset$  del cilindro.

El peso del cilindro será estimado de acuerdo al perfil-estratigráfico, y a la recomendación de desplante que dan los estudios de cimentación, tomando las dimensiones de paredes -

y tapón inferior de los proyectos tipo (Ver los planos correspondientes).

$$P_2 = N_2 + P \text{ cil.}$$

$$P \text{ Tapón inf.} = \frac{\pi D^2}{4} (2.4)(2.05) = \frac{\pi (4.50)^2}{4} (2.4)(2.05) = 78.25 \text{ ton.}$$

$$P_{\text{cil.}} = A_{\text{cil}} (h - d_{\text{r. sup.}} - d_{\text{r. inf.}}) (2.4)$$

h = Altura total del cilindro más desfavorable.

$$P_{\text{cil.}} = 9.3 (10.00 - 2.05 - 1.00)(2.4) = 155.124 \text{ ton.}$$

$$\therefore P_2 = 302.24 + 155.124 + 78.25 = 535.614 \text{ ton.}$$

$$\sigma = \frac{P_2}{A} = \frac{535.614}{\pi (2.25)^2} = 33.68 \text{ ton/m}^2 < 50 \text{ ton/m}^2; \text{ está sobrado.}$$

Se conservará el diámetro de 4.50 m, ya que se está revisando con un grupo de especificación y no se están tomando en cuenta los demás grupos, además, nadamás se está verificando el diámetro que se recomendo en los estudios de cimentación.

## CAPITULO V .- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

## Infraestructura:

La infraestructura estará formada por cilindros de cimentación mismos que se construirán de acuerdo con las dimensiones, procedimientos y demás características fijadas en el proyecto. El hincado será en el lugar y hasta la profundidad indicadas en el mismo.

El concreto en las cuchillas y paredes de los cilindros deberán cumplir con un  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y  $200 \text{ kg/cm}^2$  en el tapón inferior (éste colado bajo agua).

Se construirán los terraplenes en la forma y lugares fijados en el proyecto, una vez terminados éstos, se armará la cuchilla cortadora sobre la que se colocará el acero de refuerzo y los moldes para el colado de la primera sección tronco-cónica, que forma la transición entre la cuchilla y la pared, mismo que una vez fraguado y alcanzada una resistencia adecuada (7 días de edad) se iniciará el hincado utilizándose un cucharón de concha de almeja o gajos, siendo este método una proposición unicamente y pudiendose emplear otro cualquiera en caso de considerarse más óptimo por parte de la residencia. El colado de estas secciones se hará a una altura conveniente del terreno natural para facilitar la colocación de los moldes y el acero de refuerzo.

Durante el colado de las paredes del cilindro y antes de la colocación de los moldes de una y otra sección, se tendrá que fijar perfectamente el desplome que lleva la parte ya construida, con el fin de darle la misma inclinación a la sección por colar, debiendo observarse que los desplomes ó desplazamientos no sean excesivos.

Se deberá llevar un control del hincado, mediante gráfi--

cas o registros, que permitan definir las condiciones reales y ritmo de descanso.

Una vez alcanzada la profundidad de hincado fijada, se acondicionará la superficie de la excavación, para proceder al colado del tapón inferior. Dicho colado se hará en agua de manera continua, hasta alcanzar el espesor de proyecto en dicho tapón. Transcurriendo el tiempo necesario para el fraguado del tapón inferior, deberá extraerse totalmente el agua del interior del cilindro, para que se inspeccione y corrija cualquier defecto que se encuentre. Posteriormente se procederá a rellenar el interior con material producto de las excavaciones, con la finalidad de que sea empleado como cimbra perdida en el colado de los tapones superiores, mismos que serán colados cuando el proyecto lo fije.

Para dar terminada la construcción y el hincado de los cilindros se verificarán sus dimensiones, forma, acabados, alineamientos, verticalidad y elevación, de acuerdo con lo fijado en el proyecto, debiendo observarse las siguientes tolerancias.

a).- El espesor de los muros no diferirá del proyecto en más de  $0.05e+5$  mm. y no será menor de  $0.023+4$  mm, siendo "e" el espesor de proyecto.

b).- El diámetro interior de los cilindros no excederán a las de proyecto en  $0.01d$  y no serán menor de  $0.005d$ , siendo "d" el diámetro interior.

c).- El desplome con relación a la posición de proyecto no excederá en  $0.01h$ , siendo "h" la altura total del cilindro.

d).- La posición de los ejes de la última sección con relación a los del trazo no excederá en  $0.01h+15$ mm, siendo "h" la altura total del cilindro.

## CONSIDERACIONES GENERALES DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA SUBESTRUCTURA.

La forma y dimensiones de los elementos estructurales, -- así como la colocación del acero de refuerzo y demás operaciones que se requieran, se sujetarán a lo fijado en el proyecto.

En todo el conjunto se deberá cumplir con un  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>, mismo que se constatará en la forma indicada en las siguientes páginas,

La dosificación y revenimiento necesarios para alcanzar esta resistencia del proyecto será responsabilidad exclusiva del Contratista, en caso de considerarse sea necesario el empleo de aditivos, éstos deberán ser plenamente justificados y presentadas las cuantías necesarias. Es por esto que será el propio Contratista el único responsable de los consumos reales de los materiales, requeridos para alcanzar la resistencia a los 28 días de edad ( $f'c$  de proyecto) de los concretos. Asimismo deberá dar aviso por escrito antes de colar el concreto de cualquier estructura, o parte de ella, para poder permitir que se inspeccione las elevaciones de los desplantes, la solidez, dimensiones y demás requisitos de los moldes y obras falsas, la correcta colocación y firmeza del acero de refuerzo, -- tal aviso deberá ser dado con una anticipación de 24 hrs.

Las juntas de construcción se harán en los lugares y formas fijadas en el proyecto, estas deberán conservarse libres de material suelto y húmedas, hasta antes que se continúe el colado. Los moldes deberán reajustarse cuidadosamente.

Las obras falsas y los moldes se construirán conforme el proyecto que elabore el contratista, debiendo revisarse cuidadosamente los aspectos de desplantes, niveles, contraflechas y en general, todos los elementos geométricos de las cimbras. La determinación del tiempo a partir del cual puede iniciarse la

remoción de los moldes y obras falsas, dependerá del tipo de estructura de que se trate, de las condiciones climáticas y de otros factores que pueden influir en el endurecimiento del concreto. Como mínimo, los periodos entre la terminación del colado y la iniciación de la remoción de los moldes y de la obra falsa serán los siguientes:

El elemento estructural	Cemento tipo I, II, IV y V
Cabezales, Aleros, Diafragmas, losas, vigas y guarniciones.	14 días.
Columnas, cuerpos, zapatas, contratraves y pilas.	2 días.

No deberán aplicar las cargas totales a ningún elemento estructural, hasta que este no tenga la edad de proyecto, pero sí podrán aplicarse cargas parciales a diferentes edades, dependiendo del tipo de elemento de que se trate y su edad de proyecto.

El contratista deberá indicar el lote de acero de refuerzo que va a emplear en la obra para hacer el muestreo, antes de que se empiece a usar dicho acero. Todas las varillas se colocarán perfectamente con las longitudes que fije el proyecto y sin empalmes. Deberán ser colocadas en el lugar que fije el proyecto y mantenerse firmemente en su sitio durante el colado. Por lo que no se podrá iniciar ningún colado sin que sea inspeccionado y aprobado el armado y la colocación del acero de refuerzo. El espesor del recubrimiento del acero de refuerzo en cualquier miembro estructural, no diferirá al de proyecto en más de 5 mm. La separación del refuerzo transversal en cualquier miembro estructural, no diferirá de la de proyecto en más de 1 cm, más 10% de dicha separación.

Para dar por terminada la construcción de una estructura de concreto reforzado, se verificarán los alineamientos, posiciones, niveles, dimensiones, forma y acabado de los elementos estructurales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto.

#### 1.- Excavaciones.

Estas excavaciones estarán localizadas en las est. 10+622.12 y 10+713.40m, cuya cubicación aparece en el plano NAY-1.

Se colocarán puntos de referencia para marcar el trazo de la excavación. El trazo, en la parte superior será lo suficientemente amplio de tal manera que, respetando el talud que se le fije al material, se tenga en nivel de desplante, el espacio suficiente para alojar la cimentación y permitir trabajar al personal que habrá de elaborarla.

Las excavaciones se realizarán en época de estiaje.

Las excavaciones podrán hacerse manualmente o con equipo, o con una combinación de ambos, según convenga a la residencia y al contratista. Las excavaciones serán las mínimas posibles y el producto de ellas, se depositará en donde lo indique la residencia, para su uso posterior en los rellenos.

Los taludes serán acabados ajustándose a las secciones fijadas en el proyecto.

#### 2.- Zapatas, contratraves, cabezales, diafragmas y tapones superiores.

El concreto en los diafragmas se vibrará al colocarlo.

Para considerar que el concreto cumple en el f'c de proyecto, deberá cumplirse que el promedio de las resistencias de cada grupo de cinco muestras consecutivas, del concreto colado en un día y curadas en el laboratorio, será de por lo menos --

f'c. Se requerirán como mínimo cinco muestras, de cada clase - de concreto colados en un día por cada 50 metros cúbicos de -- concreto.

El colado de estos elementos estructurales se hará como - sigue:

- a).- Por frentes continuos, cubriendo toda la sección del elemento estructural.
- b).- No se dejará caer la revoltura de alturas mayores de 1.50 m, ni se amontonará para después extenderla en los moldes.
- c).- El tiempo transcurrido entre un vaciado y el siguiente, - para el mismo frente de colado, será como máximo de 30 min, de biendo ser continuo hasta la junta de construcción fijada en - el proyecto o la terminación del elemento estructural.

Podrán aplicarse cargas parciales (Continuación de los -- elementos estructurales complementarios), después de cumplidos 14 días de edad en el concreto, contados apartir de terminados dichos colados.

La suma de las discrepancias medidas en la dirección del refuerzo en relación al proyecto, no será mayor de 2 veces el diámetro , ni más del 5% del peralte efectivo.

La posición del refuerzo será tal que no reduzca el peral te efectivo "d" en más de 3 mm, ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm.

Antes del colado de los tapones superiores, los cilin- - dros se rellenarán de arena, misma que se empleará como cimbra perdida.

Las dimensiones de las secciones transversales no diferi- - rán de las de proyecto en más de  $0.05e+10$  mm ó menos de  $0.30e+3$  mm, en donde "e" es el espesor o dimensión para lo que se -- considera la tolerancia.

### 3.- Columnas y cuerpos de pila.

Para que se pueda considerar que el concreto cumple con el  $f'c$  de proyecto habrá que cumplirse que el promedio de las resistencias de cada grupo de 3 muestras consecutivas, obtenidas del concreto colado en 1 día, curadas en el laboratorio, deberá ser por lo menos igual a  $f'c$ . Se requerirán cuando menos 5 muestras de cada clase de concreto colado en un día ó de cada 50 m<sup>3</sup> de concreto.

El colado para estos elementos estructurales se hará como sigue:

a).- La revoltura se vaciará colocándola por capas horizontales, continuas, de 25 a 30 cm. de espesor. Cada capa se acomodará y compactará en toda su profundidad, para obtener un concreto que llene completamente los moldes y cubra en forma efectiva el acero de refuerzo.

b).- Cuando la revoltura deba vaciarse desde alturas mayores de 3 m, deberán tomarse precauciones especiales, tales como el uso de deflectores y trompas de elefante. La revoltura no se deberá amontonar para ser extendida posteriormente en los moldes. Para evitar que se marquen juntas, el tiempo transcurrido entre el colado de una capa y la siguiente, no debe ser mayor de 30 min.

La suma de las discrepancias medidas en dirección del refuerzo con relación al proyecto no será mayor de 2 veces el diámetro de la varilla, ni más del 5% del peralte efectivo.

Los ejes de la sección transversal, no deberán distar de los del trazo en más de  $0.01e+10$  mm, en donde "e" es la dimensión de la sección del elemento, perpendicular al eje de que se trate.

El desplome de estos elementos, combinado con la excentricidad no deberá exceder de  $0.02e+10$  mm, donde "e" es la dimen-

sión del elemento, perpendicular al eje desplomado.

Las cimbras podrán ser removidas a los 3 días de terminado el colado y podrán ser cargadas parcialmente (Continuación de los elementos estructurales complementarios), después de cumplidos 14 días de edad en el concreto.

Losas.

Las juntas de dilatación serán a base de placas de deslizamiento y se deberán hacer en la forma y los lugares indicados en el proyecto.

Al estar colada la losa, se verificará el espesor, mediante escantillones o varillas marcadas, que se irán retirando -- conforme se avance.

Después de fraguado el concreto, se procederá al curado -- del mismo, por medio de materiales saturados de agua, como arena ó cualquier otro método que conserve la superficie por curar, continuamente húmeda.

La cimbra deberá retirarse como mínimo 14 días, después de terminado el colado de cada uno de los tramos.

El colado de las guarniciones podrá realizarse 24 hrs. -- después del colado de la losa, pero se recomienda se haga una vez colados los tres tramos de losa, al igual que los parapetos, para efectos de darles un nivel más uniforme, contemplándose en este aspecto una característica meramente estética.

Únicamente podrá ponerse en funcionamiento el puente, después de transcurrido un mínimo de 28 días, contados a partir de terminado al colado del último tramo de losa.

Guarniciones y parapetos.

Como se mencionó anteriormente se recomienda se hagan simultáneamente para los 3 tramos.

Los moldes de las superficies verticales se podrán remover a partir de 12 a 48 hrs. después de efectuado el colado y de 72 hrs. en las superficies horizontales.

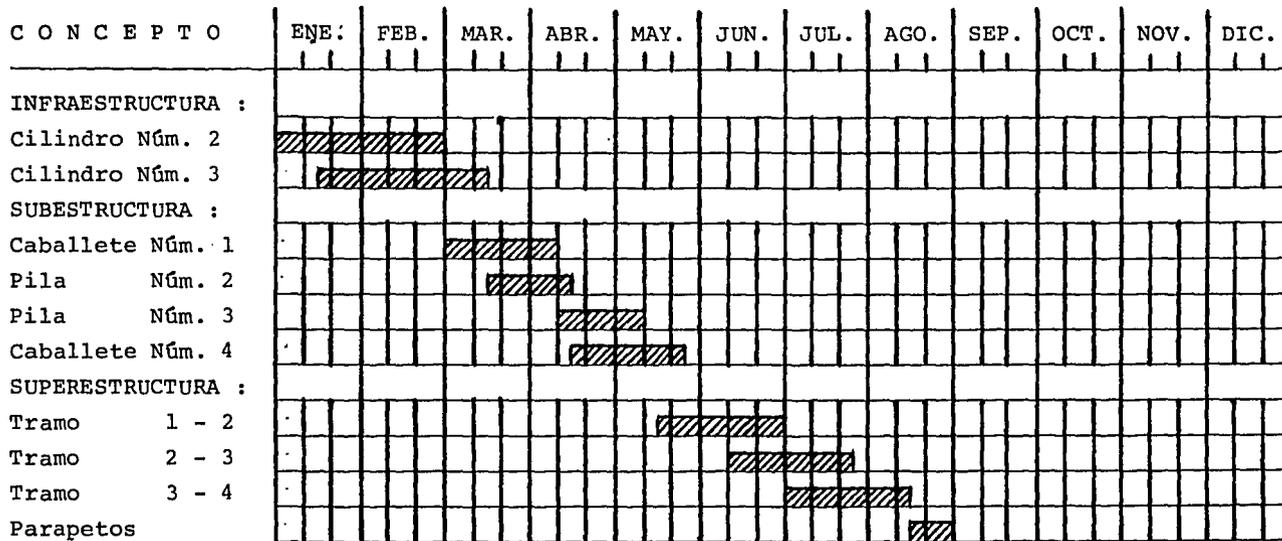
El concreto deberá tener una edad mínima de 7 días, en el momento de entrar en funcionamiento el puente.

#### APOYOS DE NEOPRENO

El neopreno que se utilizará en los apoyos, será integral y deberá cumplir con las especificaciones ASTM ; tendrá dureza Shore 60. Estos apoyos de la superestructura (móviles y fijos) estarán constituidos por placas de neopreno puro y placas de acero interpuestas (3 en los móviles y 2 en los fijos). El conjunto deberá ser vulcanizado en planta bajo un estricto control de calidad.

La ubicación de estos apoyos está plenamente indicada en el proyecto, al cual se tendrán que ajustar.

C O N C E P T O



PROGRAMA DE CONSTRUCCIÓN

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
<b>SUPERESTRUCTURA :</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en :				
Losas de 2 nervaduras	m <sup>3</sup>	252.90	33,518.80	8'476,904.50
Parapetos	m <sup>3</sup>	10.50	33,518.80	351,947.40
Acero de refuerzo de L.E. = 4,000 kg/cm <sup>2</sup>				
Acero estructural	kg	36,130.00	304.00	10'983,520.00
Apoyos de neopreno	dm <sup>3</sup>	268.00	612.97	164,275.96
Drenes	pzas.	40.70	5,568.79	242,929.75
Drenes	pzas.	54.00	940.80	50,803.20
Moldes para :				
Losa	m <sup>3</sup> -mad.	92.10	108,624.60	10'004,325.00
Parapeto	m <sup>3</sup> -mad.	3.80	16,961.99	64,455.56
Obra falsa de :				
Losa	m <sup>3</sup> -conc.	252.90	16,961.99	4'289,687.20
Parapetos	m <sup>3</sup> -conc.	10.50	16,961.99	178,100.90
Junta de dilatación	m <sup>2</sup>	0.40	26,822.77	10,729.11
<b>SUBESTRUCTURA :</b>				
Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en :				
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup>	10.10	49,988.40	504,882.84
-Cabezales, topes y columnas	m <sup>3</sup>	77.60	37,876.57	2'939,221.80
Zapatas y contratraves	m <sup>3</sup>	87.60	34,478.70	3'020,334.10
Moldes de :				
Aleros y diafragmas	m <sup>3</sup> -mad.	1.80	108,624.60	195,524.28
Cabezales y topes	m <sup>3</sup> -mad.	17.80	105,646.64	1'880,510.10
Columnas	m <sup>3</sup> -mad.	10.10	105,646.64	1'067,031.00
Zapatas y contratraves	m <sup>3</sup> -mad.	4.30	105,646.64	454,280.55
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	175.30	16,961.99	2'973,436.80
Bonificación para ele- mentos mayores de 4.00 m de altura, columnas.				
	m <sup>3</sup> -conc.-m	20.80	1,932.36	40,193.09

C O N C E P T O	UNID.	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Acero de refuerzo de L.E. = 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	19,962.00	304.00	6'068,448.00
Excavaciones	m <sup>3</sup>	766.00	936.74	717,542.84
Bombeo	hrs.	1,344.00	1,451.30	1'950,547.20

## INFRAESTRUCTURA :

Concreto de f'c = 250  
kg/cm<sup>2</sup> colado en seco,  
en cuerpos y extremos

Inferiores	m <sup>3</sup>	145.90	33,413.89	4'875,086.50
Moldes para cilindros	m <sup>3</sup> -mad.	26.30	105,646.64	2'778,506.60
Obra falsa	m <sup>3</sup> -conc.	145.90	16,961.99	2'474,754.30

Acero de refuerzo de L.E. = 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	9,135.00	304.00	2'777,040.00
---	----	----------	--------	--------------

Acero estructural en cuchillas	kg	1,360.00	612.97	833,639.20
Hincado de cilindros	m <sup>3</sup>	355.00	19,104.68	6'782,161.40

Bonificación al precio de hincado para profun- didades mayores a 7.50	m <sup>3</sup>	90.50	2,990.91	270,677.35
Relleno para isletas	m <sup>3</sup>	307.50	3,822.56	1'175,437.20

Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> colado en agua - en tapones inferiores	m <sup>3</sup>	39.40	34,639.69	1'364,803.70
---	----------------	-------	-----------	--------------

Concreto de f'c = 250 kg/cm <sup>2</sup> en tapones su- periores.	m <sup>3</sup>	31.80	34,478.70	1'096,422.60
---	----------------	-------	-----------	--------------

Moldes para tapones superiores	m <sup>3</sup>	3.20	102,501.30	328,004.16
-----------------------------------	----------------	------	------------	------------

Acero de refuerzo de L.E. = 4,000 kg/cm <sup>2</sup>	kg	2,324.00	304.00	706,496.00
Terraplenes de acceso	m <sup>3</sup>	4,681.00	905.08	4'236,679.40

Total = \$ 85'151,238.69

" A N E X O No. 1 "

OBRA : Puente sobre el río Santiago " Paso de Bueyes "

LOCALIZACION : camino rural Las Cuevas-Huajimic, km 10 + 660.00 Estado de Nayarit.

PROFUNDIDAD DE	A	PROCEDIM. DE PERFORACION	LONG. DE MUESTRA RECUPERADA EN CM	CLASIFICACION	OBSERVACIONES
0.00	2.00	PCA			Cuerpo de terraplen formado por fragmentos de roca, <u>gra</u> va y arena.
2.00	5.54	percusión y lavado			
5.54	6.50	rotaria	87	fragmento de roca gris (brecha volcánica)	
6.50	12.50	percusión lavado y rotaria		Arena café, gravas y fragmentos de roca	fragmentos de roca hasta de 40 cm de espesor.
12.50	20.00	rotaria	683	Roca gris (Brecha volcánica) sana y fracturada.	

SONDEO : No. 1

LOCALIZACION : EST. 10 + 600.00

ELEVACION : 733.20

902

OBRA : Puente sobre el río Santiago " Paso de Bueyes "

LOCALIZACION : camino rural Las Cuevas-Huajimic, km 10 + 660.00 Estado de Nayarit.

PROFUNDIDAD DE		PROCEDIM. DE PERFORACION	LONG. DE MUESTRA RECUPERADA EN CM	CLASIFICACION	OBSERVACIONES
	A				
0.00	8.37	rotaria	100	Boleos, gravas y arenas depósitos fluviales.	Boleos de 10 cm de diámetro un 70%, algunos aislados de 30 cm de diámetro.
8.37	20.00	rotaria	1,055	Roca gris (Brecha volcá nica) sana y fracturada	utilización de explosivos - para el hincado de ademe.  Tirante del agua variable de 0.30 a 0.90 m.

SONDEO : No. 2

LOCALIZACION : EST. 10 + 640.00

ELEVACION : 733.20

OBRA : Puente sobre el río Santiago " Paso de Bueyes "

LOCALIZACION : camino rural Las Cuevas-Huajimic, km 10 + 660.00 Estado de Nayarit.

PROFUNDIDAD DE	A	PROCEDIM. DE PERFORACION	LONG. DE MUESTRA RECUPERADA EN CM	CLASIFICACION	OBSERVACIONES
0.00	8.88	rotaria	70	Boleos, gravas y arenas (Depósitos fluviales)	60% de boleos de 10 cm de diámetro, 10% de boleos de mayor tamaño.
8.88	20.00	rotaria	986	Roca gris (Brecha volcá nica) sana y fracturada	30% de gravas y arenas.  Se utilizaron explosivos para el hincado del ademe  Tirante de agua variable de 0.60 a 1.20 m.

SONDEO : No. 3

LOCALIZACION : EST. 10 + 670.00

ELEVACION : 722.10

SONDEO : Puente sobre el río Santiago " Paso de Bueyes "

LOCALIZACION : camino rural Las Cuevas-Huajimic, km 10 + 660.00 Estado de Nayarit.

PROFUNDIDAD DE	A	PROCEDIM. DE PERFORACION	LONG. DE MUESTRA RECUPERADA EN CM	CLASIFICACION	OBSERVACIONES
0.00	0.50	lavado		Arena gris	
0.50	1.50	rotaria		Fragmentos de roca	
1.50	4.50	percusión y lavado		Gravas, arenas y boleos aislados	
4.50	5.32			Fragmentos de roca alterados	
5.32	20.00		935	Roca gris (Brecha volcánica) sana y fracturada.	

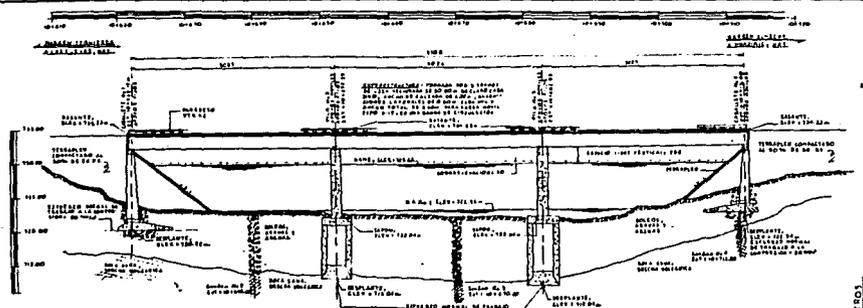
SONDEO : No. 4

LOCALIZACION : EST. 10 + 712

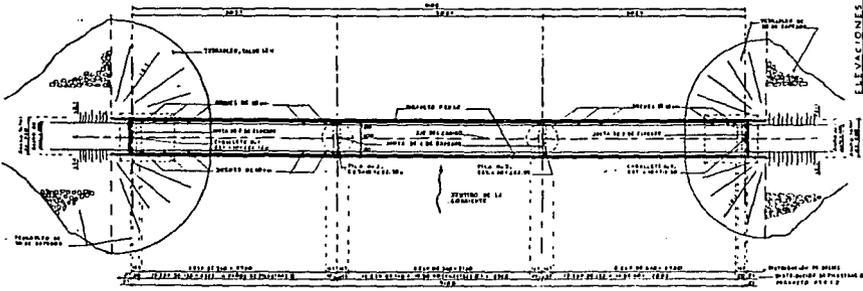
ELEVACION : 726.35

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

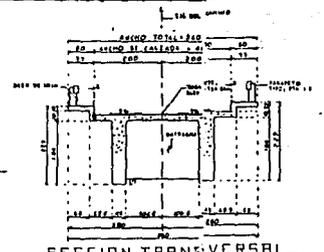
- Especificaciones para Proyecto de Puentes de Acero, de Concreto Reforzado y Presforzado para Caminos. (A A S H O).  
Edición 1973
  
- Construcción de Puentes.  
Curso impartido en la División de Educación Continua (D.E.C.)  
Palacio de Minería (Enero de 1983).
  
- Diseño de Estructuras de Concreto sujetas a Torsión.  
H. J. Cowan
  
- Reunión Latinoamericana sobre Tecnología de Carreteras para países en desarrollo.  
S.A.H.O.P. (Febrero de 1973).
  
- Diseño de Estructuras de Concreto.  
Reglamento A.C.I. 378-83
  
- Normas para Construcción e Instalaciones  
Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.)  
Edición 1984
  
- Puentes Tomo II  
Instituto Superior Politécnico de Cuba
  
- Análisis Estructural  
Rodolfo Luthe  
Ed. Representaciones y Servicios de Ingeniería
  
- Resistencia de Materiales  
F. L. Singer  
Ed. HARLA



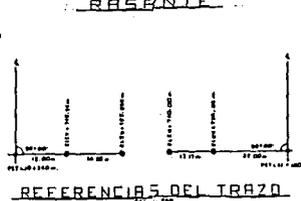
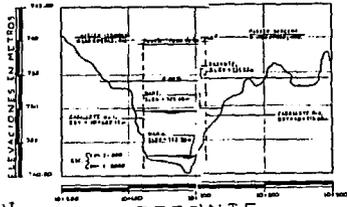
CORTE ELEVACION POR EL EJE DEL CAMINO



PLANTA



SECCION TRANSVERSAL



REFERENCIAS DEL TRAZO

CANTIDAD DE MATERIALES	
Grava	10000 m <sup>3</sup>
Asfalto	1000 m <sup>3</sup>
Acero	1000 kg
...	...

COSTOS	
Materiales	1000000
Mano de obra	500000
...	...

RESUMEN	
...	...

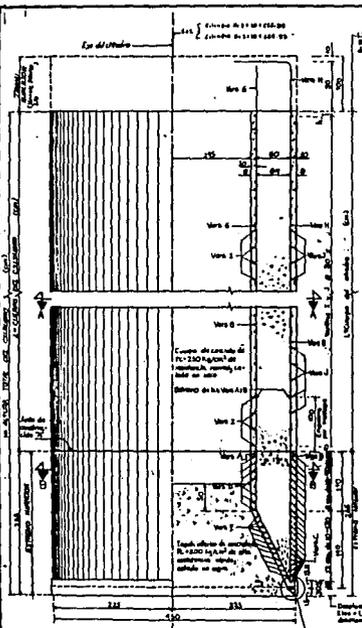
  

ENEP ARAGON	
FUENTE "PASO DE BUENES"	
PLANO GENERAL	
TESIS PROFESIONAL	
FUENTES VARGAS ARMANDO	
GOMEZ MORENO JORGE	
PROYECTO DE 1987	



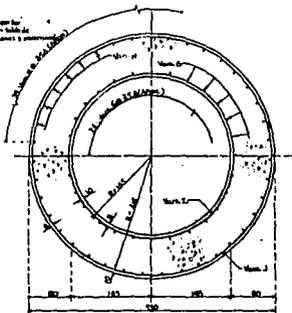




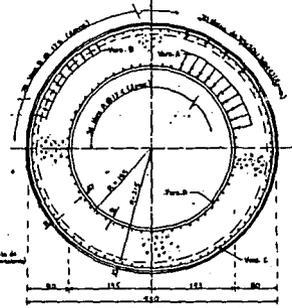


MEDIA REVISION  
 DIMENSIONES

MEDIA REVISION  
 REFUERZO



CORTE A-A



CORTE B-B

**DETALLES DEL REFUERZO**

SECCION	1	2	3	4	5	6
AC	10	10	10	10	10	10
AC	11	11	11	11	11	11

La sección debe ser reforzada  
 de acuerdo a lo especificado  
 en el artículo 100 del Reglamento  
 de Construcción de Obras de  
 Ingeniería Civil.

**LISTA DE VARILLAS**

SECCION	VARILLA	CANTIDAD	UNIDAD
A	AC 10	342	kg
	AC 11	342	kg
	AC 12	342	kg
	AC 13	342	kg
	AC 14	342	kg
	AC 15	342	kg
	AC 16	342	kg
	AC 17	342	kg
	AC 18	342	kg
	AC 19	342	kg
B	AC 10	342	kg
	AC 11	342	kg
	AC 12	342	kg
	AC 13	342	kg
	AC 14	342	kg
	AC 15	342	kg
	AC 16	342	kg
	AC 17	342	kg
	AC 18	342	kg
	AC 19	342	kg

**MATERIALES**

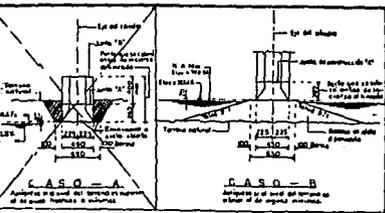
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Concreto de 1:1:2 (Cemento, Arena y Grava)	153	m <sup>3</sup>
Concreto de 1:2:4 (Cemento, Arena y Grava)	153	m <sup>3</sup>
Grava de 20mm a 40mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 40mm a 75mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 75mm a 150mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 150mm a 300mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 300mm a 600mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 600mm a 1200mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 1200mm a 2400mm	153	m <sup>3</sup>
Grava de 2400mm a 4800mm	153	m <sup>3</sup>

**TABLA DE DIMENSIONES Y ELEVACIONES**

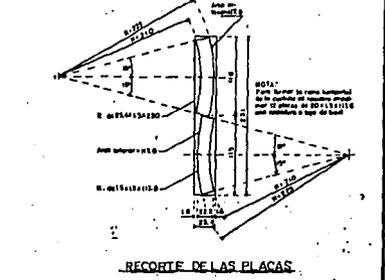
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
H	100	cm

**NOTAS:**  
 1. El concreto debe ser de tipo normal.  
 2. El acero debe ser de tipo normal.  
 3. El acero debe ser de tipo normal.  
 4. El acero debe ser de tipo normal.  
 5. El acero debe ser de tipo normal.  
 6. El acero debe ser de tipo normal.  
 7. El acero debe ser de tipo normal.  
 8. El acero debe ser de tipo normal.  
 9. El acero debe ser de tipo normal.  
 10. El acero debe ser de tipo normal.

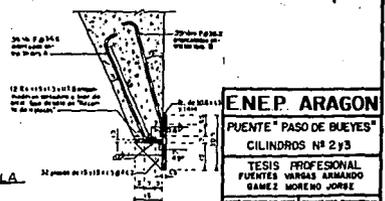
DETALLE DE LA CUSHILLA



DETALLES DE LA UNION DEL HINCHITO



RECORTE DE LAS PLACAS



**ENEP. ARAGON**  
 PUENTE "PASO DE BUYES"  
 CILINDROS Nº 2 y 3  
 TESIS PROFESIONAL  
 FUENTES VARRAS ARMADO  
 GAMEZ MORENO JOSE  
 SEPTIEMBRE DE 2011 PROYECTO INFORMATIVO