

ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA
ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD
EN
LA REPUBLICA DE BOLIVIA
(FASE II)

INFORME FINAL

APENDICES



ENERO 1989

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON

SDF

()

89-017(5/13)

JICA LIBRARY



1075269(9)

9313

**ESTUDIO DE MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA
ENTRE SAN BORJA Y TRINIDAD
EN
LA REPUBLICA DE BOLIVIA
(FASE II)**

INFORME FINAL

APENDICES

ENERO 1989

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL DEL JAPON



APENDICES

CONTENIDO

APENDICE 1	Análisis Comparativo de Estructuras Drenaje Transversal -----	1 - 1
APENDICE 2	Diseño de Puentes (Memoria de Cálculos) -----	2 - 1
APENDICE 3	Cálculo de Cantidades de Obra -----	3 - 1
APENDICE 4	Cálculo de Cantidades y Costos de Mantenimiento y Administración Anual -----	4 - 1

APENDICE 1

Análisis Comparativo de Estructuras de Drenaje Transversal

1. Generalidades	1-1
2. Sector Común	1-2
3. Sector de Terreno Bajo en las Cercanías del Río Tijamuchi	1-7

APENDICE - 1

Análisis Comparativo de estructuras de drenaje transversal

1. Generalidades

Las estructuras de drenaje transversal deberán ser determinadas en base a las consideraciones sobre el tipo de estructura y área de sección más económica, aparte de tomar en cuenta el caudal de descarga, nivel de aguas máximas, condiciones topográficas, etc.

En la selección del tipo de drenaje transversal de la carretera objeto del presente estudio, se determinó adoptar el puente como estructura de drenaje en forma incondicional, cuando se presenten ambos o uno de los dos casos siguientes:

- El puente, evidentemente, es más conveniente desde el punto de vista topográfico.
- En caso de que con otros tipos de estructura haya deficiencias en la capacidad de drenaje por existir caudal de escurrimiento bastante considerable.
- En los casos que las condiciones no corresponden a las antes citadas, se realizó el análisis comparativo entre cada tipo de estructura para el drenaje transversal, preestableciéndose que todas las estructuras funcionen con el flujo libre.

A continuación se expone el análisis efectuado, dividiendo el tramo carretero en dos sectores; uno es el

sector común cuya profundidad de agua alcanza de 2.5 a 3.0m o menos en la época de inundación, y el otro cuya profundidad de agua alcanza de 3.0 a 5.0 m. (en las cercanías del Río Tijamuchi) en la misma época.

2. Sector Común

El análisis comparativo de este sector se lo realizó con 3 tipos de estructuras, es decir, alcantarillas metálicas corrugadas, alcantarillas cajón y puentes.

En cuanto a las alcantarillas metálicas corrugadas, estas serán colocadas en baterías de 1 a 5 tubos de 900 a 3000mm de diámetro, que son de uso común en Bolivia. Empero, en la comparación entre los diferentes tipos de estructura solamente se tomaron en cuenta las alcantarillas con baterías de 3 y 5 tubos de diámetro mínimo (ϕ 900) y máximo (ϕ 3000) por las siguientes razones.

- En el caso de las alcantarillas con baterías de 1 tubo, es evidente que estas son más ventajosas que otras estructuras.
- Se abrevia el cálculo respectivo de baterías de 4 tubos, por ser estas el intermedio entre 3 y 5 tubos.
- Las alcantarillas con baterías de 2 tubos no están programadas en esta carretera.

Por otra parte, las alcantarillas con diámetro de tubos intermedios entre 900 a 3000mm. serán analizadas solamente cuando sea necesario, después del análisis que se realiza a continuación:

2.1 Tipo y sección de estructuras, objeto del análisis comparativo

En la Tabla A.1-1 y Figura A.1-1 se muestran secciones de alcantarillas cajón y puentes pequeños cuyas dimensiones (caudal posible de drenaje) corresponden a las de alcantarillas de 3 y 5 tubos.

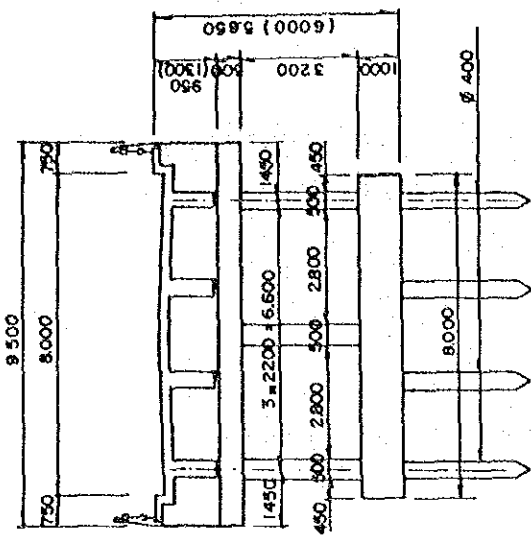
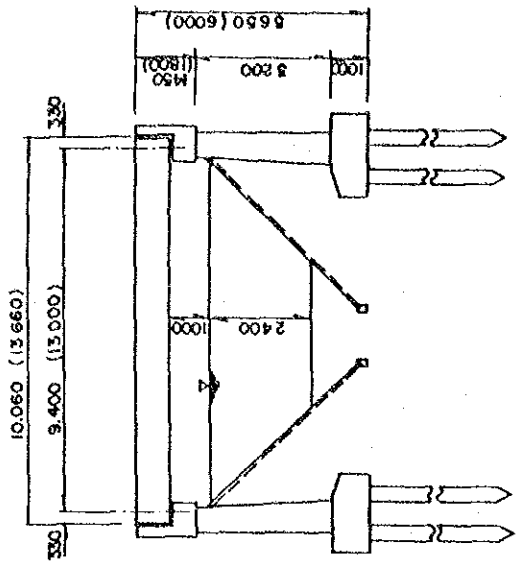
Tabla A.1-1 Tipo y sección de estructuras objeto del análisis comparativo

	Diámetro AMC(ϕ)	Volumen de escurrimiento Q (m ³ /seg)	Sección Interna de Alcantarilla Cajón (ancho x altura) (m)	Puentes Pequeños (Longitud Puente: L Altura estribo: H) (m)
3 tubos	ϕ 900	1.98	1-1.300x0.900	L = 4.000 H = 3.200
	ϕ 3000	29.19	1-5.000x3.000	L = 10.060 H = 5.650
5 tubos	ϕ 900	3.30	1-2.000x1.500	L = 5.000 H = 3.400
	ϕ 3000	48.65	2-4.150x3.000	L = 13.600 H = 5.000

Nota: Los puentes con signos * son abreviados en la comparación, ya que por ser de longitudes pequeñas con 3 y 4 metros respectivamente, es evidente que las alcantarillas cajón son más ventajosas.

Puentes

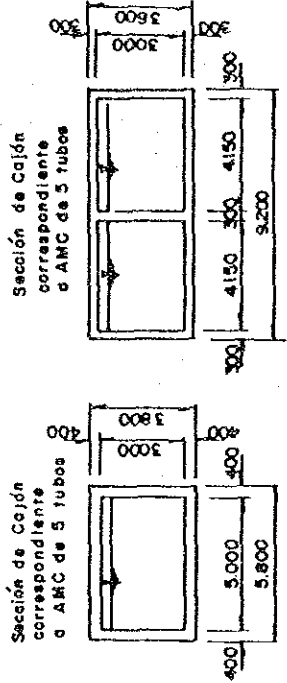
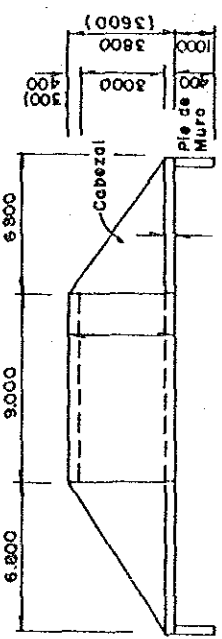
Ø 3.000 x 3



Alcantarillas Cajón

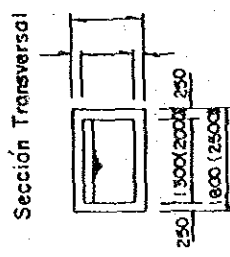
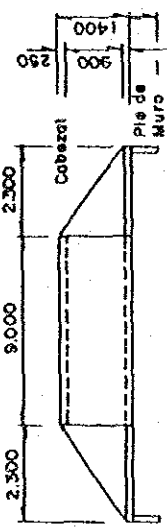
Ø 3.000 x 3 Lateral

NOTA.- Los numeros entre () corresponden a 5 tubos



NOTA.- Los numeros entre () corresponden a 5 tubos

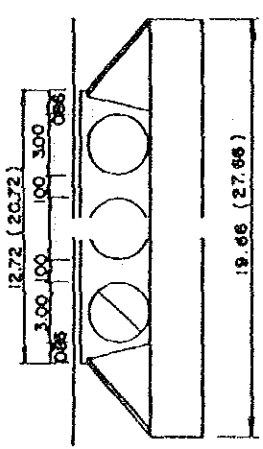
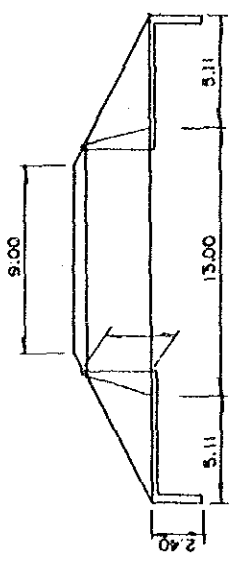
Ø 900 x 3 Lateral



Alcantarillas Metálicas Corrugadas

AMC - Ø 3.00 x 3

NOTA.- Los numeros entre () corresponden a 5 tubos



AMC - Ø 0.90 x 3

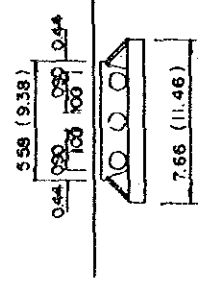
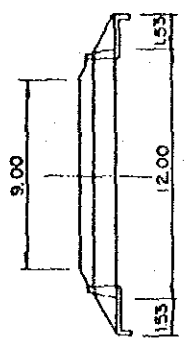


Fig. A.1-1 Alcantarilla Metálica Corrugada Alcantarilla Cajón y Puentes.

2.2 Comparación económica entre dos tipos de estructuras.

Se buscó la relación entre el caudal de drenaje y costo de construcción de cada estructura según la cantidad y diámetro de tubos, calculando el costo de construcción de cada tipo de estructura indicada en la Tabla A.1-1, cuyo resultado se muestra en las Figuras A.1-2 y A.1-3.

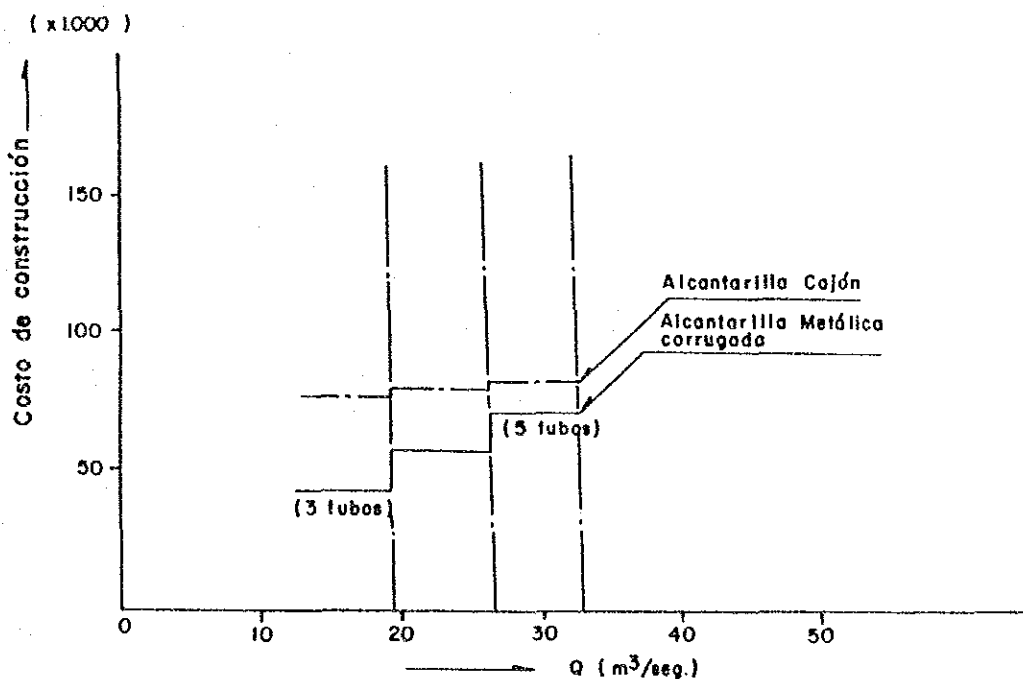


Fig. A.1-2 Comparación económica entre alcantarillas metálicas corrugadas de \varnothing 900 y alcantarillas Cajón

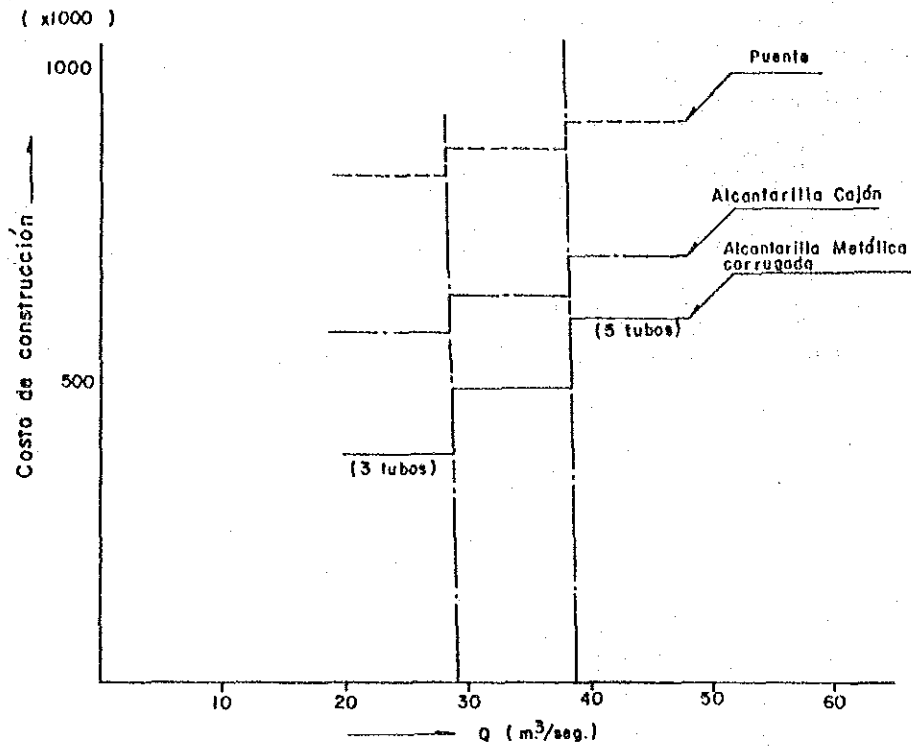


Fig. A.1-3 Comparación económica entre alcantarillas metálicas corrugadas de ϕ 3000, alcantarillas cajón y puentes.

Como se observa en las Figuras A.1-2 y A.1-3, en las estructuras de drenaje transversal cuyo caudal de escurrimiento esta dentro del limite de capacidad de drenaje de alcantarillas con baterías de 3 a 5 tubos, con diámetro 900 y 3000mm. respectivamente, se ve claramente que las alcantarillas metálicas son más económicas en el costo de construcción en comparación a las alcantarillas cajón y puentes, siendo evidente que los tubos de diámetro intermedio entre 900 y 3000mm. (ϕ 1200 a 2700mm.: abreviados) mostrarán la misma tendencia.

En consecuencia y en vista de que las alcantarillas metálicas corrugadas con baterías de 3 a 5 tubos son economicamente más ventajosas en comparación a otros tipos de estructuras, se adoptó este sistema de drenaje en los lugares donde la necesidad de drenaje está dentro del limite de capacidad del mismo.

Por otra parte, después de la investigación de campo se constató que la alcantarilla con baterías de 8 tubos ya instalada en el arroyo Tigre esta en buen estado y suficientemente utilizable, de tal manera, se aprovechará esta instalación reforzando los cabezales de entrada y salida.

3. Sector de terreno bajo en las cercanías del Río Tijamuchi.

El sector bajo en las cercanías del Río Tijamuchi tiene 3.5m. a 5.0m. de profundidad de agua durante la época de lluvias, no pudiendo obtener un drenaje de flujo libre y satisfactorio, con las alcantarillas metálicas corrugadas indicadas en el capítulo anterior.

Por esta razón, se realizó el análisis de otro tipo de drenaje transversal, incluyendo alcantarillas metálicas abovedadas.

3.1 Tipo de estructuras

Como sistema de drenaje transversal de este sector se puede considerar los siguientes tres tipos de estructuras:

- 1) Alcantarillas metálicas corrugadas abovedadas.
- 2) Alcantarillas cajón de hormigón armado.
- 3) Puentes.

En consecuencia, estos serán tomados como materia del análisis comparativo.

3.2 Secciones para análisis comparativo

En este sector el requerimiento de drenaje en volumen de agua es de aproximadamente 177m³/seg. en el lado Trinidad y aproximadamente 250m³/seg. en el lado San Borja, ambos casos desde el Río Tijamuchi.

Al buscar las secciones de escurrimiento según el tipo de estructura que satisfaga la demanda de drenaje, obtenemos los siguientes valores que serán tomados como materia del análisis comparativo.

Tabla A.1-2 Caudal y sección de escurrimiento

	LADO TRINIDAD (Profundidad 3.5m)			LADO SAN BORJA (Profundidad 5.0m)			
	Caudal de escurrimiento (m ³ /seg.)	Seccion requerida para escurrimiento		Caudal de escurrimiento (m ³ /seg.)	Seccion requerida para escurrimiento		
Alcantarillas metalicas corrugadas abovedadas	177.6	o h	Tubos	250.5	o h	Tubos	
		3.0x4.0	5			3.0x4.0	5
		3.0x4.0	2			3.0x4.5	4
		3.0x4.0	5		3.0x5.5	5	
Alcantarillas cajon	187.0	Dimension Interna	Tubos	270.0	Dimension Interna	Tubos	
		4.5x5.0	3			6.0x5.0	3
		4.5x5.0	2			6.0x5.0	2
Puente	186.9	Longitud 30m (PC)	Cantidad 1	253.9	Longitud 30m (PC)	Cantidad 1	

PC: Vigas de hormigon pretensado.

Nota.- El dimensionamiento y la forma de estas estructuras, referirse al cuadro de resumen del análisis (Lado Trinidad)

3.3 Conclusión sobre el Análisis Comparativo

Referente al lado Trinidad, se buscó el volumen y el costo estimativo de la obra, etc, por cada tipo de estructura, asimismo, se efectuó el análisis comparativo sobre algunos aspectos, como ser estabilidad estructural, facilidad de escurrimiento, ejecutabilidad de obra y otros.

El resultado del análisis se muestra en la Tabla A.1-3.

Como se podrá observar en dicha Tabla, el sistema de drenaje transversal del puente en este sector (Lado Trinidad) es más económico en cuanto al costo de obra, siendo inclusive más ventajosa esta estructura al sintetizar todos los demás aspectos.

En cuanto al lado San Borja se abrevió el análisis comparativo, puesto que por ser este lado más profundo que el lado Trinidad, la adopción del puente es claramente más ventajosa.

Tabla A, 1-3 RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS COMPARATIVO: (CERCANIA DEL RIO TIJAMUCHI, LADO TRINIDAD)
 SISTEMA DE DRENAJE TRANSVERSAL DE LA CARRETERA

	Alcantarilla metalica corrugada abovedada	Alcantarilla cajón	PUENTE
FORMAS	<p>Elevación lateral (Transversal)</p> <p>Sección Transversal</p>	<p>Elevación lateral (Transversal)</p> <p>Sección Transversal</p>	<p>Elevación lateral (Longitudinal)</p> <p>Sección Transversal</p>
	<p>Volumen de hormigón</p> <p>710 m³</p>	<p>Volumen de hormigón</p> <p>766 m³</p>	<p>Volumen de hormigón</p> <p>312 m³</p>
Ventajas y Desventajas estructurales	<ul style="list-style-type: none"> - Corece de estabilidad estructural ya que cada cimiento actua en forma independiente frente al hundimiento desigual etc. - Casi no hay la necesidad de mantenimiento y reparación. 	<ul style="list-style-type: none"> - No existe problema en especial. - Casi no hay la necesidad de mantenimiento y reparación 	<ul style="list-style-type: none"> - No existe problema en especial. - Se requiere de mantenimiento y reparación del armazón de hormigón y mampostería de ladrillo.
Escurremiento	<ul style="list-style-type: none"> - Volumen de escurremiento Q = 177.6 m³/seg. - Los cimientos están a un intervalo de aproximadamente 3,4 mts. Por la misma razón, el ancho de escurremiento por una sección es agosto, pudiendo ser preso fácil de intererencia y tapamiento por material de arrastre (Árboles y otras.) 	<ul style="list-style-type: none"> - Volumen de escurremiento Q = 187,0 m³/seg. - Cada alcantarilla tiene un ancho de 5 mts, no existiendo problema en el escurremiento. 	<ul style="list-style-type: none"> - Volumen de escurremiento Q = 186,9 m³/seg. - El escurremiento es el mejor entre los tres casos por no existir obstáculos.
Ejecutabilidad	<ul style="list-style-type: none"> - Se requiere la obra de canalización. - No se requiere de equipos pesados y grandes - Es mayor el área exclusiva de ejecución. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se requiere la obra de canalización - No se requiere de equipos pesados y grandes - Es mayor el área exclusiva de ejecución 	<ul style="list-style-type: none"> - No requiere la obra de canalización - Se requiere equipos pesados y grandes - Es menor el área exclusiva de ejecución
Tiempo de Ejecución	110 días	185 días	150 días
Costo Estimado de la obra	US\$ 275.000.-	US\$ 330.000.-	US\$ 245.000.-
Experiencia en Bolivia	Ninguna	Poca	Mucha

APENDICE 2

Diseño de Puentes

1. Características de los Materiales	2-1
2. Disposición de Vigas	2-5
3. Diseño de Losas	2-6
4. Ancho Efectivo de la Losa para vigas Compuestas	2-13
5. Diseño de Vigas de Hormigón Pretensado	2-13
6. Diseño de la Infraestructura	2-81

APENDICE - 2

Diseño de Puentes

1. Características de los materiales

1.1 Superestructura

1.1.1 Hormigón

Cemento Portland normal

1) Vigas y diafragmas

Resistencia característica cilíndrica del
hormigón, a los 28 días350(kg/cm²)

Resistencia del hormigón en el momento de
aplicar el pretensado350(kg/cm²)

a) Tensiones temporales antes de las pérdidas por fluencia y retracción

Tensión admisible de compresión192(kg/cm²)

Tensión admisible de tracción-15(kg/cm²)

b) Tensiones por efecto de la carga de servicio, luego que todas las pérdidas se han producido

Tensión admisible de compresión140(kg/cm²)

Tensión admisible de tracción-15(kg/cm²)

Tensión de fisuración (hormigón
de peso normal)37(kg/cm²)

Esfuerzo cortante admisible en
sentido diagonal 19(kg/cm²)

2) Losas

Resistencia característica cilíndrica
del hormigón a los 28 días210(kg/cm²)

Tensión admisible de compresión 80(kg/cm²)

1.1.2	Acero de pretensado (Torón VI/2)	
	Tensión de rotura de acero pretensado18900(kg/cm ²)
	Tensión en el límite de fluencia16000(kg/cm ²)
	Tensiones de tracción:	
	- En periodos cortos de tiempo, durante la la operación de pretensado	...15100(kg/cm ²)
	- Tensión temporal antes de las pérdidas por fluencia y retracción	...13200(kg/cm ²)
	- Tensión por efecto de las cargas de servicio luego de las pérdidas	...12800(kg/cm ²)

1.1.3	Acero de Refuerzo (grado 60)	
	Tensión en el límite de fluencia4200(kg/cm ²)
	Tensión admisible para la losa1600(kg/cm ²)

1.2 Infraestructura

1. Hormigón

1) Estribo

- Resistencia característica cilindri- ca del hormigón a los 28 días210(kg/cm ²)
- Tensión admisible en la fibra de compresión84(kg/cm ²)
- Tensión admisible para compresión uniforme63(kg/cm ²)
- Tensión de corte admisible3.65(kg/cm ²)

2) Pilotes

- Resistencia característica cilíndrica del hormigón a los 28 días350(kg/cm ²)
- Tensión admisible en la fibra de compresión140(kg/cm ²)
- Tensión admisible para compresión uniforme105(kg/cm ²)
- Tensión de corte admisible4.71(kg/cm ²)

2. Acero de refuerzo (Grado 60)

- Tensión en el límite de fluencia4200(kg/cm²)
- Tensión admisible1600(kg/cm²)

3. Material de relleno

Mezcla de arena y suelo cohesivo

- Peso Especifico $\gamma = 1.70(t/m^3)$
- Peso Especifico sumergido $\gamma_w = 0.80(t/m^3)$
- Angulo de Fricción interna $\phi = 30^\circ$
- Cohesión $c = 0$

4. Capacidad de carga de un pilote

Está dada por la siguiente relación:

$$R_a = (1/F) * R_u$$

$$R_u = q_d * A_p + f_s * u * L \quad (\text{Fórmula de Terzaghi})$$

$$q_d = \alpha * c * N_c + \beta * D * \gamma_1 * N_\gamma + \gamma_2 * L * N_q$$

Donde: R_u = Carga última de un pilote (t)

R_a = Carga admisible de un pilote (t)

F = Factor de seguridad = 3

q_d = Capacidad de carga de un pilote (t/m²)

A_p = Area del pilote (m²)

f_s = Fricción lateral (t/m²)

u = Perimetro de Pilote (m)

L = Longitud del pilote enterrado(m)

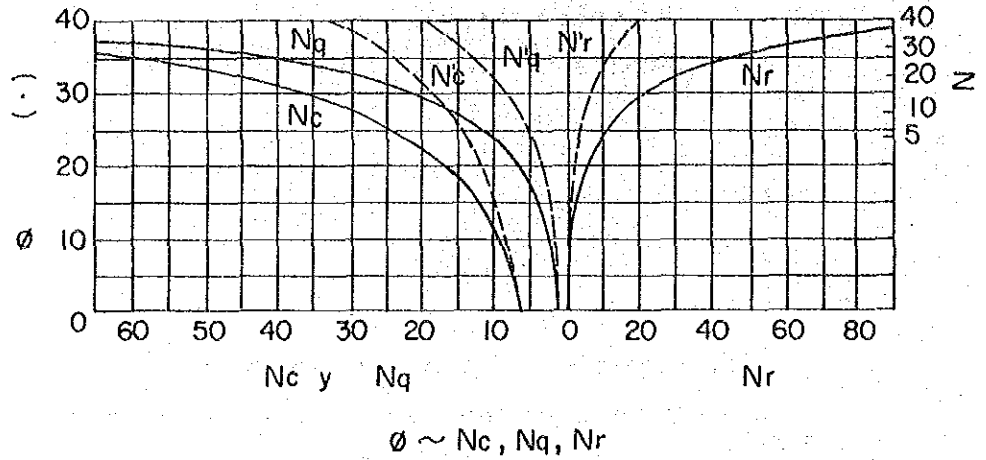
$\alpha = 1.3$, $\beta = 0.3$

D = Diámetro del pilote

γ_1 = Peso especifico por encima de la base del pilote

γ_2 = Peso especifico por debajo de la base del pilote.

N_c, N_r, N_q = Factores de capacidad de carga, referidos a la siguiente tabla:



5. Carga de grupo de pilotes

La reducción de la carga de un pilote está dada en AASHTO 4.3.47

$$E = 1 - \phi [(n-1)*m + (m-1)*n] / 90mn$$

Donde: E = Eficiencia o fracción decimal del valor de un pilote a ser usado en cada pilote que trabaja en grupo

n = Número de pilotes en cada fila

m = Número de filas en cada grupo

d = Diámetro promedio del pilote

s = Distancia entre los ejes de los pilotes.

$$\tan \phi = d/s.$$

ϕ es numericamente igual al ángulo expresado en grados.

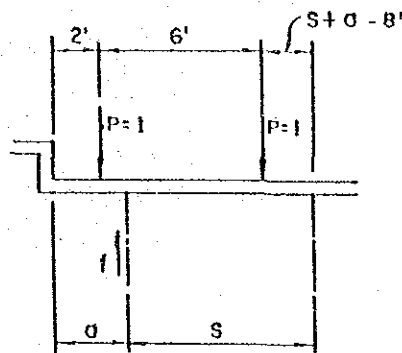
2. Disposición de vigas

El cálculo para la separación de las vigas según la Norma AASHTO Art. 3.23.2.3 es el siguiente

(Ancho de la calzada: $b = 8.0\text{m} \approx 26.247'$)

Al suponer que son 4 vigas principales:

(Si $0 < a < S/2$; resulta, $S = 8.749' \sim 6.562 < 12'$ En este caso la situación de carga corresponde al caso 1)



$$f = \frac{2S + 2a - 10'}{S} \text{ ---- 1)}$$

$$f = \frac{S}{5.5} \text{ ---- 2)}$$

$$1) = 2)$$

$$\frac{S}{5.5} = \frac{2S + 2a - 10}{S}$$

$$2a = b - 35$$

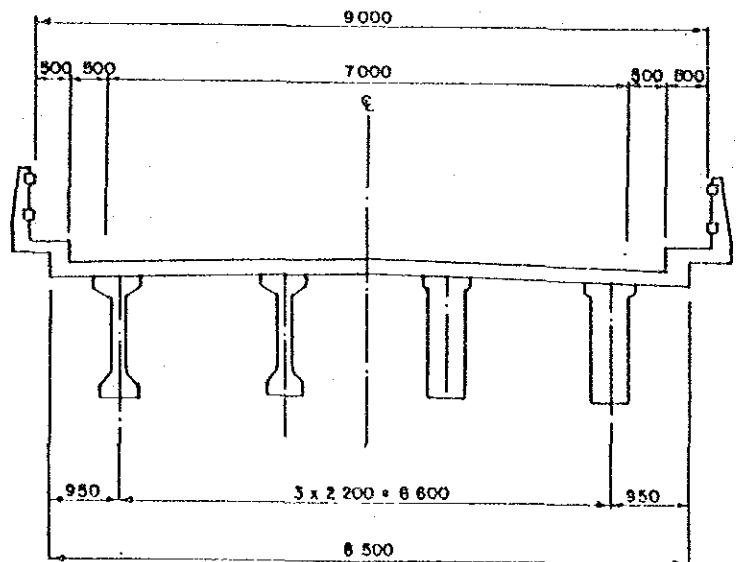
$$S^2 + 5.5S - 5.5b + 55 = 0$$

$$S^2 + 5.5S - 89.359 = 0$$

$$S = \frac{-5.5 \pm \sqrt{5.5^2 + 4 \times 89.359}}{2}$$

$$S = 7.095' - 2.163\text{m} = 2.2\text{m}$$

$$a = 0.95\text{m}$$



3. Diseño de Losas (Común para los siete Puentes)

3.1 Espesor de la Losa (t)

De la Norma AASHTO 8.9.2

Losas con armadura principal, paralela y perpendicular al tráfico.

$$\begin{aligned} t &= (S + 10)/30 \geq 0.542 & \text{Donde: } S &= \text{Longitud de tramo} \\ &= (6.627 + 10)/38 & & \text{en pies.} \\ &= 0.5542 \text{ (pies)} & & = (220 - 18)/30.48 \\ &= 16.89 \div 17\text{cm.} & & = 6.627 \text{ pies.} \end{aligned}$$

Capa de Rodadura

Se asume que el espesor de la Capa de Rodadura es 2.0cm.

3.2. Losa Interior

3.2.1 Momento Flector debido a la Carga Muerta (Mo)

$$\begin{aligned} Mo &= (1/8)W * l^2 & \text{Donde: } W &= \text{Carga Uniforme (t/m}^2\text{)} \\ & & l &= \text{Longitud de Luz (m)} \\ & & &= 2.02\text{m.} \end{aligned}$$

$$\text{Capa de Rodadura } 1/8(0.02 \times 2.40) \times 2.02^2 = 0.024$$

$$\text{Losa } 1/8(0.17 \times 2.40) \times 2.02^2 = 0.208$$

$$\text{Total} = 0.232 \text{ tm/m}$$

Será multiplicado por el factor constante de 0.8

$$Mo = 0.8 \times 0.232 = 0.186 \text{ tm/m}$$

3.2.2 Momento Flector debido a la Carga Viva (ML)

De la Norma AASHTO 3.24.3.1

$$ML = [(S + 2)/32] * P20 * 0.8$$

$$= 0.8 \{ (6.627 + 2)/32 \} \times 16000 = 3451 \text{ ft.lbs/ft}$$

$$= 1.565 \text{ tm/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Donde: } S &= \text{Longitud de tramo} \\ & \text{en pies} \\ &= 6.627 \end{aligned}$$

3.2.3 Momento Flector debido al Impacto (Mi)

De la Norma AASHTO 3.8.2.1 El coeficiente de Impacto está dado por la siguiente relación

$$I = 50/(L + 125) < 30\% \quad \text{Donde:}$$
$$= 50/(6.627 + 125) = 0.380 > 0.30 \quad L = \text{Longitud de}$$

Carga en pies

$$= 6.627$$

Luego

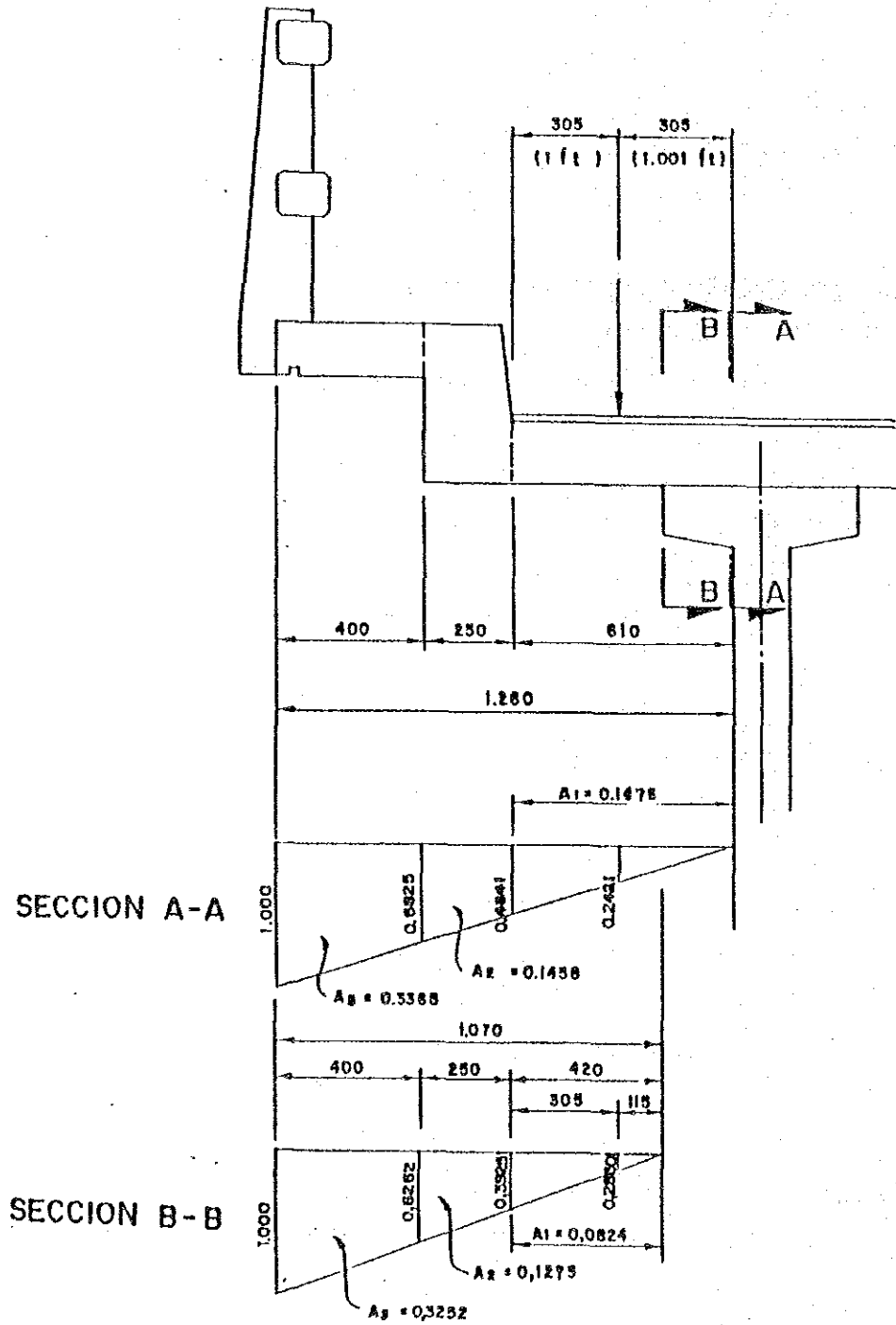
$$MI = I \times ML$$
$$= 0.30 \times 1.565 = 0.470 \text{ tm/m}$$

3.2.4 Momento Flector Total (M)

$$M = Mo + ML + Mi$$
$$= 0.186 + 1.565 + 0.470 = 2.221 \text{ tm/m}$$

3.3 Losa en Volado

3.3.1 Momento Flector debido a la Carga Muerta (M_o)



	Sección A-A	Sección B-B
Capa de Rodadura		
0.020 x 2.40 x 0.1476	= 0.007	= 0.004
(0.0824)*		
Losa		
0.170 x 2.40 x 0.1476	= 0.060	= 0.034
(0.0824)*		
Bordillo		
0.250 x 2.40 x 0.1458	= 0.087	= 0.076
(0.1273)*		
0.150 x 2.40 x 0.3365	= 0.121	= 0.117
(0.3252)*		
Barandado		
0.150 x 1.00	= 0.150	= 0.150
	Mo(A-A) = 0.425	Mo(B-B) = 0.381tm/m
Nota.- (*) Factor para Sección B-B.		

3.3.2 Momento Flector debido a la Carga Viva (Ml)

De la Norma AASHTO 3.24.5

Sección A-A

$$X = 1.001\text{ft}$$

$$E = 0.8X + 3.75$$

$$= 0.8 \times 1.001 + 3.75$$

$$= 4.551$$

$$Ml = (P/E)X$$

$$= (16.000/4.551) 1.001$$

$$= 3.519 \text{ ft lbs/ft}$$

$$= 1.596\text{tm/m}$$

Sección B-B

$$X = 0.377\text{ft}$$

$$E = 0.8 \times 0.377 + 3.75$$

$$= 4.052$$

$$Ml = (16.000/4.052)0.377$$

$$= 1.489\text{ft lbs/ft}$$

$$= 0.675 \text{ tm/m}$$

3.3.3 Momento Flector debido al Impacto (Mi)

$$I = 50/(L + 125) = 50/(1.001 + 125) = 40\% \rightarrow 30\%$$

$$(0.377)$$

$$(40)$$

$$\text{Sección A-A} \quad Mi = 1.596 \times 0.30 = 0.479\text{tm/m}$$

$$\text{Sección B-B} \quad Mi = 0.675 \times 0.30 = 0.203\text{tm/m}$$

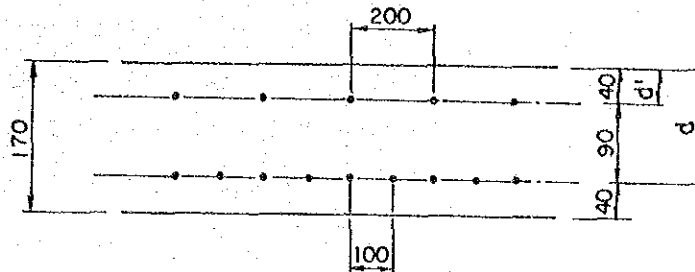
3.3.4 Momento Fleotor Total (M)

$$\begin{aligned} \text{Sección A-A} \quad M &= M_o + M_L + M_i \\ &= 0.425 + 1.596 + 0.479 \\ &= 2.500 \text{tm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Sección B-B} \quad M &= M_o + M_L + M_i \\ &= 0.381 + 0.675 + 0.203 \\ &= 1.259 \text{tm/m} \end{aligned}$$

3.4 Armadura de losas

3.4.1 Losa Exterior



$$A_s \quad 16\phi @ 100 = 2.000 \times \frac{1000}{100} = 20.000 \text{ cm}^2$$

$$A_s' \quad 16\phi @ 200 = 2.000 \times \frac{1000}{200} = 10.000 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_s = 30.000 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.0 \text{ cm}, \quad d' = 4.0 \text{ cm}, \quad n = 15$$

$$x = - \frac{n \Sigma A_s}{b} + \sqrt{\left(\frac{n \Sigma A_s}{b}\right)^2 + \frac{2n}{b} (d A_s + d' A_s')}$$

$$= - \frac{15 \times 30.00}{100} + \sqrt{\left(\frac{15 \times 30.00}{100}\right)^2 + \frac{2 \times 15}{100} (13 \times 20.00 + 4.0 \times 10.00)}$$

$$= 6.000$$

$$k_c = \frac{b}{2} \times \left(d - \frac{x}{3}\right) + n A_s' \frac{x - d'}{x} (d - d')$$

$$= \frac{100}{2} \times 6.000 \times \left(13.0 - \frac{6.000}{3}\right) + 15 \times 10.000 \times \frac{6.000 - 4.0}{6.000} (13.0 - 4.0)$$

$$= 3.750 \text{ cm}^3$$

$$K_s = k_c \times \frac{x}{n(d-x)}$$

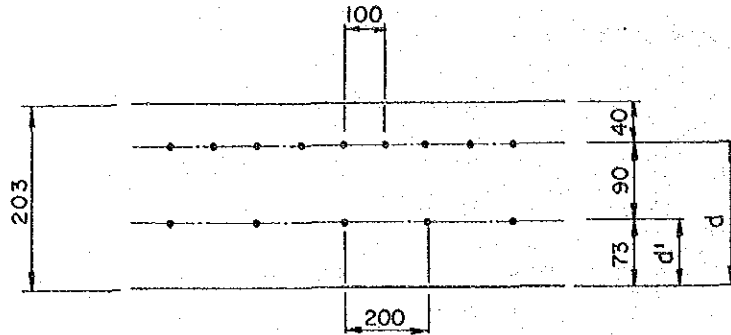
$$= 3.750 \times \frac{6.000}{15 \times (13.0 - 6.000)}$$

$$= 214 \text{ cm}^3$$

$$f_c = \frac{M}{k_c} = \frac{2.221 \times 10^5}{3.750} = 59.2 \text{ kg/cm}^2 < f_{ca} = 0.4 \times f'c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{K_s} = \frac{2.221 \times 10^5}{214} = 1038 \text{ kg/cm}^2 < f_{sa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

3.4.2 Losa en volado



$$A_s = 16\phi @ 100 = 2.000 \times \frac{1000}{100} = 20.00\text{cm}^2$$

$$A_s' = 16\phi @ 200 = 2.000 \times \frac{1000}{200} = 10.00\text{cm}^2$$

$$20.00\text{cm}^2$$

$$b = 100\text{cm}, d = 16.3\text{cm}, d' = 13\text{cm}, n = 15$$

$$x = - \frac{15 \times 30.00}{100}$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{15 \times 30.00}{100}\right)^2 + \frac{2 \times 15}{100} (16.3 \times 20.00 + 7.3 \times 10.00)}$$

$$= 7.330\text{cm}$$

$$k_c = \frac{100}{2} \times 7.330 \times \left(16.3 - \frac{7.330}{3}\right) + 15 \times 10.00 \times \frac{7.330 - 7.3}{7.33} (16.3 - 7.3)$$

$$= 5.084\text{cm}^3$$

$$k_s = 5.084 \times \frac{7.33}{15(16.3 - 7.33)}$$

$$= 277\text{cm}^3$$

$$f_c = \frac{2.500 \times 10^5}{5084} = 49\text{kg/cm}^2 < f_{ca} = 80\text{kg/cm}^2$$

$$F_s = \frac{2.500 \times 10^5}{277} = 903\text{kg/cm}^2 < F_{sa} = 1600\text{kg/cm}^2$$

3.4.3 Armadura de distribución

(Ver AASHTO 3.24.10)

El porcentaje de la cantidad requerida de Armadura de distribución en relación de la armadura principal está dada por la siguiente fórmula:

Para armadura perpendicular al tráfico.

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S}} \quad \text{Máximo } 67\%$$

$$= \frac{220}{\sqrt{\frac{2.20}{0.3048}}}$$

$$= 81\% \longrightarrow 67\%$$

4. Ancho efectivo de la Losa para vigas compuestas

Viga Interior.

El ancho efectivo de la losa no debe exceder lo siguiente:

a) Un cuarto de la longitud de la viga

Longitud de viga 20m...5.0m

25m...6.25m

30m...7.50m

b) La distancia entre ejes de vigas..2.20m

c) Seis veces el espesor mínimo de la losa, en un lado,

el ancho total será: $6 \times 17.0 \times 2 + 18 \text{cm} = 222 \text{cm} = 2.22 \text{m}$

Luego, 2.20m es adoptado.

Vigas exteriores

Adoptamos el mismo ancho para viga interior, o sea' 2.20m.

5. Diseño de Vigas de Hormigón pretensado

Diseño por el Método de las cargas de servicio (Diseño por tensiones admisibles)

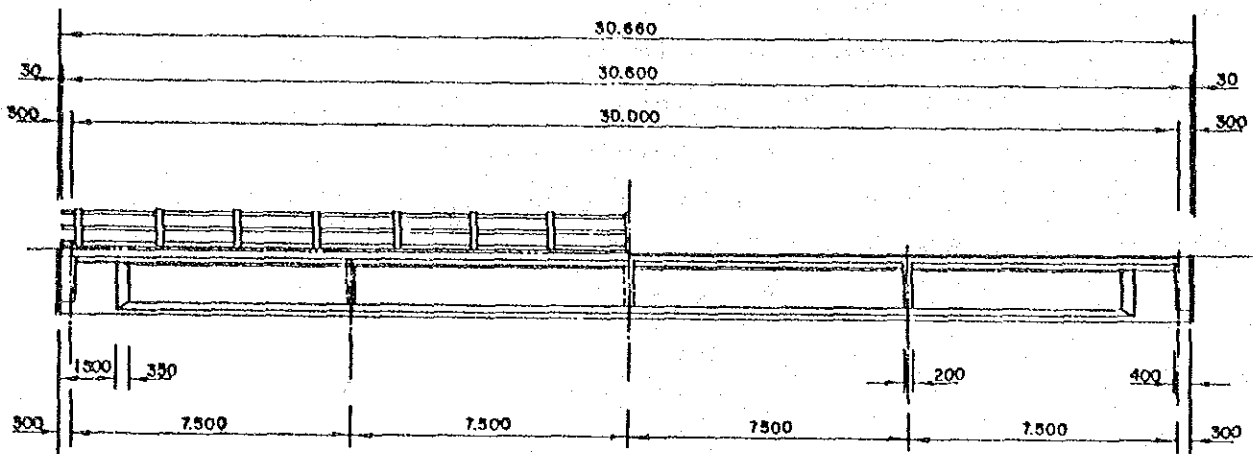
Diseño por el Método de resistencia última (Diseño por factores de carga)

5.1 Tramo de 30m

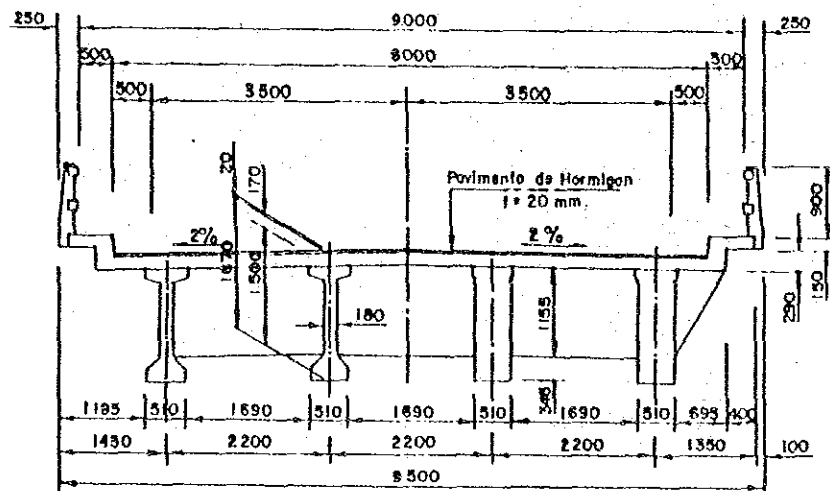
Unidad: mm.

5.1.1 Vista General

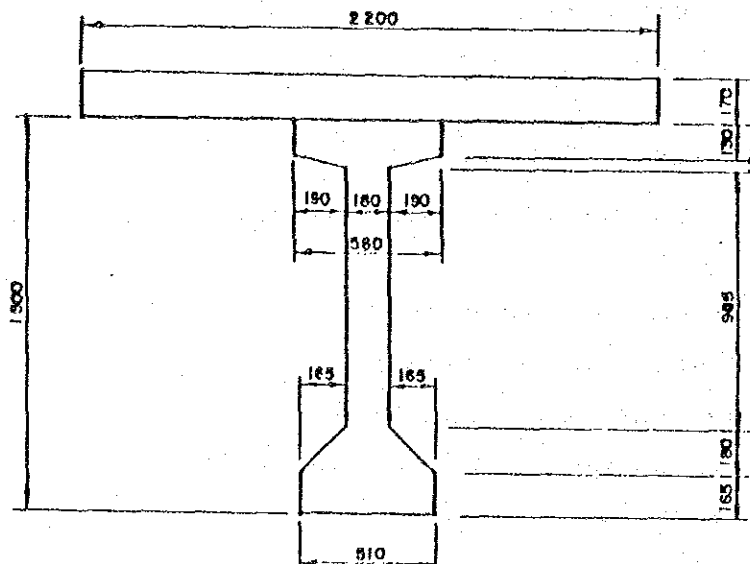
ELEVACION LATERAL



SECCION TRANSVERSAL TIPICA

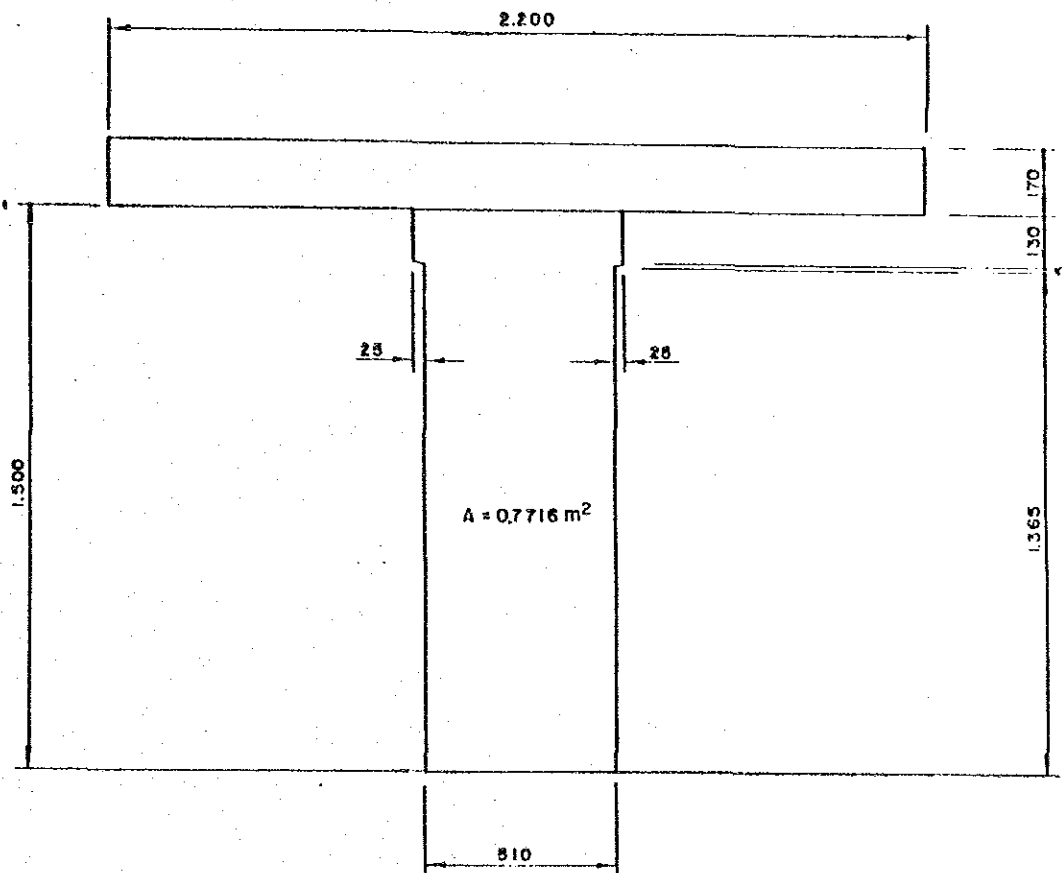
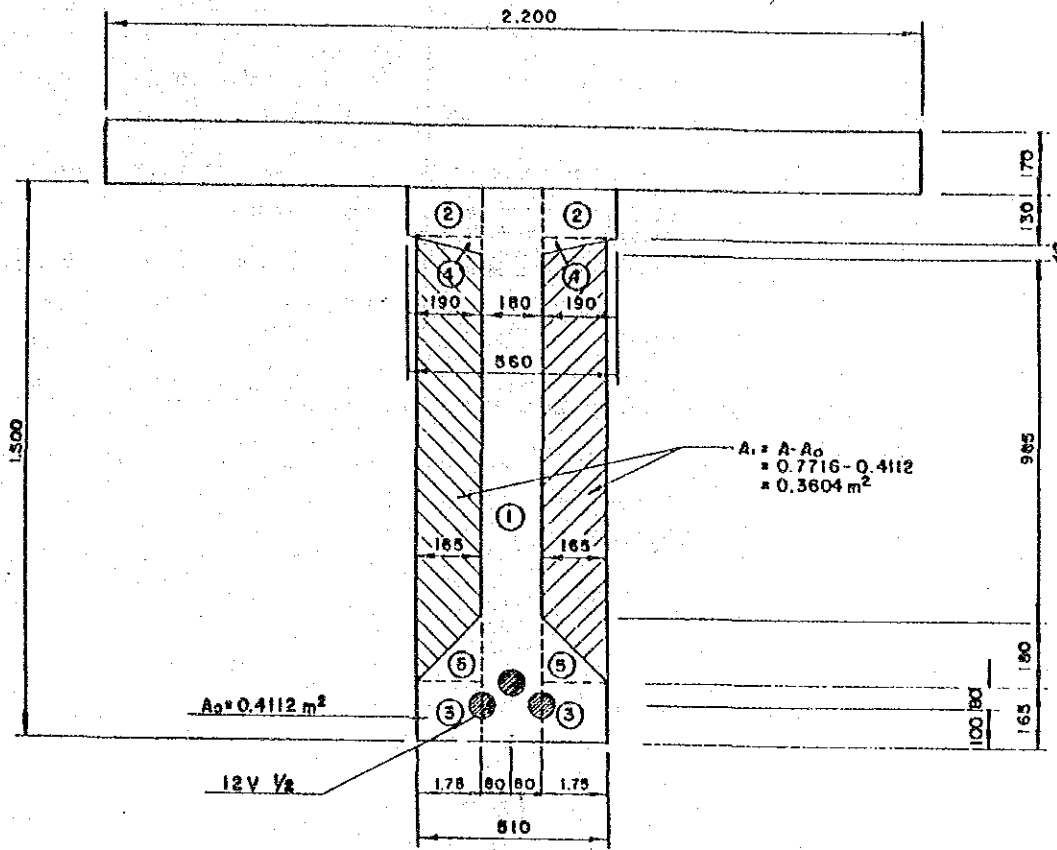


DETALLE Y SECCION DE VIGA



5.1.2 Cálculos: Constantes de Sección

Unidad: mm.



Propiedades geométricas de la sección.

	Sección centro de la viga	Sección extremo de la viga																																																																																
① Sección Viga	<table> <tr><td>N</td><td>A</td><td>O</td><td>I</td></tr> <tr><td>1</td><td>2700.0</td><td>202500.0</td><td>20250000.0</td></tr> <tr><td>2</td><td>491.0</td><td>3211.0</td><td>27820.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>544.3</td><td>77102.0</td><td>10953025.0</td></tr> <tr><td>4</td><td>70.0</td><td>1009.0</td><td>13674.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>297.0</td><td>37007.5</td><td>4033452.2</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>4111.3</td><td>321050.4</td><td>30079900.0</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>78.28</td><td>Y2=</td><td>71.71</td></tr> <tr><td>I=</td><td>10005352.2</td><td>R2=</td><td>2647.5</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>139055.0</td><td>W2=</td><td>151270.0</td></tr> </table>	N	A	O	I	1	2700.0	202500.0	20250000.0	2	491.0	3211.0	27820.0	3	544.3	77102.0	10953025.0	4	70.0	1009.0	13674.0	5	297.0	37007.5	4033452.2	TOTAL	4111.3	321050.4	30079900.0	Y1=	78.28	Y2=	71.71	I=	10005352.2	R2=	2647.5	W1=	139055.0	W2=	151270.0	<table> <tr><td>N</td><td>A</td><td>O</td><td>I</td></tr> <tr><td>1</td><td>2050.0</td><td>573750.0</td><td>57375000.0</td></tr> <tr><td>2</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>4</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>2050.0</td><td>573750.0</td><td>57375000.0</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>75.00</td><td>Y2=</td><td>75.00</td></tr> <tr><td>I=</td><td>14343750.0</td><td>R2=</td><td>1875.0</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>191250.0</td><td>W2=</td><td>191250.0</td></tr> </table>	N	A	O	I	1	2050.0	573750.0	57375000.0	2	0.0	0.0	0.0	3	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	TOTAL	2050.0	573750.0	57375000.0	Y1=	75.00	Y2=	75.00	I=	14343750.0	R2=	1875.0	W1=	191250.0	W2=	191250.0
N	A	O	I																																																																															
1	2700.0	202500.0	20250000.0																																																																															
2	491.0	3211.0	27820.0																																																																															
3	544.3	77102.0	10953025.0																																																																															
4	70.0	1009.0	13674.0																																																																															
5	297.0	37007.5	4033452.2																																																																															
TOTAL	4111.3	321050.4	30079900.0																																																																															
Y1=	78.28	Y2=	71.71																																																																															
I=	10005352.2	R2=	2647.5																																																																															
W1=	139055.0	W2=	151270.0																																																																															
N	A	O	I																																																																															
1	2050.0	573750.0	57375000.0																																																																															
2	0.0	0.0	0.0																																																																															
3	0.0	0.0	0.0																																																																															
4	0.0	0.0	0.0																																																																															
5	0.0	0.0	0.0																																																																															
TOTAL	2050.0	573750.0	57375000.0																																																																															
Y1=	75.00	Y2=	75.00																																																																															
I=	14343750.0	R2=	1875.0																																																																															
W1=	191250.0	W2=	191250.0																																																																															
② Sección Viga + Losa	<table> <tr><td>6</td><td>2079.0</td><td>-24478.3</td><td>277420.7</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>6991.3</td><td>297372.1</td><td>30357401.0</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>42.53</td><td>Y2=</td><td>107.46</td></tr> <tr><td>I=</td><td>23700795.0</td><td>R2=</td><td>3391.1</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>557400.2</td><td>W2=</td><td>220617.9</td></tr> </table>	6	2079.0	-24478.3	277420.7	TOTAL	6991.3	297372.1	30357401.0	Y1=	42.53	Y2=	107.46	I=	23700795.0	R2=	3391.1	W1=	557400.2	W2=	220617.9	<table> <tr><td>6</td><td>2079.0</td><td>-24478.3</td><td>277420.7</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>10529.0</td><td>549271.7</td><td>57652420.7</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>52.16</td><td>Y2=</td><td>97.83</td></tr> <tr><td>I=</td><td>29000461.4</td><td>R2=</td><td>2734.1</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>555952.0</td><td>W2=</td><td>290417.7</td></tr> </table>	6	2079.0	-24478.3	277420.7	TOTAL	10529.0	549271.7	57652420.7	Y1=	52.16	Y2=	97.83	I=	29000461.4	R2=	2734.1	W1=	555952.0	W2=	290417.7																																								
6	2079.0	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	6991.3	297372.1	30357401.0																																																																															
Y1=	42.53	Y2=	107.46																																																																															
I=	23700795.0	R2=	3391.1																																																																															
W1=	557400.2	W2=	220617.9																																																																															
6	2079.0	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	10529.0	549271.7	57652420.7																																																																															
Y1=	52.16	Y2=	97.83																																																																															
I=	29000461.4	R2=	2734.1																																																																															
W1=	555952.0	W2=	290417.7																																																																															
③ Sección neta Viga	<table> <tr><td>7</td><td>-99.5</td><td>-13068.9</td><td>-1077293.0</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>4011.9</td><td>309103.5</td><td>34202007.0</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>70.01</td><td>Y2=</td><td>73.18</td></tr> <tr><td>I=</td><td>10529194.7</td><td>R2=</td><td>2624.4</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>137069.9</td><td>W2=</td><td>149873.3</td></tr> <tr><td>YP=</td><td>60.40</td><td>WP=</td><td>174002.9</td></tr> </table>	7	-99.5	-13068.9	-1077293.0	TOTAL	4011.9	309103.5	34202007.0	Y1=	70.01	Y2=	73.18	I=	10529194.7	R2=	2624.4	W1=	137069.9	W2=	149873.3	YP=	60.40	WP=	174002.9																																																									
7	-99.5	-13068.9	-1077293.0																																																																															
TOTAL	4011.9	309103.5	34202007.0																																																																															
Y1=	70.01	Y2=	73.18																																																																															
I=	10529194.7	R2=	2624.4																																																																															
W1=	137069.9	W2=	149873.3																																																																															
YP=	60.40	WP=	174002.9																																																																															
④ Sección Viga + Cable	<table> <tr><td>8</td><td>237.0</td><td>32545.1</td><td>4473131.9</td></tr> <tr><td>TOTAL</td><td>4248.9</td><td>340728.0</td><td>30675019.7</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>00.19</td><td>Y2=</td><td>69.00</td></tr> <tr><td>I=</td><td>11352050.7</td><td>R2=</td><td>2671.0</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>141571.2</td><td>W2=</td><td>162623.0</td></tr> <tr><td>YP=</td><td>57.10</td><td>WP=</td><td>198787.0</td></tr> </table>	8	237.0	32545.1	4473131.9	TOTAL	4248.9	340728.0	30675019.7	Y1=	00.19	Y2=	69.00	I=	11352050.7	R2=	2671.0	W1=	141571.2	W2=	162623.0	YP=	57.10	WP=	198787.0																																																									
8	237.0	32545.1	4473131.9																																																																															
TOTAL	4248.9	340728.0	30675019.7																																																																															
Y1=	00.19	Y2=	69.00																																																																															
I=	11352050.7	R2=	2671.0																																																																															
W1=	141571.2	W2=	162623.0																																																																															
YP=	57.10	WP=	198787.0																																																																															
⑤ Sección compuesta homogenizada	<table> <tr><td>TOTAL</td><td>7120.7</td><td>316250.3</td><td>30353240.5</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>44.30</td><td>Y2=</td><td>105.63</td></tr> <tr><td>I=</td><td>24923019.1</td><td>R2=</td><td>3490.1</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>561010.7</td><td>W2=</td><td>235335.0</td></tr> <tr><td>YP=</td><td>92.93</td><td>WP=</td><td>260175.7</td></tr> <tr><td>YS=</td><td>44.36+17=61.36</td><td>WS=</td><td>I/ys = 406186</td></tr> </table>	TOTAL	7120.7	316250.3	30353240.5	Y1=	44.30	Y2=	105.63	I=	24923019.1	R2=	3490.1	W1=	561010.7	W2=	235335.0	YP=	92.93	WP=	260175.7	YS=	44.36+17=61.36	WS=	I/ys = 406186	<table> <tr><td>TOTAL</td><td>10529.0</td><td>549271.7</td><td>57652420.7</td></tr> <tr><td>Y1=</td><td>52.16</td><td>Y2=</td><td>97.83</td></tr> <tr><td>I=</td><td>29000461.4</td><td>R2=</td><td>2734.1</td></tr> <tr><td>W1=</td><td>555952.0</td><td>W2=</td><td>290417.7</td></tr> </table>	TOTAL	10529.0	549271.7	57652420.7	Y1=	52.16	Y2=	97.83	I=	29000461.4	R2=	2734.1	W1=	555952.0	W2=	290417.7																																								
TOTAL	7120.7	316250.3	30353240.5																																																																															
Y1=	44.30	Y2=	105.63																																																																															
I=	24923019.1	R2=	3490.1																																																																															
W1=	561010.7	W2=	235335.0																																																																															
YP=	92.93	WP=	260175.7																																																																															
YS=	44.36+17=61.36	WS=	I/ys = 406186																																																																															
TOTAL	10529.0	549271.7	57652420.7																																																																															
Y1=	52.16	Y2=	97.83																																																																															
I=	29000461.4	R2=	2734.1																																																																															
W1=	555952.0	W2=	290417.7																																																																															

5.1.3 Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Muerta

1) Carga Muerta

(Viga Interior)

Viga Principal

$$W_g = A_o * W_c = 0.4112 \times 2.400 = 0.987 \text{ t/m}$$

Sobreancho en el extremo de la viga

$$P_1 = A_1 * W_c = 0.3004 \times 2.400 \times 1.53 = 1.323 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de las vigas

$$P_2 = (2.2 - 0.51) \times 2.400 \times 1.155 \times 0.4 = 1.874 \text{ t}$$

Diafragmas Intermedios

$$P_3 = (0.3604 + (2.2 - 0.51) \times 1.155) \times 2.400 \times 0.2 = 1.110 \text{ t}$$

Losa

$$W_s = 0.17 \times 2.20 \times 2.400 = 0.898 \text{ t/m}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = ((0.020 \times 8.0 \times 2.4) + 0.150 \times 2) \times 1/4 = 0.171 \text{ t/m}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal

$$W_g = 0.987 \text{ t/m}$$

Sobreancho en el extremo de la viga

$$P_1 = 1.323 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de la viga

$$P_2 = 3/4 (2.2 - 0.51) \times 2.400 \times 1.155 \times 0.4 = 1.405 \text{ t}$$

Diafragmas Intermedios

$$P_3 = 1/2 (0.3604 + (2.2 - 0.51) \times 1.155) \times 2.400 \times 0.2 = 0.555 \text{ t}$$

Losa (con bordillo)

$$W_s = (0.17 \times 1.8 + 0.25 \times 0.25 + 0.15 \times 0.40) \times 2.400 = 1.028 \text{ t}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = 0.171 \text{ t/m}$$

2) Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Muerta (al centro del tramo)

Momento Flector

(Viga Interior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$M_{d1} = 1/8 * w_d * l + P_1 * a^2 = 1/8 * 0.987 * 30.0^2 + 1.323 * 0.77 = 112.056 \text{tm}$$

Diafragmas Intermedios

$$M_{d2} = 1/2 * P_3 * l = 1/2 * 1.110 * 30 = 16.650 \text{tm}$$

Losa

$$M_{d3} = 1/8 * W_a * l^2 = 1/8 * 0.898 * 30^2 = 101.025 \text{tm}$$

Capa de rodadura y barandado

$$M_{d4} = 1/8 * W * l^2 = 1/8 * 0.171 * 30^2 = 19.278 \text{tm}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$M_{d1} = \dots = 112.056 \text{tm}$$

Diafragmas Intermedios

$$M_{a2} = 1/2 * 0.555 * 30 = 8.325 \text{tm}$$

Losa

$$M_{d3} = 1/8 * 1.028 * 30 = 115.650 \text{tm}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$M_{d4} = \dots = 19.278 \text{tm}$$

3) Esfuerzo Cortante

(Viga Interior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$S_{d1} = 1/2 * W_g * l + P_1 = 1/2 * 0.987 * 30.0 + 1.393 = 16.198 \text{t}$$

Diafragmas

$$S_{d2} = P_2 + 3/2 * P_3 = 1.874 + 3/2 * 1.110 = 3.539 \text{t}$$

Losa

$$S_{d3} = 1/2 * W_s * l = 1/2 * 0.898 * 30.0 = 13.470 \text{t}$$

Capa de Rodadura y barandado

$$Sd4 = 1/2 * W * l = 1/2 * 0.171 * 30.0 = 2.565t$$

$$\text{Total} = 35.772$$

(Viga Exterior)

Viga Principal (con sobrecancho en los extremos)

$$Sd1 = 16.198t$$

Diafragmas

$$Sd2 = 1.405 + 3/2 * 0.555 = 2.238t$$

Losa

$$Sd3 = 1/2 * 1.028 * 30.0 = 15.420t$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$Sd4 = 1/2 * 0.171 * 30.0 = 2.565t$$

$$\text{Total} = 36.421t$$

5.1.4 Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Viva

(Viga Interior)

La proporción de carga sobre las ruedas delantera y trasera, en vigas interiores esta dada en forma aproximada por la fórmula $S/5.5 (=1.3123)$ (AASHTO 3.23.2)

Carga en las ruedas para el camión tipo (HS20-44)

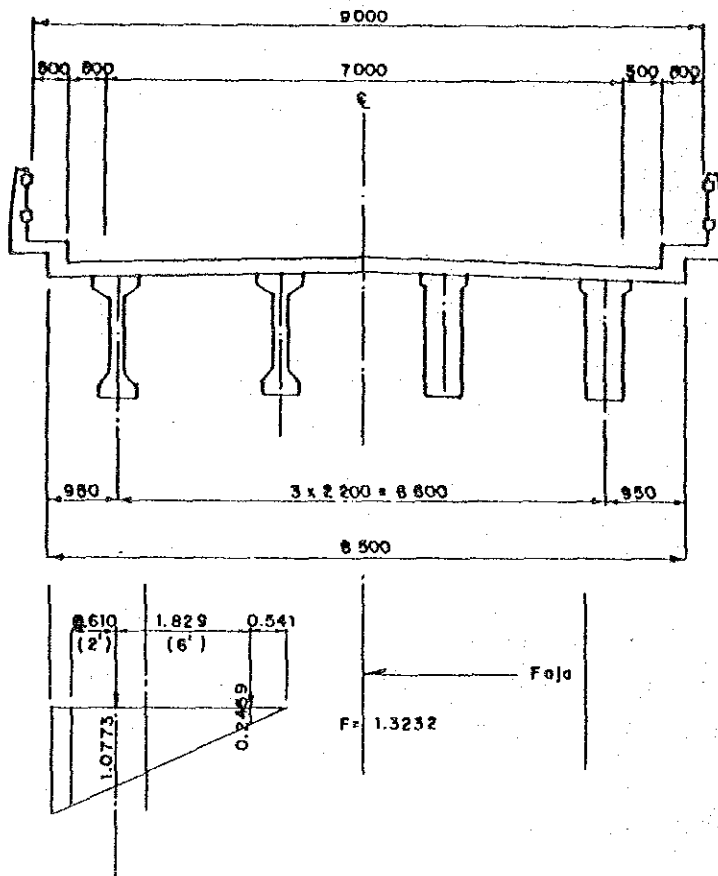
Carga sobre el eje delantero

$$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123 = 2,381\text{kgs.}$$

Carga sobre los ejes medio y trasero

$$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123 = 9,624\text{kgs.}$$

(Viga Exterior)



$$F = 1.3232$$

Carga en las ruedas

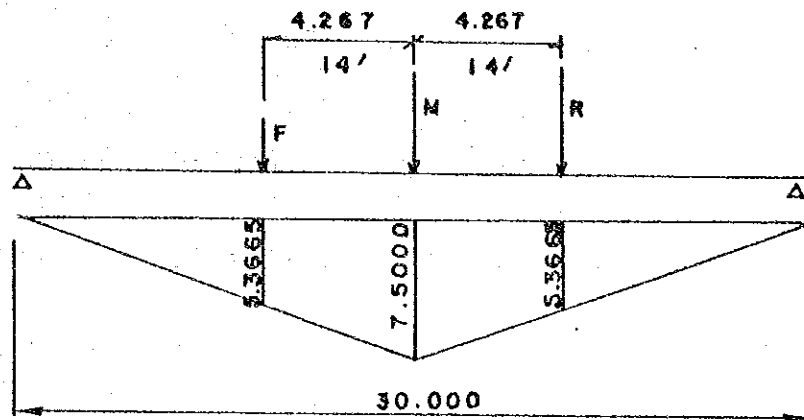
Carga sobre el eje delantero

$$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232 = 2,401\text{kg.}$$

Carga sobre los ejes medio y trasero

$$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232 = 9,603\text{kg}$$

2) Momento Flector en el centro del tramo



Viga Interior

$$M_l = 2.381 \times 53665 + 9.524 \times (7.500 + 5.3665) = 135.318\text{tm}$$

Viga Exterior

$$M_l = 2.401 \times 53665 + 9.603 \times (7.500 + 5.3665) = 136.442\text{tm}$$

Impacto

$$I = 15 / (L + 38) = 15 / (30 + 38) = 0.22$$

$$\text{Donde: } L = \text{Longitud de tramo} = 30.0\text{m}$$

Viga Interior

$$M_I = M_l \times I = 135.318 \times 0.2 = 29.770\text{tm}$$

Viga Exterior

$$M_I = M_l \times I = 136.442 \times 0.22 = 30.017\text{tm}$$

Total

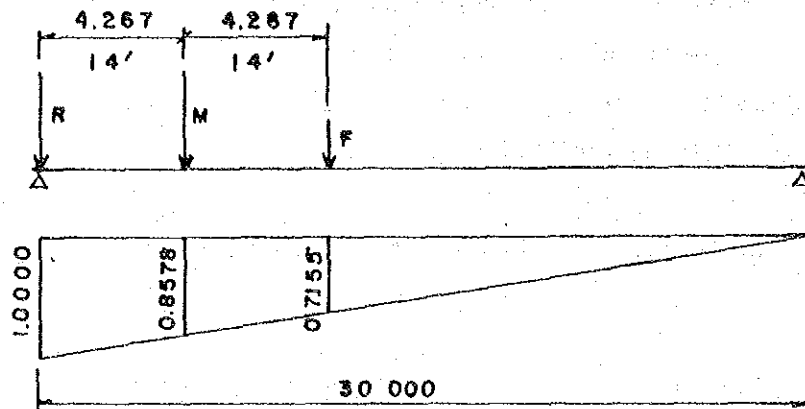
Viga Interior

$$M(1+I) = M_l + M_I = 135.318 + 29.770 = 165.088\text{tm}$$

Viga Exterior

$$M(1+I) = M_l + M_I = 136.442 + 30.017 = 166.459\text{tm}$$

3) Esfuerzo Cortante (Reacción)



Viga Interior

$$S_l = 9.524 \times (1.0 + 0.8578) + 2.381 \times 0.7155 = 19.397t$$

Viga Exterior

$$S_l = 9.603 \times (1.0 + 0.8578) + 2.401 \times 0.7155 = 19.558t$$

Impacto

Viga Interior

$$S_I = S_l \times I = 19.397 \times 0.22 = 4.267t$$

Viga Exterior

$$S_I = S_l \times I = 19.558 \times 0.22 = 4.303t$$

Total

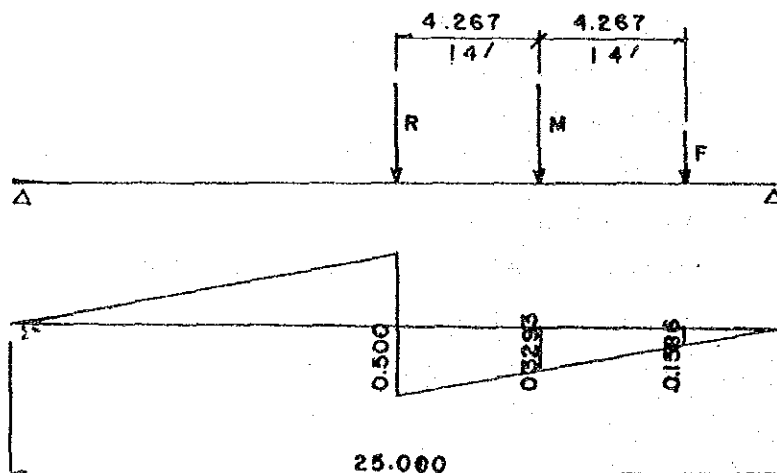
Viga Interior

$$S(l+I) = S_l + S_I = 19.397 + 4.267 = 23.664t$$

Viga Exterior

$$S(l+I) = S_l + S_I = 19.558 + 4.303 = 23.861t$$

4) Esfuerzo Cortante en el centro del tramo



Viga Interior
 $SI = 9.524 \times (0.500 + 0.3578) + 2.381 \times 0.2155 = 8.683t$

Viga Exterior
 $SI = 9.603 \times (0.500 + 0.3578) + 2.401 \times 0.2155 = 8.755t$

Impacto

Viga Interior
 $SI = 8.683 \times 0.22 = 1.910t$

Viga Exterior
 $SI = 8.755 \times 0.22 = 1.926t$

Total

Viga Interior
 $S(l+I) = 8.683 + 1.910 = 10.593t$

Viga Exterior
 $S(l+I) = 8.755 + 1.926 = 10.681t$

5.1.5. Valores Totales del momento Flector y del Esfuerzo Cortante

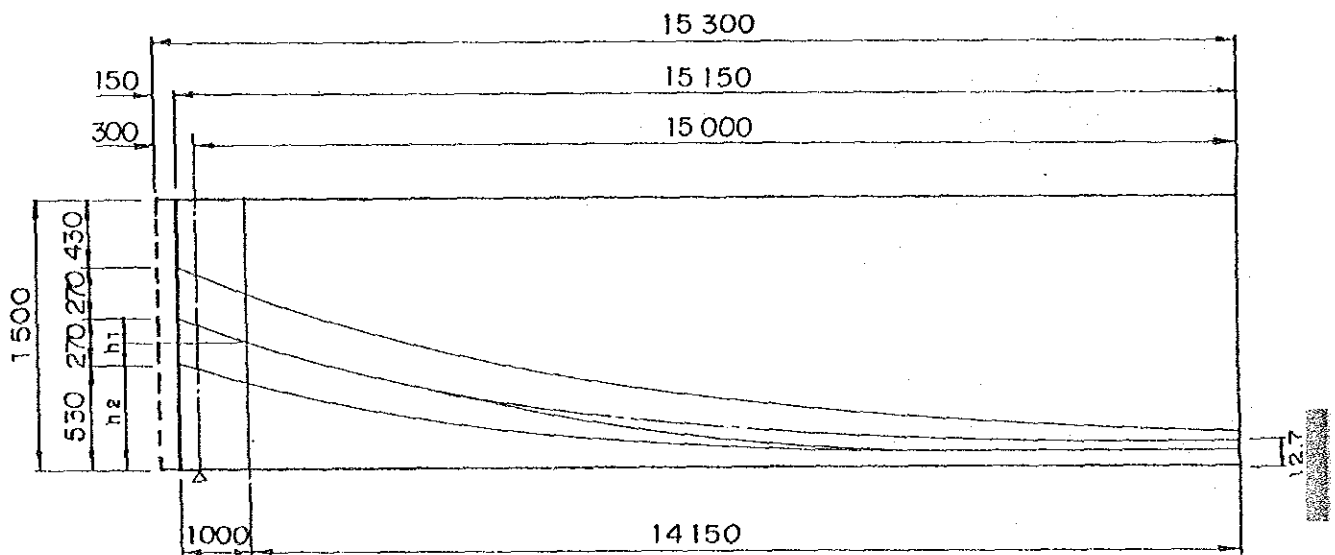
	Viga Exterior		Viga Interior	
	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)
Viga Principal	112.056	16.198	112.056	16.198
Diafragmas y Losa	123.975	17.658	117.675	17.009
Capa de Rodadura y Barandado	19.278	2.565	19.278	2.565
Carga Viva	166.459	23.861	165.088	23.664
Total	421.768	60.282	414.097	59.436

5.1.6 Tensiones de Flexión

	Momento flector ($\times 10^6$ Kg·cm)	Módulo de la sección W ($\times 10^6$ Kg/cm ³)	Tensiones de flexión en el hormigón				Cable de pretensado
			Losa	Viga			C.G.S. (Kg/cm ²)
			T.F.S.	T.F.S.	B.F.S.	C.G.S.	
Viga	112.056	W _{co} = 1.371 W _{co} = 1.439 W _{cag} = 1.741		81.7	-77.9	-64.4	
Losa y diafragma	123.975	W _{ei} = 1.416 W _{ei} = 1.626 W _{ei} = 1.988		87.6	-76.2	-62.4	416
Barandados y capa de rodadura	19.278	W _{e2} = 4.062 W _{e2} = 5.618 W _{e2} = 2.359 W _{e2g} = 2.862	4.7	3.4	-8.2	-6.7	45
Carga viga	166.459	W _{e2} = 4.062 W _{e2} = 5.618 W _{e2} = 2.359 W _{e2g} = 2.862	41.0	29.6	-70.5	-58.2	388

Donde : T.F.S. = Tensión en la fibra superior
 B.F.S. = Tensión en la fibra inferior
 C.G.S. = Centro de gravedad de cable de pretensado

5.1.7 Disposición de los cables de Pretensado



$$\tan \alpha = \frac{h1}{100} = \frac{2(h2 - 12.7)}{1415}$$

$$h1 + h2 = 80.0 \quad h1 = 80.0 - h2$$

$$\frac{80.0 - h2}{100} = \frac{2(h2 - 12.9)}{1415}$$

$$h2 = 71.7\text{cm}, \quad h1 = 80.0 - 71.7 = 8.3$$

$$\tan \alpha = \frac{8.3}{100} = 0.083 \alpha = 4^\circ 44' 41'' = 0.0828\text{rad.}$$

Longitud en el centro de gravedad del eje de cables.

$$l1 = \sqrt{8.3^2 + 100^2} = 100.34\text{cm}$$

$$l2 = \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{71.7 - 12.9}{2 \times 1415} \right)^2 \right\} \times 1415 = 1416.6\text{cm}$$

$$\Sigma l = 1516.9\text{cm}$$

5.1.8 Tensiones inmediatamente después del Pretensado

Asumiendo una tensión inicial de pretensado.

$f_i = 13300\text{kg/cm}^2$ en el cablaje.

1) Reducción por fricción entre cable y vaina...AASHTO

9.16.1

$$f_o = f_i(1 - KL - u\alpha)$$

$$= 13000 (1 - 0.00492 \times 15.169 - 0.08281 \times 0.25)$$

$$= 11760\text{kg/cm}^2$$

$$\text{Donde } K = 0.0015/\text{ft}, \quad u = 0.25$$

$$(k = 0.00492/\text{m})$$

$$\alpha = 4^\circ 44' 41'' = 0.08281\text{rad}$$

2) Pérdidas por hundimiento de anclaje

$$o_f = 0$$

3) Pérdida por acortamiento eléctrico del hormigón
AASHTO 9.16.2

$$ES = 0.5 \frac{E_s}{E_c} f_{cir}$$

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{3.0 \times 10^5} = 6.67$$

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_{co}} + \frac{F_{oe}}{W_{cog}} - \frac{M_{ge}}{I}$$

$$F_o = N \cdot f_o \cdot A_{p1} = 3 \times 11.845 \times 11760 \\ = 417900 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{p1} = 12V/2' = 11.845 \text{ cm}^2$$

$$N = 3$$

$$\frac{M_{ge}}{I} = 64.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Ver Tabla Cap. 5.1.6)}$$

$$f_{cir} = \frac{417900}{4012} + \frac{417900 \times 60.5}{1.741 \times 10^5} - 64.4 \\ = 185.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 0.5 \times 6.67 \times 185 = 617 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

E_s = Módulo de Elasticidad del acero pretensado
= $2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

E_c = Módulo de Elasticidad del hormigón
= $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

f_{cir} = Tensiones en el Hormigón a nivel del centro de gravedad de los cables por efecto del pretensado, y la carga muerta de la viga, inmediatamente después de la transferencia del pretensado.

4) Tensión en el cable inmediatamente después de pretensado

$$f_{pi} = f_o - \Delta f - ES = 11760 - 617 \\ = 11143 \text{ kg/cm}^2 < 13200 \text{ kg/cm}^2$$

5) Tensiones en el hormigón, inmediatamente después de aplicado el pretensado.

- Fuerza de pretensado

$$F_t = N \cdot F_{pi} \cdot A_p \\ = 3 \times 11143 \times 11.845 \text{ cm}^2 = 395970 \text{ kg}$$

- Tensión de fracción en la fibra superior

$$\begin{aligned} fct' &= \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \cdot e}{Wco'} = \frac{395970}{4012} + \frac{395970 \times (-60.5)}{1.371 \times 10^5} \\ &= -76.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tensión de compresión en la fibra inferior

$$\begin{aligned} fct &= \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \cdot e}{Wco} = \frac{395970}{4012} + \frac{395970 \times (-60.5)}{1.439 \times 10^5} \\ &= 265.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tensión a nivel del centro de gravedad de los cables de pretensado

$$\begin{aligned} fctg &= \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \cdot e}{Wcog} = \frac{395970}{4012} + \frac{395970 \times (-60.5)}{-1.741 \times 10^5} \\ &= 236.3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

5.1.9 Cálculo del pretensado efectivo

1) Pérdidas diferidas: según AASHTO, tabla 9.16.2.2.

$$\Delta fs = 33000(\text{psi}) = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

2) Tensión efectiva en el cable de pretensado (fpe)

$$fpe = fo - \Delta fs = 11760 - 2320 = 9440 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente efectivo

$$n = fpe/fpi = 9440/11143 = 0.847$$

3) Tensiones y fuerza por efecto del pretensado efectivo

Tensión de tracción en la fibra superior (fce')

$$fce' = fct' \cdot n = -76.0 \times 0.847 = -64.4 \text{ kg/m}^2$$

Tensión de compresión en la fibra interior (fce)

$$fce = fct \cdot n = 265.2 \times 0.847 = 224.6 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza efectiva de pretensado (Fc)

$$Fe = Ft \cdot n = 395970 \times 0.847 = 335387 \text{ kg}$$

5.1.10 Combinación de tensiones por Flexión

Unidad: Kg/cm²

	Secciones de Hormigon					Cable de Pretensado
	Inmediatamente Despues de Pretensado		En el Momento de Actuar la Carga de Servicio			C. g. s.
	T.F.S.	B.F.S.	Lo s a	V i g a		
			T.F.S.	T.F.S.	B.F.S.	
① Inmediatamente Despues de Pretensado	76.0	265.2				11143
② Pretensado Efectivo				- 64.4	224.6	9440
③ V i g a	81.7	- 77.9		81.7	- 77.9	
④ Lo s a y Diafragma				87.6	- 76.2	416
⑤ Barandado y Capa de Rodadura			4.8	3.4	- 8.2	45
⑥ Carga Viva			41.0	29.6	- 70.5	388
I ① + ③	57 > -15.0	1873 < 192				11143
II ② + (③ ~ ⑥)			45.8 < 800	134.5 > 140	- 8.2 > -15	10289
III 2 + (③ ~ ⑥)				104.9 < 140	62.3 > -15	

5.1.11 Verificación en la etapa última

Armado de Pretensado As

$$3 \times 11.84 = 35.52 \text{ cm}^2$$

Area de sección de viga (L/2):

$$A = 0.411 + 1.694 \times 0.17 = 0.699 \text{ m}^2$$

Resistencia a la rotura del acero

$$f_s' = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del hormigón a la rotura

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

Altura útil

$$d_1 = 12.7 \text{ cm} \quad d = 1.67 - 0.127 = 1.543 \text{ m}$$

Momento por CM 255.309tm Donde:
Momento por C(V+I) 166.500t*m CM = Carga Muerta
C(V+I) = Carga viva más
Impacto.

Ancho efectivo de ala (b)

$$b = B \times E_c(\text{Losa})/E_c(\text{viga}) = 220 \times 0.77 = 169.40\text{cm.}$$

Cuantia del acero de pretensado

$$p = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{35.520}{169.40 \times 154.3} = 1.359 \times 10^{-3}$$

Tensión del acero pretensado en el estado límite último

$$\begin{aligned}f_{su} &= f'_s (1 - 0.5 p (f'_s/f'_c)) \\ &= 18900 (1 - 0.5 \times 1.359 \times 10^{-3} \times (18900/350)) \\ &= 18200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

Índice de armadura

$$\begin{aligned}q &= p \times (f_{su}/f'_c) = 1.359 \times 10^{-3} \times (18200/350) \\ &= 0.0710 < 0.30 \text{ subarmado, falla el acero}\end{aligned}$$

Vemos si el eje neutro cae dentro de la losa

$$\begin{aligned}c &= 1.4dq = 1.4 \times 1.543 \times 0.0710 \\ &= 0.153 = 15.3\text{cm} < 17\text{cm} = t\end{aligned}$$

Trabaja como sección rectangular

Momento último resistente:

$$\begin{aligned}M_{ur} &= A_s \times f_{su} \times d(1 - 0.6q) \\ &= 35.520 \times 18200 \times 1.543 (1 - 0.6 \times 0.0710) \\ &= 955000\text{kgm} \\ &= 955 \text{ (T*m)}\end{aligned}$$

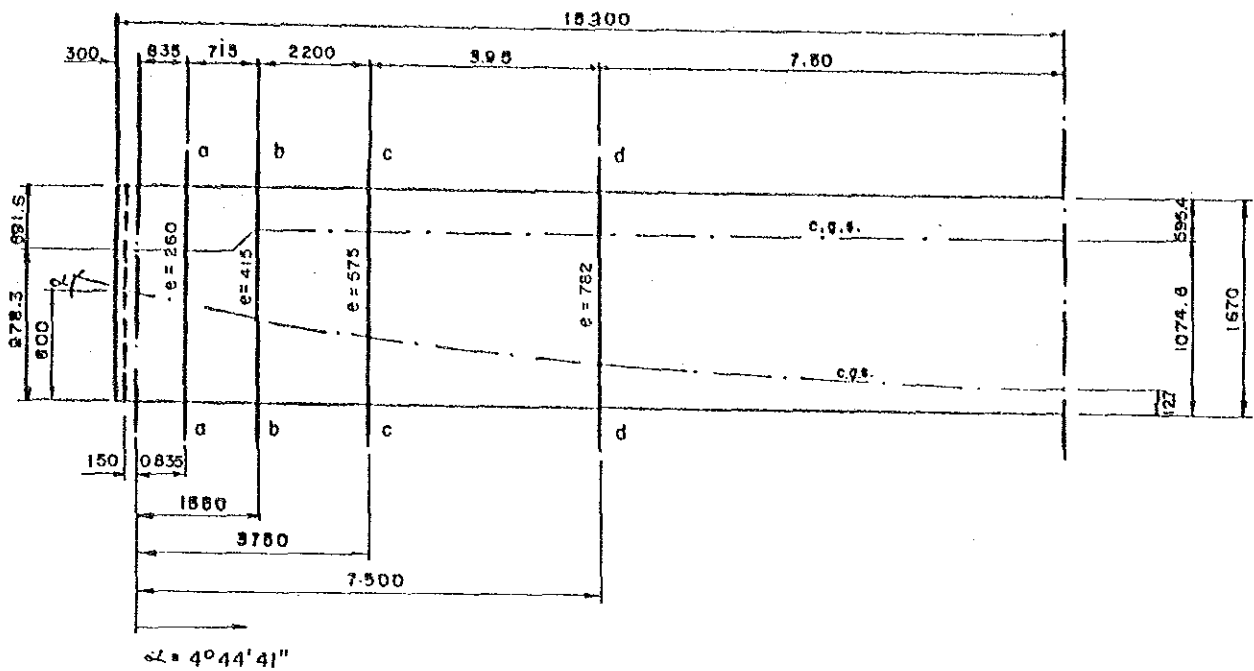
Momento último solicitante:

$$\begin{aligned}M_{us} &= (1.30/0.95) \times [M_{cm} + 1.67M(V+I)] \\ &= (1.30/0.950) \times [255.309 + 1.67 \times 166.500] \\ &= 730.0 \text{ (Tm)} < M_{ur}\end{aligned}$$

Cumple que $M_{ur} > M_{us}$

$$F = (M_{ur}/M_{us}) = 1.30$$

5.1.12 Tension de Corte en las Posiciones Respectives



C o r t e

			a - a	b - b	c - c	d - d	℄
Viga Principal	Sd ₀	16.198	15.296	14.524	12.149	8.099	0
Diagrama y Losa (Mda)	Sd ₁	17.658	16.675	15.833	13.243	8.829	0
Capa de Rodadura Barandado	Sd ₂	2.565	2.422	2.300	1.924	1.283	0
Carga Viva (M)	S℄	23.861	23.127	22.499	20.566	17.271	10.681

M o m e n t o

			a - a	b - b	c - c	d - d	℄
Viga Principal	Md ₀	12.128	21.962	49.025	84.042	112.056	
Diagrama y Losa (Mda)	Md ₁	13.418	24.298	54.239	92.981	123.975	
Capa de Rodadura Barandado	Md ₂	2.087	3.778	8.434	14.459	19.278	
Carga Viva (M)	M℄	18.017	32.624	72.826	124.844	166.459	

1.13. Verificación de Tensiones Flectores en otras secciones

Unidad Kg./cm²

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección b - b		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + P_e}{A - W_{1,2}}$	A = 4011.9 e = - 5.75	-	69.7	96.3
Viga principal	21.962	W ₁ = 1.391x10 ⁵	-	15.8	-14.5
Losa y diafragma	24.298	W ₂ = -1.518x10 ⁵	-	17.5	-16.0
Capa de rodadura Barandado	3.778	W ₅ = 3.983x10 ⁵ W ₁ = 5.574x10 ⁵	1.0	0.7	- 1.7
Carga viva	32.624	W ₂ = -2.206x10 ⁵	8.2	5.9	-14.8
Total			9.2 < 80	109.6 < 140	49.3 > -15.0

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección c - c		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + P_e}{A - W_{1,2}}$	A = 4011.9 e = - 21.75	-	31.2	131.7
Viga principal	49.025	W ₁ = 1.391x10 ⁵	-	35.2	-32.3
Losa y diafragma	54.239	W ₂ = 1.518x10 ⁵	-	39.0	-35.7
Capa de rodadura Barandado	8.434	W ₅ = 3.983x10 ⁵ W ₁ = 5.574x10 ⁵	2.1	1.5	- 3.8
Carga viva	72.826	W ₂ = 2.206x10 ⁵	18.3	13.1	-33.0
Total			20.4 < 80	120.0 < 140	26.9 > -15.0

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección d - d		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + P_e}{A - W_{1,2}}$	A = 4011.9 e = - 42.45	-	-18.8	177.4
Viga principal	89.042	W ₁ = 1.391x10 ⁵	-	60.4	-55.4
Losa y diafragma	92.981	W ₂ = 1.518x10 ⁵	-	66.8	-61.3
Capa de rodadura Barandado	14.459	W ₅ = 3.983x10 ⁵ W ₁ = 5.574x10 ⁵	3.6	2.6	- 6.6
Carga viva	124.844	W ₂ = 2.206x10 ⁵	32.1	22.4	-56.6
Total			35.7 < 80	133.4 < 140	-2.5 > -15.0

5.1.14. Diseño por corte en Etapa Ultima:

$$V_u < \phi (V_c + V_s) \quad \dots \text{AASHTO 9.20.13}$$

Calculamos: V_u

$$V_u = (1.3/\phi) * (V_{cm} + 1.67V_{cv}) \dots \text{AASHTO Tabla 3.22.1.A}$$

$$\text{Donde: } \phi = 0.9$$

$$V_{cm} = S_{do} \sim S_{di} = 34.393$$

$$V_{cv} = S_e = 23.127t$$

$$V_u = (1.3/0.9) * (34.393 + 1.67 * 23.127) \\ = 105.47t$$

Resistencia de Corte proporcionada por el concreto

Se tomará el menor de los valores V_{ci} y V_{cw}

$$V_{ci} = 0.6 \sqrt{f_c'} * b * d + V_d + V_i * \frac{M_{cr}}{M_{max}} > 1.7 \sqrt{f_c'} * b * d \quad (\text{psi})$$

$$\text{con } d > 0.8h = 133.6\text{cm}$$

$$d = 26.0 + 69.16 = 95.16\text{cm} < 0.8h$$

La profundidad efectiva es: $d = 133.6\text{cm}$

La excentricidad es: $e = 26.00\text{cm}$

Tensión en el hormigón en la fibra interior, debido solo al pretensado efectivo

$$f_{pe} = - \frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{eY^2}{R^2} \right)$$

Donde:

$$= \frac{335456}{10529.8} \left(1 + \frac{26.00 \times 97.83}{2.7541} \right)$$

$$P = 9440 \times 11.8452 \times 3$$

$$= 335456\text{kg}$$

$$= 61.3 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en la fibra inferior de la viga por peso propio

$$f_d = \frac{M_o * Y^2}{I_c} = \frac{25.546 \times 10^5 \times 97.83}{29000461.4} = 8.62\text{kg/cm}^2$$

$$\text{Donde: } M_o = M_{do} + M_{d1} = 25.54t * m$$

Por consiguiente:

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= (I/Y_1) * (1.6\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \\
 &= \frac{29000461.4}{69.16} (1.6\sqrt{350} + 61.30 - 8.62) \\
 &= 34642000 \text{kg*cm} \\
 &= 346.4 \text{t*m}
 \end{aligned}$$

El cortante y el momento por carga muerta sobrepuesta y carga viva, en la sección $x = 0,835$ (m) es:

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= (1.30/\phi) * (M_{d2} + 1.67M_1) \\
 &= (1.30/0.95) * (2.087 + 1.67 \times 18.017) \\
 &= 44.03 \text{t*m} \\
 V_i &= (1.30/\phi) * (S_{d2} + 1.67 \times S_1) \\
 &= (1.30/0.9) * (2.422 + 1.67 \times 23.127) \\
 &= 59.29 \text{t}
 \end{aligned}$$

El valor de V_{ci} ($b' = 51 \text{cm}$) es:

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.16\sqrt{f_c'} * b'd + V_d + (V_i * M_{cr}) / M_{max} \\
 &= 0.16\sqrt{350} \times 51 \times 133.6 + 31.971 \times 10^3 + \frac{59.29 \times 10^3 \times 346.4 \times 10^5}{44.03 \times 10^5} \\
 &= 518800 \text{kg} \qquad \text{Donde } V_d = S_{do} + S_{d1} \\
 &= 518.8 \text{t} > 57.4 \text{t} \qquad \qquad \qquad = 31.971 \text{t}
 \end{aligned}$$

Limite inferior es: $0.45\sqrt{f_c'} * b * d$
 $= 0.45\sqrt{350} \times 51 \times 133.6 = 57362 \text{kg} = 57.4 \text{t}$

Determinamos V_{ew} :

$$\begin{aligned}
 V_{ew} &= (0.93\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pe}) b'd + V_p \\
 \text{Donde } f_{pe} &= P/A_c = 335456 / 10529.8 = 31.9 \text{ kg/cm}^2 \\
 V_p &= p * \text{sen} \quad = 335456 \times \text{sen } 4^\circ 44' 41'' \\
 &= 27748 \text{ kg} \\
 V_{ew} &= (0.93\sqrt{350} + 0.3 \times 31.9) 51 \times 133.6 + 27748 \\
 &= 211500 \text{kg} \\
 &= 211.5 \text{t} < V_{ci} \\
 &= V_c
 \end{aligned}$$

Seccion	b - b	c - c	d - d
V _{cm} (t)	32.657	27.316	18.211
V _{cv} (t)	22.469	20.566	17.271
V _u (t)	101.37	89.07	67.97
d (cm)	101.03 < 133.6	117.03 < 133.6	137.73 > 133.6
e (cm)	41.5	57.5	78.2
I (cm ⁴)	2.371 x 10 ⁷	2.371 x 10 ⁷	2.371 x 10 ⁷
Y ₁ (cm)	59.53	59.53	59.53
Y ₂ (cm)	107.46	107.46	107.46
M _o (tm)	46.26	103.264	177.023
f _{pe} (Kg/m ²)	111.08	135.41	166.88
f _d (Kg/m ²)	20.97	46.80	80.23
M _{cr} (tm)	478.1	472.1	464.3
M _{max} (tm)	79.7	178.0	305.1
V _l (t)	57.6	52.4	43.5
V _d (t)	30.357	25.392	16.928
V _{cl} (t)	383.1	171.6	90.5
f _{pe} (Kg/m ²)	31.9	31.9	31.9
V _p (Kg/m ²)	26347	22038	14300
V _{cw} (t)	91.2	86.9	81.2
V _c (V _{cl,o} , V _{cw})	91.2	86.9	81.2
A _v (cm ²)	∅13 x 2 = 2.58	2.58	2.58
f _{sy} (Kg/m ²)	4200	4200	4200
S (cm)	30	30	30
V _s = $\frac{A_v \cdot f_{sy} \cdot d}{s}$ (t)	48.3	48.3	49.7
V _c + V _s (t)	139.5	135.2	130.9
F = (V _c + V _s)/V _u	1.38	1.52	1.92

Tomamos el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c = 211.5t > V_u = 105.47t$$

$$F = V_c/V_u = 2.00$$

5.1.15. Tensión de corte último horizontal en la porción de contacto

Donde:

$$V_t = \frac{V_u * Q}{I * b}$$

V_u = Corte total, después que haya sido efectuado la porción vaciado en sitio.

Q = Momento estático de Area de sección transversal de la porción vaciado en sitio, tomado sobre el eje central de la sección compuesta.

I = Momento de Inercia de sección compuesta.

b = Ancho de área de contacto entre la viga y porción vaciado en sitio.

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} (Sd_1 + Sd_2 + 1.67 SL)$$

		a — a	b — b	c — c	d — d
V_u	t	83.372	80.465	71.518	56.268
Q	cm ³	174689	146956		
b	cm	56			
I	cm ⁴	2.9×10^7	2.371×10^7		
V_t	kg/cm ²	8.97	8.91	7.92	6.23
V_{tu}	kg/cm ²	10.5			

5.1.16. Deflexión (S)

La deflexión es dada por la siguiente fórmula:

$$S = \frac{5 * M * l^2}{48 EI}$$

	M(t.m)	E (t/m)	l (m)	S(mm)
Vlga	112.056	3.0×10^6	0.1089	32
Diaphragma y Losa	123.975	3.0×10^6	0.1089	35
Capa de Rodadura y Barandado	19.278	2.6×10^6	0.2371	2.9
Carga Viva	166.459	2.6×10^6	0.2371	25.3
Pretensado Inicial	392.2x0.605	3.0×10^6	0.1089	-68
Pretensado Efectivo	355.3x0.605	3.0×10^6	0.1089	-62

Asumiendo el coeficiente de fluencia de $\gamma_1 = 2.6$ antes del vaciado de losa y $\gamma_2 = 1.6$ después del vaciado, la deflexión por fluencia es como sigue:

(Antes del vaciado de losa)

$$S\gamma_1 = (2.6 - 1.6) \times (32 - 68) = -36\text{mm}$$

(Después del vaciado de losa)

$$S\gamma_2 = 1.6 \times (32 + 35 + 6 - 62) = 17.6\text{mm}$$

a) Inmediatamente después del pretensado

$$S = 32 - 68 = 36\text{mm}$$

b) Inmediatamente después del vaciado

$$S = 32 - 68 + 35 - 36 = -37\text{mm}$$

c) En el momento de actuar la carga muerta

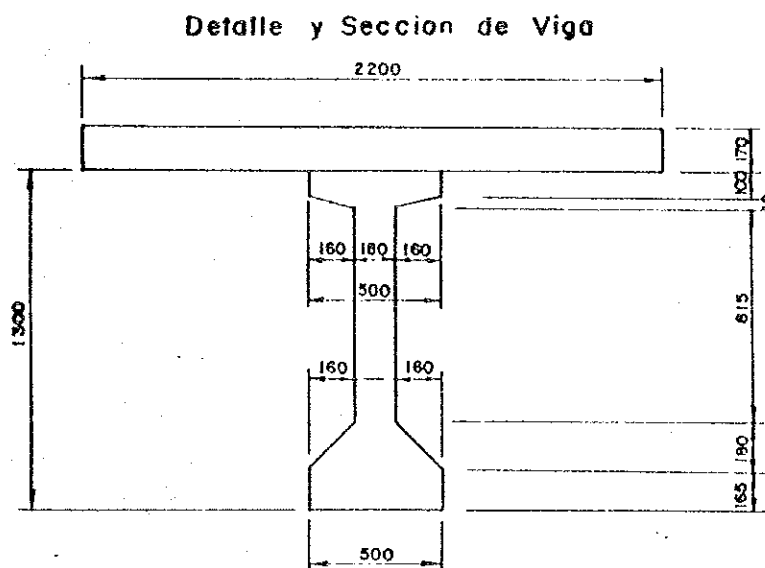
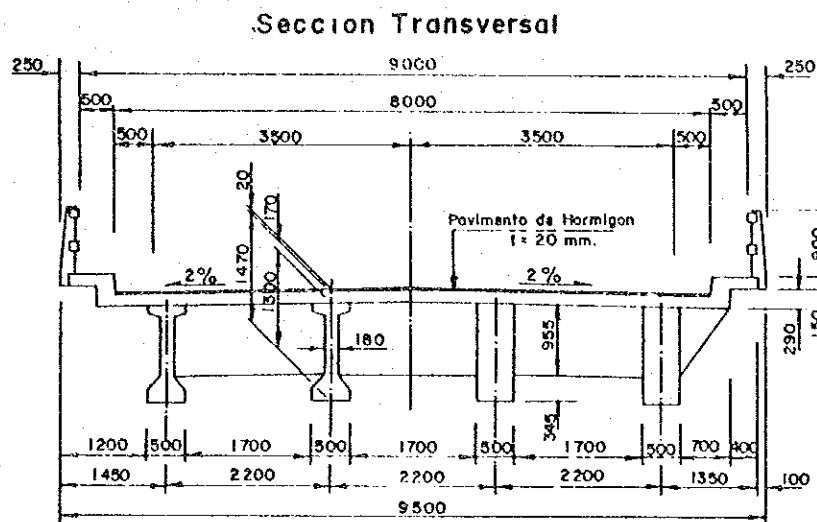
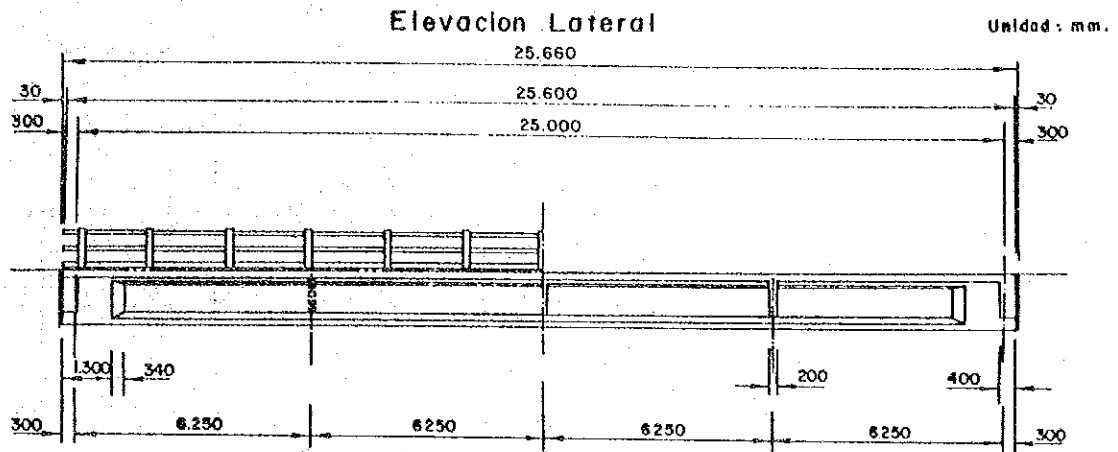
$$S = 32 + 35 + 2.9 - 62 + 17.6 - 36 = -10.5\text{mm}$$

d) Deflexión por carga viva

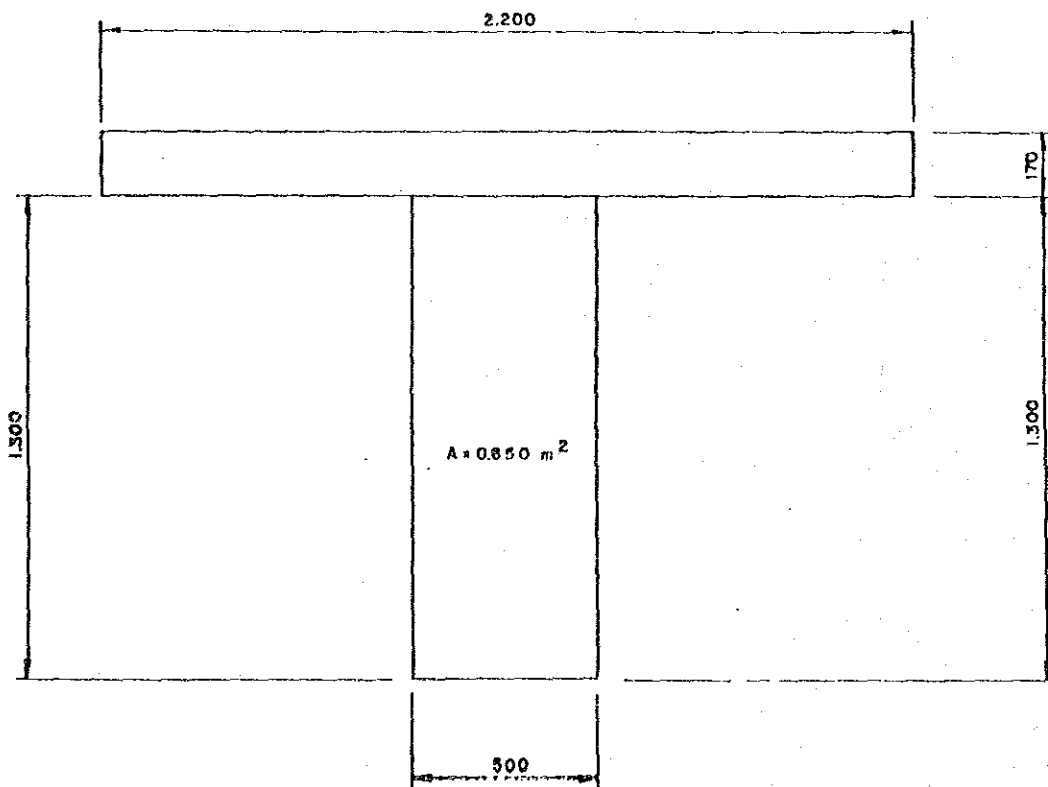
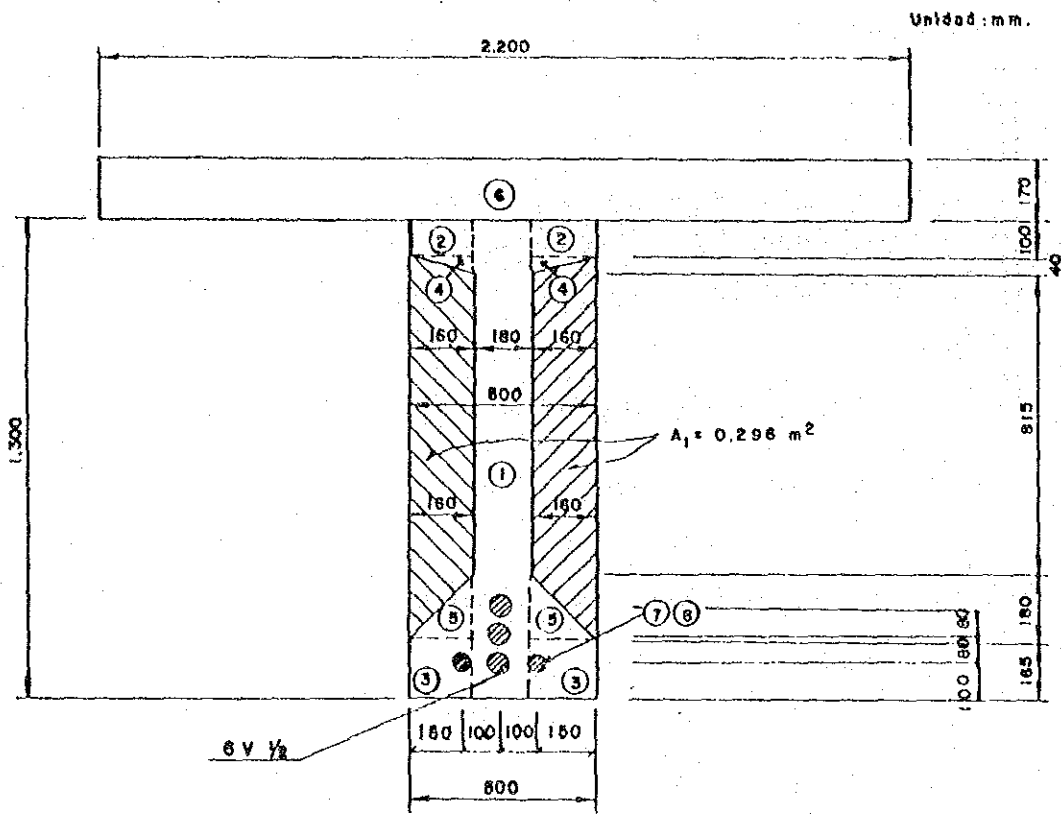
$$S_{e/l} = 25.3/30000 = 1/1186$$

5.2 Tramo de 25 m

5.2.1, Vista General



5.2.2 Calculos : Constantes de Seccion



Propiedades geométricas de la sección.

	Sección centro de la viga	Sección extremo de la viga																																																																																
① Sección Viga	<table border="0"> <tr> <td>N</td> <td>A</td> <td>O</td> <td>I</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>2340.0</td> <td>152100.0</td> <td>13182000.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>320.0</td> <td>1600.0</td> <td>10666.6</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>520.0</td> <td>64284.0</td> <td>2838556.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>64.0</td> <td>725.1</td> <td>8272.4</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>208.0</td> <td>30960.0</td> <td>3333384.0</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>3540.0</td> <td>249669.1</td> <td>24372879.1</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>70.52</td> <td>Y2=</td> <td>59.47</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>6784215.4</td> <td>R2=</td> <td>1910.7</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>95908.2</td> <td>W2=</td> <td>113737.8</td> </tr> </table>	N	A	O	I	1	2340.0	152100.0	13182000.0	2	320.0	1600.0	10666.6	3	520.0	64284.0	2838556.0	4	64.0	725.1	8272.4	5	208.0	30960.0	3333384.0	TOTAL	3540.0	249669.1	24372879.1	Y1=	70.52	Y2=	59.47	I=	6784215.4	R2=	1910.7	W1=	95908.2	W2=	113737.8	<table border="0"> <tr> <td>N</td> <td>A</td> <td>O</td> <td>I</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>6500.0</td> <td>422500.0</td> <td>36616866.0</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>6500.0</td> <td>422500.0</td> <td>36616866.0</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>65.00</td> <td>Y2=</td> <td>65.00</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>9154166.6</td> <td>R2=</td> <td>1408.3</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>140833.3</td> <td>W2=</td> <td>140833.3</td> </tr> </table>	N	A	O	I	1	6500.0	422500.0	36616866.0	2	0.0	0.0	0.0	3	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	TOTAL	6500.0	422500.0	36616866.0	Y1=	65.00	Y2=	65.00	I=	9154166.6	R2=	1408.3	W1=	140833.3	W2=	140833.3
N	A	O	I																																																																															
1	2340.0	152100.0	13182000.0																																																																															
2	320.0	1600.0	10666.6																																																																															
3	520.0	64284.0	2838556.0																																																																															
4	64.0	725.1	8272.4																																																																															
5	208.0	30960.0	3333384.0																																																																															
TOTAL	3540.0	249669.1	24372879.1																																																																															
Y1=	70.52	Y2=	59.47																																																																															
I=	6784215.4	R2=	1910.7																																																																															
W1=	95908.2	W2=	113737.8																																																																															
N	A	O	I																																																																															
1	6500.0	422500.0	36616866.0																																																																															
2	0.0	0.0	0.0																																																																															
3	0.0	0.0	0.0																																																																															
4	0.0	0.0	0.0																																																																															
5	0.0	0.0	0.0																																																																															
TOTAL	6500.0	422500.0	36616866.0																																																																															
Y1=	65.00	Y2=	65.00																																																																															
I=	9154166.6	R2=	1408.3																																																																															
W1=	140833.3	W2=	140833.3																																																																															
② Sección Viga + Losa	<table border="0"> <tr> <td>6</td> <td>2879.8</td> <td>-24478.3</td> <td>277420.7</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>6419.8</td> <td>225190.8</td> <td>24650299.9</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>35.07</td> <td>Y2=</td> <td>94.92</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>16751158.9</td> <td>R2=</td> <td>2609.2</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>427546.5</td> <td>W2=</td> <td>176472.0</td> </tr> </table>	6	2879.8	-24478.3	277420.7	TOTAL	6419.8	225190.8	24650299.9	Y1=	35.07	Y2=	94.92	I=	16751158.9	R2=	2609.2	W1=	427546.5	W2=	176472.0	<table border="0"> <tr> <td>6</td> <td>2879.8</td> <td>-24478.3</td> <td>277420.7</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>9379.8</td> <td>398021.7</td> <td>36894087.3</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>42.43</td> <td>Y2=</td> <td>87.56</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>20004465.6</td> <td>R2=</td> <td>2132.7</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>471426.2</td> <td>W2=</td> <td>228449.9</td> </tr> </table>	6	2879.8	-24478.3	277420.7	TOTAL	9379.8	398021.7	36894087.3	Y1=	42.43	Y2=	87.56	I=	20004465.6	R2=	2132.7	W1=	471426.2	W2=	228449.9																																								
6	2879.8	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	6419.8	225190.8	24650299.9																																																																															
Y1=	35.07	Y2=	94.92																																																																															
I=	16751158.9	R2=	2609.2																																																																															
W1=	427546.5	W2=	176472.0																																																																															
6	2879.8	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	9379.8	398021.7	36894087.3																																																																															
Y1=	42.43	Y2=	87.56																																																																															
I=	20004465.6	R2=	2132.7																																																																															
W1=	471426.2	W2=	228449.9																																																																															
③ Sección neta Viga	<table border="0"> <tr> <td>7</td> <td>-98.1</td> <td>-11389.0</td> <td>-1303600.6</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>3441.8</td> <td>238360.1</td> <td>23065270.4</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>69.25</td> <td>Y2=</td> <td>60.74</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>6561921.0</td> <td>R2=</td> <td>1906.5</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>94751.7</td> <td>W2=</td> <td>100022.0</td> </tr> <tr> <td>Wp=</td> <td>45.94</td> <td>Wp=</td> <td>142017.6</td> </tr> </table>	7	-98.1	-11389.0	-1303600.6	TOTAL	3441.8	238360.1	23065270.4	Y1=	69.25	Y2=	60.74	I=	6561921.0	R2=	1906.5	W1=	94751.7	W2=	100022.0	Wp=	45.94	Wp=	142017.6																																																									
7	-98.1	-11389.0	-1303600.6																																																																															
TOTAL	3441.8	238360.1	23065270.4																																																																															
Y1=	69.25	Y2=	60.74																																																																															
I=	6561921.0	R2=	1906.5																																																																															
W1=	94751.7	W2=	100022.0																																																																															
Wp=	45.94	Wp=	142017.6																																																																															
④ Sección Viga + Cable	<table border="0"> <tr> <td>8</td> <td>197.5</td> <td>22753.7</td> <td>2624429.3</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>3639.3</td> <td>261113.8</td> <td>25653757.8</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>71.74</td> <td>Y2=</td> <td>58.25</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>6959506.0</td> <td>R2=</td> <td>1912.2</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>97000.0</td> <td>W2=</td> <td>119471.2</td> </tr> <tr> <td>Wp=</td> <td>43.45</td> <td>Wp=</td> <td>160163.3</td> </tr> </table>	8	197.5	22753.7	2624429.3	TOTAL	3639.3	261113.8	25653757.8	Y1=	71.74	Y2=	58.25	I=	6959506.0	R2=	1912.2	W1=	97000.0	W2=	119471.2	Wp=	43.45	Wp=	160163.3																																																									
8	197.5	22753.7	2624429.3																																																																															
TOTAL	3639.3	261113.8	25653757.8																																																																															
Y1=	71.74	Y2=	58.25																																																																															
I=	6959506.0	R2=	1912.2																																																																															
W1=	97000.0	W2=	119471.2																																																																															
Wp=	43.45	Wp=	160163.3																																																																															
⑤ Sección compuesta homogenizada	<table border="0"> <tr> <td>TOTAL</td> <td>6519.1</td> <td>238635.5</td> <td>25871170.5</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>36.29</td> <td>Y2=</td> <td>93.70</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>17301653.0</td> <td>R2=</td> <td>2666.2</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>478052.6</td> <td>W2=</td> <td>185500.3</td> </tr> <tr> <td>Wp=</td> <td>78.98</td> <td>Wp=</td> <td>220295.7</td> </tr> </table>	TOTAL	6519.1	238635.5	25871170.5	Y1=	36.29	Y2=	93.70	I=	17301653.0	R2=	2666.2	W1=	478052.6	W2=	185500.3	Wp=	78.98	Wp=	220295.7	<table border="0"> <tr> <td>TOTAL</td> <td>9379.8</td> <td>398021.7</td> <td>36894087.3</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>42.43</td> <td>Y2=</td> <td>87.56</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>20004465.6</td> <td>R2=</td> <td>2132.7</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>471426.2</td> <td>W2=</td> <td>228449.9</td> </tr> </table>	TOTAL	9379.8	398021.7	36894087.3	Y1=	42.43	Y2=	87.56	I=	20004465.6	R2=	2132.7	W1=	471426.2	W2=	228449.9																																												
TOTAL	6519.1	238635.5	25871170.5																																																																															
Y1=	36.29	Y2=	93.70																																																																															
I=	17301653.0	R2=	2666.2																																																																															
W1=	478052.6	W2=	185500.3																																																																															
Wp=	78.98	Wp=	220295.7																																																																															
TOTAL	9379.8	398021.7	36894087.3																																																																															
Y1=	42.43	Y2=	87.56																																																																															
I=	20004465.6	R2=	2132.7																																																																															
W1=	471426.2	W2=	228449.9																																																																															

5.2.3 Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Muerta

1) Carga Muerta

(Viga Interior)

Viga Principal

$$W_g = A_o * W_c = 0.3540 \times 2.400 = 0.850 \text{ t/m}$$

Sobreancho en el extremo de la viga

$$P_1 = A_1 * W_c = (0.500 \times 1.300 - 0.354) \times 2.400 \times 1.53 = 1.086 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de la viga

$$P_2 = (2.2 - 0.50) \times 2.400 \times 0.955 \times 0.4 = 1.559 \text{ t}$$

Diafragmas Intermedios

$$P_3 = (0.296 + (2.2 - 0.5) \times 0.955) \times 2.400 \times 0.2 = 0.921 \text{ t}$$

Losa

$$W_s = 0.17 \times 2.20 \times 2.400 = 0.898 \text{ t/m}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = 0.171 \text{ t/m}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal

$$W_g = 0.850 \text{ t/m}$$

Sobreancho en el extremo de la viga

$$P_1 = 1.086 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de la viga

$$P_2 = 3/4 * (2.2 - 0.5) \times 2.400 \times 0.955 \times 0.4 = 1.169 \text{ t}$$

Diafragmas Intermedios

$$P_3 = 1/2 * (0.296 + (2.2 - 0.5) \times 0.955) \times 2.400 \times 0.2 = 0.461 \text{ t}$$

Losa (con bordillo)

$$W_s = (0.17 \times 1.8 + 0.25 \times 0.25 + 0.15 \times 0.40) \times 2.400 = 1.028 \text{ t}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = 0.171 \text{ t/m}$$

2) Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Muerta (al centro del tramo)

Momento Flector

(Viga Interior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$M_{d1} = 1/8 * w_d * l^2 + P_1 * a = 1/8 * 0.850 * 25.0^2 + 1.086 * 0.465 = 66.911 \text{tm}$$

Diafragmas Intermedios

$$M_{d2} = 1/2 * P_3 * l = 1/2 * 0.921 * 25 = 11.513 \text{tm}$$

Losa

$$M_{d3} = 1/8 * W_s * l^2 = 1/8 * 0.890 * 25^2 = 70.156 \text{tm}$$

Capa de Rodadura y barandado

$$M_{d4} = 1/8 * W * l^2 = 1/8 * 0.171 * 25^2 = 13.359 \text{tm}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$M_{d1} = 66.911 \text{tm}$$

Diafragmas Intermedios

$$M_{d2} = 1/2 * 0.461 * 25 = 5.763 \text{tm}$$

Losa

$$M_{d3} = 1/8 * 1.028 * 25^2 = 80.313 \text{tm}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$M_{d4} = 13.359 \text{tm}$$

3) Esfuerzo Cortante

(Viga Interior)

Viga Principal (con ensanche de la viga final)

$$S_{d1} = 1/2 * W_g * l + P_1 = 1/2 * 0.850 * 25.0 + 1.086 = 11.711 \text{t}$$

Diafragmas

$$S_{d2} = P_2 + 3/2 * P_3 = 1.559 + 3/2 * 0.921 = 2.941 \text{t}$$

Losa

$$S_{d3} = 1/2 * W_s * l = 1/2 * 0.898 * 25.0 = 11.225 \text{t}$$

Capa de Rodadura y barandado

$$S_{d4} = 1/2 * W * l = 1/2 * 0.171 * 25.0 = 2.138 \text{t}$$

$$\text{Total} = 28.015 \text{t}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal (con sobreebanco en los extremos)

Sd1 = = 11.711t

Diafragmas

Sd2 = $1.169 + 3/2 \times 0.461$ = 1.861t

Losa

Sd3 = $1/2 \times 1.028 \times 25.0$ = 12.850t

Capa de rodadura y Barandado

Sd4 = $1/2 \times 0.171 \times 25.0$ = 2.138t

Total = 28.560t

5.2.4 Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Viva
 1) Carga viva

(Viga Interior)

La proporción de carga sobre las ruedas, delantera y trasera, en vigas interiores esta dada en forma aproximada por la fórmula $S/5.5 (=1.3123)$ (AASHTO 3.23.2)

Cargas en las ruedas para el camión tipo (HS20-44)

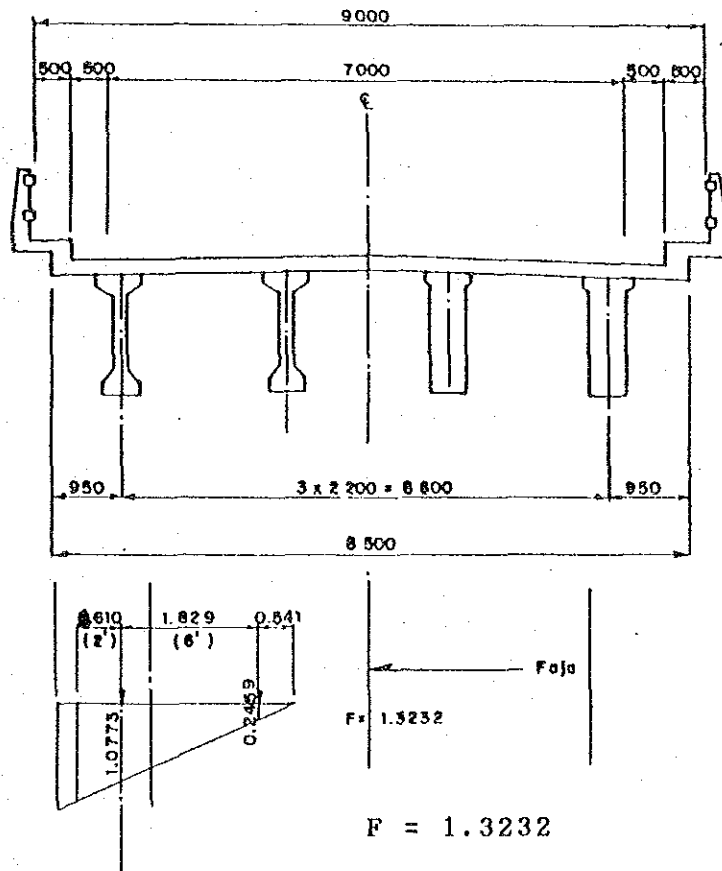
Carga sobre el eje delantero

$$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123 = 2,381\text{kgs.}$$

Carga sobre el eje medio o trasero

$$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123 = 9,524\text{kgs.}$$

(Viga Exterior)



Carga en las ruedas:

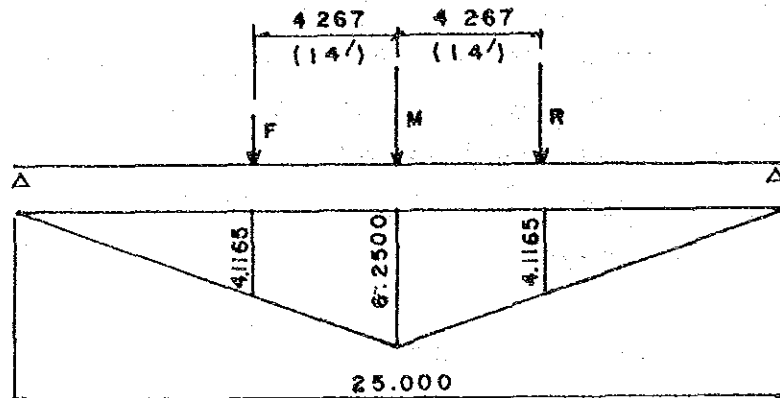
Carga sobre eje delantero

$$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232 = 2,401\text{kg.}$$

Carga sobre eje medio y trasero

$$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232 = 9,603\text{kg}$$

2) Momento Flector en el centro del tramo



Viga Interior

$$Ml = 2.381 \times 4.1165 + 9.524 \times (6.250 + 4.1165) = 108.532\text{tm}$$

Viga Exterior

$$Ml = 2.401 \times 4.1165 + 9.603 \times (6.250 + 4.1165) = 109.433\text{tm}$$

Impacto

$$I = 15 / (L + 38) = 15 / (25 + 38) = 0.24$$

Donde: L = Longitud de tramo = 25m

Viga Interior

$$MI = Ml \times I = 108.532 \times 0.24 = 26.048\text{tm}$$

Viga Exterior

$$MI = Ml \times I = 109.433 \times 0.24 = 26.264\text{tm}$$

Total

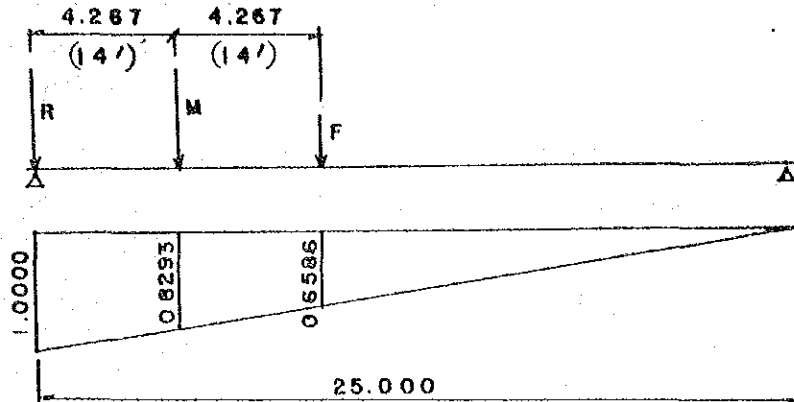
Viga Interior

$$M(1+I) = Ml + MI = 108.532 + 26.048 = 134.580\text{tm}$$

Viga Exterior

$$M(1+I) = Ml + MI = 109.433 + 26.264 = 135.697\text{tm}$$

3) Esfuerzo Cortante (Reacción)



Viga Interior

$$S_l = 9.524 \times (1.0 + 0.8293) + 2.381 \times 0.6586 = 18.990t$$

Viga Exterior

$$S_l = 9.603 \times (1.0 + 0.8293) + 2.401 \times 0.6586 = 19.148t$$

Impacto

Viga Interior

$$S_I = S_l \times I = 18.990 \times 0.24 = 4.558t$$

Viga Exterior

$$S_I = S_l \times I = 19.148 \times 0.24 = 4.596t$$

Total

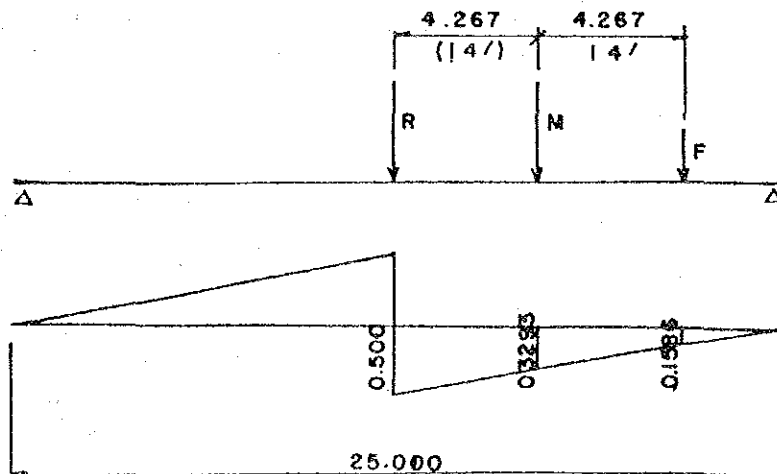
Viga Interior

$$S(l+I) = S_l + S_I = 18.990 + 4.558 = 23.548t$$

Viga Exterior

$$S(l+I) = S_l + S_I = 19.148 + 4.596 = 23.744t$$

4) Esfuerzo Cortante en el centro del tramo



Viga Interior
 $S_l = 9.524 \times (0.500 + 0.3293) + 2.381 \times 0.1586 = 8.276t$

Viga Exterior
 $S_l = 9.603 \times (0.500 + 0.3293) + 2.401 \times 0.1586 = 8.345t$

Impacto

Viga Interior
 $S_I = 8.276 \times 0.24 = 1.986t$

Viga Exterior
 $S_I = 8.345 \times 0.24 = 2.003t$

Total

Viga Interior
 $S(l+I) = 8.276 + 1.986 = 10.262t$

Viga Exterior
 $S(l+I) = 8.345 + 2.003 = 10.348t$

5.2.5. Valores Totales del Momento flector y del Esfuerzo Cortante

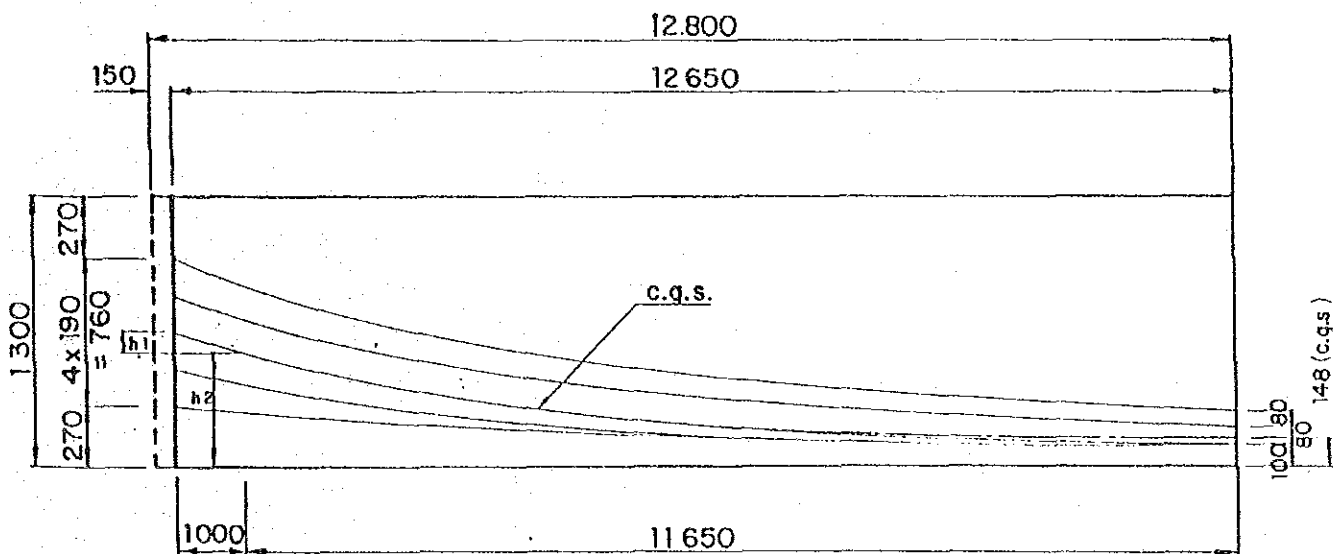
	Viga Exterior		Viga Interior	
	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)
Viga Principal	66.911	11.711	66.911	11.711
Diafragmas y Losa	86.076	14.711	81.669	14.166
Capa de Rodadura y Barandado	13.359	2.138	13.359	2.138
Carga Viva	135.697	23.744	134.580	23.548
Total	302.043	52.304	296.519	51.563

5.2.6 Tensiones de Flexión

	Momento flector (x10 ⁸ Kg·cm)	Modulo de la sección W (x10 ⁸ Kg/cm)	Tensiones de flexión en el hormigón				Cable de pretensado
			Losa	Viga			C.G.S. (Kg/cm ²)
			T.F.S.	T.F.S.	B.F.S.	C.G.S.	
Viga	66.911	W _{co} = 0.947 W _{co} = 1.080 W _{cg} = 1.420		70.7	-62.0	-46.9	-
Losa y diafragma	86.076	W _{el} = 0.970 W _{el} = 1.195 W _{cg} = 1.602		88.7	-72.0	-53.7	358
Bordillos, borandados y copa de rodadura	13.359	W _e = 3.261 W _e = 4.788 W _e = 1.855 W _e = 2.203	4.1	2.8	-7.2	-6.1	41
Carga viga	135.697	W _e = 3.261 W _e = 4.788 W _e = 1.855 W _e = 2.203	41.6	28.3	73.2	61.6	411

Donde : T.F.S. = Tensión en la fibra superior
 B.F.S. = Tensión en la fibra inferior
 C.G.S. = Centro de gravedad de cable de pretensado

5.2.7 Disposición de los cables de Pretensado



$$\tan \alpha = \frac{h_1}{100} = \frac{2(h_2 - 14.8)}{1165}$$

$$h_1 + h_2 = 65.0 \quad h_1 = 65.0 - h_2$$

$$\frac{65.0 - h_2}{100} = \frac{2(h_2 - 14.8)}{1165}$$

$$h_2 = 57.6 \text{ cm}, \quad h_1 = 65.0 - 57.6 = 7.4$$

$$\tan \alpha = \frac{7.4}{100} = 0.074 \quad \alpha = 4^\circ 13' 55''$$

Longitud en el centro de gravedad del eje de cables

$$l_1 = \sqrt{7.4^2 + 100^2} = 100.27 \text{ cm}$$

$$l_2 = \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{57.6 - 14.8}{2 \times 1165} \right)^2 \right\} \times 1165 = 1166.05 \text{ cm}$$

$$\Sigma l = 1266.3 \text{ cm}$$

5.2.8 Tensiones inmediatamente después del Pretensado

Asumiendo una tensión inicial de pretensado.

$f_i = 13.000 \text{ kg/cm}^2$ en el cablaje.

1) Reducción por fricción entre cable y vaina...AASHTO

9.16.1

$$f_o = f_i(1 - KL - u\alpha)$$

$$= 13000 (1 - 0.00492 \times 12.663 - 0.07387 \times 0.25)$$

$$= 11950 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donde } K = 0.0015/f_i, \quad u = 0.25$$

$$(k = 0.00492/\text{m})$$

$$\alpha = 4^\circ 13' 55'' = 0.07387 \text{ rad}$$

2) Pérdidas por hundimiento de anclaje

$$o_f = 0$$

3) Pérdida por acortamiento eléctrico del hormigón
AASHTO 9.16.2

$$E_s = 0.5 \frac{E_s}{E_c} f_{cir}$$

$$\frac{E_s}{E_c} = \frac{2.0 \times 10^6}{3.0 \times 10^5} = 6.67$$

$$f_{cir} = \frac{F_o}{A_{co}} + \frac{F_{oe}}{W_{cog}} - \frac{M_{ge}}{I}$$

$$F_o = N \cdot f_o \cdot A_{p1} = 5 \times 5.9226 \times 11950$$

$$= 353875 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{p1} = 6V/2^1 = 5.9226 \text{ cm}^2$$

$$N = 5$$

$$\frac{M_{ge}}{I} = 46.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Ver Tabla Cap. 5.2.6)}$$

$$f_{cir} = \frac{353875}{3442} - \frac{353875 \times 45.9}{1.428 \times 10^5} - 46.9$$

$$= 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 0.5 \times 6.67 \times 170 = 567 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

E_s = Módulo de Elasticidad del acero pretensado
= $2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

E_c = Módulo de Elasticidad del hormigón
= $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

f_{cir} = Tensiones en el Hormigón a nivel del centro de gravedad de los cables por efecto del pretensado, y la carga muerta de la viga, inmediatamente después de la transferencia del pretensado.

4) Tensión en el cable inmediatamente después de pretensado

$$f_{pi} = f_o - f - E_s = 11950 - 567$$

$$= 11383 \text{ kg/cm}^2 < 13200 \text{ kg/cm}^2$$

5) Tensiones en el hormigón, inmediatamente después de aplicado el pretensado.

- Fuerza de pretensado

$$F_t = N \cdot F_{pi} \cdot A_p$$

$$= 5 \times 11383 \times 5.9226 \text{ cm}^2 = 337000 \text{ kg}$$

- Tensión de tracción en la fibra superior

$$f_{ct}' = \frac{F_t}{A_{co}} + \frac{F_t \cdot e}{W_{co}'} = \frac{337000}{3442} + \frac{337000 \times (-45.9)}{-0.947 \times 10^5}$$

$$= -65.4 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensión de compresión en la fibra inferior

$$fct = \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \cdot e}{Wco} = \frac{337000}{3442} + \frac{337000 \times (-45.9)}{-1.080 \times 10^5}$$
$$= 241.1 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensión a nivel del centro de gravedad de los cables de pretensado

$$fctg = \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \cdot e}{Wcog} = \frac{337000}{3442} + \frac{337000 \times (-45.9)}{-1.428 \times 10^5}$$
$$= 206.2 \text{ kg/cm}^2$$

5.2.9 Cálculo del pretensado efectivo

1) Pérdidas diferidas: según AASHTO, tabla 9.16.2.2

$$\Delta fs = 33000 (\text{psi}) = 2320 \text{ kg/cm}^2$$

2) Tensión efectiva en el cable de pretensado (f_{pe})

$$f_{pe} = f_o - fs = 11950 - 2320 = 9630 \text{ kg/cm}^2$$

Coefficiente efectivo

$$n = f_{pe}/f_{pi} = 9630/11383 = 0.846$$

3) Tensiones y fuerza por efecto del pretensado efectivo

Tensión de tracción en la fibra superior (f_{ce}')

$$f_{ce}' = f_{ct}' \cdot n = -65.4 \times 0.846 = -55.3 \text{ kg/m}^2$$

Tensión de compresión en la fibra interior (f_{ce})

$$f_{ce} = f_{ct} \cdot n = 241.1 \times 0.846 = 204.0 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza efectiva de pretensado (F_c)

$$F_e = F_t - n = 337.000 \times 0.846 = 285.100 \text{ kg}$$

5.2.10 Combinación de tensiones por Flexión

Unidad: Kg/cm²

	Secciones de Hormigon					Cable de Pretensado
	Inmediatamente Despues de Pretensado		En el Momento de Actuar la Carga de Servicio			C . g . s .
	T.F.S.	B.F.S.	L o s a	V i g a		
			T.F.S.	T.F.S.	B.F.S.	
① Inmediatamente Despues de Pretensado	-65.4	241.1				11383
② Pretensado Efectivo				-55.3	204.0	9630
③ V i g a	70.7	-62.0		70.7	-62.0	0
④ L o s a y Diafragma				88.7	-72.0	358
⑤ Barandado y Copa de Rodadura			4.1	2.8	-7.2	41
⑥ Carga Viva			41.6	28.3	-73.2	411
I ① + ③	5.3 > -150	179.1 < 192				11383 < 13200
II ② + (③ ~ ⑥)			45.7 < 80	135.2 < 140.0	-10.4 > -15.0	10440 < 12800
III 2 + (③ ~ ⑥)				106.9 < 140.0	62.8 > -15.0	

5.2.11 Verificación en la etapa última

Armado de Pretensado As

$$5 \times 5.9226 = 29.613 \text{ cm}^2$$

Area de sección de viga (L/2):

$$A = 0.354 + 1.694 \times 0.17 = 0.6420 \text{ m}^2$$

Resistencia a la rotura del acero

$$f_s' = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del hormigón a la rotura

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

Altura útil

$$d_1 = 14.8 \text{ cm} \quad d = 1.47 - 0.148 = 1.322 \text{ m}$$

Momento por CM 166,346tm

Momento por CV+I 135.697tm

Ancho efectivo de ala (b)

$$b = B \times E_c(\text{Losa})/E_c(\text{viga}) = 220 \times 0.77 = 169.40\text{cm.}$$

Cuantía del acero de pretensado

$$p = \frac{A_{st}^*}{bd} = \frac{29.613}{169.40 \times 132.2} = 1.3223 \times 10^{-3}$$

Tensión del acero pretensado en el estado limite último

$$\begin{aligned} f_{s\bar{d}} &= f's (1 - 0.5 p * (f's/f'c)) \\ &= 18900 (1 - 0.5 \times 1.3223 \times 10^{-3} \times (18900/350)) \\ &= 18225.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Indice de armadura

$$\begin{aligned} q &= p (f_{su}/f'c) = 1.3223 \times 10^{-3} \times (18225.2/350) \\ q &= 0.06885 < 0.30 \text{ subarmado, falla el acero.} \end{aligned}$$

Vemos si el eje neutro cae dentro de la losa

$$\begin{aligned} c &= 1.4dq = 1.4 \times 1.3220 \times 0.06885 \\ c &= 0.127 = 13\text{cm} < 17\text{cm} = t \end{aligned}$$

Trabaja como sección rectangular

Momento último resistente:

$$\begin{aligned} M_{ur} &= A_s * f_{su} * d(1 - 0.6q) \\ &= 29.613 \times 18225.2 \times 132.20 (1 - 0.6 \times 0.06885) \\ &= 684000\text{kgm} \\ &= 684.0 \text{ T.m} \end{aligned}$$

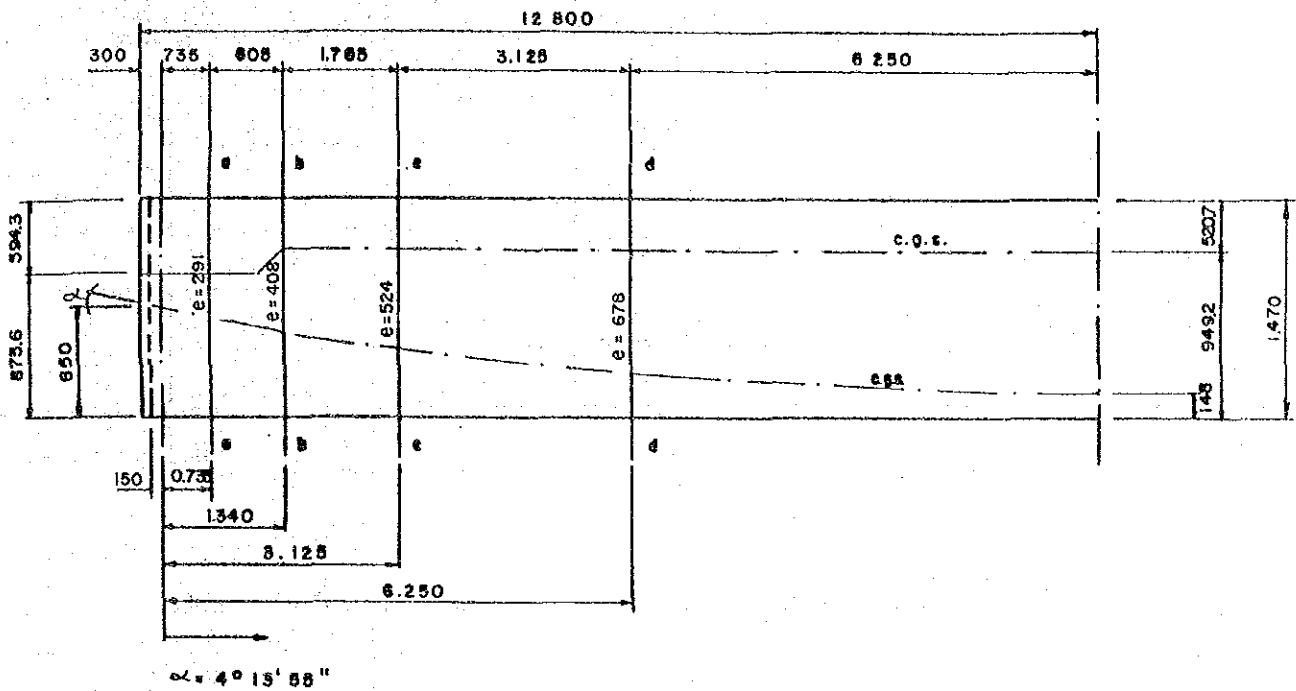
Momento último solicitante:

$$\begin{aligned} M_{us} &= (1.30/0.95) \times [M_{cm} + 1.67 M(cv+I)] \\ &= 1.30/0.95 [166.346 + 1.67 \times 135.697] \\ &= 537.7 \text{ (Tm)} < M_{ur} \end{aligned}$$

Cumple que $M_{ur} > M_{us}$

$$F = (M_{ur}/M_{us}) = 1.27.$$

5.2.12 Tension de Corte en las Posiciones Respectivas



C o r t e

		Corte en el Apoyo	a - a	b - b	c - c	d - d	℄
Vlga Principal	Sdo	11.711	11.022	10.456	8.783	5.856	0
Diagrama y Losa (Mde)	Sdi	(11.225)	(10.565)	(10.022)	(8.419)	(5.613)	0
Capa de Rodadura Barandado	Sdz	2.138	2.012	1.909	1.604	1.069	0
Carga Viva (M)	Se	23.744	22.956	22.308	20.395	17.046	10.348

M o m e n t o

		a - a	b - b	c - c	d - d	℄
Vlga Principal	Mdo	7.637	13.577	29.273	50.183	66.911
Diagrama y Losa (Mde)	Mdi	9.825	17.465	37.658	64.557	86.071
Capa de Rodadura Barandado	Md	1.525	2.711	5.844	10.019	13.359
Carga Viva (M)	Md	15.489	27.534	59.367	101.773	135.697

5.2.13. Verificación de Tensiones Flectores en otras secciones

Unidad Kg./cm²

	M (t.m.)	W (cm ³)	Seccion b - b		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 3540 e = -5.35	---	64.6	94.0
Viga principal	13.577	W ₁ = 0.959x10 ⁵	---	14.2	- 11.9
Losa y diafragma	17.465	W ₂ = -1.137x10 ⁵	---	18.2	- 15.4
Capa de rodadura Barandado	2.711	W ₃ = 3.217x10 ⁵ W ₁ = 4.775x10 ⁵	0.8	0.6	- 1.5
Carga viva	27.534	W ₂ = -1.765x10 ⁵	8.6	5.8	- 15.6
Total			9.4	103.4 < 140	49.6 > -15

	M (t.m.)	W (cm ³)	Seccion c - c		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 3540 e = -16.95	----	30.1	123.0
Viga principal	29.273	W ₁ = 0.959x10 ⁵	----	30.5	- 25.7
Losa y diafragma	37.656	W ₂ = -1.137x10 ⁵	----	39.3	- 33.1
Capa de rodadura Barandado	5.844	W ₃ = 3.217x10 ⁵ W ₁ = 4.775x10 ⁵	1.8	1.2	- 3.3
Carga viva	59.367	W ₂ = -1.765x10 ⁵	18.5	12.4	- 33.6
Total			20.3	113.5 < 140	27.3 > -15

	M (t.m.)	W (cm ³)	Seccion d - d		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 3540 e = -32.35	---	- 15.6	161.7
Viga principal	50.183	W ₁ = 0.959x10 ⁵	---	52.3	- 44.1
Losa y diafragma	64.553	W ₂ = -1.137x10 ⁵	---	67.3	- 56.8
Capa de rodadura Barandado	10.019	W ₃ = 3.217x10 ⁵ W ₁ = 4.775x10 ⁵	3.1	2.1	- 5.7
Carga viva	101.773	W ₂ = -1.765x10 ⁵	31.6	21.3	- 57.7
Total				127.4 < 140	- 2.6 > -15

5.2.14. Diseño por corte en Etapa Ultima:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad \dots \text{AASHTO 9.20.13}$$

Calculamos: V_u (Sección a - a = h/2)

$$V_u = (1.3/\phi) * (V_{cm} + 1.67V_{cv}) \dots \text{AASHTO Tabla 3.22.1.A}$$

Donde: $\phi = 0.9$

$$V_{cm} = S_{d0} \quad S_{d2} = 26.88t$$

$$V_{cv} = S_1 = 22.956t$$

$$V_u = (1.3/0.9) * (26.880 + 1.67 * 22.956)$$

$$= 94.202t$$

Resistencia de Corte proporcionada por el concreto

Se tomará el menor de los valores V_{ci} y V_{cw}

$$V_{ci} = 0.6 \sqrt{f_c'} * b * d + V_d + V_i * \frac{M_{cr}}{M_{max}} > 1.7 \sqrt{f_c'} * b * d \quad (\text{psi})$$

con $d > 0.8h = 117.6\text{cm}$

$$d = 29.1 + 59.43 = 88.53\text{cm} < 0.8h$$

La profundidad efectiva es: $d = 117.6\text{cm}$

La excentricidad es: $e = 29.1\text{cm}$

Tensión en el hormigón en la fibra interior, debido solo al pretensado efectivo

$$f_{pe} = \frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{eY^2}{R^2} \right)$$

Donde:

$$= - \frac{285173}{9379.8} \left(1 + \frac{29.1 * 87.56}{2132.7} \right)$$

$$P = 9630 \times 5.9226 \times 5$$

$$= 285173\text{kg}$$

$$= 66.7 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en la fibra inferior de la viga por peso propio

$$f_d = \frac{M_o * Y^2}{I_c} = \frac{17.462 \times 10^5 \times 87.56}{20004465.6} = 7.64 \text{ kg/cm}^2$$

Donde: $M_o = M_{d0} + M_{d1} = 17.462t * m$

Por consiguiente:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (I/Y_1) * (1.6 \sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \\ &= \frac{20004465.6}{59.43} (1.6 \sqrt{350+67.7} - 7.64) \\ &= 29956000 \text{kg} * \text{cm} \\ &= 299.6 \text{t} * \text{m} \end{aligned}$$

El cortante y el momento por carga muerta sobrepuesta y carga viva, en la sección $x = 0,735$ (Sección a - a) es:

$$\begin{aligned} M_{max} &= (1.30/\phi) * (M_{a2} + 1.67M_1) \\ &= (1.30/0.95) * (1.525 + 1.67 * 15.489) \\ &= 37.5 \text{t} * \text{m} \\ V_i &= (1.30/\phi) * (S_{d2} + 1.67S_e) \\ &= (1.30/0.9) * (2.012 + 1.67 * 22.956) \\ &= 58.28 \text{t} \end{aligned}$$

El valor de V_{ci} ($b' = 50 \text{cm}$) es:

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.16 \sqrt{f_c'} * b' d + V_d + (V_i * M_{cr}) / M_{max} \\ &= 0.16 \sqrt{350} * 50 * 117.6 + 24.868 * 10^3 + \frac{58.28 * 10^3 * 299.6 * 10^5}{37.5 * 10^5} \\ &= 508087 \text{kg} \quad \text{Donde } V_d = S_{d0} + S_{d1} \\ &= 508.1 \text{t} > 49.5 \text{t} \quad = 24.868 \text{t} \end{aligned}$$

Límite inferior es: $0.45 \sqrt{f_c'} * b * d$

$$= 0.45 \sqrt{350} * 50 * 117.6 = 49502 \text{kg} = 49.5 \text{t}$$

Determinamos V_{cw} :

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pe}) b' d + V_p$$

$$\text{Donde } f_{pe} = P/A_c = 285173 / 9379.8 = 30.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} V_p &= p * \text{sen} \phi = 285173 * \text{sen } 413'55'' \\ &= 21044 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= (0.93 \sqrt{350} + 0.3 * 30.4) * 50 * 117.6 + 21044 \\ &= 176974 \text{kg} \\ &= 177.0 \text{t} < V_{ci} \end{aligned}$$

Tomamos el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c = 177.0 \text{t} > V_u = 94.202 \text{t}$$

$$F = V_c / V_u = 1.88$$

Seccion	b - b	c - c	d - d
V _{cm} (t)	25.499	21.420	14.281
V _{cv} (t)	22.308	20.395	17.046
V _u (t)	90.644	80.137	61.747
d (cm)	92.87 < 117.6	104.47 < 117.6	119.87 > 117.6
e (cm)	40.8	52.4	67.8
I (cm ⁴)	1.675 x 10 ⁷	1.675 x 10 ⁷	1.675 x 10 ⁷
Y ₁ (cm)	52.07	52.07	52.07
Y ₂ (cm)	94.92	94.92	94.92
M _o (tm)	31.042	66.929	114.736
f _{pe} (Kg/m ²)	110.350	129.094	153.980
f _d (Kg/m ²)	17.591	37.928	65.019
M _{cr} (tm)	394.679	389.555	382.462
M _{max} (tm)	66.632	143.666	246.288
V _l (t)	56.569	51.514	42.663
V _d (t)	23.590	19.816	13.212
V _{cl} (t)	365.0	165.8	85.9
f _{pe} (Kg/m ²)	44.419	44.419	44.419
V _p (Kg/m ²)	20.072	16.862	11.241
V _{cw} (t)	85.1	81.9	77.5
V _c (V _{cl,o} , V _{cw})	85.1	81.9	77.5
A _v (cm ²)	2.58	2.58	2.58
f _{sy} (Kg/m ²)	4200	4200	4200
S (cm)	30	30	30
V _s (t)	42.5	42.5	42.5
V _c + V _s (t)	127.6	124.4	120.0
F = (V _c + V _s) / V _u	1.41	1.55	1.94

5.2.15 Tensión de corte último horizontal en la porción de contacto

Donde:

$$V_t = \frac{V_u \times Q}{I \times b}$$

V_u = Corte total, después que haya sido efectuado la porción vaciado en sitio.

= Losa + Capa de rodadura y barandado + Carga viva.

= Momento estático de Area de sección transversal de la porción vaciado en sitio, tomado sobre el eje central de la sección compuesta.

I = Momento de Inercia de sección compuesta.

b = Ancho de área de contacto entre la viga y porción

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} (Sd_1 + Sd_2 + 1.67 Sl)$$

		a — a	b — b	c — c	d — d
V_u	t	73.542	71.045	63.675	50.771
Q	cm ³	146 668	125 473		
b	cm	50			
I	cm ⁴	2.00x10 ⁷	1.675x10 ⁷		
V_l	kg/cm	10.70	10.64	9.54	7.61
V_{lu}	kg/cm	10.5			

5.2.16 Deflexión (S)

La deflexión es dada por la siguiente fórmula:

$$S = \frac{5 * M * l^2}{48EI}$$

	M(t·m)	E (t/m ²)	I (m ⁴)	S(mm)
Vlga	66.911	3.0x10 ⁶	0.0676	21.5
Diaphragma y Losa	86.076	3.0x10 ⁶	0.0676	27.6
Capa de Rodadura y Barandado	13.359	2.6x10 ⁶	0.1675	2.0
Carga Viva	135.697	2.6x10 ⁶	0.1675	20.3
Pretensado Inicial	-337.0x0.4594	3.0x10 ⁶	0.0676	-49.7
Pretensado Efectivo	-285.1x0.4594	3.0x10 ⁶	0.0676	-42.0

Asumiendo el coeficiente de fluencia de Y1 = 2.6 antes del vaciado de losa y Y2 = 1.6 después del vaciado, la deflexión por fluencia es como sigue

(Antes del vaciado de losa)

$$S_9 = (2.6 - 1.6) \times (21.5 - 49.7) = -28.2\text{mm}$$

(Después del vaciado de losa)

$$S_9 = 1.6 \times (21.5 + 27.6 + 2.0 - 42.0) = 14.6\text{mm}$$

a) Inmediatamente después del pretensado

$$S = 21.5 - 49.7 = -28.2\text{mm}$$

b) Inmediatamente después del vaciado

$$S = 21.5 - 49.7 + 27.6 - 28.2 = -28.8\text{mm}$$

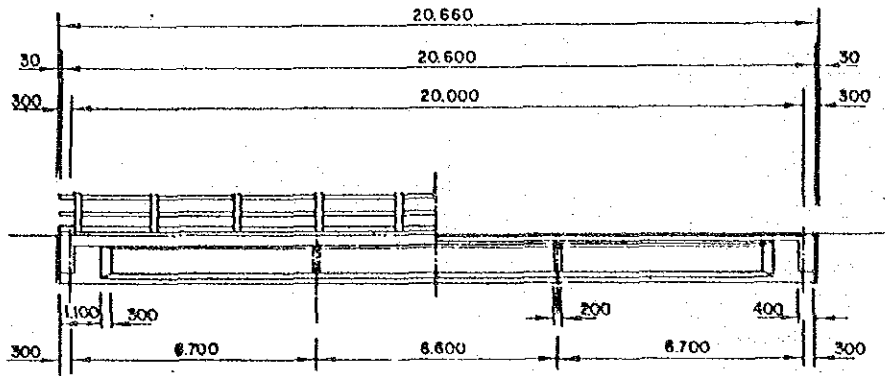
c) En el momento de actuar la carga muerta

$$S = 21.5 + 27.6 + 2.0 - 42.0 + 14.6 - 28.2 = -4.5\text{mm}$$

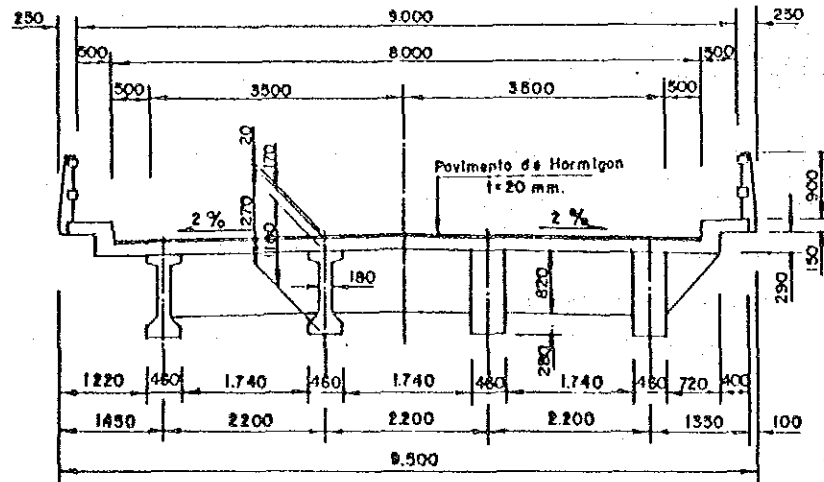
d) Deflexión por carga viva

$$S_e/l = 20.3/25000 = 1/1232$$

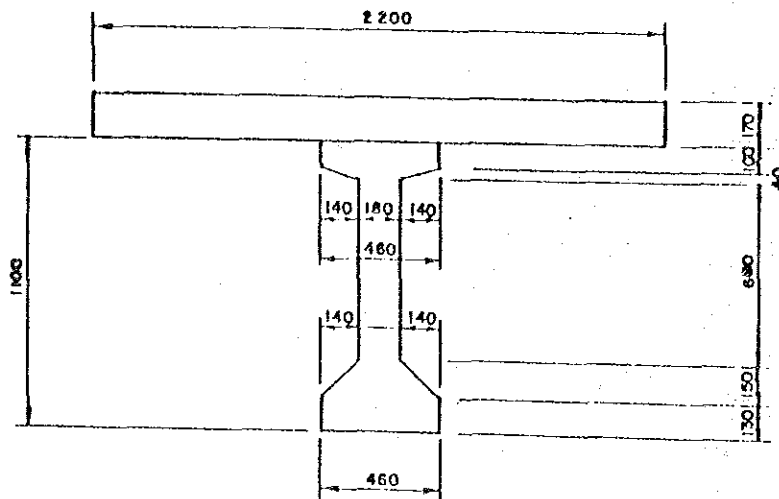
ELEVACION LATERAL



SECCION TRANSVERSAL TIPICA

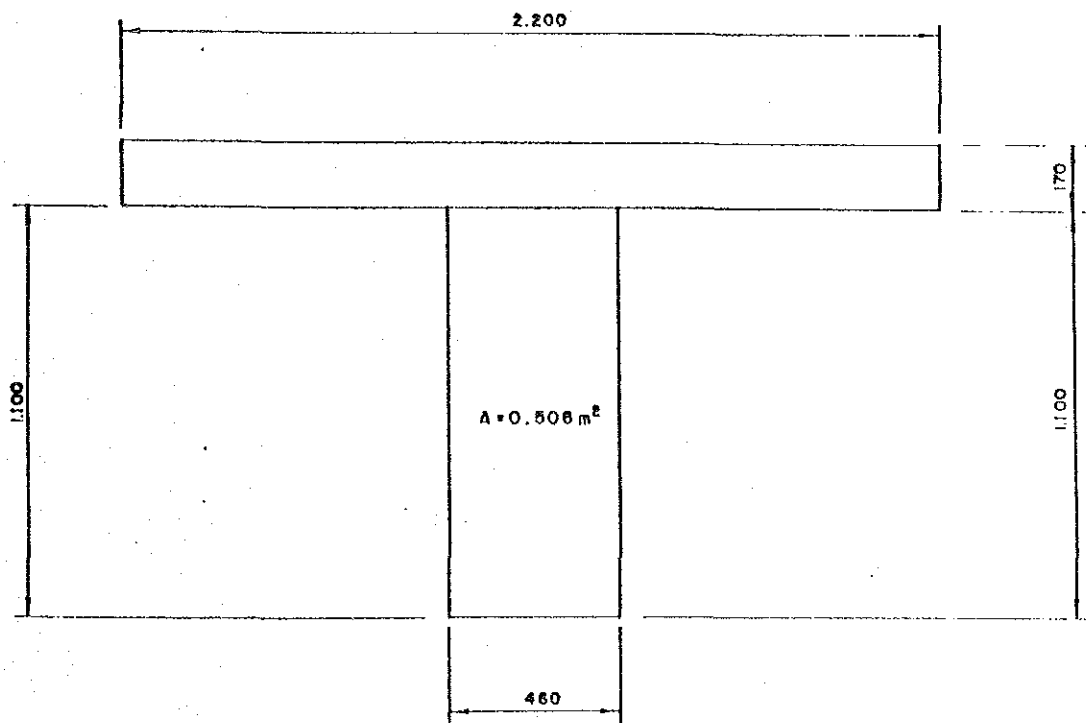
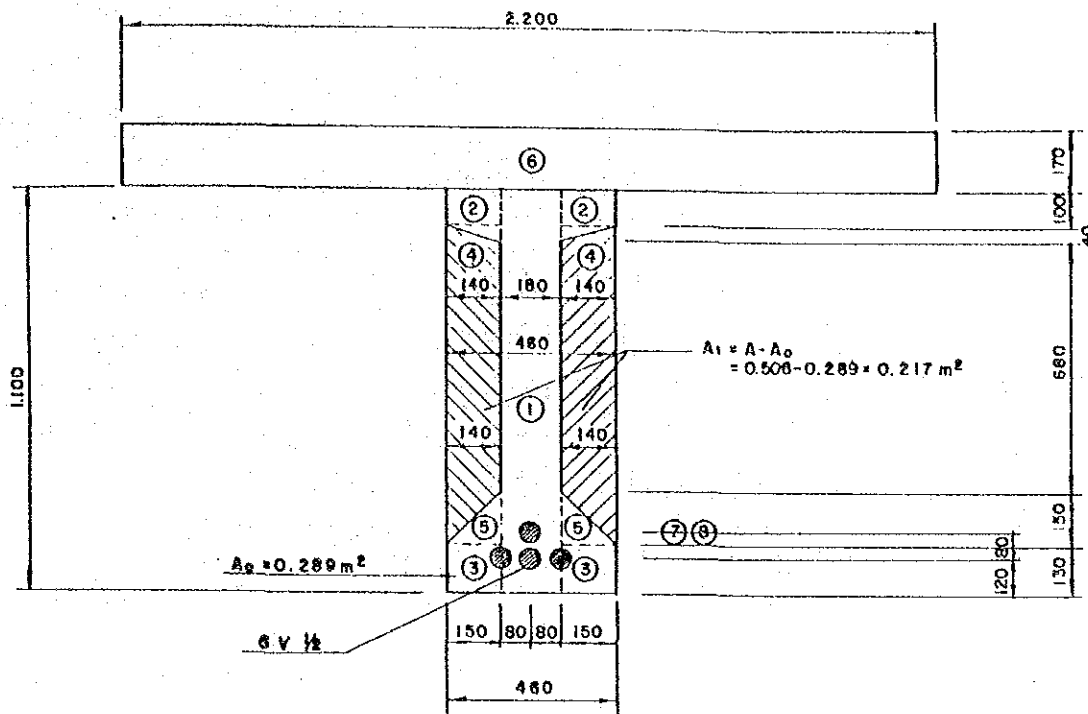


DETALLE Y SECCION DE VIGA



5.3.2 Cálculos ; Constantes de Sección

Unidad : m.m.



Propiedades geométricas de la sección.

	Sección centro de la viga	Sección extremo de la viga																																																																																
① Sección Viga	<table> <thead> <tr> <th>N</th> <th>A</th> <th>Q</th> <th>I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>1980.0</td> <td>99990.0</td> <td>7045994.9</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>280.0</td> <td>1400.0</td> <td>9333.3</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>364.0</td> <td>37674.0</td> <td>3904385.9</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>56.0</td> <td>632.0</td> <td>7200.4</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>210.0</td> <td>19320.0</td> <td>1700065.0</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>2890.0</td> <td>159016.0</td> <td>12746979.0</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>55.02</td> <td>Y2=</td> <td>54.97</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>3997379.5</td> <td>R2=</td> <td>1383.1</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>22649.0</td> <td>W2=</td> <td>72710.1</td> </tr> </tbody> </table>	N	A	Q	I	1	1980.0	99990.0	7045994.9	2	280.0	1400.0	9333.3	3	364.0	37674.0	3904385.9	4	56.0	632.0	7200.4	5	210.0	19320.0	1700065.0	TOTAL	2890.0	159016.0	12746979.0	Y1=	55.02	Y2=	54.97	I=	3997379.5	R2=	1383.1	W1=	22649.0	W2=	72710.1	<table> <thead> <tr> <th>N</th> <th>A</th> <th>Q</th> <th>I</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>5060.0</td> <td>278300.0</td> <td>20408666.6</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>5060.0</td> <td>278300.0</td> <td>20408666.6</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>55.00</td> <td>Y2=</td> <td>55.00</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>5102166.0</td> <td>R2=</td> <td>1000.3</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>92766.0</td> <td>W2=</td> <td>92766.0</td> </tr> </tbody> </table>	N	A	Q	I	1	5060.0	278300.0	20408666.6	2	0.0	0.0	0.0	3	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	TOTAL	5060.0	278300.0	20408666.6	Y1=	55.00	Y2=	55.00	I=	5102166.0	R2=	1000.3	W1=	92766.0	W2=	92766.0
N	A	Q	I																																																																															
1	1980.0	99990.0	7045994.9																																																																															
2	280.0	1400.0	9333.3																																																																															
3	364.0	37674.0	3904385.9																																																																															
4	56.0	632.0	7200.4																																																																															
5	210.0	19320.0	1700065.0																																																																															
TOTAL	2890.0	159016.0	12746979.0																																																																															
Y1=	55.02	Y2=	54.97																																																																															
I=	3997379.5	R2=	1383.1																																																																															
W1=	22649.0	W2=	72710.1																																																																															
N	A	Q	I																																																																															
1	5060.0	278300.0	20408666.6																																																																															
2	0.0	0.0	0.0																																																																															
3	0.0	0.0	0.0																																																																															
4	0.0	0.0	0.0																																																																															
5	0.0	0.0	0.0																																																																															
TOTAL	5060.0	278300.0	20408666.6																																																																															
Y1=	55.00	Y2=	55.00																																																																															
I=	5102166.0	R2=	1000.3																																																																															
W1=	92766.0	W2=	92766.0																																																																															
② Sección Viga + Losa	<table> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>2879.8</td> <td>-24478.3</td> <td>277420.7</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>5769.8</td> <td>134538.5</td> <td>18024399.8</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>23.31</td> <td>Y2=</td> <td>86.00</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>9007278.6</td> <td>R2=</td> <td>1713.0</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>424024.1</td> <td>W2=</td> <td>114063.3</td> </tr> </tbody> </table>	6	2879.8	-24478.3	277420.7	TOTAL	5769.8	134538.5	18024399.8	Y1=	23.31	Y2=	86.00	I=	9007278.6	R2=	1713.0	W1=	424024.1	W2=	114063.3	<table> <tbody> <tr> <td>6</td> <td>2879.8</td> <td>-24478.3</td> <td>277420.7</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>7939.8</td> <td>253021.7</td> <td>20600007.3</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>31.96</td> <td>Y2=</td> <td>70.03</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>12571845.0</td> <td>R2=</td> <td>1583.3</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>393260.0</td> <td>W2=</td> <td>161111.9</td> </tr> </tbody> </table>	6	2879.8	-24478.3	277420.7	TOTAL	7939.8	253021.7	20600007.3	Y1=	31.96	Y2=	70.03	I=	12571845.0	R2=	1583.3	W1=	393260.0	W2=	161111.9																																								
6	2879.8	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	5769.8	134538.5	18024399.8																																																																															
Y1=	23.31	Y2=	86.00																																																																															
I=	9007278.6	R2=	1713.0																																																																															
W1=	424024.1	W2=	114063.3																																																																															
6	2879.8	-24478.3	277420.7																																																																															
TOTAL	7939.8	253021.7	20600007.3																																																																															
Y1=	31.96	Y2=	70.03																																																																															
I=	12571845.0	R2=	1583.3																																																																															
W1=	393260.0	W2=	161111.9																																																																															
③ Sección neta Viga	<table> <tbody> <tr> <td>7</td> <td>-78.5</td> <td>-7539.3</td> <td>-724292.9</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>2811.4</td> <td>151477.4</td> <td>12022000.1</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>53.07</td> <td>Y2=</td> <td>56.12</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>3061313.3</td> <td>R2=</td> <td>1373.4</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>71667.0</td> <td>W2=</td> <td>60002.7</td> </tr> <tr> <td>YP=</td> <td>42.12</td> <td>WP=</td> <td>91670.7</td> </tr> </tbody> </table>	7	-78.5	-7539.3	-724292.9	TOTAL	2811.4	151477.4	12022000.1	Y1=	53.07	Y2=	56.12	I=	3061313.3	R2=	1373.4	W1=	71667.0	W2=	60002.7	YP=	42.12	WP=	91670.7																																																									
7	-78.5	-7539.3	-724292.9																																																																															
TOTAL	2811.4	151477.4	12022000.1																																																																															
Y1=	53.07	Y2=	56.12																																																																															
I=	3061313.3	R2=	1373.4																																																																															
W1=	71667.0	W2=	60002.7																																																																															
YP=	42.12	WP=	91670.7																																																																															
④ Sección Viga + Cable	<table> <tbody> <tr> <td>8</td> <td>150.0</td> <td>15100.4</td> <td>1450253.6</td> </tr> <tr> <td>TOTAL</td> <td>2989.4</td> <td>166645.9</td> <td>13400939.7</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>56.11</td> <td>Y2=</td> <td>53.08</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>4120013.1</td> <td>R2=</td> <td>1300.4</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>73571.4</td> <td>W2=</td> <td>76629.4</td> </tr> <tr> <td>YP=</td> <td>33.08</td> <td>WP=</td> <td>103530.2</td> </tr> </tbody> </table>	8	150.0	15100.4	1450253.6	TOTAL	2989.4	166645.9	13400939.7	Y1=	56.11	Y2=	53.08	I=	4120013.1	R2=	1300.4	W1=	73571.4	W2=	76629.4	YP=	33.08	WP=	103530.2																																																									
8	150.0	15100.4	1450253.6																																																																															
TOTAL	2989.4	166645.9	13400939.7																																																																															
Y1=	56.11	Y2=	53.08																																																																															
I=	4120013.1	R2=	1300.4																																																																															
W1=	73571.4	W2=	76629.4																																																																															
YP=	33.08	WP=	103530.2																																																																															
⑤ Sección compuesta homogenizada	<table> <tbody> <tr> <td>TOTAL</td> <td>5049.2</td> <td>142167.0</td> <td>13750360.4</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>24.30</td> <td>Y2=</td> <td>85.69</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>10302950.0</td> <td>R2=</td> <td>1701.4</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>423099.2</td> <td>W2=</td> <td>120228.3</td> </tr> <tr> <td>YP=</td> <td>71.69</td> <td>WP=</td> <td>143705.0</td> </tr> <tr> <td>Ys =</td> <td>24.3 + 17.0 = 41.3</td> <td>Ws =</td> <td>I/Ys = 249466.1</td> </tr> </tbody> </table>	TOTAL	5049.2	142167.0	13750360.4	Y1=	24.30	Y2=	85.69	I=	10302950.0	R2=	1701.4	W1=	423099.2	W2=	120228.3	YP=	71.69	WP=	143705.0	Ys =	24.3 + 17.0 = 41.3	Ws =	I/Ys = 249466.1	<table> <tbody> <tr> <td>TOTAL</td> <td>7939.8</td> <td>253021.7</td> <td>20600007.3</td> </tr> <tr> <td>Y1=</td> <td>31.96</td> <td>Y2=</td> <td>70.03</td> </tr> <tr> <td>I=</td> <td>12571845.0</td> <td>R2=</td> <td>1583.3</td> </tr> <tr> <td>W1=</td> <td>393260.0</td> <td>W2=</td> <td>161111.9</td> </tr> </tbody> </table>	TOTAL	7939.8	253021.7	20600007.3	Y1=	31.96	Y2=	70.03	I=	12571845.0	R2=	1583.3	W1=	393260.0	W2=	161111.9																																								
TOTAL	5049.2	142167.0	13750360.4																																																																															
Y1=	24.30	Y2=	85.69																																																																															
I=	10302950.0	R2=	1701.4																																																																															
W1=	423099.2	W2=	120228.3																																																																															
YP=	71.69	WP=	143705.0																																																																															
Ys =	24.3 + 17.0 = 41.3	Ws =	I/Ys = 249466.1																																																																															
TOTAL	7939.8	253021.7	20600007.3																																																																															
Y1=	31.96	Y2=	70.03																																																																															
I=	12571845.0	R2=	1583.3																																																																															
W1=	393260.0	W2=	161111.9																																																																															

5.3.3. Momento Flector y Esfuerzo cortante debido a la Carga Muerta

1) Carga Muerta

(Viga Interior)

Viga Principal

$$W_g = A_0 \cdot W_c = 0.289 \times 2.400 = 0.694 \text{ t/m}$$

Sobrecarga en el extremo de la viga

$$P_1 = A_1 \cdot W_c = (0.217 \times 2.400 \times 1.20) = 0.625 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de la viga

$$P_2 = (2.2 - 0.46) \times 2.400 \times 0.820 \times 0.4 = 1.370 \text{ t}$$

Diafragma Intermedio

$$P_3 = \{0.217 + (2.2 - 0.46) \times 0.820\} \times 2.400 \times 0.2 = 0.789 \text{ t}$$

Losa

$$W_s = 0.17 \times 2.20 \times 2.400 = 0.898 \text{ t/m}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = 0.171 \text{ t/m}$$

(Viga Exterior)

Viga Principal

$$W_g = 0.694 \text{ t/m}$$

Sobrecarga en el extremo de la viga

$$P_1 = 0.625 \text{ t}$$

Diafragmas en los extremos de la viga

$$P_2 = \frac{3}{4} (2.2 - 0.46) \times 2.400 \times 0.820 \times 0.4 = 1.027 \text{ t}$$

Diafragmas Intermedios

$$P_3 = \frac{1}{2} \{0.217 + (2.2 - 0.46) \times 0.820\} \times 2.400 \times 0.2 = 0.395 \text{ t}$$

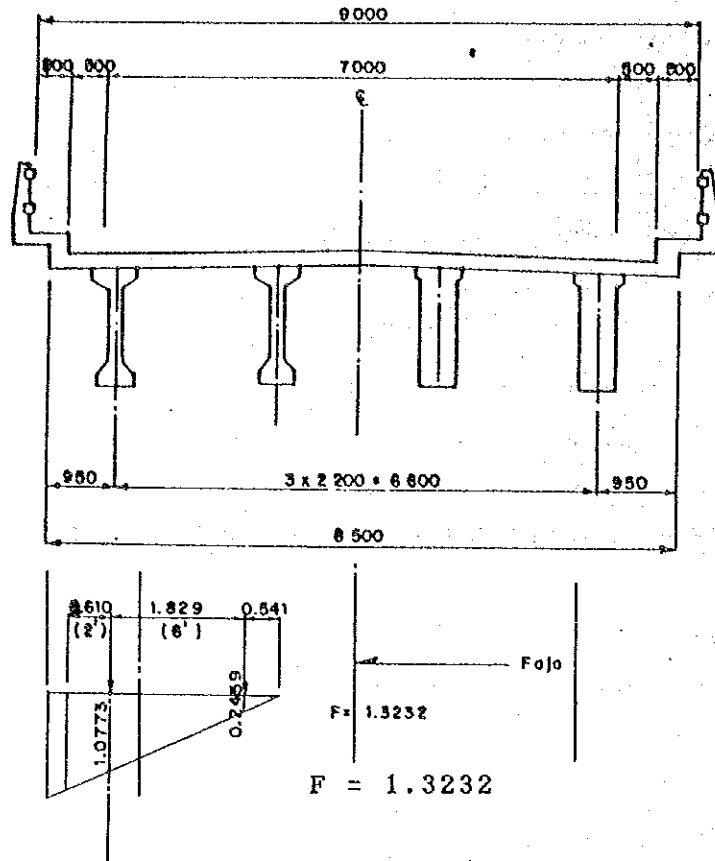
Losas (con bordillo)

$$W_s = (0.17 \times 1.8 + 0.25 \times 0.25 + 0.15 \times 0.40) \times 2.400 = 1.028 \text{ t}$$

Capa de Rodadura y Barandado

$$W = 0.171 \text{ t/m}$$

Viga Exterior



Carga en las ruedas

Carga sobre el eje delantero

$$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232$$

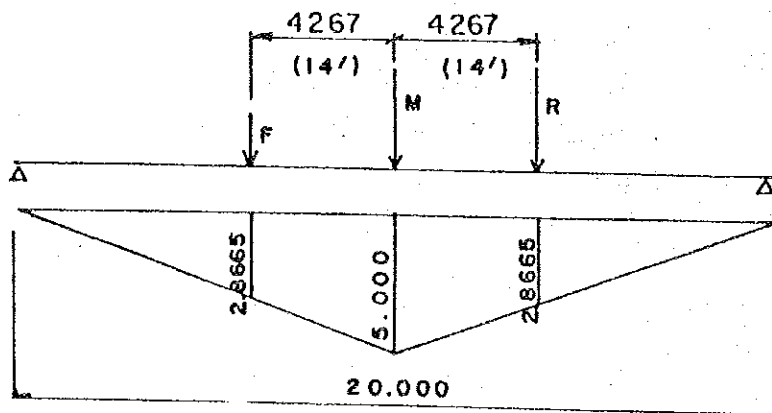
$$= 2401\text{kg.}$$

Carga sobre eje medio y trasero

$$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3232$$

$$= 9603\text{kg}$$

2) Momento Flector en el centro del tramo



Viga Interior

$$Ml = 2.381 \times 2.8665 + 9.524 \times (5.000 + 2.8665) = 81.746 \text{tm}$$

Viga Exterior

$$Ml = 2.401 \times 2.8665 + 9.603 \times (5.000 + 2.8665) = 82.424 \text{tm}$$

Impacto

$$I = 15 / (L + 38) = 15 / (20 + 38) = 0.26$$

Donde: L = Luz = 20.0

Viga Interior

$$MI = Ml \times I = 81.746 \times 0.26 = 21.254 \text{tm}$$

Viga exterior

$$MI = Ml \times I = 82.424 \times 0.26 = 21.430 \text{tm}$$

Total

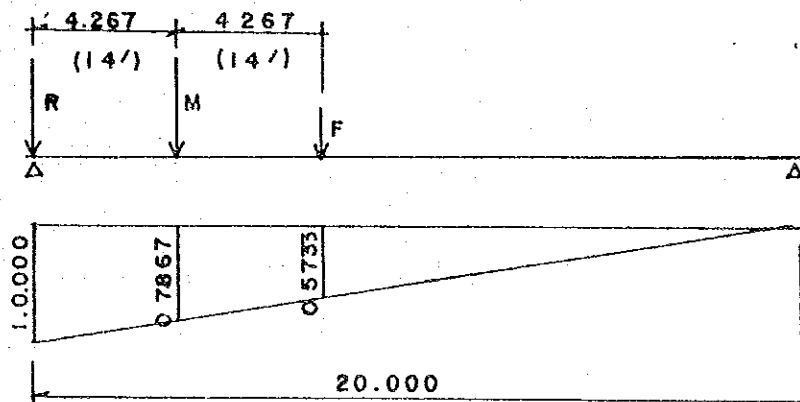
Viga Interior

$$M(l+I) = Ml + MI = 81.746 + 21.254 = 103.000 \text{tm}$$

Viga Exterior

$$M(l+I) = Ml + MI = 82.424 + 21.430 = 103.854 \text{tm}$$

3) Esfuerzo Cortante (Reacción)



Viga Interior

$$Sl = 9.524 \times (1.0 + 0.7867) + 2.381 \times 0.5733 = 18.382 \text{t}$$

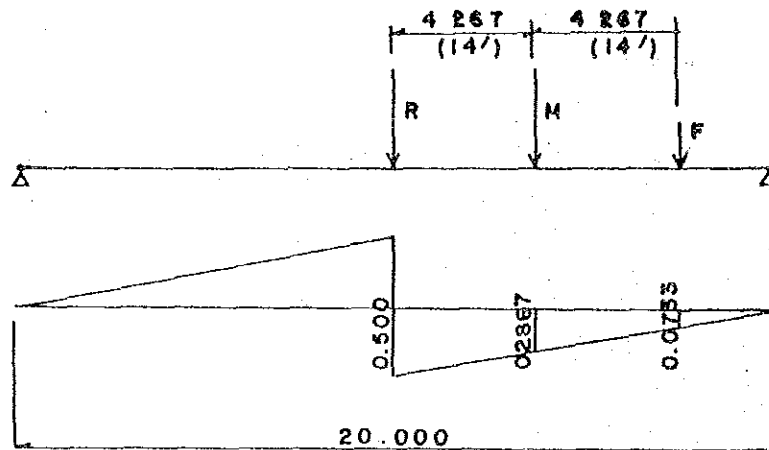
Viga Exterior

$$Sl = 9.603 \times (1.0 + 0.7867) + 2.401 \times 0.5733 = 18.534 \text{t}$$

Impacto

Viga Interior
 $SI = S1 * I = 18.382 \times 0.26 = 4.779t$
Viga Exterior
 $SI = S1 * I = 18.534 \times 0.26 = 4.819t$
Total
Viga Interior
 $S(1+I) = S1 + SI = 18.382 + 4.779 = 23.161t$
Viga Exterior
 $S(1+I) = S1 + SI = 18.534 + 4.819 = 23.353t$

4) Esfuerzo Cortante en el centro del tramo



Viga Interior
 $SI = 9.524 \times (0.500 + 0.2867) + 2.381 \times 0.0733 = 7.667t$
Viga Exterior
 $SI = 9.603 \times (0.500 + 0.2867) + 2.401 \times 0.0733 = 7.731t$
Impacto
Viga Interior
 $SI = 7.667 \times 0.26 = 1.993t$
Viga Exterior
 $SI = 7.731 \times 0.26 = 2.010t$
Total
Viga Interior
 $S(1+I) = 7.667 + 1.993 = 9.660t$
Viga Exterior
 $S(1+I) = 7.731 + 2.010 = 9.741t$

2) Momento Flector y esfuerzo cortante debido a la Carga Muerta (al centro del tramo)

Momento Flector)

(Viga Interior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$\begin{aligned} Md1 &= 1/8 * Wd * l^2 + P1 * a \\ &= 1/8 * 0.694 * 20.0^2 + 0.625 * 0.600 &= 35.075tm \end{aligned}$$

Diafragmas Intermedios

$$Md2 = 1/2 * P3 * l = 1/2 * 0.789 * 20 = 7.890t$$

Losa

$$Md3 = 1/8 * Ws * l^2 = 1/8 * (0.898) * 20^2 = 44.900tm$$

Capa de rodadura y barandado

$$Md4 = 1/8 * W * l^2 = 1/8 * 0.171 * 20^2 = 8.550t$$

(Viga Exterior)

Viga Principal (con ensanche de la viga final)

$$Md1 = 35.075tm$$

Diafragmas Intermedios

$$Md2 = 1/2 * 0.395 * 20 = 3.950tm$$

Losas

$$Md3 = 1/8 * 1.028 * 20^2 = 51.400tm$$

Capa de rodadura y Barandado

$$Md4 = 8.550tm$$

3) Esfuerzo Cortante

(Viga Interior)

Viga Principal (con sobreancho en los extremos)

$$Sd1 = 1/2 * Wg * l + P1 = 1/2 * 0.694 * 20 + 0.625 = 7.565t$$

Diafragmas

$$Sd2 = P2 + 3/2 * P3 = 1.370 + 3/2 * 0.789 = 2.554t$$

Losa

$$Sd3 = 1/2 * Ws * l = 1/2 * 0.898 * 20.0 = 8.980t$$

Capa de rodadura y barandado

$$Sd4 = 1/2 * W * l = 1/2 * 0.171 * 20.0 = 1.710t$$

$$\text{Total} = 20.809t$$

(Viga Exterior)

Viga Principal

Sd1 = = 7.565t

Diafragmas

Sd2 = $1.027 + 3/2 \times 0.395$ = 1.620t

Losa

Sd3 = $1/2 \times 1.028 \times 20$ = 10.280t

Capa de rodadura y barandado

Sa4 = $1/2 \times 0.171 \times 20.0$ = 1.710t

Total = 21.175t

5.3.4 Momento Flector y Esfuerzo Cortante debido a la Carga Viva

1) Carga viva

Viga Interior

La proporción de carga sobre las ruedas, delantera y trasera, en vigas interiores esta dada en forma aproximada por la fórmula $S/5.5 (=1.3123)$ (AASHTO 3.23.2)

Carga en la ruedas para el camión tipo (HS20-44)

Carga sobre el eje delantero

$4000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123$ = 2381kgs.

Carga sobre el eje medio o trasero

$16000\text{lbs} \times 0.4536 \times 1.3123$ = 9524kgs.

5.3.5. Valores Totales del Momento Flector y del Esfuerzo Cortante

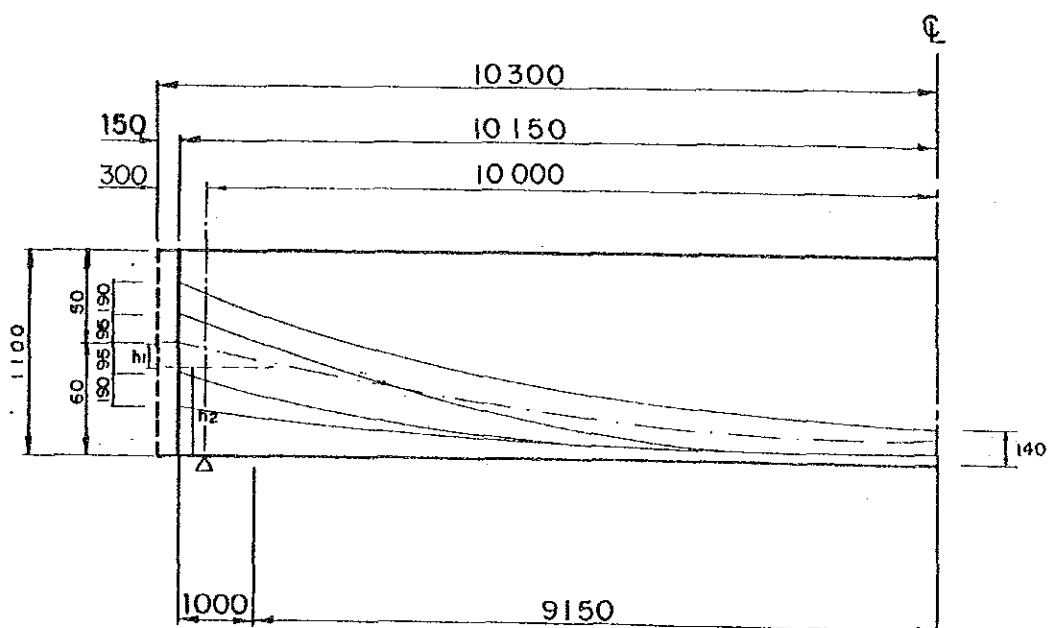
	Viga Exterior		Viga Interior	
	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)	Momento Flector (tm)	Esfuerzo Cortante (t)
Viga Principal	35.075	7.565	35.075	7.565
Diafragmas y Losa	55.350	11.900	52.790	11.534
Capa de Rodadura y Barandado	8.550	1.710	8.550	1.710
Carga Viva	103.854	23.353	103.000	23.161
Total	202.829	44.528	199.415	43.970

5.3.6 Tensiones de Flexión

	Momento flector ($\times 10^5$ Kg·cm)	Modulo de la sección W ($\times 10^5$ Kg/cm ³)	Tensiones de flexión en el hormigón				Cable de pretensado C. G. S. (Kg/cm ²)
			Los a	Viga			
			T. F. S.	T. F. S.	B. F. S.	C. G. S.	
Viga	35.075	$W_1 = 0.717$ $W_2 = 0.688$ $W_3 = 0.917$		48.9	-51.0	-38.2	
Losa y diafragma	55.350	$W_1 = 0.736$ $W_2 = 0.766$ $W_3 = 1.035$		75.2	-72.3	-53.5	357
Barandados y copa de rodadura	8.550	$W_L = 2.495$ $W_1 = 4.239$ $W_2 = 1.202$ $W_{ca} = 1.437$	3.4	2.0	-7.1	-5.9	39
Carga viga	103.854	$W_L = 2.495$ $W_1 = 4.239$ $W_2 = 1.202$ $W_{ca} = 1.437$	41.6	24.5	-86.4	72.3	482

Donde : T.F.S. = Tensión en la fibra superior
 B.F.S. = Tensión en la fibra inferior
 C.G.S. = Centro de gravedad de cable de pretensado

5.3.7 Disposición de los cables de Pretensado



$$\tan \alpha = \frac{h1}{100} = \frac{2(h2 - 14.0)}{915}$$

$$h1 + h2 = 60.0 \quad h1 = 60.0 - h2$$

$$\frac{60.0 - h2}{100} = \frac{2(h2 - 14.0)}{915}$$

$$h2 = 51.75\text{cm}, \quad h1 = 60.0 - 51.75 = 8.25$$

$$\tan \alpha = \frac{8.25}{100} = 0.0825 \quad \alpha = 4^\circ 42' 58''$$

Longitud en el centro de gravedad del eje de cables

$$\lambda_1 = \sqrt{8.25^2 + 100^2} = 100.34\text{cm}$$

$$\lambda_2 = \left\{ 1 + \frac{8}{3} \left(\frac{51.75 - 14}{2 \times 915} \right)^2 \right\} \times 915 = 916.04$$

$$\Sigma \lambda = 1016.38\text{cm}$$

5.3.8 Tensiones inmediatamente después del Pretensado

Asumiendo una tensión inicial de pretensado.

$f_i = 12300\text{kg/cm}^2$ en el cablaje.

1) Reducción por fricción entre cable y vaina...AASHTO

9.16.1

$$f_o = f_i(1 - KL - u\alpha)$$

$$= 12300 (1 - 0.00492 \times 10.164 - 0.0823 \times 0.25)$$

$$= 11432\text{kg/cm}^2$$

$$\text{Donde } K = 0.0015/f_i, \quad u = 0.25$$

$$(k = 0.00492/\text{m})$$

$$\alpha = 4^\circ 42' 58'' = 0.0823\text{rad}$$

2) Pérdidas por hundimiento de anclaje

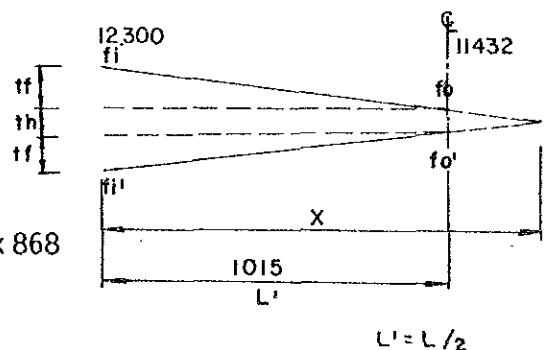
$$x = \sqrt{\frac{h \cdot E_s \cdot \lambda^3}{t_f}}$$

$$x = \sqrt{\frac{0.6 \times 2 \times 10^6 \times 1015}{868}} = 1185(\text{cm})$$

$$x = 11.89(\text{m}) > \lambda$$

$$t_h = \frac{2E_s}{x} - 2t_f = \frac{2 \cdot 2 \times 10^6 \times 0.6}{1135} - 2 \times 868$$

$$t_h = 289.30(\text{kg/cm}^2)$$



Entonces:

$$fo' = fo - th = 11432 - 289.3$$
$$fo = 11143(\text{kg/cm}^2)$$

3) Pérdida por acortamiento eléctrico del hormigón
AASHTO 9.16.2

$$ES = 0.5 \frac{Es}{Ec} f_{cir}$$

$$\frac{Es}{Ec} = \frac{2.0 \times 10^6}{3.0 \times 10^5} = 6.67$$

$$f_{cir} = \frac{Fo}{Aco} + \frac{Foe}{Wcog} - \frac{Mge}{I}$$

$$fo = N \cdot fo \cdot Ap1 = 4 \times 5.9226 \times 11143$$
$$= 263982 \text{kg/cm}^2$$

$$Api = 6V/2 = 5.9226 \text{cm}^2$$

$$N = 4$$

$$\frac{Mge}{I} = 38.2 \text{kg/cm}^2 \text{ (Ver Tabla Cap. 5.3.6)}$$

$$f_{cir} = \frac{263982}{2811} + \frac{263982 \times 42.1}{0.917 \times 10^5} - 38.2$$
$$= 177 \text{kg/cm}^2$$

$$Es = 0.5 \times 6.67 \times 177 = 590 \text{kg/cm}^2$$

Donde:

Es = Módulo de Elasticidad
del acero pretensado
 $= 2.0 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

Ec = Módulo de Elasticidad
del hormigón
 $= 3.0 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$

f_{cir} = Tensiones en el
Hormigón a nivel del
centro de gravedad de
los cables por efecto
del pretensado, y la
carga muerta de la
viga, inmediatamente
después de la
transferencia del
pretensado.

4) Tensión en el cable inmediatamente después de
pretensado

$$f_{pi} = fo - Es = 11143 - 590$$
$$= 10553 \text{kg/cm}^2 < 13200 \text{kg/cm}^2$$

5) Tensiones en el hormigón, inmediatamente después de
aplicado el pretensado.

- Fuerza de pretensado

$$Ft = N \cdot F_{pi} \cdot Ap$$
$$= 4 \times 10553 \times 5.9226 \text{m}^2 = 250000 \text{kg}$$

- Tensión de fracción en la fibra superior

$$fct' = \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \times e}{Wco} = \frac{250000}{2811} + \frac{250000 \times (-42.1)}{0.7171 \times 10^5}$$
$$= - 57.8 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensión de compresión en la fibra inferior

$$fct = \frac{Ft}{Aco} - \frac{Ft \times e}{Wco} = \frac{250000}{2811} - \frac{250000 \times (-42.1)}{0.688 \times 10^5}$$
$$= 241.9 \text{ kg/cm}^2$$

- Tensión a nivel del centro de gravedad de los cables de pretensado

$$fctg = \frac{Ft}{Aco} + \frac{Ft \times e}{Wcog} = \frac{250000}{2811} + \frac{250000 \times (-42.1)}{- 0.917 \times 10^5}$$
$$= 203.7 \text{ kg/cm}^2$$

5.3.9 Cálculo del pretensado efectivo

1) Pérdidas diferidas: según AASHTO, tabla 9.16.2.2

$$\Delta fs = 33000(\text{psi}) = 2320 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

2) Tensión efectiva en el cable de pretensado (fpe)

$$fpe = fo' - \Delta fs = 11143 - 2320$$

$$fpe = 8823 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Coeficiente efectivo:

$$n = fpc/fpi = 8823/10553 = 0.836$$

3) Tensiones y fuerza por efecto del pretensado efectivo:

- Tensión de tracción en la fibra superior (fce')

$$fce' = fct' \times n = 57.8 \times 0.836 = - 48.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Tensión de compresión en la fibra interior (fce)

$$fce = fct \times n = 241.9 \times 0.836 = 202.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Fuerza efectiva de pretensado (Ft)

$$Ft = Ft' \times n = 250000 \times 0.836 = 209000 \text{ (kg)}$$

5.3.10 Combinación de tensiones por flexión

Unidad: Kg/cm²

	Secciones de Hormigón					Cable de Pretensado
	Inmediatamente Después de Pretensado		En el Momento de Actuar la Carga de Servicio			c.g.s.
	T.F.S.	B.F.S.	L o s a V i g a			
			T.F.S.	T.F.S.	B.F.S.	
① Inmediatamente Después de Pretensado	-57.8	241.9				10.553
② Pretensado Efectivo				-48.3	202.2	8823
③ V i g a	48.9	-51.0		48.9	-51.0	0
④ Losa y Diafragma				75.2	-72.3	357
⑤ Barandado y Capa de Rodadura			3.4	2.0	-7.1	39
⑥ Carga Viva			41.6	24.5	-86.4	482
I ① + ③	-8.9 > -15	190.9 < 192				10553 < 13200
II ② + (③ ~ ⑥)			450 < 80	102.3 < 140	-14.6 > -15	9701 < 12800
III 2 + (③ ~ ⑥)						

5.3.11 Verificación en la etapa última

Armado de Pretensado As

$$4 \times 5.9226 = 23.690 \text{ cm}^2$$

Area de sección de viga (L/2):

$$A = 0.289 + 1.694 \times 0.17 = 0.5770 \text{ m}^2$$

Resistencia a la rotura del acero

$$f_s' = 18900 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia característica del hormigón a la rotura

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

Altura útil

$$d_1 = 0.140 \text{ m}, \quad d = 1.27 - 0.14 = 1.130 \text{ m}$$

Momento por CM 98.975tm

Momento por CV+I 103.854t*m

Ancho efectivo de ala (b)

$$b = B \times E_c(\text{Losa})/E_c(\text{Viga}) = 220 \times 0.77 = 169.40\text{cm}$$

Cuantía del acero de pretensado

$$p^* = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{23.690}{169.40 \times 113.0} = 1.2376 \times 10^{-3}$$

Tensión del acero pretensado en el estado límite último

$$\begin{aligned} f_{su} &= f_s' (1 - 0.5 p^*(f_s'/f_c')) \\ &= 18,900 (1 - 0.5 \times 1.2376 \times 10^{-3} \times (18900/350)) \\ &= 18268.5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Índice de armadura

$$\begin{aligned} q &= p^*(f_{su}/f_c') = 1.2376 \times 10^{-3} \times (18268.5/350) \\ &= 0.0646 < 0.30 \text{ subarmado, falla el acero} \end{aligned}$$

Vemos si el eje neutro cae dentro de la losa

$$\begin{aligned} c &= 1.4dq = 1.4 \times 1.130 \times 0.0696 \\ &= 0.102 = 10.2\text{cm} < 17\text{cm} = t \end{aligned}$$

Trabaja como sección rectangular

Momento último resistente:

$$\begin{aligned} M_u &= A_s * f_{su} * d(1 - 0.6q) \\ &= 23.690 \times 18268.5 \times 1.130 (1 - 0.6 \times 0.0646) \\ &= 470087\text{kg} \\ &= 470.0(\text{T}\cdot\text{m}) \end{aligned}$$

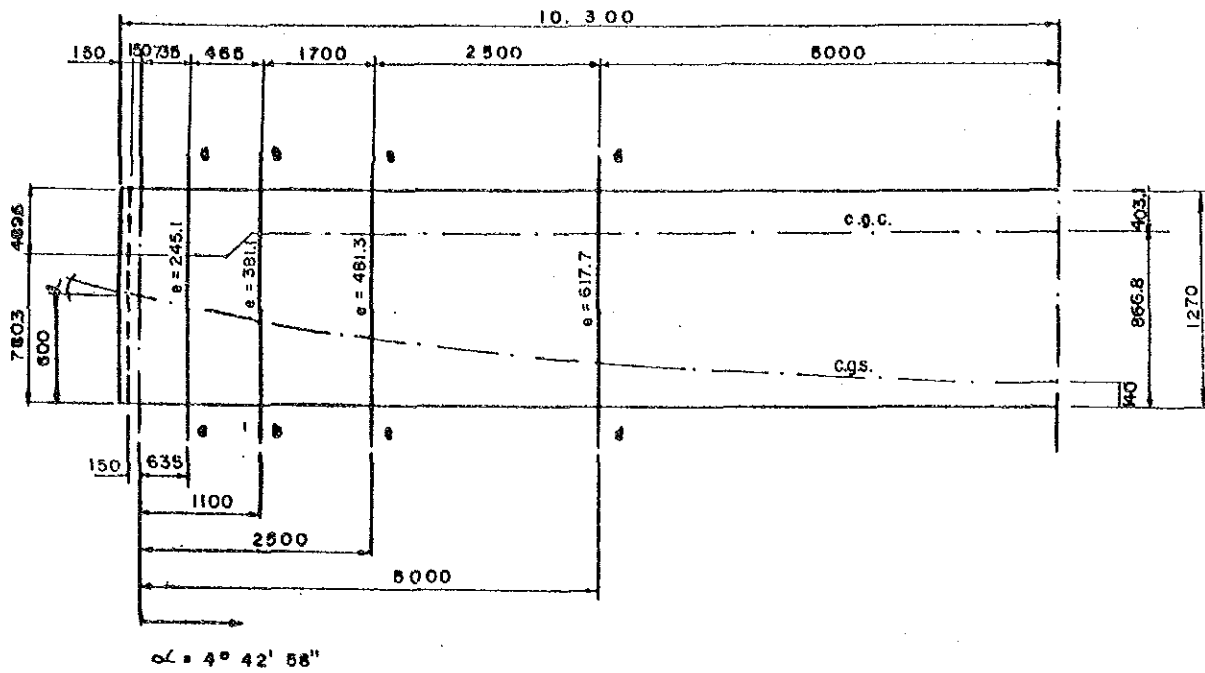
Momento último solicitante:

$$\begin{aligned} M_s &= (1.30/0.95) \times [M_{cm} + 1.67 M(L+I)] \\ &= 1.30/0.95 [98.975 + 1.67 \times 103.854] \\ &= 372.8 (\text{T}\cdot\text{m}) < M_u \end{aligned}$$

Cumple que $M_u > M_s$

$$F = (M_u/M_s) = 1.26$$

5.3.12 Momento Flector y Tension de Corte de cada Seccion se Variara en Forma Parabolica y Rectilinea



C o r t e

		Corte en el Apoyo	a - a	b - b	c - c	d - d	ℓ
Viga Principal	S _{do}	7.565	7.085	6.733	5.674	3.873	0
Diagrama y Losa (Mde)	S _{d1}	(10.280)	(9.627)	(9.149)	(7.710)	(5.140)	0
Capa de Rodadura Barandado	S _{d2}	1.710	1.601	1.522	1.283	0.855	0
Carga Viva (Ml) S _e		23.353	22.489	21.856	19.950	16.547	9.741

M o m e n t o

		a - a	b - b	c - c	d - d	ℓ
Viga Principal	M _{do}	4.313	7.292	15.345	26.306	35.075
Diagrama y Losa (Mde)	M _{d1}	6.806	11.507	24.216	41.513	55.350
Capa de Rodadura Barandado	M _{d2}	1.051	1.778	3.741	6.413	8.550
Carga Viva (M) M _{dℓ}		12.771	21.591	45.436	77.891	103.854

3.13. Verificación de Tensiones Flectores en otras secciones:

Unidad Kg./cm²

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección b - b		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 2890cm ² e = - 6.40	---	53.9	90.7
Viga principal	7.292	W ₁ = 0.726x10 ⁵	---	10.0	-10.0
Losa y diafragma	11.507	W ₂ = -0.727x10 ⁵	---	15.8	-15.8
Capa de rodadura Barandado	1.778	W ₃ = 2.453x10 ⁵ W ₁ = 4.240x10 ⁵	0.7	0.4	- 1.6
Carga viva	21.591	W ₂ = -1.141x10 ⁵	8.8	5.1	-18.9
Total			9.5 < 80	85.2 < 140	44.4 > -15

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección c - c		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 2890 e = -16.42	---	25.0	119.5
Viga principal	15.345	W ₁ = 0.726x10 ⁵	---	21.1	- 21.1
Losa y diafragma	24.216	W ₂ = 0.727x10 ⁵	---	33.4	- 33.3
Capa de rodadura Barandado	3.741	W ₃ = 2.453x10 ⁵ W ₁ = 4.240x10 ⁵	1.5	0.9	- 3.3
Carga viva	45.436	W ₂ = -1.141x10 ⁵	18.5	10.7	- 39.8
Total			20 < 80	91.1 < 140	22.0 > -15

	M (t.m.)	W (cm ³)	Sección d - d		
			Losa T.F.S	Viga	
				T.F.S	B.F.S
Pretensado efectivo	$\frac{P + Pe}{A - W_{1,2}}$	A = 2890 e = -30.06	---	- 14.2	158.7
Viga principal	26.306	W ₁ = 0.726x10 ⁵	---	36.2	- 36.2
Losa y diafragma	41.513	W ₂ = 0.727x10 ⁵	---	57.2	- 57.1
Capa de rodadura Barandado	6.413	W ₃ = 2.453x10 ⁵ W ₁ = 4.240x10 ⁵	1.9	1.1	- 5.6
Carga viva	77.891	W ₂ = -1.141x10 ⁵	31.8	18.4	- 68.3
Total			33.7 < 80	98.7 < 140	-8.5 > - 15

5.3.14. Diseño por corte en Etapa Ultima: (h/2)

$$V_u < \phi (V_c + V_s) \quad \dots \text{AASHTO 9.20.13}$$

Calculamos: V_u

$$V_u = (1.3/\phi) * (V_{cm} + 1.67V_{cv}) \dots \text{AASHTO Tabla 3.22.1.A}$$

$$\text{Donde: } \phi = 0.9$$

$$V_{cm} = S_{do} \sim S_{di} = 19.83t$$

$$V_{cv} = S_e = 22.489t$$

$$V_u = (1.3/0.9) * (19.83 + 1.67 * 22.489) \\ = 82.892t$$

Resistencia de Corte proporcionada por el concreto

Se tomará el menor de los valores V_{ci} y V_{cw}

$$V_{ci} = 0.6 \sqrt{f_c'} * b * d + V_d + V_i * \frac{M_{cr}}{M_{max}} > 1.7 \sqrt{f_c'} * b * d \quad (\text{psi})$$

$$\text{con } d > 0.8h = 101.6\text{cm}$$

$$d = 24.51 + 48.96 = 73.47\text{cm} < 0.8h$$

La profundidad efectiva es: $d = 101.6\text{cm}$

La excentricidad es: $e = 24.51\text{cm}$

Tensión en el hormigón en la fibra interior, debido solo al pretensado efectivo

$$f_{pe} = - \frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{eY_2}{R^2} \right)$$

Donde:

$$P = 8823 \times 5.9226 \times 4$$

$$= - \frac{209020}{7939.8} \left(1 + \frac{24.51 \times 78.03}{1583.3} \right) = 209020\text{kg}$$

$$= 58.13 \text{ kg/cm}^2$$

Tensión en la fibra inferior de la viga por peso propio

$$f_d = \frac{M_o * Y_2}{I_c} = \frac{11.119 \times 10^5 \times 78.03}{12571845.8} = 6.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Donde: } M_o = M_{do} + M_{d1} = 4.313 + 6.806 = 11.119t * m$$

Por consiguiente:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (I/Y_1) * (1.6\sqrt{f_{c'}} + f_{pe} - f_d) \\ &= \frac{12571845.8}{48.96} (1.6\sqrt{350} + 58.00 - 6.90) \\ &= 20840930 \text{ kg*cm} \\ &= 208.4 \text{ t*m} \end{aligned}$$

El cortante y el momento por carga muerta sobrepuesta y carga viva, en la sección $x = 0,835$ (m) es:

$$\begin{aligned} M_{max} &= (1.30/0) * (M_{d2} + 1.67M_1) \\ &= (1.30/0.95) * (1.051 + 1.67 * 12.771) \\ &= 30.62 \text{ t.m} \\ V_i &= (1.30/0) * (S_{d2} + 1.67 * S_1) \\ &= (1.30/0.9) * (1.601 + 1.67 * 22.489) \\ &= 56.56 \text{ t} \end{aligned}$$

El valor de V_{ci} ($b' = 50$ cm) es:

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.16 \sqrt{f_{c'}} * b' * d + V_d + (V_i * M_{cr}) / M_{max} \\ &= 0.16 \sqrt{350} * 50 * 101.6 + 18.229 * 10^3 + \frac{56.56 * 10^3 * 208.4 * 10^5}{30.62 * 10^5} \\ &= 418323 \text{ kg} \quad \text{Donde } V_d = S_{d0} + S_{d1} \\ &= 418.4 \text{ t} > 49.5 \text{ t} \quad \quad \quad = 18.229 \text{ t} \end{aligned}$$

Límite inferior es: $0.45 \sqrt{f_{c'}} * b * d$

$$= 0.45 \sqrt{350} * 50 * 101.6 = 42767 \text{ kg} = 42.8 \text{ t}$$

Determinamos V_{cw} :

$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f_{c'}} + 0.3 f_{pe}) * b' * d + V_p$$

$$\text{Donde } f_{pe} = P/A_c = 209000 / 7939.8 = 26.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} V_p &= p * \text{sen} = 209000 * \text{sen } 42'58'' \\ &= 17184 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= (0.93 \sqrt{350} + 0.3 * 26.3) * 50 * 101.6 + 17184 \\ &= 145650 \text{ kg} \\ &= 145.7 \text{ t} \end{aligned}$$

Tomamos el menor valor entre V_{ci} y V_{cw} :

$$V_c = 145.7 \text{ t} > V_u = 82.892 \text{ t}$$

$$F = V_c / V_i = 1.76$$

Seccion	b - b	c - c	d - d
Vcm (t)	18.864	15.882	10.687
Vcv (t)	21.856	19.950	16.547
Vu (t)	79.970	71.065	55.352
d (cm)	84.42 101.6	94.44 101.6	108.08 101.6
e (cm)	38.11	48.13	61.77
I (cm ⁴)	9887271	9887271	9887271
Y1 (cm)	40.31	40.31	40.31
Y2 (cm)	86.68	86.68	86.68
Mo (tm)	18.799	39.561	67.819
fpe (Kg/m ²)	106.1	124.4	149.4
fd (Kg/m ²)	16.5	34.7	59.5
Mcr (tm)	293.2	293.4	293.9
Mmax (tm)	51.8	109.0	186.8
Vl (t)	54.9	50.0	41.2
Vd (t)	17.324	14.599	9.823
Vcl (t)	333.5	154.7	80.5
fpe (Kg/m ²)	36.2	36.2	36.2
Vp (Kg/m ²)	16237	13683	9122
Vcw (t)	67.9	65.4	64.1
Vc (Vcl, Vcw)	67.9	65.4	64.1
Av (cm ²)	∅13 x 2 = 2.58	2.58	2.58
fay (Kg/m ²)	4200	4200	4200
S (cm)	30	30	30
Vs (t)	36.7	36.7	39.0
Vc + Vs (t)	104.6	102.1	103.1
F = (Vc + Vs)/Vu	1.31	1.44	1.86

5.3.15 Tensión de corte último horizontal en la porción de contacto

Donde:

$$v_t = \frac{V_u \cdot Q}{I \cdot b}$$

V_u = Corte total, después que haya sido efectuado la porción vaciado en sitio.

Q = Momento estático de Area de sección transversal de la porción vaciado en sitio, tomado sobre el eje central de la sección compuesta.

I = Momento de Inercia de sección compuesta.

b = Ancho de área de contacto entre la viga y porción

$$V_u = \frac{1.3}{0.9} (Sd_1 + Sd_2 + 1.67 SL)$$

		a — a	b — b	c — c	d — d
V_u	t	70.467	68.135	61.114	48.574
Q	cm ³	116516.7	91606.4		
b	cm	46			
I	cm ⁴	0.126 x 10 ⁸	0.989 x 10 ⁷		
v_t	kg/cm ²	14.2	13.7	12.3	9.8
v_{tu}	kg/cm ²	10.5			

5.3.16 Deflexión (S)

La deflexión es dada por la siguiente fórmula:

$$S = \frac{5 * M * l^2}{48EI}$$

	M(t-m)	E(t/m)	l(m)	S(mm)
Viga	35.075	3.0×10^6	0.040	12.2
Diaphragma y Losa	55.35	3.0×10^6	0.040	19.2
Capa de Rodadura y Barandado	8.55	2.6×10^6	0.099	1.4
Carga Viva	103.854	2.6×10^6	0.099	16.8
Pretensado Inicial	250.0 x 0.421	3.0×10^6	0.040	-36.5
Pretensado Efectivo	209.0 x 0.421	3.0×10^6	0.040	-30.6

Asumiendo el coeficiente de fluencia de $Y1 = 2.6$ antes del vaciado de losa y $Y2 = 1.6$ después del vaciado, la deflexión por fluencia es como sigue

(Antes del vaciado de losa)

$$S_{91} = (2.6 - 1.6) \times (12.2 - 36.5) = -24.3 \text{ mm}$$

(Después del vaciado de losa)

$$S_{92} = 1.6 \times (12.2 + 19.2 + 1.4 - 30.6) = 3.5 \text{ mm}$$

a) Inmediatamente después del pretensado

$$S = 12.2 - 36.5 = 24.3 \text{ mm}$$

b) Inmediatamente después del vaciado

$$S = 12.2 - 36.5 + 19.2 - 24.3 = 24.4 \text{ mm}$$

c) En el momento de actuar la carga muerta

$$S = 12.2 + 19.2 + 1.4 - 30.6 + 3.5 - 24.3 = -18.6 \text{ mm}$$

d) Deflexión por carga viva

$$S_e/l = 16.8/20000 = 1/1190$$

5.4 Apoyo de Neopreno y Junta de Expansion

1. Deformación de la viga

a) Deformación de la fluencia y debido ala retruccion

$$\Delta l_s = 20 \cdot \alpha \cdot l \cdot \beta$$

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \phi \cdot l \cdot \beta$$

Donde

E_c : módulo de young del homigón (Kg/cm²)

P_t : Pretensado inicial (Kg)

A_c : Area de Homigón (cm²)

ϕ : módulo de fluencia: 2.0

β : 0.60

α : módulo de retracion: 10×10^{-6}

l : Longitud de Tramo = $0.60 \times$ Tramo Longitud

	UNIDAD	Tramo 20m	Tramo 25m	Tramo 30m
E_c	Kg/cm ²	3.0×10^5	3.0×10^5	3.0×10^5
P_t	Kg	250000	337000	395970
A_c	cm ²	2890	3540	4112
l (Tramo $\times 0.6$)	cm	1200	1500	1800
β		0.6	0.6	0.6
Δl_s	cm	0.14	0.18	0.22
Δl_c	cm	0.42	0.57	0.69

b) Deformación

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l$$

Donde :

ΔT : Diferencia de temperatura = $\pm 20^\circ\text{C}$ ($45^\circ \sim 5^\circ$)

α : 10×10^{-6}

l : Longitud de Tramo

	UNIDAD	Tramo 20m	Tramo 25m	Tramo 30m
l	cm	1200	1500	1800
Δl_t	cm	0.24	0.30	0.36

c) Deformación debido a la losa, bordillo y barandado

$$\Delta l_a = \frac{2}{3} (1 + \phi/2) \cdot \frac{E_a}{E_c} \cdot l$$

Tramo	m	20	25	30
F _a	Kg/cm ²	79.4	79.2	84.4
Δl _a	cm	0.37	0.46	0.60

Donde :

F_a : Tensión en la fibra inferior por efecto de la losa, bordillo y barandado.

Δl_a : Modulo de fluencia (inicial) = 2.2

2. Dimensionamiento del Apoyo de Neopreno

1) Reacción de la Superestructura

a) Carga muerta (ver: 5.4)

	20.0m	25.0m	30.0m
Rd (Total)	86.48	115.88	147.28
Rd (una viga)	21.62	28.97	36.82

unidad: ton

b) Máxima Reacción de carga viva una viga

	20 m	25 m	30 m
Re (una viga)	23.353	23.744	23.861

unidad: ton

c) Reacción de la superestructura

	20 m	25 m	30 m
R=Rd+Re	44.973	52.714	60.681

unidad: ton

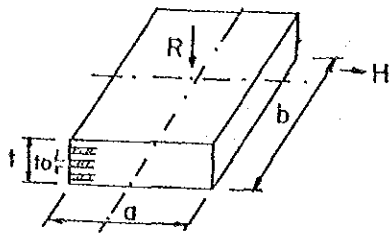
2) Fuerza Longitudinal

	20 m	25 m	30 m
Carga viva	2.521	2.990	3.279
Viento para Superestructura	1.850	2.610	3.479
Viento para carga	1.226	1.523	1.821
Total	5.327	7.123	8.579
Una viga	1.332	1.781	2.145

unidad: ton

3) Características de Neopreno

4) Dimensionamiento en planta



Asumiendo: $a \times b \times t$ (cm)

$$F = \frac{R}{a \times b} \leq F_a = 135 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$V_n = 1.5 \frac{F}{S} < V_a = 3G = 30 \text{ kg/cm}^2$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
$a \times b \times t$ (t)	cm	20x25x2.8 (0.8)	20x30x3.0 (1.0)	20x35x3.6 (0.8)	
R	kg	45.0×10^3	52.7×10^3	60.7×10^3	
F	kg/cm ²	90.0	87.8	86.7	<135kg/cm ²
S	-	6.94	6.0	7.95	
V _n	kg/cm ²	19.5	22.0	16.4	<30kg/cm ²

5) Dimensionamiento del espesor

Condición de dislocamiento lento

$$U_l = \Delta l_f + \Delta l_b + \Delta l_t + \Delta l_d$$

donde $T = n \times t$

$$V_{ul} = G \times \frac{U_l}{T} < 0.5 G = 5 \text{ kg/cm}^2$$

$$H_{ul} = V_{ul} \times a \times b$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
U _l	cm	0.43	0.59	0.67	
T	cm	1.6	2.0	2.4	
V _{ul}	kg/cm ²	2.7	3.0	2.8	<5kg/cm ²
H _{ul}	kg	1350	1800	1960	

Condición por la fuerza horizontal, aplicada rápidamente: H_r

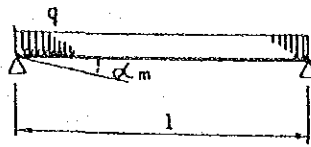
$$V_{Hr} = \frac{H_r}{a \times b}, \quad U_r = \frac{V_{Hr}}{G} \times T, \quad T_{on} = \frac{U_l}{T} + \frac{H_r}{2 \times G \times a \times b} < 0.7$$

$$H_r = 1/2 (\text{Fuerza Longitudinal}) \quad G = 2G = 20 \text{ kg/cm}^2$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
H _r	kg	666	891	1073	
V _{Hr}	kg/cm ²	1.33	1.49	1.53	
V _r	cm	0.11	0.15	0.18	
T _{on}	rad	0.33	0.37	0.36	< 0.7

Condición de rotación

Carga muerta



$$n = \frac{q \times l^3}{24EI}$$

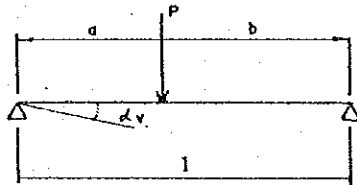
donde: $q = \frac{2 \text{ Rd}}{l}$

E = Módulo de elasticidad = $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

I = Momento de Inercia (cm⁴)

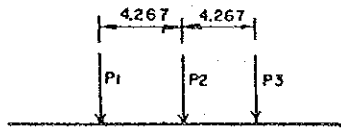
	Unidad	20 m	25 m	30 m
Rd	kg	21.620	28.970	36.820
q	kg/cm	21.62	23.18	24.55
I	cm ⁴	0.40×10^7	0.676×10^7	1.088×10^7
m	rad	0.0060	0.0074	0.0085

Carga Viva



$P_1 = P_2 = 9.603t$ $P_3 = 2.401t$

$$\alpha_v = \frac{P \times l \times b}{6EI} \left(1 - \frac{b^2}{l^2}\right)$$



	Unidad	20 m	25 m	30 m
I	cm ⁴	1.03×10^7	1.708×10^7	2.49×10^7
b1	cm	1304.7	1554.7	1804.7
b2	cm	878.0	1128.0	1378.0
b3	cm	451.3	701.3	951.3
1	rad	0.00078	0.00074	0.00074
2	rad	0.00073	0.00070	0.00070
3	rad	0.00011	0.00013	0.00014
r	rad	1.62×10^{-3}	1.57×10^{-3}	1.58×10^{-3}
= n+ v		0.0076	0.0090	0.0101

$$\alpha' = \frac{\alpha}{n}$$

n: N^o de capas de Neopreno
to: Espesor de una capa

$$T = \frac{G}{2} \cdot \left(\frac{a}{t_0}\right)^2, \alpha' < 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

	Unidad	20 m (n=2)	25 m (n=2)	30 m (n=3)	
	rad	0.0038	0.0045	0.0034	
t ₀	cm	0.8	1.0	0.8	
T	kg/cm ²	11.9	9.0	10.6	<15kg/cm ²

7) Verificaciones diversas

a) V_t = V_n + V_{ul} + V_{lr} + V

5G = 50 kg/cm²

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
V _n	kg/cm ²	19.5	22.0	16.5	
V _{ul}	kg/cm ²	2.7	3.0	2.8	
V _{lr}	kg/cm ²	1.3	1.5	1.5	
T	kg/cm ²	11.9	9.0	10.6	
V _t	kg/cm ²	35.4	35.5	31.4	<50kg/cm ²

b) $\alpha' \leq \alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{3}{5} \times \frac{t_0^2}{a^2} \times \frac{F}{G}$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
S	-	6.94	6.0	7.95	
t ₀	cm	0.8	1.0	0.8	
F	kg/cm ²	90.0	87.8	86.7	
α ₀	rad	0.0062	0.0110	0.0166	
α'	rad	0.0038	0.0045	0.0034	

c) $l \geq \frac{a}{S} \times \frac{F}{F_e}$

l = Espesor de plancha

F_e = Limite elástico del acero = 2000kg/cm²

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
l	cm	0.13	0.15	0.13	< 0.2cm

$$d) \Pi < f \times N$$

$$f = 0.10 + \frac{6}{F}$$

$$\Pi = H_{ul} + H_r$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
f	-	0.167	0.168	0.169	
f R	kg	7515	8854	10258	
H _{ul}		1350	1800	1960	
H _r		666	891	1073	
Π		2016	2691	3033	< f R

$$e) a \geq 5 t$$

	Unidad	20 m	25 m	30 m	
t	cm	2.8	3.0	3.6	
5 t	cm	14.0	15.0	18.0	<a = 20cm =

3. Junta de Expansión

1) Cálculo de Deformación

(a) Deformación por Temperatura

$$\begin{aligned} \Delta l_t &= (T_{\max} - T_{\min}) \cdot \alpha \cdot l \\ \Delta l_t + &= (T_{\max} - T_{\text{set}}) \cdot \alpha \cdot l \quad \dots\dots\dots(5.19) \\ \Delta l_t - &= (T_{\text{set}} - T_{\min}) \cdot \alpha \cdot l \end{aligned}$$

Donde

- $\Delta l_t +$: Deformación por Temperatura
- $\Delta l_t -$:
- T_{\max} : Temperatura Máximo por Diseño = 45°C
- T_{\min} : Temperatura Mínimo por Diseño = 5°C
- T_{set} : Temperatura por Replanteo = 25°C
- α : Coeficiente de Expansión = 10×10^{-6}
- l : Longitud de viga (60% por Tramo)

(b) Deformación por Fluencia Ver: 5.4-1

$$\Delta l_s = 20 \times 10^{-5} \quad l$$

(c) Deformación Debido a la Retoracción (Δl_c) Ver: 5.4-1

(d) Deformación Debido a la losa, Bordilla y Borandado (Δl_d) Ver: 5.4-1

(e) Deformación por La Viva

	Unidad	Tramo 20m	Tramo 25m	Tramo 30m
l	m	1200	1500	1800
$l_t +$	m	0.24	0.30	0.36
$l_t -$	m	-0.24	-0.30	-0.36
l_s	m	-0.14	-0.18	-0.22
l_c	m	-0.42	-0.57	-0.69
l_d	m	0.34	0.46	0.60
l_e	m	(0.23)	(0.24)	(0.28)
Total $l_t +$	m	(0.28) 0.05	(0.25) 0.01	(0.33) 0.05
Total $l_t -$	m	(0.20) -0.43	(0.35) -0.59	(0.31) -0.67

6.5 Cargas para el diseño de la Infraestructura

1. Reacción de la Superestructura

1) Reacción debido a la Carga Muerta (Rd)

(Longitud de Tramo 30m)

Viga Interior

$$R_{di} = (30.60/30.0) \times 35.72 = 36.49t/viga$$

Viga Exterior

$$R_{do} = (30.60/30.0) \times 36.421 = 37.15t/viga$$

Reacción total por Carga Muerta

$$2 \times (36.49 + 37.15) = 147.28t$$

(Longitud de Tramo 25m)

Viga Interior

$$R_{di} = (25.60/25.0) \times 28.015 = 28.69t/viga$$

Viga Exterior

$$R_{do} = (25.60/25.0) \times 28.560 = 29.25t/viga$$

Reacción total por Carga Muerta

$$2 \times (28.69 + 29.25) = 115.88t$$

(Longitud de Tramo 20m)

Viga Interior

$$R_{di} = (20.60/20.0) \times 20.809 = 21.43t/viga$$

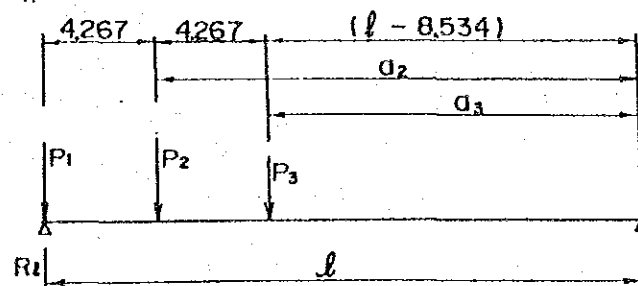
Viga Exterior

$$R_{do} = (20.60/20.0) \times 21.175 = 21.81t/viga$$

Reacción total por Carga Muerta

$$2 \times (21.43 + 21.81) = 86.48t$$

2) Reacción debido a la Carga Viva (Re)



Carga viva (1 faja de tráfico)

$$Rl' = P1 + P2 * a2 / l + P3 * a3 / l$$

$$P1 = P2 = 32000 \text{ lb} = 14.515 \text{ t}$$

$$Rl = Rl'(1+I)$$

$$P3 = 8000 \text{ lb} = 3.629 \text{ t}$$

Donde I = Impacto

l (m)	Rl' (t)	I	Rl (t/1 faja de tráfico)	Rl (t/2 fajas de tráfico)
30.0	29.562	0.22	36.066	72.13
25.0	28.943	0.24	35.889	71.78
20.0	28.013	0.26	35.296	70.59

3) Reacción Total

Unidad = t

Longitud de Tramo (m)	30.0	25.0	20.0
Carga Muerta (D)	147.28	115.88	86.48
Carga Viva (L+I)	72.13	71.78	70.59
Reacción Total	219.41	187.66	157.07

2. Fuerza Longitudinal

Fuerza Longitudinal debido a la Carga Concentrada:

$$26000 \text{ (LBS/10ft)}$$

$$CFc = 26000 \times 0.05 \times 2 \text{ carriles} = 1.179 \text{ t}$$

Fuerza Longitudinal debido a la Carga Uniforme:

$$640 \text{ (LBS/ft/10ft)}$$

$$= 0.3125 \text{ t/m}^2$$

$$CFu = 6 \times 0.3125 \times 0.05 \times 2 \times l$$

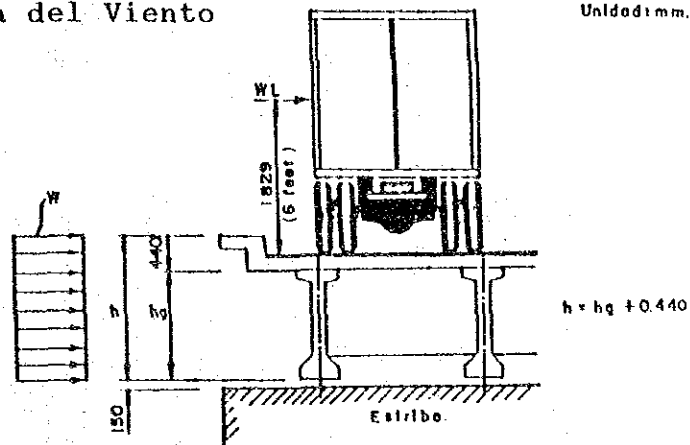
$$= 0.1875 \text{ l}$$

l	CFu	CFc+CFu	CF/Estribo
30.6	5.378	6.557	3.279
25.6	4.800	5.979	2.990
20.6	3.863	5.042	2.521

$$CF = (CFc + CFu) / 2$$

Se asume que el centro de gravedad de la Fuerza Longitudinal estará localizado a 6 pies sobre la superficie de la losa.

3. Fuerza del Viento



1) Fuerza Transversal

l (m)	h_g (m)	h (m)	$A=h \times l$ (m ²)	$W=w \times a$ (kg)	$WL=w \times l$ (kg)
20.600	1.100	1.540	31.724	7109	3065
25.600	1.300	1.740	44.544	9982	3809
30.600	1.500	1.940	59.364	13303	4553

Donde l = Longitud de viga

$$w = 224.1 \text{ kg/m}$$

$$w \times l = 148.8 \text{ kg/m}$$

2) Fuerza Longitudinal

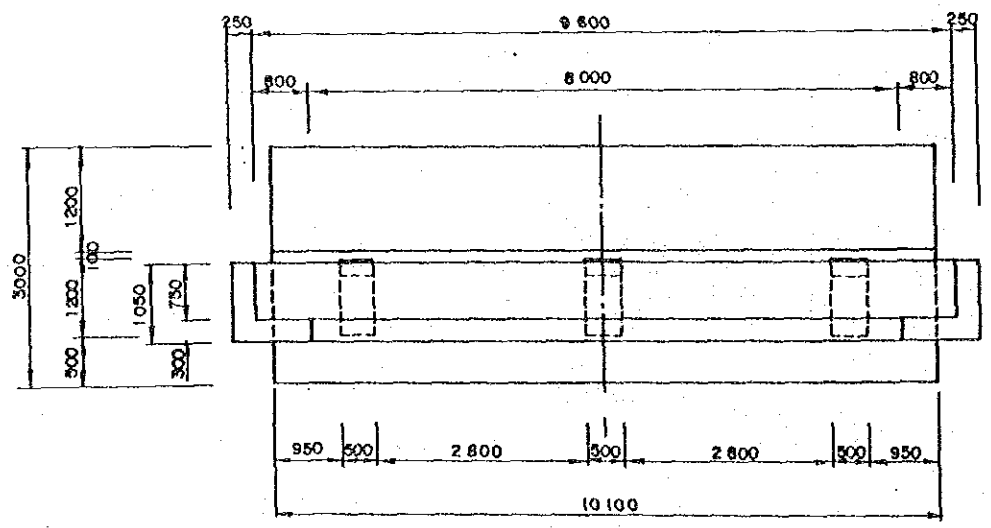
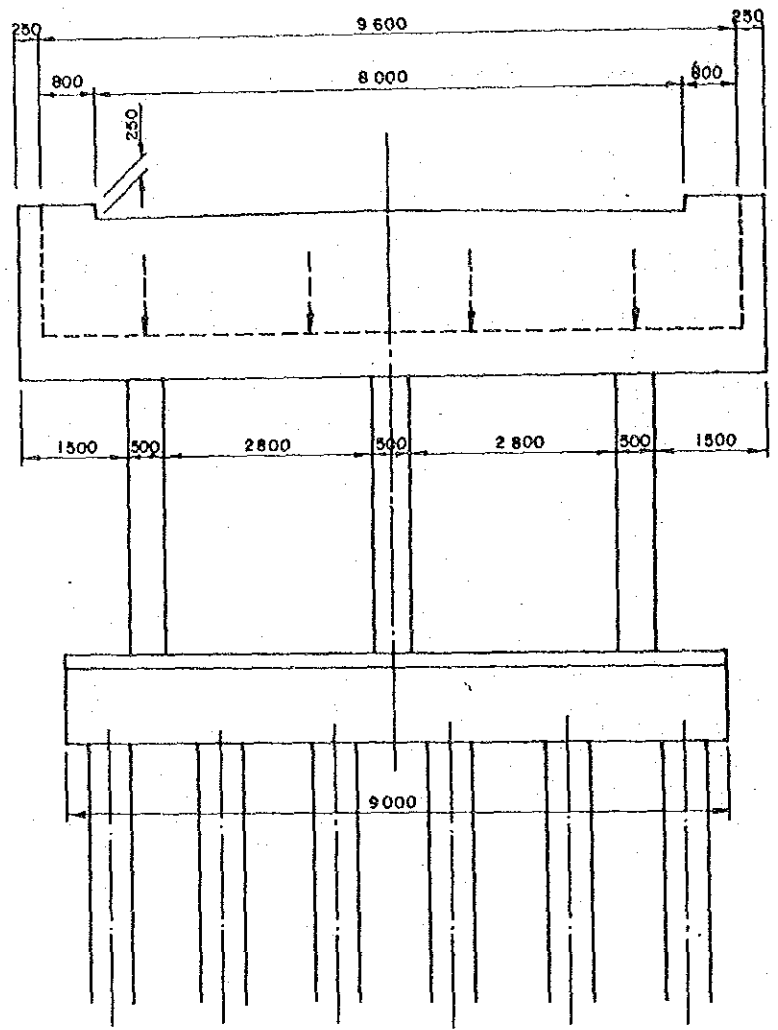
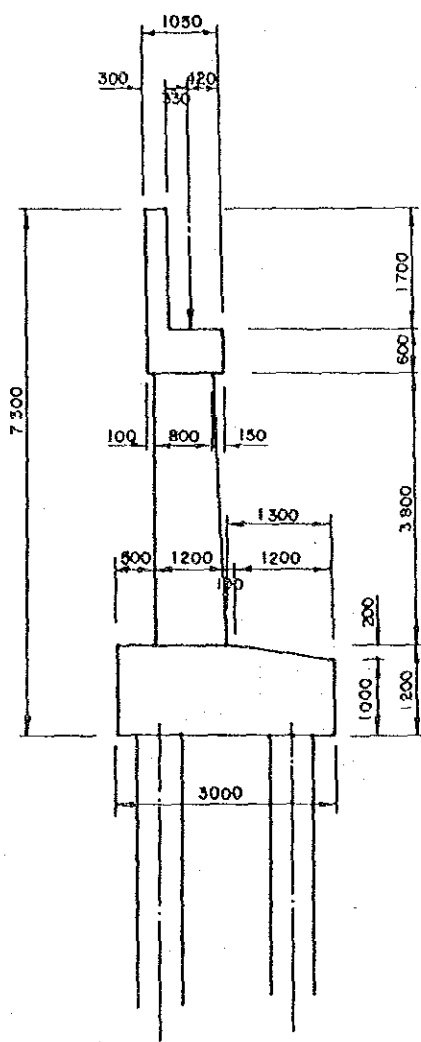
l (m)	h_g (m)	h (m)	$A=h \times l$ (m ²)	$W=w \times a$ (kg)	$WL=w \times l \times l$ (kg)
20.600	1.100	1.540	31.724	1859	1226
25.600	1.300	1.740	44.544	2610	1523
30.600	1.500	1.940	59.364	3479	1821

Donde l = Longitud de Viga

$$w = 58.6 \text{ kg/m}$$

$$w \times l = 59.5 \text{ kg/m}$$

6 Diseño de la Infraestructura
 6.1 Puentes San Juan
 1) Perfil



2) Fuerza que transmite la Superestructura

a) Reacción de la Superestructura

Carga Muerta (D)	115.880t
Carga Viva (L+I)	71.780t
Reacción Total	187.660t

b) Fuerza Longitudinal por carga viva

Fuerza Longitudinal (F)	2.990t
-------------------------	--------

c) Fuerza del viento sobre la Superestructura (W)

$$\text{Fuerza Transversal} = 9.982 \times 1/2 = 4.991t$$

$$\text{Fuerza Longitudinal} = 2.610 \times 1/2 = 1.305t$$

d) Fuerza del viento sobre la carga viva (WL)

$$\text{Fuerza Transversal} = 3.809 \times 1/2 = 1.905t$$

$$\text{Fuerza Longitudinal} = 1.523 \times 1/2 = 0.762t$$

3) Peso propio del Estribo (D)

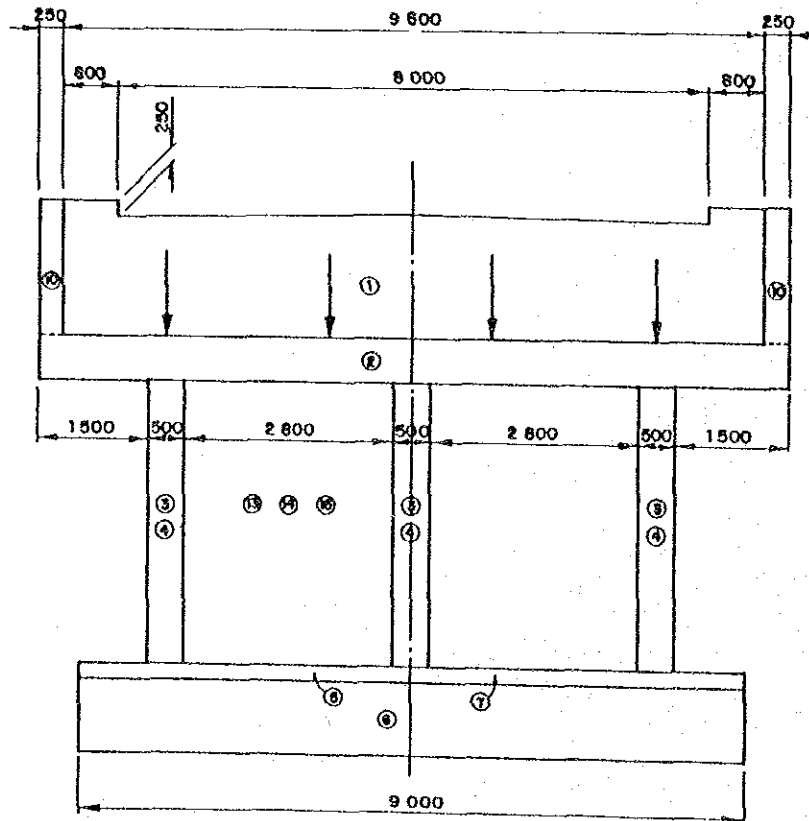
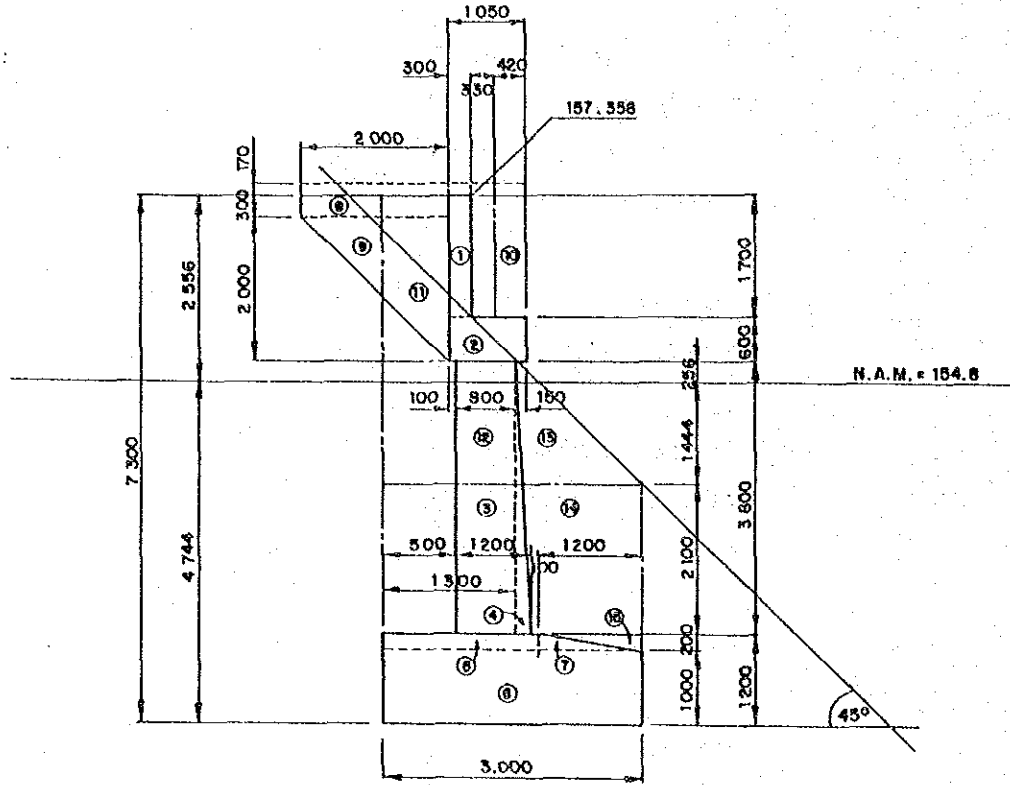


Tabla 6.1-1

Fórmula		V	X	V·X
1	0.30x1.70x10.10x2.400	12.362	0.550	6.799
2	1.05x0.60x10.10x2.400	15.271	0.925	14.126
3	0.80x3.80x0.5x2.4x3	10.944	0.900	9.850
4	1/2x0.40x3.80x0.50x2.4x3	2.736	1.433	3.921
5	1.80x0.20x9.0x2.40	7.776	0.900	6.998
6	3.00x1.00x9.0x2.40	64.800	1.500	97.200
7	1/2x1.20x0.20x9.0x2.40	2.592	2.200	5.702
8	2.0x0.47x0.250x2.40x2	1.128	-0.600	- 0.677
9	1/2x2.0x2.0x0.25x2.40x2	2.400	-0.267	- 0.641
10	0.75x1.870x0.25x2.40x2	1.683	1.075	1.809
11	0.40x2.30x9.00x1.70	14.076	0.200	2.815
12	1.30x1.70x9.0x1.70	33.813	0.650	21.978
13	1/2x1.70 x9.0x1.70	22.109	1.867	41.278
14	3.00x2.10x9.0x1.70	96.390	1.500	144.585
15	1/2x1.20x0.20x9.0x1.70	1.836	2.600	4.774
-3	-0.80x3.80x0.50x1.7x3	- 7.752	0.900	- 6.977
-4	-1/2x0.40x3.80x0.50x1.7x3	- 1.938	1.433	- 2.777
Peso Total del Hormigón y del Suelo		280.226		350.763
-3	0.827x3.544x0.5x1.0x3	- 4.396	0.914	- 4.018
-4	1/2x0.373x3.544x0.5x1.0x3	- 0.991	1.451	- 1.438
-5	1.80x0.20x9.0x1.0	- 3.240	0.900	- 2.916
-6	3.0x1.00x9.0x1.0	-27.000	1.500	-40.500
-7	1/2x1.20x0.20x9.0x1.0	- 1.080	2.200	- 2.376
-12	1.556x1.444x9.0x0.9	-18.200	0.778	-14.160
-13	1/2x1.444 x9.0x0.9	- 8.445	2.037	-17.202
-14	3.0x2.10x9.0x0.9	-51.030	1.500	-76.545
-15	1/2x1.20x0.20x9.0x0.9	- 0.972	2.600	- 2.527
3	0.827x3.544x0.5x0.9x3	3.957	0.914	3.617
4	1/2x0.373x3.544x0.5x0.9x3	0.892	1.451	1.294
Subpresión Total		-110.505		-156.771
Resultante del Peso del Hormigón, Suelo y Subpresión		169.721		193.992

Punto de Acción de la resultante

(1) Peso del Hormigón y del Suelo

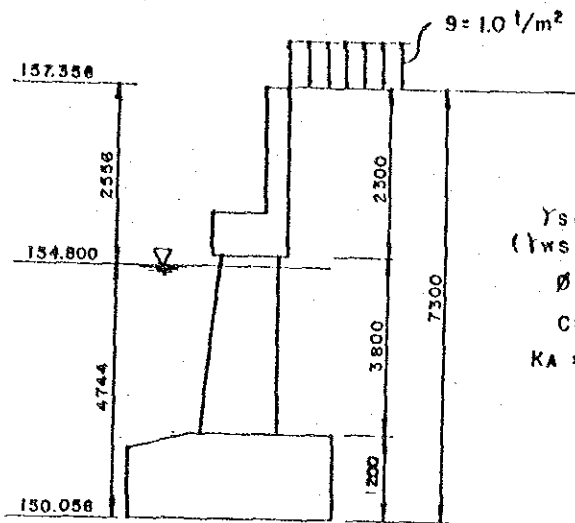
$$X = \frac{350.763}{280.226} = 1.252m(-0.248m)$$

(2) Peso del Hormigón y del Suelo + Subpresión

$$X = \frac{193.992}{169.721} = 1.143m (-0.357m)$$

4) Presión de la tierra (E)

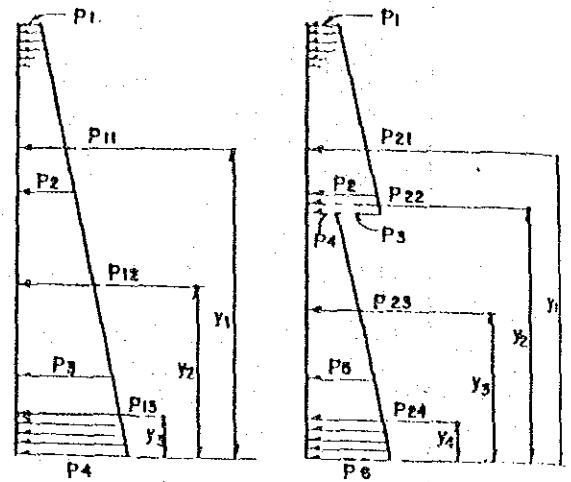
Presión de la tierra



$\gamma_s = 1.7 \text{ t/m}^3$
 $(\gamma_{ws} = 0.8 \text{ t/m}^3)$
 $\phi = 30^\circ$
 $C = 0$
 $K_A = 0.333$

caso (1)

caso (2)



Caso (1) sin agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

$$\begin{aligned}
 p_1 &= (\gamma \cdot Z + q) \cdot K_A = 1.0 \times 0.333 &= 0.333 \text{ t/m}^2 \\
 p_2 &= (1.7 \times 2.300 + 1.0) \times 0.333 &= 1.635 \text{ t/m}^2 \\
 p_3 &= (1.7 \times 6.10 + 1.0) \times 0.333 &= 3.786 \text{ t/m}^2 \\
 p_4 &= (1.7 \times 7.30 + 1.0) \times 0.333 &= 4.465 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

(Empujes de tierra)

$$\begin{aligned}
 P_{11} &= \frac{1}{2} \cdot (P_1 + P_2) \cdot h \cdot L &= 21.727 \text{ t} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot (0.333 + 1.635) \times 2.30 \times 9.60 \\
 P_{12} &= \frac{1}{2} \times (1.635 + 3.786) \times 3.80 \times (0.5 \times 3) \times 3 &= 46.350 \text{ t} \\
 P_{13} &= \frac{1}{2} \times (3.786 + 4.465) \times 1.20 \times 9.0 &= 44.555 \text{ t}
 \end{aligned}$$

(Punto de aplicación del empuje a partir de la base de la zapata)

$$Y_1 = \frac{2.300 \times (2 \times 0.333 + 1.635)}{3 \times (0.333 + 1.635)} + (3.800 + 1.200) = 5.896 \text{ m}$$

$$Y_2 = \frac{3.800 \times (2 \times 1.635 + 3.786)}{3 \times (1.635 + 3.786)} + 1.200 = 2.849 \text{ m}$$

$$Y_3 = \frac{1.200 \times (2 \times 3.786 + 4.465)}{3 \times (3.786 + 4.465)} = 0.584 \text{ m}$$

Caso (2) con agua

Presión de la tierra a diferentes profundidades

$$\begin{aligned} p_1 &= 0.333 \text{t/m}^2 \\ p_2 &= 1.635 \text{t/m}^2 \\ p_3 &= (1.7 \times 2.556 + 1.0) \times 0.333 = 1.780 \text{t/m}^2 \\ p_4 &= (0.8 \times 2.556 + 1.0) \times 0.333 = 1.014 \text{t/m}^2 \\ p_5 &= (0.8 \times 6.100 + 1.0) \times 0.333 = 1.958 \text{t/m}^2 \\ p_6 &= (0.8 \times 7.300 + 1.0) \times 0.333 = 2.278 \text{t/m}^2 \end{aligned}$$

Empujes de tierra

$$\begin{aligned} P_{21} &= P_{11} = 21.727 \text{t} \\ P_{22} &= 1/2 \times (1.635 + 1.780) \times 0.256 \times (0.5 \times 3) \times 3 = 1.967 \text{t} \\ P_{23} &= 1/2 \times (1.014 + 1.958) \times 3.544 \times (0.5 \times 3) \times 3 = 23.699 \text{t} \\ P_{24} &= 1/2 \times (1.958 + 2.278) \times 1.200 \times 9.000 = 22.874 \text{t} \end{aligned}$$

(Punto de aplicación del empuje a partir de la base de la zapata)

$$Y_1 = 5.896 \text{m}$$

$$Y_2 = \frac{0.256 \times (2 \times 1.635 + 1.780)}{3 \times (1.635 + 1.780)} + 4.744 = 4.870 \text{m}$$

$$Y_3 = \frac{3.544 \times (2 \times 1.014 + 1.958)}{3 \times (1.014 + 1.958)} + 1.200 = 2.784 \text{m}$$

$$Y_4 = \frac{1.200 \times (2 \times 1.958 + 2.278)}{3 \times (1.958 + 2.278)} = 0.585 \text{m}$$

Fuerza horizontal y Momento Flector debido a la
Presión de tierras

Caso (1) sin agua

$$\begin{aligned} H &= P11+P12+P13 \\ &= 21.727+46.350+44.555 &= 113.632t \\ M &= P11*Y1+P12*Y2+P13*Y3 \\ &= 21.727x5.896+46.350x2.849+44.555x0.584 = 286.081t.m \end{aligned}$$

Caso (2) con agua

$$\begin{aligned} H &= 21.727+1.967+23.699+22.874 &= 70.267t \\ M &= 21.727x5.896+1.967x4.870+23.699x2.784+ \\ &22.874x0.585 &= 217.041tm \end{aligned}$$

5) Fuerza total y combinación de carga en el punto "C"

(C: Centro de parte inferior de zapata)

Tabla 6.1-2

	Longitudinal										Transversal			
	N (t)	H (t)	x (m)	y (m)	M (t.m)		H (t)	M=HY (t.m)	N	H	M			
					N·x	H·y								
Peso propio estribo	(280.226) 169.721		(-0.248) -0.357			(-69.496) -60.590								
Reaccion	115.880		-0.47			-54.464								
Superestructura	L+I		-0.47			-33.737								
Fuerza longitudinal	CF	2.990		5.750				17.193						
Fuerza de viento	W	1.305		5.750				7.504		4.991		32.292		
Fuerza de viento	WL	0.762		5.750				4.382		1.905		17.391		
Empuje de tierra	E	(113.632) 70.267						(286.081) 217.041						
Grupo I	J = 100 %	(467.886)	(116.622)					(145.577)		0		0		
D+(L+I)+CF+E+B		357.381	73.257					85.443						
Grupo II	J = 125 %	(396.106)	(114.937)					(169.625)		4.991		32.292		
D+E+B+W		285.601	71.572					109.491						
Grupo III	J = 125 %	(467.886)	(117.776)					(152.210)		3.402		27.079		
D+(L+I)+CF+E+B+O3W+WL		357.381	74.411					92.076						

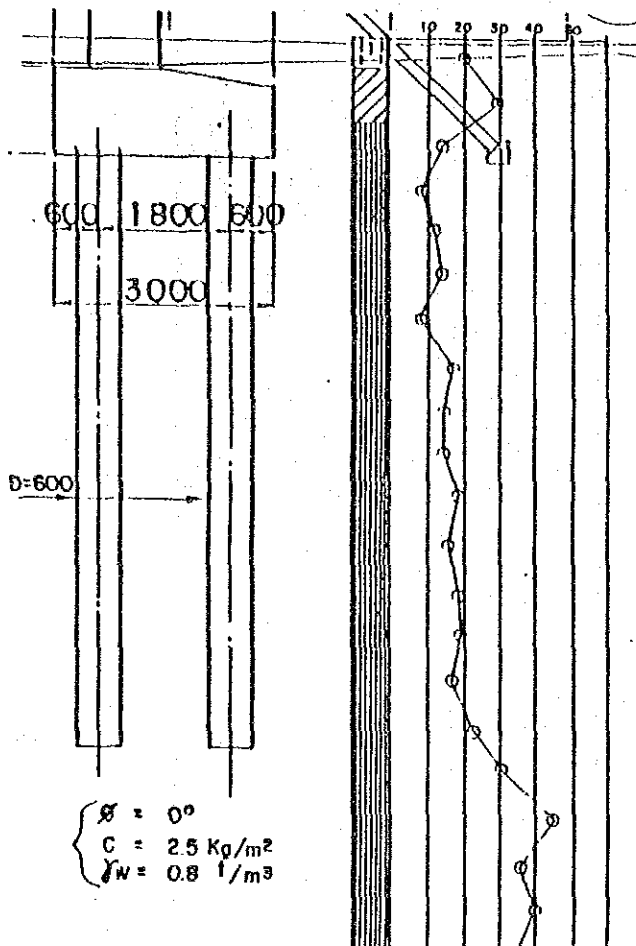
Nota: N: Carga axial. H: Fuerza horizontal. M: Momento de flexión.

Valores en ()* no incluye fuerza boyante.

J = Porcentaje de esfuerzo unitario basico

6) Capacidad de carga de los pilotes

a) Capacidad de carga de un pilote (Ra)

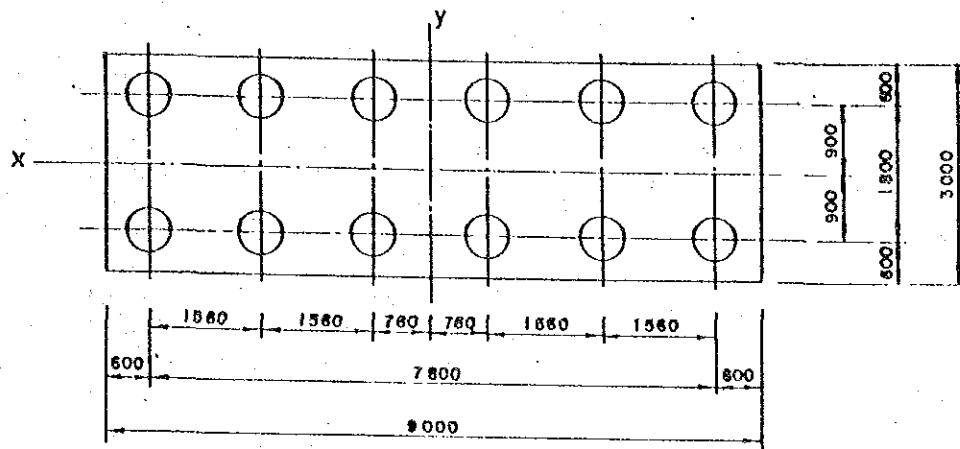


L (m)	N	f (t/m ²)	f-U-L (t)
0.8	11	11	16.6
7.2	15	15	203.6
TOTAL fs			220.2

$$\begin{aligned}
 qd &= \alpha * C * N_c + \beta * \gamma * 2 * D * N_\gamma + \gamma * 1 * D * f * N_q \\
 & \quad (N_c = 6.5, N_\gamma = 0, N_q = 2) \\
 &= 1.3 * 25 * 6.5 + 0.8 * 9.0 * 2.0 \\
 &= 225.6 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= (qd * A + fs) / 3 \\
 &= (225.6 * 0.283 + 220.2) / 3 \\
 &= 90 \text{ t}
 \end{aligned}$$

b) Distribución de los Pilotes



$$\phi = \tan^{-1} = 0.60/1.56 = 21.0$$

$$E = 1 - 21.0 \times \frac{(6-1) \times 2 + (2-1) \times 6}{90 \times 6 \times 2} = 0.689$$

Por consiguiente, la capacidad de carga de cada pilote (Ra) es:

$$Ra = R.E = 90 \times 0.689 = 60t.$$

7) Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} + \frac{Mx \cdot y}{Ix} + \frac{My \cdot x}{Iy}$$

Donde:

P = Carga vertical (máxima o mínima) sobre cada pilote (t)

N = Carga axial (t)

M = Momento (t*m)

n = Número de pilotes

Ix(Iy) = Momento de Inercia del grupo de pilotes respecto al eje x(y) (referirse a la Figura 6.1.6-b)

$$Ix = 6 \times (0.9)^2 + 6 \times (-0.9)^2 = 9.72m^2$$

$$Iy = 2 \times 0.78^2 + 2 \times 2.34^2 + 2 \times 3.90^2 + 2 \times (-0.78)^2 + 2 \times (-2.34)^2 + 2 \times (-3.9)^2 = 85.176m^2$$

x(y) = Distancia desde el eje x(y) al pilote (m)

Grupo I

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{357.381}{12} + \frac{85.443 \times 0.9}{9.72} = \begin{array}{l} 37.7t \\ 21.9t \end{array} \quad < Pa = 60t$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{467.886}{12} + \frac{145.577 \times 0.9}{9.72} = \begin{array}{l} 52.5t \\ 25.5t \end{array}$$

Grupo II

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{285.601}{12} + \frac{109.491 \times 0.9}{9.72} + \frac{32.292 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 35.4t \\ 12.2t \end{array}$$

$$< Pa = 60 \times 1.25 \\ = 75t$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{396.106}{12} + \frac{169.625 \times 0.9}{9.72} + \frac{32.292 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 50.2t \\ 15.8t \end{array}$$

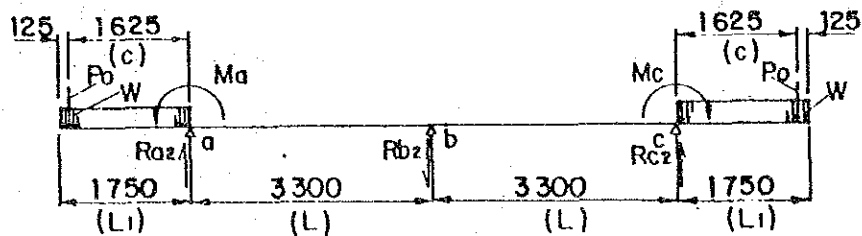
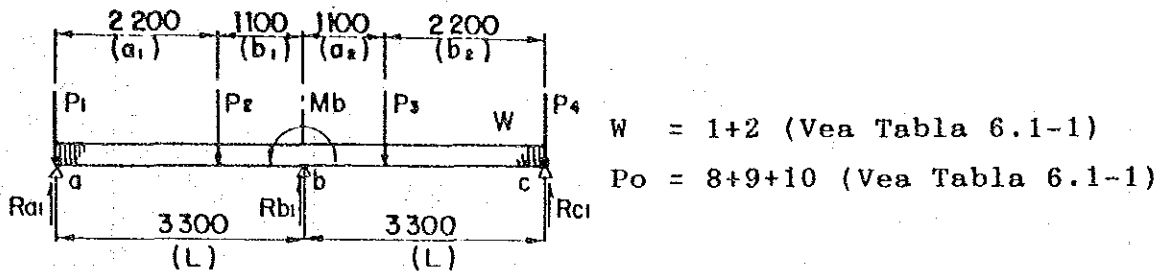
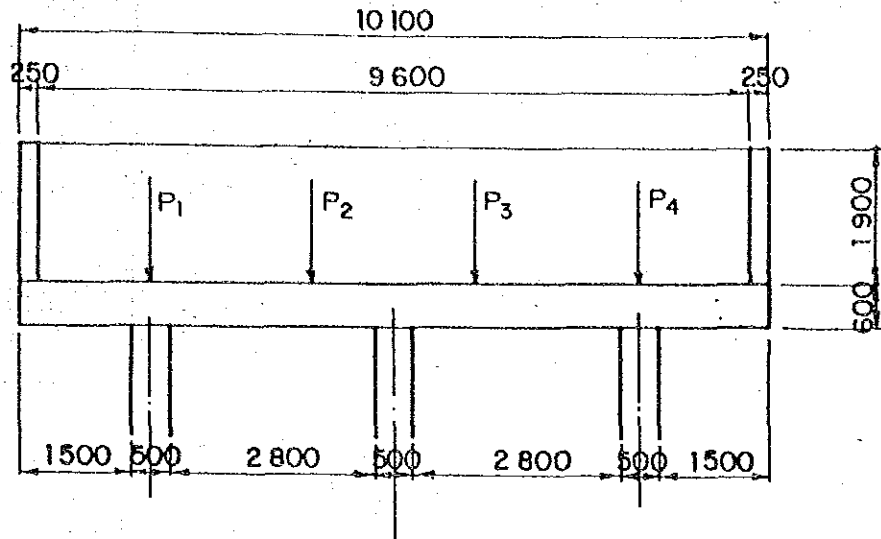
Grupo III

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{357.381}{12} + \frac{92.076 \times 0.9}{9.72} + \frac{27.079 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 39.5t \\ 20.0t \end{array}$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{467.886}{12} + \frac{152.210 \times 0.9}{9.72} + \frac{27.079 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 54.3t \\ 23.7t \end{array}$$

$$< Pa = 75t$$

8) Diseño de la viga de apoyo del puente



Reacciones sobre las columnas (axial)

$$R_a = R_{a1} + R_{a2} = R_c$$

$$R_{a1} = P_1 + \frac{1}{4 \cdot L^3} \left\{ P_2 \cdot b_1 \cdot (2 \cdot a_1^2 + 7 \cdot a_1 \cdot b_1 + 4 \cdot b_1^2) - P_3 \cdot a_2 \cdot b_2 \cdot (a_2 + 2b_2) \right\} + \frac{3}{8} \cdot W \cdot L$$

$$R_{a2} = P_o \cdot (L + C) / L + \left\{ W \cdot L_1 \cdot (L + L_1/2) \right\} / L$$

$$R_b = R_{b1} + R_{b2}$$

$$R_{b1} = \frac{1}{2 \cdot L^3} \left\{ P_2 \cdot a_1 \cdot (4 \cdot a_1^2 + 10 \cdot a_1 \cdot b_1 + 5 \cdot b_1^2) + P_3 \cdot a_2 \cdot b_2 \cdot (a_2 + 2b_2) \right\} + \frac{5}{4} \cdot W \cdot L$$

$$R_{b2} = -P_o \cdot C / L - W \cdot L_1^2 / 2 \cdot L$$

Momento Flector

$$M_a = P_o \cdot C + \frac{1}{2} \cdot W \cdot L_1^2 = M_c$$

$$M_b = -L/4 \cdot \left\{ P_2 \cdot \left[a_1/L - (a_1/L)^3 \right] + P_3 \cdot \left[b_2/L - (b_2/L)^3 \right] \right\} - W \cdot L^2 / 8$$

Tabla 6.1-3

Unidad: t, t/m

		Carga	Ra	Rb	Rc
Carga muerta de Superestructura	D	P ₁ = 29.250 P ₂ = 28.690 P ₃ = 28.690 P ₄ = 29.250	33.500	48.879	33.500
Carga muerta de asiento de puente	D	W = 2.736 p = 26.055	13.332	6.181	13.332
Carga viva	L+I	P ₁ = 17.945 P ₂ = 17.945 P ₃ = 17.945 P ₄ = 17.945	20.604	30.573	20.604
	(L+I)	P ₁ = 23.744 P ₂ = 23.548 P ₃ = 23.548 P ₄ = 23.744	(27.232)	(40.119)	(27.232)
Fuerza de viento	W	P ₁ = 0.681 P ₂ = 0.227 P ₃ = -0.227 P ₄ = -0.681	0.757	0	-0.757
	WL	P ₁ = 0.896 P ₂ = 0.299 P ₃ = -0.299 P ₄ = -0.896	0.996	0	-0.996
Grupo I. J = 100 % D + (L + I)		P ₁ = 47.195 (52.994) P ₂ = 46.635 (52.238) P ₃ = 46.635 (52.238) P ₄ = 47.195 (52.994)	67.436 (74.064)	85.633 (95.179)	67.436 (74.064)
Grupo II J = 125 % D + W		P ₁ = 29.931 P ₂ = 28.917 P ₃ = 28.463 P ₄ = 28.569	47.589	55.060	46.075
Grupo III J = 125 % D + (L+I) + 0.3W + WL		P ₁ = 48.295 (55.283) P ₂ = 47.002 (53.001) P ₃ = 46.268 (51.475) P ₄ = 46.095 (50.705)	68.659 (75.287)	85.633 (95.179)	66.213 (72.841)

Donde J = Porcentaje de incremento de las tensiones básicas. Como se podrá observar en el análisis de cargas y fuerzas axiales (reacciones) de la tabla anterior, el grupo I esta sometido a las sollicitaciones más desfavorables, de manera que este grupo será elegido para el diseño.

Nota.- Los valores entre () son cuando actue la reacción máxima de superestructura.....Caso 1
Los demás valores.....Caso 2

Los resultados del análisis de los Momentos Flectores y Esfuerzos Cortantes se muestran en los siguientes diagramas:

Diagrama de Momentos Flectores (M)

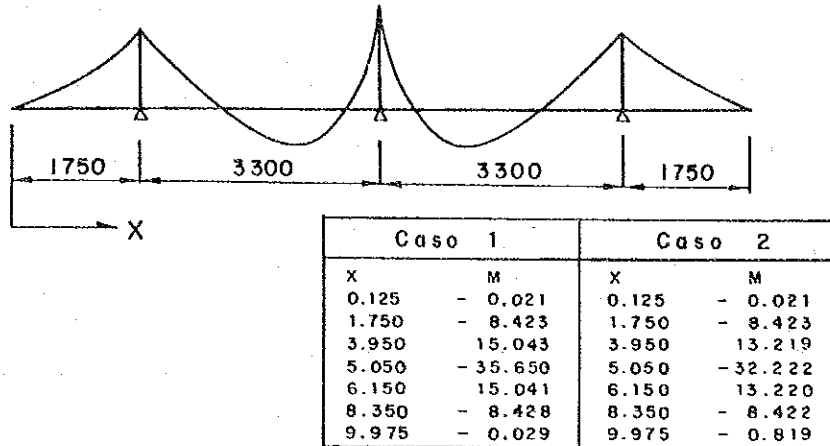
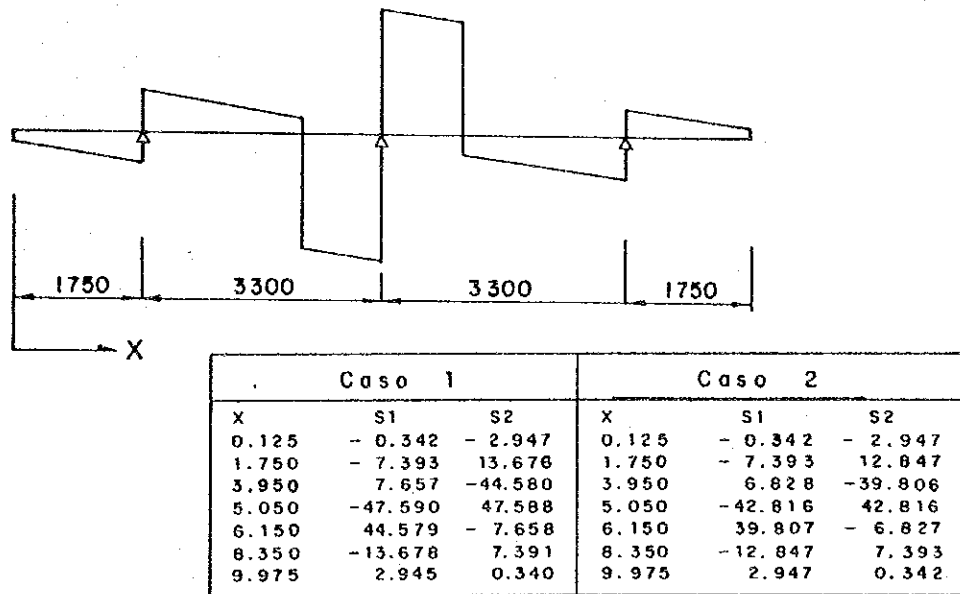
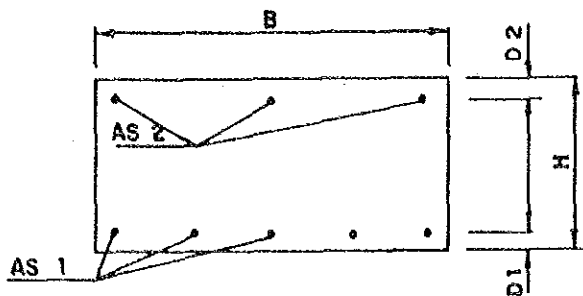


Diagrama de Esfuerzos Cortantes (S)



Dimensionamiento de la sección



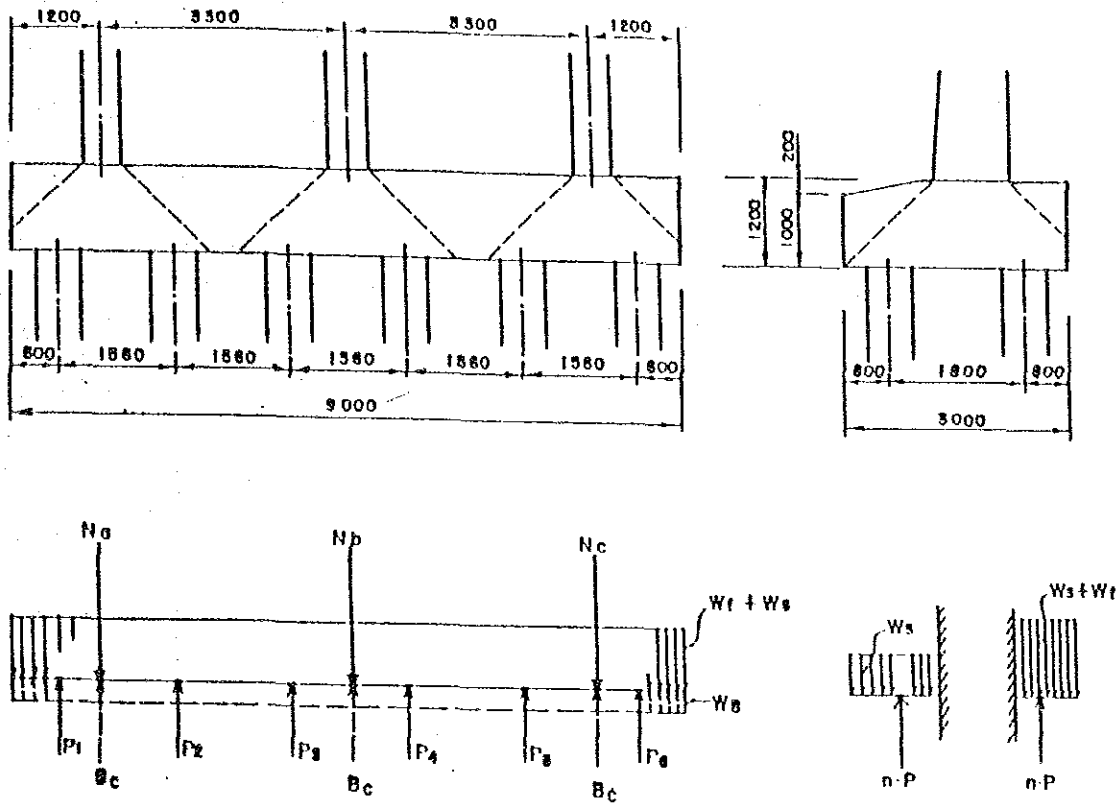
	Unidad	Momento Mínimo	Momento Máximo		
M	tm.	35.650	15.043		
N	t.	0.000	0.000		
S	t.	47.590	44.570		
B	cm	105.000	105.000		
H	cm	60.000	60.000		
D1	cm	10.300	8.000		
D2	cm	0.000	0.000		
As1	cm ²	(8 22 X 14) 54.180	(8 19 X 4 + 8 16 X 6) 23.360		
As2	cm ²	0.000	0.000		
D	cm	49.700	52.000		
NP	Kg/cm ²	0.155734	0.064175		
MD/BD ²	Kg/cm ²	13.745	5.298		
S/BD	Kg/cm ²	9.119	8.163		
C		5.496	7.412		
S		7.477	17.312		
Fc	Kg/cm ²	75.557	39.271		
Fs	Kg/cm ²	1541.699	1375.876		
V	Kg/cm	9.119	8.163		
Fca	Kg/cm ²	80	80		
Fsa	Kg/cm ²	1680	1680		
Va	Kg/cm ²	3.65	3.65		

Donde Fc : Tensión de compresión M : Momento Flector
 Fs : Tensión de Tracción N : Carga Axial
 V : Tensión de corte S : Fuerza de corte
 Fca : Tensión admisible de compresión As1 : Acero de refuerzo
 Fsa : Tensión admisible de tracción As2 : Acero de refuerzo
 Va : Tensión admisible de corte

9) Para mayores detalles favor referirse al Puente Mururi :

(6.6)

10) Diseño del Cabezal de los Pilotes



$$P_1 = \left(\frac{N}{n} - \frac{MX_1}{I_y} \right) \times 2$$

$$n \cdot p = \frac{N}{n} + \frac{My_1}{I_x}$$

N = Carga axial (t.)

n = Número de pilotes

M = Momento Flector (t.m.)

I_y = Momento de Inercia con respecto al eje "Y" (m²)

I_x = Momento de Inercia con respecto al eje "X" (m²)

X_1 = Distancia desde el eje axial "Y" al pilote (m)

Y_1 = Distancia desde el eje axial "X" al pilote (m)

Tabla 6.1-4 Cargas axiales sobre las columnas

Unidad : ton.

		Na	Nb	Nc
Fuerza axial	D	46.832	55.060	46.832
	L+I	20.604	30.573	20.604
Peso propio de columna	D	4.560	4.560	4.560
	B	-1.796	-1.796	-1.796
Fuerza de viento	W	4.893	0	-4.893
	WL	2.635	0	-2.635
Grupo I J = 100% D+(L+I)+B	B ≠ 0	70.200	88.397	70.200
	B = 0	71.996	90.193	71.996
Grupo II J = 125% D+W+B	B ≠ 0	54.489	57.824	44.703
	B = 0	56.285	59.620	46.499
Grupo III J = 125% D+(L+I)+B+0.3W+WL	B ≠ 0	74.303	88.397	66.097
	B = 0	76.099	90.193	67.893
Peso propio de zapata	D	25.904 t/m		
	D+B	14.303 t/m (B = 11.601)		

Tabla 6.1-5 Reaccion de pilote

Unidad : ton.

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
Grupo I	B ≠ 0	59.564	59.564	59.564	59.564	59.564	59.564
	B = 0	77.981	77.981	77.981	77.981	77.981	77.981
Grupo II	B ≠ 0	49.079	48.487	47.896	47.304	46.713	46.121
	B = 0	67.497	66.905	66.314	65.722	65.131	64.539
Grupo III	B ≠ 0	60.803	60.307	59.811	59.316	58.820	58.324
	B = 0	79.221	78.725	78.229	77.733	77.237	76.741

Los resultados del análisis de los Momentos Flectores y los Esfuerzos Cortantes, se expresan en los siguientes diagramas:

Diagrama de Momentos Flectores (M)

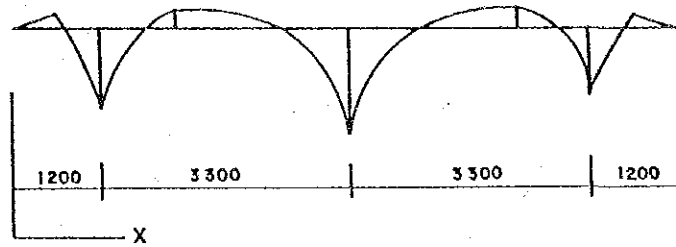
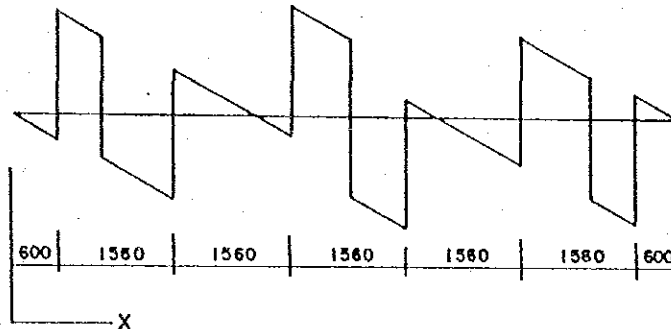
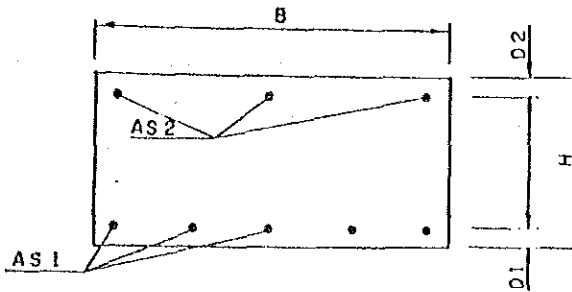


Diagrama de Esfuerzos Cortantes (S)



	B = 0			B ≠ 0		
	X	M		X	M	
Momento Flector	0.600	-4.662		0.600	-2.574	
	1.200	28.081		1.200	25.454	
	2.160	-8.041		2.160	-7.800	
	3.720	3.848		3.720	3.002	
	4.500	46.901		4.500	41.829	
	5.280	3.847		5.280	3.005	
	6.840	-8.038		6.840	-7.791	
	7.800	28.084		7.800	25.467	
	8.400	-4.658		8.400	-2.558	
	9.000	0.004		9.000	0.018	
Esfuerzo Cortante	X	S1	S2	X	S1	S2
	0.600	-15.542	62.314	0.600	-8.581	51.006
	1.200	46.802	-25.193	1.200	42.424	-27.775
	2.160	-50.061	27.825	2.160	-41.506	18.081
	3.720	-12.584	65.302	3.720	-4.231	55.356
	4.500	45.097	-45.096	4.500	44.200	-44.196
	5.280	-65.301	12.585	5.280	-55.352	4.235
	6.840	-27.824	50.062	6.840	-10.077	41.510
	7.800	25.194	-46.801	7.800	27.779	-42.420
	8.400	-62.343	15.543	8.400	-51.002	8.585

Dimensionamiento por Corte

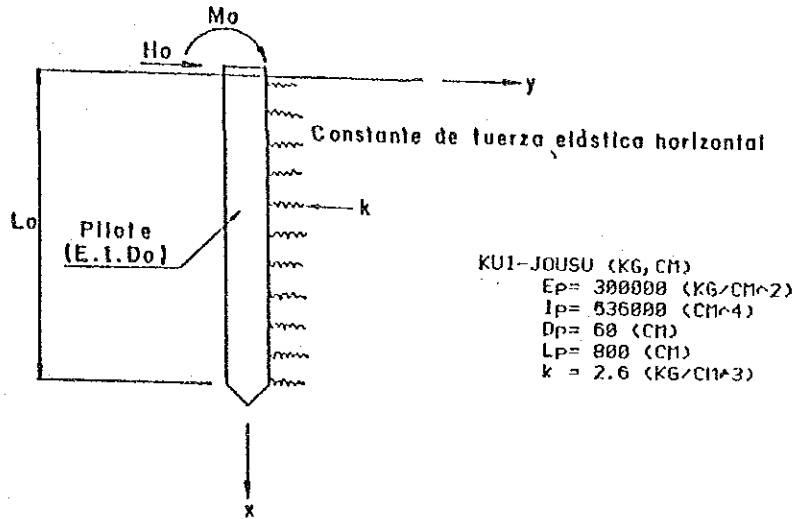


	Unidad	Momento Min (B=0)	Momento Max (B≠0)		
M	t.m.	46.901	8.041		
N	t.	0.000	0.000		
S	t	65.302			
B	cm	300.000	120.000		
H	cm	120.000	120.000		
D1	cm	15.000	10.000		
D2	cm	0.000	0.000		
As1	cm ²	(Ø22 x 10) 38.700	(Ø16 x 8) 16.000		
As2	cm ²	0.000	0.000		
D	cm	105.000	110.000		
NP	Kg/cm ²	0.018428	0.018181		
MD/BD ²	Kg/cm ²	1.418	0.553		
S/BD	Kg/cm ²	2.073			
C		12.173	12.241		
S		57.611	58.355		
Fc	Kg/cm ²	17.261	6.779		
Fs	Kg/cm ²	1225.419	484.745		
V	Kg/cm ²	2.073			
Fcd	Kg/cm ²	80	80		
Fsd	Kg/cm ²	1680	1680		
Vd	Kg/cm ²	3.65	3.65		

Donde Fc : Tension de compresion M : Momento Flector
 Fs : Tension de Traccion N : Carga Axial
 V : Tension de corte S : Fuerza de corte
 Fcd: Tension admisible de compresion As1: Acero de refuerzo
 Fsd: Tension admisible de traccion As2: Acero de refuerzo
 Vd: Tension admisible de corte

ii) Cálculo de fuerza de sección en estudio de pilotes

Se calcula la fuerza de cada sección en estudio de pilotes, aplicando para tal efecto la fórmula de Chang y suponiendo que el pilote es una viga que actúa sobre el terreno elástico.

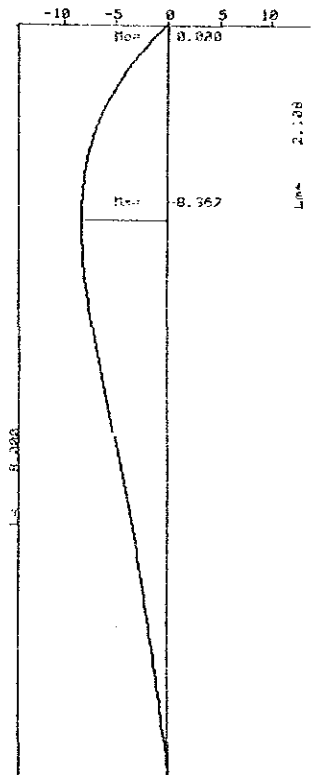


a) Articulación del cabezal de pilote

KAJU-- $H_0 = 9.718 \text{ (T)}$
 $H_0 = 0.000 \text{ (TM)}$
 BET = $3.781129564E-03 \text{ (CM}^{-1}\text{)}$
 KUI-SENTAN: HINGE

 KUI TOU HENI: DE = 0.46842 (CM)
 KUI TOU KAKU: AL = $-1.27737044E-03 \text{ (RAD)}$
 UNDER G.L. $M_{max} = -8.367 \text{ (TM)}$
 $L_m = 210.835 \text{ (CM)}$

X(M)	Y(CM)	M(TM)	S(C)
0.000	0.468	0.000	-9.718
0.500	0.380	-4.003	-6.408
1.000	0.297	-6.520	-3.768
1.500	0.223	-7.874	-1.742
2.000	0.153	-8.353	-0.258
2.500	0.105	-8.209	0.767
3.000	0.063	-7.648	1.420
3.500	0.030	-6.837	1.779
4.000	0.006	-5.904	1.921
4.500	-0.008	-4.942	1.908
5.000	-0.018	-4.012	1.798
5.500	-0.022	-3.152	1.635
6.000	-0.022	-2.379	1.456
6.500	-0.019	-1.693	1.291
7.000	-0.014	-1.082	1.158
7.500	-0.007	-0.527	1.073
8.000	-0.000	0.000	1.044
8.000	-0.000	0.000	1.044

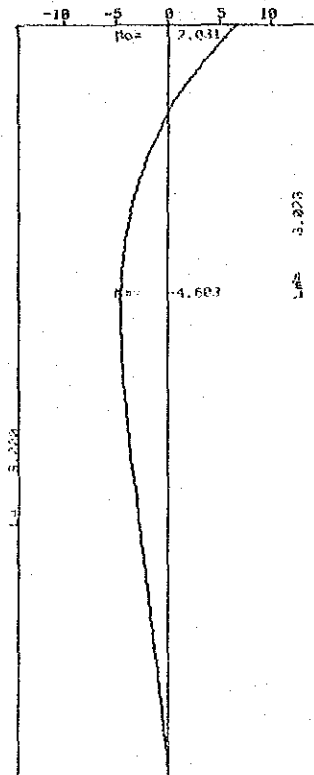


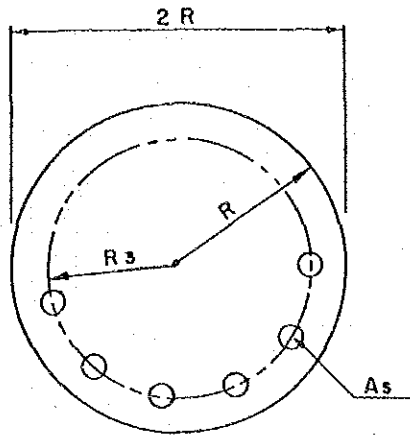
b) Asentamiento del cabezal de pilote

KAJU--Ho= 9.718 (T)
 Mo= -7.031 (TM)
 BET= 3.781129564E-03 (CM-1)
 KUI--SENTAN: HINGE

KUI TOU HENI:OE= 0.33982 (CM)
 KUI TOU KAKU:AL=-2.99374987E-04 (RAD)
 UNDER G.L. Mmax= -4.603 (TM)
 Lm = 307.310 (CM)

X(M)	Y(CM)	H(TM)	S(T)
0.000	0.333	7.031	-9.718
0.500	0.296	2.807	-7.233
1.000	0.248	-0.262	-5.106
1.500	0.201	-2.360	-3.350
2.000	0.157	-3.672	-1.951
2.500	0.118	-4.367	-0.890
3.000	0.084	-4.599	-0.093
3.500	0.056	-4.500	0.452
4.000	0.034	-4.179	0.805
4.500	0.018	-3.719	1.010
5.000	0.006	-3.186	1.106
5.500	-0.000	-2.625	1.128
6.000	-0.004	-2.065	1.107
6.500	-0.005	-1.521	1.067
7.000	-0.004	-0.998	1.025
7.500	-0.002	-0.493	0.995
8.000	0.000	-0.000	0.984
8.000	0.000	-0.000	0.984





	Unidad	N - Máximo	N - Mínimo	
M	t.m.	8.367	8.367	
N	t.	52.500	21.900	
H	t.	0.0	0.0	
R	cm	30.000	30.000	
Rs	cm	22.000	22.000	
As	cm	28.400	28.400	
C		0.635	1.148	
S		0.225	1.318	
Fc	Kg/cm ²	56.712	63.524	
Fs	Kg/cm ²	301.458	1094.059	
V	Kg/cm ²	0.0	0.0	
Fca	Kg/cm ²	100.000	100.000	
Fsa	Kg/cm ²	1600.000	1600.000	
Va	Kg/cm ²	4.710	4.710	

Donde: Fc : Tensión de compresión
 Fs : Tensión de tracción
 V : Tensión de corte
 Fca : Tensión admisible de compresión
 Fsa : Tensión admisible de tracción
 Va : Tension admisible de corte
 M : Momento flector
 N : Carga axial
 S : Fuerza de corte
 As : Acero de refuerzo

12) Análisis de la unión entre cabezal y pilotes

a) Tensión de compresión sobre el pilote (Fcv)

$$F_{cv} = \frac{P}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \leq F_{ca}$$

$$= \frac{52.469 \times 10^3}{1/4 \cdot \pi \cdot 60^2} = 18.6 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{ca} = 0.5 F_{ck} = 0.5 \times 210 = 105 \text{ kg/cm}^2$$

b) Tensión de corte sobre el pilote (Fch)

$$F_{ch} = \frac{H}{D \cdot L} = \frac{9.718 \times 10^3}{60 \times 10} = 16.2 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{ca} = 105 \text{ kg/cm}^2$$

c) Tensiones de corte sobre la zapata (τ)

- Tensión de corte vertical (Punzonamiento)

$$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h_1)h_1}$$

$$= \frac{52.469 \times 10^3}{\pi(60+90) \times 90} = 1.24 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

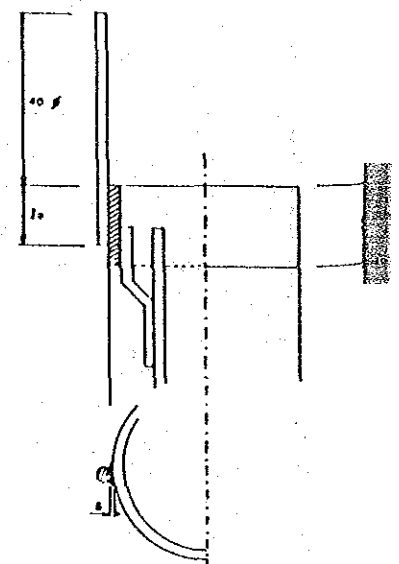
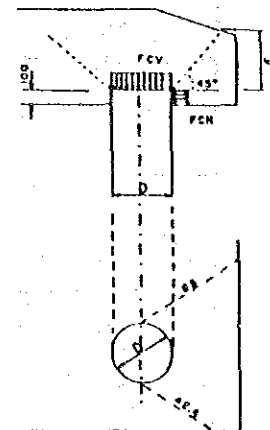
- Tensión de corte horizontal

$$\tau_h = \frac{9.718 \times 10^3}{(85+42.4) \times 10} = 7.63 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

d) Tensión de corte en los fierros soldados

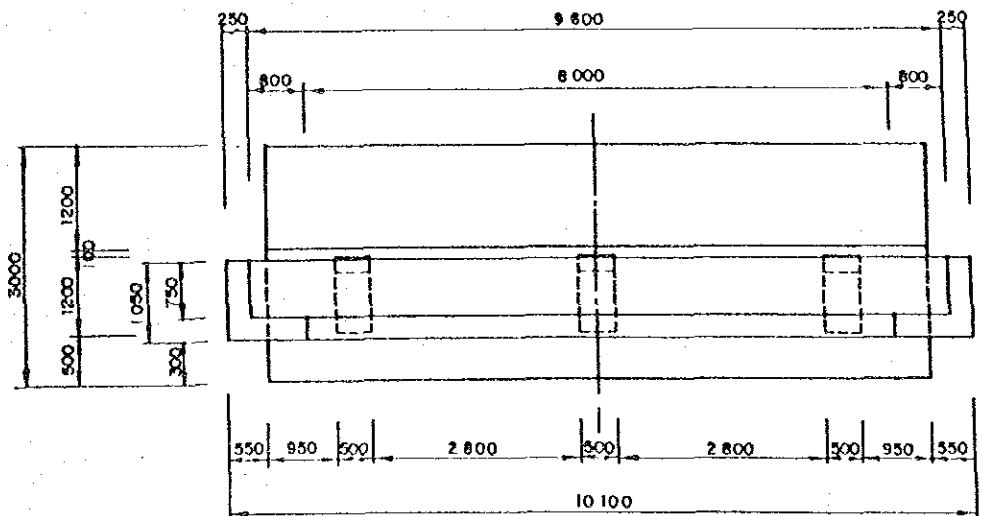
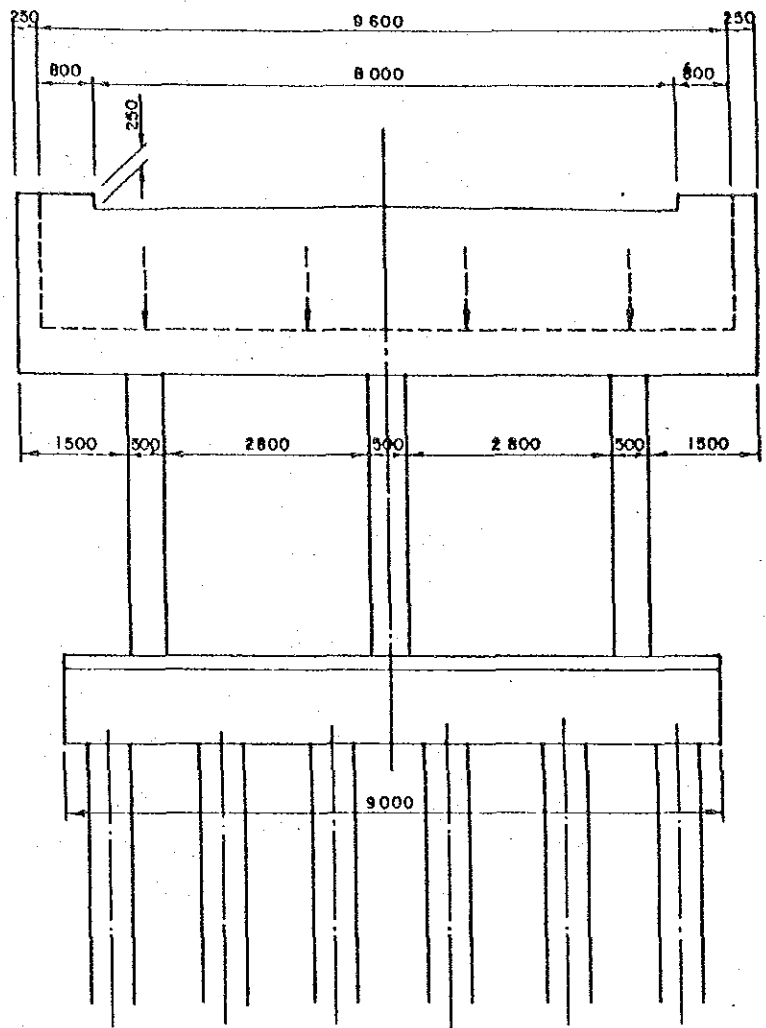
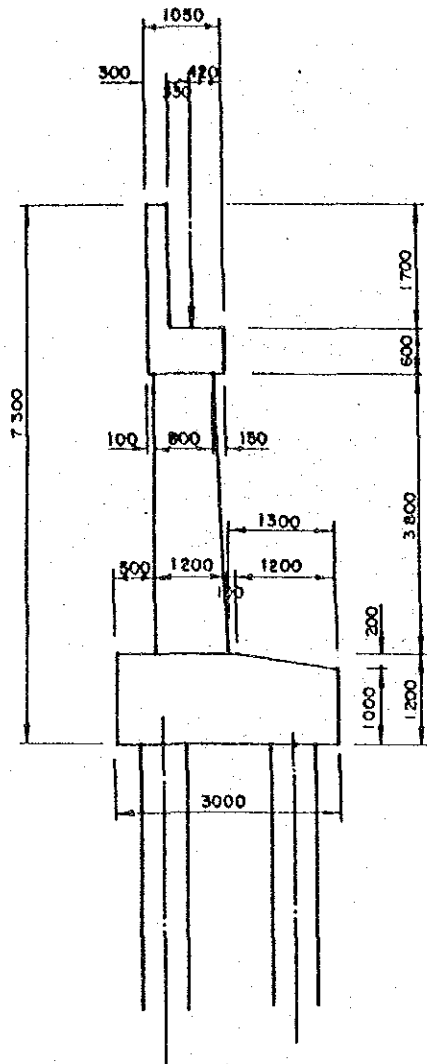
$$\tau_s = \frac{F_{sa} \cdot A_{sd}}{1.4 \cdot \lambda \cdot 10}$$

$$= \frac{1680 \times 2.84}{1.4 \times 0.5 \times 8} = 852 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 1050 \text{ kg/cm}^2 \times 0.9 = 945 \text{ kg/cm}^2$$



6.2 Puente San Gregorio

1) Perfil



2) Fuerzas que transmite la Superestructura

a) Reacción de la Superestructura

Carga Muerta (D)	115.880t
Carga Viva (L+I)	71.780t
Reacción Total	187.660t

b) Fuerza Longitudinal por carga viva

Fuerza Longitudinal (F)	2.990t
-------------------------	--------

c) Fuerza del viento sobre la Superestructura (W)

Fuerza Transversal $9.982 \times 1/2$	= 4.991t
Fuerza Longitudinal $2.610 \times 1/2$	= 1.305t

d) Fuerza del viento sobre la carga viva (WL)

Fuerza Transversal $3.809 \times 1/2$	= 1.905t
Fuerza Longitudinal $1.523 \times 1/2$	= 0.762

3) Peso propio del estribo (D)

Referirse a 6.1.3)

4) Presión de tierras (E)

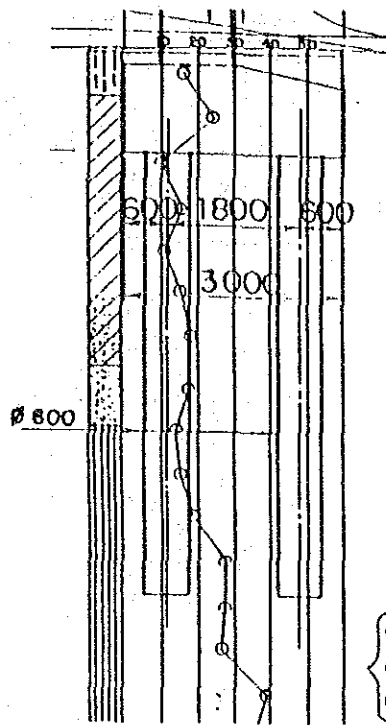
Referirse a 6.1.4)

5) Fuerza total y combinaciones de carga

Referirse a 6.1.5)

6) Capacidad de Carga de los Pilotes

a) Capacidad de carga de un Pilote (Ra)



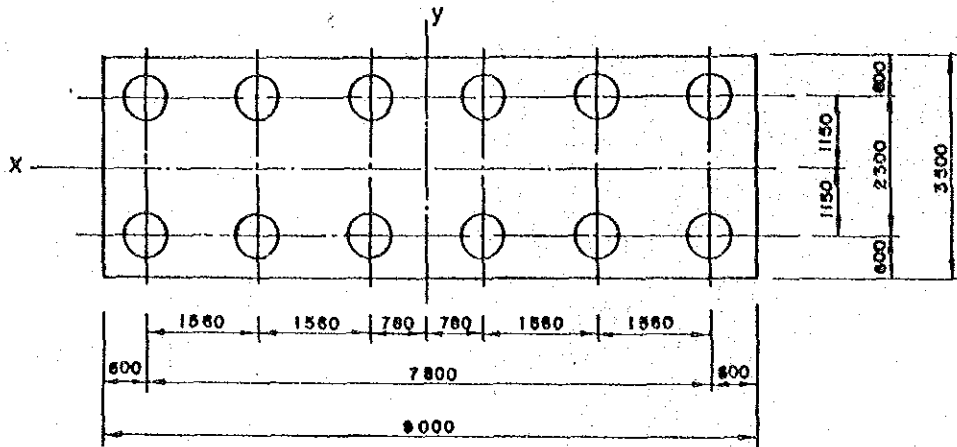
$\phi = 0^\circ$
 $C = 2.5 \text{ Kg/m}^2$
 $\delta_w = 0.8$

L (m)	N	f (t/m)	f · U · L (t)
2.9	15.7	15	82.0
3.1	18	15	87.7
TOTAL fs			169.7

$$\begin{aligned}
 qd &= \alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma \cdot 2 \cdot D \cdot N_\gamma + \gamma \cdot 1 \cdot D_f \cdot N_q \\
 & \quad (N_c = 6.5, N_\gamma = 0, N_q = 2) \\
 &= 1.3 \times 25 \times 6.5 + 0.8 \times 7.4 \times 2 \\
 &= 223.1 \text{ t}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ra &= (qd \cdot A + fs) / 3 \\
 &= (223.1 \times 0.283 + 169.7) / 3 \\
 &= 79 \text{ t}
 \end{aligned}$$

b) Distribución de los Pilotes



$$\phi = \tan^{-1} = 0.60/1.56 = 21.0$$

$$E = 1 - 21.0 \times \frac{(6-1) \times 2 + 2(2-1) \times 6}{90 \times 6 \times 2} = 0.689$$

Por consiguiente, la capacidad de carga de cada pilote (Ra) es:

$$Ra = R.E = 79.0t \times 0.689 = 55t.$$

7) Verificación de la estabilidad

$$P = \frac{N}{n} + \frac{Mx \cdot y}{Ix} + \frac{My \cdot x}{Iy}$$

Donde:

P = Carga vertical (máxima o mínima) sobre cada pilote (t)

N = Carga axial (t)

M = Momento (t*m)

n = Número de pilotes

Ix(Iy) = Momento de Inercia del grupo de pilotes respecto al eje x(y) referirse a la Figura 6.2.6-b)

$$Ix = 6 \times (0.9)^2 + 6 \times (-0.9)^2 = 9.72m^2$$

$$Iy = 2 \times 0.78^2 + 2 \times 2.34^2 + 2 \times 3.90^2 + 2 \times (-0.78)^2 + 2 \times (-2.34)^2 + 2 \times (-3.9)^2 = 85.176m^2$$

x(y) = Distancia desde el eje x(y) al pilote (m)

Grupo I

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{357.381}{12} + \frac{85.443 \times 0.9}{9.72} = \begin{array}{l} 37.7t \\ 21.9t \end{array} < Pa = 55t$$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{467.886}{12} + \frac{145.577 \times 0.9}{9.72} = \begin{array}{l} 52.5t \\ 25.5t \end{array}$$

Grupo II

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{285.601}{12} + \frac{109.491 \times 0.9}{9.72} + \frac{32.292 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 35.4t \\ 12.2t \end{array}$$

$< Pa = 55 \times 1.25$
 $= 68t$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{396.106}{12} + \frac{169.625 \times 0.9}{9.72} + \frac{32.292 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 50.2t \\ 15.8t \end{array}$$

Grupo III

$$(B \neq 0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{357.381}{12} + \frac{92.076 \times 0.9}{9.72} + \frac{27.079 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 39.5t \\ 20.0t \end{array}$$

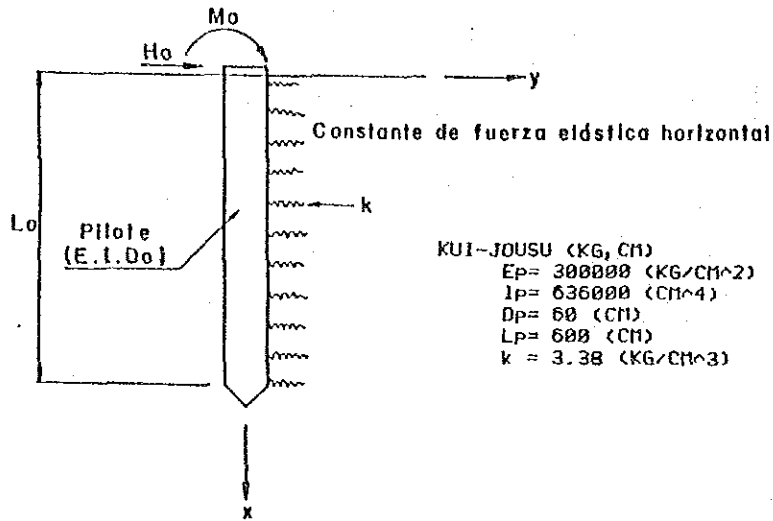
$< Pa = 68t$

$$(B=0) \begin{array}{l} P_{\max} \\ P_{\min} \end{array} = \frac{467.886}{12} + \frac{152.210 \times 0.9}{9.72} + \frac{27.079 \times 3.9}{85.176} = \begin{array}{l} 54.3t \\ 23.7t \end{array}$$

El resto de los análisis son los mismos que los realizados para el Puente San Juan, para mayores detalles, favor referirse al mismo.

8) Cálculo de fuerza de sección en estudio de pilotes

Se calcula la fuerza de cada sección en estudio de pilotes, aplicando para tal efecto la fórmula de Chang y suponiendo que el pilote es una viga que actúa sobre el terreno elástico.

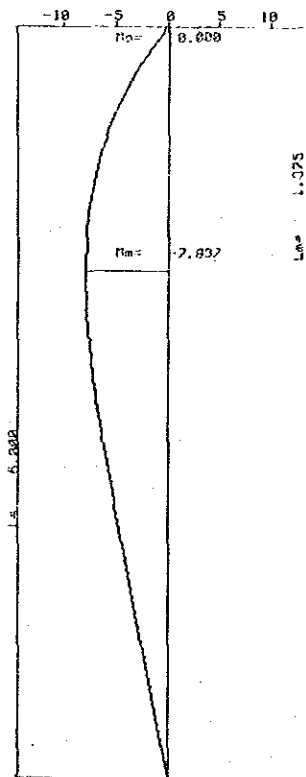


a) Articulación del cabezal de pilote

KAJU--Ho= 9.718 (T)
 Ho= 0.000 (TM)
 BET= 4.037452233E-03 (CM-1)
 KUI-SENTAN: HINGE

KUI TOU HENI:DE= 0.38025 (CM)
 KUI TOU KAKU:AL=-1.51427051E-03 (RAD)
 UNDER G.L. Mmax= -7.897 (TM)
 Lm = 197.540 (CM)

X (M)	Y (CM)	M (TM)	S (T)
0.000	0.380	0.000	-3.718
0.500	0.305	-3.958	-6.243
1.000	0.235	-6.366	-3.505
1.500	0.174	-7.575	-1.434
2.000	0.122	-7.896	0.061
2.500	0.081	-7.592	1.085
3.000	0.049	-6.872	1.740
3.500	0.027	-5.837	2.122
4.000	0.012	-4.781	2.315
4.500	0.003	-3.601	2.331
5.000	-0.000	-2.333	2.406
5.500	-0.000	-1.198	2.399
6.000	-0.000	-0.000	2.394
6.000	-0.000	-0.000	2.394

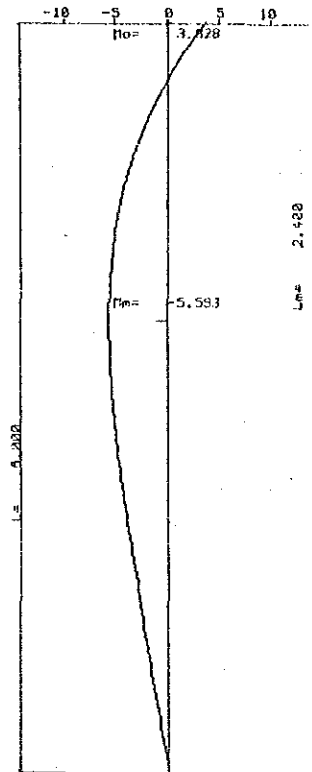


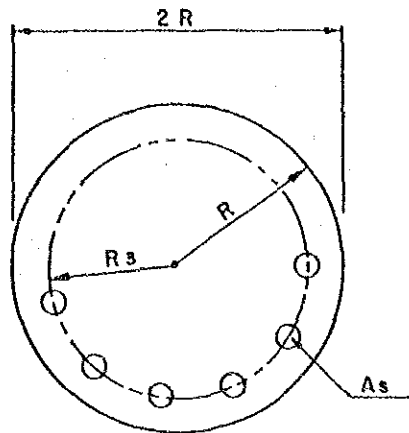
b) Asentamiento del cabezal de pilote

KAJUU--Ho= 9.718 (T)
 Mo= -3.828 (TM)
 BET= 4.032452233E-03 (CM-1)
 KUI-SENTAN: HINGE

KUI TOU HENI:DE= 0.32000 (CM)
 KUI TOU KAKU:AL=-1.02390503E-03(RAD)
 UNDER 6.L. Mmax= -5.593 (TM)
 Lm = 240.895 (CM)

X(M)	Y(CM)	M(TM)	S(T)
0.000	0.320	3.828	-9.718
0.500	0.267	-0.262	-6.732
1.000	0.215	-2.994	-4.284
1.500	0.166	-4.633	-2.352
2.000	0.123	-5.424	-0.885
2.500	0.088	-5.584	0.183
3.000	0.059	-5.295	0.927
3.500	0.038	-4.699	1.417
4.000	0.022	-3.908	1.722
4.500	0.012	-2.999	1.897
5.000	0.006	-2.024	1.988
5.500	0.002	-1.018	2.029
6.000	-0.000	0.000	2.041
6.000	-0.000	0.000	2.041





	Unidad	N Máximo	N Mínimo	
M	t.m.	7.897	7.897	
N	t.	52.469	25.511	
H	t.	9.718	9.718	
R	cm	30.000	30.000	
Rs	cm	22.000	22.000	
As	cm	(8.19×10) 28.400	(8.19×10) 28.400	
C		0.610	1.017	
S		0.184	1.003	
Fc	Kg/cm ²	53.419	58.576	
Fs	Kg/cm ²	241.845	866.986	
V	Kg/cm ²	3.437	3.437	
Fca	Kg/cm ²	100	100	
Fsa	Kg/cm ²	1600	1600	
Va	Kg/cm ²	4.71	4.71	

Donde: Fc : Tensión de compresión
 Fs : Tensión de tracción
 V : Tensión de corte
 Fca : Tensión admisible de compresión
 Fsa : Tensión admisible de tracción
 Va : Tension admisible de corte
 M : Momento flector
 N : Carga axial
 S : Fuerza de corte
 As : Acero de refuerzo