

# INGENIERÍA

## CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

**Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines**

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

[Clic aqui para ir al sitio web](#)

[Explore nuestra Tienda](#)



[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)

*Handwritten signature*

# Puentes

(PROBLEMAS RESUELTOS)



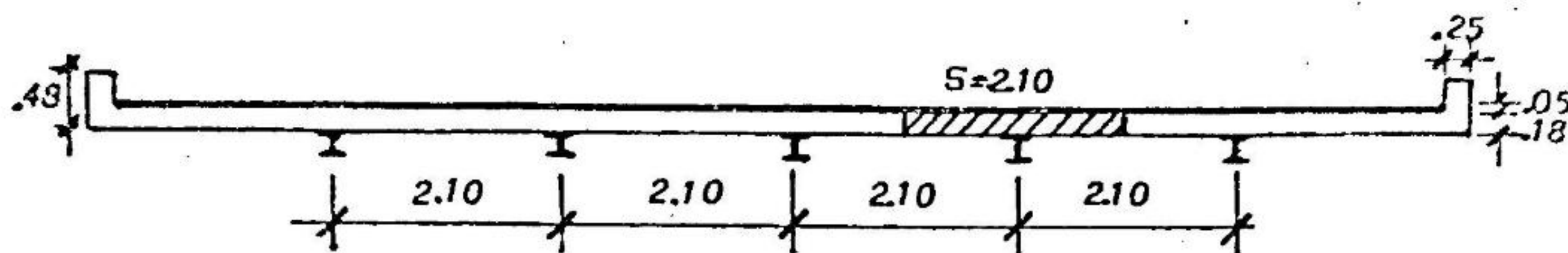
Enrique Muñoz A.



### PROBLEMA

Calcular el módulo de sección mínimo necesario en una viga metálica interior de un puente de 3 vías de tránsito, si está formado por 5 vigas espaciadas a 2.10 m. en el sentido transversal.

El tablero es de concreto armado de 0.18 m. de espesor con 2" de asfalto y el puente tiene 16 m. de luz previsto para una sobrecarga H20-S16.



Longitud de influencia:

$$\frac{l}{4} = \frac{16}{4} = 4.00 \text{ m.}$$

$$12t = 12 (0.18) = 2.16$$

$$S = 2.10 \text{ m.}$$

Tomamos el menor

$$b = 2.10 \text{ m.}$$

Cálculo del momento :

a) Por peso propio.

$$\text{Del cemento : } 0.18 \text{ m} \times 2,400 \text{ Kg/m}^3 \times 2.10 \text{ m} = 907.20 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Del asfalto : } 0.05 \text{ m} \times 2,000 \text{ Kg/m}^3 \times 2.10 \text{ m} = 210.00 \text{ "}$$

$$\text{Sardinel : } 0.25 \text{ m} \times 0.48 \text{ m} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Baranda : } = 100 \text{ "}$$

$$2 \times \frac{288 + 100}{5} = 155.2$$

$$\frac{155.2}{1272.4} \text{ Kg/m.}$$

peso supuesto de la viga:

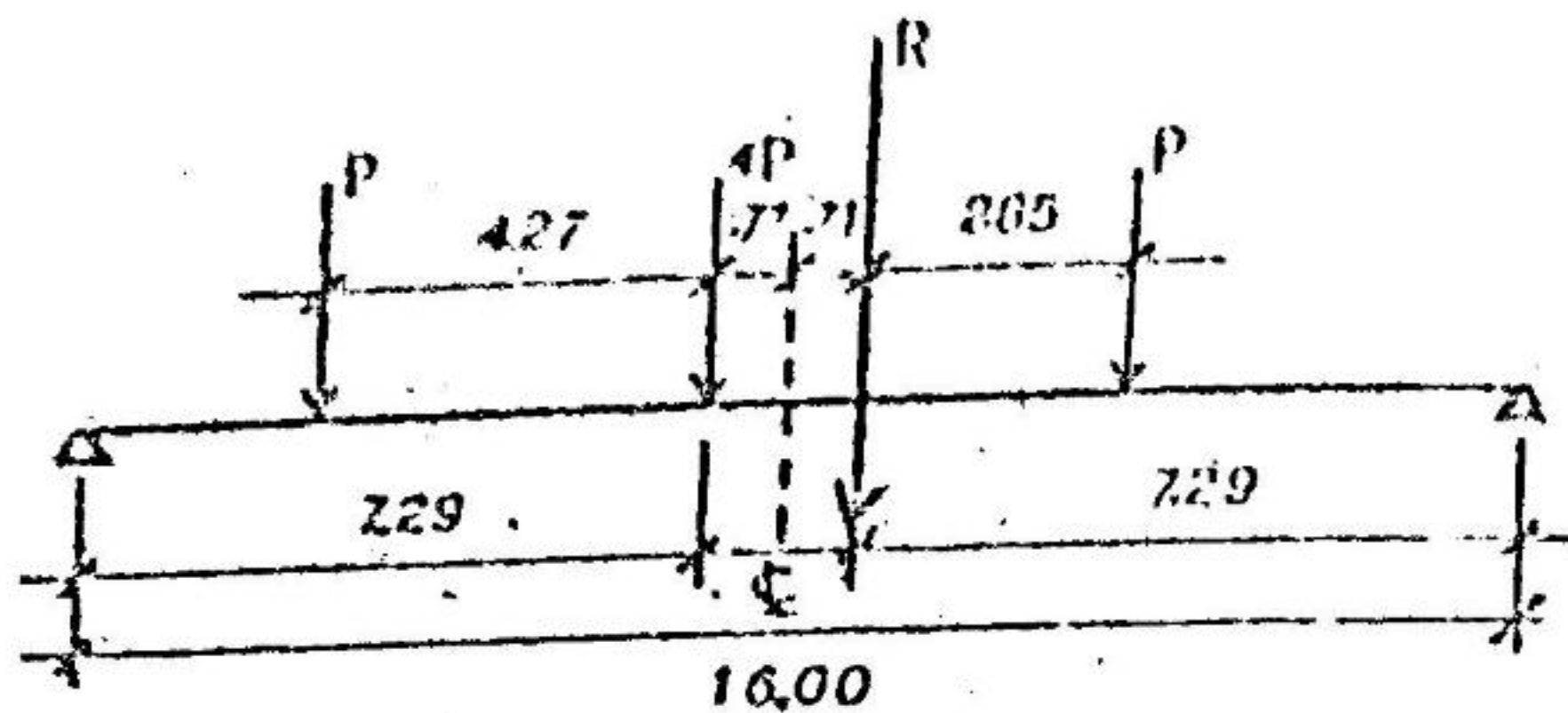
$$200.00 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Luego : } w_{pp} = 1472.4 \text{ Kg/m.}$$

Momento por peso propio :

$$M_{pp} = \frac{w_{pp} L^2}{8} = 47,117 \text{ Kg - m}$$

b) Por Sobrecarga :



$$9P = 18000 \text{ kg} \rightarrow P = 2000 \text{ kg}$$

Sección "b" donde ocurre el máximo momento flector  
carga cercana a la resultante :

$$R_A = \frac{9P (7.29)}{16} = 4.10P \quad H_B = 0$$

$$M_{\max} = R_A (7.29) - P (4.27) = 25.62 P$$

luego:

$$M_{\max} = 25.62 (2000) = 51,240.00 \text{ Kg-m.}$$

Factor de corrección :

Impacto.- L en pies ( 3.28 factor )

$$i = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3.28 (16) + 125} = 0.28 = 28\%$$

$$\text{luego: } C_i = 1.282$$

c) Concentración de Cargas.-  $C_c$  ; S = en pies,

$$C_c = \frac{S}{5.5} = \frac{3.28 \times 2.10}{5.5} = 1.250$$

$$C_c = 1.250$$

luego el momento por sobrecarga :

$$M_{s/c} = (M_{max}) C_1 \times C_c$$

$$M_{s/c} = 51,240 \times 1.282 \times 1.25 = 82,112.10 \text{ Kg-m.}$$

$$M_T = M_{pp} + M_{s/c} = 47117 + 82,112 = 129,229 \text{ Kg-m.}$$

d) Cálculo del módulo de sección.  $\sigma = 1400 \text{ Kg/cm}^2$ .

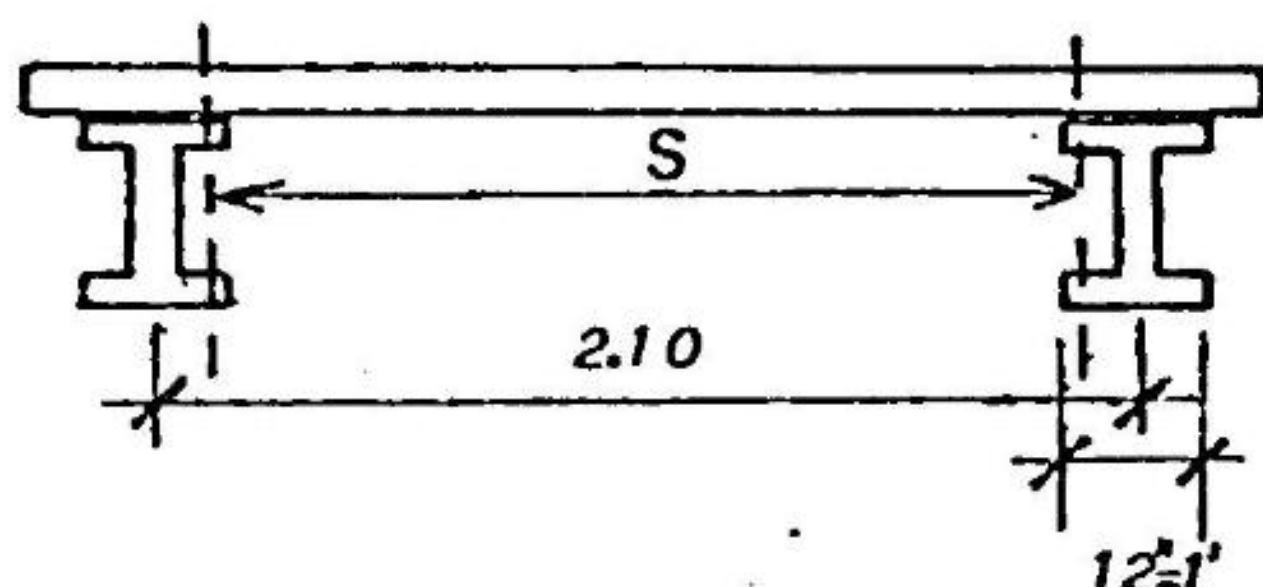
$$Z = \frac{M_t}{\sigma} = \frac{129.229 \times 100}{1400} = 9,231 \text{ cm}^3$$

$$\text{Cono : } 1 \text{ cm}^3 = 0.061 \text{ pulg}^3.$$

$$\therefore \underline{Z = 563 \text{ pulg}^3} \quad \text{RESP.}$$

### PROBLEMA

Calcular el momento de torsión que deberán tomar las vigas transversales para el puente del problema anterior si la distancia entre ejes de diafragma es de 6.00 m.



$$S = 2.10 - \frac{1'}{2} = 2.10 - \frac{0.3048}{2}$$

$$S = 1.95 \text{ m.}$$

$$M = \left( \frac{S + 0.61}{9.75} \right) P \quad \text{en unidades decimales}$$

$$M_{s/c} = \left( \frac{1.95 + 0.61}{9.75} \right) 8000 = 2080 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{torsor} = M_{s/c} \times m \times 0.7$$

m = distancia entre ejes de diafragma :

$$M_t = (2080 \text{ Kg.m}) (6.00 \text{ m}) (0.7)$$

$$M_t = \underline{8736.00 \text{ Kg-m}} \quad \text{RESP.}$$

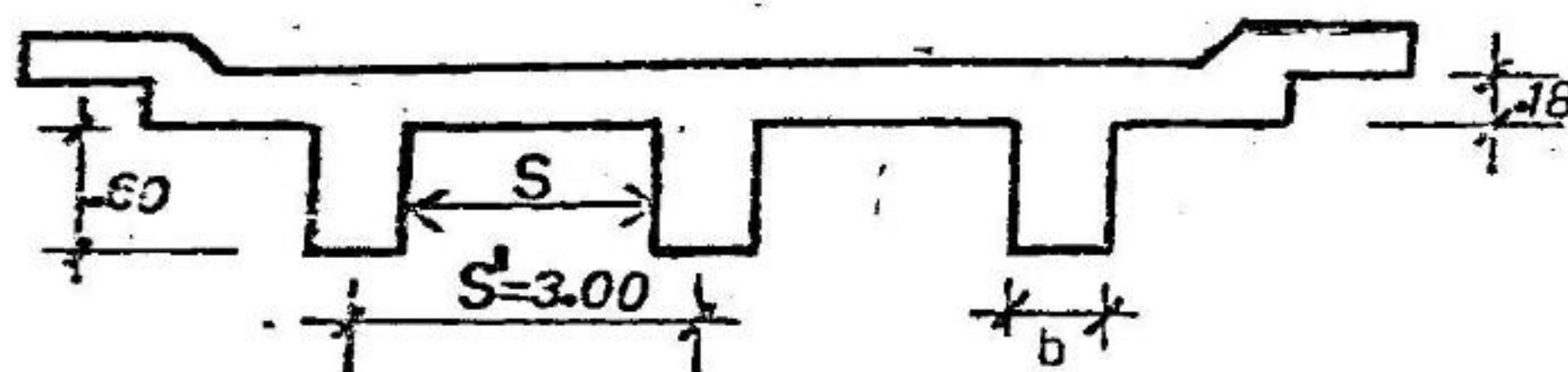
Nota.- 0.7 factor.

En el problema anterior con el módulo de sección hallado, de terminamos en un Manual el perfil deseado, en este caso resulta:

Con  $36 \text{ WF } 170$   
 $b = 12''$   
 $h = 36''$

### PROBLEMA

Que área de acero será necesario colocar (acero principal), en el tablero de un puente de concreto armado de tablero superior, si las vigas principales son de 0.60 m. de altura y se encuentran espaciados a cada 3.00 m. entre ejes. La sobrecarga considerada es H20 - S16 y el espesor de la losa es de 0.18 m.



$$L = 15 (h + e)$$

$$L = 15 (0.60 + 0.18) = 11.70 \text{ m.}$$

$$b = 0.02L \sqrt{S}$$

$$b = 0.02 \times 11.70 \sqrt{3} = 0.40 \text{ m.}$$

$$d = 18 - 4 = 14 \text{ cm. (losa)}$$

$$S = 3 - 0.40 = 2.60 \text{ m.}$$

Impacto :

$$i = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 11.70 + 125} = 0.31 = 31 \%$$

Como  $31 \% > 30 \%$

Tomamos :

$$C_i = 1.30$$

$$M_{s/c} = \left( \frac{S + 0.61}{9.75} \right) P = \left( \frac{2.60 + 0.61}{9.75} \right) 8000 = 2640 \text{ Kg-m.}$$

Por impacto y continuidad:

$$M_{s/c} = 2640 \times 1.30 \times 0.80 = 2745.60 \text{ Kg-m.}$$

Por peso propio

$$\text{Concreto} : 0.18 \times 1 \times 1 \times 2400 = 432 \text{ Kg.}$$

$$\text{Asfalto} : 0.05 \times 1 \times 1 \times 2000 = 100 \text{ Kg.}$$

luego :

$$w_{pp} = 532 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{pp} = \frac{w_{pp} l^2}{10} = \frac{532 (2.6)^2}{10} = 359.60 \text{ Kg-m.}$$

Momento total :

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

$$M_T = 2745.60 + 359.60 = 3105.20 \text{ Kg-m.}$$

Peralte :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{3105.20 \times 100}{13.8 \times 100}}$$

$$d = 15 \text{ cm} < 18 \text{ cm.} \quad \underline{\text{OK}}$$

Acero :

$$A_s = \frac{M}{f_{sj} d}$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.875$$

$$d = 14 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{310520}{1400 \times 0.875 \times 14} = 18.1 \text{ cm}^2 \quad (9 \text{ } \phi \text{ } 5/8")$$

$$A_s = \phi \text{ } 5/8" @ .10 \quad \text{RESP.}$$

### PROBLEMA

Diseñar el siguiente puente de vigas:

$$L = 16 \text{ m.}$$

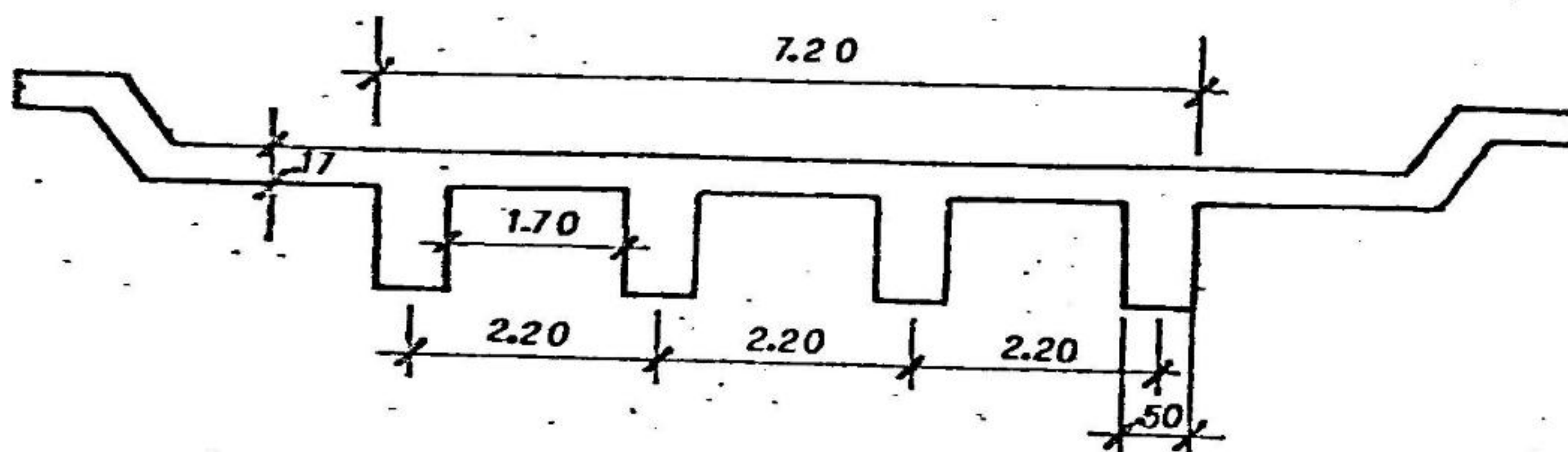
Sobrecarga : H20-S16

Número de vías: 2

Distancia entre vigas : 2.20 m.

Ancho de vigas : 0.50 m.

Cálculo del Tablero :



Momento de sobrecarga :

$$M = \frac{(S + 2) P 0.80 (1 + i)}{32}$$

$$S = 1.7 \times 3.28 = 5.58$$

$$i = \frac{50}{S + 125} = \frac{50}{5.58 + 125} = 0.385$$

$$i = 30 \%$$

$$P = 8000 \text{ Kg (H 20-S16)}$$

$$M = \frac{(5.58 + 2) \times 8000 \times 0.80 (1.3)}{32} \Rightarrow M = 1960 \text{ Kg-m}$$

Momento por carga muerta :

$$\text{Peso propio} = 0.17 \times 2400 \times 1 = 408 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{Peso asfalto} = 0.05 \times 2000 \times 1 = \frac{100}{500 \text{ Kg/ml.}}$$

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{12} = \frac{508 \times (1.7)^2}{12} = 122 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{508 (1.7)^2}{8} = 184 \text{ Kg-m.}$$

Momentos Totales :

$$M = 1960 + 122 = 2082 \text{ Kg-m.}$$

$$H = 1960 + 184 = 2144 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo de la altura útil :

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{f_{sj}}} = \sqrt{\frac{2144}{13.8}} = 12.5 \text{ cm.}$$

$$d = 17 - 4 = 13.0 \text{ cm : } \underline{OK}$$

Luego :

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$\underline{d = 4 \text{ cm.}}$$

Cálculo del área de acero :

$$A_S = \frac{208200}{1400 \times 0.875 \times 13} = 13.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sr} = \frac{220}{\sqrt{5.58}} = 94 \% \text{ Reglamento } 67 \% \text{ máx.}$$

$$A_{Sr} = 13.1 \times 67 = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.001 \times 100 \times 13 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

Espaciamiento de la armadura

Acero principal

$$A_{Sp} = A_s + A_{St} = 13.1 + 1.3 = 14.4 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\phi \text{ 5/8"} : A_{Sp} = \frac{2.00}{14.4} = 0.14 \text{ m} \rightarrow \phi \text{ 5/8"} @ .15.$$

Acero de repartición.

$$\phi \text{ 5/8"} : A_{Sr} = \frac{2.0}{8.8} = 0.225 \text{ m} \rightarrow \phi \text{ 5/8"} @ 0.225$$

Acero de temperatura

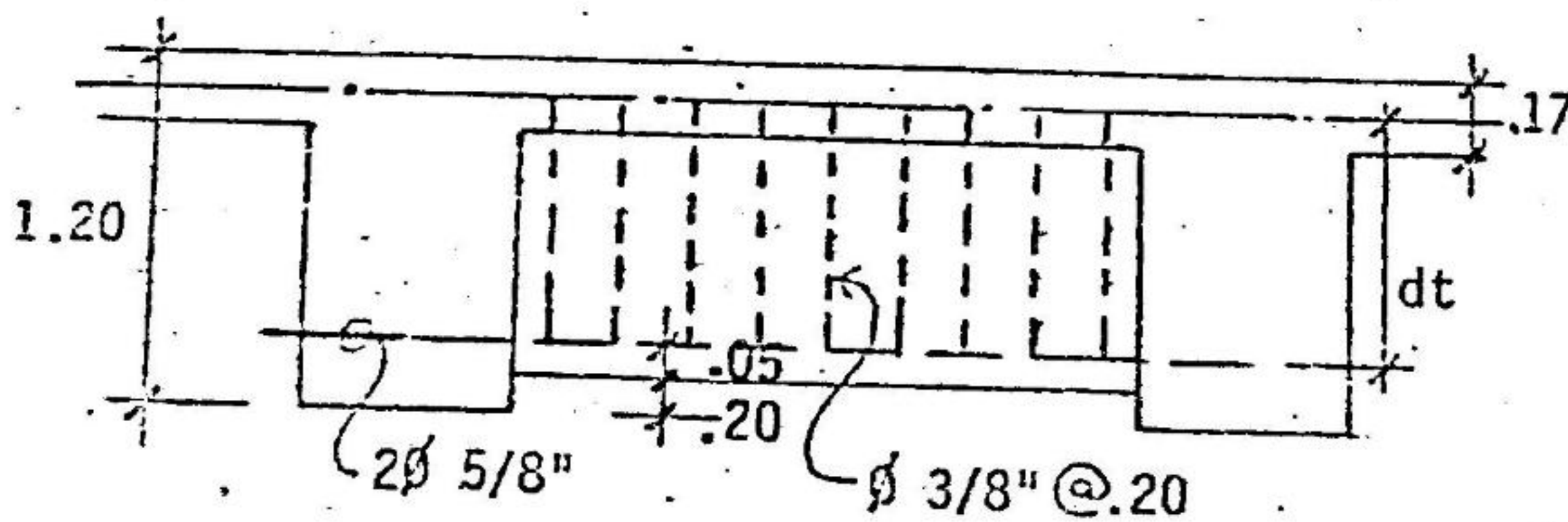
$$\phi \text{ 3/8"} : A_{St} = \frac{0.71}{1.30} = 0.50 \text{ m} \rightarrow \phi \text{ 3/8"} @ 0.50.$$

Cálculo de la viga transversal

$$h_v = \frac{16}{15} = 1.07 \text{ m.}$$

$$h_v = \frac{16}{12} = 1.34 \text{ m.}$$

Tomando promedio :  $h_v = 1.20 \text{ m.}$



$$d_t = 1.20 - \left(0.25 + \frac{0.17}{2}\right) = 0.865 \text{ m.}$$

$$m = 4.00 \text{ m.}$$

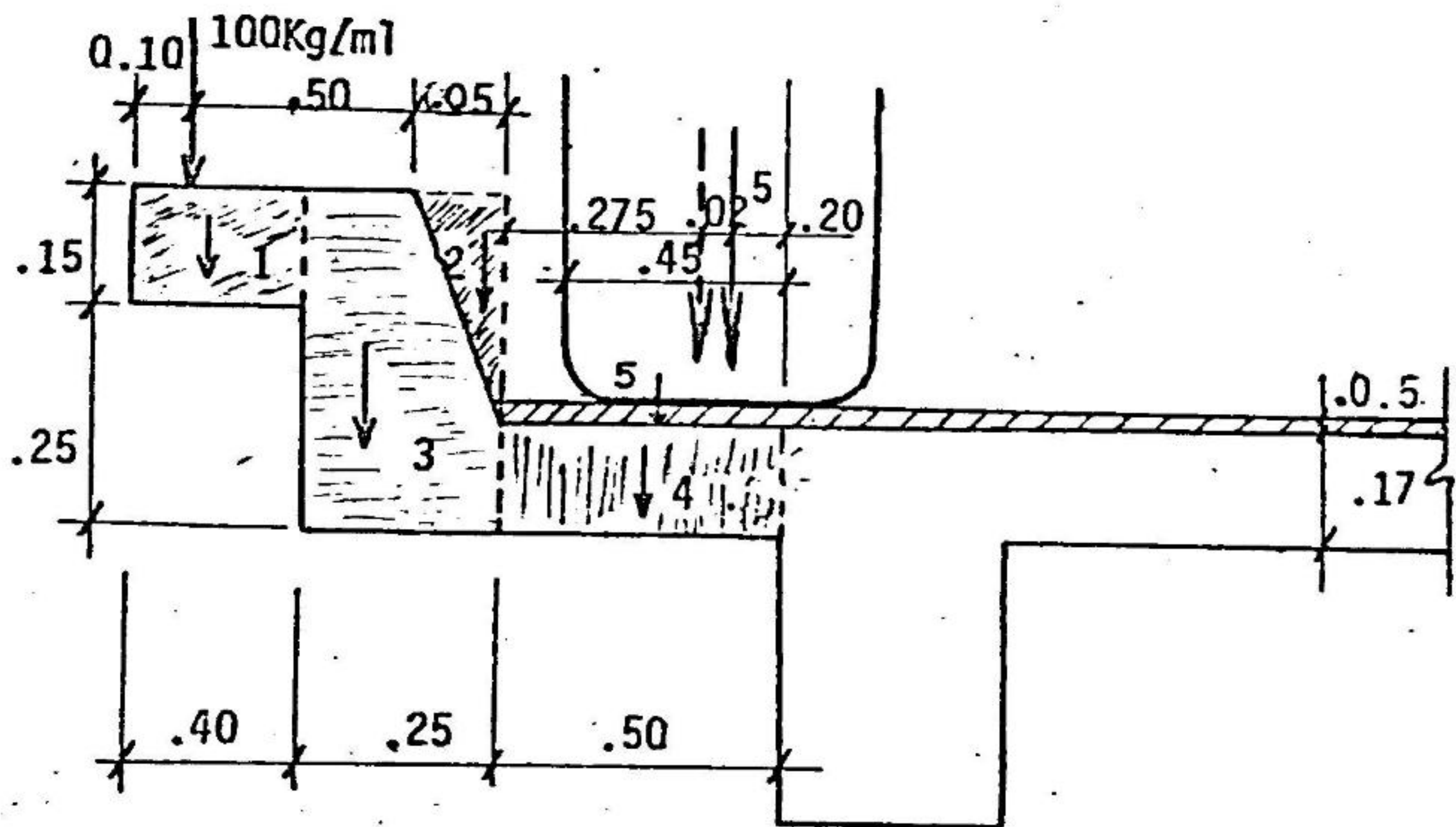
$$MT = 2,082 \times 4 \times 0.7 = 5,800 \text{ Kg -m.}$$

$$F = \frac{5800}{0.865} = 6,700 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero :

$$A_s = \frac{6700}{1400} = 4.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \phi \ 3/4"$$

Diseño del Volado :



Cálculo del momento del volado en la cara del apoyo :

$$E = 0.8 \times 0.225 \times 3.28 = 4.34 \text{ pies}$$

$$E = 1.32 \text{ m.}$$

$$P = \frac{45 \times 8000}{50} = 7,200 \text{ Kg.}$$

Cargas permanentes.

Peso propio:

$$1 = 0.40 \times 0.15 \times 2400 = 140 \text{ Kg.}$$

$$2 = \frac{0.05 \times 0.23 \times 2400}{2} = 15 \text{ Kg.}$$

$$3 = 0.25 \times 0.40 \times 2400 = 240 \text{ Kg.}$$

$$4 = 0.50 \times 0.17 \times 2400 = 200 \text{ Kg.}$$

Peso del asfalto :

$$0.50 \times 0.05 \times 2000 = 50 \text{ Kg.}$$

$$M_{pp} = 140 \times .95 - 15 \times .51 + 240 \times 0.625 + 200 \times 0.25 + 50 \times 0.25$$

$$M_{pp} = 133 - 7 + 150 + 50 + 12 = 337 \text{ Kg-m.}$$

Sobrecarga :

$$M_{s/c} = \frac{7200 \times 0.225 \times 1.3}{1.32} = 1,600 \text{ Kg - m}$$

Sardinel :

$$M_{sard} = 100 \times 1.05 = 105 \text{ Kg - m -}$$

Momento total :

$$M_t = 1600 + 337 + 105 = 2,042 \text{ Kg - m}$$

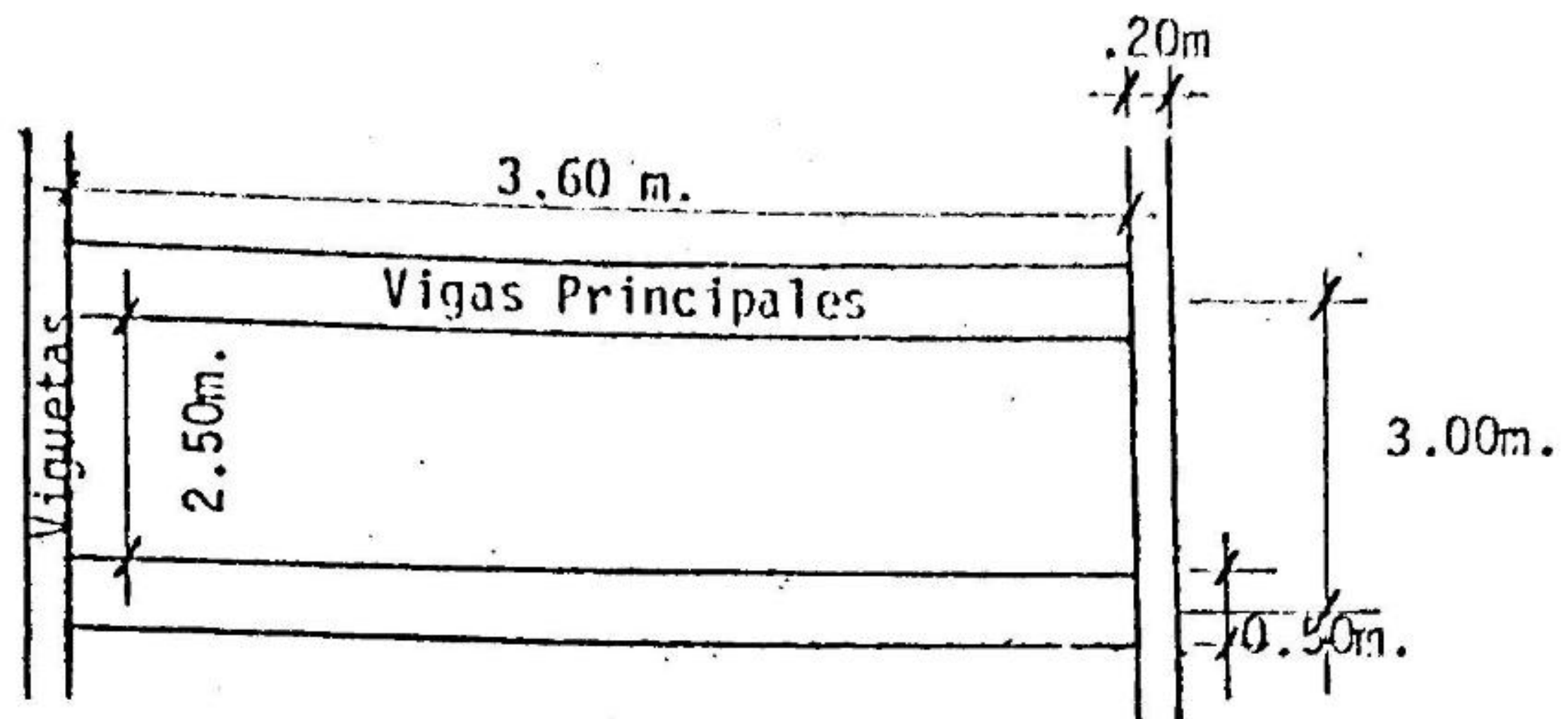
$$2042 < 2082 \quad \underline{\text{OK}}$$

### PROBLEMA

Se tiene un puente de concreto armado con 4 vigas de 0.50 m. de ancho espaciadas transversalmente a 3m. entre centros. El tablero tiene 0.18 m. de espesor y las viguetas transversales de 0.20 m. de espesor, se encuentran espaciadas cada 3.60 m.

Calcular el acero longitudinal y transversal al puente que será necesario colocar en la capa inferior del tablero en los tramos entre

vigas, si se considera una sobre carga H20 - S16.



$$\frac{\text{luz mayor}}{\text{luz menor}} = \frac{3.60}{2.50} = 1.44 < 1.50 \quad (\text{Debe ser armada en dos sentidos})$$

Cálculo del proporcionamiento :  $a = 2.50$   
 $b = 3.60$

$$p = \frac{b^4}{a^4 + b^4} = 0.80$$

Como  $L < 12.80 \text{ m}$   $i = 30 \%$   
 entonces :  $C_i = 1.30$

Por ser viga continua se toma sólo el 80 %

Momento por sobre carga :

$$M_{s/c} = \left( \frac{s + 2}{32} \right) P \quad P = 8000 \text{ Kg (H20-S16)}$$

$$s = 2.50 \times 3.29 = 8.20 \rightarrow \underline{s = 8.20'}$$

$$M_{s/c} = \left( \frac{8.2 + 2}{32} \right) \times 8000 \rightarrow M_{s/c} = 2550 \text{ Kg - m.}$$

Corrección del momento :  $M_{s/c} = 2550 \times 1.30 \times 0.80$

$$\underline{M_{s/c} = 2650 \text{ Kg-m.}}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga permanente : losa : } & 2.50 \times 0.18 \times 2400 = 1080 \\ \text{asfalto:} & 2.50 \times 0.05 \times 2000 = \underline{250} \\ w & = 1330 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

Por ser viga continua :

$$M_{pp} = \frac{ws^2}{10} = \frac{1330 (2.5)^2}{10} \Rightarrow M_{pp} = 830 \text{ Kg-m.}$$

Momento total :

$$M_T = 2650 + 830 \Rightarrow M_T = 3480 \text{ Kg-m.}$$

Reduciendo en un 80 % por ser reforzada en ambos sentidos:

$$M_D = 0.8 \times 3480 \Rightarrow M_D = 2784 \text{ Kg-m.}$$

$$\begin{aligned} \text{Cálculo del acero : } A_s &= \frac{M_D}{f_s j_d} \quad \text{Con } f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ & \quad \quad \quad f_s = 1400 \\ & \quad \quad \quad j = 0.875 \\ d &= 18 - 4 = 14 \\ A_s &= \frac{278400}{1400 \times 0.875 \times 14} = 15.7 \text{ cm}^2 \quad s = \frac{1.29}{15.70} = 0.08 \text{ m.} \\ & \quad \quad \quad \underline{\phi \ 1/2" @ .10 \text{ m.}} \end{aligned}$$

repartición :

$$A_r = \frac{220}{S} = \frac{220}{\sqrt{8.2}} = 77 \% \quad \text{Máx : } 67\%$$

$$A_r = 0.67 \times 15.7 \text{ cm}^2 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Area de temperatura :

$$A_t = 0.001 \text{ bd} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.001 \times 100 \times 14$$

$$A_t = 1.4 \text{ cm}^2$$

luego el refuerzo necesario es :

$$A_s \text{ longitudinal} : \phi \ 1/2" @ 10 \text{ m.} \quad \text{RESP.}$$

Acero transversal :

$$A_s = 10.5 + 1.4 = 11.9 \text{ cm}^2$$

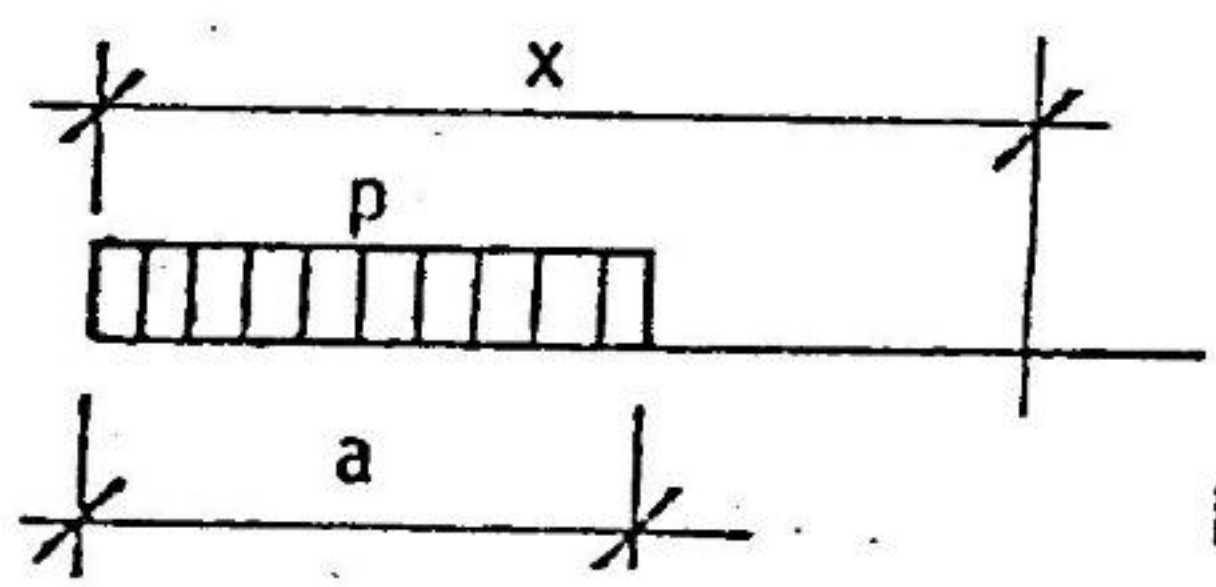
$$\text{Con } \phi \ 1/2" \quad A_s = 1.29$$

$$S = 0.11 \text{ m.}$$

$$\phi \ 1/2" @ 12 \text{ m.} \quad \text{RESP.}$$

### PROBLEMA

Para un puente colgante con viga de rigidez triarticulada, determinar una expresión que dé el momento en una sección "x" de la viga, a la izquierda del centro de luz y a la derecha de un extremo de una carga repartida, que se extiende desde el origen izquierdo.



$$M = M^l - H_y$$

$$H = \frac{pa^2}{\Delta f}$$

$$M^l = \frac{pa^2}{2l} (1 - x)$$

$$y = \frac{x \Delta f}{l^2} (1 - x)$$

luego, el momento en una sección cualquiera :

$$M = \frac{pa^2}{2l} (1 - x) - \frac{pa^2}{\Delta f} \left( \frac{x \Delta f}{l^2} \right) (1 - x)$$

$$M = \frac{pa^2}{l^2} (1 - x) (1 - 2x) \quad \text{RESP.}$$

# PROBLEMA

Calcular el momento máximo positivo y negativo en la viga de rigidez de un puente colgante de las características:

$$l = 130 \text{ m}$$

$$l_1 = l_2 = 40 \text{ m.}$$

$$f = 13 \text{ m}$$

$$p_p = 3100 \text{ Kg/ml.}$$

$$A = 123 \text{ cm}^2$$

$$s/c = H20 + S16$$

2 vías de tránsito:

$$\text{Sobrecarga equivalente : } w_{s/c} = 960 \text{ Kg/ml.}$$

$$P_{s/c} = 12000 \text{ Kg.}$$

$$n = \frac{f}{l} = \frac{13}{130} = 0.1$$

Por ser de dos vías duplicamos los valores de la carga equivalente.

$$0.31 = 0.3 \times 130 = 39 \text{ m.}$$

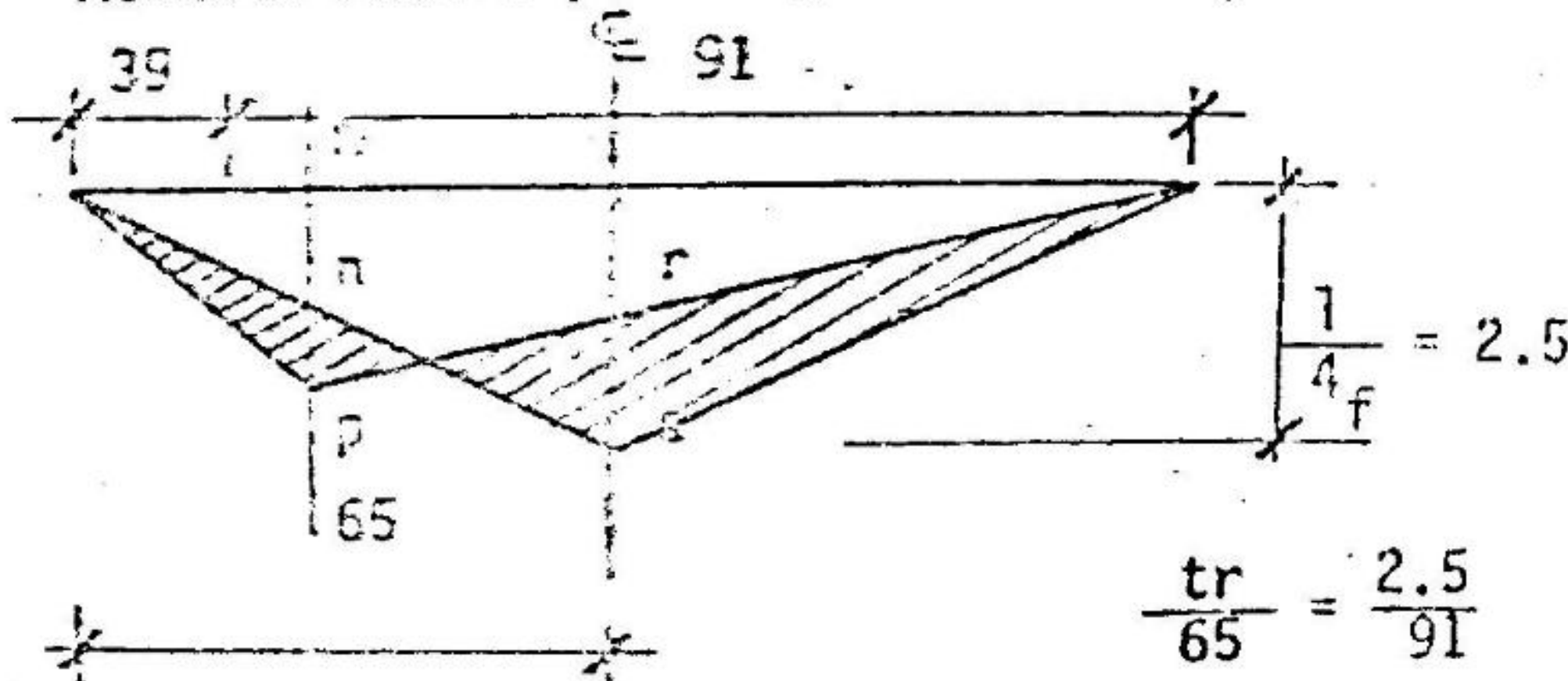
Momento máximo por sobre carga ( sólo esta se analiza ) :

$$M_{\text{max}} = \frac{p \times (1 - x) (1 - 2x)}{2 (31 - 2x)}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{2 \times 960 \times 39 (130 - 39) (130 - 78)}{2 (390 - 78)}$$

$$M_{\text{max}} = 570,000 \text{ Kg-m}$$

Momento máximo por carga concentrada:



$$\frac{m \ n}{39} = \frac{2.5}{65}$$

$$m \ n = 1.50$$

$$np = 1.00 \quad M_1^+ = 1.00$$

$$\frac{tr}{65} = \frac{2.5}{91}$$

$$tr = 1.78$$

$$rs = 0.72 \quad M_1^- = 0.72$$

$$y = \frac{4fx}{l^2} (1-x) = \frac{4 \times 13 \times 39}{(130)^2} \times 91$$

$$y = 10.92 \text{ m.}$$

luego:

$$M^+ = PM_1^+ \quad y = 2 \times 8000 \times 1 \times 10.92 = 174,000 \text{ Kg-m.}$$

$$M^- = PM_1^- = 2 \times 8000 \times 0.72 \times 10.92 = 125,000 \text{ Kg-m.}$$

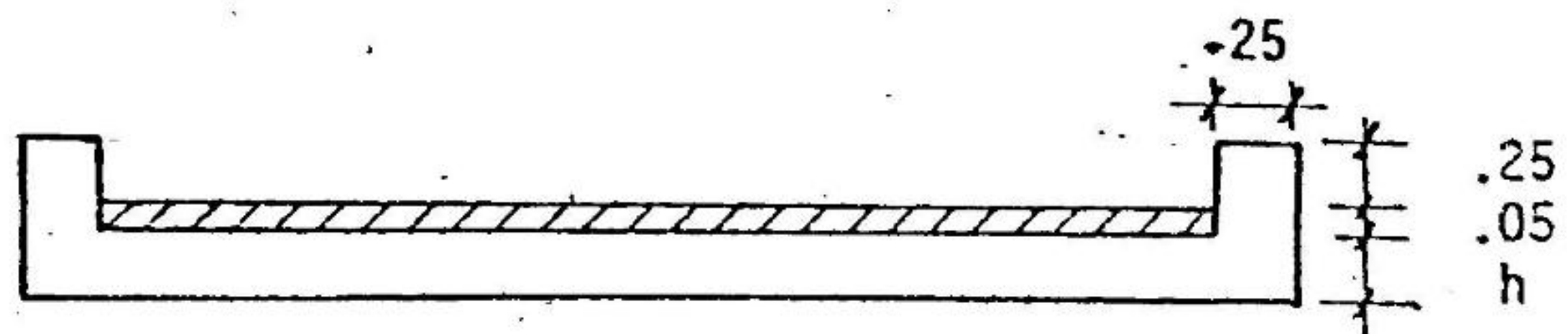
Momentos :

$$M^+ = 744 \text{ Ton - m.}$$

$$M^- = 696 \text{ Ton- m}$$

### PROBLEMA

Calcular y diseñar un puente losa de 8 mts. de luz.



Solución.-

$$h = \frac{luz}{15} = \frac{8.00}{15} = 0.533 \approx h = 0.50 \text{ m.}$$

Peso propio :

$$\text{p.p. losa} : 0.5 \times 1 \times 1 \times 2400 = 1200 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{asfalto} : .05 \times 1 \times 1 \times 2000 = \underline{100} \text{ Kg/ml}$$

$$1300 \text{ Kg/ml}$$

Momento por carga permanente :

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1300 \times 64}{8} = 10,400 \text{ Kg-m.}$$

Ancho efectivo paralelo al tráfico :

$$E = 4 + 0.06 L \times 3.28 \quad (3.28 \text{ factor conversión})$$

$$E = 4 + .06 \times 8 \times 3.28 = 5.53 \text{ pies}$$

$$E = 1.69 \text{ m.}$$

Impacto :

$$i = \frac{50}{L + 125} = \frac{50}{8 \times 3.28 + 125}$$

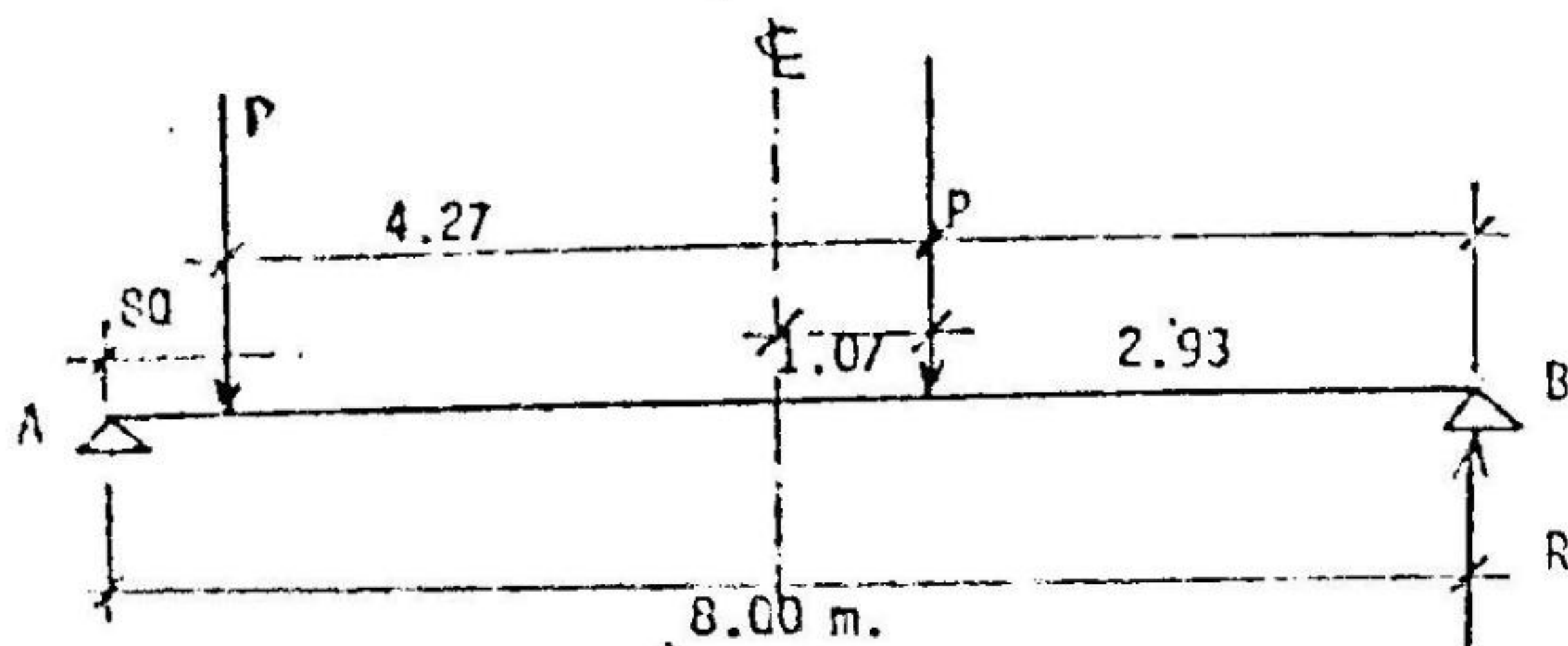
$$i = 0.34 > 0.30$$

$$\text{Tomamos } i = 0.30$$

Luego el coeficiente de impacto :

$$C_i = \frac{1 + i}{E} = \frac{0.30 + 1.00}{1.69} = 0.77$$

s/c : H20 + S16



$$4.27 + 0.80 = 5.07 \text{ m.}$$

$$M_A = 0$$

$$8R - .8P - 5.07P = 0 \rightarrow R = \frac{P}{8} ( 5.87 )$$

$$R = 0.734 P$$

Momento por sobrecarga:

$$M_{s/c} = 2.93 R C_i$$

$$M_{s/c} = 2.93 \times 0.734.8000 \times 0.77 = 13,200 \text{ Kg-m}.$$

Momento total:

$$M_t = 10,400 + 13,200 = 23,600 \text{ Kg-m}.$$

Chequeando el peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_B}} \quad K_B = 13.8$$

$$d = \sqrt{\frac{2360000}{13.8}} = 41.4 \text{ cm.}$$

luego, como  $d < h$ . OK

$$\text{Con } f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 0.875$$

$$d = 50 - 4 = 46 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_s j d}$$

Acero :

$$A_s = \frac{2360000}{1400 \times 0.875 \times 46} = 41.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } \phi \text{ 1" ( } 5.10 \text{ cm}^2 \text{ ) : } S = \frac{5.10}{41.9} = 0.12 \text{ m.}$$

$\phi \text{ 1" @ } 0.12 \text{ m.}$  Acero principal

$A_s$  repartición :

$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{S}} = \frac{100}{\sqrt{8 \times 3.28}} = 19.53 \% \text{ del } A_s$$

$$A_{sr} = 0.195 \times 41.9 = 8.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } \phi \text{ 5/8" ( } 2.00 \text{ cm}^2 \text{ ) : } S = \frac{2.00}{8.17} = 0.24 \text{ m.}$$

$\phi \text{ 5/8" @ } 0.25 \text{ m.}$

$$A_{s \text{ temp.}} \quad A_{st} = 0.001 \text{ bd} = 0.001 \times 100 \times 46 = 4.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con } \phi \text{ } 1/2'' (1.29 \text{ cm}^2) \quad S = \frac{1.29}{4.60} = 0.28 \text{ cm.}$$

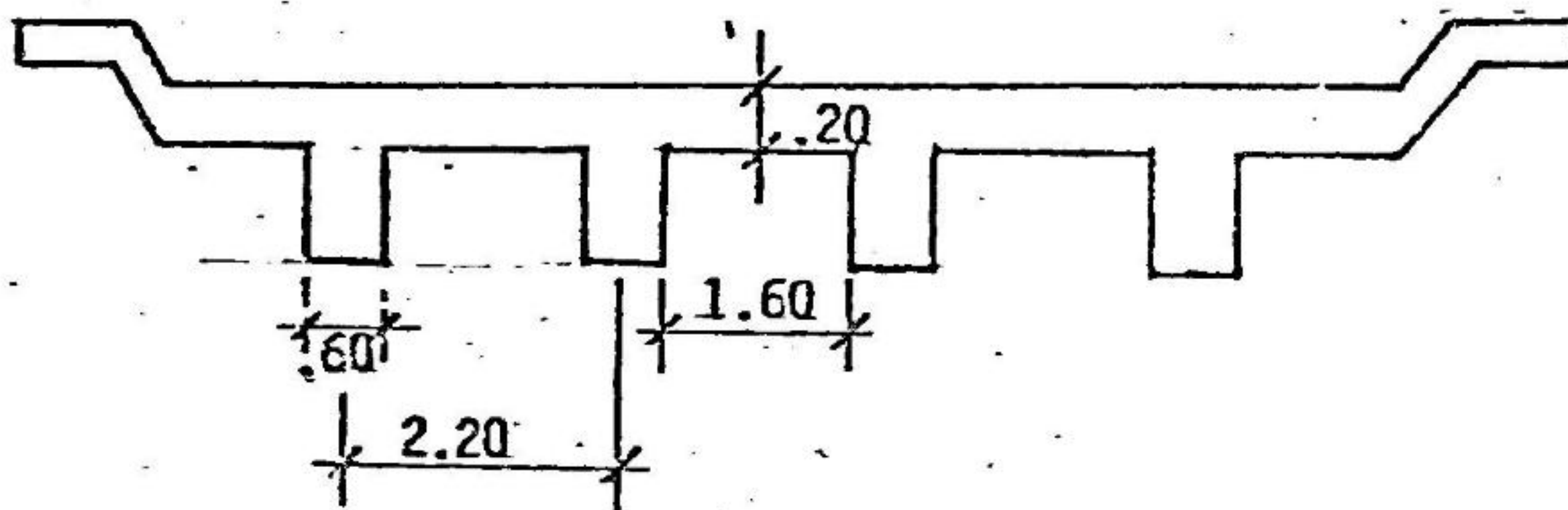
$$\phi \text{ } 1/2'' @ 0.30 \text{ m.}$$

### PROBLEMA

Se tiene un puente losa con 4 vigas de 0.60 m. de ancho, espacia das transversalmente a 2.20 m. entre centros. El tablero tiene - 0.20 m. de espesor.

Calcular el acero perpendicular al tráfico que será necesario co locar en la capa inferior del tablero, si se considera una sobre carga H15 - S12.

### SOLUCION



Momento por peso propio : asfalto = 0.05 m.

$$\text{p.p. losa} : 1 \times 0.20 \times 2400 = 480$$

$$\text{asfalto} : 1 \times 0.05 \times 2000 = 100$$

$$580 \text{ Kg/ml.}$$

$$w_{pp} = 580 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{pp} = \frac{w l^2}{8} = \frac{580 \times (1.60)^2}{8} = 148.5 \text{ Kg - ml.}$$

Momento por sobrecarga. Para armadura perpendicular al trá fico :

$$M_{s/c} = \left( \frac{S + 2}{32} \right) P (1 + i) C$$

C = 0.8 ( para vigas continuas)

P = 6000 Kg (H15- S12)

S = 1.6 x 3.28 = 5.25 pies

$$i = \frac{50}{1.6 \times 3.28 + 125} = .385 > 0.30$$

$$i = 0.30$$

luego:

$$M_{s/c} = \left( \frac{5.25 + 2}{32} \right) \times 6000 (1.3) 0.8$$

$$M_{s/c} = 1413.7 \text{ Kg} \cdot \text{m.}$$

Momento total:  $M_t = 148.5 + 1413.7 = 1562.2 \text{ Kg-m.}$

Armadura principal:

$$A_s = \frac{M}{f_{sj} d} = \frac{1562.20 \times 100}{1400 \times 0.0875 \times 16}$$

$$A_{sp} = \frac{1562.2}{196} = 8.12 \text{ cm}^2$$

Con  $\phi$  3/4" ( 2.84 cm<sup>2</sup> )

$$S = 0.35$$

$$\phi \text{ 3/4" } @ \text{ 0.35 m.}$$

Acero de repartición :

$$A_r = \frac{220}{\sqrt{5}} = \frac{220}{\sqrt{5.25}} = 96 > 67\%$$

Tomamos :

$$A_r = 0.67 A_{sp} = 0.67 \times 8.12 = 5.44 \text{ cm}^2$$

Con  $\phi$  1/2" (1.29 cm<sup>2</sup>)

$$S = 0.24 \text{ m.}$$

$\phi$  1/2" @ 0.25 m.

Acero de temperatura :

$$A_{st} = 0.001 bd = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

luego la armadura perpendicular al tráfico será:

$$A_s = A_{sr} + A_{st} = 8.12 + 1.60 = 9.72 \text{ cm}^2.$$

Con  $\phi$  3/4" (2.84 cm<sup>2</sup>)

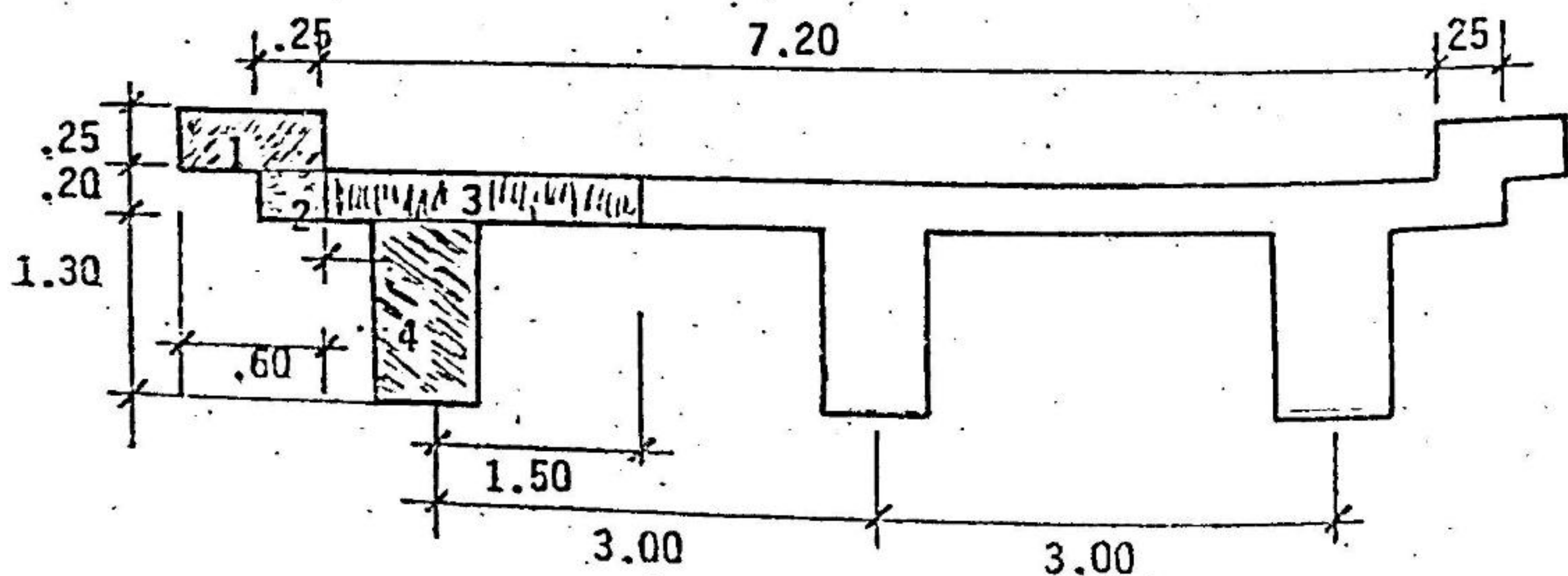
$$S = 0.29 \text{ m.}$$

$\phi$  3/4" @ 0.30 m.

**PROBLEMA:**

Se tiene un puente simplemente apoyado de 22 m. de luz, con 7.20 m. de ancho entre sardineles y 3 vigas de 0.60 m. de ancho por 1.30 m. de peralte, espaciadas a 3 m. transversalmente.

Calcular el Momento y el esfuerzo cortante máximo en la sección 0.3L de una viga exterior, el tablero tiene un espesor de 0.20 m. y que la sobrecarga considerada es un H20 - S16.



### CALCULO DEL PESO MUERTO

Para facilidad de cálculos, se han dividido en secciones 1, 2, 3 y 4.

$$\text{Sección 1} = 0.60 \times 0.25 \times 1\text{m.} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 360 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Sección 2} = 0.20 \times 0.25 \times 1\text{m.} \times 2400 \text{ " } = 120 \text{ "}$$

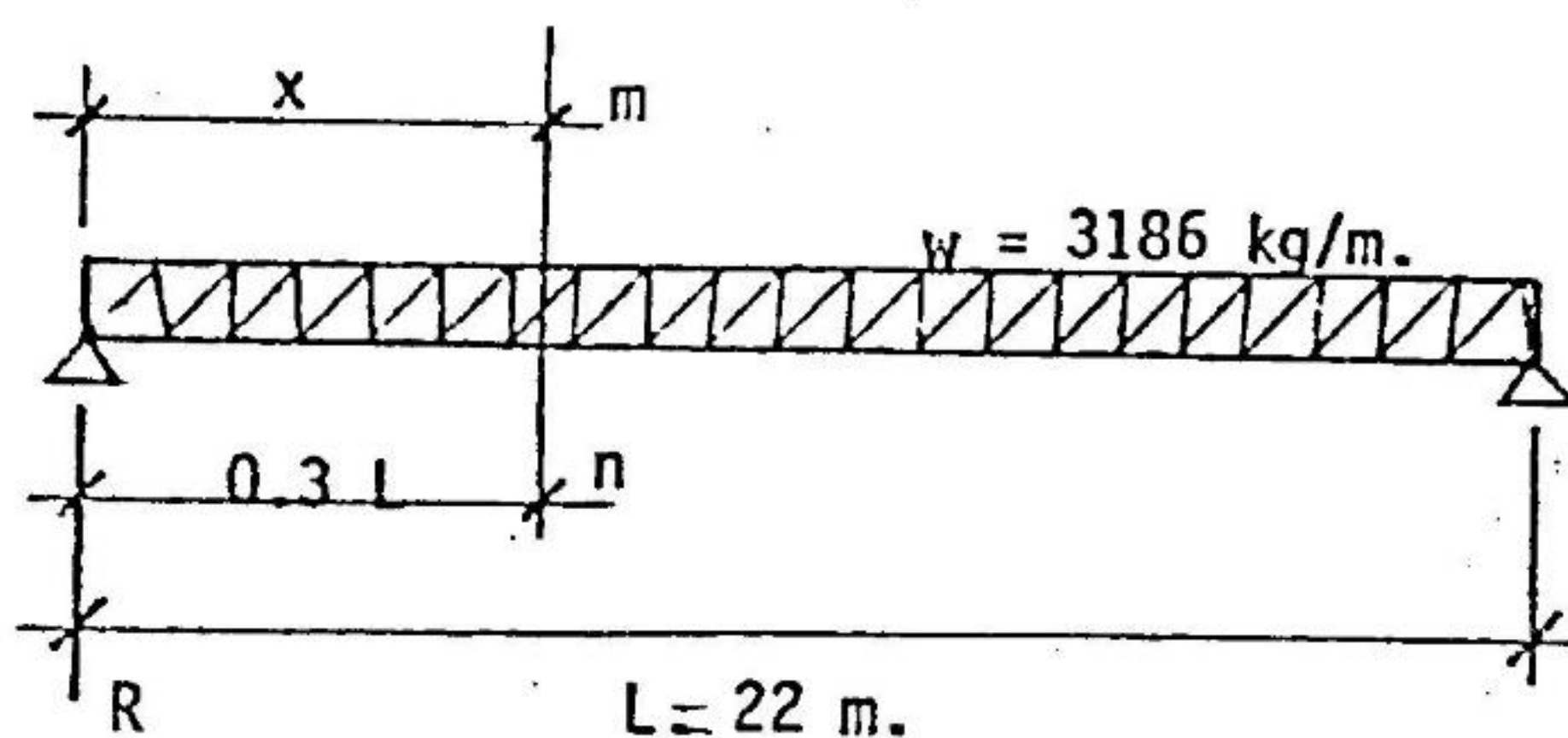
$$\text{Baranda} = \frac{100}{580 \text{ Kg/m.}}$$

$$\text{Carga en c/ viga} = \frac{580 \times 2}{3} = 386 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Sección 3} = 2.10 \times 0.20 \times 1\text{m.} \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1000 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Sección 4} = 0.60 \times 1.30 \times 1\text{m.} \times 2400 = \frac{1800}{2800 \text{ Kg/m.}} \\ 386$$

$$W_{pp} \rightarrow 3186 \text{ Kg/m.}$$



$$R = \frac{wL}{2} = \frac{3186 \times 22}{2} = 35,000 \text{ Kg.. (Por peso Propio)}$$

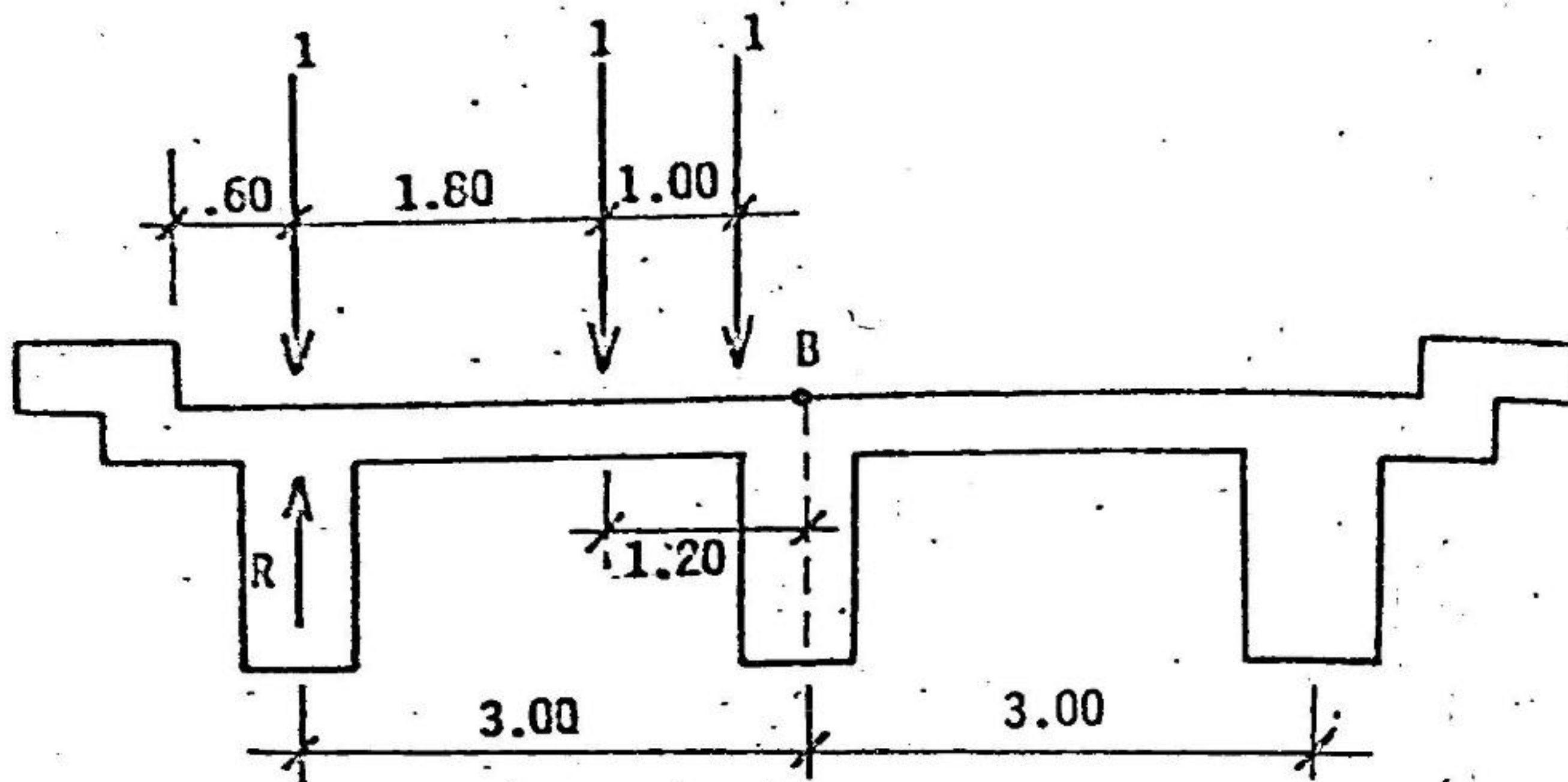
Momento en " mn "

$$M_{pp} = R \times 0.3L - \frac{w x^2}{2}$$

$$M_{pp} = 35,000 \times 0.3 \times 22 - \frac{3186 \times (0.3 \times 22)^2}{2}$$

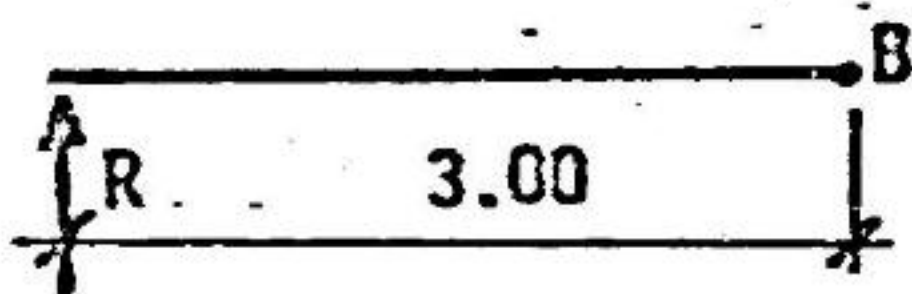
$$M_{fp} = 162,000 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del Momento por S/c.



$$C_{cc} = 1 + \frac{1.20}{3} + \frac{0.20}{3} = 1.466 \text{ T}$$

$$C_{cc} = 1.466 \text{ T}$$



$$R \times 3 - 1 \times 1.20 = 0 \rightarrow R = \frac{1.20}{3}$$

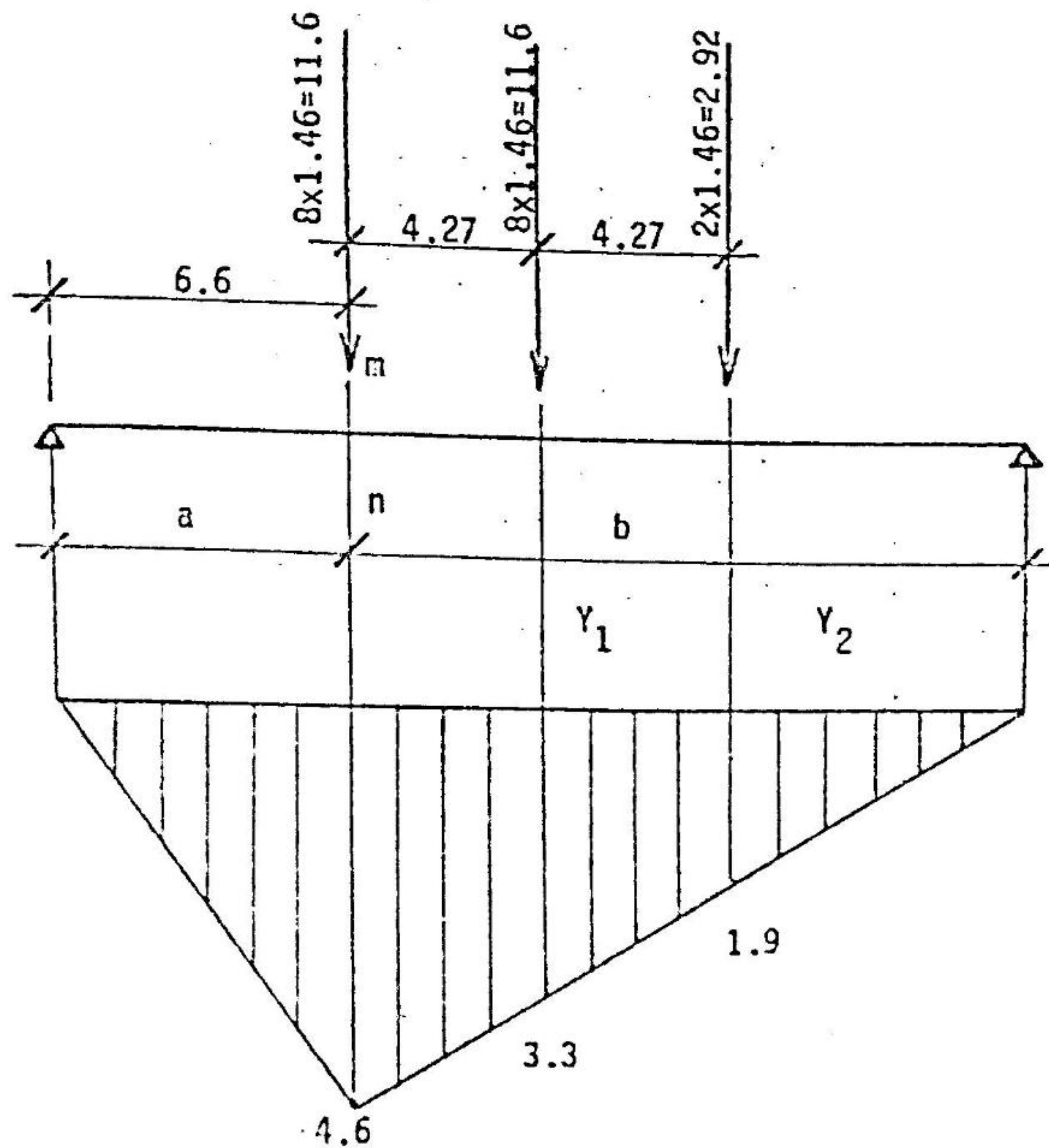
Tomando momentos :  $\sum M_B = 0$

$$R \times 3 - 1 \times 0.20 = 0 \rightarrow R = \frac{0.20}{3}$$

$$M_{max} = \frac{1 \times a \times b}{L} \begin{cases} a = 0.3L \\ b = 0.7L \end{cases}$$

$$M_{max} = \frac{0.21L}{3}$$

$$0.21 \times 22 = 4.6 \text{ T-m.}$$



$$M_{s/c} = 11.6 \times 4.6 + 11.6 \times 3.3 + 2.92 \times 1.9 = 97.14 \text{ Tn} - \text{m}.$$

Afectando por Impacto :

$$i = \frac{50}{5 + 125} = \frac{50}{(3.23 \times 22) + 125} = 0.25$$

$$C_i = 1.25$$

$$M_{s/c} = 97.14 \times 1.25 = 122 \text{ Tn} - \text{m}$$

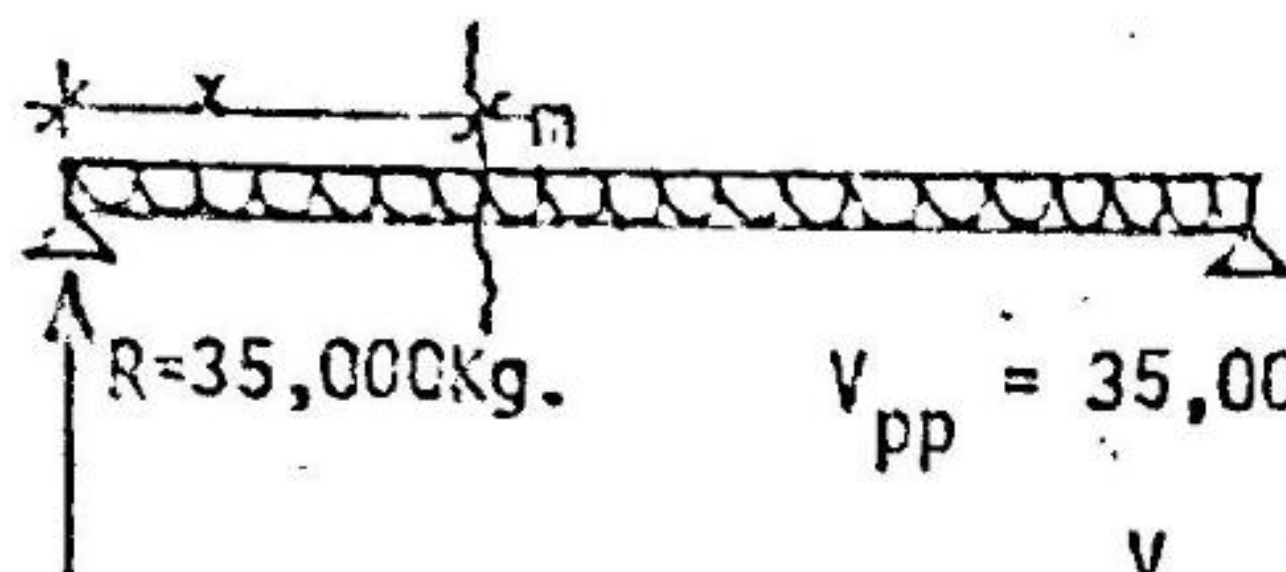
$$M_{s/c} = 122,000 \text{ Kg/m}.$$

$$M_{TOT} = 162,000 + 122,000 = 284,000 \text{ Kg/m}.$$

$$\underline{\underline{M_{TOTAL} = 284,000 \text{ Kg/m}.}}$$

# Cálculo del Esfuerzo Cortante :

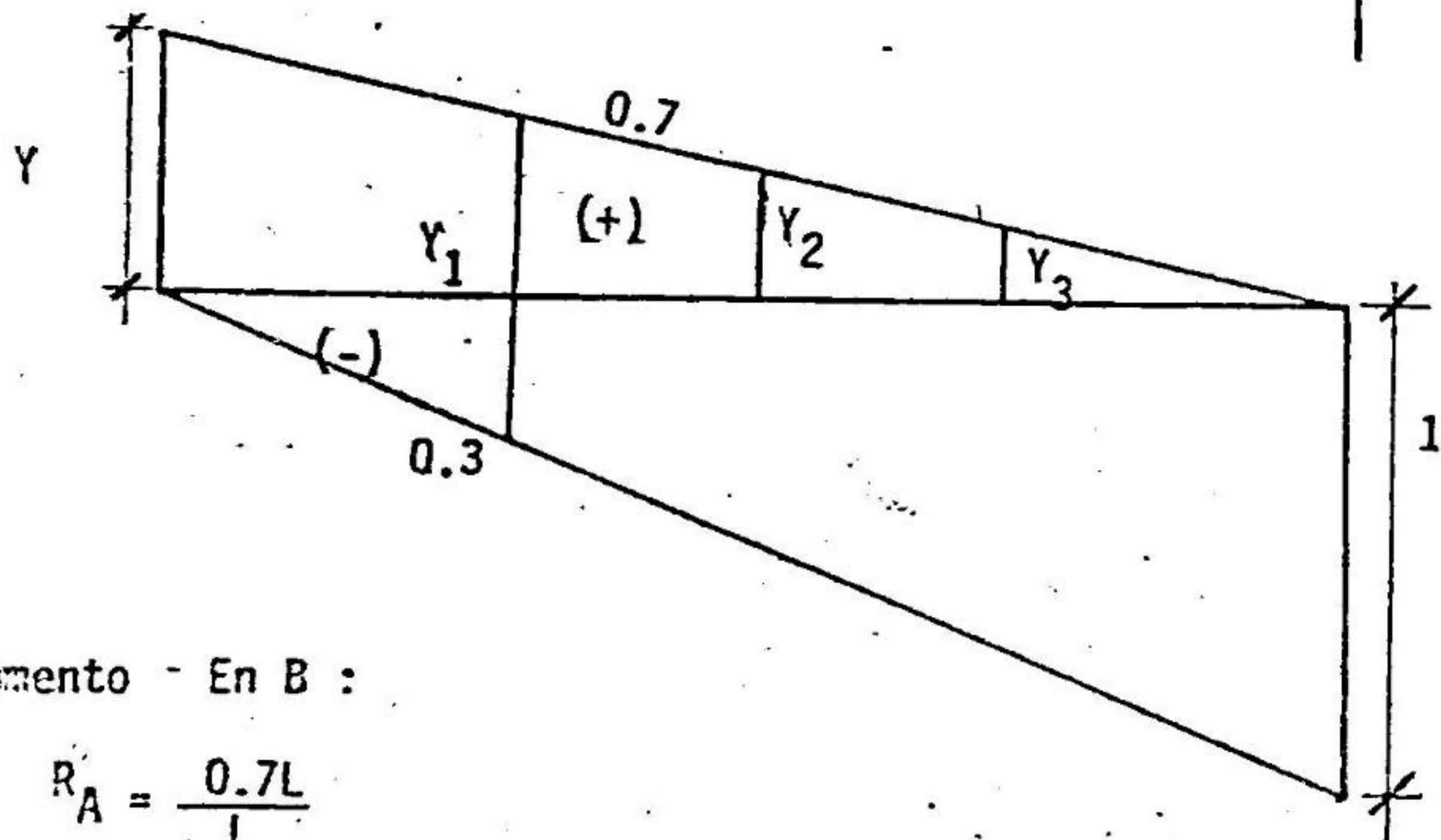
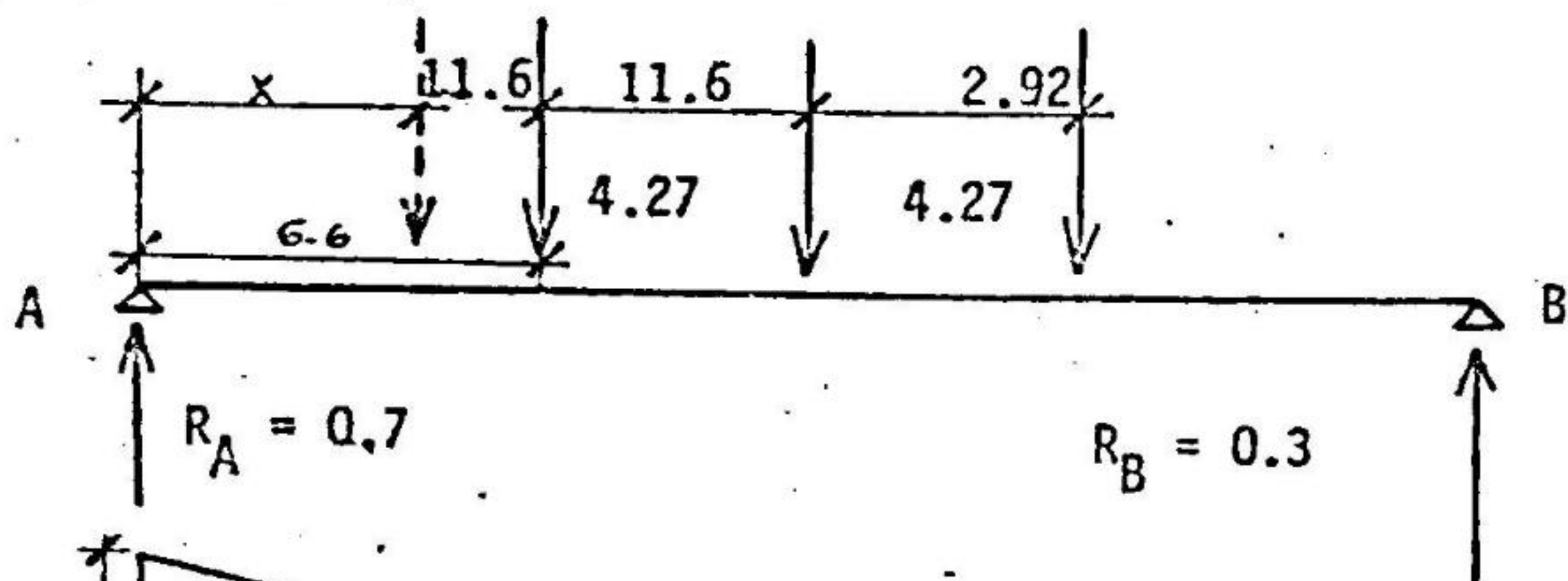
a) Por Peso Propio



$$V_{pp} = 35,000 - w x = 35,000 - 3186 \times 6.6$$

$$V_{pp} = 14,000 \text{ Kg.}$$

b) Por S/C



Momento - En B :

$$R_A = \frac{0.7L}{L}$$

$$R_A = 0.7$$

Momentos en A :

$$R_B \times L = 1 \times 0.3 L$$

$$R_B = 0.3$$

$$0 < x < a$$

$$0 < x < 1$$

$$R_B = \frac{1 \times X}{L} = \frac{X}{L}$$

$$X = 0, \quad V_m = 0$$

$$X = 1, \quad V_m = y$$

$$X = a, \quad V_m = \frac{-a}{L}$$

$$R_A = \frac{1 - X}{L}$$

$$X = 0, \quad V = 1$$

$$X = 1, \quad V = 0$$

$$X = a, \quad V = \frac{L - 0.3L}{L}$$

$$V = 0.7$$

$$V_{s/c} = 11.6 \times 0.7 + 11.6 \times 0.48 + 2.92 \times 0.3 = 14.56 \text{ T}^n$$

$$V_{s/c} = 14.56 \times 1.25 = 18.2 \text{ T}^n$$

$$V_{\text{Tot.}} = 14,000 + 18,200 = 32,200 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{TOTAL}} = 32,300 \text{ Kg.}$$

### PROBLEMA.-

Calcular la armadura principal y el acero necesario por esfuerzo cortante que necesita la viga sardinel de un puente losa de 10 m. de luz, si el espesor calculado para la losa es de 0.55 m. y la sobrecarga a considerar es del tipo H20-S16.

$$\text{Para sardinel : } M_{s/c} = 0.1 P l \quad C_i \text{ ————— (1)}$$

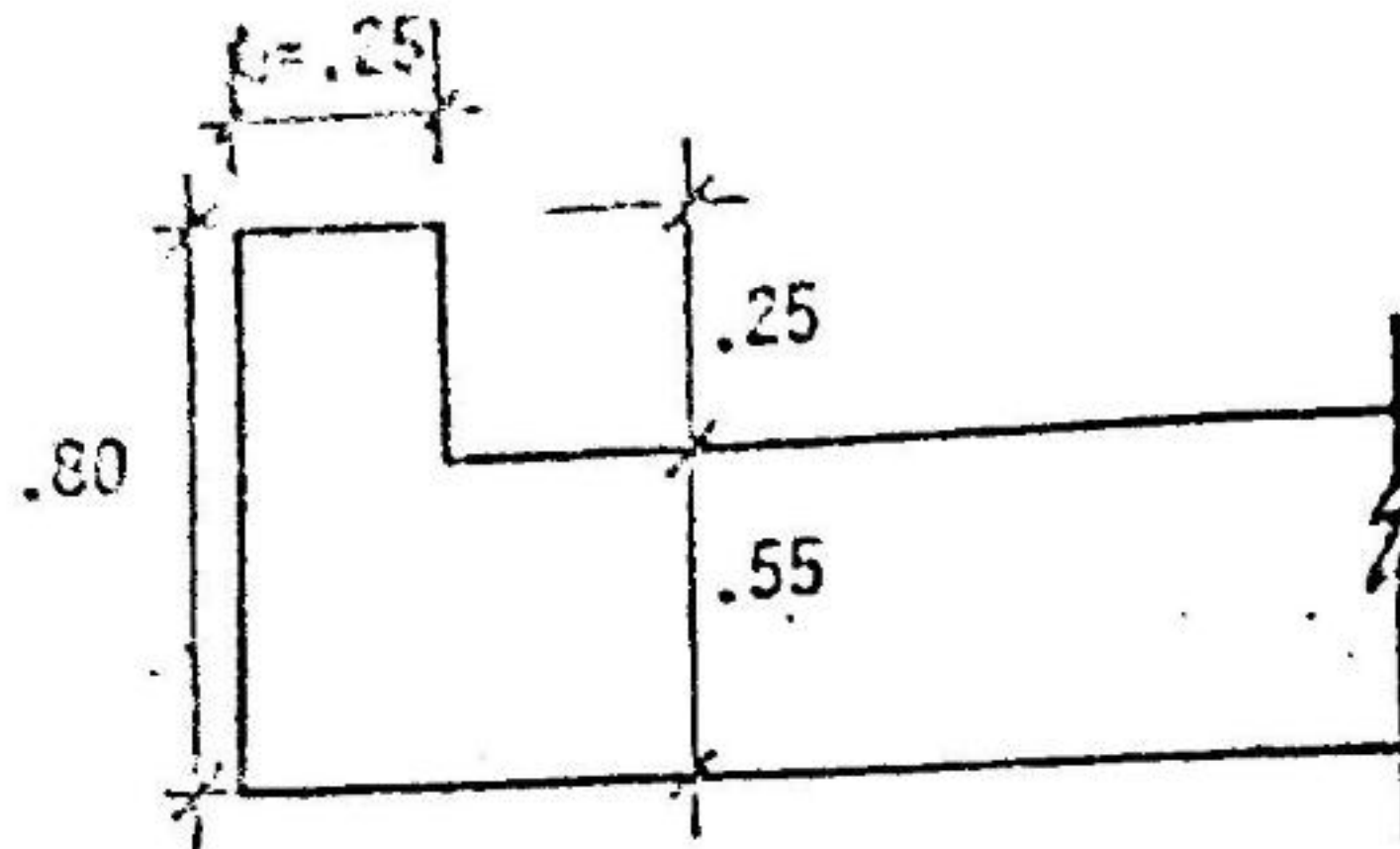
$$i = \frac{50}{3,281+125} = \frac{50}{3,28 \times 10 + 125} = 0.318 > 0.3$$

$$C_i = 1.3$$

En (1) :

$$M_{s/c} = 0.1 \times 8000 \text{ Kg} \times 10 \text{ m} \times 1.3 = 10,400 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{pp} = \frac{1}{8} w_{pp} l^2 \quad (2)$$



$$w_{pp} = 0.25 \times 0.80 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}$$

en (2):

$$M_{pp} = \frac{1}{2} \times 480 \times 10^2$$

$$M_{pp} = 6,000 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{TOT.} = M_{s/c} + M_{pp} = 10,400 + 6,000 = 16,400 \text{ Kg-m.}$$

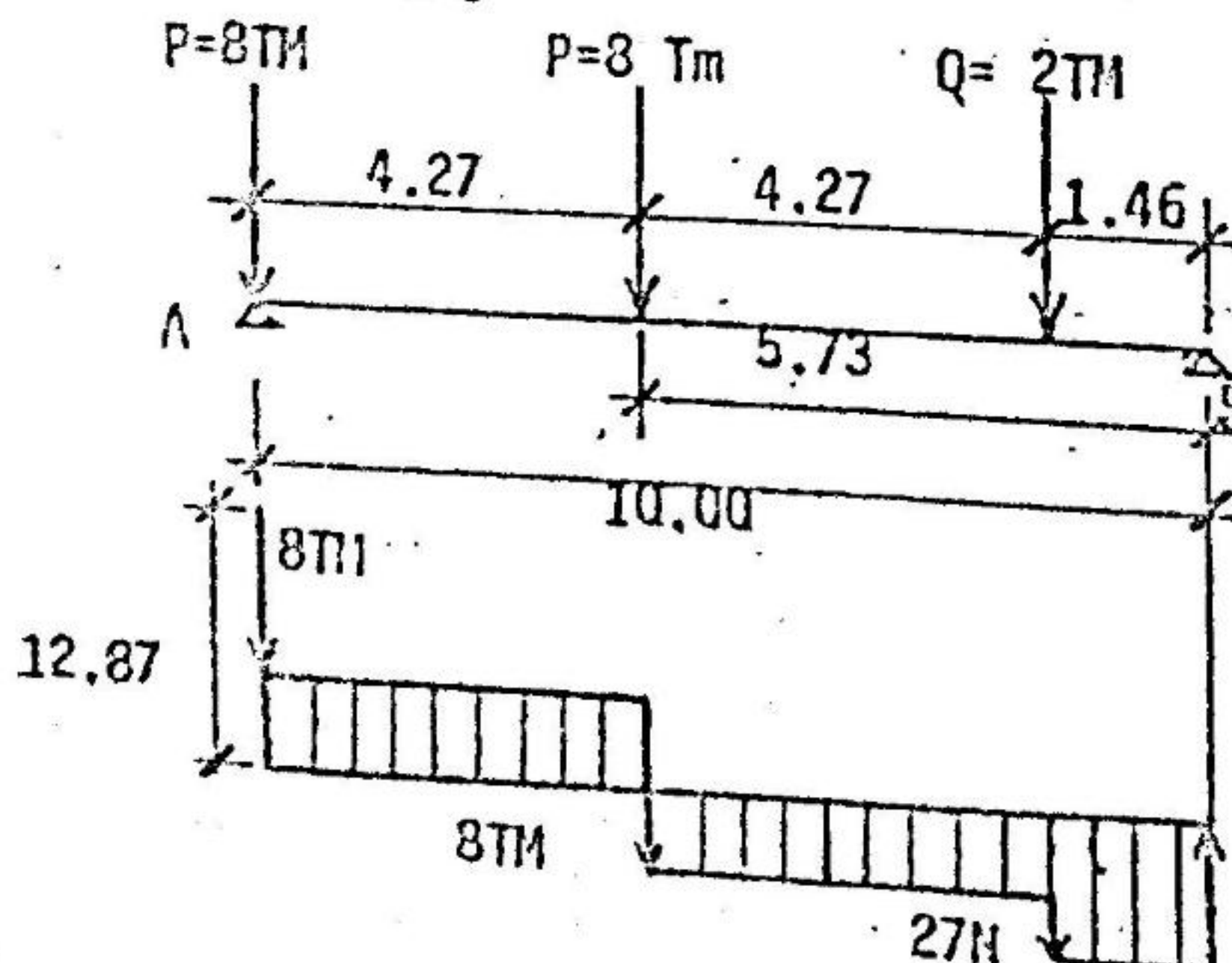
$$d = \sqrt{\frac{M}{K \times b}} = \sqrt{\frac{16,400 \times 100 \text{ Kg-cm}}{13.8 \times \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 25 \text{ cm}}} = 69 \text{ cm} < 75 \text{ cm.}$$

No se puede rebajar porque han colocado 25 cm. Libre

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{16,400}{1400 \times 0.875 \times 75} = 18 \text{ cm}^2$$

H20 - S16

|   |    |    |
|---|----|----|
| 4 | 16 | 16 |
| 2 | 8  | 8  |



$$\sum M_B = 0$$

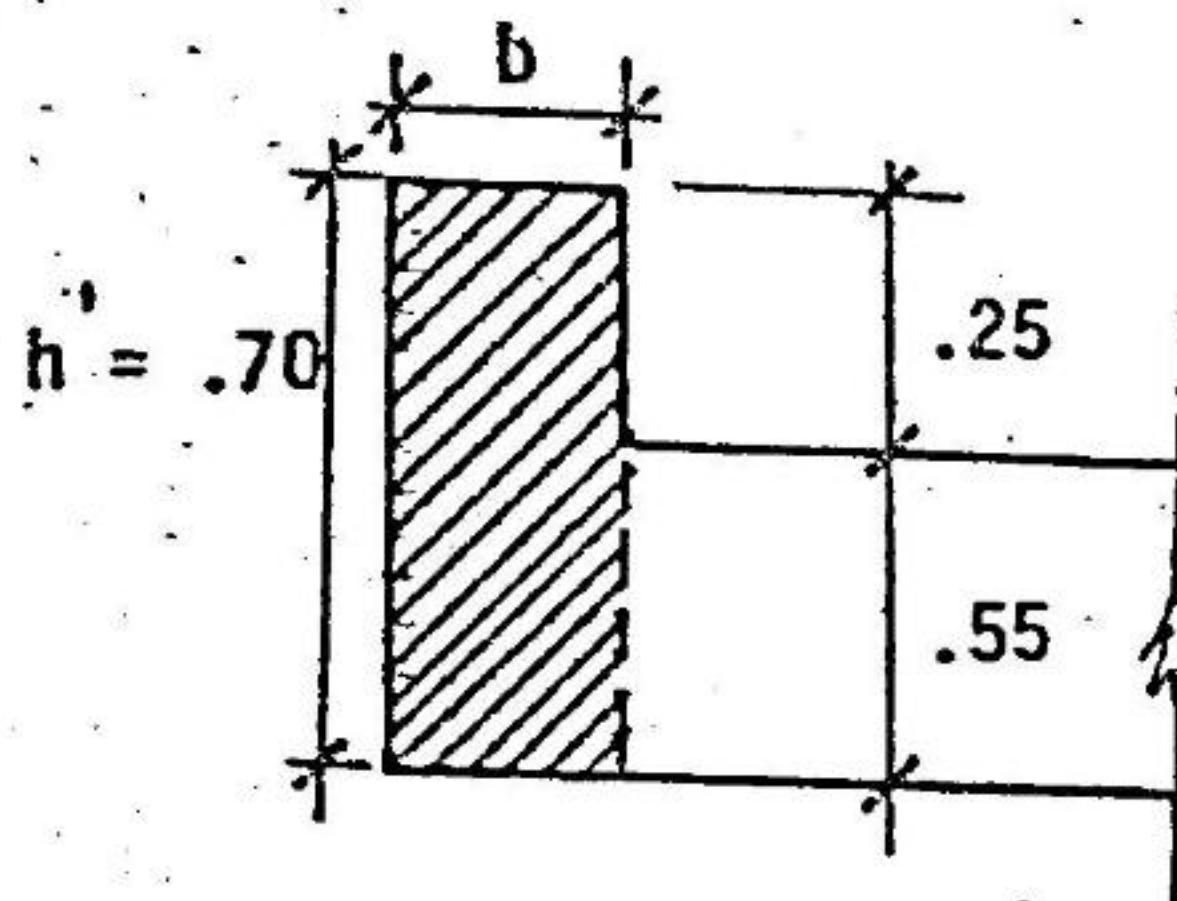
$$R_A \times 10 = P \times 10 + P \times 5.73 + Q \times 1.46$$

$$R_A = 12.87 \text{ T}^n$$

$$V_{s/c} = 12,870 \text{ Kg.}$$

Viga Sardinell

→ Se calcula por m.l.



$$.20 \leq b \leq .30$$

para losas cortas :  $b = .20$

para losas cortas :  $b = .25$

para losas 9 y 10m.:  $b = .30$

$$d = h' - 5 = 65 \text{ cm.}$$

USANDO  $b = .25$

$$w_{pp} = .25 \times .70 \times 2,400 = 420 \text{ Kg/m.l.}$$

$$M_{pp} = \frac{420 \times 8^2}{8} = 3,360 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{s/c} = 0.1 P l \quad , \quad P = \text{carga de la rueda + pesada} = 8,000 \text{ Kg.}$$

$$l = \text{luz} = 8 \text{ m.}$$

$$C_i = 1.3, \text{ no se considera } E.$$

$$M_{s/c} = 0.1 \times 8000 \times 8 \times 1.3 = 8,320 \text{ Kg - m.}$$

$$M_{TOT.} = M_{pp} + M_{s/c} = 3360 + 8320 = 11,680 \text{ Kg - m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{.Kb}} = \sqrt{\frac{11680 \times 100}{13.8 \times 25}} = 58.2 < 65$$

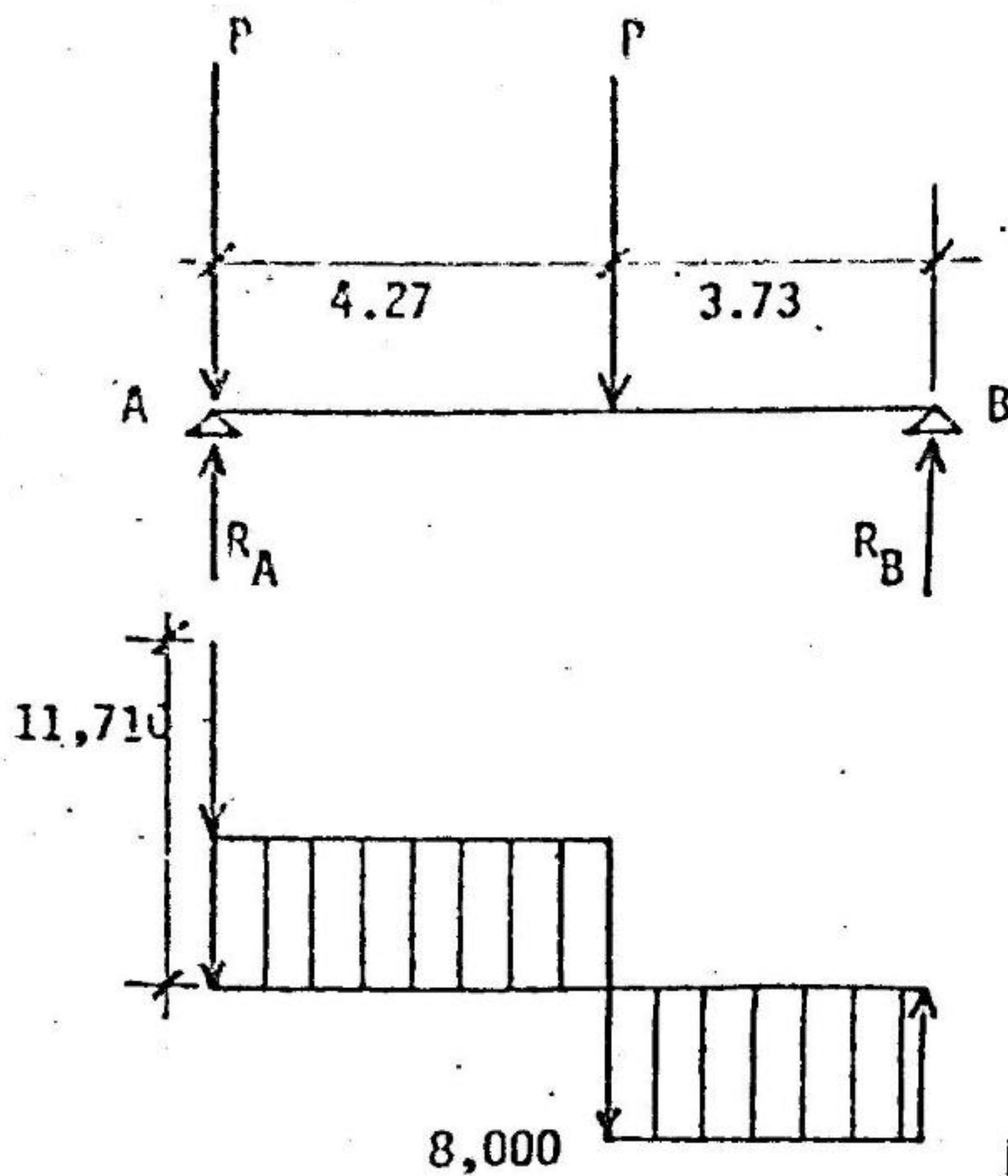
aunque "d" obtenido es menor, no se puede rebajar por haber colocado sólo 25 cm. libre.

### CALCULO DE ACEROS

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{11,680 \times 100}{1400 \times .875 \times 65} = 14.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ } \phi \text{ 1"} \text{ }$$

Para el esfuerzo cortante :

$$V_{pp} = \frac{wl}{2} = \frac{620 \times 8}{2} = 1,680 \text{ Kg.}$$



$$\sum M_A = 0$$

$$RB \cdot l = Pa$$

$$R_B = \frac{Pa}{l} = \frac{8000 \times 4.27}{8} = 4,270 \text{ Kg}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$(R_A - P) \cdot l = P_b$$

$$R_A \cdot l = P (1 + b)$$

$$R_A = \frac{P (1 + b)}{l} = \frac{8000 (8 + 3.73)}{8}$$

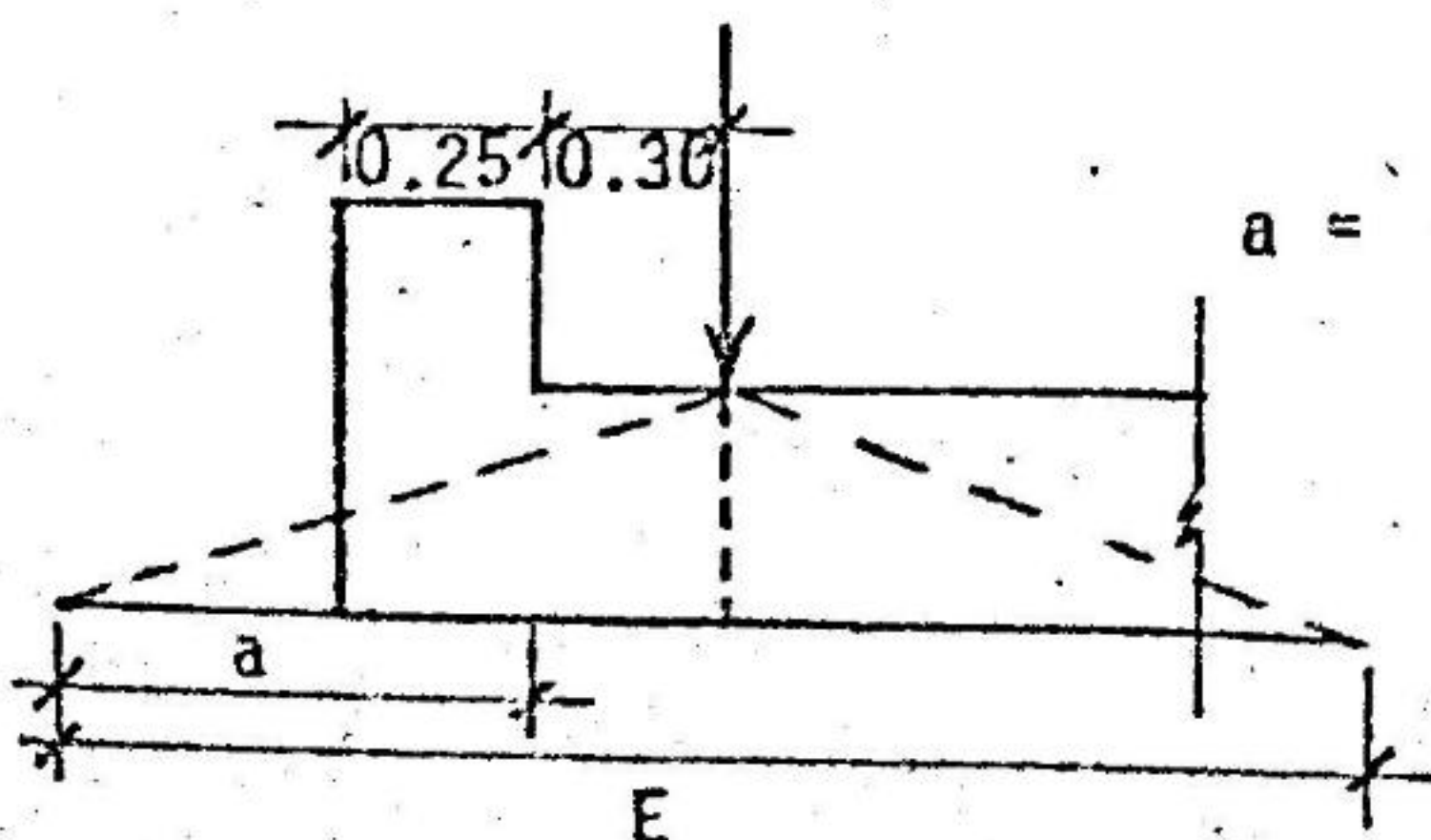
$$R_A = 11,710 \text{ Kg.}$$

$$\underline{\underline{V_{s/c} = 11,710 \text{ Kg.}}}$$

Cálculo de E.

$$E = 4 + 0.065$$

$$E = 4 + 0.06 (3.28 \times 10) = 5.97 \text{ pies} = 1.81 \text{ m.}$$



$$a = \frac{E}{2} + .30 = 0.60 \text{ m.}$$

# CALCULO DE CORTANTES

La viga sardinel tomara  $\frac{a}{E} (V_{s/c}) = \frac{0.6}{1.8} \times 12,870 \times 1.3$

$$V_{s/c} = 5,570 \text{ Kg.}$$

a) Cortante por Peso Propio

$$V_{pp} = \frac{wl}{2} = \frac{480 \times 10}{2} = 2,400 \text{ Kg.}$$

$$V_{TOTAL} = V_{s/c} + V_{pp} = 5,570 + 2,400 = 7,970 \text{ Kg.}$$

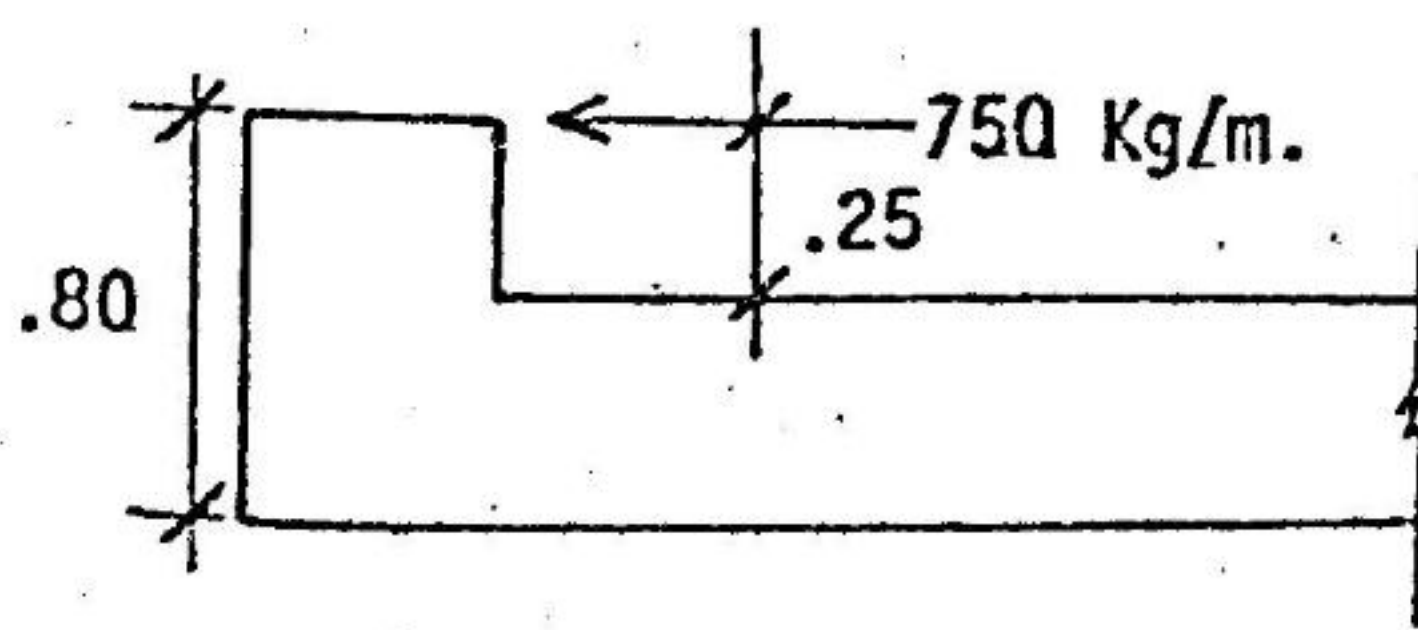
b) Cortante que toma el concreto :

$$V_c = b \cdot v \cdot j \cdot d \quad v = 3 \% f'c = 6.3 \text{ ( R.Concreto Ciclópeo)}$$

$$V_c = 25 \times 6.3 \times .875 \times 75 = \underline{10,300 \text{ Kg} > 7970} \quad \text{OK.}$$

Se va a necesitar estribos por fuerza cortante.

Verificación por carga horizontal.



Para 1 m.

$$M = 750 \times .25 = 187.5 \text{ Kg-m.}$$

con este Momento verificar altura Útil :

$$d = \sqrt{\frac{N}{k b}} = \sqrt{\frac{187.5}{13.8 \times 1}} = 3.69 \ll 21 \quad (25-4)$$

Luego se requiere estribos

$$A_s = \frac{N}{f_s j^d} = \frac{187.5 \times 100}{1400 \times .875 \times 21} = 0.8 \text{ cm}^2$$

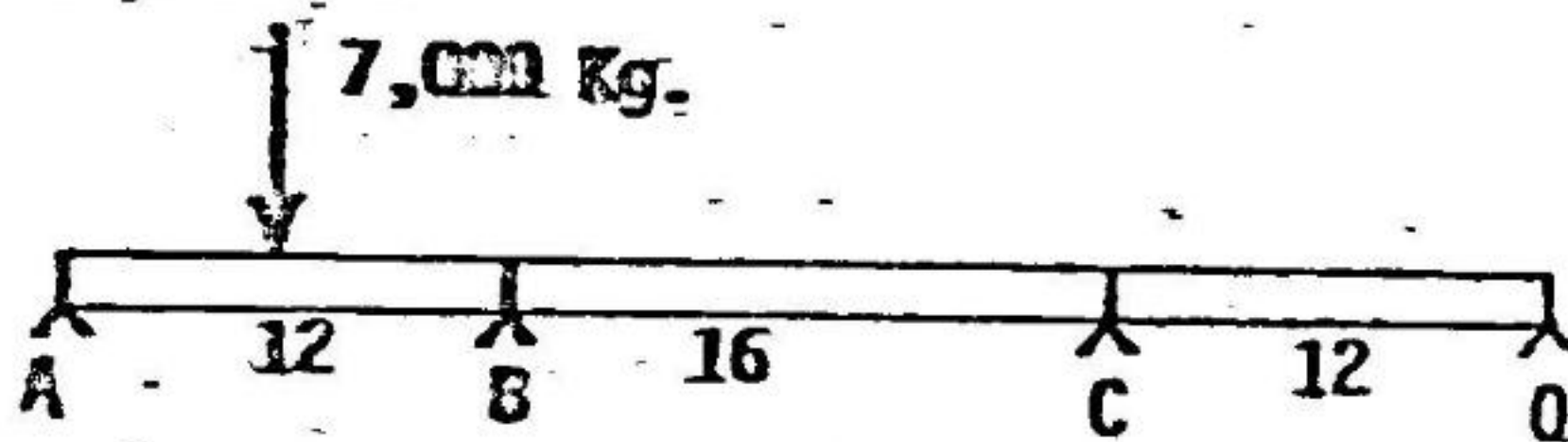
espaciam. Máximo @ 65 cm.  $\phi \approx 60$  cm.

Los estribos colocados por construcción que toman la carga horizontal, son los estribos mínimos.

#### PROBLEMA -

Se tiene un puente losa de 12 - 16 - 12 m. y de sección constante de concreto armado, de 0.50 m. de alto.

Calcular el momento por metro de ancho, que se produce en la sección del centro de luz del tramo central, existiendo también una carga concentrada de 7,000 Kg. ubicada en el centro de luz del tramo izquierdo.



$$w_{FP} = 0.5 \times 1 \times 1 \times 2400 = 1200 \text{ Kg-m.}$$

$$K_{AB} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{12} = \frac{1}{16}, \quad K_{BC} = \frac{1}{16}$$

$$K_{CD} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{12} = \frac{1}{16}$$

$$C_{AB} = 1, \quad C_{BA} = C_{CD} = \frac{\frac{1}{16}}{\frac{1}{16} + \frac{1}{16}} = 0.5$$

Momentos de empotramiento perfecto.

$$P.P. \rightarrow M_{BC}^{\circ} = -M_{CB}^{\circ} = -\frac{w l^2}{12} = \frac{1200 \times 16^2}{12} = 25,600 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BA}^{\circ} = M_{AB}^{\circ} = \frac{1200 \times 12^2}{12} = 14,400 \text{ Kg-m.}$$

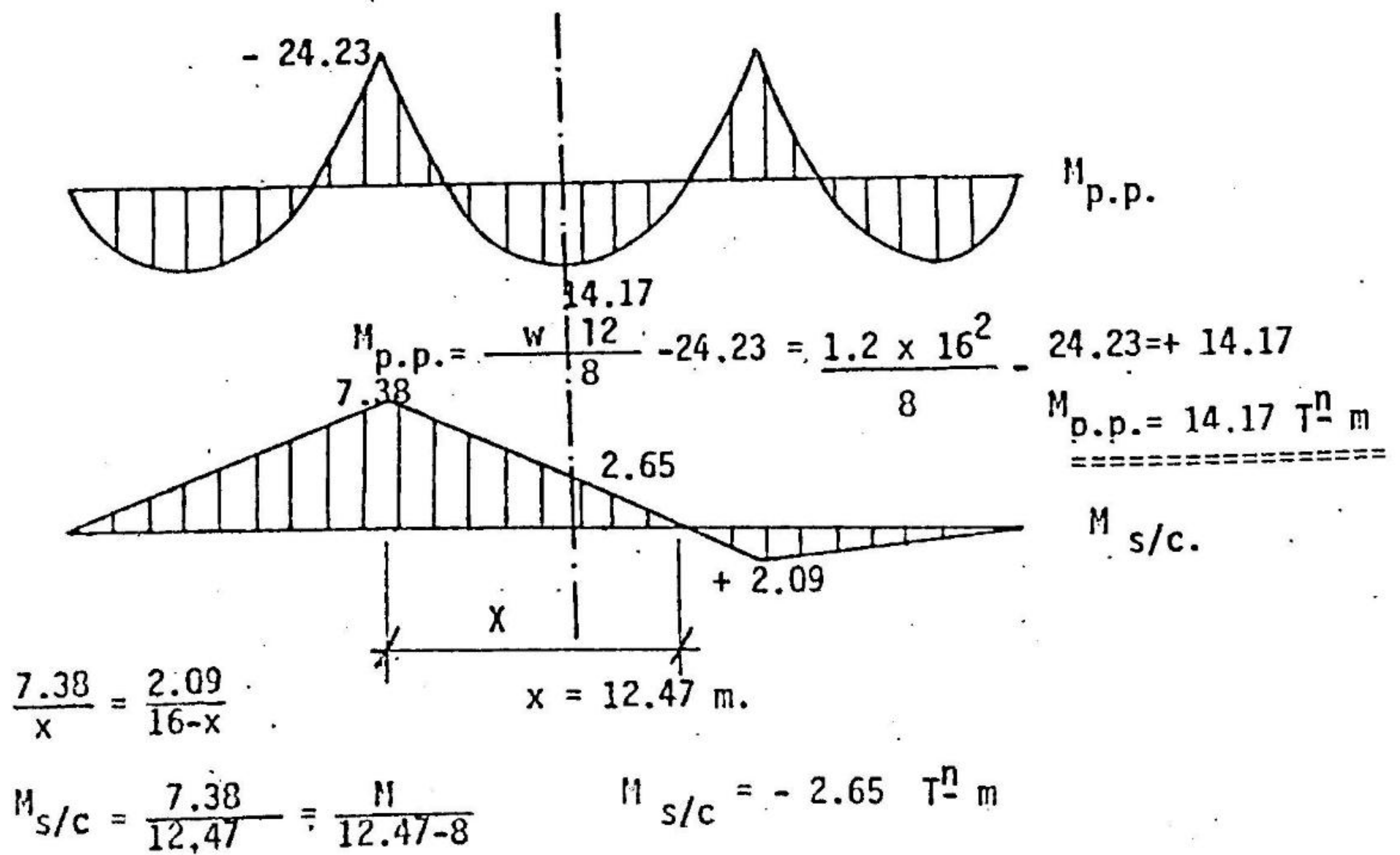
| A     |        | B      |     | C      |        | D      |
|-------|--------|--------|-----|--------|--------|--------|
| 1     |        | 0.5    | 0.5 | 0.5    | 0.5    | 1      |
| -14.4 | + 14.4 | -25.6  |     | 25.6   | -14.4  | + 14.4 |
| +14.4 | + 7.2  |        |     |        |        | - 14.4 |
| 0     | + 2.0  | + 2.0  |     | + 1.0  | - 7.2  | 0      |
|       |        | - 1.25 |     | - 2.5  | - 2.5  |        |
|       | + .625 | + .625 |     | + 0.31 |        |        |
|       |        |        |     | - 0.15 | - 0.15 |        |
|       |        |        |     | 24.25  | 24.25  |        |
| 0     | 24.23  | -24.23 |     | 24.25  | -24.25 | 0      |

S/c

$$M_{AB}^{\circ} = -M_{BA}^{\circ} = -\frac{PL}{8} = \frac{7000 \times 12}{8} = 10,500 \text{ Kg-m}$$

| A     | B      |        | C      |        | D |
|-------|--------|--------|--------|--------|---|
| 1     | 0.5    | 0.5    | 0.5    | 0.5    | 1 |
| -10.5 | + 10.5 |        |        |        |   |
| +10.5 | 5.25   |        |        |        |   |
| 0     | - 7.87 | - 7.87 |        |        |   |
|       |        | + 0.99 | - 3.93 |        |   |
|       | - 0.5  | - 0.5  | - 1.97 | + 1.97 |   |
|       | + 7.38 | - 7.38 | - 0.25 |        |   |
|       |        |        | + 0.12 | + 0.12 |   |
|       |        |        | - 2.09 | + 2.09 |   |
| 0     | + 7.38 | - 7.38 | - 2.09 | + 2.09 | 0 |

Diagrama de Momento Flector.



Ancho Efectivo :  $E = 4 + 0.06 (3.28 \times 16) = 7.15' = 2.18$

$$i = 0.28 < 0.3 \rightarrow C_i = 1.28$$

$$M_{s/c} = -2.65 \times 1.28 \times \frac{1}{2.18} = 1.56 \text{ T. - m.}$$

$$M_{CL} = 14.17 - 1.56 = 12.61 \text{ Tm - m}$$

### PROBLEMA

Para un puente colgante de las siguientes características:

$$l = 120 \text{ m.}$$

$$l_1 = l_2 = 33 \text{ m.}$$

$$E = 1.3 \text{ a } 1.5 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

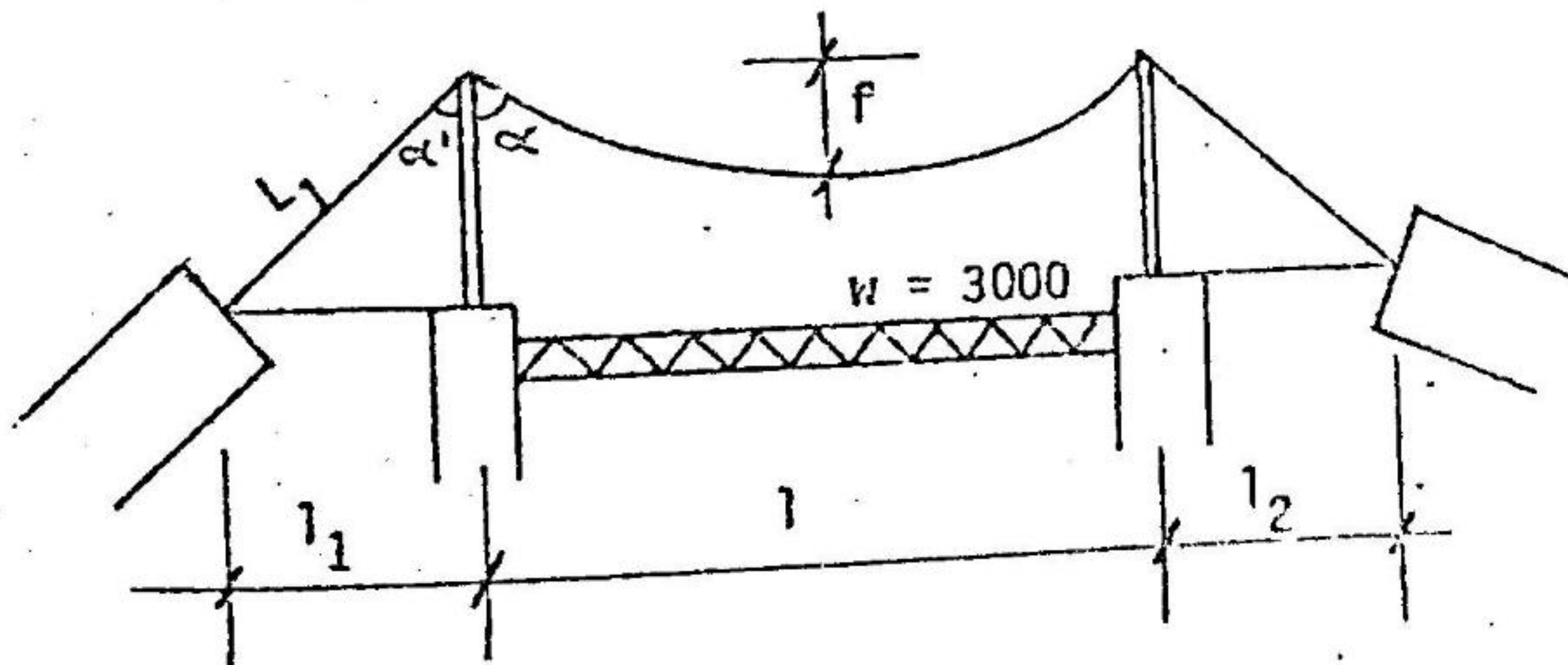
$$f = 12.00 \text{ m.}$$

$$A = 118 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{Área del cable})$$

Calcular :

La carga axial y el momento flector máximo producido por el peso propio de la estructura.

Cuánto aumenta la flecha del cable para una sobrecarga de 12,000 Kg., concentrada en el centro de la luz del puente.



Cálculo de H por peso propio :

$$PP = 3,000 \text{ Kg/m.}$$

$$n = \frac{f}{l} = \frac{12}{120} = 0.1 \quad ; \quad n = 0.1$$

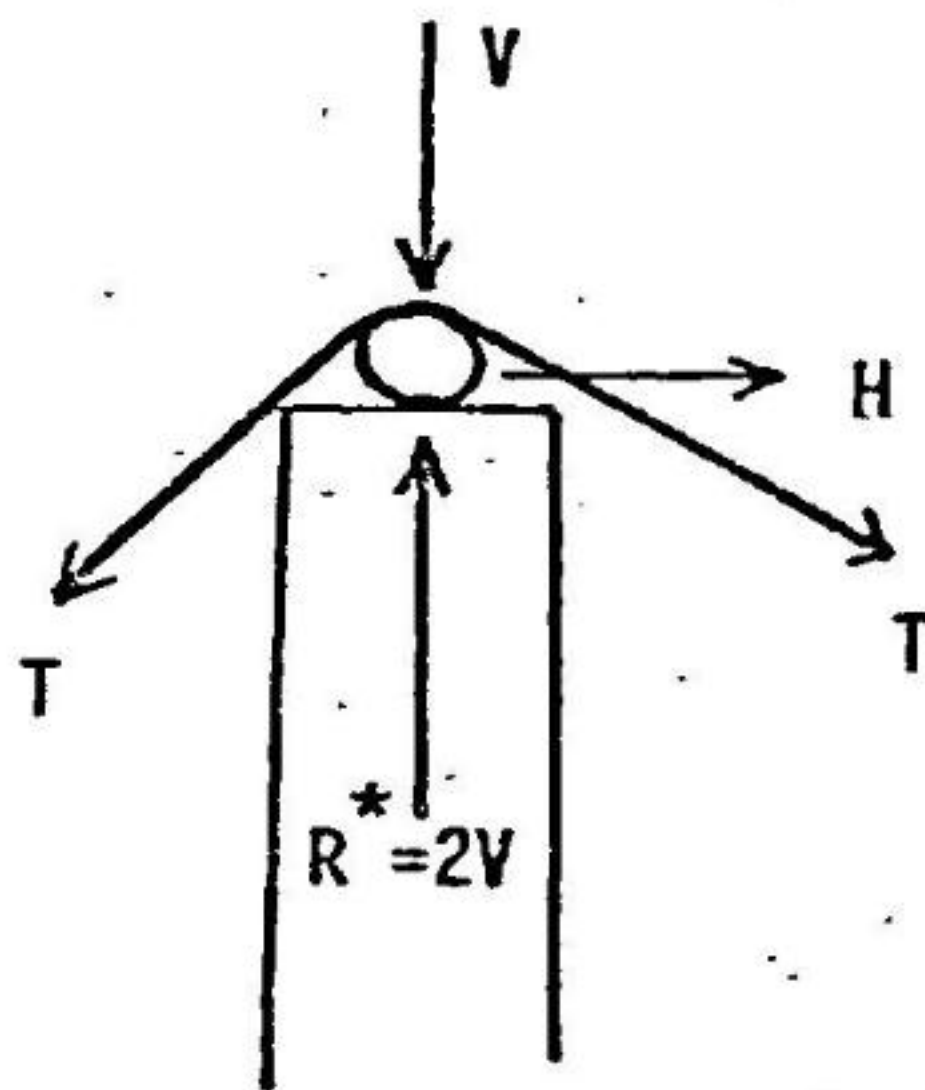
$$H = \frac{wl^2}{8f} = \frac{wl^2}{8nl} = \frac{wl}{8n}$$

$$H = \frac{3000 \times 120}{8 \times 0.1} = 450,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Si } \alpha = \alpha' \quad , \quad V = V' = T \text{ Sen } \alpha \quad , \quad H = H'$$

$$n = 0.1 \quad , \quad \text{Tg } \alpha = 0.4 \quad , \quad T = H \text{ Sec } \alpha$$

$$\text{Sec } \alpha = 1.077$$



$$V = H \text{ Sec } \alpha \text{ Sen } \alpha$$

$$V = H \text{ Tg } \alpha$$

$$V = 0.4 H$$

$$R = 2 \times 0.4 \times H$$

$$R = 0.8 \times 450,000$$

$$\underline{\underline{R = 360,000 \text{ Kg.}}}$$

\* La tensión o relación de la torre es el doble de la componente vertical.

Momento Flector Maximo en las Torres :

$$M = \frac{3 E I}{h^2} \Delta l$$

$$h = 12 + 1.5 + 0.1 f = 14.7$$

$$\Delta l = \frac{H_{pp} \times l_1}{EA} \text{ Sec } \alpha = \frac{450,000 \times 33}{1.3 \times 10^6 \times 118} \times 1.2942$$

12 m.

$$E I = \frac{3 \times 0.12}{216.09} \quad E I = 0.0016 E I$$

$$\underline{M = 1.6 \times 10^{-3} E I}$$

Aumento de la Flecha del Cable :

$$\Delta f = \frac{15-40n^2 + 228 n^4}{16 n (5-24 n^2)} \times \frac{H_{s/c} (l_1 + l_2)}{E A} \quad \text{Sec}^3 \alpha$$

$$n = 0.1 \quad , \quad H_{s/c} = \frac{P}{0.4} = \frac{12000}{0.4} = 30,000 \text{ Kg.}$$

$$\Delta f = \frac{15 - 0.4 + 0.0228}{1.6 (5 - 0.24)} \times \frac{30,000 \times 66}{1.5 \times 11 \times 8 \times 10^6}$$

$$\Delta f = \frac{28'862,856}{1348'032,000} = 0.026 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{\Delta f = 2.6 \text{ cm.}}}$$

### PROBLEMA

Calcular la tensión máxima que se producirá en los cables de un puente colgante de 130 m. de luz y 13 m. de flecha, así como la tensión de rotura con que se entrará al manual para determinar el tipo de cable que se usará. El peso propio del puente de 2 vías, es de 36,000 Kg/m, y la sobrecarga considerada un H20-S16. Se calculará igualmente la longitud inicial del cable, si las proyecciones horizontales de los fiadores son de 42 m.

$$n = \frac{f}{1} = \frac{13}{130} = 0.1 \rightarrow \text{Sec } \alpha = 1.077$$

$$T_{MAX} = H \text{ Sec } \alpha, \quad H = H_{pp} + H_{s/c}.$$

$$H_{pp} = \frac{w l^2}{8 \cdot f} = \frac{3600 \times 130^2}{8 (130 \times 0.1)} = 585,000 \text{ Kg.}$$

Para el  $H_{s/c}$  :

$$H20 - S16 \rightarrow P = 12,000 \text{ Kg.}$$

$$w_{s/c} = 960$$

$$H_{s/c} = \overset{2 \text{ vías}}{\downarrow} 2 \left( \frac{960 \times 130}{0.8} + \frac{12,000}{0.4} \right) = 372,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{TOTAL} = 585,000 + 372,00$$

$$H_{TOTAL} = 957,000 \text{ Kg.}$$

Tensión Máxima :

$$T_{MAX} = 1'030,689 \text{ Kg}$$

Tensión de Rotura :

$$T_R = 3.5 T_{MAX}, \quad F. S. = 3.5$$

$$T_R = 3'607,411.5 \text{ Kg}$$

Cada Torón absorbe  $\frac{1}{12}$  ( Se tienen 6 torones en cada cable).

$$T_R = \frac{3'607,411.5}{12} = 300,618 \text{ Kg}$$

Con este valor se entra al Manual.

$$\phi = 2 \frac{1}{4}''$$

### PROBLEMA

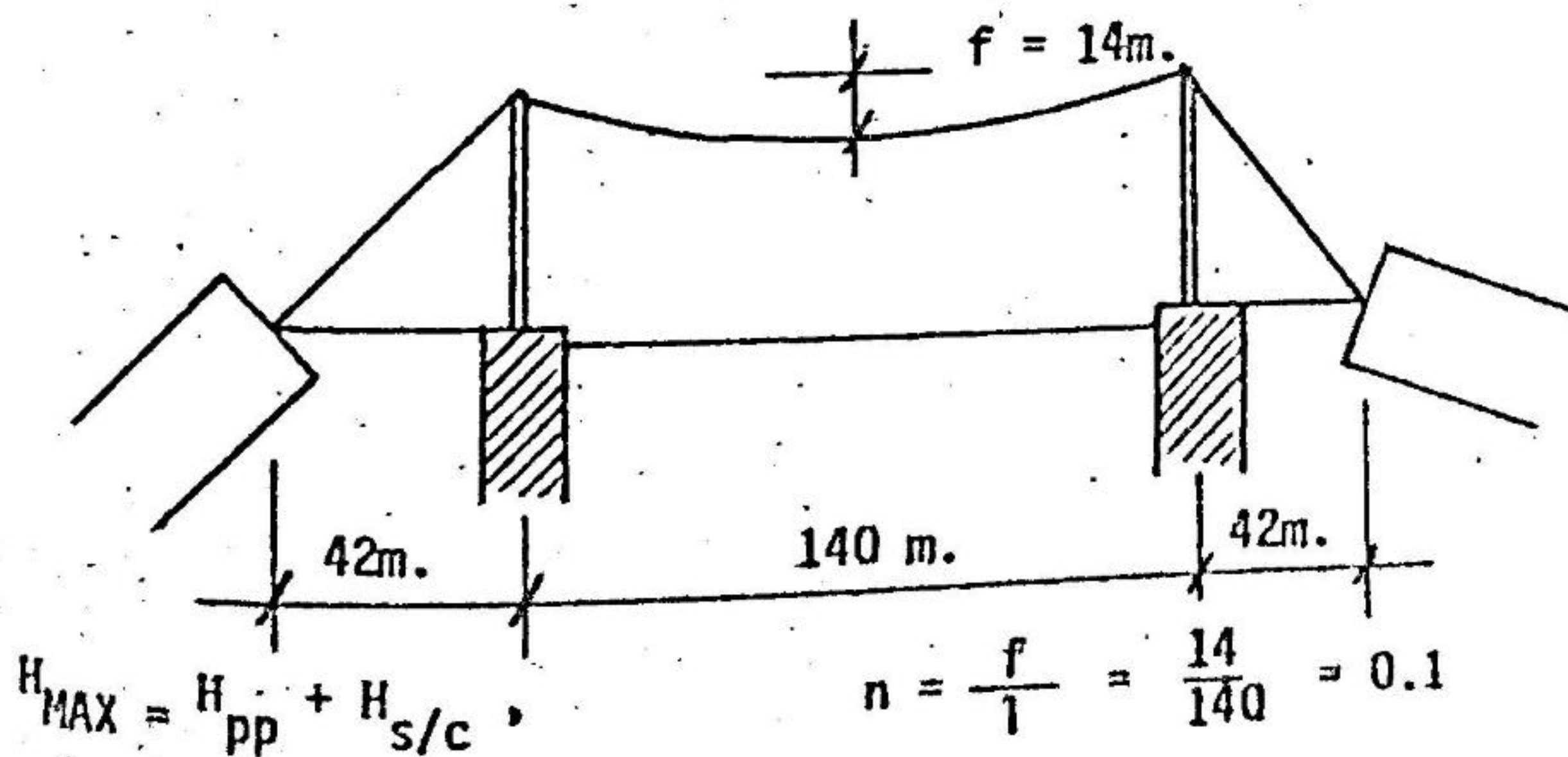
Para un puente colgante de 140 m. de luz y 14 m. de flecha se tiene como peso propio 2,400 Kg/ml..

Calcular :

La tensión total de rotura con la que se entraría al Manual para determinar el tipo y número de cables, si la sobrecarga es una carga uniforme de 700 Kg/ml., y una concentrada de 6000 Kg/ml.

Cuanto habrá que desplomar las torres hacia el anclaje, antes del montaje para que queden 1cm. hacia el anclaje si los cables tienen un área de 155 cm<sup>2</sup>. y la proyección horizontal del fiador es de 42 m.

El momento flector en la sección 0.31 de la viga de rigidez para la misma sobrecarga:



$$H_{pp} = \frac{w_{pp} l^2}{8 f} = \frac{2400 \times 140^2}{8 (140 \times 0.1)} = 420,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{s/c} = \frac{w l}{0.8} + \frac{P}{0.4}$$

$$H_{s/c} = \frac{700 \times 140}{0.8} + \frac{3,000}{0.4} = 142,500 \text{ Kg.}$$

$$H_{MAX} = 420,000 - 142,500$$

$$\underline{\underline{H_{MAX} = 562,500 \text{ Kg.}}}$$

$$T_{MAX} = H_{MAX} \text{ SEC } \propto$$

$$\text{Sec } \propto = 1.077$$

$$T_{MAX} = 562,500 \times 1.077$$

$$\underline{\underline{T_{MAX} = 605,812.5 \text{ Kg.}}}$$

$$T_{ROT} = 3.5 T_{MAX} =$$

$$3.5 \times 605,812.5 = 2,120,344 \text{ Kg.}$$

$$T_{ROT} = 2,120.3 \text{ Ton.}$$

$$\text{Para un } \frac{T_{rot}}{12} = 176.6 \text{ Ton} \longrightarrow \text{Manual}$$

$$\underline{\underline{\phi \ 1 \ 11/16''}}$$

Desplome :

$$\Delta l = \frac{H_{pp} (l_1 + l_2)}{E A} \text{ Sec}^3 \propto$$

Si dan un valor de  $E$ , tomar el 70 %  
 Si dan 2 o más valores, tomar el menor }  $H_{pp}$

Para  $H_{s/c}$  tomar el mayor

Para este problema :  $E = 70 \% E$  dado

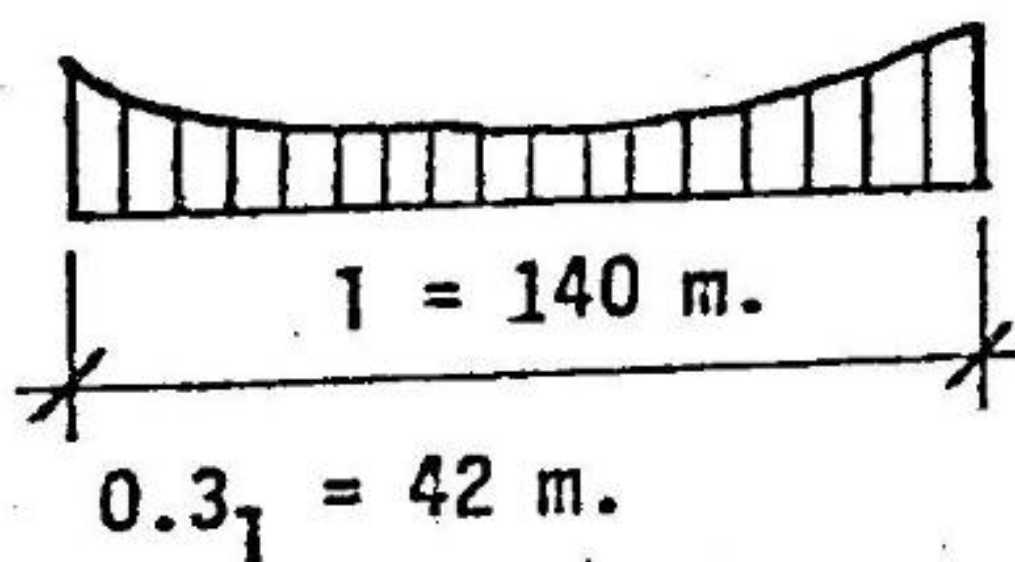
$$\Delta l = \frac{420,000 \times 2 \times 42 \times 1249}{0.7 \times E \times 1.55}$$

$$\Delta l = \frac{40612.6}{E}$$

Dato que falta

Longitud a desplomarse :  $\frac{\Delta l}{2} + 1$

Momento flector en la Sección 0.31 de la viga de rigidez.



Solo se analiza para sobrecarga.

$$H = H' - H_y, H_{s/c} = 142,500 \text{ Kg.}$$

$$y = \frac{4 f x}{l^2} (1 - x) \text{ siendo:}$$

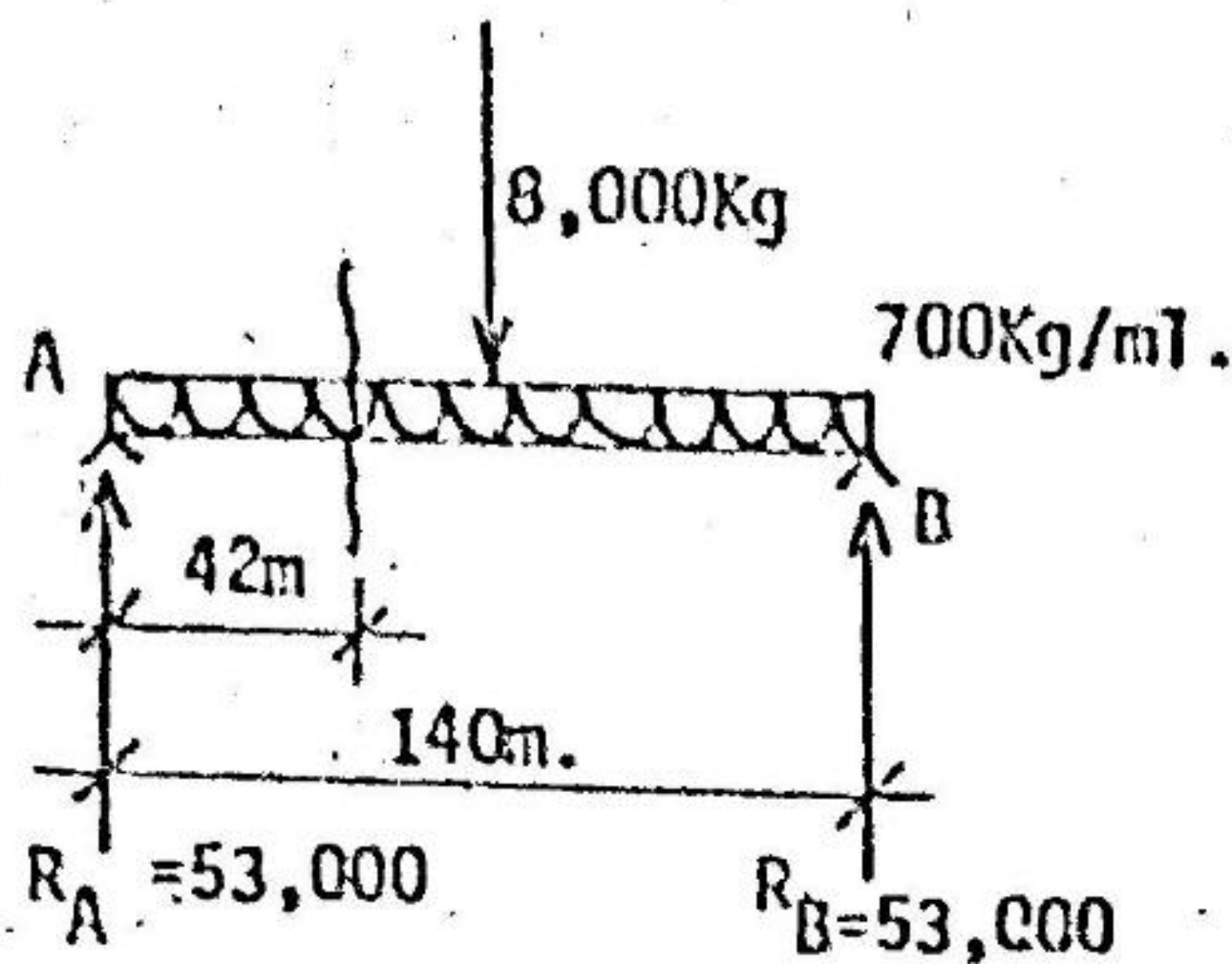
$$l = 140 \text{ m., } f = 14 \text{ m., } x = 42 \text{ m.}$$

Reemplazando:

$$y = 11.76 \text{ m.}$$

$$H_y = 142,500 (11.76) = 1675.8 \text{ Tn - m.}$$

$$R_A = R_B = 53,000 \text{ Kg.}$$



$$M' = 53,000 \times 42 - \frac{700 \times 42^2}{2}$$

$$M' = 1,608.6 \text{ Tn} \cdot \text{m.}$$

$$M = 67.2 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M = M' - H_y$$

### PROBLEMA

Se tiene un puente colgante de las siguientes características:

$$l = 120 \text{ m.}, \quad f = 12 \text{ m.}, \quad l_1 = l_2 = 32 \text{ m.}$$

$$E = 1.3 \text{ a } 1.5 \times 10^6, \quad \text{Peso Propio} = 3,000 \text{ Kg/m.}$$

$$S/C = H20 + S16, \quad 1 \text{ vía de tránsito.}$$

$$\text{espaciamiento de péndolos} = 6 \text{ m.}$$

Calcular el diámetro de los cables principales, si se colocan 6 cables por banda. Calcular también su longitud geométrica total y el diámetro de los péndolos, si usa cable de acero:

Cable Tipo  $S_T$

Carga de Rotura ( Kg )

|        |         |
|--------|---------|
| 1 "    | 55,300  |
| 1 1/4" | 87,100  |
| 1 1/2" | 125,000 |
| 1 3/4" | 170,000 |
| 2 "    | 222,000 |
| 2 1/4" | 281,000 |

Cálculo de  $H_{MAX}$ :

$$n = \frac{f}{l} = 0.1$$

$$H_{PP} = \frac{N l^2}{8 f} = \frac{3,000 \times 120^2}{8 (120 \times 0.1)} = 450,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{S/C} = \frac{w l}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{960 \times 120}{0.8} + \frac{12000}{0.4} = 174,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{MAX} = 450,000 + 174,000 = 624,000 \text{ Kg.}$$

$$T_{MAX} = H_{MAX} \text{ Sec } \alpha = 624,000 \times 1.077$$

$$\underline{\underline{T_{MAX} = 672,048 \text{ Kg}}}$$

$$T_{ROT} = 3.5 T_{MAX} = 3.5 \times 672,048$$

$$\underline{\underline{T_{ROT} = 2,352.168 \text{ Tn.}}}$$

$$T_{MANUAL} = \frac{T_{ROT}}{12} = 196 \text{ Tn} \longrightarrow \underline{\underline{\text{Se elige } 2^{\text{a}}}}$$

Cálculo de la longitud geométrica total :

$$L = l \left( 1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 + \dots \right), \quad n = 0.1$$

$$L = 120 ( 1 + 0.0266 - 0.0006 )$$

$$\underline{\underline{L = 123.12 \text{ m.}}}$$

$$L_1 = L_2 = l \text{ Sec } \alpha = 120 \times 1.077$$

$$= 129.24 \text{ m.}$$

Longitud Geométrica :

$$L_T = L + 2 L_1 = 123.12 + 2 \times 34.50 = 192.12 \text{ m.}$$

$$L = 192.12 \text{ m}$$

Cálculo de los Péndolos :

$$P = \frac{w d a}{2}$$

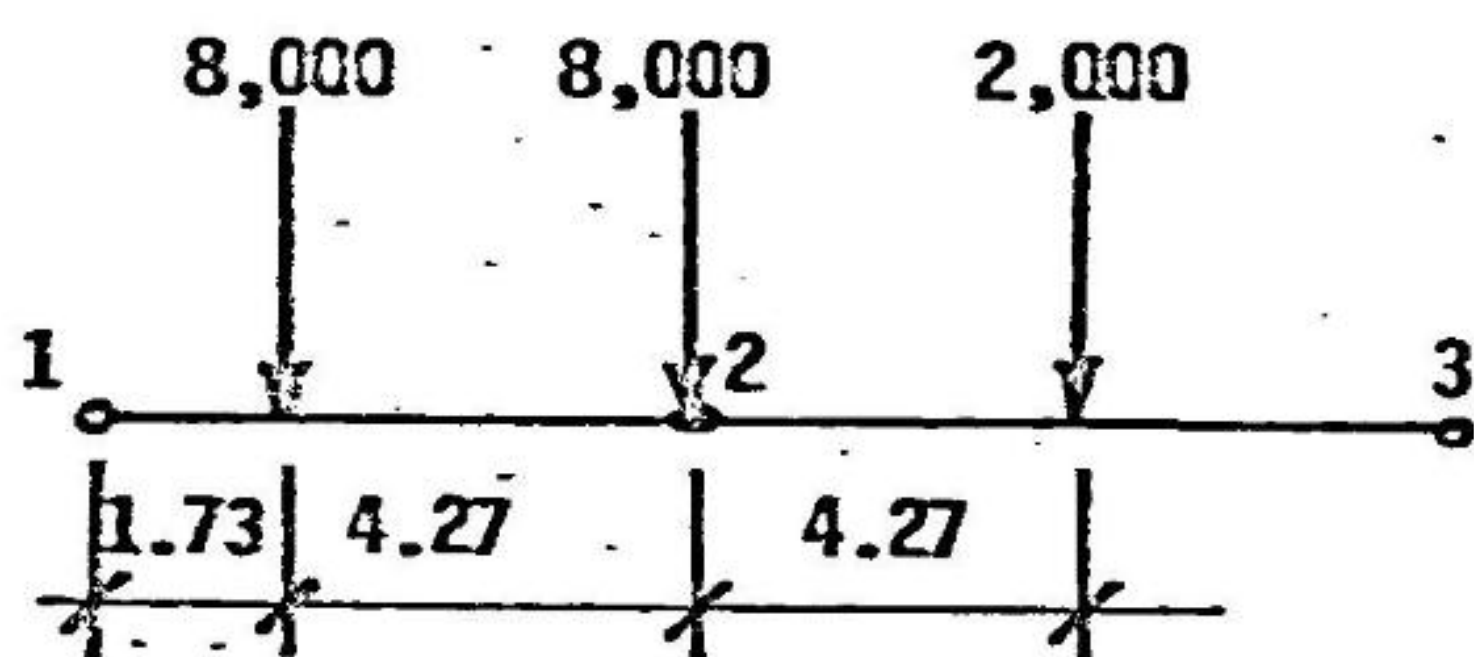
w = Peso Propio

d = Espac. entre péndolos

a = Ancho de la vía.

$$P = \frac{3,000 \times 6 \times 3.60}{2} = 32,400 \text{ Kg.}$$

Sobrecarga :



$$W = 8,000 \times 1.73 + 8,000 \times 6 + 2,000 (10.27)$$

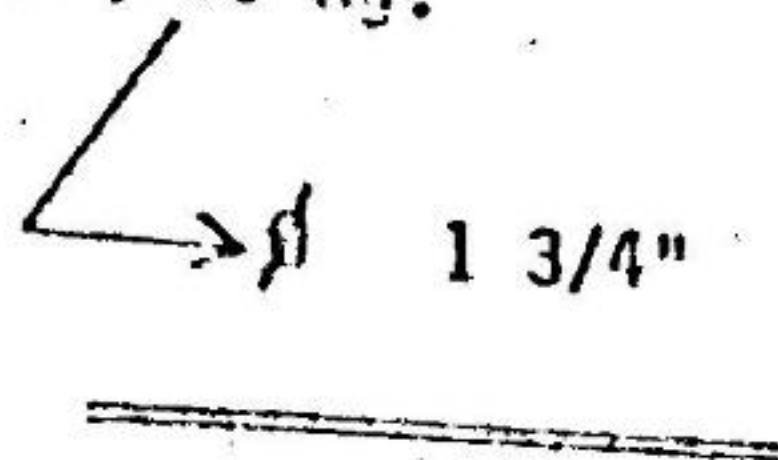
$$P_{s/c} = 8,000 + \frac{8000 \times 1.73}{6} + \frac{2000 \times 10.27}{6}$$

$$P_{s/c} = 70 \% ( 13,730 ) = 9611 \text{ Kg.}$$

$$P_{s/c} = 9,611 \text{ Kg.}$$

$$P_{TOTAL} = 32,400 + 9611 = 42,011 \text{ Kg.}$$

$$P_{MANUAL} = 3 \times 42,011 = 126,033 \text{ Kg.}$$



### PROBLEMA

Para un puente colgante triarticulado de las siguientes características:

$$l = 130 \text{ m.} \quad f = 13 \text{ m.}, \quad l_1 = l_2 = 48 \text{ m.}$$

$$A = 136 \text{ cm}^2, \quad E = 1.3 \text{ a } 1.6 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w_{pp} = 3,200 \text{ Kg/ml.}, \quad \text{s/c : H20 - S16 ( 1 vía ),}$$

Calcular que desplome habrá que dar a las torres, antes de iniciar el montaje, si se quiere que con el puente terminado, queden con un desplome de  $1/3$  de la deformación por sobrecarga hacia los anclajes. Calcular el momento y corte de esfuerzos máximos positivos y negativos, que se presentarán en la viga de rigidez para una sección de 30 m. del origen izquierdo.

$$\text{H20 - S16} \rightarrow 960 \text{ Kg/m.}, \quad M = 2,000 \text{ Kg - m.}$$

$$V = 12,000 \text{ Kg.}$$

$$\Delta L = \frac{H (l_1 + l_2)}{A E} \text{ Sec}^3 \propto \left. \vphantom{\frac{H (l_1 + l_2)}{A E}} \right\} \text{Desplome de Torres}$$

$$H_{s/c} = \frac{wl}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{960 \times 130}{0.8} + \frac{12,000}{0.4} = 186,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{pp} = \frac{wl}{0.8} = \frac{3200 \times 130}{0.8} = 520,000 \text{ Kg.}$$

Desplomes :

$$\Delta l_{pp} = \frac{n (l_1 + l_2)}{A E}$$

$$\Delta l_{pp} = \frac{520,000 (48+43)}{136 \times 1.3 \times 10^6} \sec^3 \alpha = \frac{49'920,000}{176'800,000} \times 1.249$$

$$\Delta l_{pp} = 0.35 \text{ m}$$

$$\Delta l_{s/c} = \frac{17'856,000}{176'800,000} \times 1.249$$

$$\Delta l_{s/c} = 0.12 \text{ m.}$$

Desplome total en cada torre :

$$\frac{\Delta l_{pp}}{2} + \frac{1}{3} \frac{\Delta l_{s/c}}{2} = \frac{0.35}{2} + \frac{0.12}{6}$$

2 torres

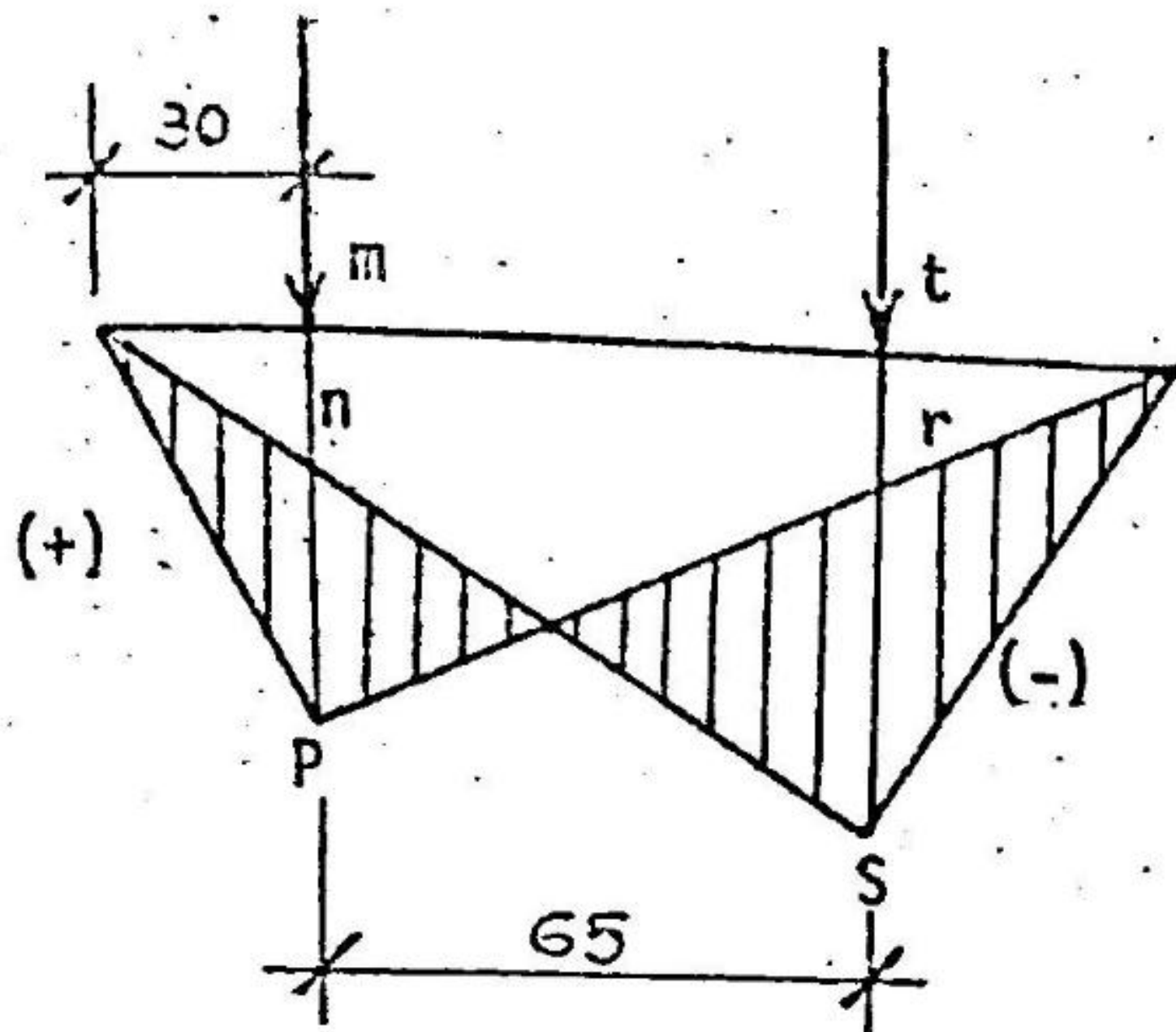
$$\Delta l = 0.195 \text{ m.}$$

Momentos Máximos Positivos y Negativos :

a) Por carga repartida :

$$M_{MAX} = \frac{P \times (1-x) (1-2x)}{2 (3l - 2x)} = \frac{960 \times 30 (130-30) (130-60)}{2 (3 \times 130 - 2 \times 30)}$$

$$M_{MAX} = 305,454.5 \text{ Kg - m}$$



b) Por carga concentrada :

$$\frac{1}{4f} = 2.5 \text{ m.}$$

Por semejanza :  $\triangle ABC \sim \triangle A'B'C$

$$\frac{2.5}{65} = \frac{m \cdot n}{30} \quad m \cdot n = 1.15 \text{ Kg} - \text{m.}$$

Luego :

$$np = 2.5 - 1.15 = 1.35 \text{ m.}$$

$$M_1^+ = 1.35 \text{ Kg} - \text{m}$$

Ordenada del Cable :

$$y = \frac{4f \cdot x}{l^2} (1-x) = \frac{4 \times 13 \times 30}{130^2} (130 - 30)$$

$$y = 9.23 \text{ m.}$$

Por Semejanza :  $\triangle B^1D^1O \sim \triangle BDO$

$$\frac{2.5}{100} = \frac{tr}{65} \rightarrow tr = 1.625 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$rs = 2.5 - 1.62 = 0.88 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$M_1^- = 0.88 \text{ Kg} - \text{m}$$

Momento Máximo debido a la Carga Concentrada :

$$M^+ = P \cdot M_1^+ \quad y = 8000 (1.35) 9.23 = 99,684 \text{ Kg} - \text{m.}$$

$$M^- = P \cdot M_1^- y = 8000 ( 0.88 ) 9.23 = 64,979 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Momentos Máximos :

$$M_{MAX}^+ = 305,454 + 99,684 = 405,318 \text{ Kg} - \text{m}.$$

$$M_{MAX}^- = 305,454 + 64,979 = 370,433 \text{ Kg} - \text{m}.$$

Esfuerzos de Corte :

Cálculo de la Tg  $\theta$  por carga repartida,

$$y = \frac{4f x^2}{l^2} , \quad Tg \theta = \frac{dy}{dx} = \frac{8f}{l^2} = \frac{8 \times 13 \times 35}{130^2}$$

$$Tg \theta = 0.2153 , \quad \frac{1}{Tg \theta} = 4.64$$

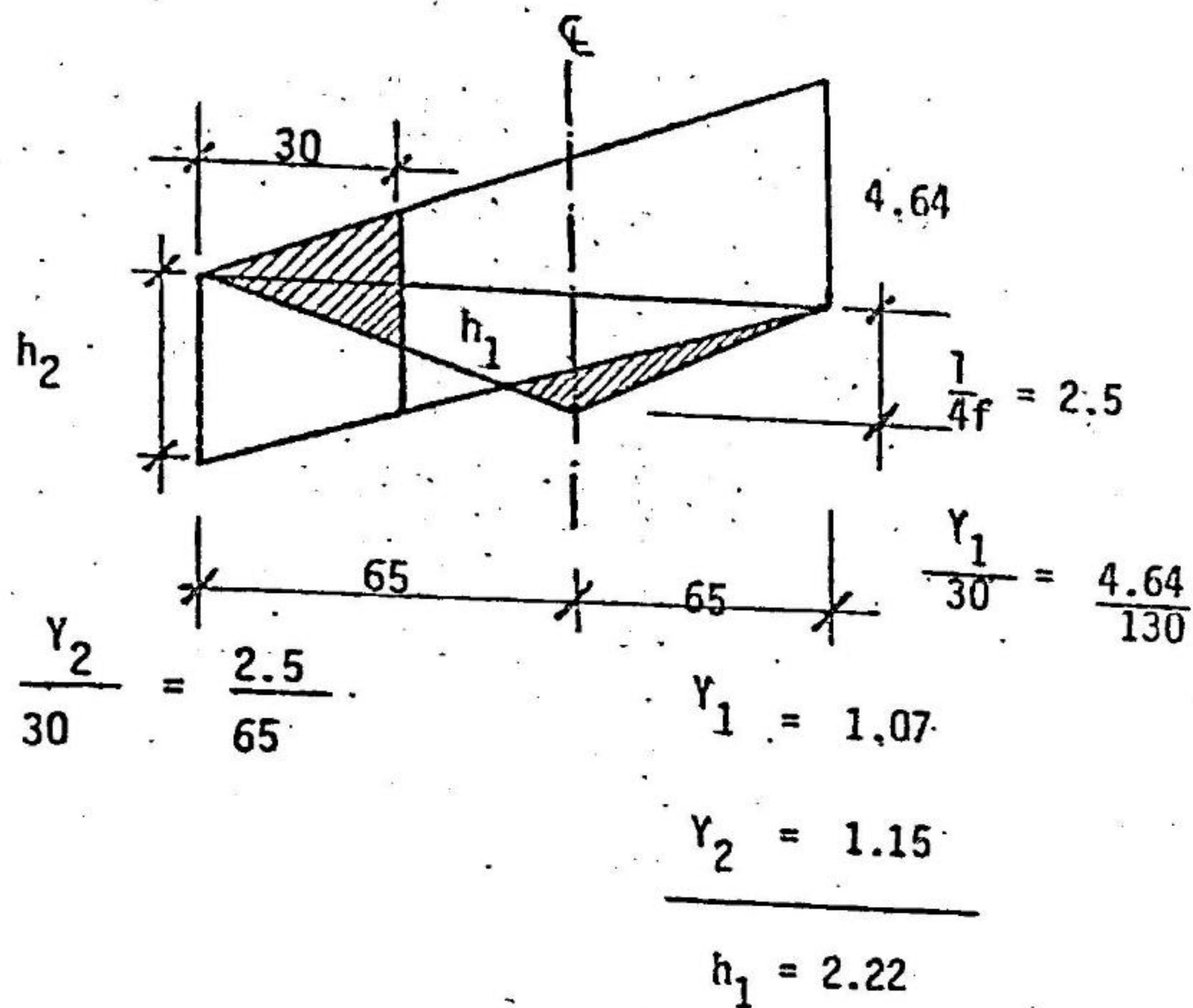
$$\frac{1}{4} = 32.5 , \quad \text{La Sección está a la izquierda de } 1/4$$

(1) para carga repartida :

$$V_{MAX} = \frac{\frac{Pl}{2} \left( 1 - \frac{3x}{l} + \frac{4x^2}{l^2} \right)^2}{\left( 3 - \frac{4x}{l} \right)} = \frac{960 \times 130}{2} \times \frac{(1.069 + 1.91)^2}{3 - 0.92}$$

$$\underline{V_{MAX} = 147,851 \text{ Kg}}$$

(2) Para carga concentrada:



$$\frac{h_2 + Y_2}{100} = \frac{4.64}{130}$$

$$h_2 + Y_2 = 3.56$$

$$h_2 = 2.41$$

$$Y_{MAX}^+ = 2,41 \text{ Tg } \emptyset \quad P = 6,225 \text{ Kg.}$$

$$V_{MAX}^- = 2.22 \text{ Tg } \rho \quad P = 5,735 \text{ Kg.}$$

**CORTANTES MAXIMOS :**

$$V_{MAX\ TOT}^+ = 154,075 \text{ Kg.}$$

$$V_{MAX}^{TOT} = 153,585 \text{ Kg.}$$

Se tiene un puente colgante con las siguientes características :

$$l = 130 \text{ m.}, \quad f = 13 \text{ m.}, \quad l_1 = l_2 = 40 \text{ m.}$$

$$E = 1.4 \times 1.6 \times 10^6 \text{ Kg / cm}^2, \quad W_{pp} = 3,200 \text{ Kg/m.}$$

$$W_{s/c} = H15 - S12 (2 \text{ vías}), \quad A_{TOTAL} = 165 \text{ cm}^2.$$

Calcular la flecha de montaje que habrá de darse a los cables, al iniciar el montaje.

S/c equivalente :  $W = 720 \text{ Kg / ml.}$

$$P \begin{cases} 6,000 \text{ Kg} \\ 9,000 \text{ Kg.} \end{cases}$$

Para 2 vías :

$$W = 1,440 \text{ Kg / ml.} \quad P = 12,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de H :

$$H_{pp} = \frac{W_{pp} l}{0.8} = \frac{3200 \times 130}{0.8} = 520,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{s/c} = \frac{wl}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{1440 \times 130}{0.8} + \frac{12,000}{0.4}$$

$$H_{s/c} = 264,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de  $\Delta l$  :

$$\Delta l = \frac{H_{pp} l}{EA} \left( 1 + \frac{16}{3} n^2 \right) = \frac{520,000 \times 130}{1.4 \times 10^6 \times 165} \left( \frac{1 + 0.16}{3} \right)$$

$$\underline{\Delta L = 0.3082 \text{ m.}}$$

$$\Delta l_{pp} = \frac{H_{pp} l_1}{E A} \text{ Sec}^3 \propto = \frac{520,000 \times 40}{1.4 \times 10^6 \times 165} \times 1.249$$

$$\underline{\Delta l_{pp} = 0.1124 \text{ m}}$$

$$\Delta l_{s/c} = \frac{H_{s/c} l_1}{5A} \text{ Sec}^3 \propto = \frac{264,000 \times 40}{1.6 \times 10^6 \times 165} \times 1.249$$

(E máximo)

$$\underline{\Delta l_{s/c} = 0.0499 \text{ m}}$$

$$\Delta l_1 = -l_{pp} + \frac{1}{2} \Delta l_{s/c} = 0.1124 + 0.0249 = 0.1373 \text{ m.}$$

$$\underline{\Delta l_1 = 0.1373 \text{ m.}}$$

como  $l_1 = l_2$ , se dobla el valor obtenido :

$$\Delta l = 2 \times 0.1373$$

$$\underline{\underline{\Delta l = 0.2745 \text{ m}}}$$

Tanteando valores :

Suponiendo  $f_m = 0.92$   $f = 11.96$

$$n = \frac{f_m}{f} = \frac{11.96}{130} = 0.092$$

$$\Delta f_1 = \left( \frac{15}{16 n (5 - 24n^2)} \right) \left( \frac{H_{ppl}}{E A} \right) \left( 1 + \frac{16 n^2}{3} \right)$$

$$\Delta f_1 = \frac{15}{1.472 (5 - 0.20)} \left( \frac{52,000 \times 130}{1.4 \times 10^6 \times 165} \right) \left( \frac{3 + 0.13}{3} \right)$$

$$\underline{\Delta f_1 = 0.65 \text{ m.}}$$