

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Programa Académico de Ingeniería Civil

" DISEÑO DE UN PUENTE LOSA "

Tesis para optar el Título de  
Bachiller en Ingeniería  
Civil

Hecho por : JUAN ALBERTO NAIRN SAYAN  
Asesorado por : Ing° Manuel Pastor Guajardo

1974

## INDICE ..

1.000	DISEÑO DE LA LOSA
1.010	DATOS
1.100	Dimensionamiento y Cálculo del peso propio de la losa.
1.200	Cálculo de Momentos en la losa
1.210	Momento debido al peso propio
1.220	Cálculo del ancho efectivo
1.230	Cálculo del coeficiente de impacto
1.240	Momento debido a la sobrecarga
1.250	Cálculo del Momento total
1.260	Verificación del Peralte de la losa
1.300	Diseño de la Armadura de la losa
1.310	Cálculo de la Armadura principal
1.320	Cálculo de la Armadura de repartición
1.330	Cálculo de la Armadura de temperatura
1.340	Determinación gráfica del doblado de la armadura
1.400	Diseño de la viga sardinel
1.410	Cálculo del peso propio de la viga sardinel
1.420	Cálculo del momento por peso propio
1.430	Cálculo del momento por sobrecarga
1.440	Cálculo del momento total
1.450	Verificación del peralte útil
1.460	Diseño de la Armadura de la viga sardinel
1.470	Análisis por cortante en la viga sardinel
1.480	Verificaciones por momento y corte en la viga sardinel
1.490	Diseño de Estribos en la viga sardinel.
2.000	DISEÑO DEL ESTRIBO
2.010	DATOS
2.100	Cálculo de Reacciones con el puente

- 2.110 Reacción por peso propio del puente
- 2.120 Reacción por sobrecarga
- 2.130 Fuerza de Frenado
- 2.140 Fuerza de Fricción
- 2.200 Dimensionamiento del perfil del estribo
- 2.210 Cálculo del peso propio del estribo
- 2.220 Cálculo del empuje de tierras y alturas a las que actúa
- 2.300 Estribo sin puente
- 2.320 Estabilidad del estribo sin puente
- 2.321 Chequeo por volteo para la sección 1 - 1
- 2.322 Chequeo por volteo para la sección 2 - 2
- 2.323 Chequeo por deslizamiento para la sección 1 - 1
- 2.324 Chequeo por deslizamiento para la sección 2 - 2
- 2.325 Cálculo de esfuerzos en la sección 1 - 1
- 2.326 Cálculo de esfuerzos en la sección 2 - 2
- 2.400 Estabilidad del estribo con puente
- 2.411 Chequeo por volteo para la sección 1 - 1
- 2.412 Chequeo por volteo para la sección 2 - 2
- 2.413 Chequeo por deslizamiento para la sección 1 - 1
- 2.413 Chequeo por deslizamiento para la sección 2 - 2
- 2.415 Cálculo de esfuerzos en la sección 1 - 1
- 2.416 Cálculo de esfuerzos en la sección 2 - 2
- 2.500 Diseño de las alas del estribo
- 2.510 Dimensionamiento
- 2.520 Cálculo del peso propio
- 2.530 Cálculo del empuje de tierras y alturas a las que actúa
- 2.540 Estabilidad de las alas del estribo
- 2.541 Chequeo por volteo para la sección 3 - 3
- 2.542 Chequeo por volteo para la sección 4 - 4
- 2.543 Chequeo por deslizamiento para la sección 3 - 3
- 2.544 Chequeo por deslizamiento para la sección 4 - 4

2.545	Cálculo de Esfuerzos en la Sección 3 - 3
2.546	Cálculo de Esfuerzos en la Sección 4 - 4
3.000	METRADOS Y PRESUPUESTO.
3.100	METRADOS
3.200	Análisis de Costos
3.300	PRESUPUESTO
4.000	PLANOS

## 1.000 DISEÑO DE LA LOSA

### 1.010 DATOS.

Luz de cálculo	7.00 mt.
Ancho entre sardineles	12.00 mt.
s/c	H 15

### 1.100 DIMENSIONAMIENTO Y CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA LOSA.

- a) Calcularemos el espesor probable de la losa que es un estimado de 1/15 de la luz de cálculo.

$$h = \frac{1}{15} \times 7.00 = 46.5 \text{ cm.}$$

$$h = 46.5 \text{ cm. , pero usaré } h = 45 \text{ cm.}$$

- b) Cálculo de la altura útil de la losa : "d"

Considerando que :

$$\text{Recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

$$\phi / 2 = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Altura útil de la losa} = h - 4 - 1$$

$$d = 45 - 5$$

$$d = 40 \text{ cms.}$$

- c) Cálculo del peso propio de la losa

Sabiendo que :

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico del asfalto} = 2000 \text{ kg/m}^3$$

y considerando una capa asfáltica de 2"

$$\text{Peso propio Losa} = 0.45 \times 2,400 \times 1.0 = 1080 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Peso propio asfalto} = 0.05 \times 2,000 \times 1.0 = 100 \text{ kg/ml.}$$

$$\therefore pp = 1180 \text{ kg/ml}$$

## 1.200 CALCULO DE MOMENTOS EN LA LOSA

## 1.210 MOMENTO DEBIDO AL PESO PROPIO.

Sabemos que por ser un elemento simplemente apoyado, el momento máximo será :

$$M_{pp} = \frac{\omega_{pp} \times L^2}{8}$$

donde :  $\omega_{pp} = 1180 \text{ kg/mt.}$

$L = 7.00 \text{ mts.}$

$M_{pp} = 7230 \text{ kg - mt.}$

## 1.220 CALCULO DEL ANCHO EFECTIVO.

Sabiendo que :

$$E = 4' + 0.06 L' \leq 7'$$

donde :

$$E = 4 + 0.06 \times 3.28 \times 7$$

$$E = 5.38'$$

$$E = 1.64 \text{ mts.}$$

## 1.230 CALCULO DEL COEFICIENTE DE IMPACTO

Sabiendo que :

$$i = \frac{50}{L' + 125}$$

este valor de  $i$  no será mayor de 0.30

$$i = \frac{50}{7 \times 3.28 + 125} = 0.34 > 0.30 \quad \text{No!}$$

Se tomará  $= 0.30$

$$\therefore (1 + i) = 1.30$$

## 1.240 MOMENTO DEBIDO A LA SOBRECARGA.

Siendo mi sobrecarga un H15 haré lo siguiente

1º, Ubicaré la posición de la resultante de las cargas,

2º, El momento máximo se producirá en una posición en que el

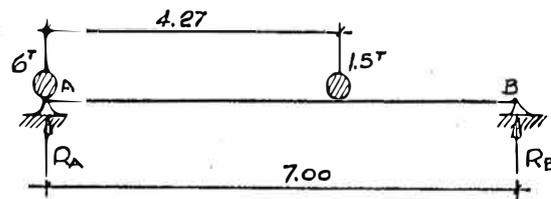
3.

centro de luz de la viga quede equidistante entre la resultante de las cargas y la carga más cercana a ésta.

3°, Chequearé este momento anterior con otro.

Seguiré los pasos anteriores.

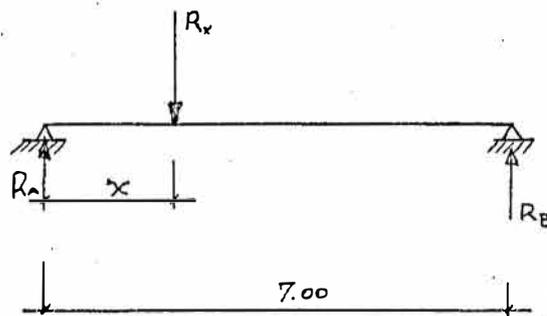
1° Resultante será  $\leq (6.0 + 1.5) = 7.5 \text{ Tm}$



$$\sum M_A = 0$$

$$1.5 \times 4.27 = R_B \times 7$$

$$R_B = 0.915 \text{ T}$$



$$\sum M_A = 0$$

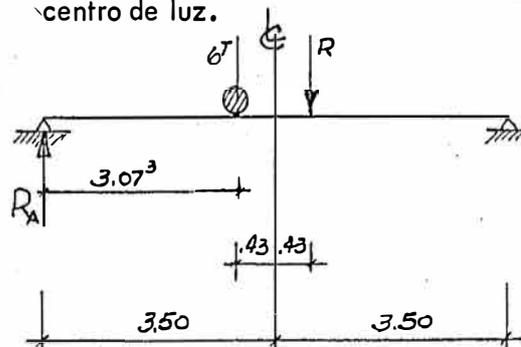
$$R_x \times x = 7 R_B$$

$$x = \frac{7 R_B}{R_x}$$

$$x = 0.854 \text{ mt.}$$

∴ La Resultante estará a 0.854 mt. de la carga de 6 Ton.

2° Ubicando la Resultante y la carga de 6 Ton. equidistantes del centro de luz.



$$R_A = \frac{6000 \times 3.925}{7}$$

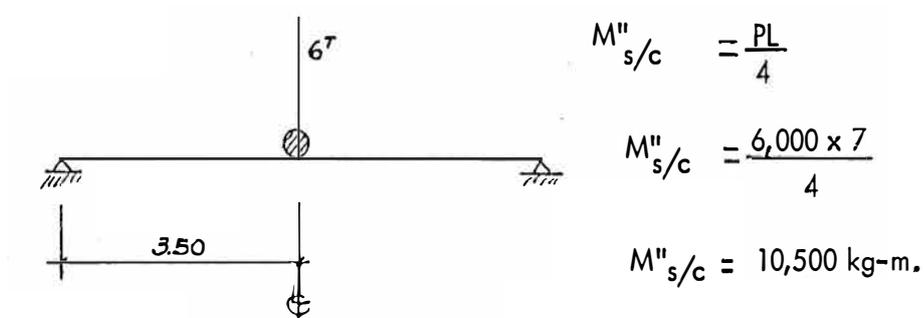
$$R_A = 3365 \text{ kg}$$

$$M' \text{ s/c} = 3365 \times 3.073$$

$$M' \text{ s/c} = 10,350 \text{ kg - mt.}$$

4.

3° Compararé este momento anterior con el que se produce ubicando la carga de 6 Ton. en el Centro de Luz.



Siendo este valor mayor que el anterior lo consideraré

$$M_{s/c} = M''_{s/c} \times \left( \frac{1+i}{E} \right)$$

$$M_{s/c} = 10,500 \times \frac{1.3}{1.64}$$

$$M_{s/c} = 8330 \text{ kg - mt.}$$

1.250 CALCULO DEL MOMENTO TOTAL.

$$M_{\text{Total}} = M_{pp} + M_{s/c}$$

$$M = 7230 + 8330$$

$$M_{\text{Total}} = 15,560 \text{ kg - mt.}$$

1.260 VERIFICACION DEL PERALTE DE LA LOSA.

a) Para :  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

el factor  $K = 1/2 \text{ k}$  y  $f_c$  es igual a  $k = 18.9$

sabiendo que :

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}} = \sqrt{\frac{15560}{18.9 \times 100}}$$

$$d = 28.7 \text{ cm.}$$

Tomaré una nueva altura útil de 30 cms. y Peralte de 35 cms.



## 1.320 CALCULO DE LA ARMADURA DE REPARTICION.

Se calculará como porcentaje de la armadura principal y no mayor del 50%.

$$\% A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{L^i}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 7}} = 20.85 \%$$

$$\therefore A_{sr} = \frac{20.85}{100} \times 38.4$$

$$A_{sr} = 8.01 \text{ cm}^2$$

para  $\emptyset$  5/8" la separación será :

$$s = \frac{2 \times 100}{8.01} = 25 \text{ cms.}$$

$\emptyset$  5/8" @ 25 cms.

## 1.330 CALCULO DE LA ARMADURA DE TEMPERATURA.

Se calculará tomando como cuantía 0.001.

$$A_{st} = 0.001 (b \times d)$$

$$= 0.001 \times 100 \times 30$$

$$A_{st} = 3.0 \text{ cm}^2$$

para  $\emptyset$  1/2" la separación será :

$$s = \frac{1.29 \times 100}{3.0} = 43 \text{ cms.}$$

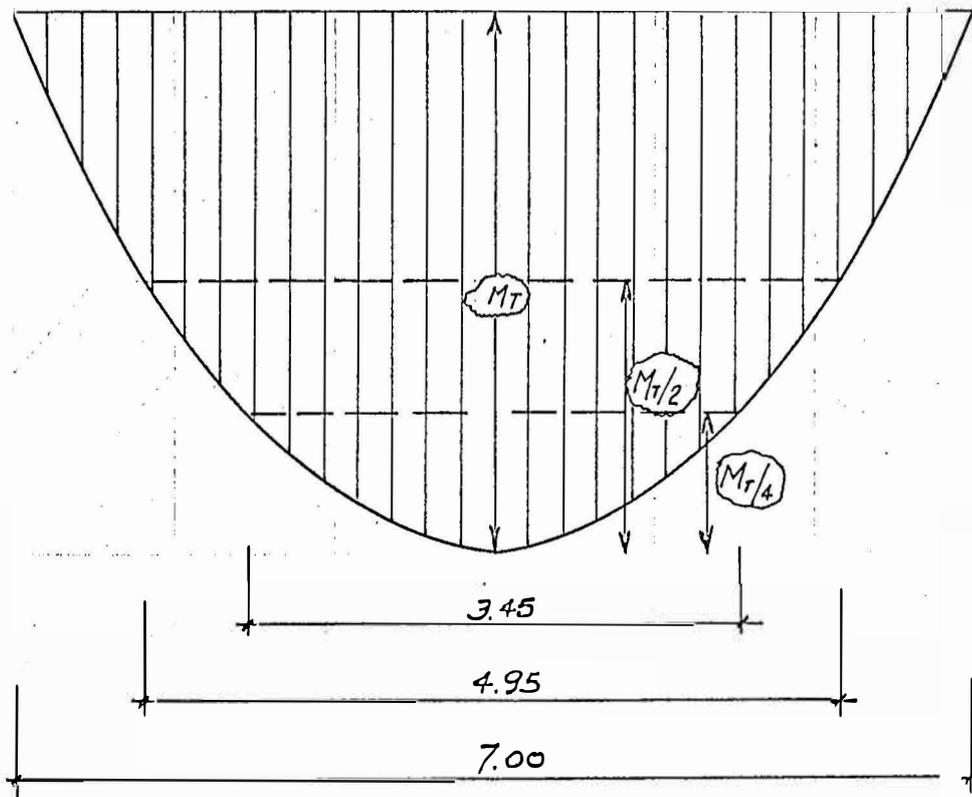
usaremos :  $\emptyset$  1/2" @ 40 cms.

## 1.340 DETERMINACION GRAFICA DE LOS PUNTOS DE DOBLADO DE LA ARMADURA.

Los hallaré considerando el momento total entre dos, y el momento total entre cuatro ubicados en el diagrama de momentos como puntos de doblado, en el gráfico que está a continuación.

DETERMINACION GRAFICA DE LOS PUNTOS

DE DOBLADO DE LA ARMADURA

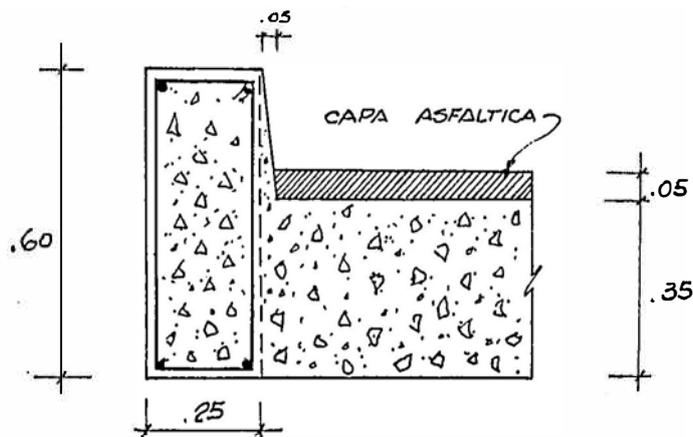


SIENDO :  $M_T = 14.090 \text{ Kg-m}$

ESCALA :	H.	1/50
	V.	1/20

## 1.400 DISEÑO DE LA VIGA SARDINEL.

Dimensionalmente tiene una altura igual al espesor de la losa más 25 cms. que es lo normal y el talud interior tiene una proyección horizontal de 5 cms. Estructuralmente trabaja como una viga rectangular.



## 1.410 CALCULO DEL PESO PROPIO DE LA VIGA SARDINEL.

$$w = b \times h \times 2400$$

$$w = .60 \times .25 \times 2400$$

$$w = 360 \text{ kg/mt.}$$

## 1.420 CALCULO DEL MOMENTO POR PESO PROPIO.

$$M_{pp} = 1/8 \times 360 \times 7^2$$

$$M_{pp} = 2205 \text{ kg - mt.}$$

## 1.430 CALCULO DEL MOMENTO POR SOBRECARGA.

$$M_{s/c} = 0.10 \times P \times L \times (1 + i)$$

donde :  $P = 6,000 \text{ kg.}$

$$L = 7.00 \text{ mt.}$$

$$i = 0.30$$

$$M_{s/c} = 0.10 \times 6,000 \times 7 \times 1.3$$

$$M_{s/c} = 5469 \text{ kg - mt.}$$

## 1.440 CALCULO DEL MOMENTO TOTAL.

$$M_T = M_{pp} + M_{s/c}$$

$$M_T = 5469 + 2205$$

$$M_T = 7674 \text{ kg} - \text{mt.}$$

## 1.450 VERIFICACION DEL PERALTE UTIL.

$$d = \text{altura} - \text{recubrimiento}$$

$$d = 0.60 - 0.05$$

$$d = 0.55 \text{ mts.}$$

Chequeo :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

$$d = \sqrt{\frac{7674}{18.9 \times 25}}$$

$$d = 40.3 < 55 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 1.460 DISEÑO DE LA ARMADURA DE LA VIGA SARDINEL.

$$A_s = \frac{M}{f_s y d} = \frac{7674}{14 \times 0.87 \times 0.55} = 11.42$$

$$A_s = 11.42 \text{ cm}^2$$

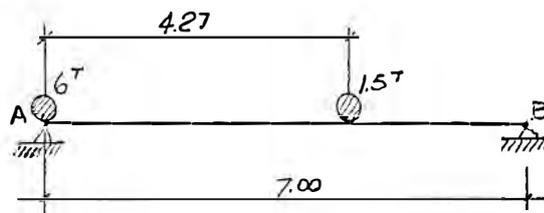
para  $\emptyset 7/8''$  la separación será

$$s = \frac{3.84 \times 100}{11.42} = 33 \text{ cms.}$$

Luego, colocaremos 3  $\emptyset 7/8''$  por metro en la parte inferior. Se hace necesaria la colocación de estribos para evitar rajaduras luego colocaremos 2  $\emptyset 1/2''$  en la parte superior para amarrar los estribos.

## 1.470 ANALISIS POR CORTANTE EN LA VIGA SARDINEL.

Lo haremos colocando la llanta más pesada en el apoyo y la otra donde caiga a 4.27 mts. de distancia.



$$\sum M_B = 0$$

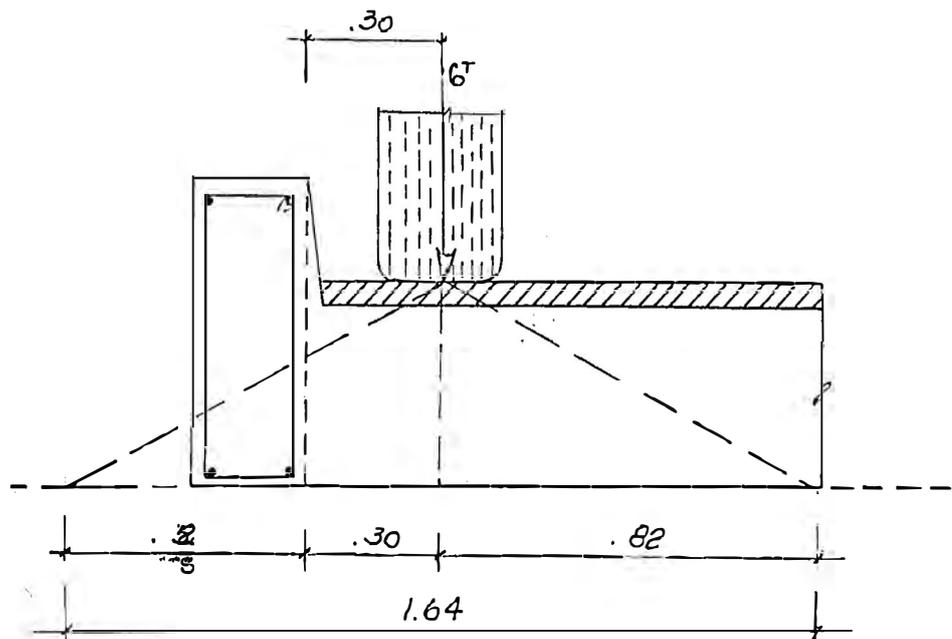
$$7R_A = 6,000 \times 7 + 1500 \times 2.73$$

$$R_A = 6590 \text{ kgs.}$$

a) Para el chequeo por s/c usaré :

Coefficiente de impacto .....  $C_i = 1.30$

ancho efectivo .....  $E = 1.64 \text{ mt.}$



de la fig. :

$$s = 0.52$$

$$V_{s/c} = \frac{6590 \times 1.30 \times 0.52}{1.64}$$

$$V_{s/c} = 2720 \text{ kgs.}$$

b) Para el cortante por peso propio de la viga en el apoyo.

$$V_{pp} = \frac{WL}{2} = \frac{360 \times 7}{2}$$

$$V_{pp} = 1260 \text{ kgs.}$$

c) Fuerza Cortante total será el cortante por peso propio más el cortante por sobrecarga.

$$\begin{aligned} V_{Total} &= V_{pp} + V_{s/C} \\ &= 1260 + 2720 \end{aligned}$$

$$V_{Total} = 3980 \text{ kgs.}$$

1.480 VERIFICACIONES POR MOMENTO Y CORTE EN LA VIGA SARDINEL.

a) Para verificar por momento calcularé el momento por impacto lateral de una rueda. Para este momento el Reglamento estipula una carga de 750 kg/ml. actuando a 0.25 mts. sobre la superficie de rodadura.

$$M_{IMPACTO} = 750 \times 0.25$$

$$M_I = 187 \text{ kg - mts.}$$

Verificando el espesor del sardinel .

$$e_{min} = \sqrt{\frac{187}{18.9 \times 1}}$$

$$e = 3.2 < 25 \text{ cms. .... Ok!}$$

b) Para verificar por corte calcularé cuál es el corte resistente de la viga y lo compararé con el corte actuante.

$$\begin{aligned} V_c &= v_c \cdot b \cdot d \\ &= 0.3 \times 280 \times 25 \times .872 \times 65 \end{aligned}$$

$$V_c = 19070 \text{ kgs} > 3980 \text{ kgs. .... Ok!}$$

1.490 DISEÑO DE ESTRIBOS EN LA VIGA SARDINEL.

Con el cálculo anterior vemos que el concreto resiste la fuerza cortante luego no son necesarios, pero para evitar rajaduras, usaremos estribos .

Primero, calcularé el área de estribos.

$$A_s = \frac{M_T}{f_s y d} = \frac{187}{14 \times 0.87 \times 21} = 0.73 \text{ cm}^2$$

usaré  $\emptyset 3/8''$  para calcular la separación.

$$s = \frac{0.71 \times 100}{0.73} = 1 \emptyset 3/8 @ 1.00 \text{ mt.}$$

pero hay una limitación que en este caso es:

$$s_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{56}{2} = 28 \text{ cms.}$$

Luego, se usará  $\emptyset 3/8'' @ 28 \text{ cms.}$

## 2.000 DISEÑO DEL ESTRIBO.

2.010	DATOS.	Base del Estribo .....	14.00 mts.
		Elevación del Estribo .....	3.50 mts.
		Cimentación del Estribo .....	2.00 mts.
		Angulo de reposo del terreno	40°
		Peso específico del terreno .....	1600 kg/m <sup>3</sup>
		Coeficiente de fricción para :	
		Concreto - Concreto	0.70
		Concreto - Suelo	0.45
		Capacidad portante del suelo	4 kg/cm <sup>2</sup>

## 2.100 CALCULO DE REACCIONES CON EL PUENTE.

Tendré reacción por peso propio del puente, reacción por s/c, fuerzas fricción y frenado.

## 2.110 REACCION POR PESO PROPIO DEL PUENTE.

Con los datos del capítulo 1.100 :

wpp Losa	=	1180 kg/ml.
wpp Viga Sardiné	=	360 kg/ml.
wpp Superficie asfáltica.	=	100 kg/ml.

Para una luz de 7.00 mts. y la mitad a cada estribo.

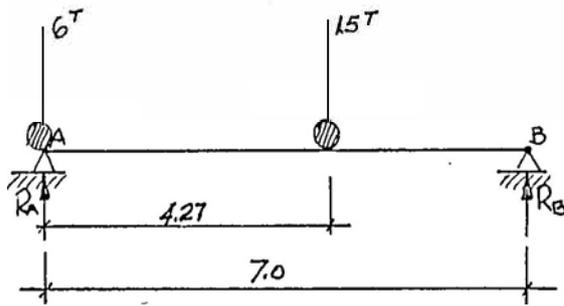
$$R_{pp} = (1180 + 360 + 100) \times \frac{7.0}{2}$$

$$R_{pp} = 5745 \text{ kg.}$$

## 2.120 REACCION POR SOBRECARGA.

Calcularé 1° la reacción cuando la llanta más pesada está en el apoyo, luego la transformaré en carga por metro de estribo en contacto con la zapata

Como tengo un puente de 3 vías tendré 6 líneas de ruedas y afectado por el factor de reducción 0.9



$$\begin{aligned} \sum M_B &= 0 \\ R_A &= \frac{6000 \times 7 + 1.5 \times 2.73}{7} \\ R_A &= 6,590 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

$$R_{s/c} = \frac{6590 \times 6 \times 0.9}{14.00}$$

$$R_{s/c} = 3160 \text{ kgs.}$$

2.130 . CALCULO DE LA FUERZA DE FRENADO.

Considerando que la sobrecarga equivalente para un H15 es (720kg/ml + 6,000 kg.) , para 3 vías de tránsito, por metro de base de estribo y para un estribo la fuerza de frenado F<sub>F</sub> será :

$$F_F = 0.05 ( 720 \times 7 + 6,000 ) \times 3 \times 0.9 \times \frac{1}{14} \times \frac{1}{2}$$

$$F_F = 53.3 \text{ kgs.}$$

2.140 CALCULO DE LA FUERZA DE FRICCIÓN.

Es considerada un porcentaje de la reacción por peso propio del puente Para el caso de placas que es el que usaré el porcentaje es el 12%.

$$F_f = \frac{0.12 \times 5745}{14} = 49.3$$

$$F_f = 49.3 \text{ kgs.}$$

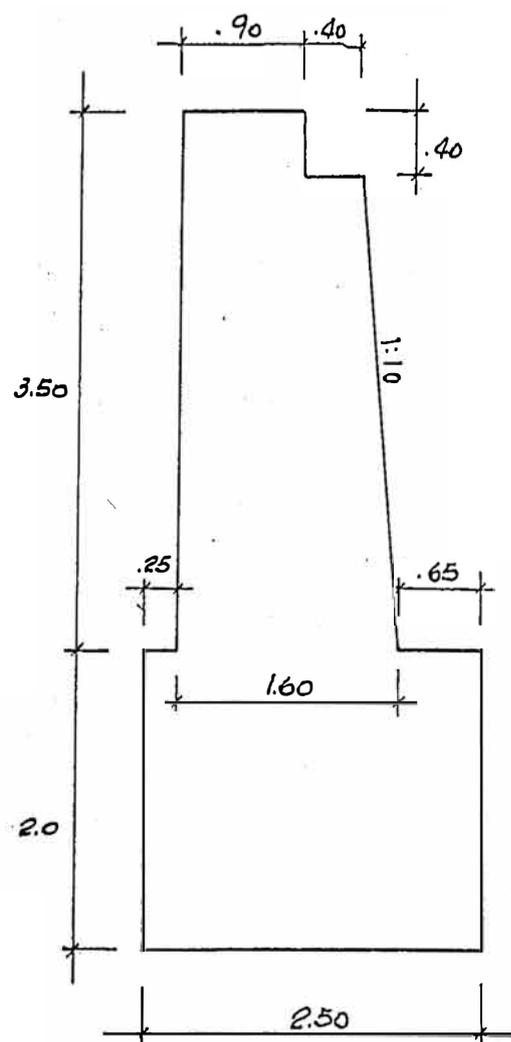
De los valores de la fuerza de frenado y de la fuerza de fricción consideraré :

- a) Para volteo , la que produzca mayor momento volteo
- b) Para deslizamiento, la mayor
- c) Para calcular esfuerzos, la que usé para el volteo

2.200 DIMENSIONAMIENTO DEL PERFIL DEL ESTRIBO.

- Siendo las dimensiones de la elevación 3.50mts. y de la zapata más la elevación 5.50 mts., usaré estas alturas multiplicadas por el factor 0.45 para obtener respectivamente la base de la elevación y la base de la zapata.
- Usaré un talud de 1 : 10 para la elevación.
- Como talón del estribo tomaré la dimensión 0.25 mts.
- Para las dimensiones de la cajuela, como fondo tomaré una longitud igual a la losa del puente y como altura la altura de la losa más el dispositivo de apoyo de 2 pulgadas de alto.

Gráficamente :



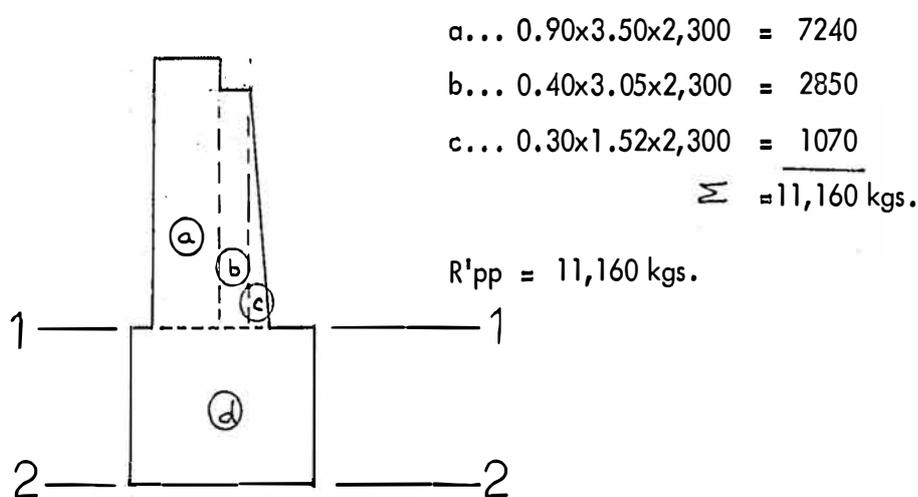
$$0.45 \times 3.5 \approx 1.60$$

$$0.45 \times 5.5 \approx 2.50$$

## 2.210 CALCULO DEL PESO PROPIO DEL ESTRIBO.

Calcularé el peso propio en dos partes, la primera para la elevación del estribo solamente y la segunda para todo el estribo. Todo esto con el fin de poder hacer el análisis en las dos secciones críticas que se presentan, una en el fondo de la elevación y otra en el fondo de cimentación. Para el cálculo, dividiré en partes el estribo y usaré concreto ciclópeo.

a) Para la sección 1 - 1



b) Para la sección 2 - 2

$$R''_{pp} = a + b + c + 2.50 \times 2.00 \times 2,300$$

$$R''_{pp} = 11,160 + 11,500$$

$$R''_{pp} = 22,660 \text{ kgs.}$$

## 2.220 CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS Y ALTURAS A LAS QUE ACTUA.

a) Para la sección 1 - 1 usaremos la fórmula

$$E = \frac{1}{2} w h (h + 2 h') c$$

donde:

$w =$  peso volumétrico del terreno .....  $1600 \text{ kg/m}^3$   
 $h =$  altura de cálculo .....  $3.50 \text{ mt.}$   
 $h' =$  sobrecarga en altura equivalente ...  $0.60 \text{ mt.}$   
 $c =$  coeficiente de fricción interna

para el cálculo de "c" usaremos la fórmula :

$$c = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right) \text{ de donde } c = 0.22$$

Reemplazando datos :

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 3.5 (3.5 + 2 \times 0.60) \times 0.22$$

$$E = 2890 \text{ kgs.}$$

Este empuje lo descompondré en : empuje horizontal "E<sub>h</sub>"  
empuje vertical "E<sub>v</sub>"

$$E_h = E \cos \frac{\theta}{2} \dots\dots\dots E'_h = 2710 \text{ kgs.}$$

$$E_v = E \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \dots\dots\dots E'_v = 990 \text{ kgs.}$$

- b) Para la sección 2 - 2 tendremos los mismos datos excepto el que se refiere a la altura de cálculo, en este caso :

$$h = 5.50 \text{ mts.}$$

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 5.5 (5.5 + 2 \times 0.60) \times 0.22$$

$$E = 6480 \text{ kgs.}$$

Descomponiéndolo en empuje horizontal y vertical :

$$E''_h = 6090 \text{ kgs.}$$

$$E''_v = 2215 \text{ kgs.}$$

- c) Altura a la que actúa el empuje para la sección 1 - 1 está dada por la fórmula :

$$y = \frac{h}{3} \left( \frac{h + 3 h'}{h + 2 h'} \right)$$

reemplazando datos :

$$y = \frac{3.50}{3} \left( \frac{3.50 + 3 \times 1.20}{3.50 + 2 \times 1.20} \right)$$

$$y = 1.31 \text{ mts.}$$

d) Altura a la que actúa el empuje para la sección 2 - 2

$$y = \frac{5.5}{3} \left( \frac{5.5 + 3 \times 0.60}{5.5 + 2 \times 0.60} \right)$$

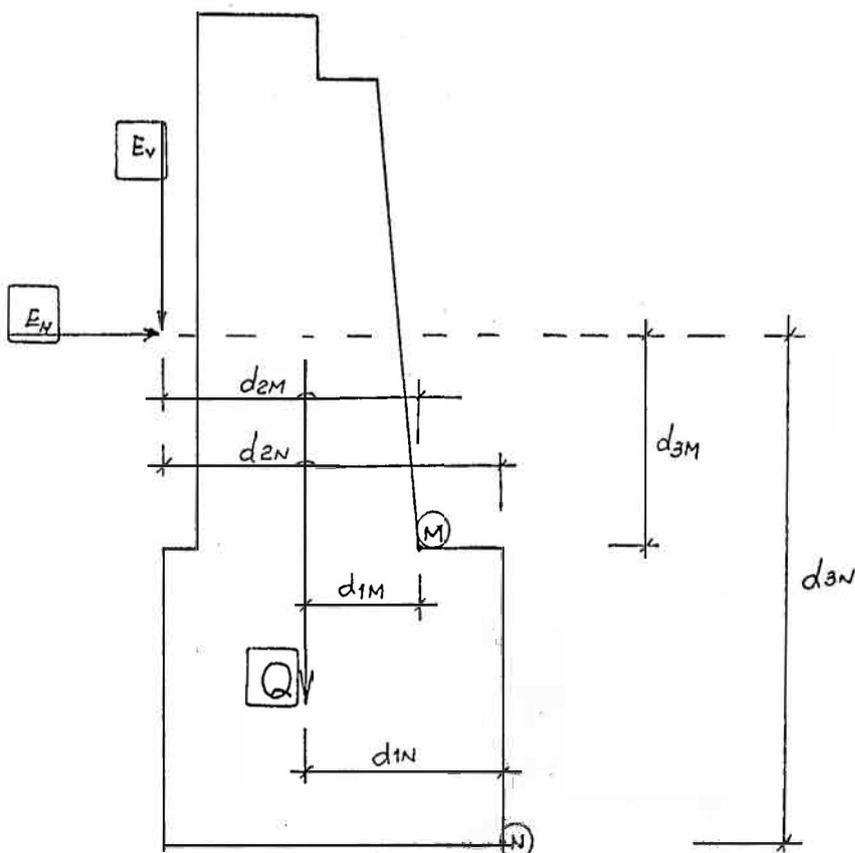
$$y = 2.0 \text{ mts.}$$

Estas alturas están medidas desde el fondo de la elevación hacia arriba para la sección 1 - 1 y desde el fondo de la cimentación para la sección 2 - 2.

### 2.300 ESTRIBO SIN PUENTE

#### 2.320 ESTABILIDAD DEL ESTRIBO.

- Chequearé las secciones 1 - 1 y 2 - 2 para el volteo considerando que el coeficiente de volteo no será menor de 2.
- Para el deslizamiento verificaré que el coeficiente de deslizamiento no sea menor de 1.5
- Para los esfuerzos verificaré que no hayan tracciones y que las compresiones estén dentro de la capacidad portante del suelo.



donde :

- $Q$  = peso del estribo  
 $E_v$  = empuje vertical  
 $E_h$  = empuje horizontal  
 $d_{1M}$  = distancia de  $Q$  a  $M$ .  
 $d_{1N}$  = distancia de  $Q$  a  $N$ .  
 $d_{2M}$  = distancia del  $E_v$  a  $M$ .  
 $d_{2N}$  = distancia del  $E_v$  a  $N$ .  
 $d_{3M}$  = distancia del  $E_h$  a  $M$ .  
 $d_{3N}$  = distancia del  $E_h$  a  $N$ .

### 2.321 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 1 - 1

a) Cálculo del Momento resistente

$$\begin{aligned}
 M_R &= Q \times d_{1M} + E'_v \times d_{2M} \\
 M_R &= (7240 \times 1.15 + 2850 \times 0.50 + 1070 \times 0.20) + 990 \times 1.85 \\
 M_R &= 9969 + 1835 \\
 M_R &= 11,804 \text{ kg} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

b) Cálculo del Momento de volteo

$$\begin{aligned}
 M_v &= E'_h \times d_{3M} \\
 M_v &= 2710 \times 1.31 \\
 M_v &= 3365 \text{ kg} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$\begin{aligned}
 C_v &= \frac{M_R}{M_v} \\
 C_v &= \frac{11804}{3365} = 3.3 > 2.0 \dots\dots\dots \text{Ok!}
 \end{aligned}$$

### 2.322 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 2 - 2

a) Cálculo del Momento Resistente

$$\begin{aligned}
 M_R &= Q \times d_{1N} + E'_v \times d_{2N} \\
 M_R &= (7240 \times 1.8 + 2,850 \times 1.15 + 1070 \times 0.85 + 11,500 \times 1.25) + 2215 \times 2.50 \\
 M_R &= 31,610 + 5530 \\
 M_R &= 37,140 \text{ kg} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

b) Cálculo del Momento de Volteo

$$M_v = E''_h \times d_3 N$$

$$M_v = 6090 \times 2.0$$

$$M_v = 12,180 \text{ kg} \cdot \text{mt.}$$

c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$C_v = \frac{M_R}{M_v}$$

$$C_v = \frac{37140}{12180} = 3.05 > 2.0 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

2.323 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 1 - 1

Usaré la suma de fuerzas verticales que en este caso será el peso propio de la elevación del estribo más el empuje vertical; también el empuje horizontal y el coeficiente de fricción entre concreto - concreto.

$$C_D = \frac{\sum F_v \times C_f}{\sum F_h}$$

$$C_D = \frac{(11,160 + 990) \times 0.7}{2710} = 3.14 > 1.5 \dots\dots \text{Ok!}$$

2.324 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 2 - 2

Considerando el coeficiente de fricción entre concreto y suelo  $C_f = 0.45$

$$\sum F_v = 22660 + 2215 = 24875$$

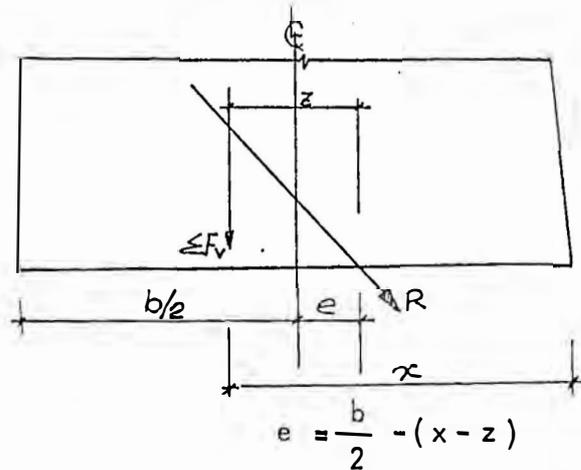
$$\sum F_h = 6480 \times 0.94 = 6090$$

$$C_d = \frac{24875}{6090} \times 0.45 = 1.84 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

2.325 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 1 - 1.

Primero calcularemos la excentricidad de la resultante y luego calcularemos el diagrama de presiones.

a) Cálculo de la excentricidad.



donde los valores "x", "z" y "b/2" se hallan de la siguiente manera :

$$x = \frac{MR}{F_v} = \frac{11804}{12150} = 0.97 \text{ mt.}$$

$$z = \frac{M_v}{F_v} = \frac{3565}{12150} = 0.29 \text{ mt.}$$

$$\frac{b}{2} = \frac{1.60}{2} = 0.80 \text{ mts.}$$

$$e = 0.80 - (0.97 + 0.29)$$

$$e = 0.12 \text{ mts.}$$

b) Cálculo del diagrama de presiones .- Para ésto usaré la siguiente fórmula :

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

donde : A = área de la sección .... 1.60x1.00 mts<sup>2</sup>.

$\sum F_v$  = suma de fuerzas verticales ..... 12,150 kgs.

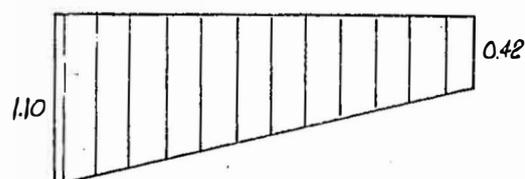
e = excentricidad ..... 0.12 mt.

Reemplazando datos :

$$\sigma = \frac{12,150}{160 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.12}{1.60} \right)$$

$$\sigma^I = 1.10 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$

$$\sigma^n = 0.42 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$



## 2.326 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 2 - 2

a) Cálculo de la excentricidad

$$x = \frac{MR}{F_v} = \frac{37140}{24875} = 1.48$$

$$z = \frac{M_v}{F_v} = \frac{12180}{24875} = 0.49$$

$$b = 2.50 \text{ mts.}$$

$$e = \frac{2.50 - (1.48 - 0.49)}{2}$$

$$e = 0.26 \text{ mts.}$$

b) Cálculo del diagrama de presiones

$$\sigma = \frac{24875}{250 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.26}{2.50} \right)$$

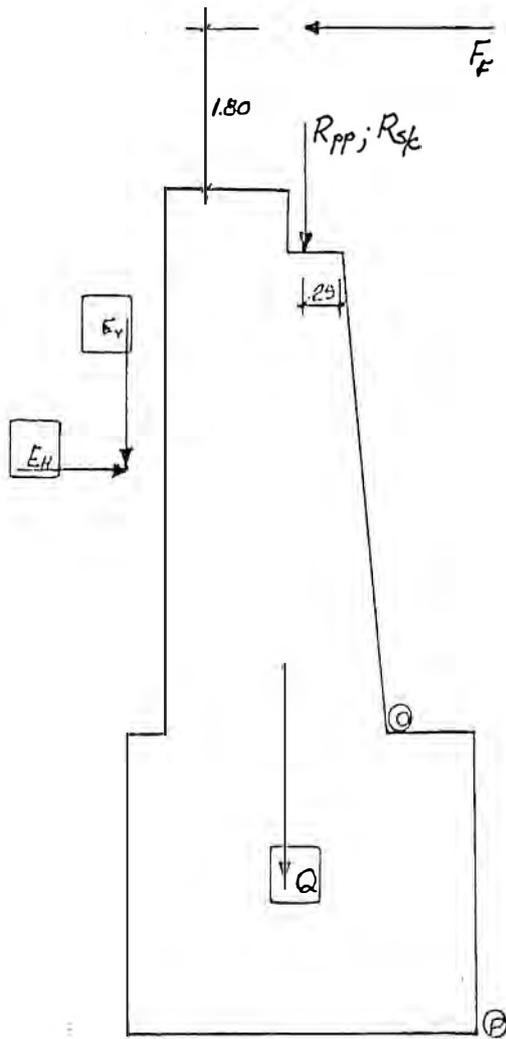
$$\sigma^I = 1.62 \text{ Kg/cm}^2 (\text{compresión}) \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$\sigma^n = 0.37 \text{ kg/cm}^2 (\text{compresión}) \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.400 ESTABILIDAD DEL ESTRIBO CON PUENTE.

Intervendrán fuerzas externas como son :

- la fuerza de frenado
- reacción por s/c
- reacción por peso propio del puente.



$Q$  = Peso del estribo

$E_V$  = empuje vertical

$E_H$  = empuje horizontal

$R_{pp}$  = reacción por peso propio del puente.

$R_{s/c}$  = reacción por sobrecarga

$F_F$  = fuerza de frenado

$d_{1M}$  = distancia de  $Q$  a  $O$

$d_{1N}$  = distancia de  $Q$  a  $P$

$d_{2M}$  = distancia del  $E_V$  a  $O$

$d_{2N}$  = distancia del  $E_V$  a  $P$

$d_{3M}$  = distancia del  $E_H$  a  $O$

$d_{3N}$  = distancia del  $E_H$  a  $P$

$d_{4M}$  = distancia de reacción a  $O$

$d_{4N}$  = distancia de reacción a  $P$

$d_{5M}$  = distancia de fuerza frenado  $O$

$d_{5N}$  = distancia de fuerza frenado a  $P$ .

#### 2.411 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 1 - 1

##### a) Cálculo del Momento Resistente

$$M_R = Q \times d_{1M} + E'_V \times d_{2M} + (R_{pp} + R_{s/c}) \times d_{4M}$$

$$M_R = 9969 \times 0.1835 + (5745 + 4998) \times 0.55$$

$$M_R = 17,714 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

##### b) Cálculo del Momento de Volteo

$$M_V = E'_H \times d_{3M} + F_F \times d_{5M}$$

$$M_V = 2710 \times 1.31 + 53.3 \times 5.30$$

$$M_V = 3819 \text{ kg} \cdot \text{mt.}$$

##### c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$C_V = \frac{17714}{3819} = 4.6 > 2.0 \quad \dots \text{Ok!}$$

## 2.412 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 2 - 2

a) Cálculo del Momento Resistente

$$M_R = Q \times d_{iN} + E''_v \times d_{2N} (R_{pp} + R_s/c) \times d_{4N}$$

$$M_R = 31,610 + 5530 + (5745 + 3160) \times 1.20$$

$$M_R = 47,845 \text{ kg - mt.}$$

b) Cálculo del Momento de Volteo

$$M_v = E''_H \times d_{3N} + F_F \times d_{5N}$$

$$M_v = 6090 \times 2.0 + 53.3 \times 7.30$$

$$M_v = 12,567 \text{ kg - mt.}$$

c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$C_v = \frac{47845}{12,567} = 3.8 > 2.0 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.413 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 1 - 1

$$\text{Siendo : la } \Sigma F_v = Q + R_{pp} + R_s/c + E'_v$$

$$\text{la } \Sigma F_H = E'_H + F_F$$

Tendremos :

$$\Sigma F_v = 11169 + 990 + 5745 + 3160 = 21064 \text{ kgs.}$$

$$\Sigma F_H = 2710 + 53.3 = 2,763 \text{ kgs.}$$

$$C_d = \frac{21064 \times 0.7}{2,763} = 5.3 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.414 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 2 - 2

$$\Sigma F_v = 24875 + 5745 + 3160 = 33,780 \text{ kgs.}$$

$$\Sigma F_H = 6090 + 53.3 = 6,143.3 \text{ kgs.}$$

$$C_f = 0.45$$

$$C_d = \frac{33,780 \times 0.45}{6,143.3} = 2.48 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.415 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 1 - 1.

a) Cálculo de la excentricidad

$$x = \frac{M_R}{F_v} = \frac{17,714}{21.064} = 0.77$$

$$z = \frac{M_v}{F_v} = \frac{4,168}{21064} = 0.18$$

$$e = \frac{b}{2} - (x - z)$$

$$e = \frac{1.60}{2} - (0.77 - 0.18)$$

$$e = 0.20 \text{ mt.}$$

b) Cálculo del diagrama de presiones

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{21064}{160 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.2}{1.60} \right)$$

$$\sigma' = 2.50 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión) } \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$\sigma'' = 0.36 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión) } \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.416 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 2 - 2

a) - Cálculo de la excentricidad.

$$x = \frac{M_R}{F_v} = \frac{47845}{33780} = 1.40 \text{ mt.}$$

$$z = \frac{M_v}{F_v} = \frac{12567}{33780} = 0.37 \text{ mt.}$$

$$e = \frac{2.50}{2} - (1.40 - 0.37)$$

$$e = 0.22 \text{ mt.}$$

b) - Cálculo del diagrama de presiones.

$$\sigma = \frac{\sum F_v}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

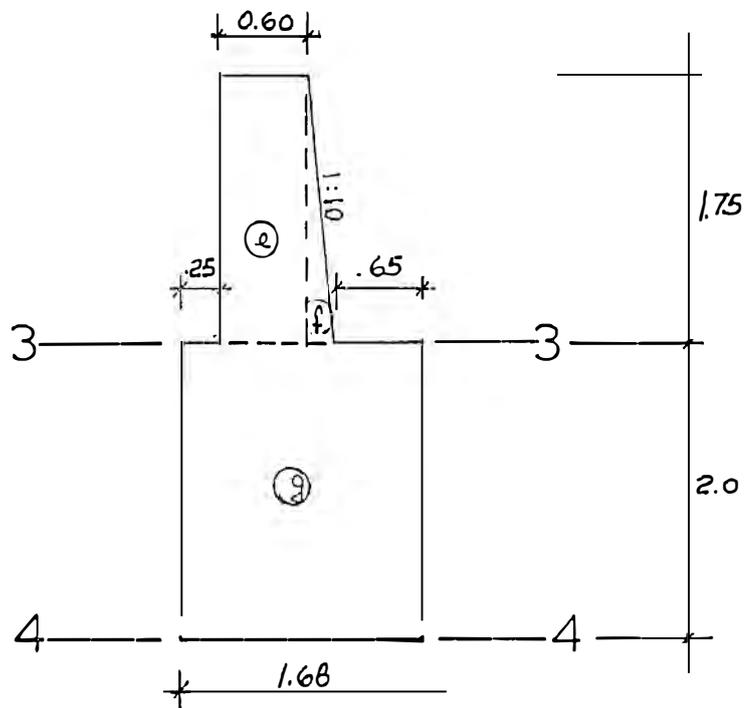
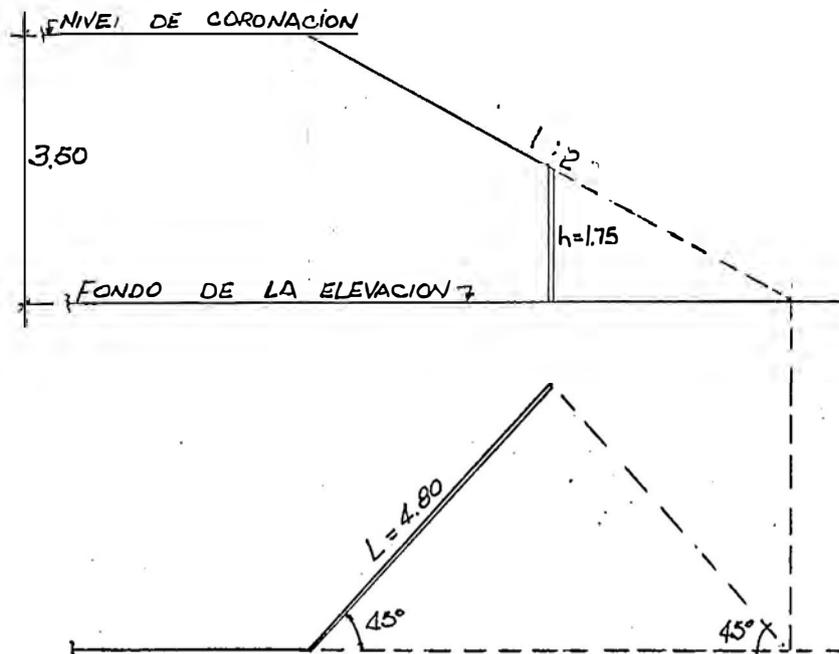
$$\sigma = \frac{33780}{250 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.22}{2.5} \right)$$

$$\sigma' = 2.18 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$

$$\sigma'' = 0.67 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$

2.500 DISEÑO DE LAS ALAS DEL ESTRIBO

2.510 DIMENSIONAMIENTO.



2.520 CALCULO DEL PESO PROPIO DEL ALA.

Como el capítulo 2.210, calcularé el peso propio en dos partes, para la sección 3 - 3 y para 4 - 4 y dividiré la figura anterior en partes: e, f, g.

a) Para la sección 3 - 3

e .....  $0.6 \times 1.75 \times 2,300 = 2420$

f .....  $0.09 \times 1.75 \times 2,300 = 362$

$\Sigma = 2,782 \text{Kgs.}$

$R''_{pp} = 2,782 \text{ kgs.}$

b) Para la sección 4 - 4

$R''_{pp} = e - f + 2.00 \times 1.68 \times 2300$

$R''_{pp} = 2782 + 7730$

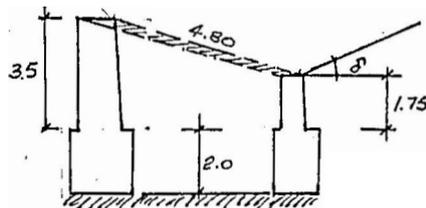
$R''_{pp} = 10,512 \text{ kgs.}$

2.530 CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS Y ALTURAS A LAS QUE ACTUA.

a) Para la sección 3 - 3 usaremos la fórmula:

$$E'' = \frac{1}{2} wh^2 c$$

Para el cálculo del valor de c, cuando el terreno tiene talud y las elevaciones son 3.50 y 1.75 mts. y la longitud del ala es 4.80, tendremos:



$$\text{tg } \delta = \frac{3.50 - 1.75}{4.80} = 0.36$$

$\delta = 21^{\circ}50'$ , además  $\theta = 40^{\circ}$

para calcular "c" usaremos la fórmula :

$$c = \cos \delta \frac{\cos \delta - \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \theta}}{\cos \delta + \sqrt{\cos^2 \delta - \cos^2 \theta}}$$

$c = 0.29$

reemplazando en la fórmula :  $E'' = \frac{1}{2} \times 1600 \times 1.75^2 \times 0.29$

$E'' = 683 \text{ kgs.}$

descomponiéndolo en empujes horizontal y vertical.

$$E_H''' = 683 \cos \frac{\theta}{2} = 643 \text{ kgs.}$$

$$E_V''' = 683 \sin \frac{\theta}{2} = 233 \text{ kgs.}$$

b) Para la sección 4 - 4

$$E'' = \frac{1}{2} \times 1600 \times 3.75^2 \times 0.29$$

$$E'' = 3140 \text{ kgs.}$$

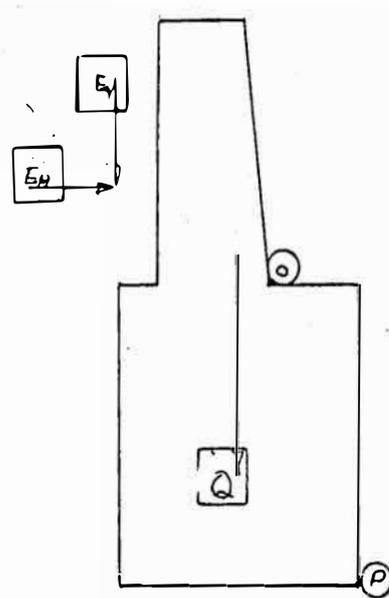
descomponiendo en empujes horizontal y vertical.

$$E_H'' = 3140 \times 0.94 = 2960 \text{ kgs.}$$

$$E_V'' = 3140 \times 0.34 = 1075 \text{ kgs.}$$

## 2.540 ESTABILIDAD DE LAS ALAS DEL ESTRIBO.

Usaré los mismos criterios que para el análisis de la estabilidad del estribo, ésto es, se chequeará por volteo, por deslizamiento y por presiones.



$d_{10}$  = distancia de Q a O

$d_{1p}$  = distancia de Q a P

$d_{20}$  = distancia de E\_V a O

$d_{2p}$  = distancia de E\_V a P

$d_{30}$  = distancia de E\_H a O

$d_{3p}$  = distancia de E\_H a P.

## 2.541 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 3 - 3

a) Cálculo del Momento Resistente

$$M_R = Q \times d_{10} + E_v''' \times d_{20}$$

$$M_R = (2420 \times 0.48 + 362 \times 0.12) + 233 \times 1.03$$

$$M_R = 1207 + 240$$

$$M_R = 1447 \text{ kg - mt.}$$

b) Cálculo del Momento de Volteo

$$M_v = E_H''' \times d_{30}$$

$$M_v = 643 \times 0.58$$

$$M_v = 373 \text{ kgs - m.}$$

c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$C_v = \frac{M_R}{M_v} = \frac{1447}{373} = 3.85 > 2.0 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.542 CHEQUEO POR VOLTEO PARA LA SECCION 4 - 4

a) Cálculo del Momento Resistente.

$$M_R = Q \times d_{1p} + E_v'' \times d_{2p}$$

$$M_R = (2420 \times 1.13 + 362 \times 0.77 + 10,512 \times 0.84) + 1075 \times 1.68$$

$$M_R = 11948 + 1805$$

$$M_R = 13,753 \text{ kg - m}$$

b) Cálculo del Momento de Volteo

$$M_v = E_H'' \times d_{3p}$$

$$M_v = 2960 \times 1.25$$

$$M_v = 3700 \text{ kg - m}$$

c) Cálculo del Coeficiente de Volteo

$$C_v = \frac{13753}{3700} = 3.7 > 2.0 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.543 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 3 - 3

$$\sum F_v = 2782 + 233 = 3015 \text{ kg}$$

$$\sum F_H = E_H''' = 643 \text{ kg}$$

$$C_d = \frac{3015}{643} \times 0.7 = 3.3 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.544 CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO PARA LA SECCION 4 - 4

$$\sum F_v = 10,512 + 1075 = 11,587 \text{ kg.}$$

$$\sum F_H = E_H'' = 2,960 \text{ kg.}$$

$$C_d = \frac{11,587 \times 0.45}{2960} = 1.76 > 1.5 \dots\dots \text{Ok!}$$

## 2.545 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 3 - 3

## a) Cálculo de la excentricidad

$$x = \frac{M_R}{F_v} = \frac{1447}{3015} = 0.48$$

$$z = \frac{M_v}{F_v} = \frac{373}{3015} = 0.12$$

$$e = \frac{0.78}{2} - (0.48 - 0.12)$$

$$e = 0.03 \text{ mts.}$$

## b) Cálculo del diafragma de presiones

$$\sigma = \frac{3015}{78 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.03}{0.78} \right)$$

$$\sigma' = 0.48 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{compresión}) \dots \text{Ok!}$$

$$\sigma'' = 0.30 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{compresión}) \dots \text{Ok!}$$

## 2.546 CALCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCION 4 - 4

## a) Cálculo de la excentricidad

$$x = \frac{13753}{11587} = 1.18$$

$$z = \frac{3700}{11587} = 0.32$$

$$e = \frac{1.68}{2} - (1.18 - 0.32)$$

$$e = 0.02 \text{ mts.}$$

b) Cálculo del diafragma de presiones

$$\sigma = \frac{11587}{168 \times 100} \left( 1 \pm \frac{6 \times 0.02}{1.68} \right)$$

$$\sigma' = 0.74 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$

$$\sigma'' = 0.64 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots (\text{compresión}) \dots\dots \text{Ok!}$$

3.000 METRADOS Y PRESUPUESTO.

Tendré para metrar dos zonas, la de la losa y la de los estribos, incluyendo las alas.

No. Código	DESCRIPCIÓN	N° Vece s	MEDIDAS			Parci al	To tal	
			Larg o	Ancho	Alto			
	<u>00. TRABAJOS PRELIMINARES</u>							
00.10	INSTALACION DE CAMPAMENTO	ESTIMADO						
00.20	TRAZO Y REPLANTEO DE EJES Y NIVELES	1	14.00	21.00	—	284.0	284.00	m <sup>2</sup>
	<u>10. MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>							
10.10	EXCAVACIONES DE LOS CIMIENTOS DEL ESTRIBO CUERPO CENTRAL	2	15.70	2.50	2.50	197.0		
10.11	EXCAVACIONES DE LOS CIMIENTOS DE LAS ALAS DEL ESTRIBO	4	5.30	1.68	2.50	89.5	286.5	m <sup>3</sup>
10.20	TRANSPORTE INTERNO 30% ESPON- JAMIENTO: $286.5 \times 1.3 = 372.0$						372.0	m <sup>3</sup>
10.30	RELLENO COMPACTADO	2	3.50	14.0	3.50	343.0	343.0	m <sup>3</sup>
	<u>20. CONCRETO <math>f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2</math></u>							
20.10	CONCRETO PARA CIMENTACION CON 30% DE PIEDRA GRANDE (VER EXCAVACIONES)		1.05 =			300.0	300.0	m <sup>3</sup>
20.11	CONCRETO EN ELEVACION DE ESTRIBOS CUERPO CENTRAL	2	14.60	1.60	3.50	164.0		
20.12	CONCRETO EN ELEVACION DE LAS ALAS DEL ESTRIBO	4	5.05	2.09	2.62	110.5	574.5	m <sup>3</sup>
20.20	ENCOFRADO CORRIENTE PARA CUERPO CENTRAL DEL ESTRIBO	2	14.60	—	3.75	102.0		
20.21	ENCOFRADO CORRIENTE PARA ALAS DEL ESTRIBO	4	5.05	—	2.62	53.0	155.0	m <sup>2</sup>
20.30	ENCOFRADO CARAVISTA PARA ESTRIBO CUERPO CENTRAL	2	14.60	—	3.50	110.0		
20.31	ENCOFRADO CARAVISTA PARA LAS ALAS DEL ESTRIBO	4	5.30	—	2.62	55.6	165.5	m <sup>2</sup>
	<u>30. CONCRETO ARMADO <math>f'_r = 2800 \text{ Kg/cm}^2</math></u>							
30.10	CONCRETO PARA LA LOSA DEL PUENTE ( $h = 0.35$ )	1	7.00	12.60	0.35	31.95	31.95	m <sup>3</sup>
30.20	ENCOFRADO DE LA LOSA DEL PUENTE (CARAVISTA)	1	7.00	12.60	—	88.20		
30.30	ENCOFRADO DE LA VIGA SARDINEL (CARAVISTA)	2	7.00	0.85	—	11.90	100.1	m <sup>2</sup>
30.40	ARMADURO DE LA LOSA (VER METRADO APARTE)							
	<u>40. ASFALTO</u>							
40.10	SUPERFICIE DE RODADURA (2")	1	7.00	12.00	—	84.0	84.0	m <sup>2</sup>
	<u>50. ACABADOS</u>							
50.10	ENLUCIDO DE LA LOSA (TARRAJEO FINO)	1	7.00	12.00	—	84.0	84.0	m <sup>2</sup>

NOJA DE METRADO DE FIERRO

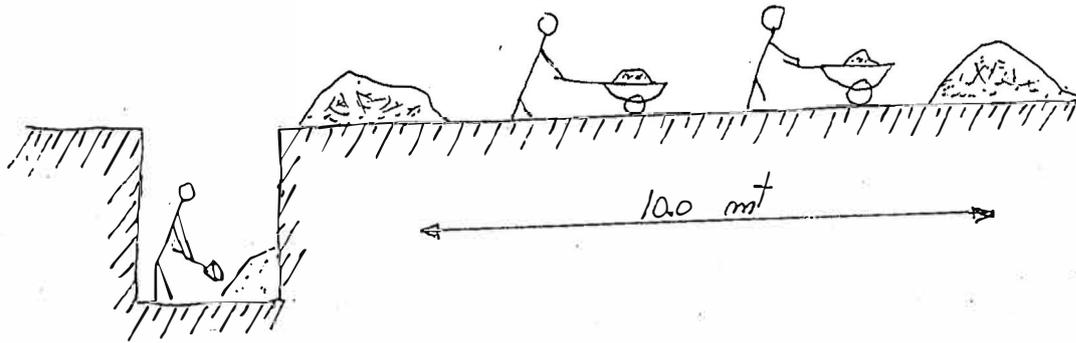
EN  $\phi$  30'  
 LONGITUDES

DESCRIPCION	Ø	Nº EL	Nº PD	L	0.004	0.000	1.018	1.008	2.266	2.049	4.000
					0.007	0.000	1.008	1.704	2.401	2.064	4.000
					1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"
30.30											
ARMADURA DE LA LOSA											
30.31											
ARMADURA PRINCIPAL DE LA LOSA											
	1"	47	1	7.85							47
	1"	22	1	5.95							22
	1"	21	1	4.45							11
30.32											
ARMADURA POR TEMPORALIDAD DE LA LOSA											
	5/8"	30	1.5	12.2				45			
30.33											
ARMADURA DE REPARTICION DE LA LOSA											
	1/2"	19	1.5	12.2			26				
	1/2"	30	1	7.25			30				
30.34											
ARMADURA PRINCIPAL DE LA VIGA SARDINEL											
	7/8"	6	1	8.05						6	
30.35											
AMARRE PARA ESTRIBOS DE VIGA SARDINEL											
	1/2"	4	1	8.05			4				
30.36											
ESTRIBOS DE LA VIGA SARDINEL											
	3/8"	52	5	1.60		11					
NUMERO TOTAL DE VARILLAS DE ACERO											
					3/8"	1/2"	5/8"	7/8"	1"		
						11	60	45	6	80	

Proyecto PUENTE LOSA	Observaciones	Metrados 3.100 Placas	PAIVI PBI Hecho por A. WAIN SAIAN Revisado por
----------------------------	---------------	-----------------------------	---------------------------------------------------------

ANALISIS DE COSTOS

ESQUEMA DE OPERACION : EXCAVACION Y TRANSPORTE DE RELLENO

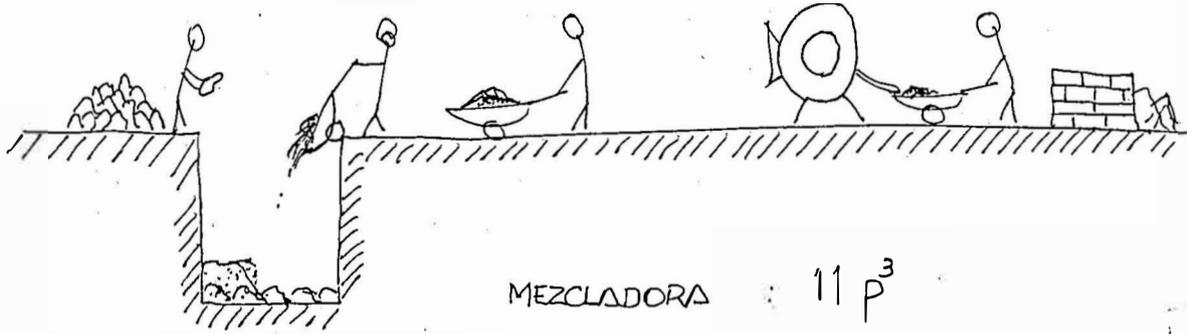


RENDIMIENTOS STANDARD

10.10 EXCAVACION : 1 PEON → 3.5 m<sup>3</sup>/dia  
 10.20 TRANSPORTE : 1 PEON → 9.15 m<sup>3</sup>/dia (10 mt.)

CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Precio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
	MANO DE OBRA					
	- PEON	2.40	h-h	39.99	96.00	96.00
	EQUIPO					
	- HERRAMIENTAS	2.40	h/her	2.0	4.80	4.80
10.00	← CODIGO	UNIDAD ANALIZADA	→	m <sup>3</sup> COSTO →		100.80
PROYECTO	PUENTE LOSA	CIUDAD		FECHA	8/73	3200
DESCRIPCION	EXCAVACION Y TRANSPORTE DE RELLENO					CODIGO

ESQUEMA DE OPERACION PREPARACION TRANSPORTE Y COLOCACION  
DE CONCRETO DE 140 Kg/cm<sup>2</sup>



MEZCLADORA : 11 P<sup>3</sup>

DISTANCIA DE TRANSPORTE : 10 mt

RENDIMIENTOS STANDARD

- PREPARACION : 7 PEONES + 1 OPERARIO + MEZCLADORA 11 P<sup>3</sup> = 4.7 m<sup>3</sup>/hora

- TRANSPORTE DE CONCRETO : 1 PEON = 13.7 m<sup>3</sup>/hora

- COLOCACION DE CONCRETO : 4 OPERARIOS + 6 PEONES = 4.7 m<sup>3</sup>/hora

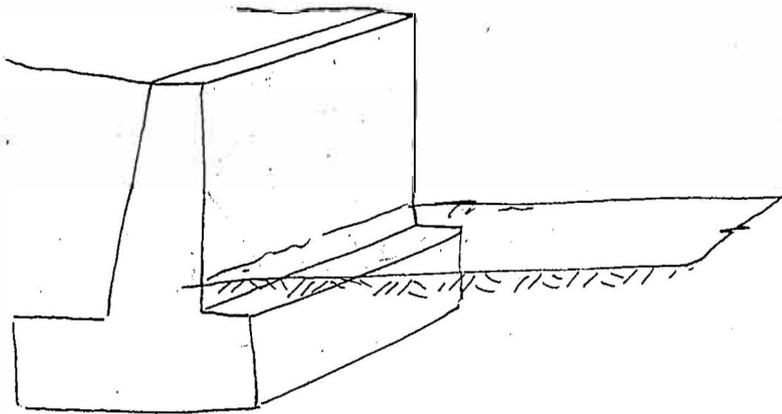
CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Procio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
1	CEMENTO	7	bol	52.0	364.0	
2	ARENA LA MOLINA	0.45	m <sup>3</sup>	82.50	37.0	
3	PIEDRA	0.90	m <sup>3</sup>	135.0	122.0	
4	PIEDRA GRANDE	0.75	m <sup>3</sup>	150.0	112.5	635.50
	MANO DE OBRA					
	PEON	3.76	h-h	39.99	150.40	
	OPERARIO	1.06	h-h	48.72	41.50	191.90
	EQUIPO					
	MEZCLADORA	0.21	h/m	150.0	31.50	
	HERRAMIENTAS	1.16	h/h	2.0	2.30	
	TRANSPORTE Mz	1/575		1200.0	2.00	35.80

20.00 ← CODIGO UNIDAD ANALIZADA → m<sup>3</sup> COSTO → 863.20

PROYECTO PUENTE LOSA CIUDAD FECHA 8/73 3.200

DESCRIPCION PREPARACION, TRANSPORTE Y COLOCACION CONCRETO 140 Kg/cm<sup>2</sup> CODIGO

ESQUEMA DE OPERACION ENCOFRADO CARAVISTA PARA MURO DE  
CONTENCION. (10 USOS)



ALTURA A ENCOFRAR : 3.50 m<sup>t</sup>.

RENDIMIENTOS STANDARD	EJECUCION Y FORMAS	: 2 OPER. + 2 OFIC. + 1 PEON = 40 m <sup>2</sup> /dia
	ENCOFRADO	: 2 OPER. + 1 OFIC + 1 PEON = 40 m <sup>2</sup> /dia
	DESENCOFRADO	: 2 OFIC + 2 PEON = 60 m <sup>2</sup> /dia
	LIMPIEZA Y DESMONTAJO :	2 PEON = 60 m <sup>2</sup> /dia

CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Precio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
	- MADERA	40	m <sup>2</sup>	3.00	120.0	
	- CLAVOS	0.2	Kg	27.0	5.4	125.40
	MANO DE OBRA					
	PEON	1.0	h-h	39.99	40.00	
	OFICIAL	0.9	h-h	42.70	38.40	
	OPERARIO	0.8	h-h	48.72	39.00	117.40
	EQUIPO					

20.00 ← CODIGO UNIDAD ANALIZADA → m<sup>2</sup> COSTO → 242.80

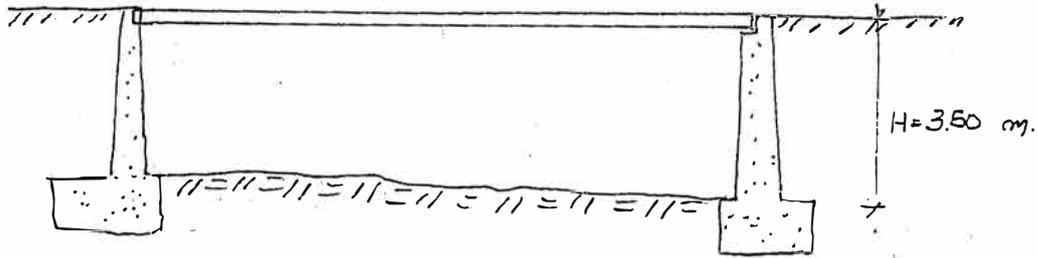
PROYECTO PUENTE LOSA CIUDAD FECHA 8/73 3.200

DESCRIPCION ENCOFRADO CARAVISTA DEL ESTRIBO CODIGO



ANALISIS DE COSTOS

ESQUEMA DE OPERACION ENCOFRADO CARAVISTA DE LA LOSA  
Y DE LA VIGA SARDINEL

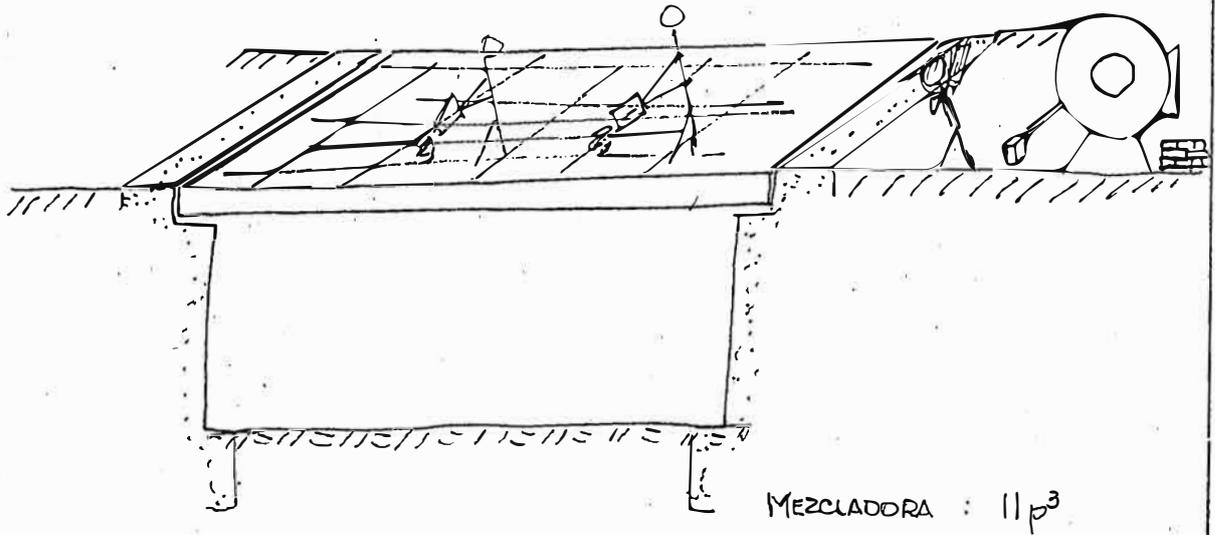


RENDIMIENTOS STANDARD	EJECUCION Y FORMAS :	2 OFIC = 25 m <sup>2</sup> /día
	ENCOFRADOS :	1 OPER. + 1 OFIC + 2 PEON = 20 m <sup>2</sup> /día
	DESENCOFRADOS :	1 OFIC + 2 PEON = 40 m <sup>2</sup> /día
	LIMPIEZA Y DESMONTADO :	2 PEON = 60 m <sup>2</sup> /día

CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Precio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
	MADERA	43	m <sup>2</sup>	3.0	129.0	
	CLAVOS	0.2	Kg	27.0	5.4	134.40
	MANO DE OBRA					
	PEON	1.46	h-h	39.99	58.40	
	OFICIAL	1.24	h-h	42.70	53.0	
	OPERARIO	0.40	h-h	48.72	19.40	130.80
	EQUIPO					
30.00	← CODIGO	UNIDAD ANALIZADA	→	m <sup>2</sup> COSTO →		265.20
PROYECTO	PUNTE LOSA	CIUDAD		FECHA	8/73	
DESCRIPCION	ENCOFRADO DE LOSA Y VIGA SARDINEL					3.200
						CODIGO

# ANALISIS DE COSTOS

ESQUEMA DE OPERACION PREPARACION TRANSPORTE Y COLOCACION DE CONCRETO DE 280 Kg/cm<sup>2</sup>



## RENDIMIENTOS STANDARD

PREPARACION : 7 PEON + 1 OPERAR. + 1 MEZCLAD. = 4.7 m<sup>3</sup>/hora

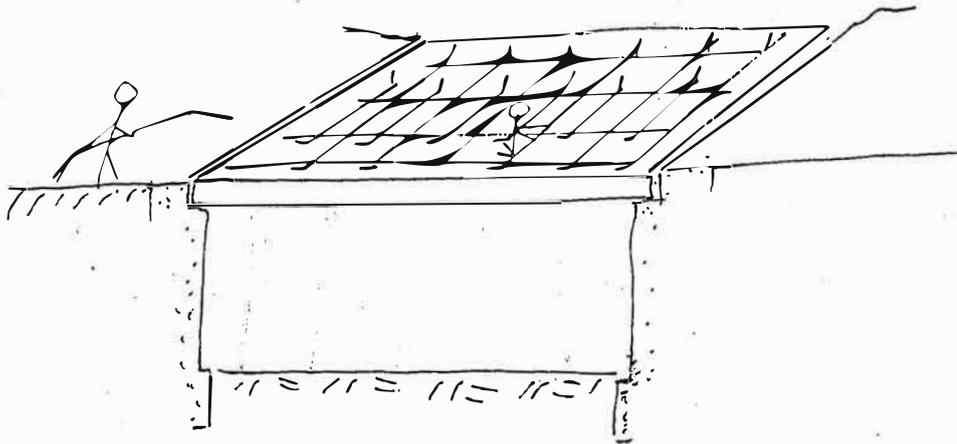
TRANSPORTE DE CONCRETO : 1 PEON = 13.7 m<sup>3</sup>/hora

COLOCACION DE CONCRETO : 4 OPERAR. + 5 PEON = 4.7 m<sup>3</sup>/hora

CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Precio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
	CEMENTO	12	bol	52.0	624.0	
	ARENA	0.60	m <sup>3</sup>	82.50	49.5	
	PIEDRA CHANCADA (3/4" TAM. MAX.)	0.49	m <sup>3</sup>	135.00	66.2	739.70
	MANO DE OBRA					
	PEON	3.76	h-h	39.99	150.40	
	OPERARIO	1.06	h-h	48.72	41.50	191.90
	EQUIPO					
	MEZCLADORA	0.21	h/m	150.0	31.50	
	HERRAMIENTAS	1.16	h/h	2.0	2.32	
	TRANSPORTE	1/575		1500.0	2.6	35.80
30.00	← CODIGO	UNIDAD ANALIZADA	→ m <sup>3</sup>	COSTO →		967.40
PROYECTO	PUENTE LOSA	CIUDAD		FECHA	8/73	3.200
DESCRIPCION	PREPARACION TRANSPORTE Y COLOCACION CONCRETO 280 Kg/cm <sup>2</sup>					CODIGO

ANALISIS DE COSTOS

ESQUEMA DE OPERACION DOBLADO + TRANSPORTE Y COLOCACION DE LA ARMADURA.



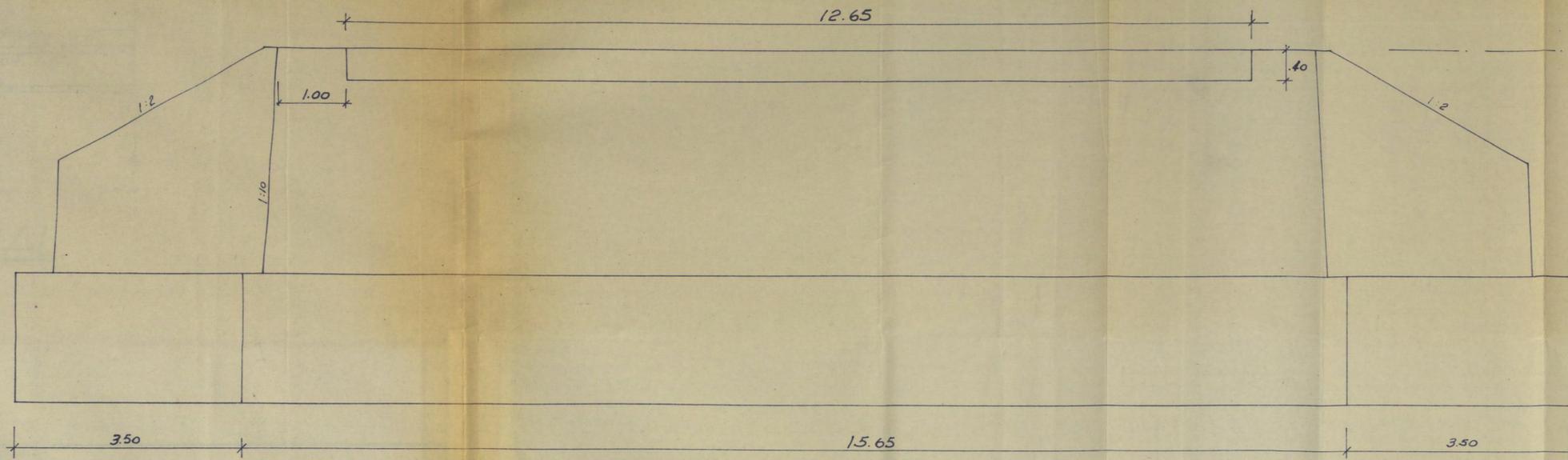
RENDIMIENTOS STANDARD

DOBLADO Y COLOCACION : 1 OPER. + 1 OFIC = 300 Kg / día  
 TRANSPORTE : 1 PEON = 500 Kg / día

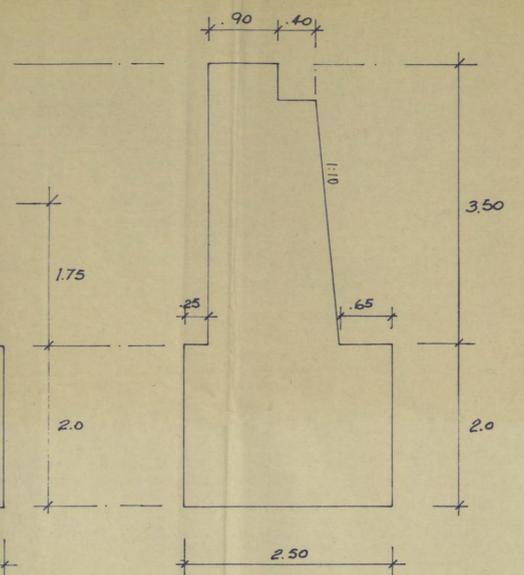
CODIGO	CONCEPTO	INSUMO	U	Precio Unitario	PARCIAL	TOTAL
	MATERIALES					
	MANO DE OBRA					
	PEON	0.016	h-h	39.99	0.64	
	OFICIAL	0.027	h-h	42.70	1.60	
	OPERARIO	0.027	h-h	48.72	1.76	4.00
	EQUIPO					
	HERRAMIENTAS	0.027	h/h	2.0	0.05	0.05
30.00	← CODIGO	UNIDAD ANALIZADA	→	Kg	COSTO →	4.05
PROYECTO	PUENTE LOSA	CIUDAD		FECHA	8/73	3.200
DESCRIPCION	DOBLADO TRANSPORTE Y COLOCACION DE ARMADURA					CODIGO

### 3.300 PRESUPUESTO.

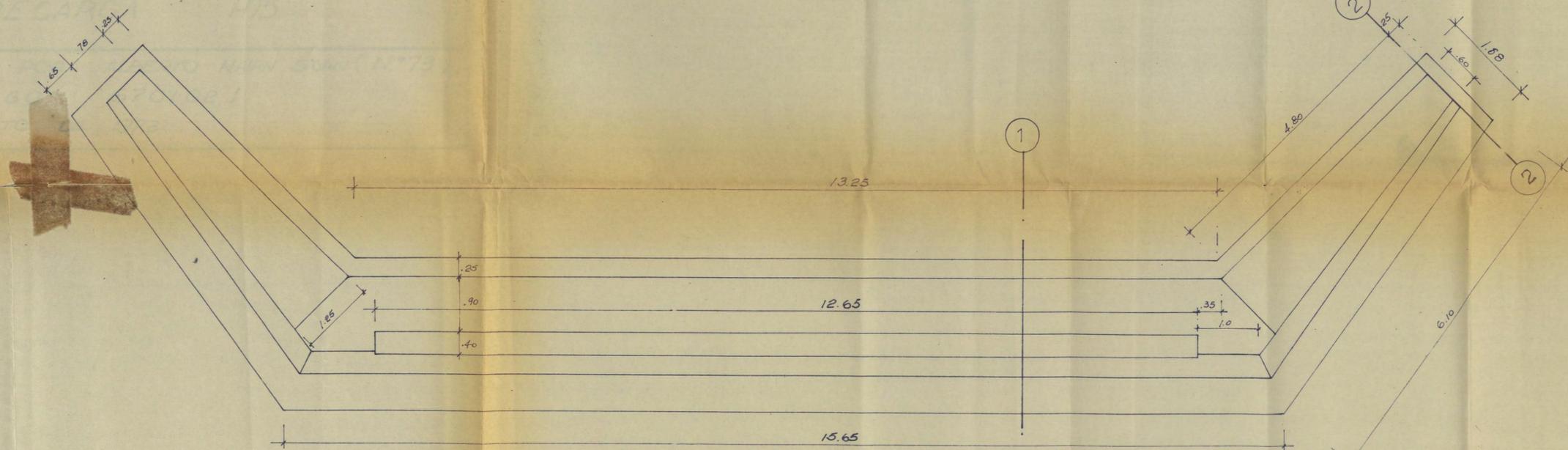
00.	OBRAS PRELIMINARES.		
00.10	Instalación de Campamento	Estimado	100,000.00
00.20	Trazo de Ejes y Niveles	284 m <sup>2</sup> x S/10/m <sup>2</sup>	= 2,840.00
10.	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
10.10	Excavaciones y Transporte	658.50m <sup>2</sup> xS/100.80/m <sup>2</sup> =	66,376.80
10.30	Relleno compactado en capas de 0.30 m.	343 m <sup>3</sup> x S/ 80/m <sup>2</sup>	= 27,440.00
20.	CONCRETO f' <sub>c</sub> = 140 kg/cm <sup>2</sup>		
20.10	Concreto .....	574.5m <sup>3</sup> xS/863.20/m <sup>3</sup>	= 495,000.00
20.20	Encofrado corriente	155.0m <sup>2</sup> x S/166.80/m <sup>2</sup>	= 25,800.00
20.30	Encofrado caravista	165.5 m <sup>2</sup> x S/242.80/m <sup>2</sup>	= 40,200.00
30.	CONCRETO f' <sub>c</sub> = 280 kg/cm <sup>2</sup>		
30.10	Concreto .....	32.0 m <sup>3</sup> xS/967.40/m <sup>3</sup>	= 30,900.00
30.20	Encofrado caravista ..	100 m <sup>2</sup> x S/265.20 /m <sup>2</sup>	= 26,520.00
30.40	Doblado y Colocado de la armadura .....	3,195 kg x S/4.05 /kg.	= 12,950.00
	Armadura .....	3,195 kg x S/15/kg.	= 48,000.00
40.	ASFALTO		
40.10	Capa Asfáltica de 2".	84 m <sup>2</sup> x S/300/m <sup>2</sup>	= 25,200.00
50.	ACABADOS		
50.10	Tarrajeo fino	84 m <sup>2</sup> x S/80.00 /m <sup>2</sup>	= 6,720.00
	COSTO DIRECTO :		= 907,946.80
	GASTOS GENERALES : 18% COSTO DIRECTO		
	0.18 x 907,946.80		= 163,430.42
	COSTO DIRECTO – GASTOS GENERALES		= 1'071,377.42
	UTILIDAD : 10% ( Costo Directo + G.G.)		
	0.10 x 1'071,377.42		= 107,137.74
	COSTO TOTAL		= 1'178,515.16



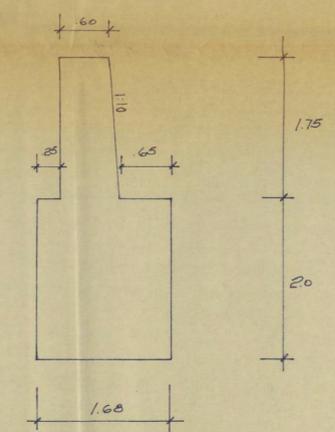
VISTA FRONTAL



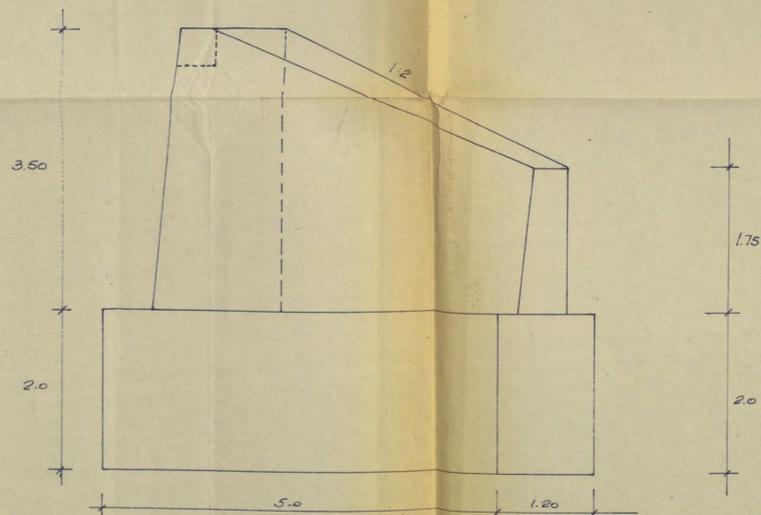
CORTE 1-1



PLANTA



CORTE 2-2

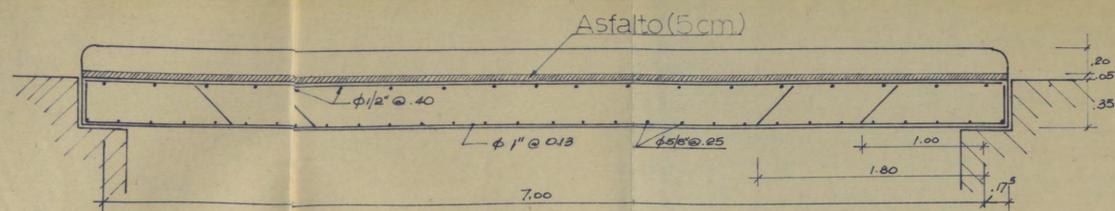


LATERAL

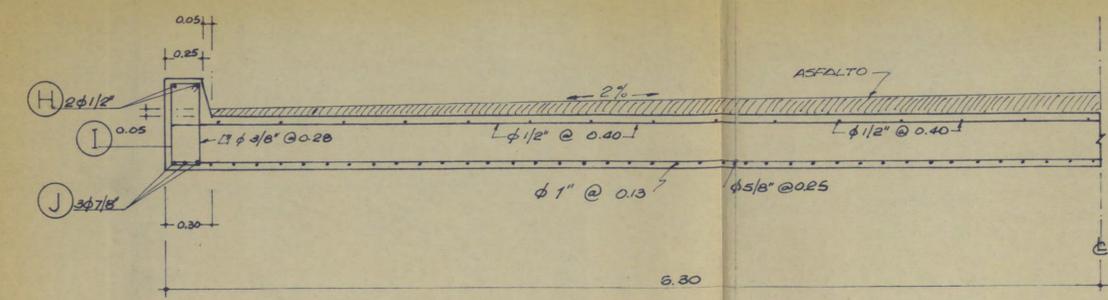
VOLUMEN DE CONCRETO CICLOPEO ( $f_c = 140 \frac{kg}{cm^2}$ )	575 m <sup>3</sup>
ENCOFRADO TIPO CORRIENTE	155 m <sup>2</sup>
ENCOFRADO CARA VISTA	266 m <sup>2</sup>
DESENCOFRADO A LOS 7 DIAS	
RELLENO A LOS 28 DIAS	

DISEÑO DE ESTRIBO

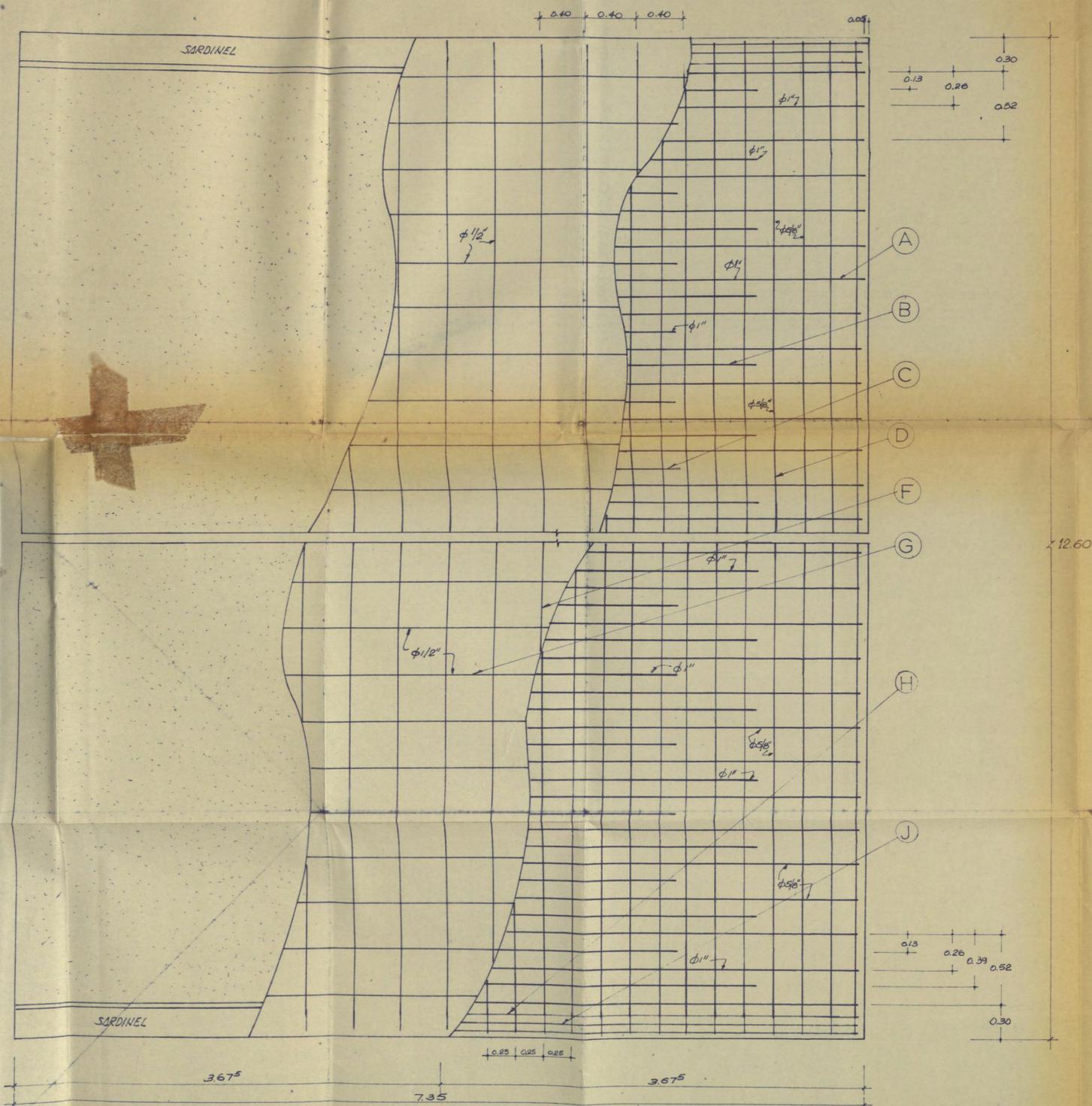
ELEVACION	35 METROS
CIMENTACION	2.0 METROS
HECHO POR:	ALBERTO NAIEN SAYAN
CODIGO :	670102 I
AGOSTO DE	1973



VISTA LONGITUDINAL



VISTA TRANSVERSAL



PLANTA

METRADO DE ARMADURA					
TIPO	φ (PULG.)	LONG. C/PIEZA (METROS)	NUM. PIEZAS DEL TIPO ESPECIFICADO	NUM. BARRAS DE 30' φ ESPECIF./PIEZA	NUMERO TOTAL DE BARRAS
A	1"	7.85	47	47	
B	1"	5.95	22	22	
C	1"	4.45	21	11	80
D	5/8"	12.20	30	44	44
F	1/2"	12.20	19	26	
G	1/2"	7.25	30	30	
H	1/2"	8.05	4	4	60
I	3/8"	1.60	52	11	11
J	7/8"	8.05	6	6	6

RESUMEN		
NUMERO TOTAL DE BARRAS		
φ:	1"	80
	7/8"	6
	5/8"	44
	1/2"	60
	3/8"	11

ESPECIFICACIONES
$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTO MÍN. = 4 cm.

VOLUMEN DE CONCRETO	31.95 m <sup>3</sup>
PESO DE LA ARMADURA	3189 kg
DENSIDAD DEL FIERRO	100 kg/m <sup>3</sup>
SUPERFICIE DE ENCOFRADO	103.80 m <sup>2</sup>
DESENCOFRADO A LOS 7 DIAS	

DISEÑO PUENTE LOSA

LUZ DE CALCULO : 7 METROS  
 SOBRECARGA : H15

HECHO POR : ALBERTO NAIRN SAYAN (N°73)  
 CODIGO : 670102 I  
 AGOSTO DE 1973