E. N. I.

DEPART. DE ING. CIVIL

PROYECTO DE GRADO

CONCRETO ARMADO

GERMAN VALDEZ SOTERO

PROMOCION 1954

Señor Ingeniero

Director de la Escuela Nacional de Ingenieros

Presente.

Germán Valdez Sotero, ex-alumno de la Escuela de su digna dirección, presenta ante Ud. el proyecto de Concreto (Cálculo de un Anfiteatro), como tesis de grado para obtener el título de Ingeniero Civil, solicitándole se sirva disponer el nombramiento del Jurado respectivo, para los fines consiguientes.

Agradeciéndole por su atención, me es grato reiterar a Ud. las seguridades de mi más alta consideración.

G. Valdez

....

Germán Valdez Sotero

Promoción 1954

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE
INGENIERIA CIVIL
oo

ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO DE GRADO
DEL ALUMNO: GERMAN VALDEZ SOTERO
PROMOCION: 1954

Proyectar la estructura de concreto armado del anfiteatro de la Facultad de Medicina cuyos planos arquitectónicos se adjuntan con las modificaciones siguientes: el techado del anfiteatro será una cúpula; se podrá utilizar la parte inferior de la gradería pre-fabricada.

Sobrecargas: las elegirá el graduando.

Muros y tabiques: Los muros perimétricos y a patios de luz, serán de ladrillo corriente de cabeza; los tabiques interiores serán de ladrillo hueco de 0.12 en bruto.-

Alturas: Las indicadas en los cortes:-

Cimentación: La carga de seguridad del terreno de cimentación será de: 4 Kg/cm2.

Se presentará como mínimo:

1°.- Planos generales 1/50, planos de detalle a escala 1/25.
2°.- Cálculos justificativos completos.
3°.- Presupuesto de ejecución de la estructura.

Lima, 26 de Mayo de 1954.

JUAN SARMIENTO
Jefe del Departamento de
Ingeniería Civil

CALCULO DE UN ANFITEATRO Y ZONA DE SERVICIOS

ooooooo

Esta tesis es parte de un proyecto arquitectónico de los Arquitectos Agurto-Cayo-Neira y consta de lo ya citado en el título.

Para su solución, voy a dividir el cálculo en dos partes:

Cálculo del Anfiteatro
Cálculo de la Zona de Servicios,

esto es debido a que ambas partes se encuentran separadas entre sí por una junta de 1", lo cual independiza una de la otra.

El anfiteatro ha sido la razón básica para tomar este cálculo por tesis, ya que en el se presentan diversos problemas que llamaron mi atención, entre ellos: la cúpula, las vigas curvas, las graderías curvas y sus pórticos y los muros de contención.

La mayoría de estos problemas se encuentran en publicaciones de diversos autores. La excepción son las vigas curvas, problema rara vez tratado en los libros y que ha requerido mayor estudio.

De acuerdo a lo observado, existe mucha diversidad de opiniones en cuanto al estudio de estas vigas y que se complica más aún si se presenta el caso de la viga de la cúpula en que existe una fuerza de tracción además de estar solicitada a flexión y torsión.

ANFITEATRO

ESTUDIO PARA EL CALCULO

Estará basado en los requerimientos arquitectónicos y de acuerdo a ello procederé al cálculo comenzando por el nivel más alto, o sea la cúpula, hasta llegar al nivel más bajo, o sea las zapatas, por lo que este será el orden a seguir.

Para cada operación realizada, figurarán los pasos a seguir así como las fórmulas empleadas. La bibliografía usada figura al final de esta tesis.

Las explicaciones para cada caso estarán dadas al comenzar el cálculo.

NOTA Nº 1.- Al calcular las columnas he tenido en cuenta que deben de cumplir con las normas del A.C.I.

NOTA Nº 2.- Al hallar en vigas las áreas de acero y sus chequeos los fierros usados no figuran en todos los casos, pero se podrá obtener que las soluciones adoptadas en los planos, cumplen con todas las condiciones.

NORMAS PARA EL CALCULO

En su mayor parte, la presente tesis estará basada en el Reglamento del American Concrete Institute (A.C.I.), pero para el cálculo de la cúpula y vigas curvas, en especial la que sirve de sostén a la cúpula, no existen normas específicas, por lo que he adoptado para valores de los esfuerzos del concreto y del acero los que a continuación doy, valores ellos que están basados en su mayoría, en recomendaciones dadas por diversos autores como, Moral, Salliger, etc.:

Acero Duro - Cargas de Trabajo:

A la tracción = f_{s_T} = 1000 Kgs/Cm^2.

A esfuerzo cortante = f_{s_V} = 800 Kgs/Cm^2.

A la torsión en estribos = f_{s_E} = 600 Kgs/Cm^2.

Concreto de 140 Kgs/Cm^2. (1 : 2: 4):

A la compresión = f_c^c = 10 a 15 Kgs/Cm^2.

(Este valor es requerido para evitar pandeo en la cúpula)

A la torsión = $f_{c_{Tor}}$ = 4 a 5 Kgs/Cm^2.

(Para mis cálculos he tomado siempre el menor valor).

En general, para los demás cálculos, usaré los valores que a continuación doy, en base a los cuales voy a trabajar a lo largo de esta tesis.

Estos valores son función del tipo de concreto usado, así como del tipo de acero considerado:

Para ello tomo:-

Acero: del tipo Duro:

f_s = Carga de trabajo a tracción pura = $\underline{1400 \text{ Kgs/Cm}^2. = f_s}$

Concreto: del tipo de Mezcla 1:2:4:

Carga de trabajo a la compresión por flexión = = $\underline{63 \text{ Kgs/Cm}^2. = f_c}$

Carga de rotura del concreto a c compresión a los 28 días = = $\underline{140 \text{ Kgs/Cm}^2. = f'_c}$

En base a ellos hallaremos:

Módulo de elasticidad del acero = $\underline{E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kgs/Cm}^2.}$

Módulo de elasticidad del concreto =

(1000 f'_c = 1000 x 140) = $\underline{E_c = 140{,}000 \text{ Kgs/Cm}^2.}$

$n = \frac{E_s}{E_c}$ = relación de módulos de elasticidad = $\frac{2'100{,}000}{140{,}000} = 15$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n.f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{15x\ 63}} = \frac{1}{1 + 1.48}$$

k = relación de distancia entre la fibra extrema y el eje neutro, a la altura ~~total~~ útil.

$$k = \frac{1}{2.48} = \underline{0.403}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.403}{3} = 1 - 0.134 = \underline{0.866 = j}$$

j = relación de distancia entre los resultantes de tracción y compresión a la altura útil.

K = Coeficiente de resistencia =

$$\frac{1}{2}\ f_c\ .\ j.k = \frac{1}{2} \times 63 \times 0.866 \times 0.403$$

$$\underline{\underline{K = 11}}$$

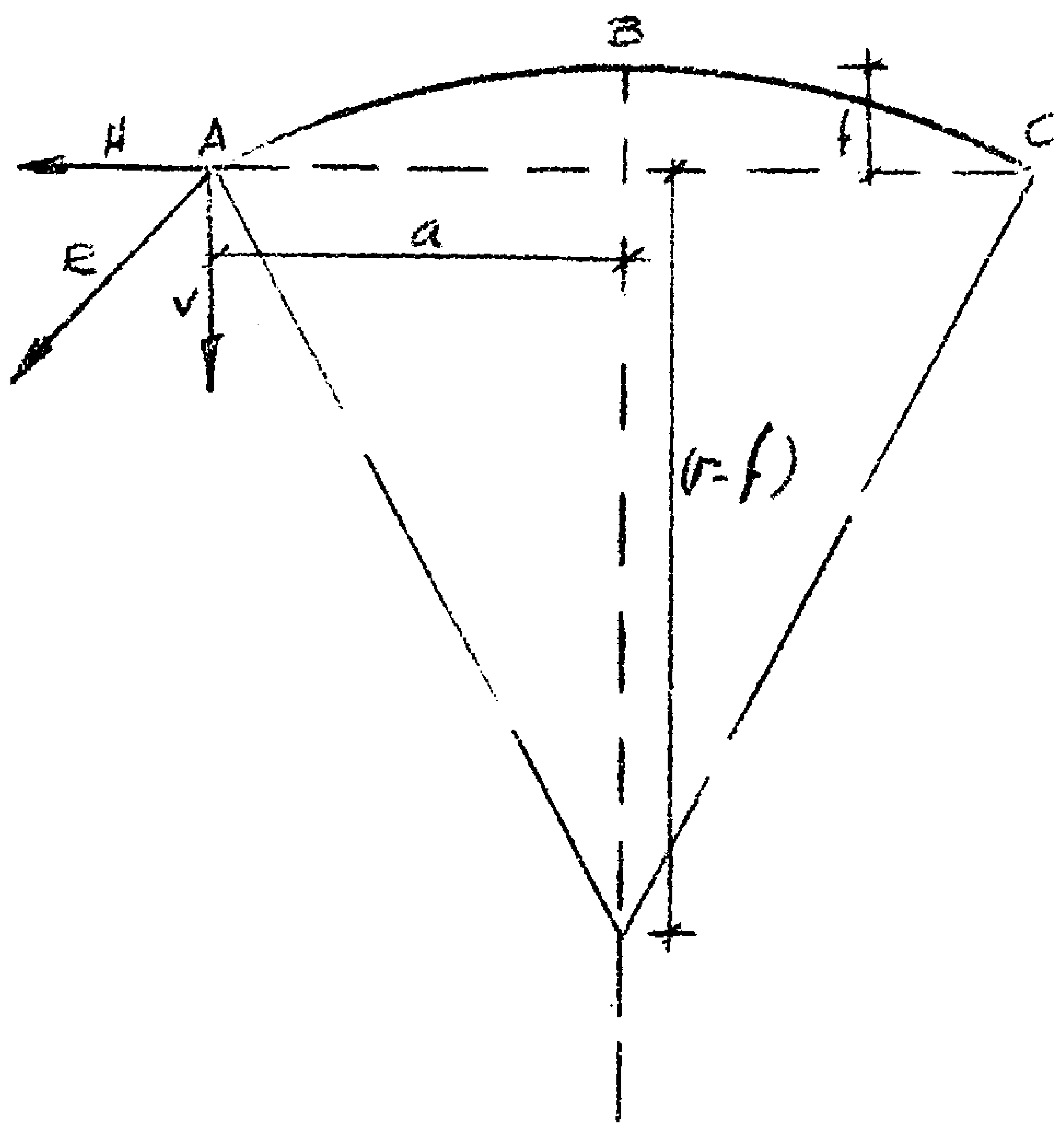
<u>Para diseño equilibrado:</u>

$$p = \text{Cuantía} = \frac{k.f_c}{2\ f_s} = \frac{0.403 \times 63}{2 \times 1400} = \underline{0.0091 = p}$$

CUPULA

CARACTERISTICAS:

Se trata de una cúpula que servirá de cubierta a un anfiteatro que pertenece a parte de los edificios de la nueva Facultad de Medicina de la Universidad Nacional Mayor de San Marcos.



Su dimensión base es el radio "a" de la base horizontal de la cúpula.

DIMENSIONAMIENTO:

Antes de proseguir con el dimensionamiento hago la aclaración que para el cálculo sucesivo de dicha cúpula, consideraré que se trata de una cúpula esférica rebajada y, además, que el peso de la linterna existente sería igual al peso del casquete suprimido para hacer dicha linterna, por lo cual para el cálculo procederé como si se tratara de una cúpula cerrada.

La linterna será de cualquier material que tenga igual peso al del casquete suprimido, siendo éste de base horizontal de radio = 1.5 mts.

A base del radio "a":

En el triángulo A D O :

$$r^2 = a^2 + (r - f)^2 = a^2 + r^2 - 2rf + f^2$$

$$2rf = a^2 + f^2$$

$$r = \frac{a^2 + f^2}{2f}$$

Donde se ve que se desconoce el valor de f = flecha de la cúpula, pero para el caso en estudio se recomienda (como lo hacen Moral y otros autores) usar como flecha el valor de $f = \frac{1}{5} r$, con lo que la fórmula dará:

$$r = \frac{a^2 + \frac{r^2}{25}}{\frac{2}{5} r^2} = \frac{25a^2 + r^2}{10r}$$

$$9r^2 = 25a^2$$

$$r = \frac{5}{3} a$$

que reemplazando valores dará:

$$r = \frac{5}{3} \times 11.30 = \underline{18.80 \text{ m.} = r}$$

y, por lo tanto: $f = \frac{18.80}{5} = \underline{3.75 \text{ m.} = f}$

CALCULO DE LA CUPULA:

Para ello tendré en cuenta que existen dos métodos de cálculo, cuyas deducciones con sus respectivas fórmulas se pueden encontrar en el libro de "Hormigón Armado" de F. Moral.

motivo por el cual no creo necesario transcribirlos a esta tesis. Estos métodos son: uno aproximado y otro exacto. Para el cálculo de la cúpula, haré uso del método aproximado, ya que como se verá más tarde de acuerdo a las dimensiones y sencillez del cálculo, no se justifica el uso del método exacto.

Adoptaré como espesor mínimo de la losa de la cúpula:

$$\underline{e = 7 \text{ cms.}}$$

(que recomiendan los autores)

valor éste que es función de las armaduras que se utilizan y de los recubrimientos en ambas caras, sobre dichas armaduras.

Peso total de la Cúpula.

$P = 2\pi . r . f . w$, donde:
- $r = 18.8 m.$
- $f = 3.75 m$
- $w =$ Carga total por m^2, considerando p.p., s/c, p.m. y presión viento

Cargas:

$p.p = 0.07 \times 2400 \times 1 \times 1 = 168$ Kgs/m^2

$p.$ viento $= \quad = 50$ "

s/c + p. muerto $= 120$ "

$338 \simeq 340$ Kgs/$m^2 = w$

Nota.- He considerado que la presión de viento es 50 Kgs/m^2, porque es el valor recomendado por diversos autores para este tipo de cúpulas rebajadas

En s/c. + p. muerto, he considerado 120 Kgs/m^2, debido a que debe haber un pastelero que recubra la cúpula (que puede ser de 1 a 2 cms.) y además, que como la cúpula deberá ser pintada y refaccionada cada cierto tiempo, trabajará con una pequeña sobrecarga. (acciones estas que se efectuarán al terminar la obra también)

Reemplazando valores más arriba:

$$P = 2\pi \times 18.8 \times 3.75 \times 340 = 150,500 \text{ Kgs} = P$$

El peso por m. lineal de circunferencia de radio "a" de base será:

$$V = \frac{P}{2\pi a} = \frac{150500}{2 \times \pi \times 11.3} = 2120 \text{ Kgs} = V.$$

Armaduras Necesarias en la sección de apoyo.

$$A_s = \frac{V}{f_{sv}} = \frac{2120}{800} = \underline{2.65\ cm^2/m. = A_s}$$

que se pondrá en cada dirección

Empuje:

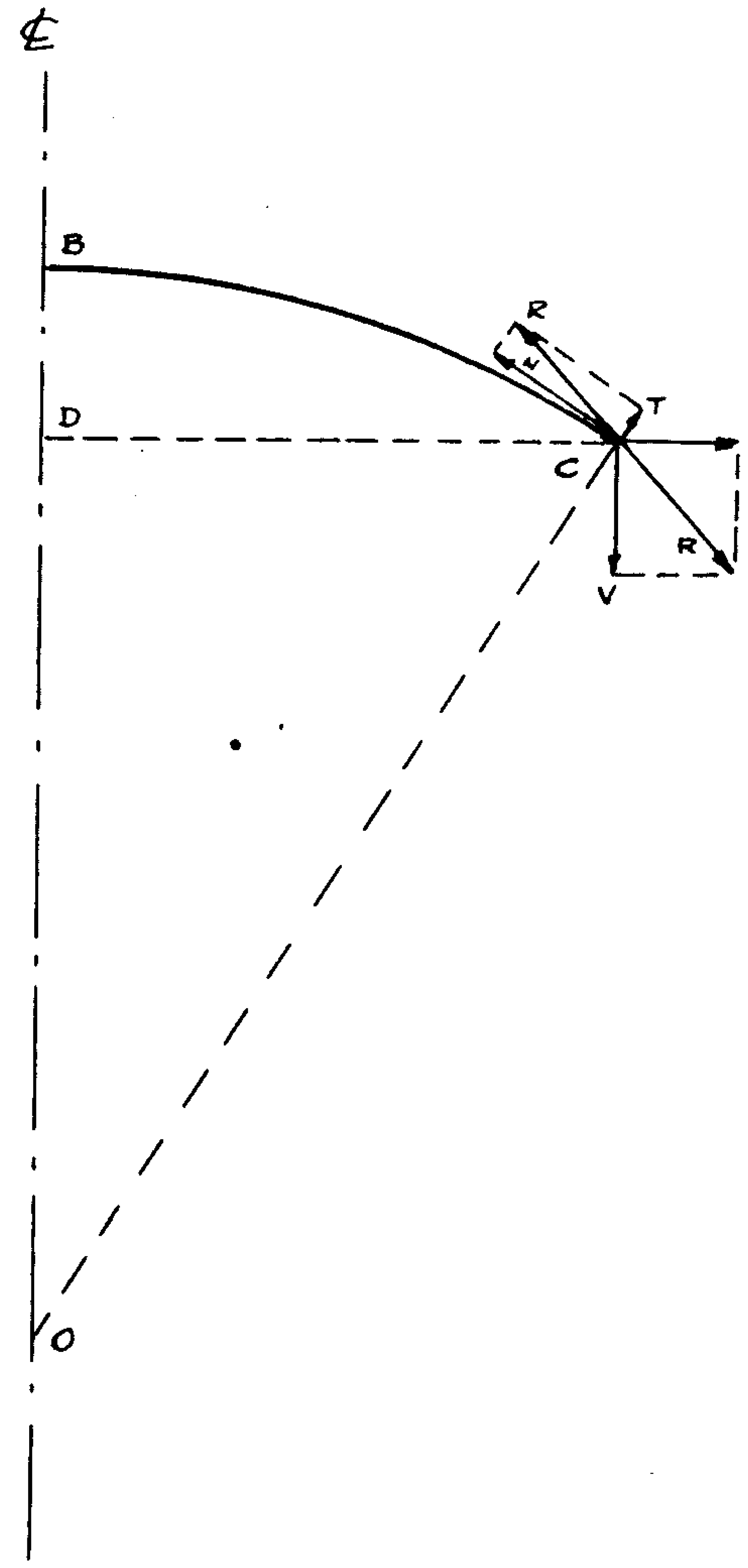
En la circunferencia de base, de radio "a" vale:

$$H = \frac{V(r-f)}{a} = \frac{2120 \times (18.8 - 3.75)}{11.3} = \frac{21.2 \times 15.05}{11.3}$$

$$\underline{H = 2825\ Kgs.}$$

(también por m. de longitud en la circunferencia de radio "a")

Fuerza de Compresión.



Para hallar la resultante:

Teniendo en cuenta que la resultante R de las fuerzas H y V da lugar a una compresión normal N, que es tangente en C, y un esfuerzo cortante T; y por ser la cúpula muy rebajada ($f = 1/5\ r$), se puede admitir que la compresión oblicua R, forma un ángulo muy pequeño con la normal al plano de la sección, se puede admitir, que sin mayor error que el valor de N es igual al de R.

$$\therefore\ N = R = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{2825^2 + 2120^2} =$$

$$= \underline{3530\ Kgs = R}$$

(por m. de circunferencia de radio "a")

Espesor necesario:

$$e = \frac{R}{100 f_c^c} = \frac{3530}{100 \times 10} = \underline{3.53 \text{ cms} = e}$$

Pero $e_{min} = 7$ cms $\quad \therefore \quad \underline{\underline{e = 7 \text{cms} = 0.07 m.}}$

Como se puede apreciar el espesor obtenido es la mitad del valor mínimo aceptable. Es debido a esto que no he trabajado con el método exacto, ya que en el peor de los casos el error cometido no sería mayor de los 20% aproximadamente (si no dejaría de ser método aproximado), lo cual aún nos daría un valor mucho menor que el del espesor mínimo al momento de calcularlo.

Fuerza de Tracción:

$$T = H \cdot a = 2825 \times 11.3 = \underline{31{,}900 \text{ Kgs} = T}$$

(actuará sobre la viga que sostiene la cúpula)

Armaduras en la Cúpula:

Veremos si es que se requiere por compresión:

$$A_{sc} = \frac{R - 100 \cdot f_c^c \cdot e}{n f_c^c} \quad \text{donde:} \quad \begin{cases} R = 3530 \text{ Kgs} = \text{compresión} \\ f_c^c = 10 \text{ Kgs/cm}^2 \\ n = 15 \\ e = 7 \text{ cms.} \end{cases}$$

$$\therefore A_{sc} = \frac{3530 - 100 \times 10 \times 7}{15 \times 10}$$

Como se ve, el numerador indica que no se requiere de acero por compresión.

Acero mínimo $= A_{s\,min} = 0.0025\, b.d$ (como losa)

$= 0.0025 \times 4.5 \times 100 = \underline{1.13 cm^2 = A_{s\,min}}$,

que como se ve se cumple.

(NOTA: $d = 7 - 2.0 - \phi/2 \approx 7 - (2.0 + 0.5) \approx 4.5 cms = d$).

<u>Armadura</u> <u>en</u> <u>meridianos</u> y <u>paralelos</u>:

Se vio que $A_s = 2.65 cm^2/m$.

El autor: J. S. Terrington en su "Design of Domes", considera por acero de temperatura:

$$A_{st} = \frac{0.2}{100} A_g = 0.002 A_g .$$

Como se verá este valor es comparable al recomendado por el A.C.I. para losas armadas en 2 sentidos, por lo cual se le puede semejar a la cúpula a éstas losas.

$\therefore$ $\underline{A_{st} = 0.002 \times 7 \times 100 = 1.4 cm^2/m}$. en cada dirección

$\therefore$ $A_s = 2.65 + 1.4 = \underline{4.05 cm^2/m = A_s}$.

que se usará: ϕ 3/8" @ 17 (en cada dirección)

Se podrá considerar $S_{max} = 3e = 3 \times 7 = 21 cms. > 17 cms.$

Al llegar a la clave o linterna, se podrán suprimir 3 de cada 4 barras.

VIGA CIRCULAR EJE "A" NIVEL + 4.50 mts.

Es la que sirve de sostén a la cúpula.
Para calcularla:
del dibujo:

$$\text{sen}\ \beta = \frac{a}{r} = \frac{11.3}{18.8} = 0.602 = \text{sen}\ \beta.$$

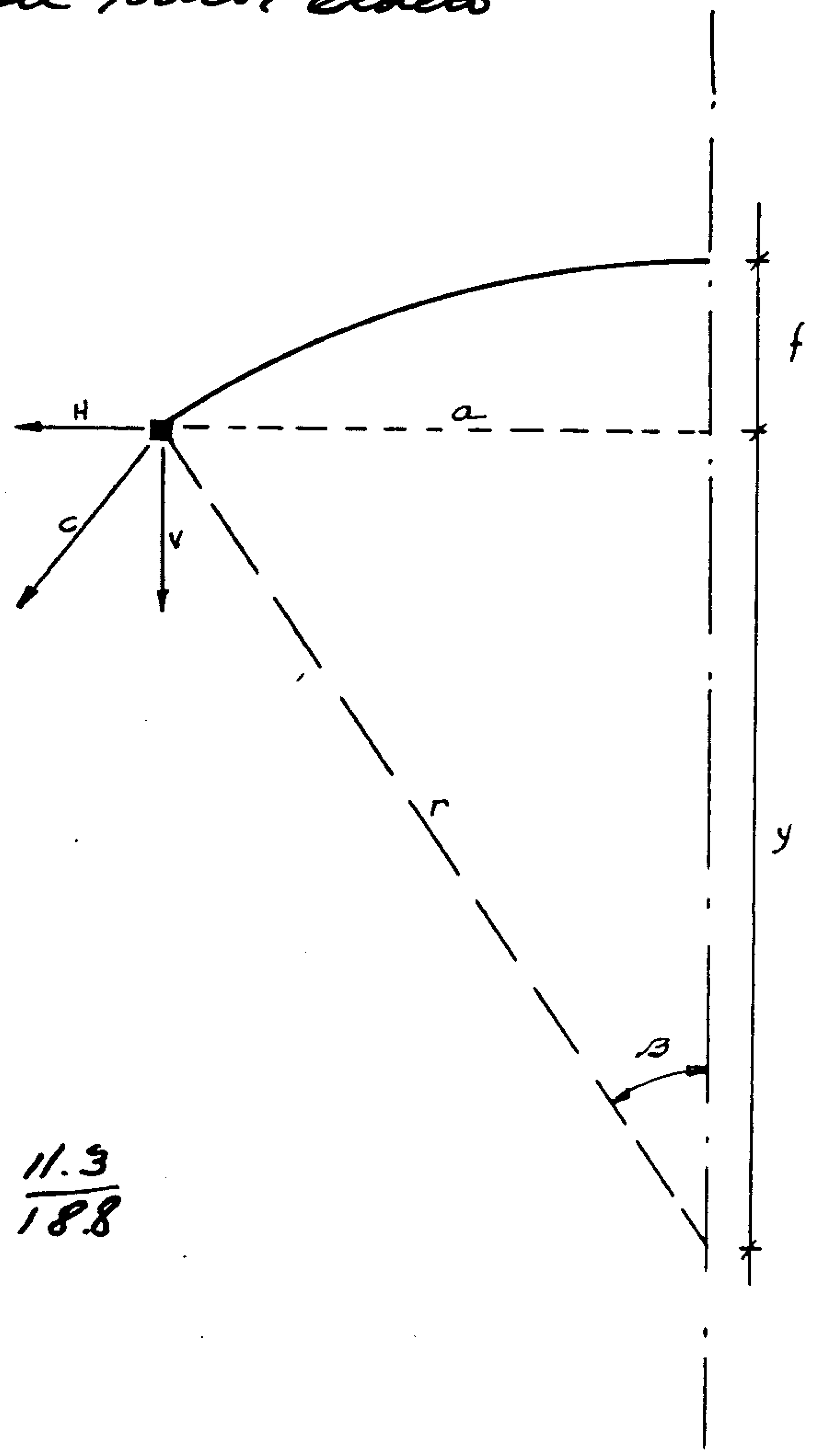
$$\therefore\ \beta = 37^\circ 01'$$

Llamando C. a la compresión, su valor exacto será:

$$C = w.\frac{r^2}{r+y} = 340 \times \frac{18.8^2}{2r-f} =$$

$$C = \frac{340 \times 18.8^2}{37.6 - 3.75} = \frac{340 \times 354}{33.85}$$

$$\underline{C = 3550\ \text{Kgs}}$$



Luego: $H = C.\cos\beta = 3550 \times \dfrac{15.05}{18.8}$

$$\underline{H = 2840\ \text{kgs.}}$$

y el valor de $V = 3560 \times \text{sen}\ \beta = 3560 \times \dfrac{11.3}{18.8}$

$$\underline{V = 2130\ \text{kgs.}}$$

Como chequeo del método aproximado, se puede observar que los valores que se acaban de hallar son relativamente iguales a los ya encontrados, por lo cual el método anteriormente usado no ha dado ningún error.
Lo mismo se puede apreciar al hallar la tracción.

$T = H \cdot a = 2840 \times 11.3 = \underline{32100 \text{ Kgs} = T}$

que requiere una armadura:

$$As_{Tor} = \frac{32100}{1000} = \frac{T}{f_s} = \underline{32.1 \text{ cm}^2}$$

Para el cálculo en sí de la viga:

<u>Cargas:</u>

Se halló que: $F = 2130$ Kgs/m.

$p.p._{viga} = 0.5 \times 0.66 \times 2400 \times 1 = 792$ "

$\underline{w = 2922 \text{ Kgs/m. de viga.}}$

He supuesto de sección de viga: 0.50 m × 0.66 m.
(0.50 m. fijado por las columnas).

<u>Carga total sobre la viga:</u>

Como son 8 columnas que sostienen la viga:

el ángulo en el centro, entre dos de ellas. (entre dos ejes numerados del 1 al 8), será:

$$2\theta = \frac{360°}{8} = 45° \rightarrow \underline{\theta = 22°30' = 0.3927 \text{ rad.}}$$

La carga P. para 45° será:

$P = 2\theta . a . w . = 2 \times 0.3927 \times 11.30 \times 2922 = \underline{26{,}100 \text{ Kgs} = P}$

Luego la carga total será:

$G = 8P = 8 \times 26100 = \underline{208800 \text{ Kgs.} = G}$

<u>Momentos flectores y de Torsión:</u>

En base al radio medio "a" (de la viga). y de la carga total G., se puede hacer uso del cuadro tabla de Katchum, que según figura más abajo, nos da en función del número de pilares de sustentación, los valores de los Momentos flectores, de Torsión (máximo), además de la distancia angular al P.I. de momentos (que se corresponde con el valor máximo del momento de torsión).

TABLA DE KETCHUM.

Nº pilares	Carga sobre cada pilar	Esf. Cort. Max.	MOMENTOS FLECTORES Apoyos (-)	MOMENTOS FLECTORES Centro (+)	Dist. angular del Mº de torsión max = α	Mº de torsión máximo
4	G/4	G/8	0.03415 G.a.	0.02762 G.a.	19°12'	0.00530 G.a.
6	G/6	G/12	0.01482 G.a.	0.00751 G.a.	12°44'	0.00151 G.a.
8	G/8	G/16	0.00827 G.a.	0.00416 G.a.	9°33'	0.00063 G.a.
12	G/12	G/24	0.00365 G.a.	0.00190 G.a.	6°21'	0.00018 G.a.

Luego los valores de los momentos serán:

En los apoyos:

$(-)Ma = (-)Mb = (-)M = 0.00827 \times 208,800 \times 11.3 =$

$\underline{(-)M = 19550\ Kgm}$

En el centro

$(+)M = 0.00416 \times 208,800 \times 11.3 = \underline{9820\ Kgm = (+)M}$

Momento de torsión:

$M_T = 0.00063 \times 208800 \times 11.3 = \underline{1490\ Kgm = M_T}$

Chequeo altura útil y sección.

$d = \sqrt{\frac{M}{K.b}} = \sqrt{\frac{1955000}{11 \times 50}} = \underline{\underline{59.6\ cm = d}}$

$\therefore\ h = 59.6 + \phi/2 + \phi_1 + 4 = 59.6 + 1.25 + 1.0 + 4 = 65.85\,cm$

$$\underline{\underline{h \simeq 66\,cms}}$$

que chequea la sección asumida de 50x66.

Areas de Acero:

$$(-)A_s = \frac{1955000}{1400 \times 0.866 \times 59.6} = \frac{(-)M}{fs \cdot j \cdot d} = \underline{27.0\,cm^2 = (-)A_s}$$

$$(+)A_s = \frac{(+)M}{fs \cdot j \cdot d} = 27 \times \frac{9820}{19550} = 13.55\,cm^2 \,, \quad \text{pero:}$$

$$A_{s\,min} = 0.005\,b \cdot d = 0.005 \times 50 \times 59.6 = 14.90\,cm^2 = A_{s\,min}.$$

$$\therefore\ \underline{(+)A_s = 14.90\,cm^2}$$

No se chequeará si se necesita acero a compresión, ya que la altura útil se halló en base al mayor momento.

Torsión:

$$M_T = 149{,}000\ Kg\,cm.$$

La sección o viga de concreto puede resistir a la torsión 4 a 5 Kgs/cm², lo que capacita a la viga a absorver un momento que valdrá:

$$M_{con} = \frac{4 \times b_n^2 \times h_n}{\psi} \quad \text{donde}$$

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{66}{50}} = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{h}{b}} = 3 + 1.47 = \underline{4.47 = \psi}$$

y como: $\left\{ \begin{array}{l} b_n = 50 - 2\times3 = \underline{44\,cms = b_n} \\ h_n = 66 - 2\times3 = \underline{60\,cms = h_n} \end{array} \right\} \therefore\ M_{con} = \dfrac{4 \times 44^2 \times 60}{4.47}$

$$\underline{M_{con} = 104{,}300\ Kg.cm.}$$

Luego quedará un momento remanente de

$M_R = 149000 - 104300 = \underline{45700 \text{ Kgcm} = M_R}.$

Este momento se puede absorver este momento, mediante la colocación de estribos o zuncho.
Se usará la primera solución, por ser desde el punto de vista constructivo, más factible.

$$A_{S_E} = \frac{M}{2 \times f_{S_E} \times b_n \times h_n} = \frac{45700}{2 \times 600 \times 44 \times 60} =$$

$$A_S = 0.0144 \text{ cm}^2/\text{cm} = \underline{1.44 \text{ cm}^2/\text{m.} = A_S}.$$

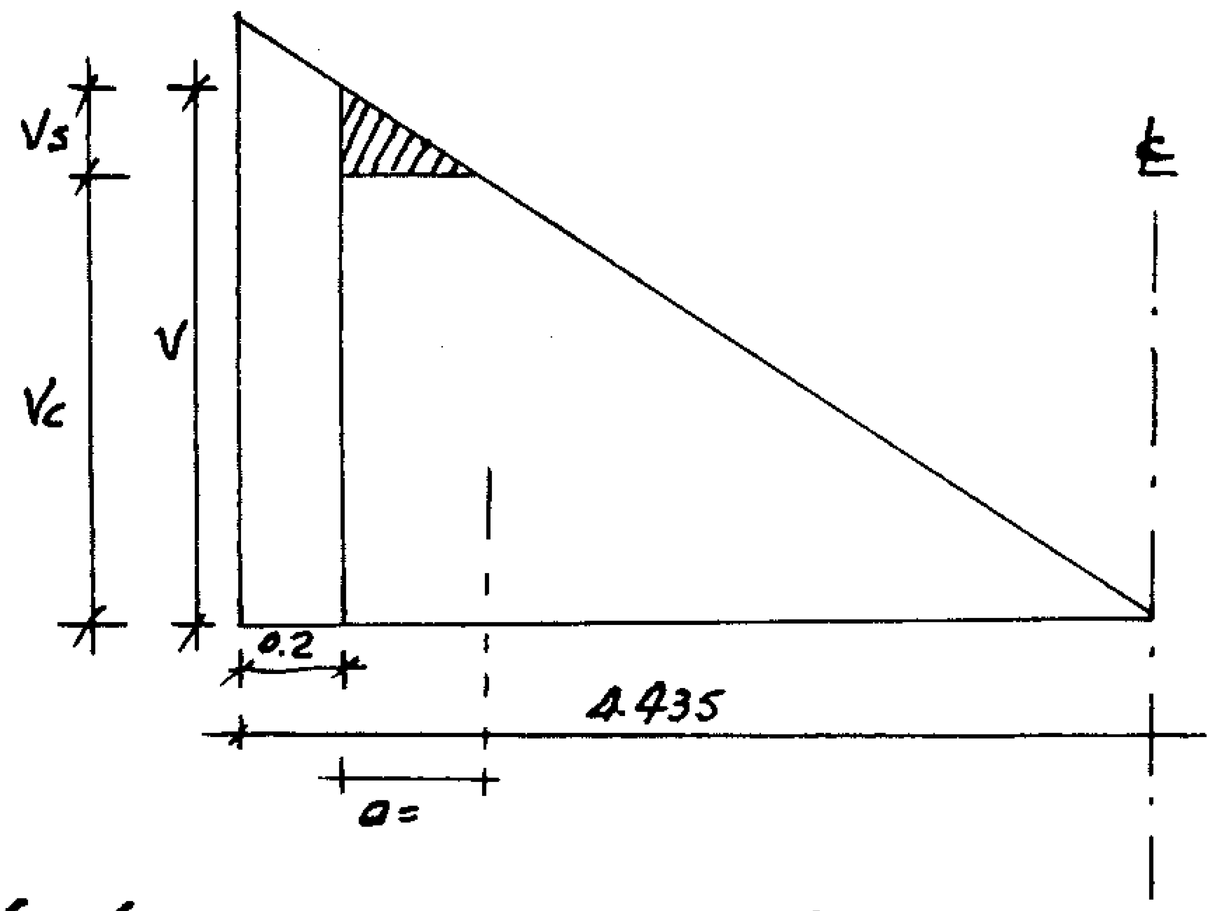
que se usará: $\phi 1/4" @ 22.2$

el 1º @ 11.2

que es menor que $S_{max} = b = 50$ cms.

Esfuerzo Cortante:

$V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{26100}{2} = \underline{13050 \text{ Kgs} = V_{max}}.$



para la cara del apoyo:

$V = 13050 \times \frac{4.235}{4.435} = \underline{12470 \text{ Kgs} = V}.$

$\therefore \; v = \frac{V}{b.j.d} = \frac{12470}{50 \times 0.866 \times 59.6} = \underline{4.83 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0344 f'_c = v}$

Como se ve no se requiere de anclaje especial, pero se considerará. Además se requiere estribos ya que $v > 0.03 f'_c$.
Para calcular los estribos:
Distancia hasta la cual deben llegar los estribos = a.

$v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = \underline{4.2 \text{ Kgs/cm}^2 = v_c}$

$V_c = v_c . b . j . d = 4.2 \times 50 \times 0.866 \times 59.6 = \underline{10850 \text{ Kgs} = V_c}$

$\therefore V_s = 12470 - 10850 = \underline{1620 \text{ Kgs} = V_s}$

$\therefore a = \frac{V_s}{w} = \frac{1620}{2922} = 0.555 m = \underline{55.5 \text{ cms} = a}$

$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{59.6}{2} = 29.8 \text{ cms.}$

estribos:

$$S = \frac{a_s \times f_s \times j \cdot d.}{V_s} = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 59.6}{1620} = 28.6 \text{ cm.}$$

$\therefore$ ⌷ 1/4" @ 28.6

Como en los primeros 56 cms más cercanos a los apoyos de la viga (a las caras), hay que poner estribos a esfuerzo cortante y a torsión, procederemos de la siguiente manera:

$A_{ST} = 1.44 \text{ cm}^2$ (⌷ 1/4" @ 22.2)

$A_{SC} = 1.12 \text{ cm}^2$ (⌷ 1/4" @ 28.6)

$A_S = 2.56 \text{ cm}^2$

⌷ 1/4" @ 12.5 cm., que usaremos:

⌷ 1/4 @ 12 cms y el 1º @ 6 cm

y que llevaremos hasta completar los 56 cm que se encontró por corte. Más allá de este valor, solo irán los estribos por torsión.

Chequeo por adherencia:

Chequearemos: (al igual que en toda viga).

el (+) As en el P.I. el (−) M en la cara del apoyo.

Para ello

$L = \text{longitud de la viga} = \frac{2\pi \cdot a}{8} = \frac{2\pi \times 11.3}{8} = \underline{8.87 m = L}$

Para el (+)As

De acuerdo a la tabla de Ketchum:

el P.I. se encuentra a 9°33' del apoyo

o sea: $\frac{9°33}{45°} L = \frac{9.55}{45°} L = 0.212 L$

$= 0.212 \times 8.87 = 1.88 m = \ell$

y $V_{PI} = V_{max} - wL = 13050 - 2922 \times 1.88 = 13050 - 5500$

$= 7550$ Kgs $= V_{PI}$

$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{V_{P.I.}}{\mu . j . d} = \frac{7550}{10.5 \times 0.866 \times 59.6} = 13.9 cm = (+)\Sigma_o$

NOTA.- He considerado $\mu = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5$ Kgs/cm² que corresponde al esfuerzo unitario de adherencia por unidad de superficie para anclaje especial y fierro corrugado.

Para el (-)M

$(-)\Sigma_o = \frac{V}{\mu . j . d} = \frac{12740}{7550} \times 13.9 = 23.5 cms = (-)\Sigma_o$

Vemos que esta adherencia se cumplirá ya que.

$6 \phi 7/8" + 2 \phi 1/8" = 52$ cms > 23.5 cms

Mínima armadura Longitudinal por torsión:

$= 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 50 \times 66 = 6.6 cm^2$

(esta armadura será a todo lo largo de la viga: la mitad arriba y la otra mitad abajo.)

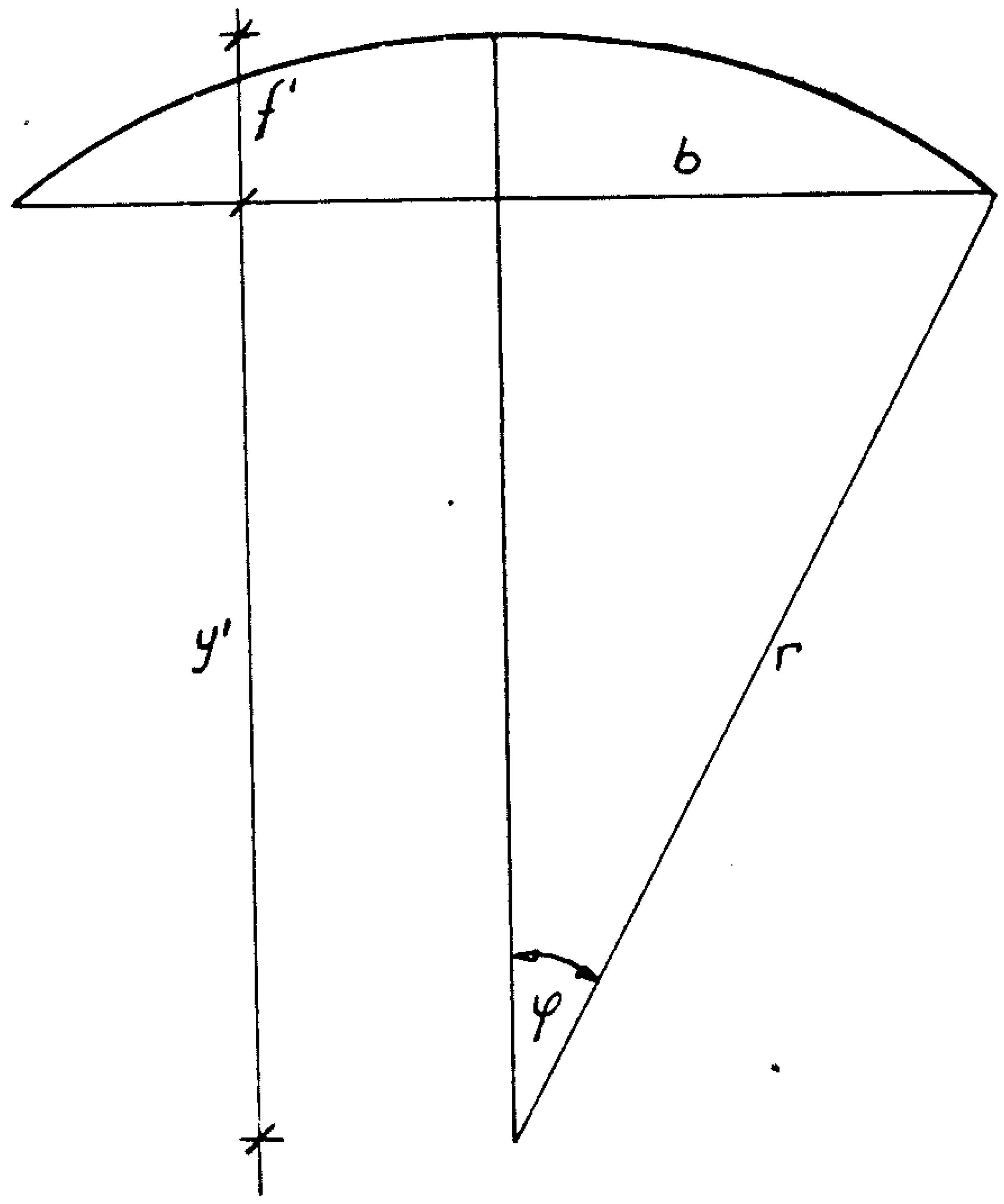
ANILLO LINTERNA.

Al comenzar el cálculo, se supuso, que el peso de la linterna, será igual a la del peso del casquete suprimido y que vale:

$$f' = r - y'$$

donde $y' = (r^2 - b^2) = \sqrt{18.8^2 - 1.6^2} =$

$$= \sqrt{350.88} = 18.73\ m = y'$$



$$\therefore\ f' = 18.80 - 18.73$$

$$f' = 0.07 m.$$

$$\therefore\ P_L = 2\pi r f' . w =$$

$$= 2\pi \times 18.8 \times 0.07 \times 340$$

$$= 2810\ Kgs = P_L$$

que será el peso que podrá tener la linterna.

Como el diseño arquitectónico, no especifica el tipo de linterna a usarse, solo calcularé el anillo de unión de la linterna a la cúpula, y que he llamado: "anillo linterna". Para ello:

$$\cot \varphi = \frac{18.80}{1.6} = 11.75 = \cotg \varphi.$$

Luego el empuje de tracción que se produce es:

$$T = \frac{P_L}{2\pi} \times \cot g\,\varphi = \frac{2810}{2\pi} \times 11.75 = \underline{\underline{5250 \text{ Kgs} = T}}$$

Armadura necesaria, es debido a que esta tracción, será resistida por el acero, osea:

$$A_s = \frac{5250}{1000} = \underline{5.25 \text{ cm}^2 = A_s}$$

Que hace con: $\underline{5\phi \,1/2''}$ ($= 6.33$ cm²)

Sección necesaria:

El empuje total que se produce en el anillo, es:

$$E = 5250 \times 1.60 = \underline{\underline{8400 \text{ Kgs} = E}}$$

Luego: sección necesaria de concreto, será: (para que la tracción de este material no exceda de 15 Kgs/cm²).

$$A_g = \left(\frac{1}{fc_t} - \frac{n}{fs}\right) E = \left(\frac{1}{15} - \frac{15}{1000}\right) 8400 =$$

$$= 0.052 \times 8400 = \underline{436 \text{ cm}^2 = A_g}$$

Que se puede poner una sección aproximada de 0.25 m × 0.20 m. ($= 500$ cm²)

Nota 1.- Si calculo el acero mínimo para esta viga, se ve que:

$$A_{s\,min} = 0.005 \times b \times d = 0.005 \times 25 \times 15 =$$

$$\underline{A_{s\,min} = 1.88 \text{ cm}^2 < A_s}$$

Nota 2.-

$$P.P_V = 0.2 \times 0.25 \times 2400 \times 2\pi \times 1.6 = 1210 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore P_{LINTERNA} = 2810 - 1210 = \underline{\underline{1600 \text{ Kgs} = P_{LINTERNA}}}$$

COLUMNAS PRIMER PISO

A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8

Son las columnas que bajan de la viga curva de la cúpula (nivel 4.50 m). Son todas ellas iguales.

Datos:
$$\begin{cases} P_1 = 26{,}100 \text{ Kgs} \\ h = 3.15 \text{ m.} \\ f_s = 1400 \text{ kgs/cm}^2 \\ f'_c = 140 \text{ kgs/cm}^2 \end{cases}$$

Por razones arquitectónicas el área de la columna deberá ser: $0.40\text{m} \times 0.50\text{m}$, o sea $A_g = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$.

Por ser $\frac{h}{b} = \frac{3.35}{40} < 10$, se tratará de columna corta.

Cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{P}{0.8A_g} - 0.225 f'_c}{f'_s} = \frac{\frac{27700}{0.8 \times 2000} - 0.225 \times 140}{1400}$$

Para hallar el valor de P, he tenido en cuenta el peso propio:
$$p.p. = 0.4 \times 0.5 \times 3.35 = 1600 \text{ Kgs.}$$
$$\therefore P = P' + p.p. = 26100 + 1600 = \underline{27{,}700 \text{ Kgs} = P}$$

$$\therefore p_g = \frac{17.31 - 31.5}{1400}$$ que dice que se quiere menos de 0.01 de cuantía.

Area estructural que corresponde a $p_g = 0.01$

$$A'_g = \frac{P}{0.8(0.225 f'_c + p_g \cdot f_s)} = \frac{27700}{0.8(0.225 \times 140 + 0.01 \times 1400)}$$

$$= \frac{27700}{(31.5+14)\,0.8} = \frac{27700}{0.8 \times 45.5} = 777\ cm^2 = A_g = \text{área estructural}$$

Esta área es 38.8% de $A_g < 50\% A_g$, por lo que se podrá reducir la cuantía:

$$A_s = 0.005\, A_{g\,arq.} = 0.005 \times 2000 = \underline{10\ cm^2 = A_s}$$

usaré: $6\ \phi\ 5/8''$ ($= 11.87\ cm^2$)

Estribos: serán de 1/4"

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 48\phi, \leq 48 \times 1/4'' \leq 30.5\ cms. \\ s \leq 16\phi \leq 16 \times 5/8'' \leq 25.4\ cms. \\ s \leq d \leq 40\ cm. \end{array}\right\} \therefore\ \square\ 1/4''\ @\ 25\ cms.$$

el 1º y el ultimo @ 5 cms.

COEFICIENTES PARA EL CALCULO DE VIGAS CURVAS

Angulo entre Pórticos	Carga sobre c/pilar	Esf. Cort. Max°	Momentos Flectores Apoyos (-)	Momentos Flectores Centro (+)	Dist. al P.I.	Momento de Torsión Máximo
45°	P	$\frac{P}{2}$	0.06616P.r	0.03328P.r	9033'	0.00504P.r

Para el cálculo de las vigas curvas aplicaré en adelante los valores que figuran en la tabla anterior, que he construído adaptándome a la de Ketchum. Esta tabla está en función del ángulo en el centro (que forman los radios extremos de la viga), el radio de curvatura y la carga total P, que actua sobre cada viga.

CALCULO DE LA LOSA PASADIZO A NIVEL + 1.15 MTS.:

Para el cálculo de esta losa, considero que debe ser de concreto armado, puesto que constructivamente existe dificultad para hacerla de aligerado, ya que deberá ser armada radialmente, o sea en su menor dimensión. Además, no se justifica el aligerado en ciertas partes, debido a que la luz es menor de 3.50 m. (luz recomendada como mínimo para aligerados).

Para el cálculo, consideraremos de 3 tipos las losas:

1). Para luz uniforme

2). Para luz variable

3). Para el tramo comprendido entre el pórtico 2 y una recta que pasa por la parte central de los pórticos 2 y 3, y 6 y 7 (dividen en dos partes el anfiteatro) y el pórtico 7 y la misma recta, que la considero que se la puede adoptar la misma solución que para 1), variando tan sólo la distancia del doblado del Ø.

La losa del tipo I consiste en una losa, que debe soportar, además de su peso propio, peso piso y sobrecarga, una carga concentrada originada por un muro de ladrillo hueco de 0.9 m. de altura y de 0.12 de ancho en bruto. Los espaciamientos de Ø se harán sobre una circunferencia de radio medio.

La losa del tipo 2), es de luz variable y estará calculada por fajas de diferentes anchos, medidas sobre una curva trazada con un aproximado radio medio de la losa y que figura marcada en los planos. Sobre esta misma se harán los espaciamientos de los Øs.

El cálculo para todos ellos es similar y figuran para cada caso las fórmulas que se aplican.

El doblado se especifica en los planos.

Las luces que se medirán para el doblado serán las luces libres.

La losa que es de luz variable la he considerado toda con idénticos coeficientes al hallar los momentos de empotramiento, a pesar de que su luz llega a hacerse inferior a 10 pies, que es el valor recomendado por D. Peabody para considerarla como perfectamente empotrada. Esto lo he hecho debido a que toda esta losa forma una sola unidad monolítica y las luces que priman son las grandes.

I.- LOSA PASADIZO. LUZ UNIFORME.-

Comprende:

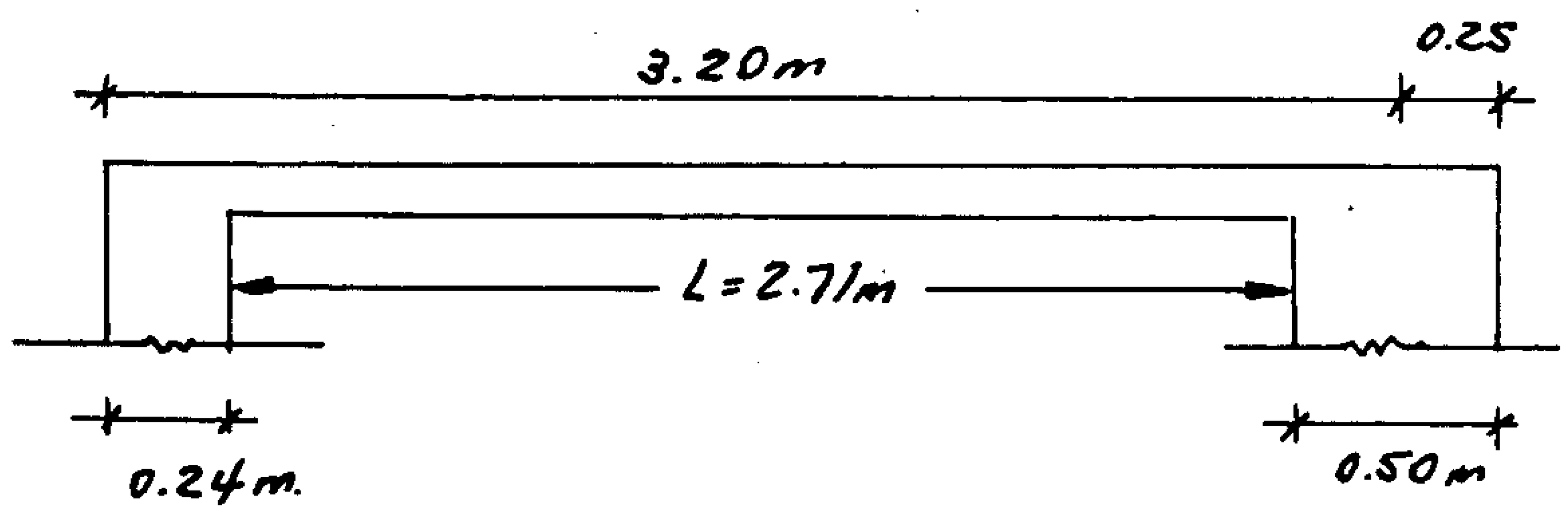
La parte derecha del anfiteatro, obtenida al pasar una recta por el centro del anfiteatro y por la parte central entre los pórticos 2 y 3 ; 7 y 8 y fue divida a este en 2 partes.

Esta sustentada en 2 vigas curvas: una de 0.24m y la otra de 0.50m. (de ancho).

La consideraremos armada en su menor dimensión, o sea radialmente.

L = luz libre = $3.20-(.24+.25)$

$L = 2.71m.$



Para el espesor asumo:

$e \simeq 1/25$ @ $1/30$ de la luz

$\therefore\ e \simeq 10$ cms.

Cargas:

$p.p. = 0.10 \times 1 \times 1 \times 2400 = 240$ Kgs/m²

$p.m.$ = piso terminado. $= 100$ "

$s/c = \qquad = 500$ "

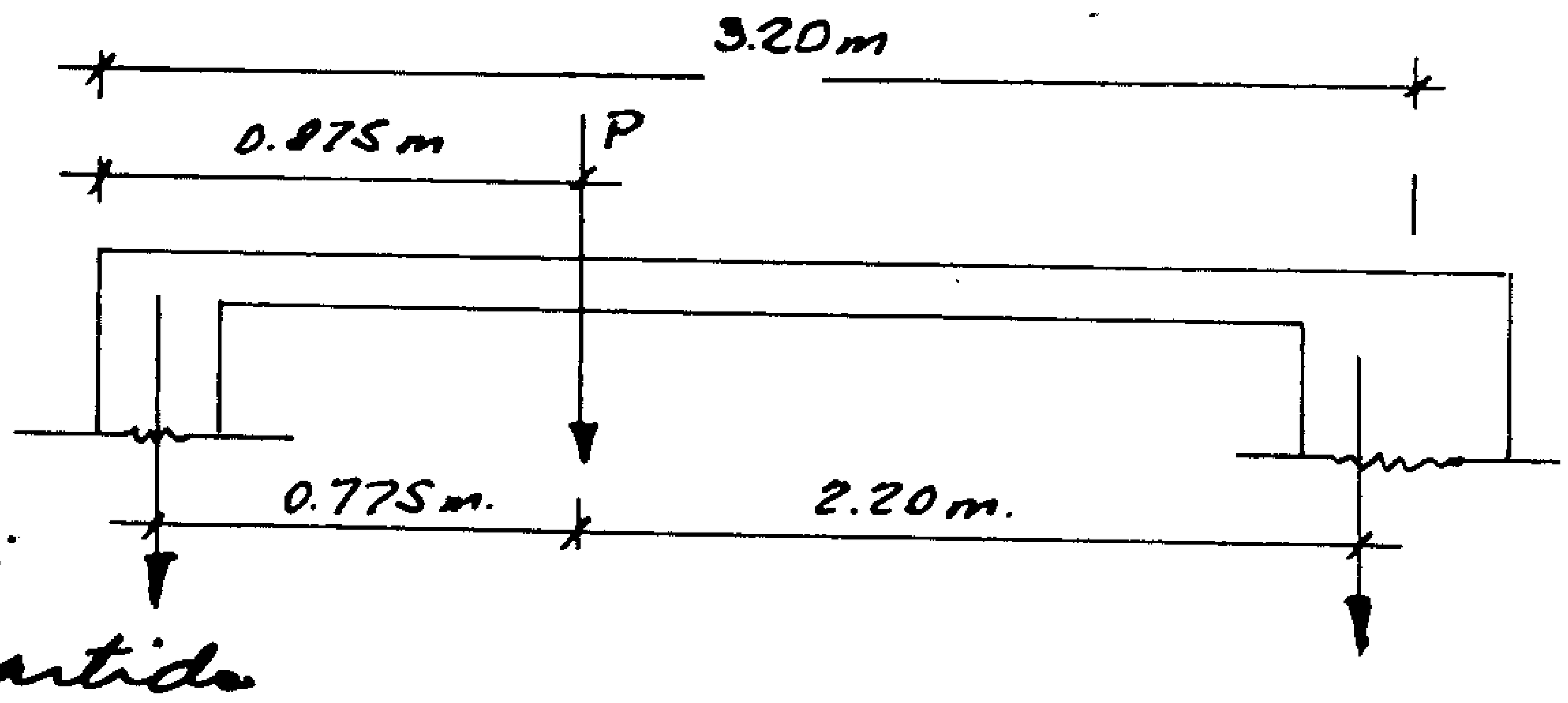
840 Kgs/m² $= w.$

Además una carga concentrada, por efecto de un muro de ladrillo hueco de 0.15m de ancho (revestido) y de 0.90m de alto, que da lugar a una carga por m. lineal:

$P = 0.9 \times 228 = 205.2$ Kgs/m.l. $= P$

cuya situación es:

$x = 0.80 + \frac{.15}{2} = 0.875\,m = x.$



Luego la losa estará cargada:

a) con una carga repartida

b) " " " concentrada

Momentos:

Por ser $L < 10' < 3.05\,m.$

$(+)\,M = \frac{1}{12} w L^2$

$(-)\,M = \frac{1}{12} w L^2$

Valores recomendados por D. Peabody.

Y por carga concentrada:

$(+)\,M_{max_P} = \frac{P.a.b}{L} = \frac{205.2 \times 0.775 \times 2.20}{2.955} = 115.5\ Kgm = (+)\,M_{max_P}$

valor este que corresponde a losa simplemente apoyada.

al igual que: $\frac{1}{8} w L^2 = \frac{1}{8} \times 840 \times 2.71^2 = 772\ Kgm.$

Para hallar los momentos de cálculo, en el gráfico adjunto figuran el sumatorio de momentos para simplemente apoyados, a base de los cuales hallo los verdaderos valores de los momentos, haciendo una relación con los valores recomendados por Peabody.

Del gráfico $M_{max} = 865\ Kgm.$

Luego $(+)\,M = \frac{8}{12} \times 865 = 576\ Kgm = (+)\,M = (-)\,M.$

Altura útil:

$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{57600}{11 \times 100}} = \sqrt{52.5} = 7.25\,cm = d.$

$y \therefore e = d + 2.0 + \frac{\phi}{2}$, para ϕ de 1/2"

$$e = 7.25 + 0.7 + 2.00 = \underline{9.95 \text{ cms}} < 10 \text{ cms.}$$

$$\therefore d = 10 - 2.7 = \underline{\underline{7.3 \text{ cms} = d}}$$

<u>Areas de Acero:</u>

$$(+)A_s = \frac{57600}{1400 \times 0.866 \times 7.3} = \underline{6.5 \text{ cm}^2 = (+)A_s = (-)A_s.}$$

$$A_{s\,min} = 0.0025\, b \times d = 0.0025 \times 100 \times 7.3 = \underline{1.83 \text{ cm}^2 = A_{s\,min}}$$

fue de no fue se cumple. $\underline{S_{max} = 3e = 30 \text{ cms.}}$

usaremos $\underline{\phi\ 1/2'' \ @\ 19 \text{ cms}}$

Por ser el espesor de la losa 10 cms. y existir dificultad para el doblado del ϕ, este variará de la losa de luz variable.

Acero de repartición y temperatura:

$$A_{st} = 0.002\, b \times d = 0.002 \times 100 \times 7.3 = \underline{1.46 \text{ cm}^2 = A_{st}}$$

$$\underline{\phi\ 1/4\ @\ 22 \text{ cms}}$$

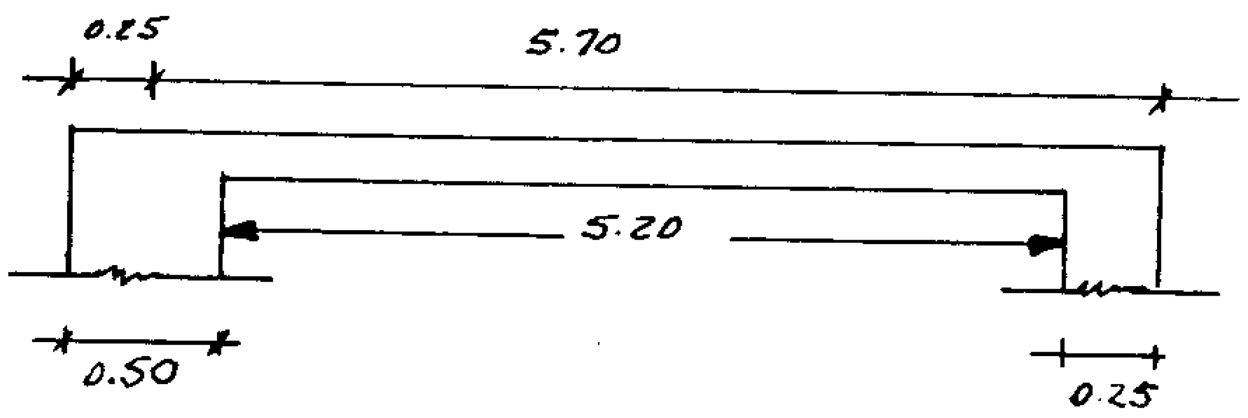
$S_{max} = 5e = 50 \text{ cms.}$

L. P.- LUZ VARIABLE.- CASO MAS DESFAVORABLE.

Luz de cálculo : $L = 5.70 - (.25 + .25) = \underline{\underline{5.20\ m = L}}$

Asumiendo para el espesor:

$$e = \frac{1}{25} L = \frac{1}{25} \times 5.20 \simeq \underline{19\ cms = e}$$



Cargas:

$$p.p. = 0.19 \times 1 \times 1 \times 2400 = 456\ Kgs/m^2$$

$$p.m = \quad = 100\ \text{''}$$

$$s/c = \quad = 500\ \text{''}$$

$$\underline{\underline{w = 1056\ Kgs/m^2}}$$

Momentos:

Valores recomendados por D. Peabody.

$$(+)M = \frac{1}{10} wL^2 = \frac{1}{10} \times 1056 \times 5.2^2 = \underline{2850\ Kg\ m = (+)M.}$$

$$(-)M = \frac{1}{24} wL^2 = \frac{1}{24} \times 1056 \times 5.2^2 = \underline{1190\ Kg.m. = (-)M.}$$

Altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K.b}} = \sqrt{\frac{285000}{100 \times 11}} = \sqrt{259} = 16.1\ cm = d.$$

$$\therefore e = 16.1 + 2.0 + 0.7 = \underline{18.8\ cms < 19\ cms}$$

$$\therefore d = 19 - 2.7 = \underline{\underline{16.3\ cms = d}}$$

Areas de acero:

$$(+)As = \frac{2850}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{14.4\ cm^2 = (+)As}$$

$$(-)As = \frac{1190}{2850} \times 14.4 = \underline{6.02\ cm^2 = (-)As.}$$

y el area mínima será:

$As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 16.3 = \underline{4.08\ cm^2 = As_{min}} < \begin{matrix}(+)As \\ (-)As\end{matrix}$

usaremos: para (+) As $\quad \phi\ 1/2'' @ 8.8$ cms.

que pondremos el 1º @ 8cm, los demás $\phi\ 1/2'' @ 9$ cms. doblando la mitad de los ϕs, para (−) As, bastará con estos fierros ya que: $\frac{14.4}{2} = 7.2 > 6.02$.

$As_t = 0.002 \times 100 \times 16.3 = \underline{3.26\ cm^2 = As_t}$ $\quad \phi\ 3/8'' @ 21.8$ cm.

espaciamientos: (para toda esta losa):

$S_{max} = 3e = 57$ cms.

$St_{max} = 5e = 35$ cms.

Como se tiene el espesor de la losa constante, no variarán: ni el acero mínimo, ni el acero de temperatura. Luego procederé de la siguente manera:

LUZ A PARTIR DE LA CUAL HAY QUE USAR As_{min}.

Se vió que $As_{min} = 4.08\ cm^2$ (más arriba)

$$\therefore\ 4.08 = \frac{M}{1400 \times 0.866 \times 16.3}$$

$$\Rightarrow M = 4.08 \times 1400 \times 0.866 \times 16.3 = 80800\ Kg\,cm = \underline{808\ Kg\,m = M}$$

que corresponde a las luces:

Para el (+)M.

$$808 = \frac{1}{10} \times 1056 \times L^2 \Rightarrow L = \sqrt{\frac{808 \times 10}{1056}} = \sqrt{7.65} = \underline{2.76\ m = L}$$

Luego: L_T = luz total = $2.76 + 0.50 = \underline{3.26m = L_T}$

Para el (-)M.

$$808 = \frac{1}{24} \times 1056 \times L^2 \rightsquigarrow L = \sqrt{\frac{808 \times 24}{1056}} = \underline{4.29m = L}$$

luego $L_T = 4.29 + 0.50 = \underline{4.79m = L_T}$

Luego para luces libres menores de 2.75m, se tendrá: $\underline{(-)A_s = 4.08cm^2 = (+)A_s}$

y se usará ϕ 1/2" @ 31 en el (+)

que se doblarán uno si uno no (50%) y se pondrán bastones de ϕ1/2" @ 62.

PARA $L = 5.30 - 0.50 = 4.80m = L$.

Momentos:

$$(+)M = \frac{1}{10} \times 1056 \times 4.8^2 = \underline{2440 \text{ Kg m} = (+)M.}$$

$$(-)M = \frac{1}{24} \times 1056 \times 4.8^2 = \underline{1030 \text{ Kgm} = (-)M.}$$

Areas de Acero:

$$(+)A_s = \frac{244000}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{12.3 \text{ cm}^2 = (+)A_s}. \quad \phi \text{ 1/2"} @ 10$$

que se doblará la mitad

$$(-)A_s = \frac{1030}{2440} \times 12.3 = \underline{5.20cm^2 = (-)A_s}$$, que se tomará con los ϕs que se doblan $\left(\frac{12.3}{2} > 5.20\right)$

PARA $L = 480 - 0.50 = 4.30 m = L$

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{10} \times 1056 \times 4.3^2 = \underline{1950 \text{ Kg m} = (+)M}$

$(-)M = \frac{1}{24} \times 1056 \times 4.3^2 = \underline{813 \text{ Kg.m.} = (-)M}$

Areas de Acero:

$(+)A_s = \frac{195000}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{9.88 cm^2 = (+)A_s}$ $\phi \frac{1}{2}'' @ 13.$

que se doblará la mitad

$(-)A_s = \frac{813}{1950} \times 9.88 = \underline{4.12 cm^2 = (-)A_s}$, que se tomará en los ϕs que se doblan del (+) $\left(\frac{9.88}{2} > 4.12\right)$

PARA $L = 4.40 - 0.50 = 3.90 m = L$

Esta longitud nos indica que $(-)A_s = A_{s\,min}$

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{10} \times 1056 \times 3.9^2 = \underline{1600 \text{ Kg.m.} = (+)M}$

Areas de Acero:

$(+)A_s = \frac{160000}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{8.08 cm^2 = (+)A_s}$ $\phi \frac{1}{2}'' @ 15.7,$

que se doblará la mitad

$(-)A_s = A_{s\,min} = \underline{4.08 cm^2}$ que se tomará en los ϕs que se doblan ya que $\frac{8.08}{2} = 4.04 \simeq 4.08$

PARA $L = 4.00 - 0.50 = 3.50 m = L$

También $(-)A_s = A_{s\,min}$.

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{10} \times 1056 \times 3.5^2 = \underline{1295 \text{ Kgm} = (+)M}$

Areas de Acero:

$(+)A_s = \frac{129500}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{6.55\ cm^2 = (+)A_s}$ $\quad \phi\, 1/2" @ 19.5$

que se doblará la mitad.

$\underline{(-)}A_s = A_{s\,min} = \underline{4.08\ cm^2}$ que requerirá

$4.08 - \frac{6.55}{2} = 4.08 - 3.27 = \underline{0.81\ cm^2}$ $\quad \phi\, 1/4" @ 39$

PARA $L = 3.65 - 0.50 = 3.15\ m = L.$

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{10} \times 1056 \times 3.15^2 = \underline{1045\ Kg \cdot m = (+)M.}$

Areas de Acero:

$(+)A_s = \frac{104500}{1400 \times 0.866 \times 16.3} = \underline{5.29\ cm^2 = (+)A_s.}$ $\quad \phi\, 1/2" @ 24$

que se doblará la mitad

$(-)A_s = A_{s\,min} = 4.08\ cm^2$ que requerirá

$4.08 - \frac{5.29}{2} = 4.08 - 2.65 = \underline{1.43\ cm^2}$ $\quad \phi\, 1/4" @ 22$

VIGAS DE LA LOSA PASADIZO.- NIVEL + 1.15 m.

Son las vigas que sostienen la losa pasadizo, siendo ellas curvas, por lo que el procedimiento de cálculo es similar a la viga curva, a nivel + 4.50 m., de la cúpula
Son de dos tipos:
una que da a la fachada y otra que sirve a la vez de contrapaso de las graderías

VIGAS EXTERIORES.- NIVEL + 1.15 m.

VIGAS: VS-A 23 , VS-A 34 , VS-A 45
VS-A 56 , VS-A 67

El ancho de estas vigas, lo fijo en 0.50 m. debido a que la columna y la viga de la cúpula tienen esa misma dimensión, fijada en la columna arquitectónicamente.
Tomaré como sección 0.50 m x 0.77 m.

radio = $r = 11.30$ m. (radio medio)

$$L = \frac{2\pi \times 11.30}{8} = 8.87\ m = L$$

Cargas:

$$p.p = 0.50 \times 0.77 \times 2400 \times 1 = 924 \text{ Kgs/ml.}$$

$$\tfrac{1}{2} \text{ losa pasadizo} = \frac{840}{2} \times 3.2 = 1345 \quad "$$

Muro de ladrillo de pared exterior $= 3.35 \times 520 = 1740$ "
Carga concentrada por muro de ladrillo
de 0.15 m. $= \frac{P.a}{L} = \frac{205.2 \times 0.755}{2.955} =$ $= 52.5$ "

$4061.5 \simeq 4062$ Kg/ml $= w$

$\therefore P_T = w.L = 4062 \times 8.87 = \underline{36000 \text{ Kgs} = P}$

Momentos:

$(-)\ M = 0.06616 \times 36000 \times 11.30 = 26900 \text{ Kg.m.}$

$(+)\ M = 0.03328 \times 36000 \times 11.30 = 13550 \text{ Kg.m.}$

$M_T = 0.00504 \times 36000 \times 11.30 = \ \ 2050 \text{ Kg.m.}$

Altura util:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K.b}} = \sqrt{\frac{2690000}{11 \times 50}} = \sqrt{4900} = 70 = d$$

$\therefore h = 70.00 + 1.25 + 1.00 + 4 = \underline{76.25 \text{ cm} < 77 \text{ cms}}$

$\therefore \ d = 77 - 6.3 = \underline{\underline{70.7 \text{ cms} = d}}$

Areas de Acero:

$$(-)\ A_s = \frac{2690000}{1400 \times 0.866 \times 70.7} = \underline{31.3 \text{ cm}^2 = (-)A_s}$$

$$(+)\ A_s = \text{es viga invertida } \mathbb{L}. = \frac{1355000}{1400\,(70.7 - {}^{10}\!/_{2})} = 14.8 \text{ cm}^2 = (+)A_s.$$

pero $\quad A_{s_{min}} = 0.005 \times 50 \times 70.7 = \underline{17.7 \text{ cm}^2 = A_{s_{min}}}$

$\therefore \quad \underline{17.7 \text{ cm}^2 = (+)A_s}$

Chequeo por Adherencia:

Para el $(+)A_s$

Dist. al P.I. $= \ell = 0.212 \times 8.87 = \underline{1.88 \text{ m} = \ell}.$

$V_{PI} = V_{max} - wL = 18000 - 4062 \times 1.88 = 18000 - 7640 =$

$\underline{V_{P.I.} = 10360 \text{ Kgs}}$

$$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{10360}{10.5 \times 0.866 \times 70.7} = \underline{16.10 \text{ cms} = (+)\Sigma_o}$$

Para el (-)As

$$(-)E_o = \frac{18000}{10360} \times 16.10 = \underline{28 \text{ cms} = (-)E_o}$$

Torsión:

$$M_T = 205000 \text{ Kg cm.}$$

El concreto resiste:

$$M_{con} = \frac{4 \times b_n^2 \times h_n^2}{\psi} \quad \text{donde:}$$

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{77}{50}} = 3 + \frac{2.6}{0.45 + 1.54}$$

$$\psi = 3 + 1.305 = \underline{4.305 = \psi}$$

$$b_n = 50 - 2 \times 3 = \underline{44 \text{ cms} = b_n}$$

$$h_n = 77 - 2 \times 3 = \underline{71 \text{ cms} = h_n}$$

$$\therefore M_{con} = \frac{4 \times 44^2 \times 71^2}{4.305} =$$

$$= \underline{128000 \text{ Kg cm} = M_{con}}.$$

$$\therefore \quad M_R = 205000 - 128000 = \underline{77000 \text{ Kg cm.} = M_e}.$$

Fu con estribos dará:

$$A_{S_E} = \frac{77000}{2 \times 600 \times 44 \times 71} = 0.0205 \text{ cm}^2/\text{cm} = \underline{2.05 \text{ cm}^2/\text{m} = A_{S_E}}$$

Ø 3/8" @ 35

Esfuerzo Cortante:

$$V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{36000}{2} = 18000 \text{ Kgs.}$$

$$V = V_{max} \frac{4.235}{4.435} = 18000 \times \frac{4.235}{4.435} = \underline{17200 \text{ Kgs} = V}$$

Luego $v = \frac{17200}{50 \times 0.866 \times 70.7} = \underline{5.61 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.04 f'_c = v}$.

Como se ve no requiere anclaje especial, pero lo he considerado.

Estribos:

$$a = \frac{V_s}{w} = \qquad v_c = 4.2 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.03 f'_c$$

$$V_c = 4.2 \times 50 \times 0.866 \times 70.7 = \underline{12900 \text{ Kgs} = V_c}$$

$V_s = V - V_c = 17200 - 12900 = \underline{4300 \text{ Kgs} = V_s}$.

$\therefore \quad a = \dfrac{4300}{4062} = \underline{1.06 \, m = a}$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 70.7}{4300}$$

$\underline{s = 28.4 \, cm.}$

$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{70.7}{2} = \underline{35.3 \, cm. > s.}$

$\therefore$ $\underline{⊡ \; 3/8'' @ 28.4}$

Sumando los estribos (de torsión y corte).

⊡ $3/8'' @ 28.4 = 2.5 \, cm^2/m.$
⊡ $3/8'' @ 35 \quad = 2.05$ "

$A_s = 4.55 \, cm^2/m.$

$\therefore$ ⊡ $3/8'' @ 15 cms. (< 35 cms)$

el 1º @ 7cms

Mínimo acero longitudinal a torsión:

$A_{S_{T min}} = 0.002 \, b.h = 0.002 \times 50 \times 75 = \underline{7.7 \, cm^2}$

que es menos que las áreas de acero calculadas.
Este acero irá todo recto y la mitad arriba y la otra mitad abajo.

VIGA: V5-A81

Está sosteniendo a una losa de luz variable, simétrica con respecto al centro de la viga. El cálculo será similar a las anteriores vigas, ya que ésta es también curva. Como la luz de las losa que soporta, es variable, la carga será variable, pero para el cálculo asumiré que está cargada con una carga uniformente repartida e igual a la que produce la luz más desfavorable.

El ancho de la viga lo fijo por la misma razón que la viga anterior en: 0.50m y la altura en 0.90m.

$\underline{r = 11.30m}$

$$L = \frac{2\pi r}{8} = \frac{2\pi \times 11.3}{8} = \underline{8.87m = L}$$

Cargas:

p.p. $= 0.50 \times 0.90 \times 1 \times 2400 = 1080$ Kgs/m.l.

$\frac{1}{2}$ losa pasadizo $= \frac{1056}{2} \times 5.70 = 3010$ "

muro ladrillo pared exterior $= 3.35 \times 520 = 1740$ "

$w = 5830$ Kgs/m.l.

$P_T = 5830 \times 8.87 = \underline{51600 \text{ Kgs} = P.}$

Momentos:

$(-)M = 0.06616 \times 51600 \times 11.30 = \underline{38600 \text{ Kg m} = (-)M.}$

$(+)M = \frac{3328}{6616} \times 38600 = \underline{19450 \text{ Kg.m} = (+)M.}$

$M_T = \frac{504}{6616} \times 38600 = \underline{2940 \text{ Kg.m} = M_T}$

Altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{3860000}{11 \times 50}} = \sqrt{7020} = \underline{\underline{83.7\,cm = d}}$$

$$\therefore\ h = 83.7 + 1.25 + 1.00 + 4.00 = \underline{89.95\,cm < 90\,cm}$$

Areas de Acero:

$$(-)A_s = \frac{3860000}{1400 \times 0.866 \times 83.7} = \underline{38\,cm^2 = (-)A_s}$$

Para el $(+)A_s$, la viga trabaja como L.

$$\therefore\ (+)A_s = \frac{1945000}{1400\,(83.7 - 19/2)} = 18.7\,cm^2 = (+)A_s.$$

pero: $A_{s\,min} = 0.005 \times 50 \times 83.7 = \underline{20.9\,cm^2 = A_{s\,min}}$

$$\therefore\ \underline{(+)A_s = 20.9\,cm^2}$$

Chequeo por adherencia

$$V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{51600}{2} = 25800\ Kgs = V_{max}.$$

Para el $(+)A_s$

$$l = 0.212 \times 8.87 = 1.88\,m = l.$$

$$V_{P.I.} = 25800 - 5830 \times 1.88 = 25800 - 10950 = \underline{14850\ Kgs = V_{P.I.}}$$

$$\therefore\ (+)\Sigma_o = \frac{14850}{10.5 \times 0.866 \times 83.7} = \underline{19.5\,cms = (+)\Sigma_o}$$

Para el $(-)A_s$

$$(-)\Sigma_o = \frac{25800}{14850} \times 19.5 = \underline{33.9\,cms = (-)\Sigma_o}$$

Torsión:

$$M_T = 294000 \text{ Kgcm.}$$

el concreto absorve:

$$M_{con} = \frac{4 b_n^2 \times h_n}{\psi}$$

donde:

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{90}{45}} = 3 + \frac{2.6}{2.45}$$

$$\psi = 3 + 1.06 = 4.06 = \psi$$

$$h_n = 90 - 2 \times 3 = 84 \text{ cm} = h_n$$

$$b_n = 50 - 2 \times 3 = 44 \text{ cm} = b_n$$

$$\therefore \; M_{con} = \frac{4 \times 44^2 \times 84}{4.06}$$

$$M_{con} = 160{,}500 \text{ Kgs.cm.}$$

Luego: $M_E = 294000 - 160500 = 133{,}500 \text{ Kgcm} = M_E$.

que con estribos dará:

$$A_{s_E} = \frac{133500}{2 \times 600 \times 44 \times 84} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{cm} = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m.} = A_{s_E}$$

$\boxed{\phi}$ 3/8" @ 23

$S_{max.} = 50 \text{ cms}$

Esfuerzo Cortante:

$$V_{max} = \frac{P}{2} = 25800 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore \; V = 25800 \times \frac{4.235}{4.435} =$$

$$= 24650 \text{ Kgs} = V.$$

$$\therefore \; v = \frac{24650}{50 \times 0.866 \times 83.7} = 6.80 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0486 f'_c = v.$$

que no requerirá anclaje especial, pero se considerará.

Estribos:

$$a = \frac{V_s}{\omega}.$$

$$v_c = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kgs/cm}^2. = v_c$$

$V_c = 4.2 \times 50 \times 0.866 \times 83.7 = \underline{15250 \text{ Kgs} = V_c}$

$\therefore V_s = 24650 - 15250 = \underline{9400 \text{ Kgs} = V_s}$

$S_{max} = \frac{83.7}{2} = 41.8 \text{ cm} = S_{max}$

$\therefore a = \frac{9400}{5830} = \underline{1.61 m = a}$

y $s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 83.7}{9400} = 15.3 \text{ cms.}$

$\therefore$ ▯ 3/8" @ 15.3

Sumando estribos

▯ 3/8" @ 15.3 = $4.63 \text{ cm}^2/m.$

▯ 3/8" @ 23. = $3.00 \text{ cm}^2/m$

$\underline{A_s = 7.63 \text{ cm}^2/m.}$ ▯ 3/8" @ 9.

$s < 41.8$ cms.

el 1º @ 4 cms.

Mínima armadura longitudinal por torsión

$A_{ST_{min}} = 0.002 \times 50 \times 90 = \underline{9.00 \text{ cm}^2}$

que es menor que las áreas calculadas por flexión.

VIGAS: VS-A 78 , VS A 12.

Es del mismo tipo que la que se acaba de calcular, variando tan solo la carga, ya que la luz de la losa que soporta es menor; las consideraciones, son las mismas que las de la viga anterior.

Sección .50 x .90 m.

$r = 11.30\ m$

$\therefore\ L = \dfrac{2\pi \times 11.30}{8} = \underline{8.87\ m = L}$

Cargas:

p.p. $= 0.50 \times 0.90 \times 1 \times 2400 = 1080$ Kgs/m.l.

$\frac{1}{2}$ losa pasadizo $= \frac{1056}{2} \times 5.25 = 2770$ "

Muro de ladrillo exterior $= 3.35 \times 5.20 = 1740$ "

$w = 5590$ Kgs/m.l

NOTA.- He adoptado las mismas medidas que la viga anterior, por tratarse de que las dos ocupan un solo ambiente en el sotano.

$\therefore\ P_T = 5590 \times 8.87 = \underline{49600\ Kgs = P.}$

Momentos:

$(-)M = 0.06616 \times 49600 \times 11.30 = \underline{37100\ Kgm. = (-)M.}$

$(+)M = \dfrac{3328}{6616} \times 37100 = \underline{18650\ Kgm. = (+)M.}$

<u>Altura útil:</u>

$$d = \sqrt{\frac{3710000}{11 \times 50}} = \sqrt{6750} = 82.1 \text{ cms}$$

$$\therefore \; h = 82.1 + 6.25 = \underline{88.3 \text{ cm} < 90 \text{ cm}}.$$

$$\therefore \; d = 90 - 6.25 \simeq \underline{\underline{83.7 \text{ cm} = d}}$$

<u>Areas de Acero:</u>

$$(-)A_s = \frac{3710000}{1400 \times 0.866 \times 83.7} = \underline{36.5 \text{ cm}^2 = (-)A_s}$$

$$(+)A_s = \frac{1865000}{1400 \times (83.7 - \frac{19}{2})} = 17.95 \text{ cm}^2 = (+)A_s$$

para $A_{s_{min}} = 0.005 \times 50 \times 83.7 = 20.9 \text{ cm}^2 = A_{s_{min}}$

$$\therefore \; \underline{(+)A_s = 20.9 \text{ cm}^2}$$

<u>Chequeo por Adherencia:</u>

Para el $(+)A_s$

$$V_{max} = \frac{49600}{2} = \underline{24800 \text{ Kgs} = V_{max}}$$

$$\ell = 0.212 \times 8.87 = \underline{1.88 \text{ m} = \ell}$$

$$V_{P.I.} = 24800 - 5590 \times 1.88 = 24800 - 10500 = \underline{14300 \text{ Kgs} = V_{P.I.}}$$

$$\therefore \; (+)\Sigma_o = \frac{14300}{10.5 \times 0.866 \times 83.7} = \underline{18.8 \text{ cm} = (+)\Sigma_o}$$

Para el $(-)A_s$

$$(-)\Sigma_o = \frac{24800}{14300} \times 18.8 = \underline{32.6 \text{ cm} = (-)\Sigma_o}$$

Torsión:

$$M_T = 282500 \text{ Kgcm.}$$

El concreto absorve:

Por ser de iguales dimensiones que la anterior viga

$$M_{con} = 160500 \text{ Kgcm.}$$

$\therefore M_R = 282500 - 160500 = \underline{122000 \text{ Kgcm} = M_R}$

que con estribos dará:

$$A_{SE} = \frac{122000}{2 \times 600 \times 44 \times 84} = 0.0275 \text{ cm}^2/\text{cm} = \underline{2.75 \text{ cm}^2/\text{m} = A_{SE}}$$

$S_{max} = 50 \text{cms}$ $\qquad \therefore \boxed{} \ 3/8'' @ 26$

Esfuerzo Cortante:

$$V_{max} = \frac{49600}{2} = \underline{24800 \text{ Kgs} = V_{max}}$$

$$\therefore V = \frac{4.235}{4.435} \times 24800 = \underline{23700 \text{ Kgs} = V}$$

Luego:

$$v = \frac{23700}{50 \times 0.866 \times 83.7} =$$

$$v = \underline{6.57 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.046 f'_c = v}$$

que como se ve no requiere de anclaje especial, pero lo he considerado.

Estribos:

$$a = \frac{V_s}{w}.$$

$v_c = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kgs/cm}^2$

$$V_c = 4.2 \times 0.866 \times 50 \times 83.7 = \underline{15250 \text{ Kgs} = V}$$

$\therefore\ V_s = 23700 - 15250 = \underline{8450\ Kgs = V_s}$

$$a = \frac{8450}{5590} = \underline{1.51\ m = a}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{83.7}{2} = \underline{41.8\ cm = S_{max}}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 83.7}{8450} = 17$$

$\therefore$ □ 3/8" @ 17

Sumando estribos

□ 3/8" @ 17 $= 4.18\ cm^2/m$

□ 3/8" @ 26.2 $= \underline{2.75\ cm^2/m.}$

$\underline{A_s = 6.93\ cm^2/m}$

$S_{max} = 41.8$

□ 3/8" @ 10

el 1º @ 5 cms.

Mínima armadura longitudinal por torsión

$A_{sT\,min} = 0.002 \times 50 \times 90 = \underline{9.00\ cm^2}$

As es menor que las areas calculadas por flexión.

VIGAS INTERIORES.- NIVEL +1.15m.

VIGAS: V-B 23, V-B 34, V-B 45, V-B 65, V-B 76

Son vigas curvas que soportan la losa pasadizo, en el tramo de esta que tiene luz uniforme, a excepción de los extremos, en la que la losa disminuye ligeramente la luz, y deja de tener el muro de 0.90 m de altura.

Servirán estas vigas de contrapaso del escalón del eje B, por lo que su altura estará regida por este y que vale:

$0.532 + 0.07 = \underline{0.602\,m = h}$. (los 0.07, son de la losa contrapaso).

Su sección la fijaré en 0.24 x 0.602m.

$$r = 8.10 + \frac{0.24}{2} = \underline{8.22\,m = r}$$

$$L = \frac{2\pi \times 8.22}{8} = \underline{6.45\,m = L}$$

Se ve que $0.24\,m > \frac{1}{32} \times 6.45 > 0.20\,m$.

Cargas:

p.p. $= 0.24 \times 0.502 \times 1 \times 2400 =$ 289 Kgs/m.l

½ losa pasadizo $= \frac{1}{2} \times 840 \times 3.2 = 1345$ "

p.m = (revestimiento $= 0.56 \times 100 =$ 56 "

Reacción debido a ½ de la losa (paso) que sale de la parte inferior de la viga
$= \frac{1}{2} \times 768 \times 0.8 =$ 307 "

Reacción debido a el muro de ladrillo que actúa en la losa $= \frac{205.2 \times 2.20}{2.955} =$ $=$ 153 "

$\underline{\underline{2150\ \text{Kgs/m.l} = w}}$

$\therefore P_T = 2150 \times 6.45 = \underline{13850\ \text{Kgs} = P}$

Momentos:

$(-)M = 0.06616 \times 13850 \times 8.22 = \underline{7550\ Kgm = (-)M}$

$(+)M = 0.03328 \times 13850 \times 8.22 = \underline{3790\ Kgm = (+)M}$

$M_T = \frac{504}{6616} \times 7550 = \underline{574\ Kg.m. = M_T}$

Altura útil:

$d = \sqrt{\frac{755000}{11 \times 24}} = \sqrt{2860} = 53.5\,cm = d.$

$\therefore\ h = 53.5 + 1.25 + 1.00 + 4.00 = \underline{59.75\ cm < 60.2}$

$\therefore\ d = 60.2 - 6.25 = \underline{\underline{53.8\,cm = d}}$

Areas de acero:

La viga con las losas, tienen la forma de Z, por lo que las areas de acero se pueden calcular como viga I.

$\therefore\ (+)A_s = \frac{379000}{1400 \times (53.8 - \frac{10}{2})} = 5.55\,cm^2 = (+)A_s$

$(-)A_s = \frac{755000}{1400\,(53.8 - \frac{7}{2})} = \underline{10.7\,cm^2 = (-)A_s}$

y $A_{s\,min} = 0.005 \times 24 \times 53.8 = \underline{6.45\,cm^2 = A_{s\,min}}$

$\therefore\ \underline{(+)A_s = 6.45\,cm^2}$

Chequeo por adherencia:

Para el $(+)A_s$

$\ell = 0.212 \times 6.45 = \underline{1.36\,m = \ell}$

$\therefore\ V_{P.I.} = 6925 - 2150 \times 1.36 = 6925 - 2925 = \underline{4000\ Kgs = V_{P.I.}}$

$$\therefore (+) E_0 = \frac{4000}{10.5 \times 0.866 \times 53.8} = \underline{8.18\ cm = (+)E_0}$$

Para el (-) As

$$(-)E_0 = \frac{6925}{4000} \times 8.18 = \underline{14.2\ cms = (-)E_0}.$$

Torsión.-

$$M_T = 57400\ Kgcm$$

El concreto resiste:

$$Mcon = \frac{4 \times bn^2 \times hn^2}{\psi} \quad \text{donde:} \quad \begin{cases} \psi = 3 + \dfrac{2.6}{0.45 + \frac{60.2}{24}} = 3 + \dfrac{2.6}{2.96} \\ \psi = 3 + 0.88 = \underline{3.88 = \psi} \\ hn = 60.2 - 2 \times 3 = 54.2\ cm = hn \\ bn = 24 - 2 \times 3 = 18\ cm = bn \end{cases}$$

$$\therefore Mcon = \frac{4 \times 18^2 \times 54.2}{3.88} =$$

$$= \underline{18150\ Kgcm = Mcon}.$$

$$\therefore M_R = 57400 - 18150 = \underline{39250\ Kgcm = M_R}$$

que con estribos dará:

$$As_E = \frac{39250}{2 \times 600 \times 18 \times 54.2} = 0.0335\ cm^2/cm = \underline{3.35\ cm^2/m = As_E}$$

$\therefore$ ▯ 3/8" @ 21

Esfuerzo Cortante:

$$Vmax = \frac{13850}{2} = 6925\ Kgs = Vmax.$$

$$\therefore V = Vmax\ \frac{3.05}{3.225} = 6925 \times \frac{3.05}{3.225} = \underline{6550\ Kgs = V}$$

$$\text{Luego } v = \frac{6550}{24 \times 0.866 \times 53.8} = 5.86\ Kgs/cm^2 = 0.0416\ f'c.$$

Se ve que [redacted] requiere de estribos y/o de anclaje especial, pero se ha considerado este tipo de anclaje.

Estribos:

$$a = \frac{V_s}{w}$$

$v_c = 4.2\ Kgs/cm^2$ $\therefore V_c = 4.2 \times 24 \times 0.866 \times 53.8 =$

$\underline{V_c = 4700\ Kgs}$

$\therefore V_s = 6550 - 4700 = \underline{1850\ Kgs = V_s}$

luego $a = \frac{1850}{2150} = 0.86\ m = \underline{86\ cms = a}$

y para ϕ 3/8":

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 53.8}{1850} = 50\ cms = s.$$

$\therefore$ $\square$ 3/8" @ 50

Sumando estribos:

$\square$ 3/8" @ 50 = 1.42 cm^2/ml.

$\square$ 3/8" @ 21 = 3.35 "

$\underline{A_s = 4.77\ cm^2/m.}$ $\square$ 3/8" @ 10

$s_{max} = 24\ cms.$ el 1° @ 5 cms.

Mínima armadura longitudinal por torsión:

$A_{ST\,min} = 0.002 \times 24 \times 60.2 = \underline{2.89\ cm^2 = A_{ST\,min}}$

que es menos que las áreas halladas por flexión.

<u>NOTA</u>.- Las vigas en estudio, que son curvas, se hacen rectas en el eje de la escalinata correspondiente entre los ejes 2 y 3, pero como su longitud es casi igual que la de la viga curva completa, considero para el cálculo, que se puede adoptar la misma solución. (ya que además la curvatura de la viga es pequeña).

GRADERIAS

Antes de comenzar el cálculo debo explicar que en las especificaciones de la tesis figura que dichas graderías deberán ser prefabricadas, pero dada la longitud con que cuentan algunas y el número de elementos iguales que se repiten y que en ningún caso pasa de tres, el construirlas prepabricadas no se justifica, agregado a ello la forma circular, lo cual dificulta el transporte de los elementos.

Para el cálculo he considerado los pasos como losas y los contrapasos como vigas, figurando primero las losas, que serán todas ellas iguales ya que deberán ser armadas radialmente y de acuerdo a esta dirección, todas ellas tienen un ancho de 0.80 m. conforme al diseño arquitectónico.

Admito una sobre carga de 500 Kgs/m^2 que está de acuerdo al reglamento de Nueva York, y es un valor que constantemente se asume para este tipo de estructuras siendo además recomendado por diversos autores.

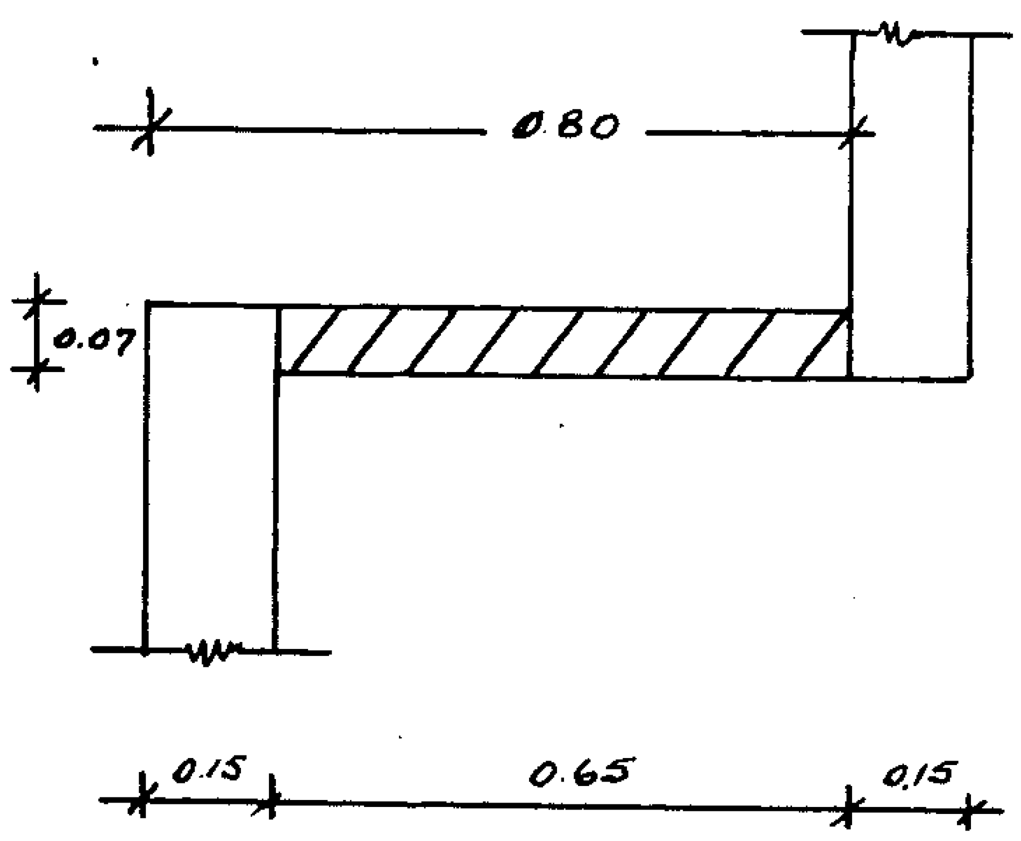
De peso muerto asumo para las graderías 100 Kgs/m^2.

Los pasos a seguir para el cálculo de las vigas circulares serán los mismos que los de las vigas ya calculadas.

CÁLCULO DE LAS LOSAS PASOS DE LAS GRADERÍAS

Son losas cuya luz libre será:

$0.80 - 0.15 = \underline{\underline{0.65 m. = L}}$



Esto se puede apreciar en el dibujo, ya que las vigas son de 0.15 m de ancho.

Para el espesor, asumiré un ancho mínimo de losa de $\underline{e = 7 cms}$.

Cargas:

$p.p. = 0.07 \times 2400 \times 1 \times 1 = 168 \; Kgs/m^2$

$p.m = \quad = 100$ "

$s/c = \quad = 500$ "

$\underline{\underline{768 \; Kgs/m^2 = w}}$

Momentos:

Considerando que estas lositas van a ser armadas en su menor dimensión, o sea radialmente.

$(+)M = \frac{1}{12} wL^2 = \frac{1}{12} \times 768 \times 0.65^2 = \underline{27.1 \; Kgm = (+)M = (-)M}.$

Estos valores los he tomado de las recomendaciones dadas por el autor Peabody.

Altura útil:

$d = \sqrt{\frac{2710}{11 \times 100}} = \sqrt{2.46} = 1.57 cm = d.$

pero se ve que d se podrá llevar hasta:

$7.00 - 2.5 = \underline{\underline{4.5 cm = d}}$

Areas de Acero:

$$s_{max} = 3e = 3 \times 7 = \underline{21 cms = S_{max}}$$

$$(-)A_s = \frac{2710}{1400 \times 0.866 \times 4.5} = \underline{(-)A_s = (+)A_s = 0.497\ cm^2}$$

pero:

$$A_{s_{min}} = 0.005 \times 100 \times 4.5 = \underline{1.125\ cm^2 = A_{s_{min}}}$$

$$\therefore \underline{(+)A_s = 1.125\ cm^2 = (-)A_s}$$

ϕ 1/4" @ 28 , que por espaciamiento máximo, reducimos a.

ϕ 1/4" @ 21

Acero de repartición y temperatura:

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 4.5 = \underline{0.9 cm^2}$$

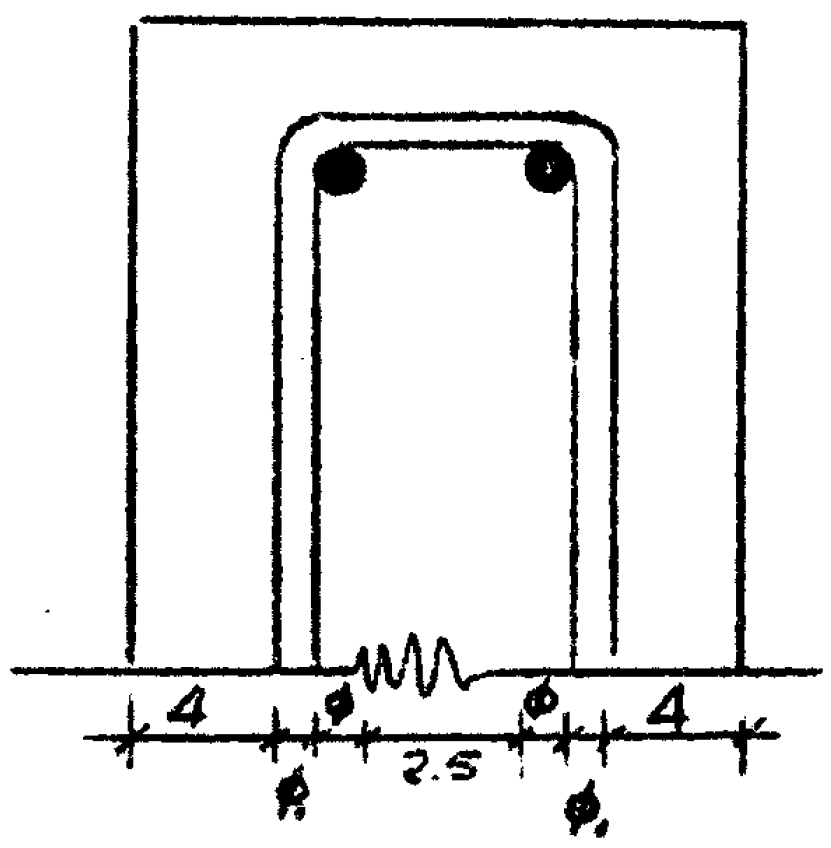
ϕ 1/4" @ 35

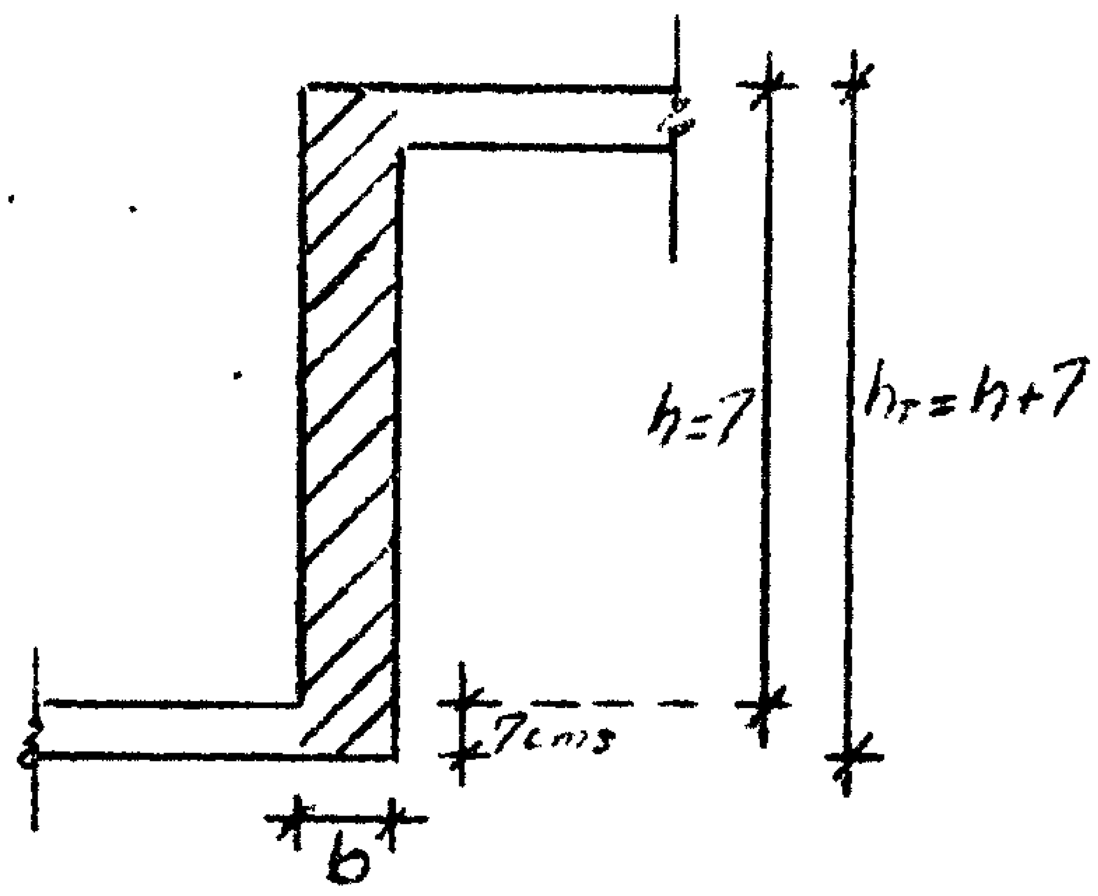
que está de acuerdo con:

$$S_{max_t} = 5e = 5 \times 7 = 35\ cms$$

CALCULO DE LOS CONTRAPASOS

Son todos ellos de altura variable, debido al diseño arquitectónico. Serán vigas muy peraltadas cuyo ancho, debido a tener fierros a flexión, esfuerzo cortante y torsión, será:





Considero dos fierros longitudinales tanto arriba como abajo, debido a que hay que poner por torsión estribos, los cuales se sostendrán en por lo menos 2 fierros longitudinales arriba y abajo a todo lo largo de la viga.

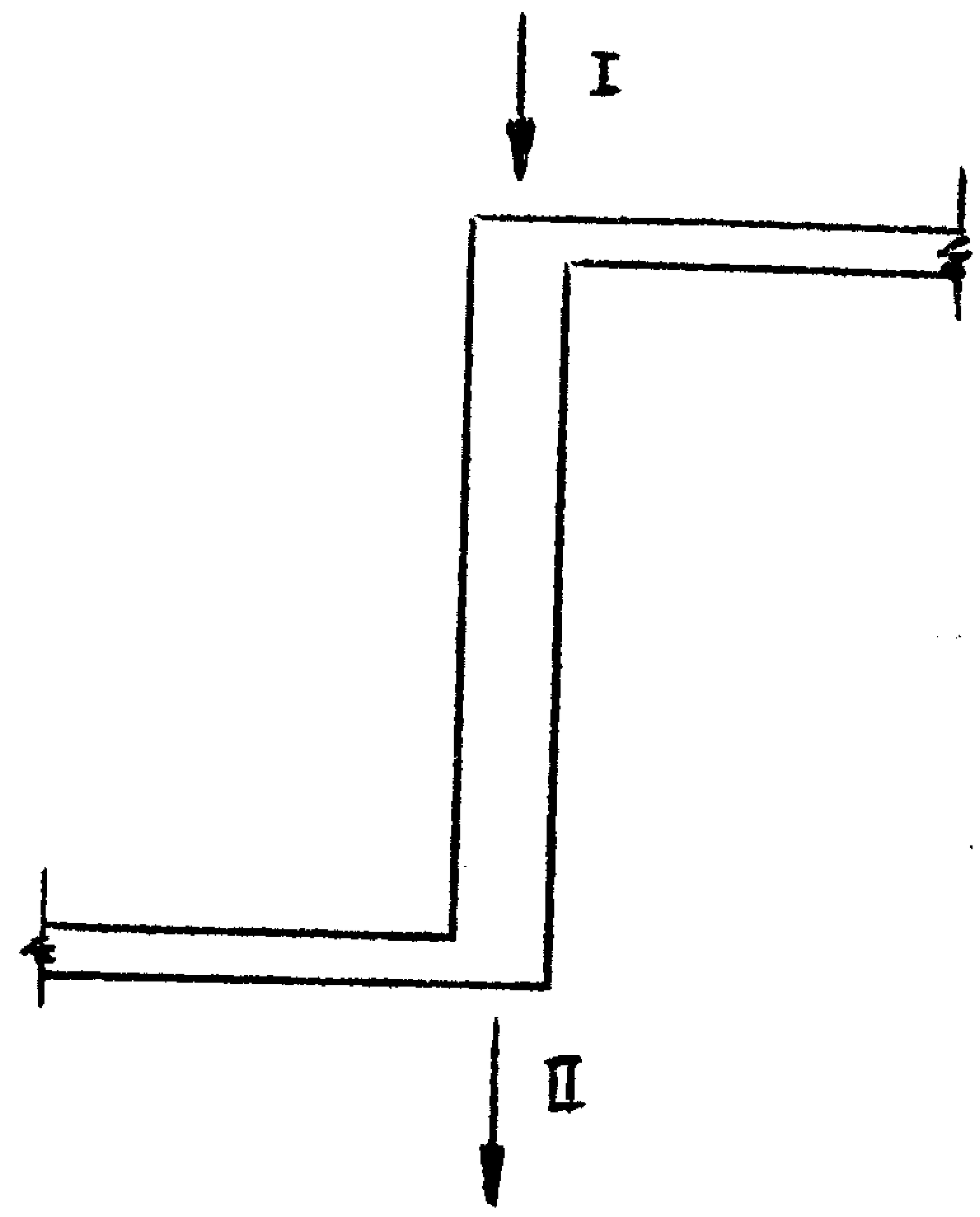
Como caso más desfavorable: para $\phi = 5/8"$ y $\phi_1 = 1/4"$

$$\text{ancho } b = 2\phi + 2\phi_1 + 2x4 + 2.5 = 2x1.6 + 2x0.63 + 8 + 2.5 =$$

$$= 3.2 + 1.25 + 8 + 2.5 = 14.95 = \underline{15 = b}$$

Como se verá, este ancho según el A.C.I., sólo podría corresponder a vigas cuya luz fuera $L = 32 \times .15 = 4.80$ m., lo cual no está de acuerdo con dos de las vigas, pero no tomo en cuenta este valor, debido a que esta norma es prescrita para evitar pandeo de las vigas, el cual no considero debido al monolitismo de la obra.

Además, habrá que tener en cuenta que el cálculo de las vigas es similar para todas ellas y que su variación consiste en el radio de curvatura, puesto que son curvas, y la longitud, al igual que la altura. Para el cálculo consideraré los valores del radio medio y por lo tanto las longitudes medias.



Además considero que cada viga está soportando los efectos de dos cargas iguales: I y II, resultados ambas de la acción de medio paso cada una sobre la viga, lo que equivaldrá en total a la acción de un paso.

Cada viga, por ser el llenado en obra, y el monolitismo de la misma, pudo haberse calculado como viga L invertida (marginal), y así haber ayudado a la compresión, pero el cálculo no lo requiere así por ser los momentos de flexión mucho menores que los que el concreto como sección rectangular puede absorber en base a las dimensiones mínimas, lo cual se verá al calcular estos momentos para chequear que no se necesita hacer en compresión. De todas maneras, como las vigas trabajarán como Z , al calcular las áreas de acero, aplicaré para los momentos de flexión (funcionan como L) la fórmula de aceros para vigas T , o sea

$$(+)A_s = \frac{M}{f_s\ (d - t/2)}$$

en la cual $t = 7$ cm. para nuestro caso.

$$(-)A_s = \frac{M}{f_s\ (d - t/2)}$$

Para el valor de h_T = altura total de la viga: será la altura arquitectónica $h + 7$ cms. (ver dibujo). Pero al considerar el peso propio de las vigas, estimo como la altura $= h_T - 7 = h$, debido a que los otros 7 cms. los considero al poner de luz de las losas pasos el valor de 0.80 m. al considerar la acción de estas losas sobre las vigas.

Durante el cálculo de aceros a torsión debería figurar el cálculo del área mínima longitudinal requerida para estos casos, o sea $A_{s_{\min T}} = 0.002b.h$, pero no lo he hecho debido a que al calcular los valores de las areas de acero requeridas por los momentos de flexión, he empleado $A_{s_{min}} = 0.005b.h$ para cada momento, y como los fierros deberán ir a todo lo largo de la viga para sostener los estribos, se tendrá un área longitudinal mínima de $0.01b.h$, que es mayor que $0.002b.h$.

Al chequear las áreas de acero por adherencia, he chequeado los valores del momento negativo o sea correspondiente a los apoyos, con el valor del esfuerzo cortante máximo, o sea en el eje de la viga, debiendo ser este chequeo en la cara de los apoyos. Esto ha sido hecho así por facilidad, ya que aun en el peor de los casos estaré trabajando con un valor mayor que el correspondiente a la carga de los apoyos.

Debe tenerse en cuenta, además, que las losas y vigas que son curvas en la mayor parte de las graderías, dejan de serlo para volverse rectas en la parte central, entre los pórticos 2 y 3; y 6 y 7, debido al diseño arquitectónico, para continuar rectas y terminar algunas de ellas en un volado.

Como la variación de la longitud de estas vigas es mínima, he considerado dichas vigas iguales a las curvas, por lo que he adoptado la misma solución.

Al término del cálculo de las vigas curvas de esta gradería, he calculado, un pequeño tramo de la continuación de estas vigas como voladizo, ya que así es como trabajan.

El escalón correspondiente al eje I no se calculará como los demás debido a que no estará compuesto de losa y viga, sino que será de albañilería, que luego se revestirá, estando apoyada directamente sobre el terreno.

VIGA CURVA EJE "C"

$h = 49.6$ cms. $\therefore$ $h_T = 49.6 + 0.07 = 56.6$ cms.

$\therefore$ $d = 56.6 - 6 = 50.6$ cms $= d$

(NOTA.- 6 cms $\approx r + \phi/2 + \phi_1 = 4 + \frac{1}{2}5/8" + 3/8" = 6$ cms)

radio $= r = 7.30 + \frac{0.15}{2} = 7.375$ m $= r$

longitud $= \frac{2\pi \times 7.375}{8} = 5.79$ m $= L$

Cargas.

p.p. $= 0.15 \times 49.6 \times 2400 \times 1 = 179$ Kg/m.l

s/c. losa $= 2 \times \frac{768 \times 0.8}{2} = \quad = 614$ "

p.m $= 100 \times 0.5 \quad = 50$ "

$w = 843$ Kg/m.l.

Carga total: =

$P = w.L = 843 \times 5.79 = 4880$ Kgs. $= P$

Momentos

$(-)M = 0.06616\, P \times r = 0.06616 \times 4880 \times 7.375 = 2380$ Kgm $= (-)M$.

$(+)M = \frac{3328}{6616} \times 2380 = 1195$ Kg.m $= (+)M$.

$M_T = \frac{504}{6616} \times 2380 = 181.5$ Kg.m. $= M_T$

Momento resistente del Concreto:

$M_R = 11 \times 15 \times 50.6^2 = 423000$ Kg cm $> \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$

(no requiere acero a compresión)

Chequeo altura útil:

$d = \sqrt{\frac{M}{K.b}} = \sqrt{\frac{238000}{11 \times 15}} = \sqrt{1445} = 38$ cms < 50.6 cms.

Areas de Acero:

Como $kd > t$ $(0.403 \times 50.6 = 20.4 > 7)$

$(-)A_s = \frac{M}{f_s \cdot (d - t/2)} = \frac{238000}{1400\,(50.6 - 7/2)} = 3.6$ cm²

$$(+)A_s = \frac{M}{f_s \cdot j(d-t/2)} = \frac{1195}{2380} \times 3.6\ cm^2 = 1.81 cm^2$$

pero:

$$A_{s\,min} = 0.005\ b \cdot d = 0.005 \times 15 \times 50.6 = 3.80 cm^2 = A_{s\,min}.$$

$$\therefore \quad (-)A_s = 3.80 cm^2 = (+)A_s$$

$$2\phi\ 5/8'' \quad (= 3.95 cm^2)$$

Chequeo por adherencia:

Para el $(+)A_s$

Distancia al P.I = $\ell = 0.212 \times L = 0.212 \times 5.79 = 1.225 m = \ell$.

$$V_{max} = \frac{P}{2} = \frac{4880}{2} = 2440 kgs = V_{max}.$$

$$V_{P.I.} = V_{max} - w\ell = 2440 - 1.225 \times 843 = 2440 - 1030 = 1410\ kgs = V_{P.I}.$$

$$\therefore \quad (+)\Sigma_o = \frac{V_{P.I.}}{\mu \cdot j \cdot d} = \frac{1410}{10.5 \times 0.866 \times 50.6} = 3.06 cm = (+)\Sigma_o \leq 2\phi 5/8'' < 10 cms.$$

(Nota.- $\mu = 0.075 f'_c = 0.075 \times 140 = 10.5$, que corresponde a anclaje especial)

Para el $(-)A_s$

$$-\Sigma_o = \frac{V}{\mu \cdot j \cdot d} = \frac{2440}{1410} \times 3.06 = 5.29 cms = (-)\Sigma_o \leq 2\phi 5/8'' < 10 cms.$$

Torsión.

Debe resistirse: $M_T = 18150$ kg cm.

El concreto resiste:

$$M_{con} = \frac{f_{cT} \cdot b_n^2 \times h_n^2}{\psi} \quad \text{donde} \quad \psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{h}{b}}$$

$f_{cT} = 4\ kgs/cm^2$ = esfuerzo de trabajo a la tracción del concreto.

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{56.6}{15}} = 3 + \frac{2.6}{4.23} = 3 + 0.615 = 3.615 = \psi$$

$$\left.\begin{array}{l} \text{y. } b_n = b - 2\times 3 = 15 - 6 = 9 cms \\ b_n = h - 2\times 3 = 56.6 - 6 = 50.6 cms \end{array}\right\} \therefore M_{con} = \frac{4 \times 9^2 \times 50.6}{3.615}$$

$M_{con} = 4540$ Kgs cm

Luego quedará un M.° remanente de:

$M_R = 18150 - 4540 = 13610$ Kgcm $= M_e$.

que se absorverá con estribos:

$$A_{S_E} = \frac{M}{2\, f_{sest} \times b_n \times h_n}$$

$$A_{S_E} = \frac{14610}{2 \times 600 \times 9 \times 50.6} = 0.0267 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$A_{S_E} = 2.67$ cm²/m. $\quad$ ⌀ 1/4" @ 12 cms.

Esfuerzo Cortante.

$V_{max} = 2440$ Kgs.

En la cara del apoyo valdrá (vigas de 0.35 de ancho).

$$V = \frac{2.72}{2.895} \times 2440 = 2290 \text{ Kgs} = V.$$

Luego

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d} = \frac{2290}{15 \times 0.866 \times 50.6} = 3.48 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0248 f'_c < 0.03 f'_c$$

De acuerdo a esto se ve que no se requiere de estribos a esf. cortante, ni anclaje especial.
Sin embargo al calcular adherencia, se tomo el valor de anclaje especial, porque los ⌀s. irán a todo lo largo de la viga y suficientemente bien anclados como para poder considerar dicho valor.

VOLADIZO.- Vemos que será de 3.00 - 2.90 = 0.10m. medidos del centro de la viga del pórtico, lo que dice que cae sobre la misma viga, por lo cual los 0.10m., no trabajarán como voladizo, y se prolongarán los ⌀s. que vienen en la viga.

VIGA CURVA EJE "D"

$h = 46.0$ cms $\quad \therefore \quad h_T = 46 + 7 = 53$ cms.

$y \; d = 53 - 6 = \underline{\underline{47 \text{ cms.} = d.}}$

$r = 6.50 + \frac{.15}{2} = 6.575 \, m = r$

$L = \frac{2\pi \times 6.575}{8} = \underline{\underline{5.17 \, m = L}}$

Cargas.

$p.p. = 0.15 \times 0.46 \times 2400 \times 1 = 166$ kgs/m.l.

$s/c.$ losa $= 768 \times 0.8 \qquad = 614$ "

$p.m = 100 \times 0.45 \qquad = 46$ "

$\underline{\underline{w = 825 \text{ kg/m.l.}}}$

$P_T = 825 \times 5.17 = \underline{4270 \text{ kgs} = P.}$

Momentos:

$(-) M = 0.06616 \times 4270 \times 6.575 = 1860 \text{ kg-m} = (-) M$

$(+) M = \frac{3328}{6616} \times 1860 = 935 \text{ kg-m} = (+) M$

$M_T = \frac{504}{6616} \times 1860 = 141.0 \text{ kg-m} = M_T$

Momento que resiste el concreto.

$M_R = 11 \times 15 \times 47^2 = 365000 \text{ kg cm} > \begin{matrix} (+) M \\ (-) M \end{matrix}$

Chequeo altura util.

$d = \sqrt{\frac{186000}{11 \times 15}} = \sqrt{1126} = \underline{33.5 \text{ cms} = d < 47 \text{cms}}$

Areas de acero:

$(-) A_s = \frac{186000}{1400 \times (47 - 7/2)} = 3.05 \text{ cm}^2$

$(+) A_s = \frac{935}{1860} \times 3.05 = 1.54 \text{ cm}^2.$

pero $As_{min} = 0.005 \times 15 \times 47 = 3.63\ cm^2 = As_{min}.$

$\therefore \quad (+)As = 3.63\ cm^2 = (-)As$

$2\phi\, 5/8''\ (=3.95\ cm^2)$

<u>Chequeo por adherencia.</u>

Para el $(+)As$.

$l = 0.212 \times 5.17 = \underline{1.095\ m = l}$

$$V_{max} = \frac{4270}{2} = 2135\ Kgs = V_{max}.$$

$V_{P.I} = 2135 - 826 \times 1.095 = 2135 - 905 = \underline{1230\ Kgs. = V_{P.I.}}$

$$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{1230}{10.5 \times 0.866 \times 47} = 2.87\,cm = (+)\Sigma_o < 2\phi\, 5/8'' < 10\ cms.$$

Para el $(-)As$.

$$-\Sigma_o = \frac{2135}{1230} \times 2.87 = 4.95\ cm = (-)\Sigma_o < 2\phi\, 5/8''$$

<u>Torsión</u>

$M_T = 14100\ Kg\,cm.$

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{53}{15}} = 3 + \frac{2.6}{3.98} = 3 + 0.653 = \underline{3.653 = \psi}$$

$$\left.\begin{array}{l} b_n = 15 - 2 \times 3 = 9\,cms \\ h_n = 53 + 2 \times 3 = 47\,cms \end{array}\right\} \therefore M_{con} = \frac{4 \times 9^2 \times 47}{3.653} = \underline{4160\ Kg\,cm = M_{con}}$$

$\therefore M_R = 14100 - 4160 = 9940\ \underline{Kg\,cm = M_R}.$

con estribos daré:

$$As_E = \frac{9940}{2 \times 600 \times 9 \times 47} = 0.0195\ cm^2/cm = \underline{1.95\ cm^2/m = As_E}$$

$\phi\ 1/4'' @ 16.\ cms.$

pero $S_{max} = b = 15\,cm.$ $\quad\therefore\ \phi\ 1/4'' @ 15\ cms.$

Esfuerzo Cortante.

$V_{max} = 2135$ Kgs.

en la cara del apoyo:

$V = 2135 \times \frac{2.39}{2.565} = \underline{1990 \text{ Kgs} = V}$.

Luego

$$v = \frac{1990}{15 \times 0.866 \times 0.47} = 3.26 \text{ Kg/cm}^2 = 0.0233 f'_c < 0.03 f'_c$$

que no requiere estribos.

VOLADIZO. - Será de $2.70 - 2.59 = 0.11$ m. del eje de la viga del pórtico, por lo que no funcionará como tal.

Se prolongarán los ϕs que vienen de la viga.

VIGA CURVA EJE "E"

$h = 42.4 cms. \quad \therefore \quad h_T = 42.4 + 7 = 49.4 cm$

luego $d = 49.4 - 6 = \underline{\underline{43.4 cms = d}}.$

$r = 5.70 + \frac{0.15}{2} = \underline{5.775 m = r}.$

longitud $= L = \frac{2\pi \times 5.775}{8} = \underline{\underline{4.54 m. = L}}$

Cargas.

$p.p. = 0.15 \times 0.424 \times 2400 \times 1 = 153$ Kg/m.l.

s/c. losa $= 768 \times 0.8 \quad = 614$ "

$p.m = 100 \times 0.43 \quad = 43$ "

$\underline{\underline{w = 810 \text{ Kgs/m.l}}}$

$P_T = 810 \times 4.54 = \underline{3680 \text{ Kgs} = P}$

Momentos.

$(-)M = 0.06616 \times 3680 \times 5.775 = 1405 \text{ Kgm} = (-)M$

$(+)M = \frac{3328}{6616} \times 1405 = 708 \text{ Kg m} = (+)M$

$M_T = \frac{504}{6616} \times 1405 = 107 \text{ Kg.m} = M_T$

el concreto absorve:

$M_R = 11 \times 15 \times 43.4^2 = 310,000 \text{ Kg cm} > \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$

altura útil.

$d = \sqrt{\frac{140500}{11 \times 15}} = \sqrt{852} = \underline{29.2 cm < 43.4 cms}$

areas de acero:

$(-)A_s = \frac{140500}{1400 \times (43.4 - 7/2)} = 2.51 cm^2 = (-)A_s$

$(+)\,A_s = 2.51 \times \dfrac{708}{1405} = 1.265\,cm^2$

pero: $A_{s\,min} = 0.005 \times 15 \times 43.4 = 3.26\,cm^2 = A_{s\,min}.$

$\therefore \quad (+)\,A_s = 3.26\,cm^2 = (-)\,A_s.$

$2\phi\,5/8''\ (= 3.95\,cm^2)$

<u>Chequeo por adherencia</u>

Para el $(+)\,A_s$

$l = 0.212 \times 4.54 = .962\,m = l.$

$V_{max} = \dfrac{3680}{2} = \underline{1840\,Kgs = V_{max}}$

$V_{PI} = 1840 - 810 \times 0.962 = 1840 - 778 = 1062\,Kgs = V_{PI}$

$\therefore (+)\,\Sigma_o = \dfrac{1062}{10.5 \times 0.866 \times 43.4} = 2.68\,cm = (+)\,\Sigma_o < 2\phi\,5/8'' < 10\,cms$

Para el $(-)\,A_s$

$(-)\,\Sigma_o = 2.68 \times \dfrac{1840}{1062} = 4.64\,cms = (-)\,\Sigma_o < 2\phi\,5/8'' < 10\,cms.$

<u>Torsión:</u>

$M_T = 10700\,Kg\,cm.$

$\psi = 3 + \dfrac{2.6}{0.45 + \dfrac{49.4}{15}} = 3 + \dfrac{2.6}{3.75} = 3 + 0.694 = \underline{3.694 = \psi}$

$\left.\begin{array}{l} b_n = 15 - 6 = 9\,cms \\ h_n = 49.4 - 2 \times 3 = 43.4\,cm. \end{array}\right\} \therefore\ M_{con} = \dfrac{4 \times 9^2 \times 43.4}{3.694} =$

$\underline{M_{con} = 3810\,Kg\,cm.}$

$\therefore \quad M_R = 10700 - 3810 = \underline{6890\,Kg\,cm = M_R}$

que con estribos dará:

$$As_E = \frac{6890}{2\times600\times9\times43.4} = 0.0147\ cm^2/cm = 1.47\ cm^2/m.$$

$\square$ 1/4" @ 21.8 cm.

pero $S_{max} = b = 15$ cm. $\therefore$ $\square$ 1/4" @ 15

Esfuerzo Cortante.

$V_{max} = 1840$ Kgs.

y en la cara del apoyo:

$$V = 1840 \times \frac{2.095}{2.27} = 1700\ Kgs = V.$$

Luego $$v = \frac{1700}{15\times0.866\times43.4} = 3.02\ Kgs/cm^2 = 0.0216 f'_c < 0.03 f'_c$$

que no requiere estribos.

VOLADIZO: Conservando las mismas dimensiones de la viga y por lo tanto las mismas cargas.

$$M_{max} = \frac{wL^2}{2} = \frac{810\times0.43^2}{2} = 75\ Kgm < (-)M \qquad (0.43 = 2.70-2.27)$$

por ser menor que el momento en la viga ya calculado, no habrá necesidad de chequear.

La altura útil se podrá reducir hasta

$$d = \sqrt{\frac{7500}{11\times15}} = \sqrt{45.4} = 6.71\ cm \approx 7\ cms = d.$$

pero no se considerará esta disminución y se continuará con la misma sección

El esf. cortante será:

$V_{max} = w.L = 810\times0.43 = 348$ Kgs, que de acuerdo a lo ya calculado, no requerirá de estribos.

La adherencia a la vez dará valores menores que los ya calculados, por lo que se justificará la prolongación de los fierros de la viga.

——— — ———

VIGA CURVA EJE "F"

$h = 38.8$ cms. $\quad \therefore \quad h_T = 38.8 + 7 = \underline{45.8 cm = h_T}$

luego $d = 45.8 - 6 = \underline{\underline{39.8 cms = d}}$

$r = 4.90 + \frac{0.15}{2} = \underline{4.975 m = r}$

$L = \frac{2\pi \times 4.975}{8} = \underline{\underline{3.91 m = L}}$

Cargas:

$p.p = 0.15 \times 0.388 \times 2400 \times 1 = 140$ kgs/m l.

s/c. losa $= 768 \times 0.8 = 614$ "

p.m $= 100 \times 0.39 = 39$ "

$\underline{\underline{w = 793 \text{ kgs/m l.}}}$

$P_T = 793 \times 3.91 = \underline{3100 \text{ kgs} = P}$

Momentos:

$(-) M = 0.06616 \times 3100 \times 4.975 = 1075$ Kg m $= (-) M$

$(+) M = \frac{3328}{6616} \times 1075 = 514$ Kg m $= (+) M$.

$M_T = \frac{504}{6616} \times 1075 = 77.6$ Kg m $= M_T$.

Momento resistente del Concreto:

$Mc = 11 \times 15 \times 39.8^2 = 263{,}000$ Kg cm $> \begin{matrix}(+) M \\ (-) M\end{matrix}$

altura útil

$d = \sqrt{\frac{107500}{11 \times 15}} = \sqrt{653} = \underline{25.6 \text{ cm} < 39.8 \text{ cms}}.$

Areas de Acero:

$(-) A_s = \frac{107500}{1400(39.8 - 7/2)} = 2.11 \text{ cm}^2$

$(+) A_s = \frac{514}{1075} \times 2.11 = 1.03 \text{ cm}^2$, pero $A_{s\,min} =$

$As_{min} = 0.005 \times 15 \times 39.8 = \underline{2.98 \, cm^2 = As_{min}}$

$\therefore \quad (+) As = 2.98 \, cm^2 = (-) As$

$2 \phi 5/8'' \; (= 3.95 \, cm^2)$

<u>Chequeo por adherencia</u>:

Para el (+) As

$\ell = 0.212 \times 3.91 = \underline{0.83 m} = \ell.$

$V_{max} = \frac{3100}{2} = 1550 \, Kgs = V_{max}.$

$V_{P.I.} = 1550 - 793 \times 0.83 = 1550 - 658 = 892 \, Kgs = V_{P.I.}$

$\therefore \quad (+) \Sigma_0 = \frac{892}{10.5 \times 0.866 \times 39.8} = 2.46 \, cm = (+) \Sigma_0 < 2 \phi 5/8'' < 10 \, cms.$

Para el (-) As

$(-) \Sigma_0 = \frac{1550}{892} \times 2.46 = 4.27 \, cms \neq (-) \Sigma_0 < 2 \phi 5/8'' < 10 \, cms.$

<u>Torsión</u>.

$M_T = 7760 \, Kg.cm.$

$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{45.8}{15}} = 3 + 0.743 = \underline{3.743 = \psi}$

$\left. \begin{array}{l} b_n = 15 - 2 \times 3 = 9 \, cm = b_n \\ h_n = 45.8 - 2 \times 3 = 39.8 \, cm = h_n \end{array} \right\} \therefore \; M_{con} = \frac{4 \times 9^2 \times 39.8}{2.743} = 3450 \, Kg \, cm = M_{con}.$

$\therefore \quad M_R = 7760 - 3450 = \underline{4310 \, Kg \, cm = M_R}.$

que se absorverá con estribos

$A_{SE} = \frac{4310}{2 \times 600 \times 9 \times 39.8} = 0.01 \, cm^2/cm = 1.00 \, cm^2/m = A_{SE}.$

$\square \, 1/4'' @ 32.$

pero $S_{max} = 15 \, cms. \quad \therefore \quad \square \, 1/4'' @ 15 \, cms.$

Esfuerzo Cortante:

$V_{max} = 1550$ Kgs. y en la cara del apoyo:

$$V = 1550 \times \frac{1.78}{1.955} = 1415 \text{ Kgs} = V$$

$$\therefore v = \frac{1415}{15 \times 0.866 \times 39.8} = 2.73 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0195 f'_c < 0.03 f'_c$$

que no requiere estribos.

VOLADIZO.-

$$L = 2.70 - 1.95 = 0.75 \text{ m} = L.$$

$$\therefore M = \frac{793 \times 0.75^2}{2} = 223 \text{ Kg m} < 1070 \text{ Kg m.}$$, por lo que no habrá necesidad de chequear.

$$V_{max} = 793 \times 0.75 = 595 \text{ Kgs} = V_{max} < 1550 \text{ Kgs.}$$

que ya se vió que no requiere de estribos.

$$(-)E_o = \frac{595}{10.5 \times 0.866 \times 39.8}$$ que es menor al ya calculado.

De acuerdo a lo obtenido se podría prolongar los ϕs de la viga.

VIGA CURVA EJE "G"

$h = 35.2\,cm.$ $\therefore h_T = 35.2 + 7 = \underline{42.2\,cms = h_T}$

$d = 42.2 - 6 = \underline{\underline{36.2\,cms = d}}.$

$r = 4.10 + \frac{15}{2} = \underline{4.175\,m = r}$

$L = \dfrac{2\pi \times 4.175}{8} = \underline{\underline{3.28\,m = L.}}$

Cargas:

$p.p. = 0.15 \times 0.352 \times 2400 \times 1 = 127\ Ks/m.l.$

s/c losa $= 768 \times 0.8 = 614$ "

$p.m = 0.36 \times 100 = 36$ "

$\underline{\underline{w = 777\ Ks/m.l.}}$

$P_T = 777 \times 3.28 = \underline{2540\,Kgs = P}$

Momentos:

$(-)M = 0.06616 \times 2540 \times 4.175 = 700\ Kg.m = (-)M.$

$(+)M = \dfrac{3328}{6616} \times 700 = 353\ Kg\,m. = (+)M$

$M_T = \dfrac{504}{6616} \times 700 = 53.4\ Kg.m = M_T$

Momento que resiste la viga.

$M_R = 11 \times 15 \times 36.2^2 = 216\,000\ Kg\,cm > \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$

Altura útil:

$d = \sqrt{\dfrac{70000}{11 \times 15}} = \sqrt{485} = \underline{20.6\,cms < 36.2\,cm.}$

Areas de acero:

$(-)A_s = \dfrac{70000}{1400\,(36.2 - 7/2)} = 1.53\,cm^2$

$(+) A_s = 1.53 \times \frac{353}{700} = 0.773 \text{ cm}^2.$

pero: $A_{s\,min} = 0.005 \times 15 \times 36.2 = \underline{2.71 \text{ cm}^2 = A_{s\,min}}$

$(+) A_s = 2.71 \text{ cm}^2 = (-) A_s.$

$2 \phi 5/8'' \; (= 3.95 \text{ cm}^2).$

<u>Chequeo por adherencia</u>:

Para el (+) As

$\ell = 0.212 \times 3.28 = 0.695 \text{ m} = \ell.$

$V_{max} = \frac{2540}{2} = \underline{1270 \text{ Kgs.} = V_{max}}$

$V_{P.I.} = 1270 - 777 \times 0.695 = 1270 - 540 = \underline{730 \text{ Kgs} = V_{PI}}.$

$\therefore \; (+) \Sigma_o = \frac{730}{10.5 \times 0.866 \times 36.2} = 2.22 \text{ cms} = (+) \Sigma_o < 2 \phi 5/8'' < 10 \text{ cms}.$

Para el (-) As

$(-) \Sigma_o = \frac{1270}{730} \times 2.22 = 3.87 \text{ cm} = (-) \Sigma_o < 2 \phi 5/8'' < 10 \text{ cms}.$

<u>Torsión</u>:

$M_T = 5340 \text{ Kg.cm}$

$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{42.2}{15}} = 3 + \frac{2.6}{3.17} = 3 + 0.82 = \underline{3.82 = \psi}$

$$\left.\begin{array}{l} b_n = 15 - 2 \times 3 = 9 \text{ cms} \\ h_n = 42.2 - 2 \times 3 = 36.2 \text{ cms} \end{array}\right\} \therefore \; M_{con} = \frac{4 \times 9^2 \times 36.2}{3.82} = 3070 \text{ Kgs.cm} = M_{con}$$

$\therefore \; M_e = 5230 - 3070 = \underline{2160 \text{ Kgs.cm} = M_e}.$

Se dará estribos:

$A_{sE} = \frac{2160}{2 \times 600 \times 9 \times 36.2} = 0.00552 \text{ cm}^2/\text{cm} = 0.552 \text{ cm}^2/\text{m} = A_{sE}$

$\square \; 1/4'' @ 58$

pero $S_{max} = 15 \text{ cm} = b$ $\quad\therefore \; \square \; 1/4'' @ 15 \text{ cms}$

Esfuerzo Cortante:

$V_{max} = 1270$ Kgs

y en la cara del apoyo:

$$V = 1270 \times \frac{1.465}{1.64} = \underline{1035 \text{ Kgs} = V}.$$

luego:

$$v = \frac{1035}{15 \times 0.866 \times 36.2} = 0.0173 f'_c < 0.03 f'_c$$

que no requerirá de estribos

VOLADIZO.-

$$L = 2.70 - 1.64 = \underline{1.06 \text{ m} = L}.$$

$$\therefore\ M = \frac{777 \times 1.06}{2} = 412 \text{ Kgm} < 700 \text{ Kgm}.$$

luego no habrá necesidad de chequear.

$$V_{max} = 777 \times 1.06 = 824 \text{ Kgs} = V_{max} < 1270 \text{ Kgs}.$$

que ya se vió que no requiere estribos

$$(-)\Sigma o = \frac{824}{10.5 \times 0.866 \times 36.2}$$, que es menor al ya calculado.

De acuerdo a lo obtenido se podrá prolongar los ϕ_s de la viga.

VIGA CURVA EJE "H"

$h = 31.6\ cm.$ $\therefore h_T = 31.6 + 7 = \underline{38.6\ cm. = h_T}$

$d = 38.6 - 6.00 = \underline{\underline{32.6\ cm = d.}}$

$r = 3.30 + \frac{15}{2} = \underline{3.375\ m = r.}$

$L = \frac{2\pi \times 3.375}{8} = \underline{\underline{2.63\ m = L}}$

Cargas:

$p.p. = 0.15 \times 0.316 \times 2400 \times 1 = 114\ Kg/m.l$

$s/c\ losa = 768 \times 0.8 = 614$ "

$p.m = 0.32 \times 100 = 32$ "

$\underline{\underline{w = 760\ Kg/m.l.}}$

$P_T = 760 \times 2.63 = \underline{\underline{2000\ Kgs = P.}}$

Momentos:

$(-)M = 0.06616 \times 2000 \times 3.375 = 446\ Kg\,m = (-)M.$

$(+)M = \frac{3328}{6616} \times 446 = 224\ Kgm = (+)M$

$M_T = \frac{504}{6616} \times 446 = 33.9\ Kgm = M_T$

Momento que resiste la viga:

$M_R = 11 \times 15 \times 32.6^2 = 176000\ Kg\,cm > \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$

Altura útil:

$d = \sqrt{\frac{44600}{11 \times 15}} = \sqrt{270} = 16.4\ cm < 32.6\ cm.$

Areas de Acero:

$(-)A_s = \frac{44600}{1400(32.6 - 7/2)} = 1.095\ cm^2$

$$(+)A_s = \frac{224}{446} \times 1.095 = 0.55\,cm^2$$

pero $\quad A_{s\,min} = 0.005 \times 15 \times 32.6 = \underline{2.55\,cm^2 = A_{s\,min}}$

$$\therefore \quad (+)A_s = 2.55\,cm^2 = (-)A_s$$

$$2\,\phi\,1/2'' \quad (= 2.53\,cm^2)$$

<u>Chaqueo por adherencia</u>:

Para el $(+)A_s$

$$V_{max} = \frac{2000}{2} = 1000\,Kgs = V_{max}$$

$$\ell = 0.212 \times 2.63 = \underline{0.557\,m = \ell}$$

$$V_{P.I.} = 1000 - 760 \times 0.557 = 1000 - 413 = \underline{557\,Kgs = V_{P.I.}}$$

$$\therefore \quad (+)\Sigma_o = \frac{557}{10.5 \times 0.866 \times 32.6} = 1.88\,cms = (+)\Sigma_o < 2\phi 1/2'' < 8\,cms.$$

Para el $(-)A_s$

$$(-)\Sigma_o = \frac{1000}{557} \times 1.88 = 3.37\,cm = (-)\Sigma_o < 2\phi 1/2'' < 8\,cms$$

<u>Torsión</u>:

$$M_T = 3390\,Kg.cm$$

$$\psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 \times \frac{38.6}{15}} = 3 + \frac{2.6}{3.02} = 3 + 0.86 = \underline{3.86 = \psi}$$

$$\left.\begin{array}{l} b_n = 15 - 2 \times 3 = 9\,cm \\ h_n = 38.6 - 2 \times 3 = 32.6\,cm \end{array}\right\} \therefore \quad M_{con} = \frac{4 \times 9^2 \times 32.6}{3.86} = 2740\,Kg\,cm.$$

$$\therefore \quad M_R = 3390 - 2740 = \underline{650\,Kgs.cm = M_R}$$

que se absorverá con estribos

$$A_{S_E} = \frac{650}{2 \times 600 \times 9 \times 32.6} = 0.00185\,cm^2/cm = 0.185\,cm^2/m = A_{S_E}$$

$\phi\,1/4''$ @ $173\,cm.$ que hace por

□ 1/4" @ 15 cms.

Esfuerzo Cortante:

$V_{max} = 1000$ Kgs , y en la cara del apoyo

$V = 1000 \times \frac{1.14}{1.315} = \underline{867 \text{ Kgs} = V}$

$\therefore v = \frac{867}{15 \times 0.866 \times 32.6} = 2.04 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0146 f'c < 0.03 f'c$

que no requiere estribos.

VOLADIZO.—

$L = 2.70 - 1.31 = \underline{1.39 \text{ m} = L}$

$\therefore M = \frac{760 \times 1.39^2}{2} = 737 \text{ Kg.m} = M > (-) M$

por lo que chequearemos d.

$d = \sqrt{\frac{73700}{11 \times 15}} = \sqrt{447} = \underline{21.2 \text{ cm} < 32.6 \text{ cm}}$

Areas de Acero:

$A_s = \frac{73700}{1400 \times 0.866 \times 32.6} = 1.87 \text{ cm}^2 < A_{s\,min} < 2.55 \text{ cm}^2$

por lo que se puede prolongar los ϕs. de la viga

$V_{max} = 760 \times 1.39 = 1055$ Kgs

y para la cara del apoyo.

$V = 760 \times 1.215 = \underline{923 \text{ Kgs.} = V}$.

$\therefore v = \frac{923}{14 \times 0.866 \times 32.6} = 2.34 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0167 f'c < 0.03 f'c$

que no requiere estribos

$\Sigma_o = \frac{923}{10.5 \times 0.866 \times 32.6} = 3.11 \text{ cm}$, que los ϕs prolongados lo cumplen.

ESTRUCTURA DE LAS GRADERIAS: PORTICOS

Estas son de dos tipos:

a) Cuatro correspondientes a los pórticos 3, 4, 5 y 6, que están resistiendo la carga de sectores circulares de 45° de las graderías.

b) Dos correspondientes a los pórticos 2 y 7 y que soportan por un lado sectores circulares de 22°30' y por el otro, parte de las graderías de pequeña longitud, en voladizo.

Consideraciones:

Para resolver los pórticos, emplearé la convención de signos del texto de Fernández Cassada.

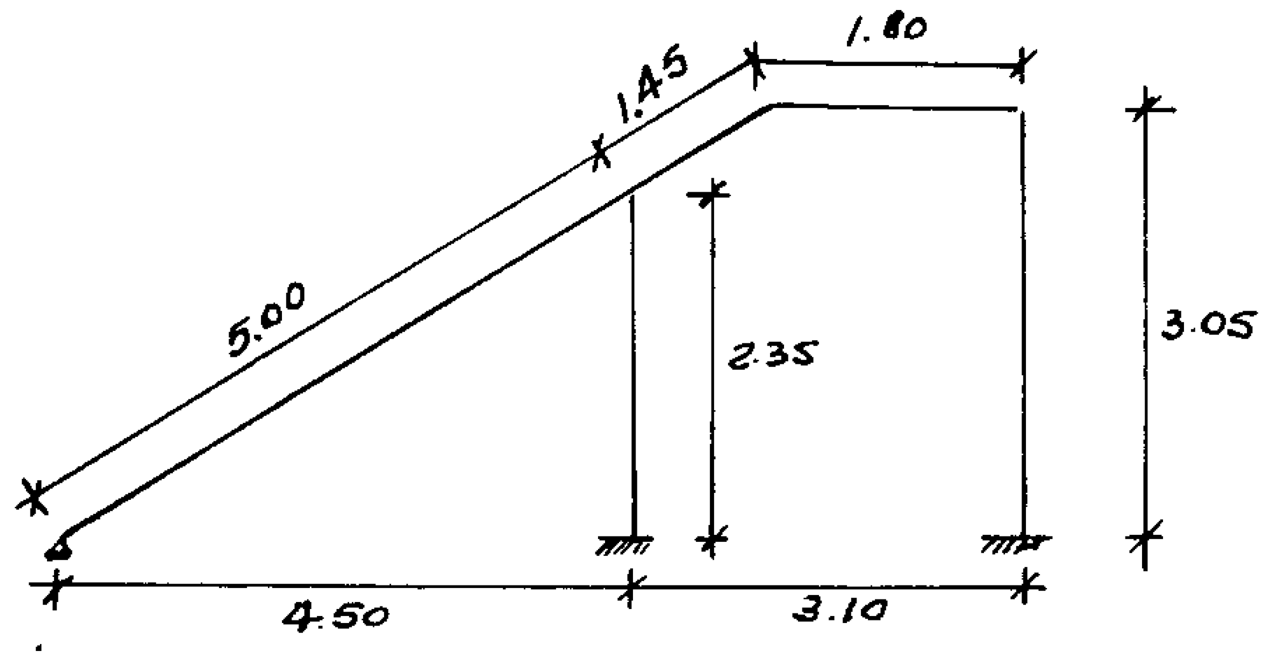
Los Cross serán llevados hasta 1/1000 del momento mayor, también de acuerdo a recomendaciones del autor recien mencionado. Además, para las columnas o pilares de los pórticos, considero que éstos tienen 15 cms. de más en su longitud, teniendo en cuenta que las zapatas van a estar 15 cms. bajo el nivel -2.10 m., para dejar así suficiente espacio (6") para poner el tipo de piso que se desee.

Las dimensiones de dichas columnas las he puesto en algunos casos conservando las mismas dimensiones que las de las columnas superiores, y en otros, por razones económicas (cuantía = 0.01) con la menor cantidad de fierro posible.

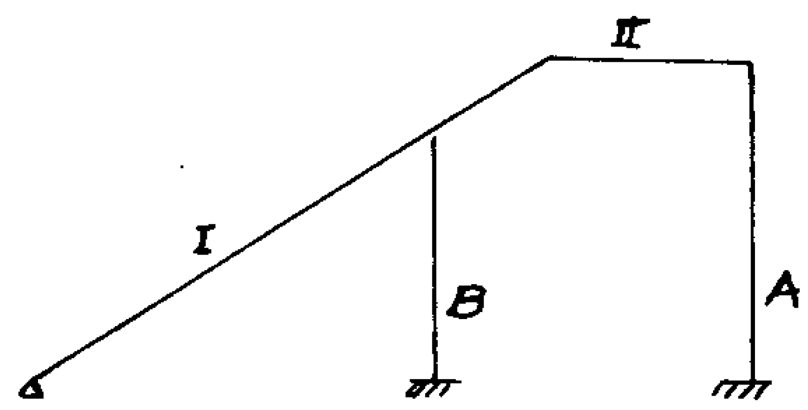
Las columnas correspondientes al eje B han sido situadas de manera que su altura sea aproximadamente 2 metros, para que así el área de sótano entre los ejes A y B sea aprovechable.

ESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS 3, 4, 5, 6.

En el gráfico adjunto se puede apreciar las distancias, entre ejes, para este tipo de pórticos, y que a continuación doy:



Considero para su resolución que la viga I en su lado izquierdo, se encuentra apoyada directamente sobre la zapata, debido a la poca



carga axial (que actúa en este apoyo) y a la dimensión de la zapata que es angosta y larga.
Sirve además esta consideración, porque estaré en el peor de los casos, ya que si la considerara empotrado, podría no trabajar como tal

Dimensiones:

Para las vigas, asumiré $\underline{b = 0.35 m} > \frac{1}{32} L$

y para el peralte $\frac{1}{10} L$, o sea $\simeq \underline{50 \text{ cms} = h}$

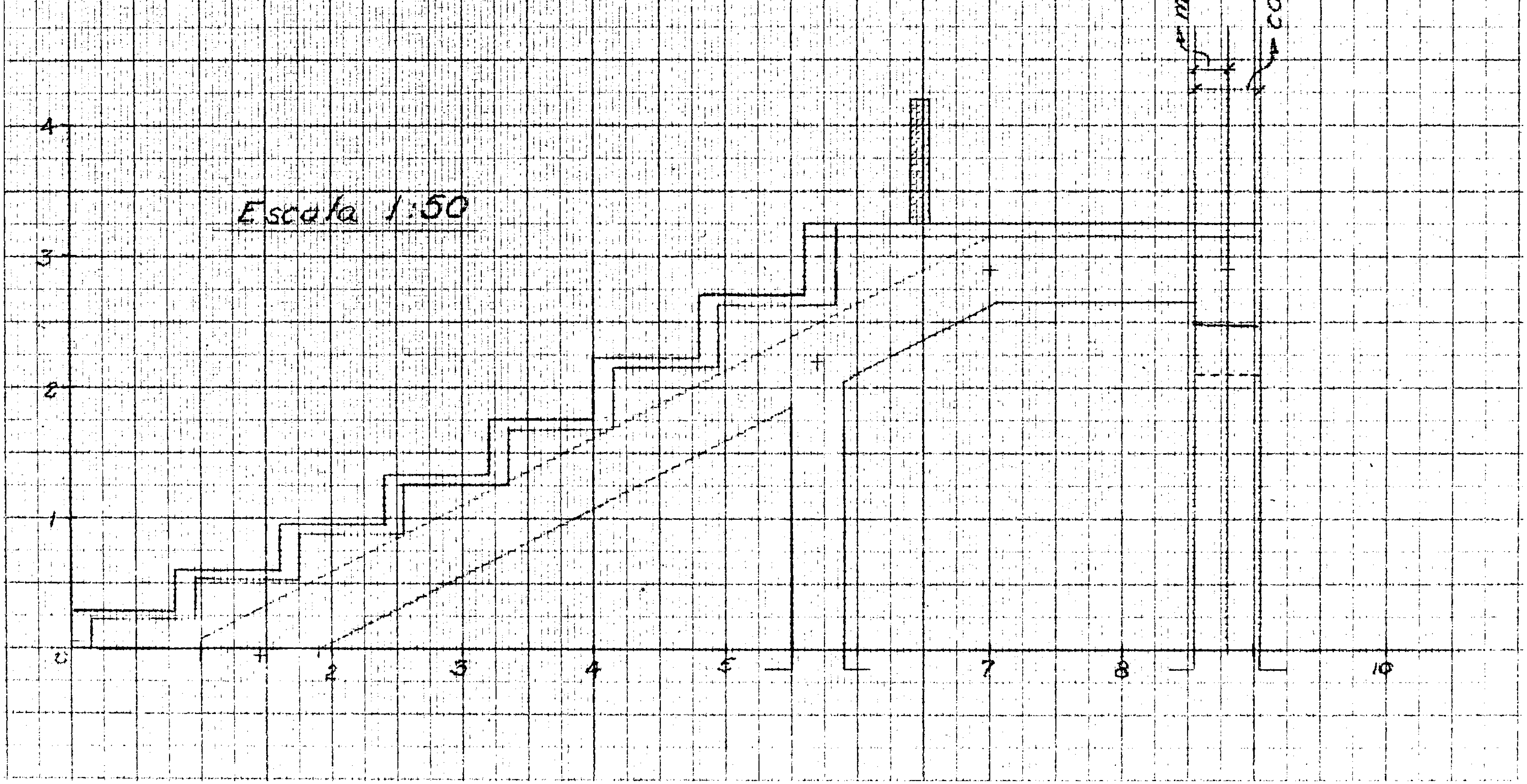
Para las columnas,

En las del eje A, asumiré la misma sección que la de las columnas superiores, o sea 40 x 50 cms.
y para la del eje B la sección 35 x 40, tomada a base de un cálculo aproximado de las cargas verticales y 0.01 de cuantía.

Pórticos 3, 4, 5, 6

Corte

Escala 1:50



NOTA.- Hago notar que las cargas que actúan en la losa pasadizo, al igual que el peso de ésta, no intervendrán en el pórtico, ya que estas cargas se trasmiten directamente a las vigas en que se apoyan, y de ahí se trasmiten directamente sobre las columnas.

Características:

Por ser las secciones constantes, los factores de trasmisión de momentos serán todos $\beta = 0.5$

Las rigideces serán $k = \frac{4EI}{L}$, pero por ser todos los elementos del mismo material, se reducirán a

$k = \frac{I}{L}$

En el cuadro que doy a continuación, a base de las dimensiones de los elementos, se hallan las rigideces y los coeficientes de repartición:

ELEMENTO	Dimensiones (cms) b x h.	I (cm⁴)	L (cms.)	I/L (cm³)	REPARTICIÓN Derecha	Izquierda
VIGA I	35 x 50	364583	500	729	0.276	
VIGA II	35 x 50	364583	325	1120	0.424	0.45
COL. B	35 x 40	186667	235	794	0.30	
COL. A.	40 x 50	416667	305	1369	0.55	

Para el estudio del pórtico, haré dos Cross:

uno para p.p. del pórtico, + p. muertos y otro para s/c.

PESO PROPIO.-

Para las Vigas:

De acuerdo al cuadro de características:

$$p.p = 0.35 \times 0.50 \times 2400 \times 1 = \underline{420 \text{ Kgs/m.l.} = w}$$

Viga I: De acuerdo al gráfico anterior, se ve que se requiere, en esta viga, una altura de apoyo de graderías de aproximadamente:

0.50 m. en los extremos y 0.35 m. en el centro, lo cual dá:

$$w'_c = \frac{0.35}{2} \times 0.35 \times 2400 \times 1 = 147 \text{ Kgs/m.l}$$

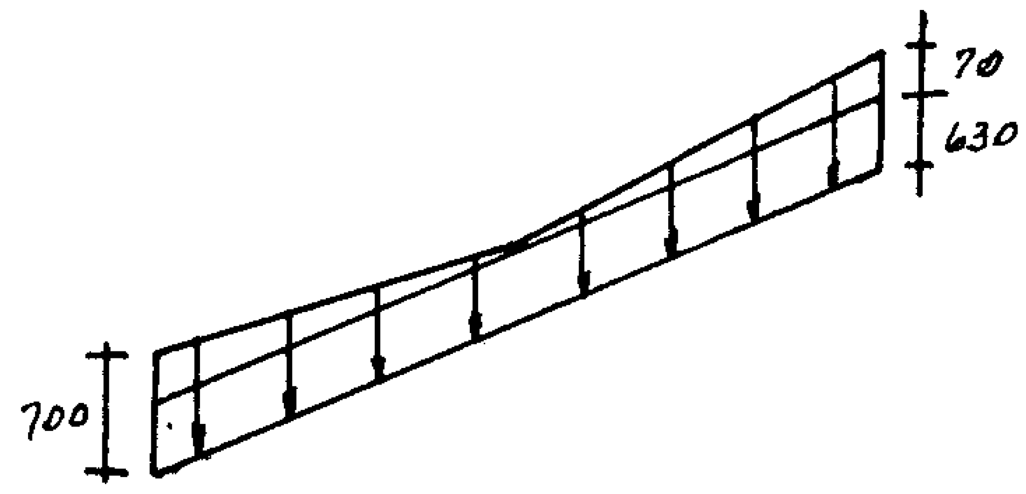
$$w'_a = \frac{0.50}{2} \times 0.35 \times 2400 \times 1 = 209 \text{ Kgs/m.l}$$

lo que nos da por totales.

$$w''_c = w + w'_c = 420 + 147 = 567 \text{ Kgs/m.l.}$$

$$w''_a = w + w'_a = 420 + 209 = 629 \text{ Kgs/m.l.}$$

Como estas cargas son tomadas por metro de longitud de vigas, las hallaré por metro de proyección, para así trabajar con las luces proyectadas:



Para ello: $\cos\alpha = \frac{4.50}{5.00} = 0.9$

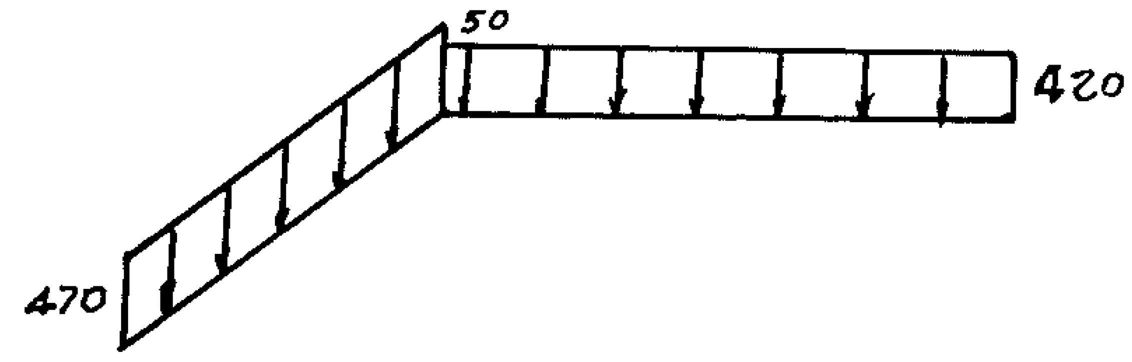
$$\therefore \quad w_c = \frac{w''_c}{\cos\alpha} = \frac{567}{0.9} = \underline{\underline{630 \text{ Kgs/m.l} = w_c}}$$

$$w_a = \frac{w''_a}{\cos\alpha} = \frac{629}{0.9} = \underline{\underline{700 \text{ Kgs/m.l} = w_a}}$$

Viga II.

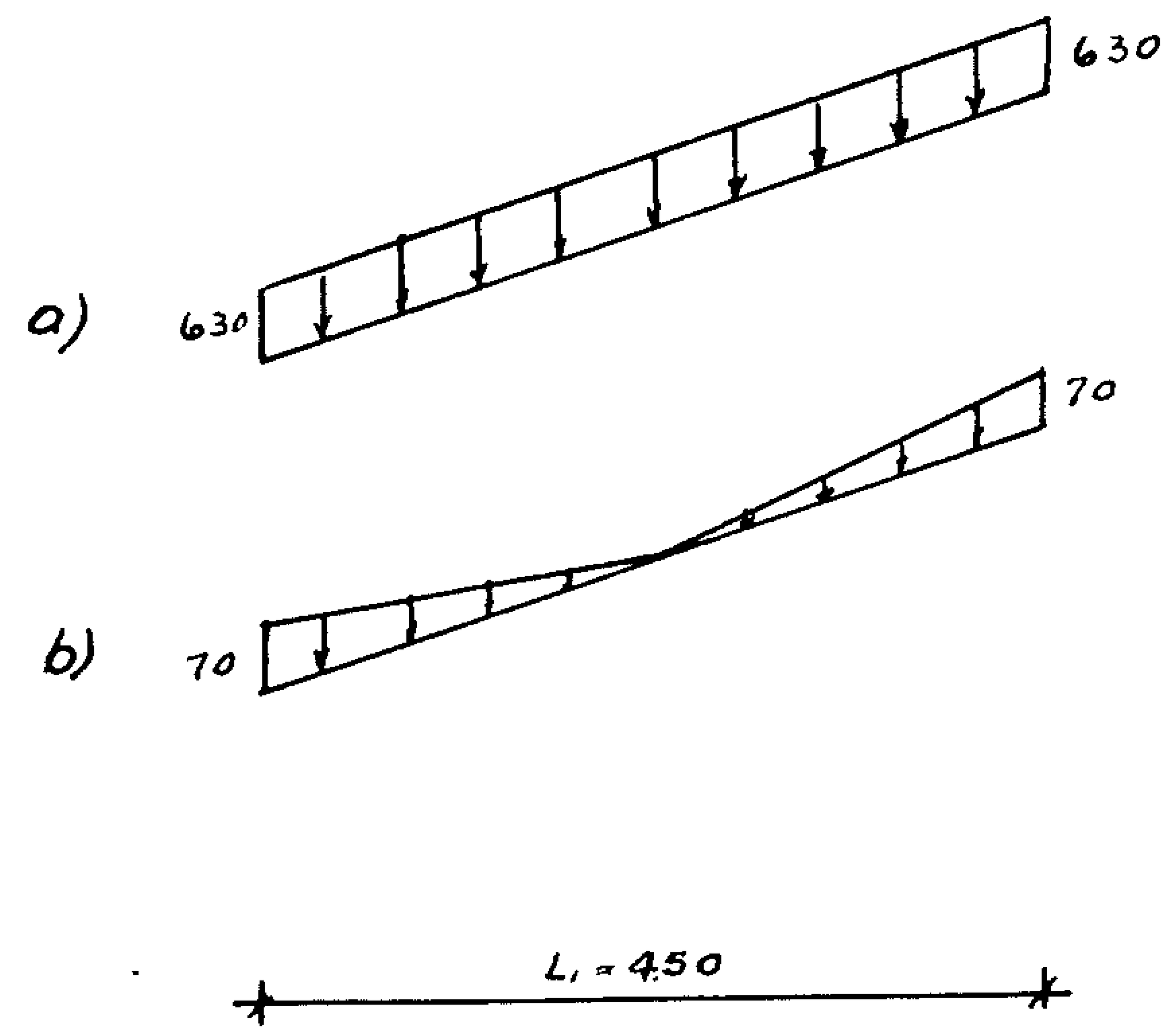
Como es quebrada, proyectaré solamente la parte de viga que no es horizontal y que mide 1.45m

$\therefore \; w_1 = \dfrac{420}{0.9} = 470 \text{ Kgs/ml.}$



De acuerdo a estos valores obtenidos, hallaremos los momentos de empotramiento perfecto:

VIGA I. Dos tipos de carga



a) $M'_I = \dfrac{1}{12} \times 630 \times 4.50^2 =$

$\underline{M'_I = 1065 \text{ Kgm} = -M'_D}$

b) $M''_I = \dfrac{1}{32} \times 70 \times 4.5^2 =$

$\underline{M''_I = 44.5 \text{ Kgm} = -M''_D}$

Totales:

$M_I = 1065 + 44.5 = \underline{1109.5 \text{ Kgm} = M_I}$

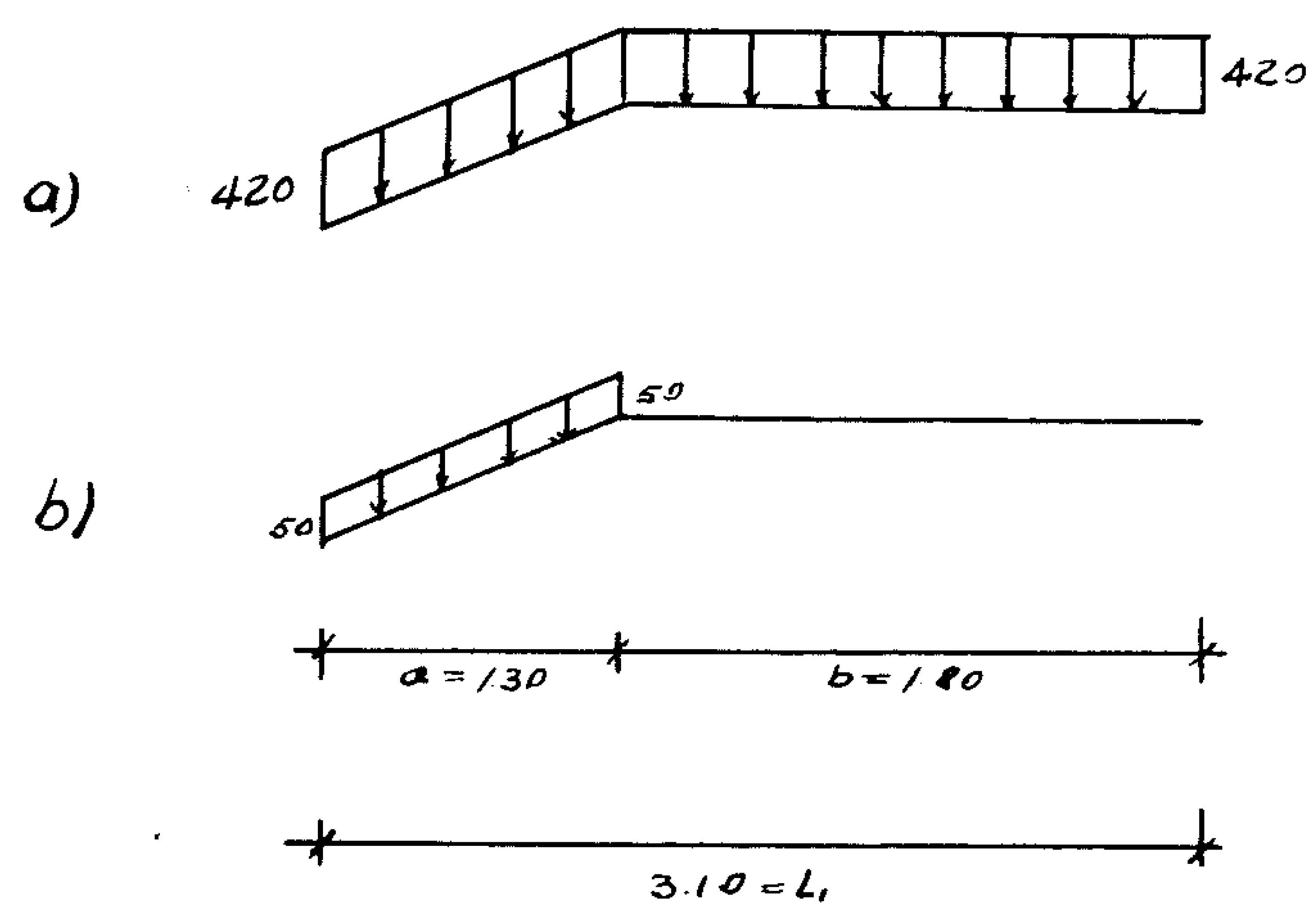
$\underline{-1109.5 \text{ Kgm} = M_D}$

que haremos: $\underline{\underline{M_I = 1110 \text{ Kgm.}}}$

$\underline{\underline{M_D = -1110 \text{ Kgm.}}}$

VIGA II:

Dos tipos de carga:



a) $M'_I = \frac{1}{12} \times 420 \times 3.10^2 =$

$$\underline{M'_I = 336 \text{ Kgm} = -M'_D}$$

b)

$$M''_I = \frac{1}{12} w a^2 \left[4 \frac{b}{L} + 2 \frac{b^2}{L_1^2} + \frac{a^2}{L_1^2} \right]$$

$$= \frac{1}{12} \times 50 \times 1.3^2 \left[4 + \frac{1.80}{3.10} + 2 \times \frac{1.8^2}{3.1^2} + \frac{1.3^2}{3.1^2} \right] =$$

$$= 7.04 \times 3.169 = \underline{21.3 \text{ Kgm} = M''_I}$$

$$M''_D = -\frac{1}{12} w a^2 \left[3 - \frac{2b}{L_1} - \frac{b^2}{L_1^2} - 2 \frac{a^2}{L_1^2} \right] =$$

$$= -\frac{1}{12} \times 50 \times 1.3^2 \left[3 - \frac{2 \times 1.80}{3.1} - \frac{1.8^2}{3.1^2} - 2 \times \frac{1.3^2}{3.1^2} \right]$$

$$= -7.04 \times 1.152 = -\underline{8.11 \text{ Kgm} = M''_D}$$

Totales:

$$M_I = 336 + 21.3 = 357.30 = M_I$$

$$M_D = -(336 + 8.11) = -344.11 = M_D$$

que llevaré hasta:

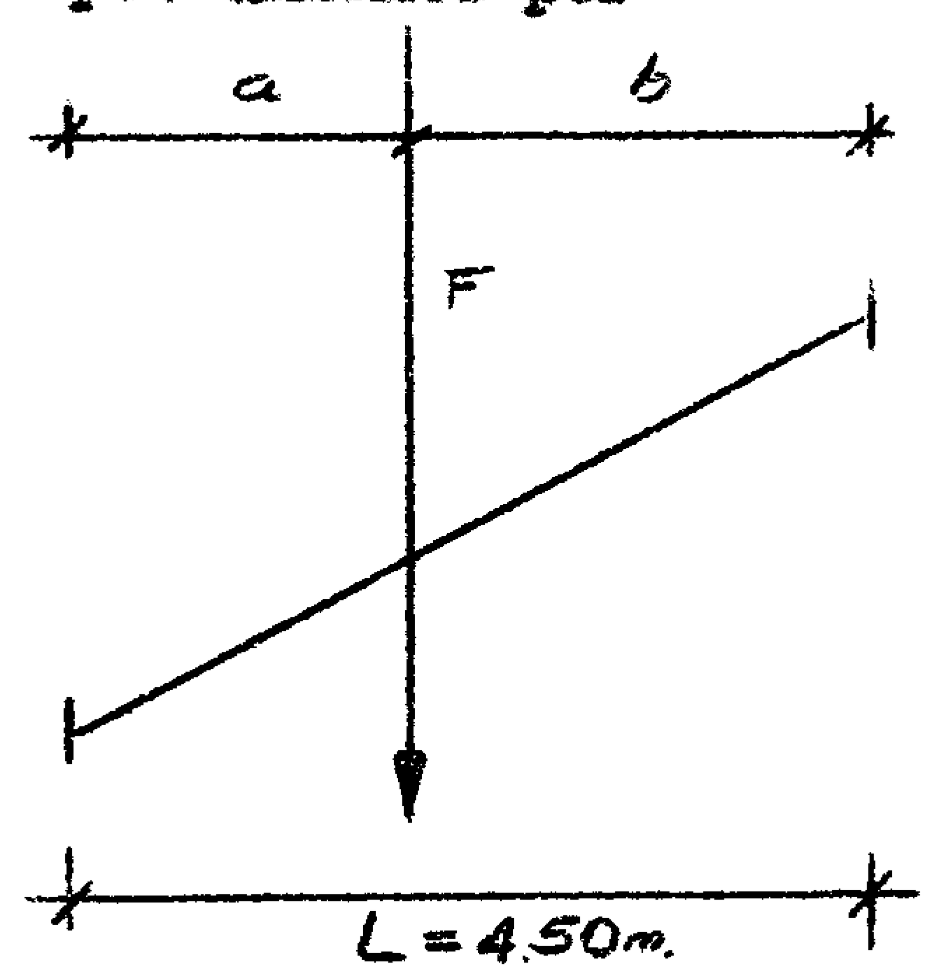
$$\underline{\underline{M_I = 357.5 \text{ Kgm.}}}$$

$$\underline{\underline{M_D = -344.2 \text{ Kgm}}}$$

PESO MUERTO

Como tal considero para el pórtico el peso de las gradería, más el peso muerto de las mismas.

Las fórmulas que empleo para los momentos de empotramiento perfecto son:



$$M_I = \frac{F.a.b^2}{L^2} \qquad M_D = \frac{F.a^2.b}{L^2}$$

El peso propio y peso muerto de las vigas (pasos) y losas (contrapasos), los considero como cargas concentradas en el centro o eje de cada viga.

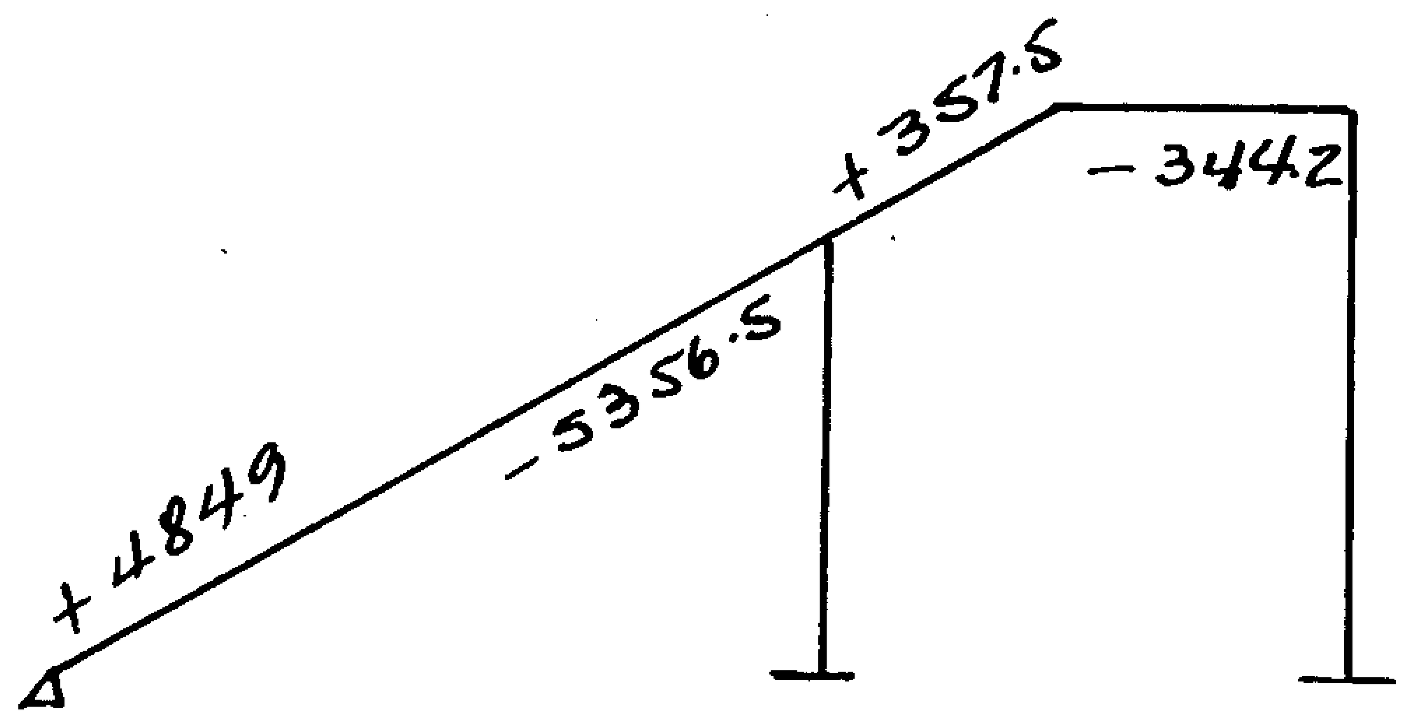
Estos valores de F los he tomado de los cálculos hechos anteriormente para las graderías.

A continuación un cuadro de estos valores y los momentos de empotramiento perfecto, así como los pasos seguidos para hallarlos.

VIGA EJE	LONGITUD (METROS)	CARGAS (Kgs/m.l.)				Total	F=w.L	Distancia a losapoyos (metros)		a^2	b^2	MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO (Kgs.m)	
		VIGAS		LOSAS		w							
		p.p.	p.m.	p.p.	p.m.	(Kgs/ml)	(Kgs)	a	b	(m^2)	(m^2)	Mizquierdo	Mderecho
C	5.79	179	50	134.4	80	443.4	2510	3.67	0.83	13.5	0.69	313	- 1385
D	5.17	166	46	134.4	80	426.4	2200	2.87	1.63	8.25	2.66	829	- 1458
E	4.54	153	43	134.4	80	410.4	1860	2.07	2.43	4.30	5.91	1122	- 955
F	3.91	140	39	134.4	80	393.4	1535	1.27	3.23	1.60	10.45	1000	- 393
G	3.28	127	36	134.4	80	377.4	1240	0.47	4.03	0.222	16.50	475	- 55.4
											Σ	3739	- 4246.4

$\therefore\ M_I = 3739\ Kgm. \qquad M_D = 4246.4\ Kgm.$

Luego para el [illegible]:
(p.p. + p.m)

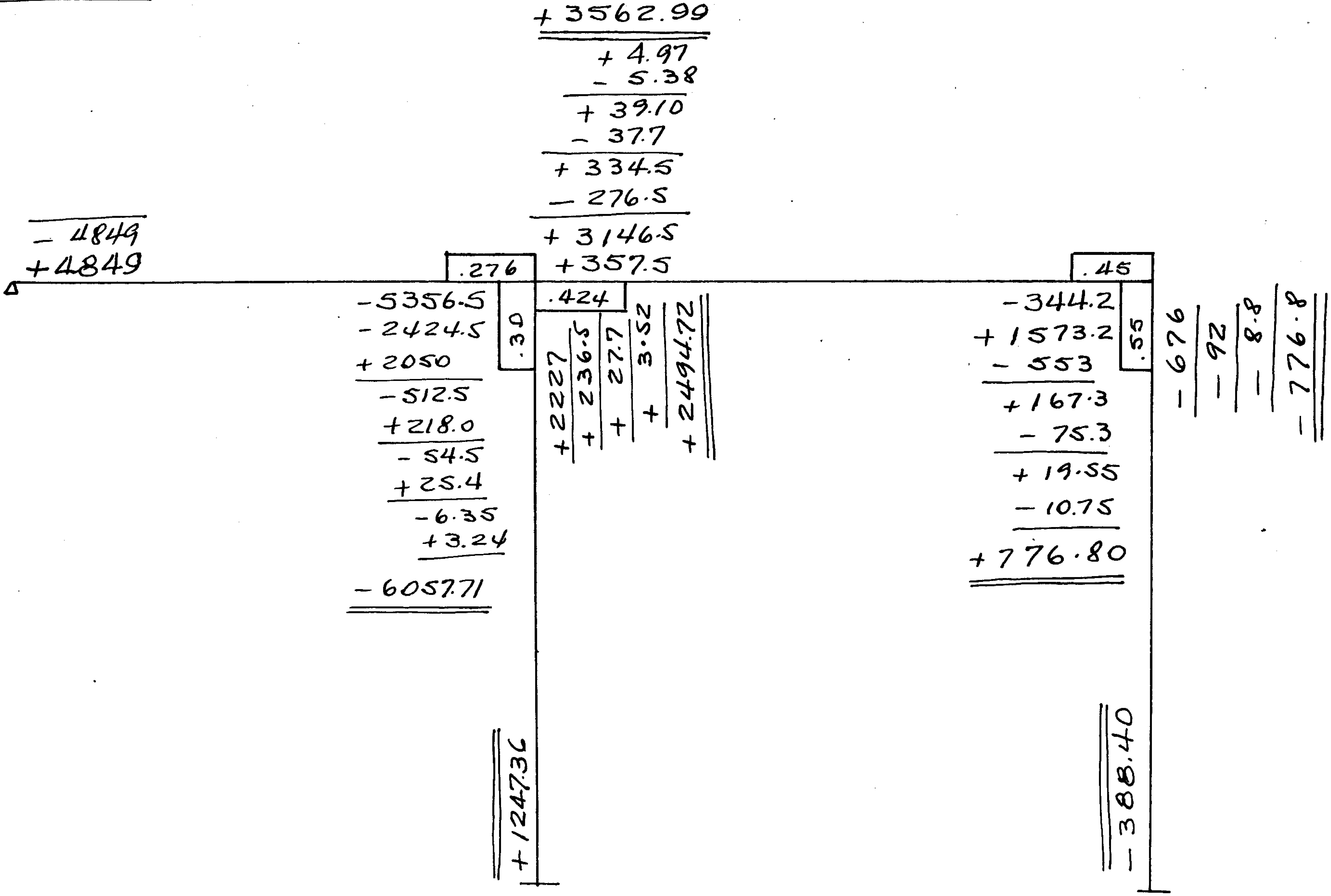


VIGA I:

$M_D = -(4246.4 + 1110) = -5356.4\ Kgm = M_D$

$M_I = 3739 + 1110 = 4849\ Kgm = M_I$

Peso Propio + Peso Muerto:



SOBRE CARGA:

Actuará tanto sobre la losa pasadizo, como sobre las graderías, pero no así ~~la parte~~ la parte que actúa sobre la losa pasadizo y el 1er escalón superior (eje B). por los motivos ya explicados anteriormente.

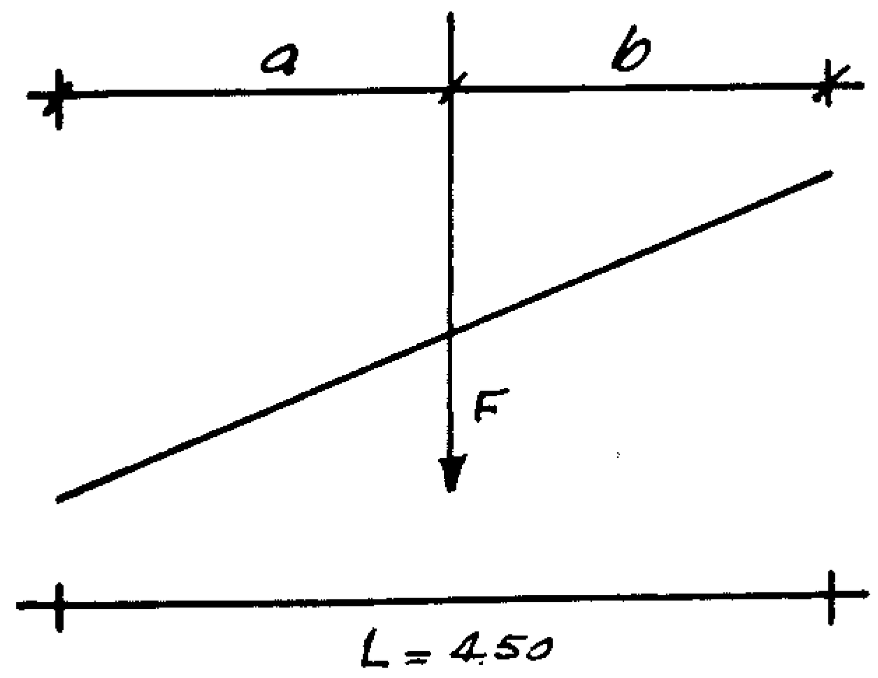
La sobre carga actuará sobre el pórtico, como cargas concentradas trasmitidas por las vigas contrapasos de la gradería.

$S/C = 500\ Kgs/m^2$, luego actuará: $w = 500 \times 0.8 = 400\ Kgs/ml.$

Fórmulas para hallar los Momentos de empotramiento perfecto.

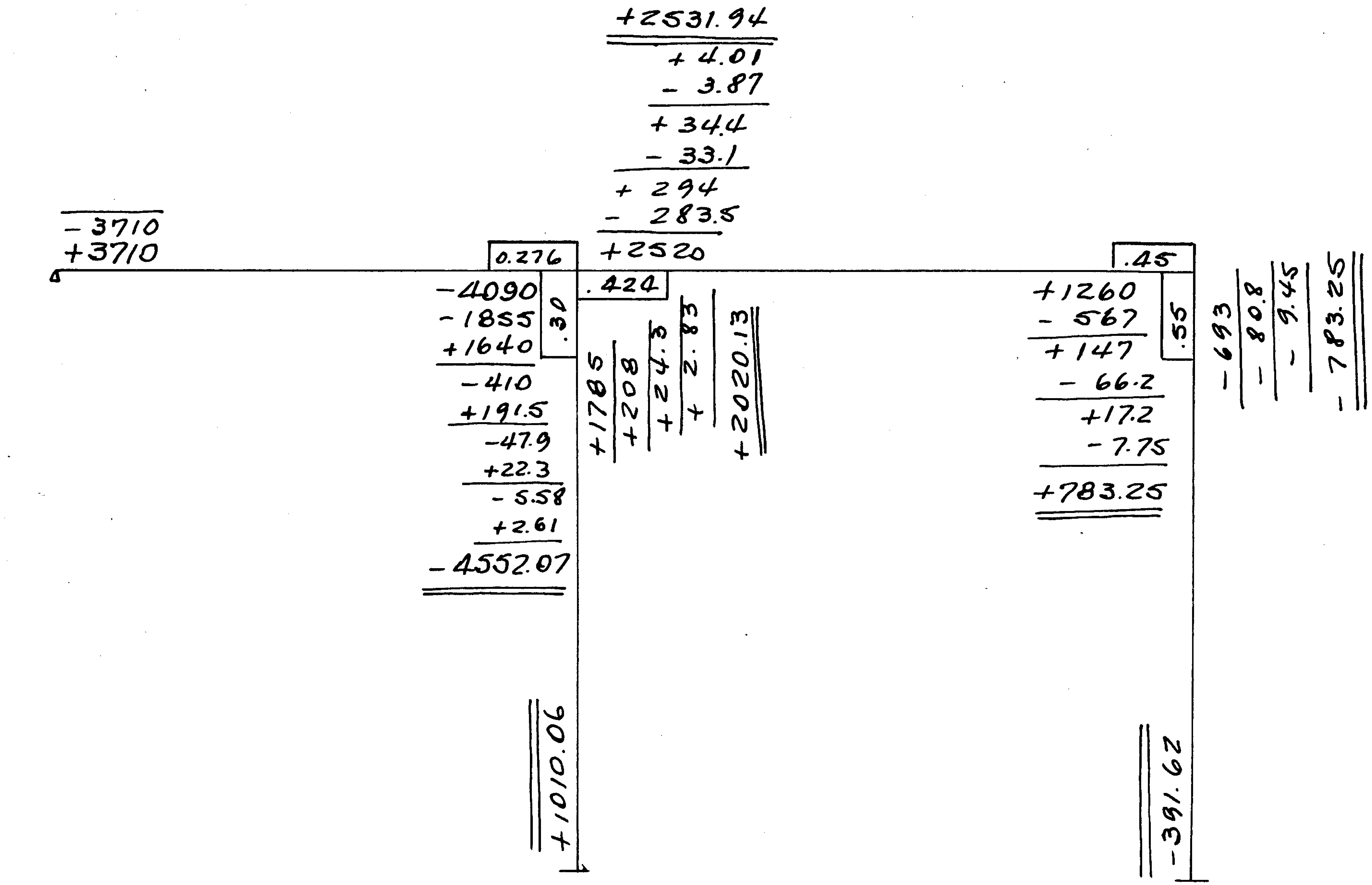
$$M_I = \frac{F.a.b^2}{L^2}$$

$$M_D = \frac{F.a^2.b}{L^2}$$



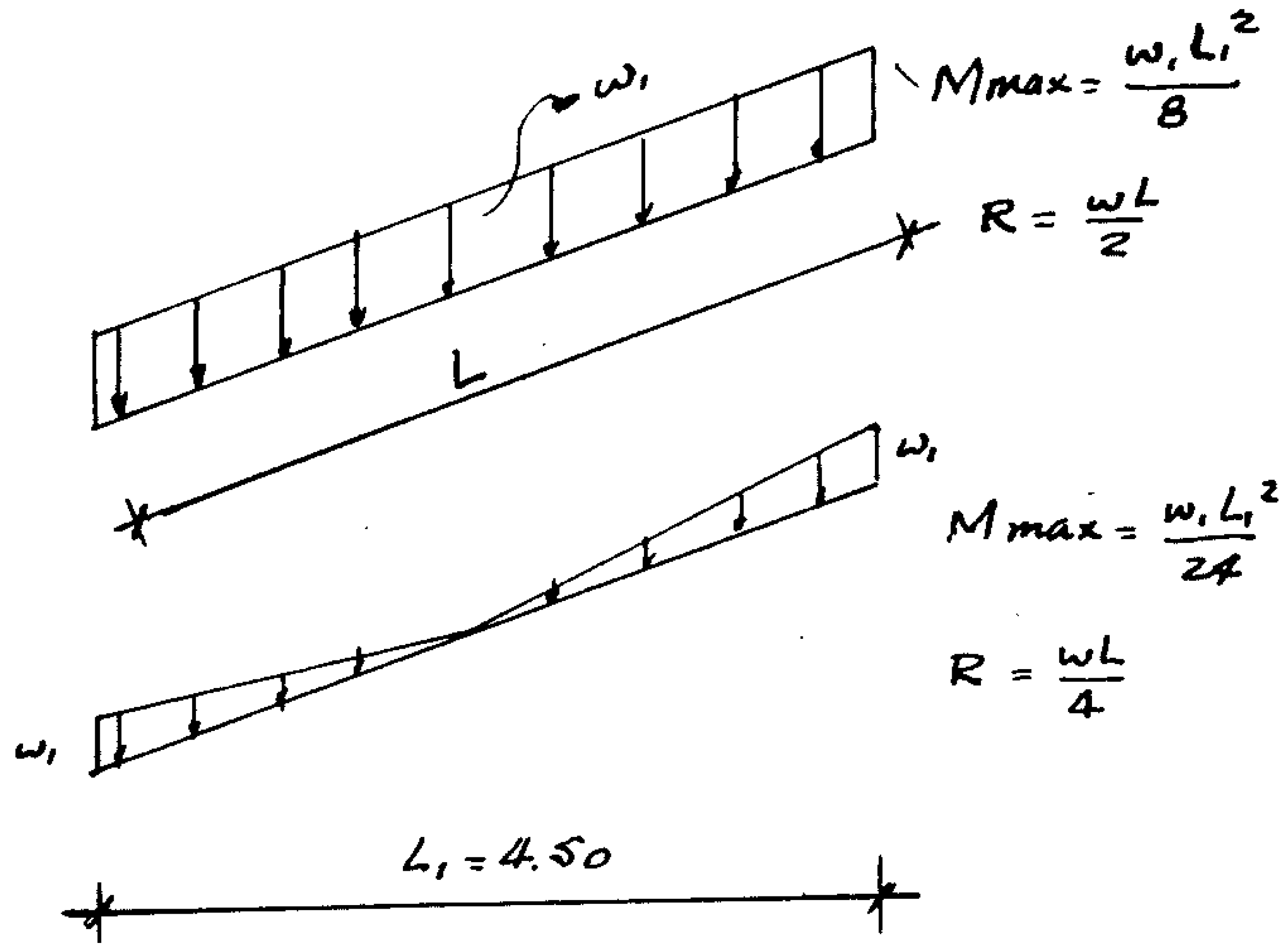
VIGA EJE	Longitud (mts.)	w (Kgs/m.l.)	F= w.L (Kgs.)	Distancia a los apoyos a (mts)	b (mts)	a^2 (m^2)	b^2 (m^2)	Mos de Empot. Perf. (Kg.m.) M izquierdo	M. derecho
C	5.79	400	2316	3.67	0.83	13.5	0.69	289	- 1280
D	5.17	400	2068	2.87	1.63	8.25	2.66	795	- 1420
E	4.54	400	1816	2.07	2.43	4.30	5.91	1094	- 933
F	3.91	400	1564	1.27	3.23	1.60	10.45	1030	- 399
G	3.28	400	1312	0.47	4.03	0.222	16.5	501	- 58
							Σ	3709	- 4090

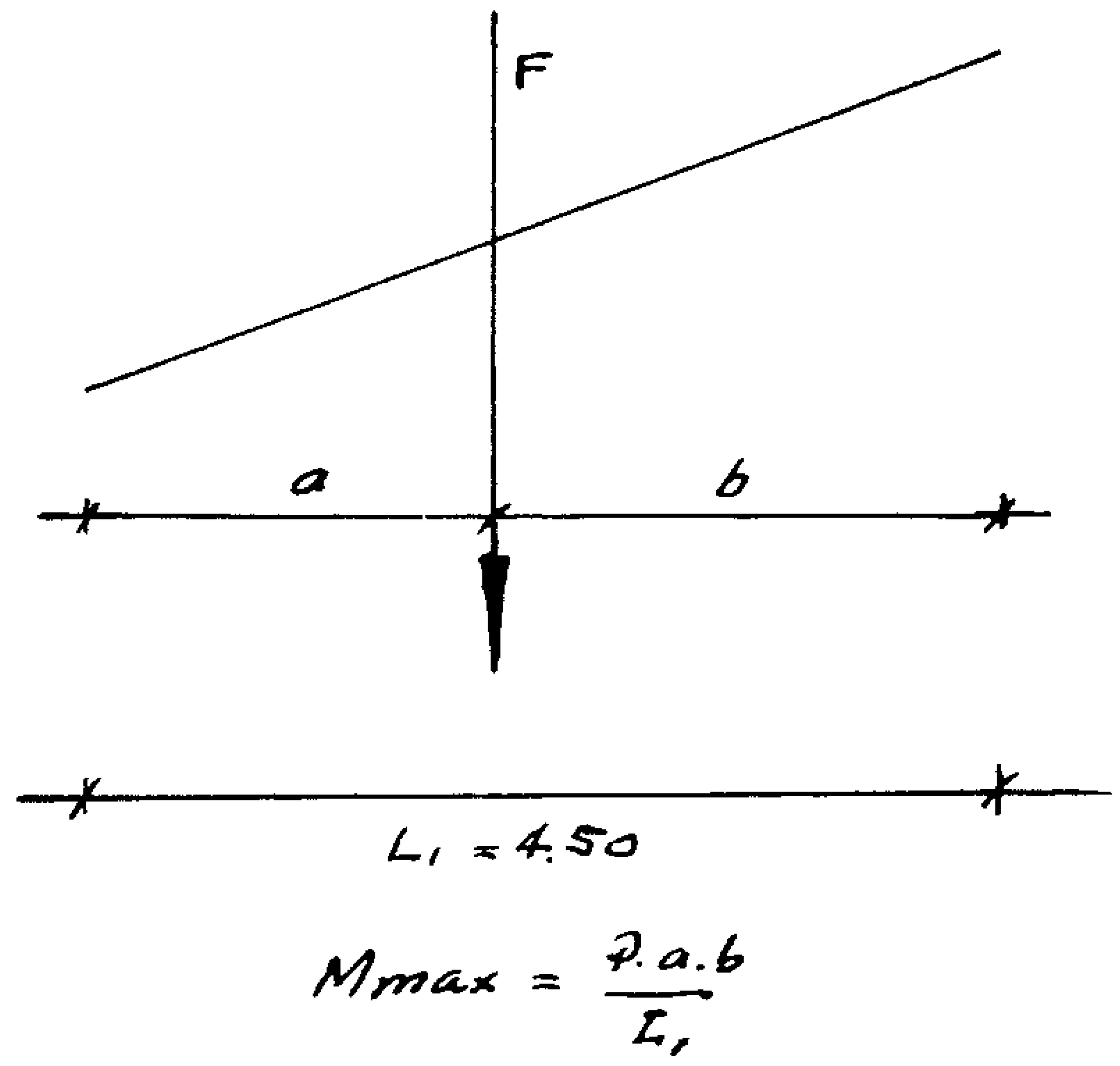
Sobrecarga:


+2531.94
+4.01
-3.87
+34.4
-33.1
+294
-283.5
+2520
-3710
+3710
0.276
.424
.30
-4090
-1855
+1640
-410
+191.5
-47.9
+22.3
-5.58
+2.61
-4552.07
+1785
+208
+24.3
+2.83
+2020.13
+1010.06
.45
.55
+1260
-567
+147
-66.2
+17.2
-7.75
+783.25
-693
-80.8
-9.45
-783.25
-391.62

Reacciones y Momentos Máximos de las Cargas de los Pórticos 3, 4, 5 y 6

Se utilizarán las siguientes fórmulas:





A).- PESO PROPIO:

VIGA I:

Momentos:

$$M'_{max} = \frac{630 \times 4.5^2}{8} = 1600 \text{ Kg m.}$$

$$M''_{max} = \frac{70 \times 4.5^2}{24} = 59.2 \text{ "}$$

$$1659.2 \text{ Kg.m} = M_{max}$$

Reacciones:

$$R'_I = \frac{567 \times 5}{2} = 1420 \text{ Kgs}$$

$$R''_I = \frac{62 \times 5}{4} = 77.5 \text{ Kgs}$$

$$1497.5 \text{ Kgs} = R_I = R_D$$

VIGA II.-

Momentos:

Asumiré que la carga proyectada es uniformemente repartida, ya que la diferencia será muy pequeña (entre los Momentos de empotramiento así se puede apreciar) Por compensación, haré la carga repartida w. algo mayor.

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{430 \times 3.10^2}{8} = \underline{\underline{516 \text{ Kgm} = M_{max}}}$$

Reacciones:

$$R_I = \frac{420 \times 3.25}{2} = \underline{\underline{683 \text{ Kgs} = R_I = R_D}}$$

B).- Peso Muerto y Sobre Carga.-

Los hallaremos a base del siguiente cuadro en que figuran ambos, y solamente para la viga I, ya que como se dijo la viga II no trabaja en el pórtico para cargas.

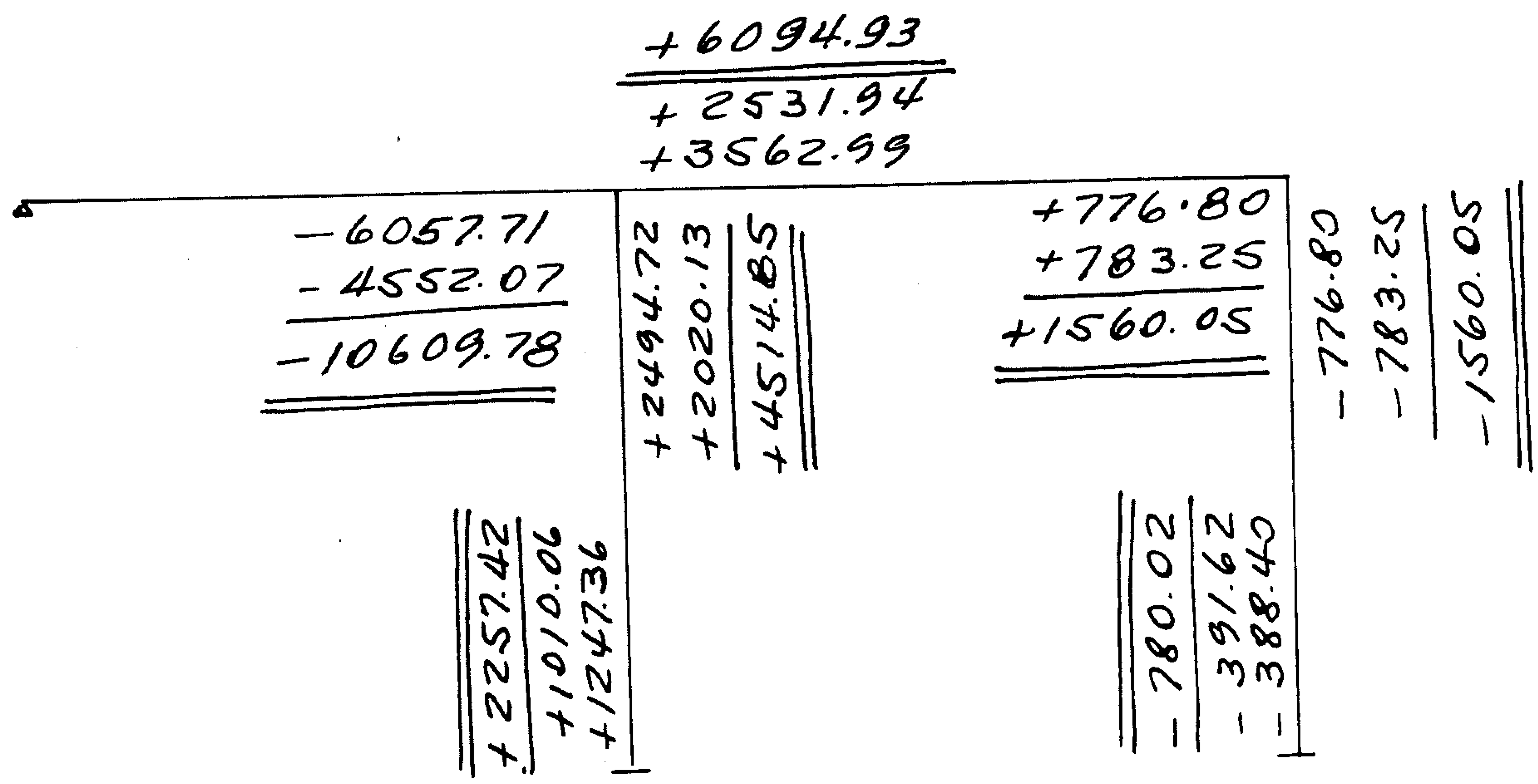
Viga / Eje	a (m.)	b (m.)	Peso Muerto: Carga F (Kgs.)	Peso Muerto: M.max $\frac{F.a.b}{L}$ (Kg.m.)	Peso Muerto: Reacciones (Kgs.) Izquier.	Peso Muerto: Reacciones (Kgs.) Derecha	Sobre Carga: 400·L = F (Kgs.)	Sobre Carga: M.max. $F.\frac{a.b}{L}$ (Kg.m)	Sobre Carga: Reacciones (Kgs) Izquier.	Sobre Carga: Reacciones (Kgs) Derecho	Σ M (Kg.m)
C	3.67	0.83	2510	1700	465	2045	2316	1565	428	1888	3265
D	2.87	1.63	2200	2290	798	1402	2068	2150	750	1318	4440
E	2.07	2.43	1860	2080	1000	860	1816	2030	975	841	4110
F	1.27	3.23	1535	1400	1100	435	1564	1428	1122	442	2828
G	0.47	4.03	1240	522	1090	150	1312	553	1155	157	1075
					4453	4892	=Σ=		4430	4646	

REACCIONES TOTALES:

	Derecha:		Izquierda:
$R.p.m._{I}$	$= 4892$	....	4453
$R.s/c_{I}$	$= 4646$	....	4430
$R.p.p_{I}$	$= 1497.5$	....	1497.5
$R\,p.p._{II}$	$= 683$	....	
	11718.5 Kgs.		10380.5 Kgs.
	Pilares B		Apoyo Vigas I.

Pilares C $\quad R = R\,p.p._{II} = 683$ Kgs.

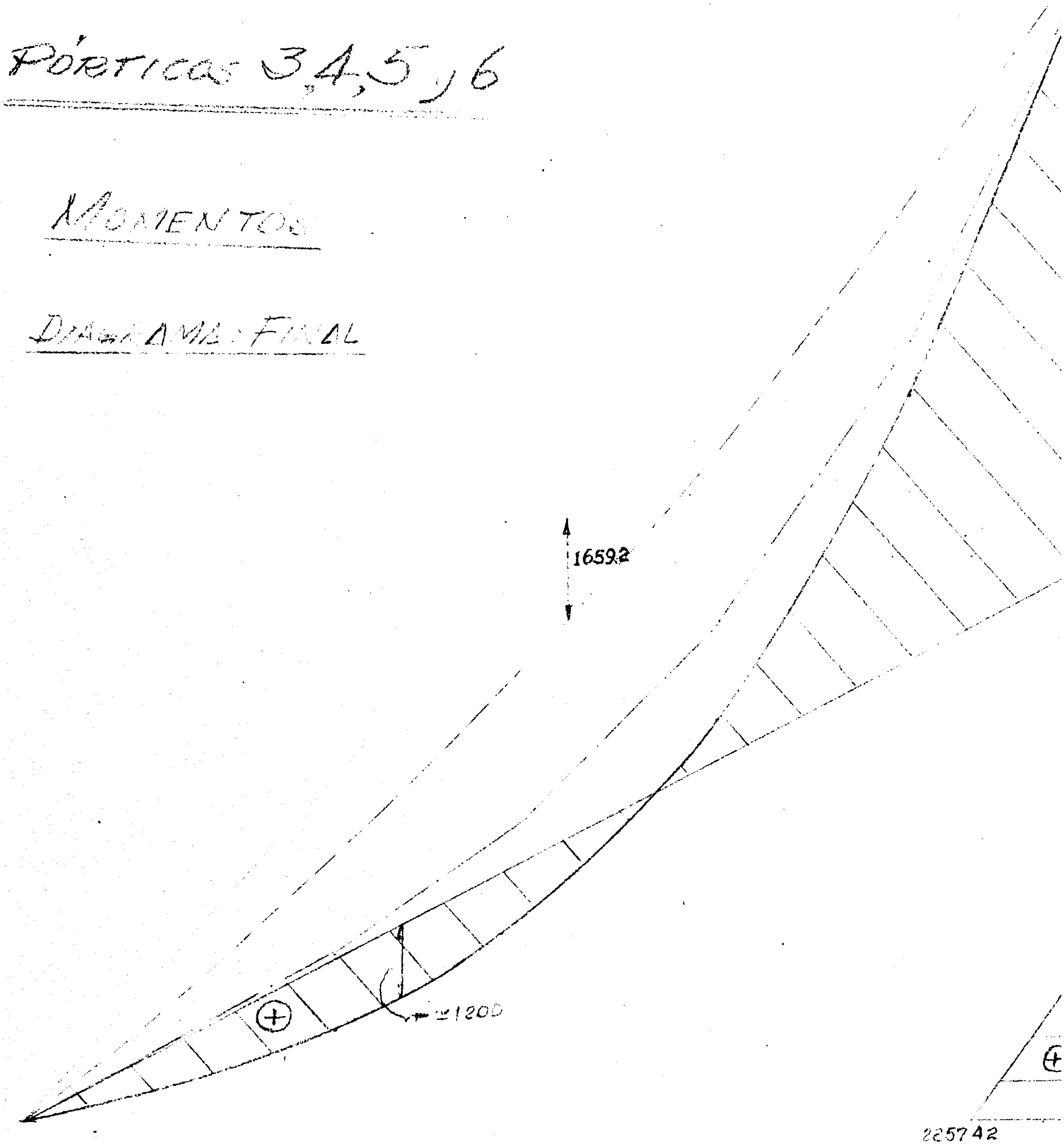
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO TOTALES



PÓRTICOS 3,4,5 y 6

MOMENTOS

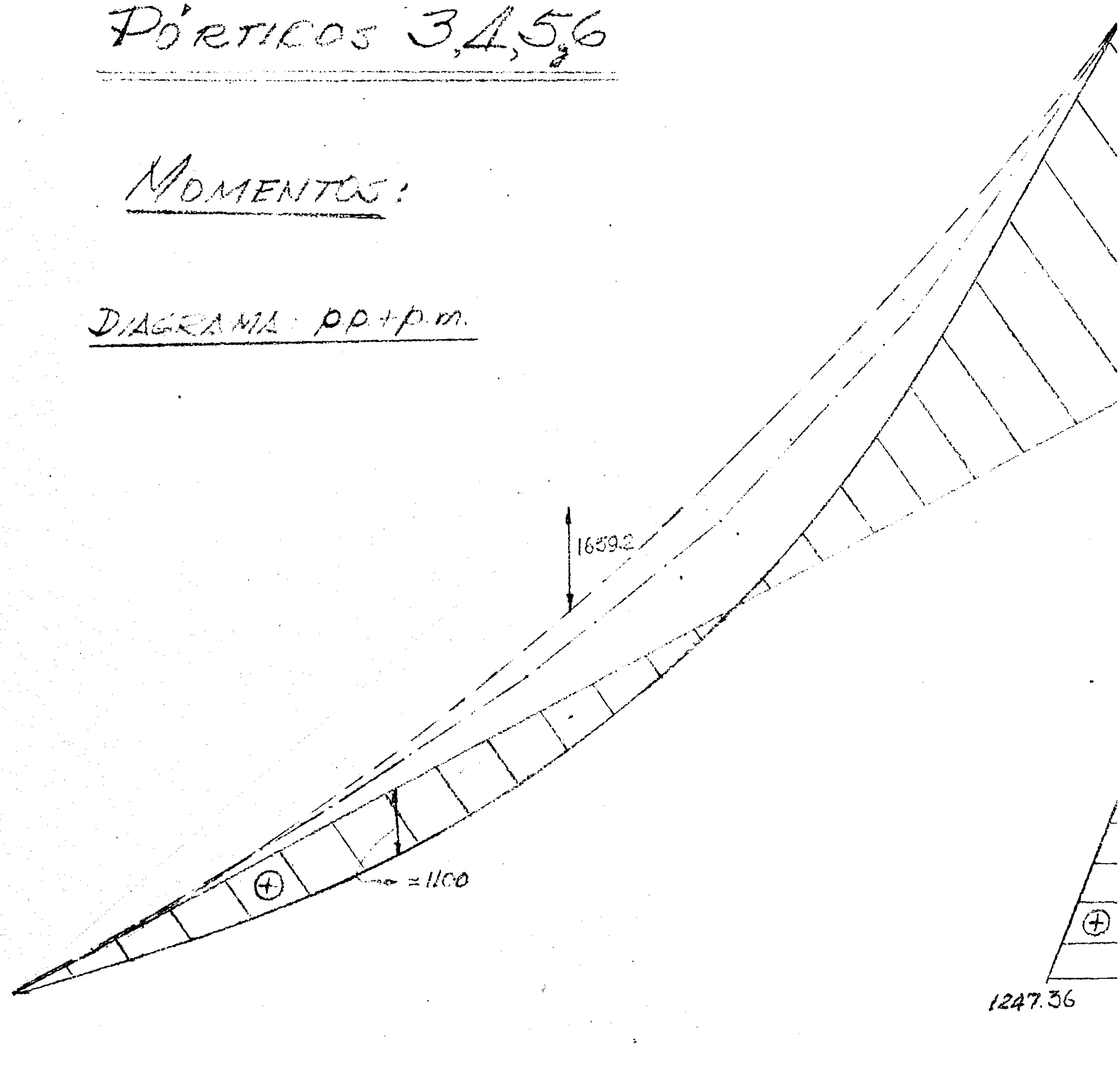
DIAGRAMA: FINAL



PÓRTICOS 3,4,5,6

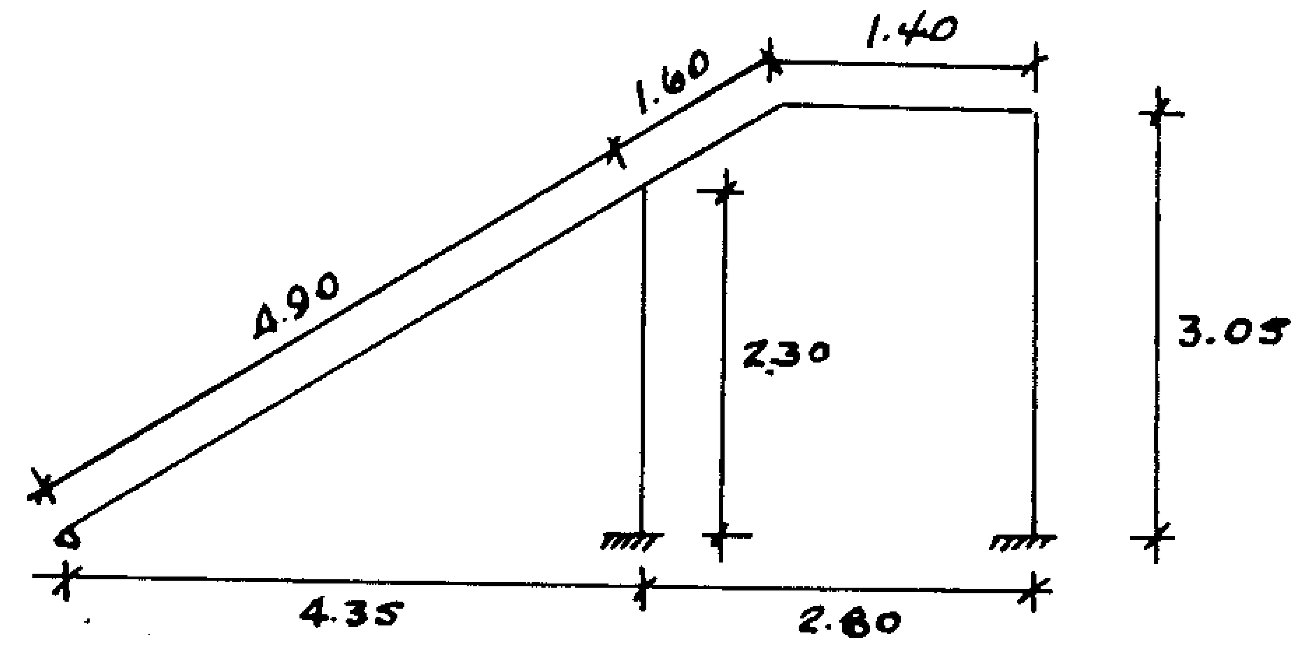
MOMENTOS:

DIAGRAMA pp+p.m.

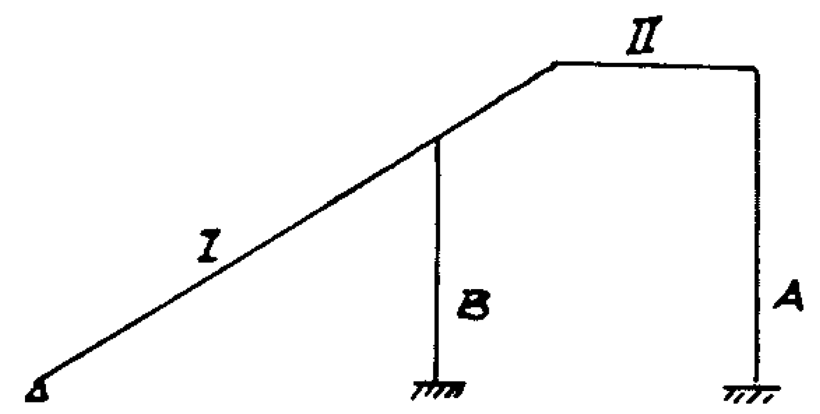


ESTRUCTURA DE LOS PÓRTICOS 2 y 7.

En el gráfico adjunto, se puede apreciar las distancias, entre ejes, para para este tipo de pórticos que a continuación doy: →



Las consideraciones para la resolución de este pórtico, serán las mismas que las del anteriormente calculado



DIMENSIONES:

Adoptaré las mismas que las del pórtico anterior. En este tipo de pórtico tampoco intervendrán las cargas que actúan sobre la losa pasadizo y sus vigas, por las mismas razones ya expuestas.

CARACTERÍSTICAS

Por ser las secciones constantes, los factores de trasmisión de momentos serán para todos los elementos $\beta = 0.5$

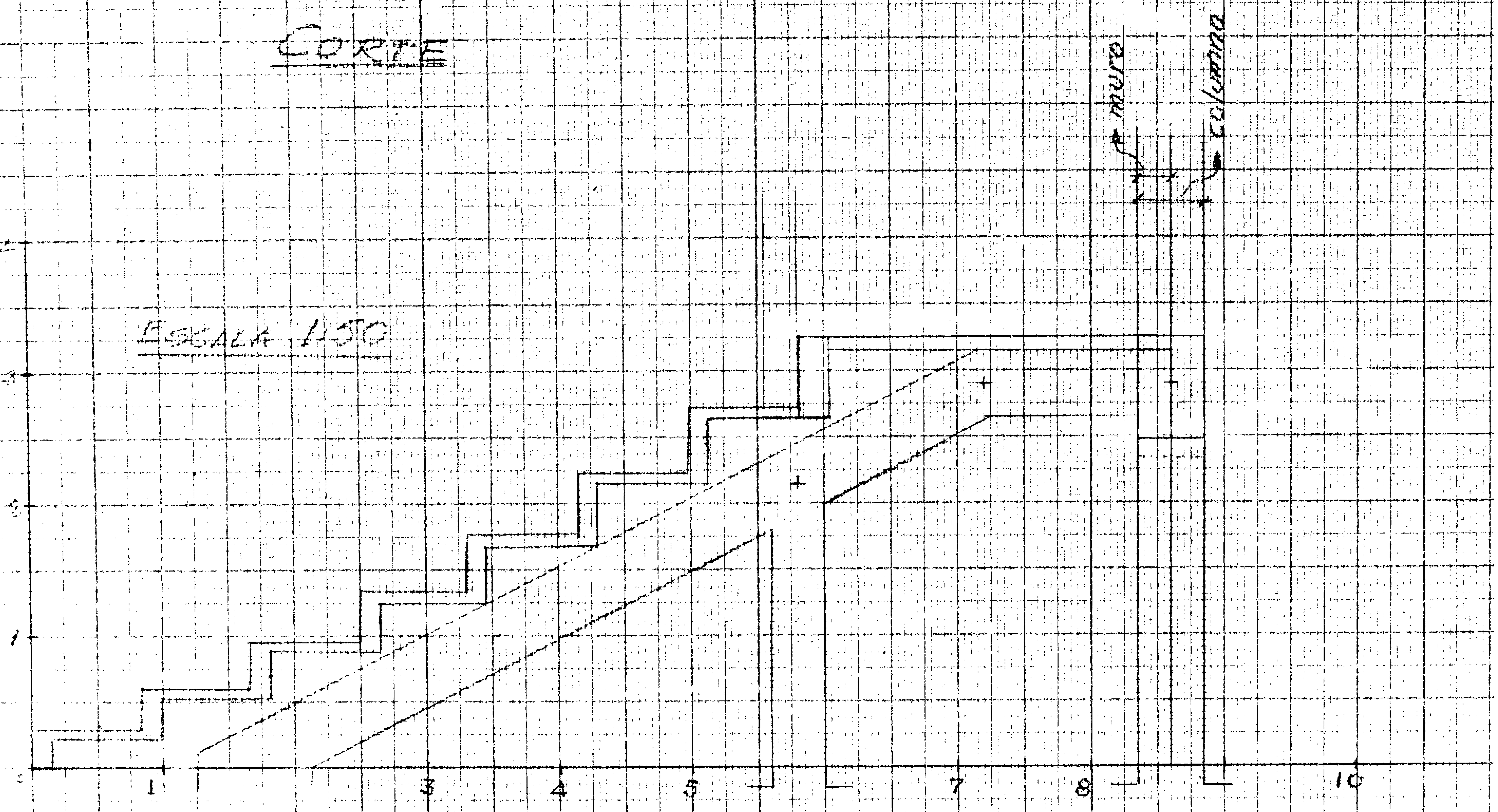
Las rigideces son todas $k = \frac{4EI}{L}$ que se reducirán como en el caso del pórtico anterior a $k = \frac{I}{L}$, por ser todos los elementos del mismo material.

En el cuadro que doy a continuación a base de las dimensiones de los elementos, se hallan las rigideces y los coeficientes de repartición:

PÓRTICOS 2 y 7

CORTE

ESCALA 1/50



ELEMENTO	Dimensiones (cms, b×h.	I (cm⁴)	L (cms.)	I/L (cm³)	REPARTICIÓN	
					Derecha	Izquierda
VIGA I	35×50	364583	490	744	0.268	
VIGA II	35×50	364583	300	1215.3	0.47	0.439
COL. B	35×40	186667	230	812	0.293	
COL. A	40×50	416667	305	1369	0.53	

Para el estudio del pórtico, hare 2 Cross:

uno para solicitación de p.p. del pórtico + p. muerto y

otro para solicitación de sobre carga.

PESO PROPIO

Para las Vigas:

De acuerdo al cuadro de características:

$$p.p. = 0.35 \times 0.50 \times 2400 \times 1 = \underline{420 \text{ Kgs/m.l.} = w}$$

Las consideraciones, serán las mismas que las del pórtico anterior, por lo que los gráficos podrán verse en dicho cálculo, ya que son similares.

Viga.I.: De acuerdo al gráfico de este pórtico, se puede apreciar que se requiere en esta viga una altura de apoyo de gradería de aproximadamente:

$$w'_c = \frac{0.35}{2} \times 0.35 \times 2400 \times 1 = 147 \text{ Kgs/m.l}$$

$$w'_a = \frac{0.50}{2} \times 0.35 \times 2400 \times 1 = 209 \text{ Kgs/m.l.}$$

que nos dara por totales:

$$w''_c = w + w'_c = 420 + 147 = 567 \text{ Kgs/m.l}$$

$$w''_a = w + w'_a = 420 + 209 = 629 \text{ Kgs/m.l}$$

al igual que en el pórtico anterior la hallaremos por metro de proyección:

Para ello $\cos\alpha = \dfrac{4.35}{4.90} = 0.89$

$$\therefore \quad w_c = \frac{567}{0.89} = \underline{\underline{637 \text{ Kgs/m.l} = w_c}}$$

$$w_a = \frac{629}{0.89} = \underline{\underline{707 \text{ Kgs/m.l} = w_a}}$$ (ver pag 84)

Viga II:

Como es quebrado, proyectaré solamente la parte de la viga que no es horizontal y que mide 1.60 m.

$$\therefore w_1 = \frac{420}{0.89} = 472 \ \text{Kgs/m.l.}$$

De acuerdo a estos valores hallaremos los momentos de empotramiento perfecto:

VIGA I: Dos tipos de carga: (ver pag 85)

a) $M'_I = \frac{1}{12} \times 637 \times 4.35^2 = \underline{1008 \text{ Kg m} = M'_I = -M'_D}$

b) $M''_I = \frac{1}{32} \times 70 \times 4.35^2 = \underline{41.5 \text{ Kg m} = M''_I = -M''_D}$

Totales:

$$M_I = 1008 + 41.5 = \underline{1049.5 \text{ Kg m} = M_I = -M_D}$$

Viga II: Dos tipos de carga: (ver pag. 85)

a) $M'_I = \frac{1}{12} \times 420 \times 2.8^2 = \underline{274.5 \text{ Kg m.} = M'_I = -M'_D}$

b) $M''_I = \frac{1}{12} \times 52 \times 1.4^2 \left[4 + \frac{1.4}{2.8} + 2 \times \frac{1.4^2}{2.8^2} + \frac{1.4^2}{2.8^2}\right]$

$$= 8.5 \times 3.25 = \underline{26.8 \text{ Kg m.} = M''_I}$$

$$M''_D = -\frac{1}{12} \times 52 \times 1.4^2 \left[3 - 2 \times \frac{1.4}{2.8} - \frac{1.4^2}{2.8^2} - 2 \times \frac{1.4^2}{2.8^2}\right] =$$

$M''_D = -8.5 \times 1.25 = \underline{-10.65\ Kgm = M''_D}$

Totales:

$M_I = 274.5 + 26.8 = \underline{\underline{301.3\ Kgm = M_I}}.$

$M_D = 274.5 + 10.65 = \underline{\underline{285.15\ Kgm = M_D}}.$

PESO MUERTO.

Tengo las mismas consideraciones que para el pórtico anterior, con la diferencia que las longitudes variarán a la mitad, más la longitud de los volados. Las fórmulas que se emplearán en consecuencia serán las mismas.

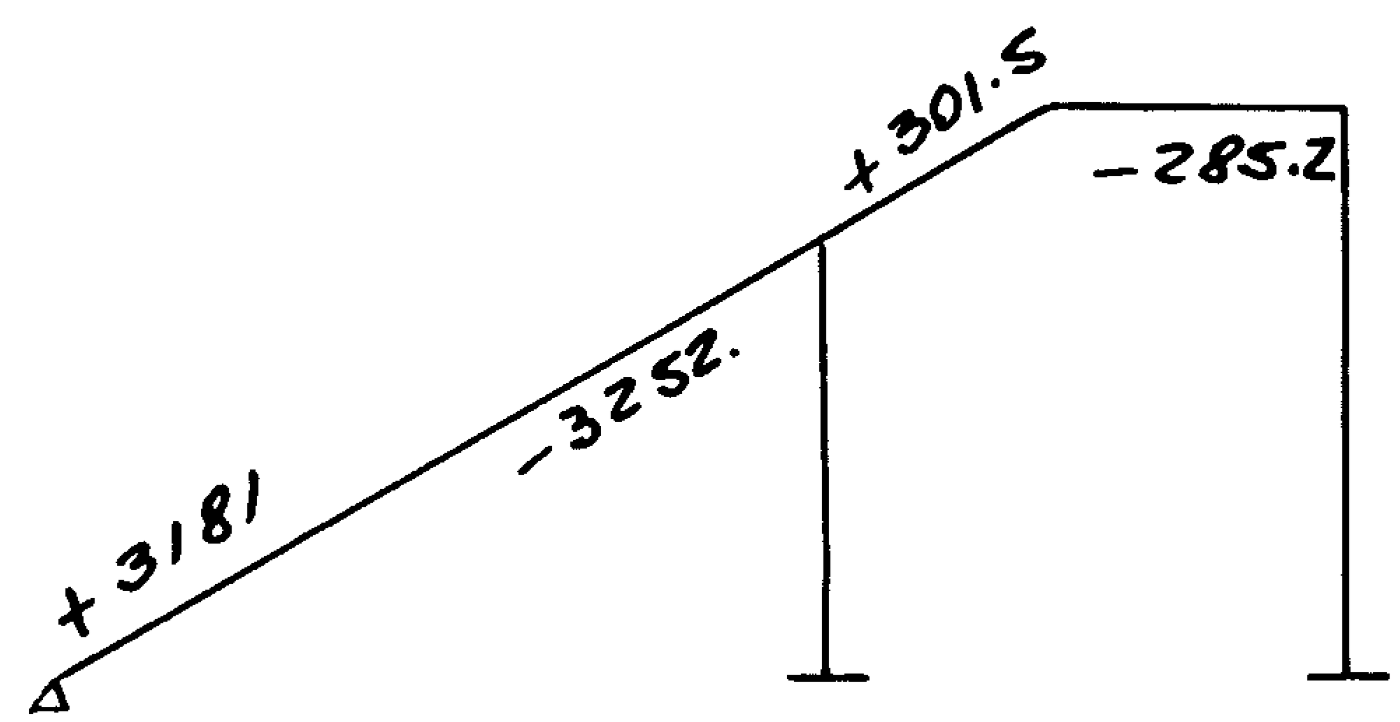
A continuación, doy un cuadro con los valores de los datos, la manera de hallar los momentos de empotramiento perfecto, así como dichos momentos (a la vuelta).

(ver pag. 87).

Viga Eje	Longitud (metros)	Cargas (Kgs/ml) Vigas p.p.	Vigas p.m.	Losas p.p.	Losas p.m.	Total w (Kgs/ml)	F=w.L (Kgs)	Distancia a los apoyos (metros) a	b	a^2 (m^2)	b^2 (m^2)	Momentos de Empotramiento Perfecto (Kgs.m) M. izquierdo	M. derecho
C	3.00	179	50	134.4	80	443.4	1330	3.60	0.75	13.0	0.562	143	− 683
D	2.70	166	46	134.4	80	426.4	1155	2.77	1.58	7.68	2.50	424	− 745
E	2.70	153	43	134.4	80	410.4	1110	1.94	2.41	3.76	5.80	662	− 533
F	2.70	140	39	134.4	80	393.4	1060	1.11	3.24	1.23	10.50	651	− 224
G	2.70	127	36	134.4	80	377.4	1020	0.28	4.07	0.079	16.60	251	− 17.3
											Σ	2131	− 2202.3

$\therefore$ $\underline{M_I = 2131 \text{ Kgm.}}$ $\underline{M_D = 22023 \text{ Kgm.}}$

Luego para el Cross:
(p.p. + p.m.)

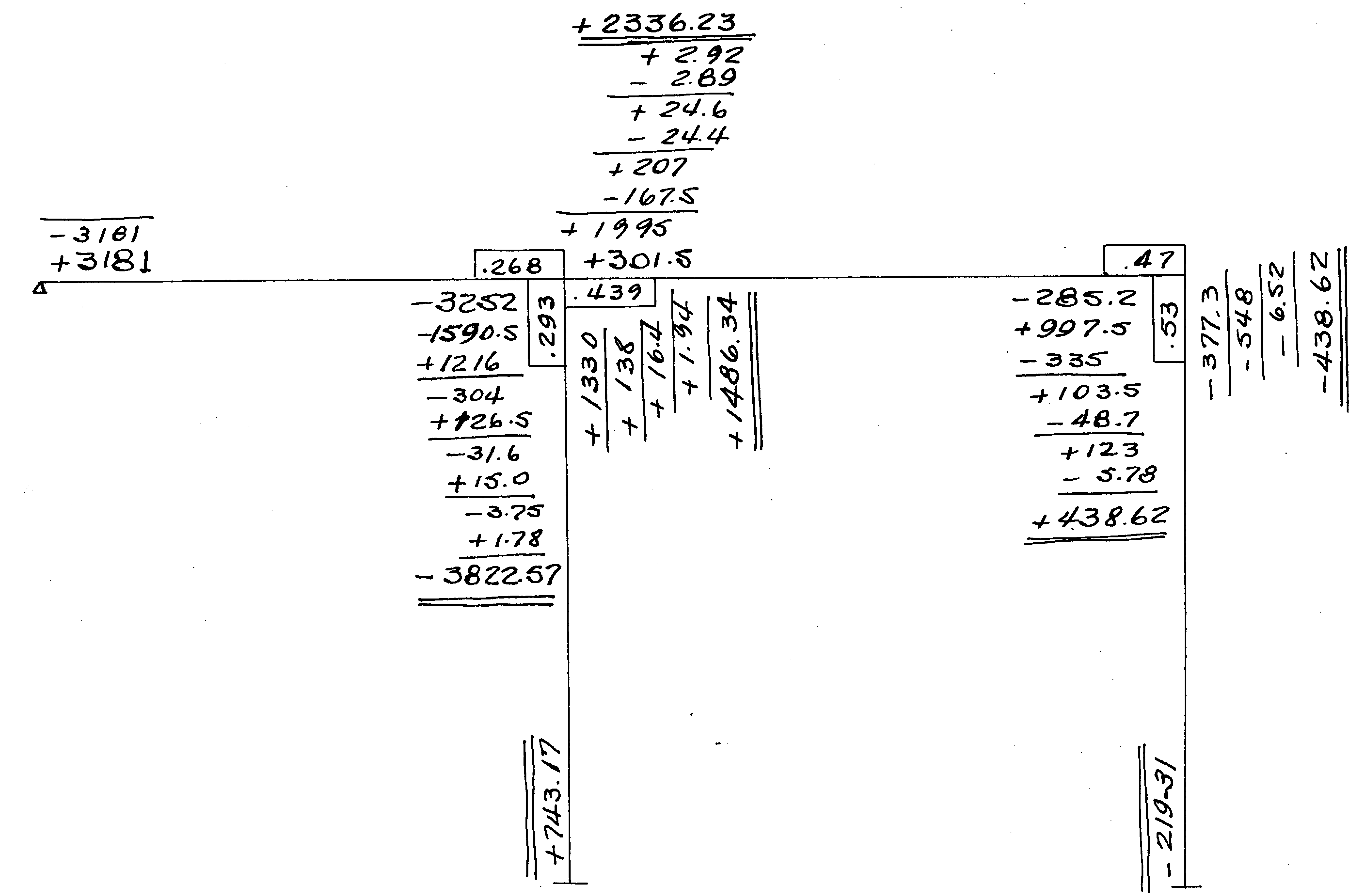


VIGA I:

$M_D = -(2202.3 + 1049.5) = \underline{\underline{-3251.8 \text{ Kgm} = M_D}}$

$M_I = 2131 + 1049.5 = \underline{\underline{3180.5 \text{ Kgm} = M_I}}$

Peso Propio + Peso Muerto:



SOBRE CARGA:

Teniendo en cuenta las mismas consideraciones fue para el pórtico anterior, con la diferencia de la longitud de los contrapasos, como ya se dijo. Las fórmulas empleadas serán las mismas

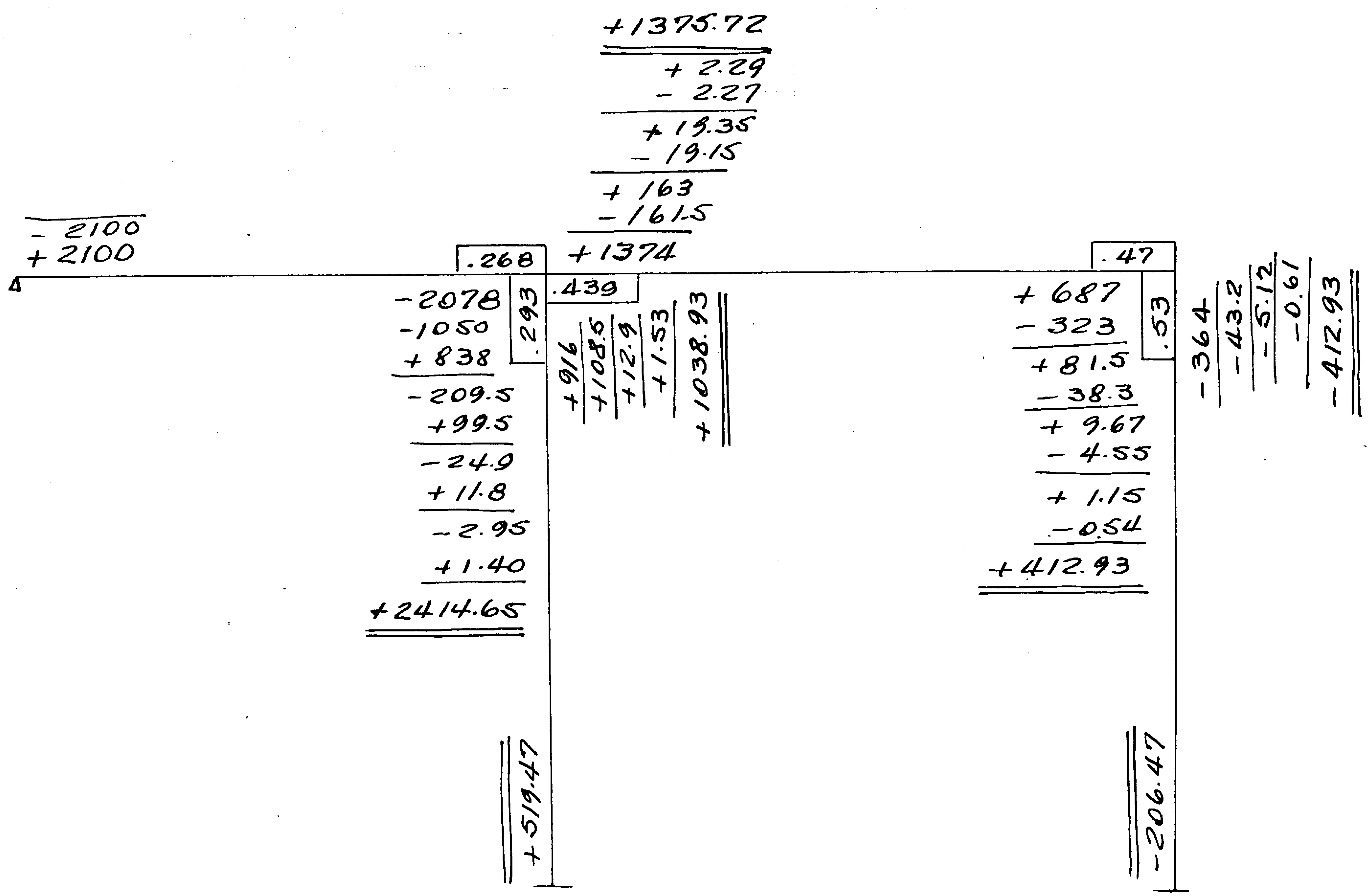
(ver pag. 90)

A continuación un cuadro con los valores resultantes:

VIGA EJE	Longitud (mts.)	ω (Kgs/m.l.)	$F=\omega L$ (Kgs.)	Distancia a los apoyos		a^2 (m^2)	b^2 (m^2)	Mes de Empot. Perf. (Kg.m.)	
				a(mts)	b(mts)			M izquierdo	M derecho
C	3.00	400	1200	3.61	0.75	13.0	0.562	129	- 616
D	2.70	400	1080	2.77	1.58	7.68	2.50	396	- 696
E	2.70	400	1080	1.94	2.41	3.76	5.80	645	- 519
F	2.70	400	1080	1.11	3.24	1.23	10.50	663	- 228
G	2.70	400	1080	0.28	4.07	0.079	16.6	266	- 18.3
							Σ	2099	-2077.3

Cuya resolución por Cross, está en la siguiente página.

Sobrecarga:


+1375.72
+ 2.29
- 2.27
+ 19.35
- 19.15
+ 163
- 161.5
+ 1374
- 2100
+ 2100
.268
.293
.439
.47
.53
-2078
-1050
+ 838
-209.5
+99.5
-24.9
+11.8
-2.95
+1.40
+2414.65
+916
+108.5
+12.9
+1.53
+1038.93
+ 687
- 323
+ 81.5
- 38.3
+ 9.67
- 4.55
+ 1.15
- 0.54
+ 412.93
- 364
- 43.2
- 5.12
- 0.61
- 412.93
+519.47
-206.47

Reacciones y Momentos Máximos de las Cargas de los Pórticos 2, 7

Se hará uso de los mismos fórmulas usados para el pórtico anteriormente calculado: (ver pag 92)

A) PESO PROPIO:

VIGA I:

Momentos:

$$M'max = \frac{637 \times 4.35^2}{8} = 1510 \text{ Kgm}$$

$$M''max = \frac{70 \times 4.35^2}{8} = 55.3 \text{ ''}$$

$$\underline{\underline{1565.3 \text{ Kgm} = Mmax.}}$$

Reacciones:

$$R'_I = \frac{567 \times 4.90}{2} = 1387 \text{ Kgs}$$

$$R''_I = \frac{62 \times 4.90}{4} = 76 \text{ ''}$$

$$\underline{\underline{1463 \text{ Kgs} = R_I = R_D}}$$

VIGA II:

Momentos:

$$Mmax = \frac{430 \times 2.8^2}{4} = \underline{\underline{422 \text{ Kgm} = Mmax}}$$

Reacciones:

$$R_I = \frac{420 \times 3.0}{2} = \underline{\underline{630 \text{ Kgs} = R_I = R_D}}$$

B).- PESO MUERTO Y SOBRE CARGA.-

Los hallaremos a base del siguiente cuadro en que figuran ambos. Con consideraciones similares a las del pórtico anterior se resuelve a continuación.

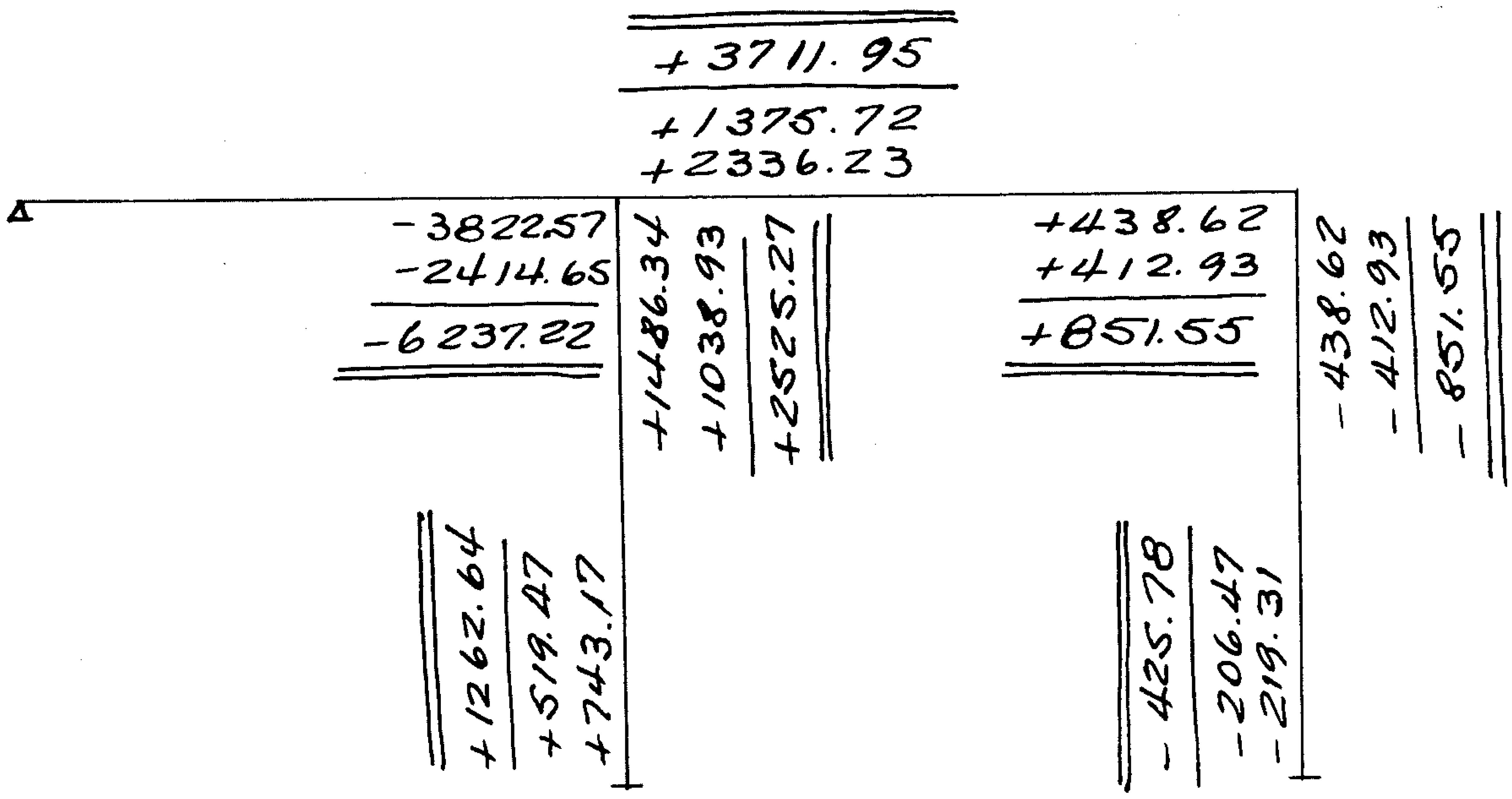
VIGA EJE	a	b	PESO MUERTO				SOBRE CARGA				ΣM
			Carga F (Kgs.)	M.max $\frac{F.a.b}{L}$ (Kg.m.)	Reacciones (Kgs.)		400 x L = F (Kgs.)	M.max $\frac{F.a.b}{L}$ (Kg.m)	Reacciones (Kgs)		
	(m.)	(m.)			Izquier.	Derecha			Izquier.	Derecho	(Kg.m)
C	3.60	0.75	1330	825	228	1102	1200	745	207	993	1570
D	2.77	1.58	1155	1162	420	735	1080	1090	393	687	2252
E	1.94	2.41	1110	1191	615	495	1080	1072	598	482	2263
F	1.11	3.24	1060	878	789	271	1080	895	805	275	1773
G	0.28	4.07	1020	267	954	66	1080	283	1011	69	550
					3006	2669	$=\Sigma=$		3014	2506	

REACCIONES TOTALES:

	Derecha:	Izquierda:
$R.p.m_{I}$ =	2669	3006
$R\ s/c_{I}$ =	2506	3014
$Rp.p_{I}$ =	1463	1463
$Rp.p_{II}$ =	630	
	7268 Kgs	7483 Kgs
	Pilares B	Opoyo Vigas I

Pilares C $R = Rpp_{a} = 630$ Kgs

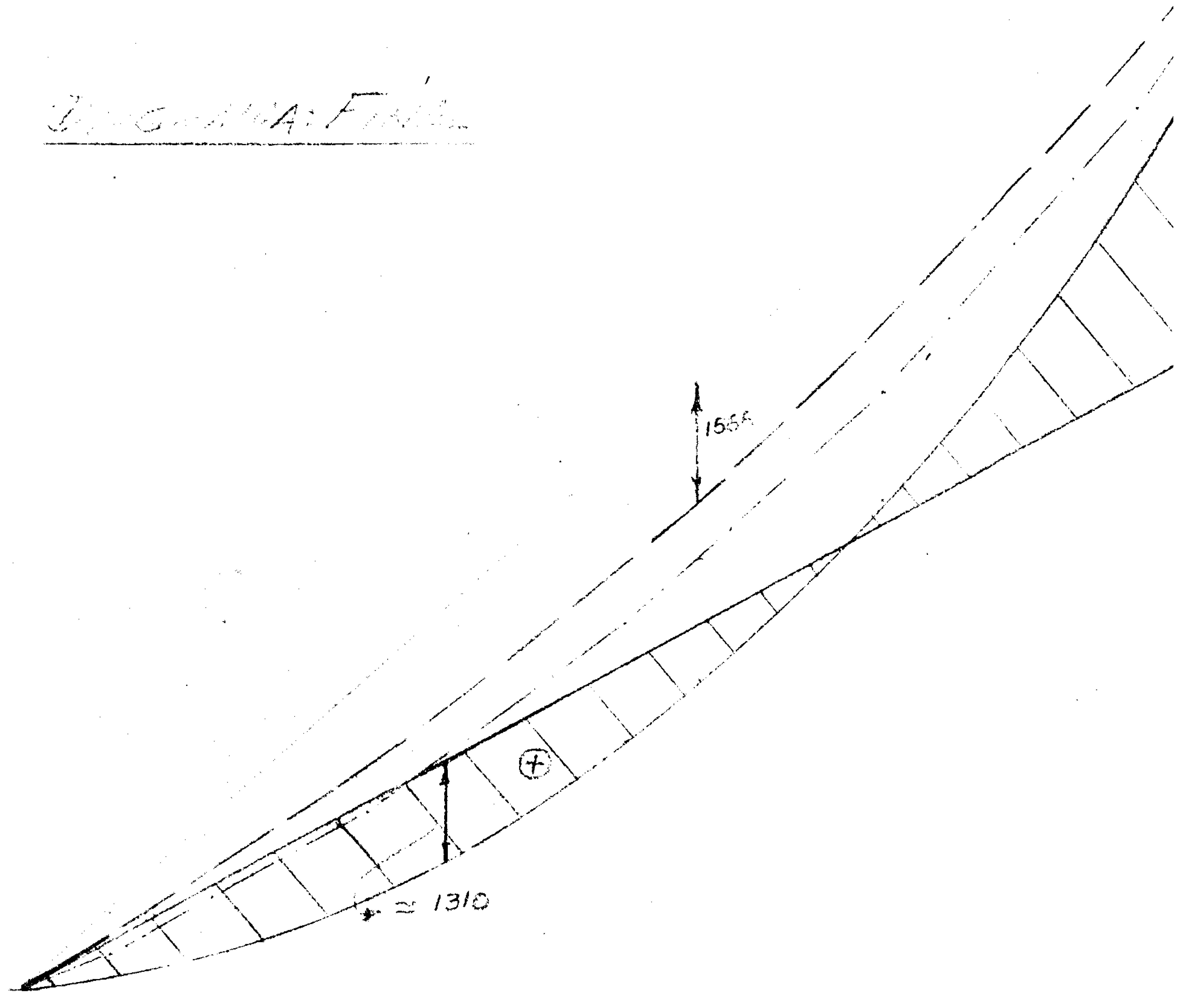
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO TOTALES.



PÓRTICOS 2 y 7

MOMENTOS

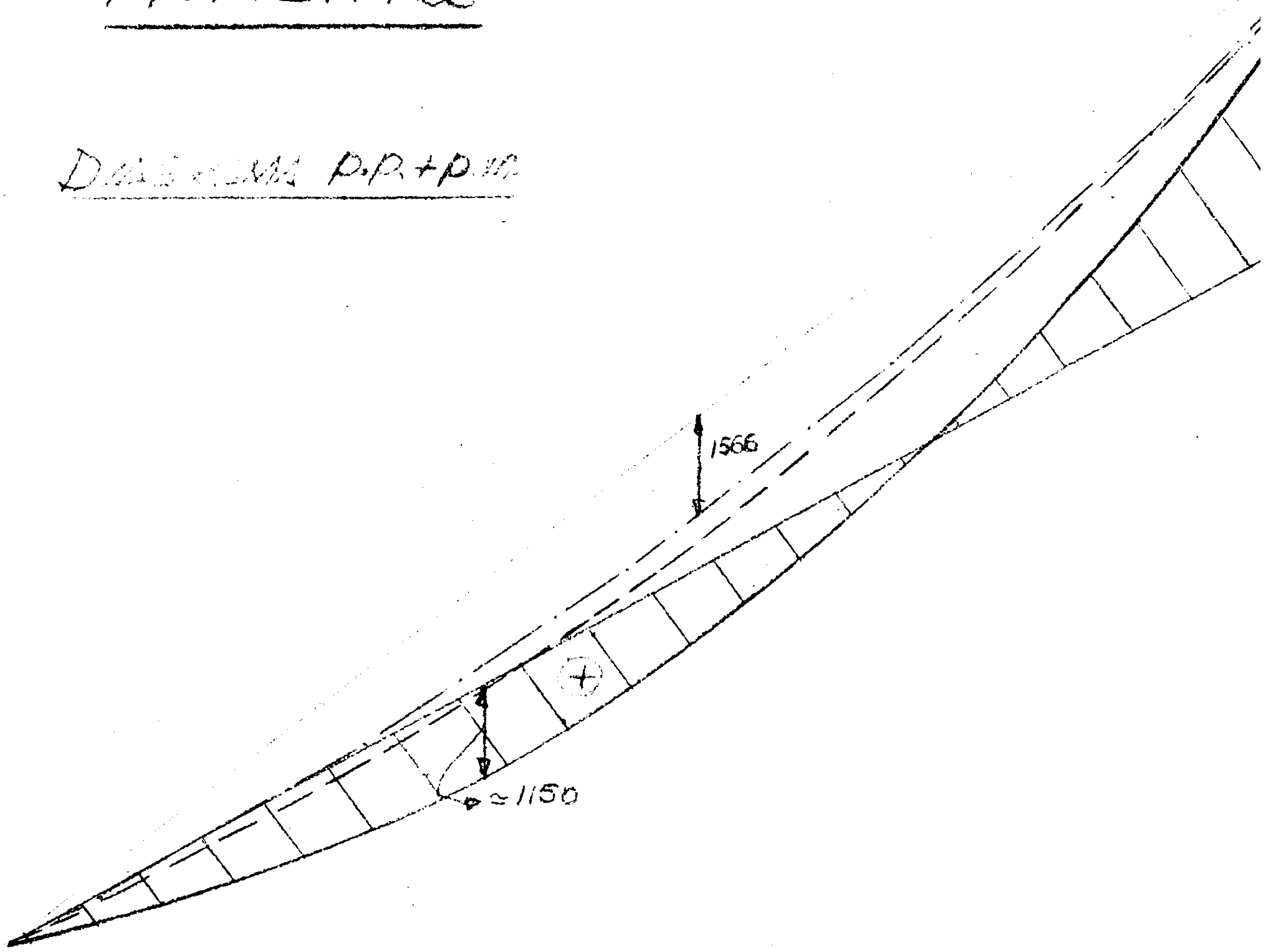
DIAGRAMA: FINAL



PÓRTICOS 2 y 7

MOMENTOS

DIAGRAMA p.p.+p.m.



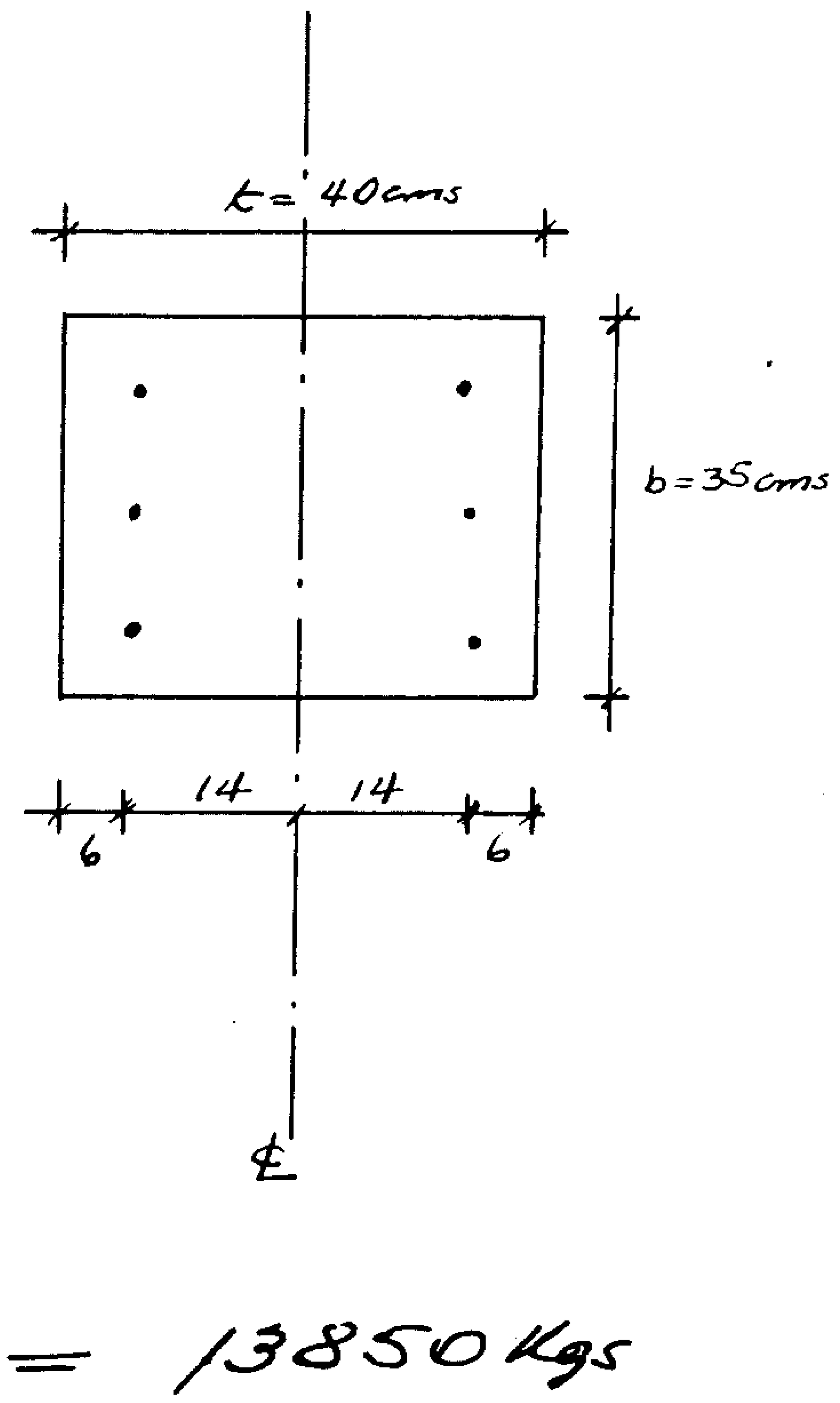
CÁLCULO DE LAS COLUMNA Y VIGAS DE LOS PÓRTICOS 3, 4, 5 y 6.

COLUMNAS.-

Trabajarán a flexocompresión
El cálculo será similar para todas ellas.
Las fórmulas a usar están indicadas en la primera fue cálculo, al igual que su aplicación.

COLUMNAS B3, B4, B5 y B6

Su sección más desfavorable es la parte superior de la columna, en la que:



Datos:

- $t = 40$ cms
- $b = 35$ cms.
- $a = 14$ cms
- $h_v = 2.10$ m.
- $M = 4514.85$ Kg m.
- Concreto normal $\therefore n = 15$

Valor de N = Carga axial:

a) por losa pasadizo y vigas = 13850 Kgs
b) por graderías (de acuerdo a un cuadro anterior) = 11718.5 "

$N = 25568.5$ Kgs

$e =$ excentricidad $= e = \frac{M}{N} = \frac{4514.85}{25568.5} =$

$$e = 0.177m = \underline{17.7cms = e < t}$$

Como $\frac{e}{t} < 1$ será del 1er caso de flexo compresión de columnas.

Como $\frac{h_v}{b} = \frac{2.10}{0.35} < 10$, será columna corta.

Para hallar la carga axial equivalente para el calculo aplicamos: $P = N\left(1 + C.D.\frac{e}{t}\right)$, ① donde:

Por ser columna con estribos:

$$C = \frac{0.8[0.225\, f'_c + f_s \cdot p_g]}{0.45 f'_c[1+(n-1)p_g]} \quad \text{y asumiendo } p_g = 0.016$$

$$C = \frac{0.8[0.225 \times 140 + 1400 \times 0.016]}{0.45 \times 140[1+(15-1) \times 0.016]} = \frac{0.8(31.5 + 22.4)}{63[1 + 0.224]} =$$

$$C = \frac{0.8 \times 539}{63 \times 1.224} = \underline{0.558 = C}$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} : \begin{cases} t^2 = 40^2 = \underline{1600 = t^2} \\ R^2 = \dfrac{t^2 + 12(n-1)p_g \cdot a^2}{12[1+(n-1)p_g]} = \dfrac{1600 + 12(15-1) \times 0.016 \times 14^2}{12[1+(15-1) \times 0.016]} \\ R^2 = \dfrac{1600 + 516}{12 \times 1.224} = \dfrac{2116}{12 \times 1.224} = \underline{144 = R^2} \end{cases}$$

$$\therefore D = \frac{1600}{2 \times 144} = \underline{\underline{5.55 = D}}$$

Luego reemplazando valores en ①

$$P = 25568.5\left(1 + 0.558 \times 5.55 \times \frac{17.7}{40}\right) = N(1 + 1.37)$$

$P = 25568.5 \times 2.37 = \underline{60500 \text{ Kgs} = P}$

Chequeando la cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{60500}{0.8 \times 1400} - 140 \times 0.225}{1400} = \frac{54 - 31.5}{1400} = \frac{22.5}{1400} = 0.01605$$

Así como se ve chequea con la cuantía asumida:

$$\therefore \underline{\underline{p_g = 0.016}}$$

Area de Acero:

$$A_s = 0.016 \times 1400 = \underline{22.4 \text{ cm}^2} = A_s.$$

$6 \phi 7/8''$ $(=23.27 \text{ cm}^2)$

Estribos:

usando ϕ 3/8"

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 48 \times 3/8'' \leq 45.7 \text{ cms.} \\ s \leq 16 \times 7/8'' \leq 35.5 \text{ cms} \\ s \leq 35 \text{ cms} \leq b \end{array}\right\} \therefore \boxed{}\ 3/8'' @ 35$$

el 1º y el ultimo @ 5 cms.

Chequeo para la parte inferior de la columna:

Varían los datos: $\begin{cases} M = 2257.42 \\ N = 25568.5 + p.p \end{cases}$

$N = 25568.5 + 0.35 \times 0.40 \times 2.10 = 705 + 25568.5 = \underline{26273.5 \text{ Kgs}}$

$$\therefore e = \frac{M}{N} = \frac{2257.42}{26273.5} = 0.086 \text{ m} = \underline{8.6 \text{ cms} = e < t}$$

Asumiendo la misma cuantía que anteriormente, obtendremos los mismos valores de C y D

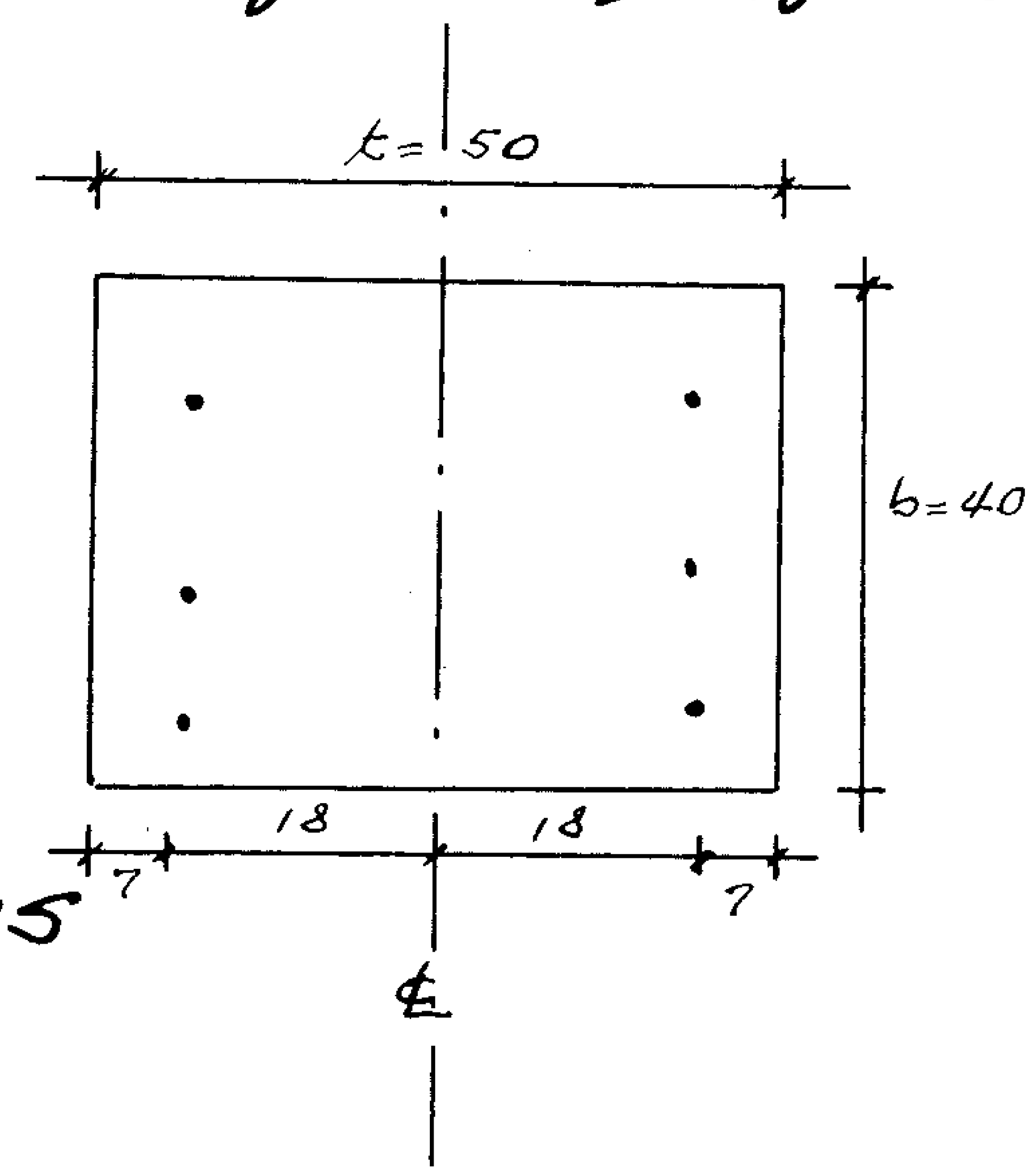
$\therefore \quad P = 26273.5\left(1 + 0.558 \times 5.55 \times \frac{8.6}{40}\right) = N(1+0.665)$

$P = 26273.5 \times 1.665 = \underline{43700 \text{ Kgs} < 60500 \text{ Kgs}}$

por lo que se obtendrán valores menores de cuantía.

COLUMNAS A3, A4, A5 y A6

Su sección más desfavorable es la parte superior de la columna, en lo que:



Datos: $\begin{cases} b = 40 \text{ cms.} \\ t = 50 \text{ cms} \\ a = 18 \text{ cms.} \\ h_T = 2.65 \text{m.} \\ M = 1560.05 \text{ Kgm.} \\ \text{concreto normal} \quad \therefore n = 15 \end{cases}$

$N =$

a) por losa pasadizo y viga = 36000 Kgs

b) por columna superior = 27700 "

c) por peso propio viga II del pórtico = 683 "

$\underline{\underline{64383 \text{ Kgs} = N}}$

$\therefore \quad e = \frac{1560.05}{64383} = 0.0244 \text{ m} = \underline{2.44 \text{ cms} = e < t}$

luego es 1er caso

y como $\frac{2.65}{0.40} < 10$ es columna corta.

Para hallar P.

Asumiendo $p_g = 0.01$

$$C = \frac{0.8 \times (0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)}{0.45 \times 140 [1 + 14 \times 0.01]} = \frac{0.8 \times (31.5 + 14)}{63 \times 1.14} =$$

$$\frac{0.8 \times 45.8}{63 \times 1.14} = \underline{0.51 = C}$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} \quad \begin{cases} t^2 = 50^2 = \underline{2500 = t^2} \\ R^2 = \dfrac{2500 + 12(15-1) \times 0.01 \times 18^2}{12 \times 1.14} = \dfrac{2500 + 545}{12 \times 1.14} \\ \quad = \dfrac{3045}{12 \times 1.14} = \underline{223 = R^2} \end{cases}$$

$$\therefore \quad D = \frac{2500}{2 \times 223} = \underline{5.6 = D}$$

Luego:

$$P = 64383 \left(1 + 0.51 \times 5.6 \times \frac{2.43}{50}\right) = N(1 + 0.139)$$

$$= 64383 \times 1.139 = \underline{73300 \text{ Kgs} = P}$$

Chequeando la cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{73300}{0.8 \times 2000} - 0.225 \times 140}{400} = \frac{45.8 - 31.5}{1400} = \frac{14.3}{1400} = \underline{0.0102 = p_g}$$

por lo que adopto de cuantía: $\underline{\underline{p_g = 0.01}}$

Area de Acero:

$$A_s = 0.01 \times 2000 = \underline{20 \text{ cm}^2 = A_s}$$

$2 \phi 3/4" + 4 \phi 7/8"$ $(= 21.2 \text{ cm}^2)$

Estribos:

usando ϕ 3/8"

dará:

$s \leq 48 \times 3/8'' \leq 45.7$ cms.

$s \leq 16 \times 3/4'' \leq 30.8$ cms.

$s \leq b \leq 40$ cms

$\square\ 3/8''$ @ 30 cms

el 1º y el ultimo @ 5 cms.

<u>Chequeo para la parte inferior de la columna.</u>

Varian los datos: $M = 780.02$, $N = 64383 + p.p.$

$N = 64383 + 0.40 \times 0.50 \times 2400 \times 2.65 = 64383 + 1275 = \underline{65658 \text{ Kgs} = N}$

luego: $e = \dfrac{780.02}{65658} = 0.0119\text{m} = \underline{1.19\text{cm} = e}$

Asumiendo igual cuantía $p_g = 0.01$, se obtienen idénticos valores de C y D.

$\therefore\ P = 65658\left(1 + 0.51 \times 5.6 \times \dfrac{1.19}{50}\right) = 65658\,(1 + 0.068)$

$= 65658 \times 1.068 = 70100 \text{ Kgs} < 73300 \text{ Kgs.}$

por lo que se obtendrán valores menores para la cuantía.

VIGAS.-

Se calcularán las de cada lado por separado ya que las del tipo I requieren acero a compresión, no así las del tipo II. Las fórmulas para cada caso figuran al hacer los cálculos.

Los valores de los momentos para cada caso figuran en los diagramas hechos a base de los Cross y para el cálculo, he adoptado siempre los valores más desfavorables.

VIGAS TIPO I CORRESPONDIENTES A LOS PÓRTICOS 3, 4, 5, y 6

Datos: sección $\begin{cases} b = 35 \\ h = 50 \end{cases}$

$(+)M = 1200$ Kg.m.

$(-)M = 10609.78$ Kgm.

Como $h = 50$ $\qquad d = 50 - 7 = 43\text{ cm} = d$

$\therefore M_c = M^o$ resistente del Concreto $= K.b.d^2$

$= 11 \times 35 \times 43^2 = 713000 \text{ Kgcm} = M_c$

y como $(-) M = 10609.78 \text{ Kgm} > M_c$ requerirá de acero a compresión:

Para ello $M_R = 1060978 - 713000 = 347978 \text{ Kgcm} = M_R$

Areas de Acero a tracción:

A_{s_1} (por viga equilibrada) $= p.b.d = 0.0091 \times 35 \times 43 = 13.7 \text{ cm}^2 = A_{s_1}$

$As_2 =$ (equilibrio acero a compresión) $= \frac{Me}{fs(d-d_1)} = \frac{347978}{1400\times(43-5)} = \underline{As_2 = 6.54\,cm^2}$

$\therefore \quad As = As_1 + As_2 = 13.7+6.54 = \underline{\underline{20.24\,cm^2 = As}}$

Acero a Compresión:

Carga de trabajo del acero a compresión:

$fs_1' = n.fc.\frac{kd-d'}{kd} = 15\times63.\frac{0.403\times43-5}{0.403\times43} = \underline{674\,Kgs/cm^2 = fs_1'}$

$\therefore \quad fs' = 2\times674 = \underline{1348\,Kgs/cm^2 = fs'} < fs$

$\therefore \quad A's = \frac{Me}{fs'(d-d')} = \frac{347978}{1348(43-5)} = \underline{\underline{6.79\,cm^2 = A's}}$

Además tendremos:

$(+)As = \frac{M}{fs.j.d} = \frac{120000}{1400\times0.866\times43} = 2.3\,cm^2 = (+)As.$

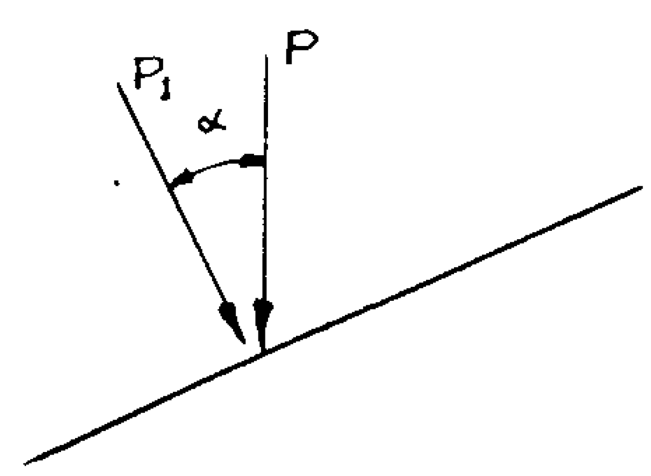
pero $As_{min} = 0.005\times35\times43 = \underline{7.53\,cm^2 = As_{min}}$

$\therefore \quad \underline{(+)As = 7.53\,cm^2}$

Esfuerzo Cortante:

Para mayor claridad, proyectaré todas las fuerzas, de modo que queden perpendiculares a la viga y poder así hallar un gráfico para distribuir los estribos que se requieren:

Para ello:



$P_1 = P.\cos\alpha$ y $L_1 = \frac{L}{\cos\alpha}$ y

$$\cos \alpha = \frac{4.50}{5.00} = \underline{0.9 = \cos \alpha.}$$

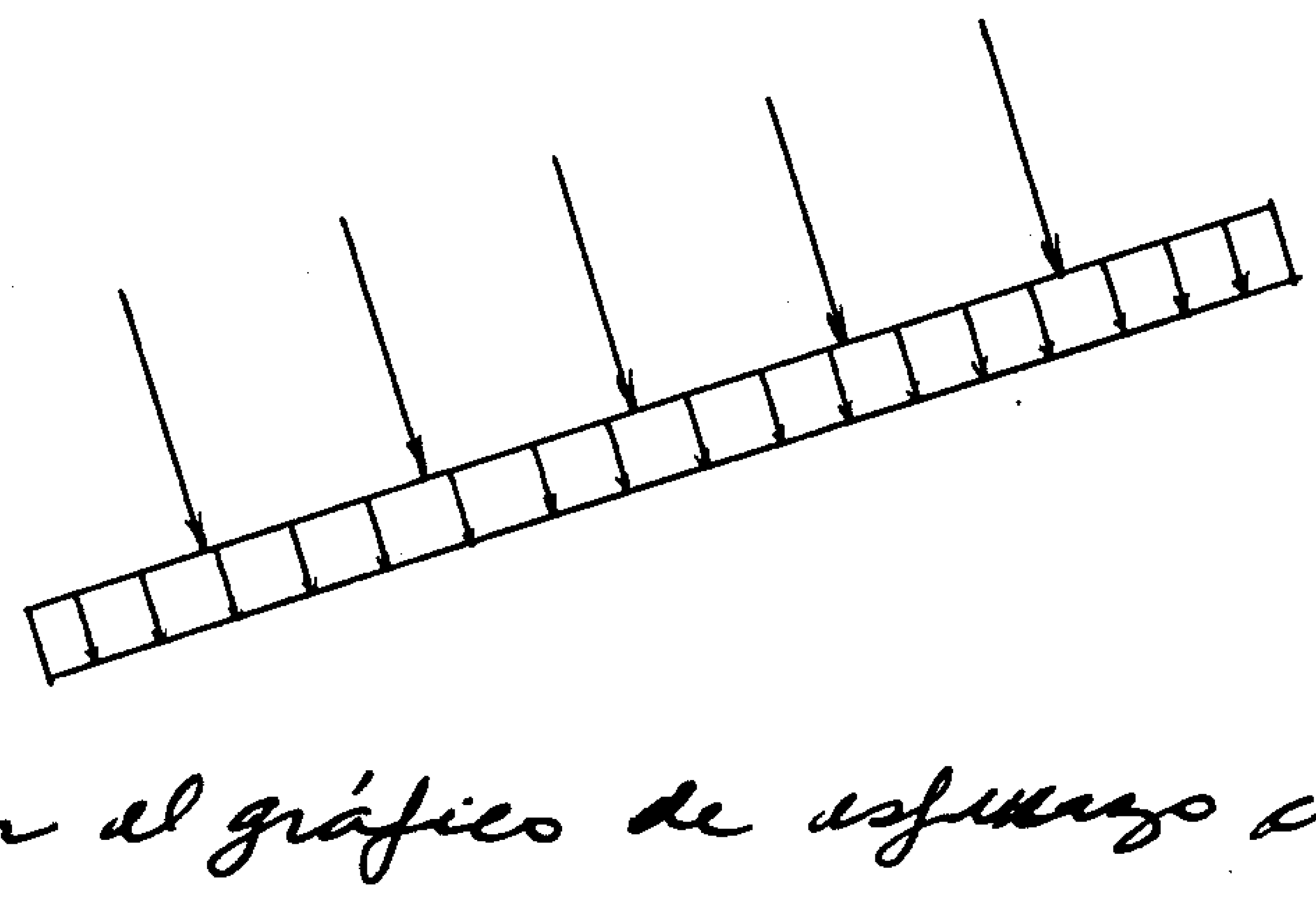
lo que da lugar a las siguientes fuerzas proyectadas: (concentradas)

P. (Kgs)	Viga EJE	P_1 (Kgs)	a (mts).	Distancia al extremo derecho (mts).
4880	C	4392	3.67	4.08
4270	D	3843	2.87	3.19
3680	E	3312	2.07	2.30
3100	F	2790	1.27	1.41
2540	G	2286	0.47	0.52

Para la carga repartida, que no tiene valor constante, sino que como ya se vio es de forma de doble trapecio, por lo que asumiré un valor promedio que será:

$$\frac{630 + 700}{2} = 665 \text{ Kgs/ml} = \omega$$

Con lo que la viga quedará cargada de la siguiente manera:



Para hallar el gráfico de esfuerzo cortante, hallaré las reacciones como a continuación se ve en el cuadro:

(para este cuadro L = 5.00 m.)

Reacciones por Cargas Concentradas.

VIGA EJE	P (Kgs.)	a (mts.)	b (mts.)	Reacciones Izquierda	Reacciones Derecha
C	4392	4.08	0.92	808	3584
D	3843	3.19	1.81	1390	2453
E	3312	2.30	2.70	1785	1527
F	2790	1.41	3.59	2004	786
G	2286	0.52	4.48	2048	238
			Σ	8035	8588

$R_I = 8035$ Kgs. $\qquad R_D = 8588$ Kgs

Reacciones por Carga repartida:

$$R_I = \frac{5 \times 665}{2} = 1660 \text{ Kgs} = R_I = R_D$$

Reacciones Totales:

$$R_I = 8035 + 1660 = 9695 \text{ Kgs} = R'_I$$

$$R_D = 8588 + 1660 = 10248 \text{ Kgs} = R'_D$$

Lo conseguimos por Momentos:

a) Por Cargas Permanentes:

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{6057.71 + 0}{5} = 1211.6 \text{ Kgs}$$

b) Por Cargas Totales (C.p. + S/C).

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{10609.78+0}{5} = \underline{2122 Kgs}$$

Corregiré el diagrama para los dos casos, ya que cada uno da valores más desfavorables para cada lado (ver diagrama).

De acuerdo a ello:

$$R_I = 9695 - 1211 = \underline{8484 \text{ Kgs} = R_I}$$

$$R_D = 10248 + 2122 = \underline{12370 \text{ Kgs} = R_D}$$

A base de estos valores hallo:

$$v_I = \frac{8484}{35 \times 0.866 \times 43} = 6.51 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0465 f'_c = v_I$$

$$v_D = \frac{12370}{35 \times 0.866 \times 43} = 9.50 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0678 f'_c = v_D$$

Que se ve que no requieren de anclaje especial sino para el lado derecho, pero que consideraré a toda la viga. Por lo que:

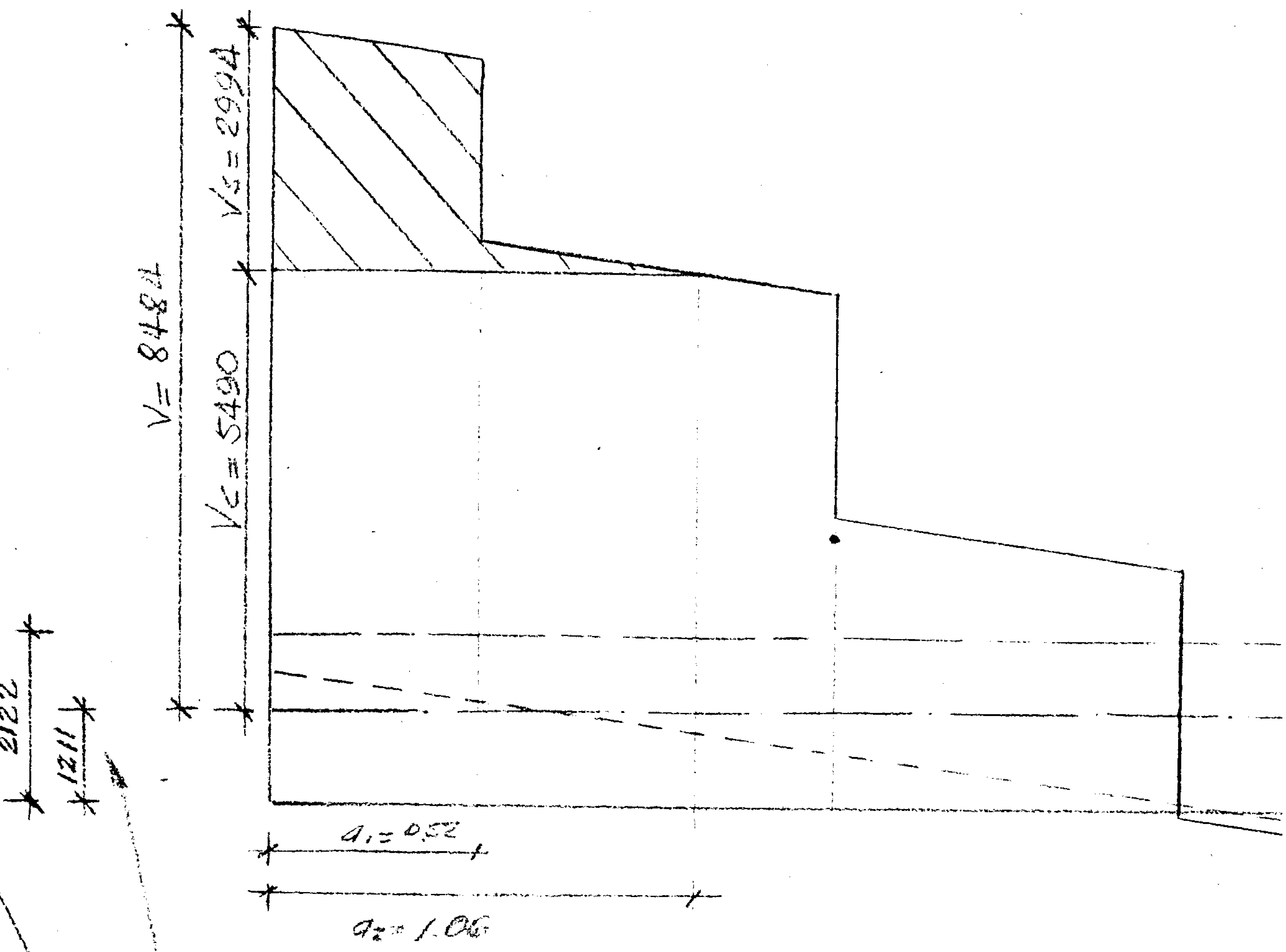
$$S max_I = \frac{d}{2} = \frac{43}{2} = 21.5 \text{ cms.} \qquad S max_D = \frac{d}{4} = \frac{43}{4} = 10.75 \text{ cms.}$$

Esfuerzo cortante que absorve el concreto:

$$V_C = 4.2 \times 35 \times 0.866 \times 43 = \underline{5490 \text{ Kgs} = V_C}$$

$$V_{S_I} = 8484 - 5490 = \underline{2994 \text{ Kgs} = V_{S_I}}$$

$$V_{S_D} = 12370 - 5490 = \underline{6880 \text{ Kgs} = V_{S_D}}$$



CORRECCIONES DE MOMENTOS:
Cargas Totales
Cargas Permanentes

ESCALAS: Distancias 1:20
Fuerzas 1cm = 1000 Kgs

Luego para poner estribos: ϕ 3/8" y 2 ramas:

Lado Izquierdo:

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 43}{2994} = 24.7 \text{ cms} > S_{max}$$

$\therefore$ $\square$ 3/8" @ 21

el 1º @ 10

No valdrá la pena calcular un nuevo espaciamiento, para los valores de esfuerzo cortante, porque estará limitado como el anterior a espaciamiento máximo.

Luego llevaremos estos estribos hasta $a_2 = 1.06$ m. (ver diagrama)

Lado Derecho:

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 43}{6880} = 10.8 \text{ cm} \simeq S_{max}.$$

luego $\square$ 3/8" @ 10

el 1º @ 5

que tampoco será necesario calcular nuevo espaciamiento, porque daría mayor que S_{max}.

Luego llevaré estos estribos hasta:

$a_2 = 1.81$ m.

Chequeo por adherencia:

En el diagrama de esfuerzos cortante, figura marcado el P.I., al que le corresponde para el caso más desfavorable:

$$\underline{V_{P.I.} = 2650 \text{ Kgs.}}$$

$$\therefore \ (+)\Sigma_o = \frac{2650}{10.5 \times 0.866 \times 43} = \underline{6.78 \text{ cms} = (+)\Sigma_o}$$

$$\text{y para: } (-)\Sigma_o = \frac{12370}{10.5 \times 0.866 \times 43} = \underline{30.6 \text{ cms} = (+)\Sigma_o}$$

NOTA.- A pesar de haber considerado en el Cross, la parte izquierda de la viga como apoyada, consideraré un momento de empotramiento, para el cual asumiré una carga repartida equivalente a las concentradas, y además la carga repartida existente.

Se tiene $\Sigma F = 16623$ Kgs y actuando 5 fuerzas en 5 metros:

$$\therefore \ w_p = \frac{16623}{5} = 3325 \text{ Kg/m.l}$$

$$w_{p.p.} = \quad = 665 \ \text{"}$$

$$\underline{\underline{w = 3990 \text{ Kgs/m.l}}}$$

Sobre esta carga consideraré el $(-)M$ en $1/24 \ wL^2$, o sea:

$(-)M = \frac{1}{24} wL^2 = \frac{1}{24} \times 3990 \times 5^2 =$

$\underline{(-)M = 4160\ Kgm.}$

$\therefore \quad (-)As = \dfrac{416000}{1400 \times 0.866 \times 43} = \underline{7.79\,cm^2 = (-)As.}$

Como se este valor es mayor que Asmin, por lo que será el que usaré en dicho apoyo

VIGAS TIPO II CORRESPONDIENTES A LOS PÓRTICOS 3, 4, 5 y 6

<u>Datos:</u>
- sección $\begin{cases} b = 35 \\ h = 50 \end{cases}$
- $(-)M = 6094.93\ Kgm.$
- $(+)M = 1560.05\ Kgm.$

Como $h = 50$ $\quad d = 50 - 7 \simeq \underline{\underline{43\,cms = d}}$

$\therefore\ Mc = 713000\ Kgcm$ (que se acaba de hallar al calcular la viga anterior).

que como es mayor que los momentos que se tienen, no se requerirá de acero a compresión.

Areas de acero:

$(-)As = \dfrac{609493}{1400 \times 0.866 \times 43} = \underline{11.7\,cm^2 = (-)As}$

$(+)As = \dfrac{156005}{1400 \times 0.866 \times 43} = 3.00\,cm^2 = (+)As.$

pero $Asmin = 7.53\,cm^2$ (que se calculó para la viga anterior)

$\therefore\ (+)A_s = 7.53\ cm^2$

Esfuerzo Cortante:

Se conocen las reacciones:

$$R'_I = R'_D = 683\ Kgs.$$

Corrección por Momentos:

a) por cargas permanentes.

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{3562.99 + 776.80}{3.15} = \frac{4339.79}{3.15} = \underline{1375\ Kgs}$$

b) por cargas totales (C.p. + S/c)

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{6094.93 + 1560.05}{3.15} = \frac{7654.98}{3.15} = \underline{2430\ Kgs}$$

Consideraré para cada lado el más desfavorable.

$$R_I = 683 + 2430 = \underline{3113\ Kgs = R_I}$$

$$R_D = 683 - 2430 = \underline{-1747\ Kgs = R_D}$$

lo que quiere decir que todo este diagrama, queda-ría por encima de la viga.

No requiere hacerse este diagramas, puesto que.

$V_c = 5490\ Kgs$ es mayor que los esfuerzos de corte máximos.

Se ve pues que no se requerirá ni de estribos ni de anclaje especial, aunque los consideraré:

$\therefore\quad S_{max} = \frac{d}{2} = 21.5$ cm; puesto que no

se requiere de estribos, los calcularé como si se tratará de columnas, por lo que el espaciamiento que regirá será: (los estribos los considero por facilidad de montaje.)

$$\left.\begin{array}{l} S \leq 48 \times 1/4'' = 30.5 \text{ cms} \\ S \leq 16 \times 7/8'' = 35.5 \text{ cms} \\ S \leq b \leq 35 \text{ cms} \end{array}\right\} \therefore\ \square\ 1/4'' @ 30 \text{ cms.}$$

<u>Chequeo</u> <u>por</u> <u>adherencia</u>:

Para el (−)As.

$V_{max} = 3113$ Kgs.

$$\therefore\ (-)\Sigma_o = \frac{3113}{10.5 \times 0.866 \times 43} = \underline{7.95 \text{ cm} = (-)\Sigma_o}$$

Para el (+)As.

No considero el cálculo para este caso, sino que adopto el del negativo, puesto que el caso más desfavorable para el punto de inflexión, no dará mayor valor que esta consideración.

$$\therefore\ \underline{(+)\Sigma_o = 7.95 \text{ cms.}}$$

NOTA.- De acuerdo al Cross, el empotramiento derecho de esta viga no requiere de (-) As, pero por seguridad especialmente para la hora de desencofrar, consideraré un (-)M y un (-) As en este apoyo, que por ser sobre columna, asumiré en $\frac{1}{16} wL^2$.

$$\therefore (-)M = \frac{1}{16} \times 420 \times 2.73^2 = \underline{196 \text{ kg m} = (-)M}$$

$$\therefore (-)As = \frac{19600}{1400 \times 0.866 \times 43} = 0.375 \text{ cm}^2 = (-)As$$

que se tomará con acero mínimo, o sea:

$$\underline{(-)As = 7.53 \text{ cm}^2}$$

CÁLCULO DE LAS COLUMNAS Y VIGAS DE LOS PÓRTICOS 2 y 7

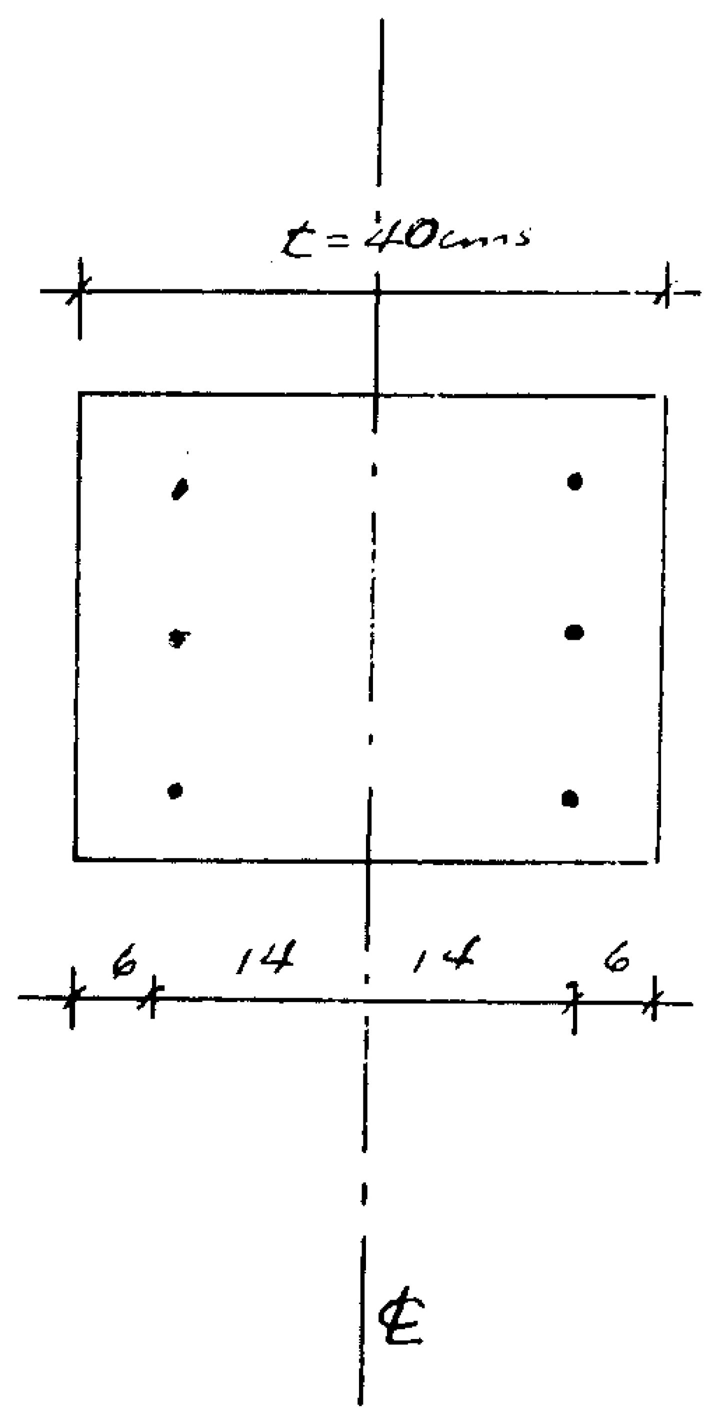
COLUMNAS.-

Trabajarán a flexocompresión,

El cálculo será similar para todas ellas y a la vez similar a las del pórtico anteriormente calculadas, por lo cual no volveré a poner las fórmulas usadas.

COLUMNAS B2 y B7

Su sección más desfavorable es la parte superior de la columna, en la que:



Datos:

$$\left\{\begin{array}{l} t = 40 \text{ cms.} \\ b = 35 \text{ cms} \\ a = 14 \text{ cms} \\ h_v = 2.05 \text{ m.} \\ M = 2525.27 \text{ Kgm.} \\ f'_c = 140 \text{ Kgs/cm}^2 \\ f_s = 1400 \end{array}\right. \quad \therefore \; n = 15$$

$N =$

a) por losa pasadizo y viga $= \dfrac{13850}{2} = 6925$ Kgs

b) por graderías (de acuerdo a un cuadro anterior) $=$ $= 7268$ Kgs.

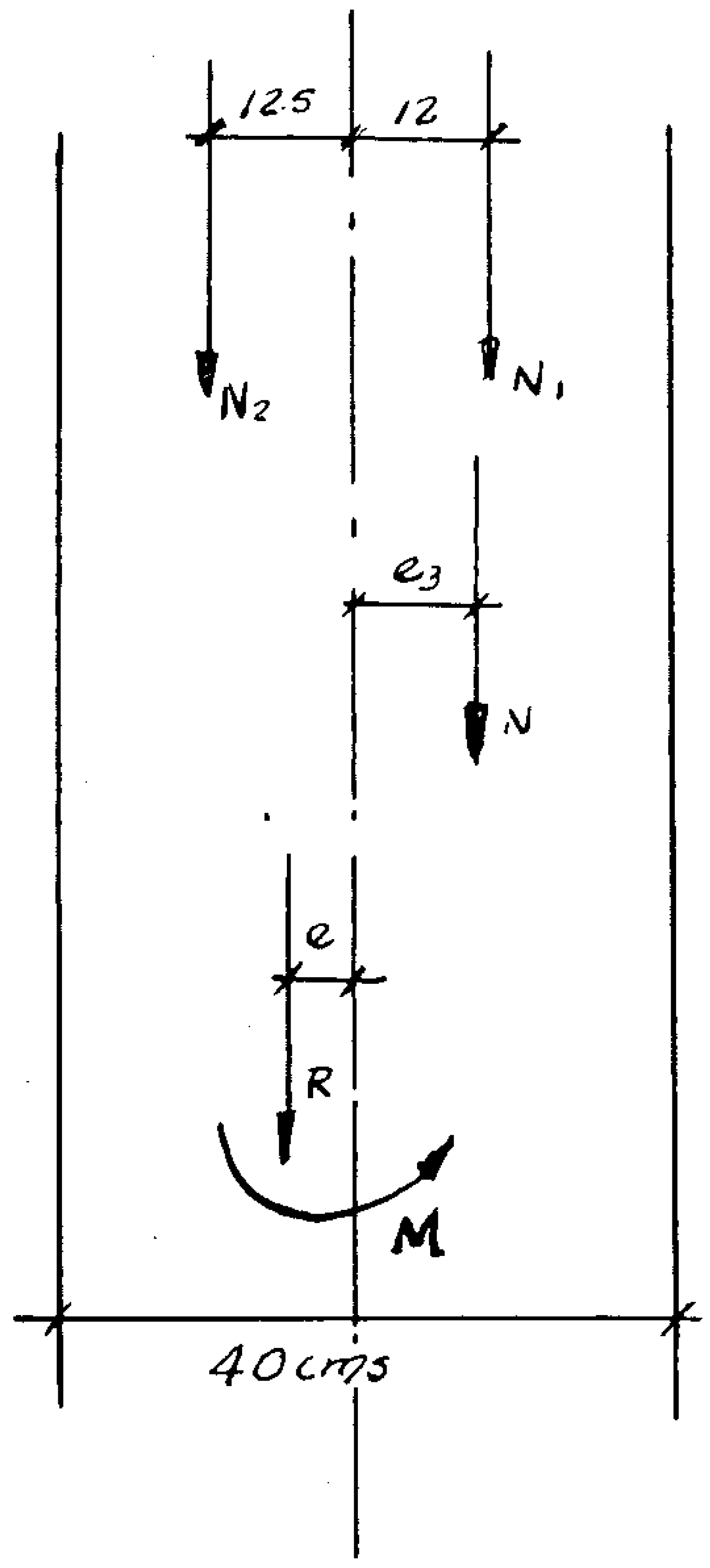
$= 14193$ Kgs $= N,$

con una excentricidad $e_1 = 12$ cms

c) por columna de amarre de muro

de cabeza $= 0.25 \times 0.25 \times 2400 \times 3.35 = \underline{504 \text{ Kgs} = N_2}$

con una excentricidad $\underline{e_2 = 12.5 \text{ cms.}}$



Como se aprecia en el esquema estas excentricidades son a ambos lados del eje central de la viga (paralelo a "b")

Tomando momentos:

$$(N = 14193 + 504 = 14697 \text{ Kgs} = N)$$

$$e_3 = 12.00 - \frac{N_2 \times 24.5}{N} = 24.5 - \frac{504 \times 24.5}{14697}$$

$$= 12.00 - 0.84 = \underline{11.16 = e_3}$$

y como el momento fue activo, tiene el sentido dibujado, se tendrá la resultante final:

$$e = \frac{M}{N} - 11.16 = \frac{2525.27}{14697} - 11.16 =$$

$$e = 0.172 \text{ m} - 11.16 \text{ cm} = 17.2 - 11.16 = \underline{\underline{6.04 \text{ cm} = e}}$$

y como $e < t$ es 1er caso de flexocompresión:

Además: $\frac{2.05}{.35} < 10$ $\therefore$ es columna corta.

Para hallar P.

Asumiendo $p_g = 0.01$

$$C = \frac{0.8\,(0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)}{0.45 \times 140\,[1 + 14 \times 0.01]} = \frac{0.8\,(31.5 + 14)}{63 \times 1.14} =$$

$$C = \frac{0.8 \times 45.8}{63 \times 1.14} = \underline{0.51 = C}$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} \quad \left\{ \begin{array}{l} t^2 = 40^2 = \underline{1600 = t^2} \\ R^2 = \dfrac{1600 + 12 \times 14 \times 0.01 \times 14^2}{12\,[1 + 14 \times 0.01]} = \dfrac{1600 + 329}{12 \times 1.14} = \\ \quad = \dfrac{1929}{12 \times 1.14} = \underline{141 = R^2} \end{array} \right.$$

$$\therefore \quad D = \frac{1600}{2 \times 141} = \underline{5.67 = D}$$

Luego $P = 14697\left(1 + 0.51 \times 5.67 \times \frac{6.04}{40}\right) = N\,(1 + 0.437)$

$$P = 14697 \times 1.437 = \underline{21100\ \text{Kgs} = P}$$

Chequeando la cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{21100}{0.8 \times 1400} - 140 \times 0.225}{1400} = \frac{18.9 - 31.5}{1400}$$

lo que quiere decir que se puede reducir la cuantía.

Para ello:

Area estructural:

$$A'_g = \frac{21100}{0.8\,(0.225 \times 140 + 1400 \times 0.01)} = \frac{21100}{0.8\,(31.5 + 14)} = \frac{21100}{0.8 \times 45.5} =$$

$$\underline{A'_g = 580\ \text{cm}^2}$$

que es: $\frac{580}{1400} \times 100 = 41.5\%$ del área de la columna y $< 50\%$.

$\therefore$ reduciremos la cuantía a: $\underline{p_g = 0.005}$

Area de Acero:

$$A_s = 0.005 \times 1400 = \underline{7.00\ cm^2 = A_s}$$

Que usaremos: $4\ \phi\ 5/8''\ (=7.91\ cm^2)$

Estribos: $\phi\ 1/4''$

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 48 \times 1/4'' \leq 30.5\ cms. \\ s \leq 16 \times 5/8'' \leq 25\ cm \\ s \leq b \leq 35\ cms \end{array}\right\} \therefore\ \phi\ 1/4''\ @\ 25\ cms.$$

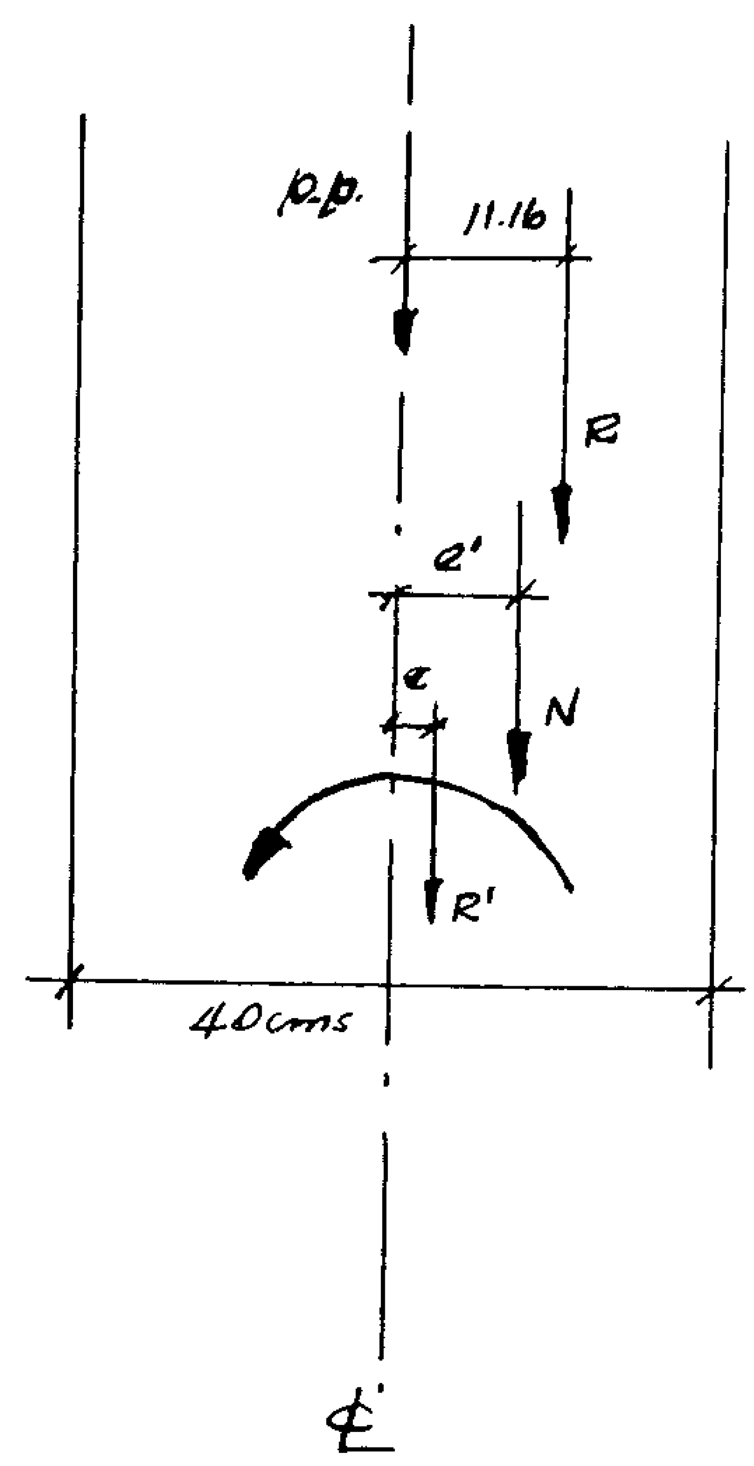
el 1º, y el ultimo @ 5 cms.

Chequeo para la parte inferior de la Columna

Varían los datos: $\left\{\begin{array}{l} M = 743.17\ Kgm \\ N = 14697 + p.p. \end{array}\right.$

$$p.p. = 0.35 \times 0.40 \times 2400 \times 2.05 = \underline{690\ Kgs. = p.p}$$

De acuerdo al esquema:



Tomando Momentos, hallaremos:

$$(N = 14697 + 690 = \underline{15387\ Kgs = N})$$

$$e' = 11.16 - \frac{p.p \times 11.16}{N} = 11.16 - \frac{690 \times 11.16}{15387}$$

$$\therefore e' = 11.16 - 0.50 = \underline{\underline{10.66\ cms = e'}}$$

y como el momento tiene el sentido del dibujo, se tendrá

$$e = 10.66 - \frac{M}{N} = 10.66 - \frac{743.17}{15387}$$

$$e = 10.66\ cm - 0.0484\ m = 10.66\ cm - 4.84\ cm = \underline{\underline{5.82\ cm = e}}$$

Asumiendo igual cuantía (0.01) obtendremos los mismos valores de C, D

$$\therefore \quad P = 15387\left(1+0.51\times5.67\times\frac{5.82}{40}\right) = N(1+0.42)$$

$$= 15387\times1.42 = \underline{21800\ Kgs \simeq 21100}\ Kgs$$

lo cual nos dará ∴ valores similares de cuantía, ya que esta es la mínima.

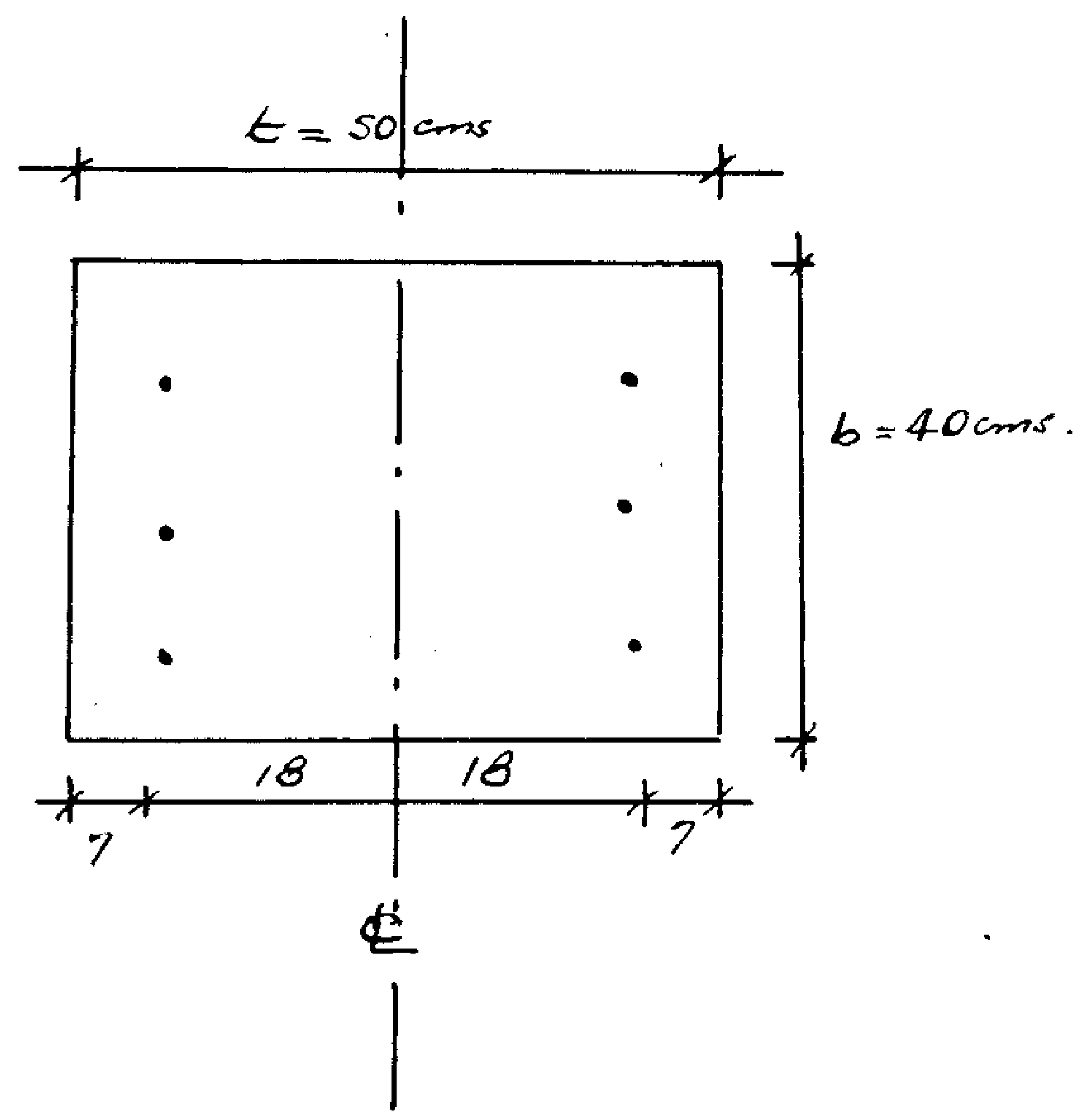
<u>Nota</u>.- Para cada caso he asumido el momento más desfavorable.

COLUMNAS A2, A7

Su sección más desfavorable es la parte superior de la columna, en la que:

Datos:

$$\begin{cases} b = 40\ cms \\ t = 50\ cms \\ a = 18\ cms \\ h_v = 2.65\ m. \\ M = 851.55\ Kgm \\ \left.\begin{array}{l} f'_c = 140\ Kgs/cm^2 \\ f_s = 1400\ '' \end{array}\right\} \therefore n = 15 \end{cases}$$



$N =$

a) por losa pasadizo y vigas

$$\frac{36000}{2} + \frac{49600}{2} = 18000 + 24800 = 42{,}800\ Kgs$$

b) por columna superior $= 27{,}700\ ''$

c) por p.p. viga II pórtico $= 630\ ''$

$$\underline{\underline{71130\ Kgs = N}}$$

$$\therefore \quad e = \frac{851.55}{71130} = 0.012m = \underline{12\ cms = a < t}$$

Para hallar P, asumo $p_g = 0.012$

$$c = \frac{0.8(0.225\times140 + 1400\times0.012)}{0.45\times140[1+14\times0.012]} = \frac{0.8(31.5+16.8)}{63\times1.168} = \frac{0.8\times47.8}{63\times1.168} = \underline{0.52 = c}$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} \left\{ \begin{array}{l} t^2 = 50^2 = \underline{2500 = t^2} \\ R^2 = \dfrac{2500+12(15-1)\times0.012\times18^2}{12\times1.168} = \dfrac{2500+655}{12\times1.168} = \\ R^2 = \dfrac{3155}{12\times1.168} = \underline{225 = R^2} \end{array} \right.$$

$$\therefore\ D = \frac{2500}{2\times225} = \underline{5.56 = D}$$

$$\therefore\ P = 71{,}130\left(1+0.52\times5.56\times\frac{1.2}{50}\right) = N(1+0.0695)$$

$$= 71130\times1.0695 = \underline{76100\ \text{kgs} = P}$$

Chequeando la cuantía:

$$p_g = \frac{\frac{76100}{0.8\times2000} - 0.225\times140}{1400} = \frac{47.6-31.5}{1400} = \frac{16.1}{1400} = 0.0115 = p_g$$

Por lo que adoptaré de cuantía $\underline{\underline{p_g = 0.012}}$

Area de acero:

$$A_s = 0.012\times2000 = \underline{24\ cm^2 = A_s}$$

$4\phi 1'' + 2\phi 5/8''$ $(= 24.24\ cm^2)$

Estribos: de $\phi 3/8''$

$$\left.\begin{array}{l} s \le 48\times3/8'' \le 45.5\ \text{cms} \\ s \le 16\times5/8'' \le 25.5\ \text{cms} \\ s \le b \le 40\ \text{cms} \end{array}\right\} \therefore\ \square\ 3/8''\ @\ 25\ \text{cms.}$$

el 1° y el último @ 5 cms.

Chequeo para la parte inferior de la columna.

Serán los datos: $\left\{ \begin{array}{l} M = 425.78 \text{ Kg m} \\ N = 71130 + p.p. \end{array} \right.$

$$p.p = 0.40 \times 0.50 \times 2.65 \times 2400 = 1275 \text{ Kgs} = p.p.$$

$$\therefore \quad N = 71130 + 1275 = \underline{72405 \text{ Kgs} = N}$$

luego $e = \dfrac{425.78}{72405} = 0.0059 m = \underline{0.59 cm. = e}$

que no valdrá la pena considerar,

$$\therefore \quad 72500 \text{ Kgs} < 76100 \text{ Kgs.}$$

con lo cual se obtendrán menores resultados.

VIGAS.-

Las de este tipo de pórtico, son muy parecidas a las del anterior, con la diferencia de que no requieren acero a compresión en ninguno de los dos tipos:

VIGAS TIPO I CORRESPONDIENTE A LOS PÓRTICOS 2 y 7

$$\text{Datos:}\begin{cases}\text{Sección:}\begin{cases} b = 35 \\ h = 50 \end{cases} \\ (+)M = 1310 \text{ Kg m.} \\ (-)M = 6237.22 \text{ Kg m.}\end{cases}$$

Los pasos a seguir son los mismos que la viga del pórtico anterior, con la diferencia de la manera de hallar las áreas de acero.

Ya se vió que: $\underline{\underline{d = 43 \text{ cms.}}}$ y

$M_c = 713000$ Kg cm $> \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$, que no requieren acero a compresión.

Areas de Acero:

$$(-)A_s = \frac{623722}{1400 \times 0.866 \times 43} = \underline{\underline{11.95 \text{ cm}^2 = (-)A_s.}}$$

$$(+)A_s = \frac{131000}{623722} \times 11.95 = 2.62 \text{ cm}^2 = (+)A_s.$$

pero ya se vió que $A_{s\,min} = 7.53 \text{ cm}^2.$

$$\therefore \underline{\underline{(+)A_s = 7.53 \text{ cm}^2.}}$$

Esfuerzo Cortante:

Procederé como a la misma viga para el pórtico anterior. Para ello:

$$\cos\alpha = \frac{4.35}{4.90} = 0.888 ,$$

lo que da lugar a las siguientes fuerzas proyectadas (concentradas).

P. (Kgs.)	Viga EJE	P_1 (Kgs)	a (mts).	Distancia al extremo derecho (mts)
2530	C	2250	3.60	4.05
2320	D	2060	2.77	3.12
2270	E	2020	1.94	2.19
2230	F	1980	1.11	1.25
2180	G	1940	0.28	0.315

Promedio de carga repartida $= \frac{630+700}{2} = 665\ Kgs/ml = w$

con lo que quedará la viga cargada como en el caso del pórtico anterior (ver pag 116)

Para el gráfico de esfuerzo cortante, hallaré las reacciones

Reacciones por carga repartida:

$$R_I = \frac{4.9 \times 665}{2} = \underline{1630\ Kgs = R_I = R_D}$$

Reacciones por cargas concentradas: figuran en el siguiente cuadro, construido similarmente al del anterior pórtico. (ver pag 117).

VIGA EJE	P (Kgs.)	a (mts)	b (mts)	Reacciones Izquierda	Reacciones Derecha
C	2530	4.05	0.85	440	2090
D	2320	3.12	1.78	840	1480
E	2270	2.19	2.71	1255	1015
F	2230	1.25	3.65	1660	590
G	2180	0.315	4.585	2040	140
			Σ	6235	5295

$R_I = 6235$ Kgs $\qquad R_D = 5295$ Kgs

Reacciones Totales:

$R'_I = 6235 + 1630 = \underline{7865 \text{ Kgs} = R'_I}$

$R'_D = 5295 + 1630 = \underline{6925 \text{ Kgs} = R'_D}$

estos valores, los corregiré por momentos.

Corrección por Momentos:

a) por cargas permanentes:

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{3822.57 + 0}{4.90} = \underline{780 \text{ Kgs}}$$

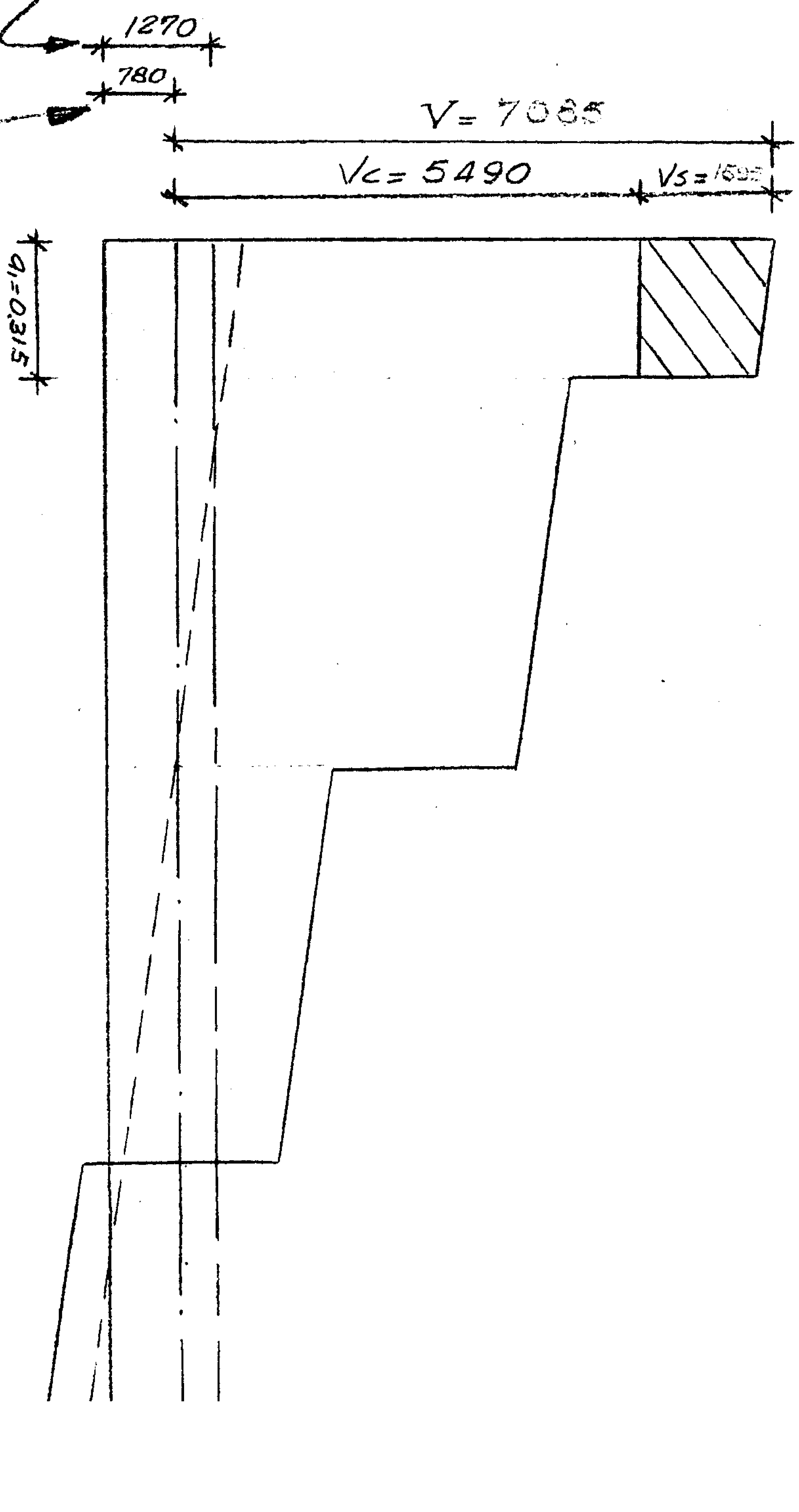
b) por cargas totales (C.P. + S/C)

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{6237.22 + 0}{4.90} = \underline{1270 \text{ Kgs.}}$$

CORRECCIONES POR MOMENTOS:

Cargas Totales:

Cargas Permanentes:



ESCALAS:

Distancias 1:20

Fuerzas 1cm=1000Kgs

Corregiré el diagrama para los dos casos, ya que cada uno nos da valores mas desfavorables para cada lado (ver diagrama).

De acuerdo a ello:

$R_I = 7865 - 780 = \underline{7085 \text{ Kgs} = R_I}$

$R_D = 6925 + 1270 = \underline{8195 \text{ Kgs} = R_D}$

A base de estos valores hallo:

$$v_I = \frac{7085}{35 \times 0.866 \times 43} = 5.43 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0388 f'_c$$

$$v_D = \frac{8195}{35 \times 0.866 \times 43} = 6.29 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.0448 f'_c.$$

Luego se ve que requiere estribos, pero no anclaje especial, a pesar de lo cual los consideraré así:

$\therefore \; S_{max} = \frac{d}{2} = 21.5 \text{ cms.}$

Se vio que $V_c = 5490$ Kgs.

$\therefore \; V_{S_I} = 7085 - 5490 = 1595 \text{ Kgs} = V_{S_I}$

$V_{S_D} = 8195 - 5490 = 2705 \text{ Kgs} = V_{S_D}$

y poniendo estribos de ϕ 1/4"

Lado izquierdo:

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 43}{1595} = 20.95 < S_{max}.$$

$\therefore$ ⌀ 1/4" @ 21

el 1º @ 10.

y lo llevaré (de acuerdo al gráfico) hasta $a_1 = 0.315 m.$

Lado Derecho

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 43}{2705} = 12.3 \text{ cms} < S_{max}$$

$$\therefore \varnothing 1/4'' @ 12$$

el 1º @ 6

y lo llevaré hasta $a_1 = 0.85 m.$

Chequeo por adherencia:

Para $(-)A_s$. $V = 8195$ Kgs.

$$\therefore (-)\Sigma_0 = \frac{8195}{10.5 \times 0.866 \times 43} = 21 \text{ cms} = (-)\Sigma_0$$

Para el $(+)A_s$.

En el diagrama de esfuerzos cortantes, se ve que al P.I. corresponde un valor máximo

$$V_{P.I.} = 4600 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore (+)\Sigma_0 = \frac{4600}{10.5 \times 0.866 \times 43} = 11.75 \text{ cm} = (+)\Sigma_0$$

NOTA.- En la parte izquierda de esta viga, consideraré como en la anterior un (-)M. Para ello:

$\Sigma_F = 11530$ Kgs, actuando en $L = 4.90 m.$

$\therefore \; w_p = \dfrac{11530}{4.90} = 2360 \text{ Kgs/m.l.}$

$w_{p.p.} = \qquad\qquad = 665 \quad ''$

$\underline{w = 3025 \text{ Kgs/m.l}}$

$\therefore$ Consideraré:

$(-)M = \dfrac{1}{24} \times 3025 \times 4.9^2 = 3025 \text{ Kgm} = (-)M.$

$\therefore \quad (-)A_s = \dfrac{302500}{1400 \times 0.866 \times 43} = 5.8 \text{ cm}^2, \; < A_{s\,min.}$

o sea $\underline{(-)A_s = 7.53 \text{ cm}^2}$

VIGAS TIPO II. CORRESPONDIENTES A LOS PÓRTICOS 2 y 7

Datos: sección $\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \end{cases}$

$(-)M = 3711.25$ Kgm.

$(+)M = 940$ Kgm

$\therefore \; d = 43$ cms.

Como $M_c = 713000$ Kgcm. $\geq \begin{matrix}(+)M \\ (-)M\end{matrix}$, no se requerirá de acero en compresión.

Areas de Acero:

$(-)A_s = \dfrac{371125}{1400 \times 0.866 \times 43} = 7.12 \text{ cm}^2 = (-)A_s$

$(+)A_s = \dfrac{94000}{1400 \times 0.866 \times 43} = 1.80 \text{ cm}^2 = (+)A_s$

pero se vio que $As_{min} = 7.53\,cm^2$

$\therefore \quad \underline{(-)A_s = 7.53\,cm^2 = (+)A_s}$

Esfuerzo Cortante:

Se halló: $R'_I = R'_D = 630\,Kgs.$

Corrección por Momentos:

a) Para cargas permanentes:

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{2336.23 + 438.62}{3.00} = \frac{2774.85}{3.00} = \underline{791.60\,Kgs}$$

b) Para cargas totales ($Lp + S/c$).

$$\frac{\Sigma M}{L} = \frac{3711.25 + 851.55}{3.00} = \frac{4562.80}{3.00} = \underline{1520.9\,Kgs}$$

Considero para cada lado el más desfavorable.

$\therefore \quad R_I = 630 + 1520.9 = \underline{2150.9\,Kgs = R_I}$

$R_D = 630 - 791.6 = -\underline{161.6\,Kgs = R_D}$

lo cual nos quiere decir que estos valores quedarían por encima de la viga

No se requiere del diagrama, puesto que $V_c = 5490\,Kgs$, mayor que estas reacciones

Se ve pues que no requiere ni estribos ni anclaje especial, pero los consideraré a ambos, por las mismas razones de la viga anterior.

Estos estribos a considerar, los pondré como si se tratara de columnas. Así:

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 16 \times 7/8'' \leq 35.6 \text{ cms} \\ s \leq 48 \times 1/4'' \leq 30.5 \text{ cms.} \\ s \leq b \leq 35 \text{ cms.} \end{array}\right\} \therefore \; \square\ 1/4'' @ 30 \text{ cms.} \quad \text{el } 1^{\circ} @ 12.$$

Chequeo por Adherencia:

Para (–) As.

$V_{max} = 2150.9$ Kgs

$$\therefore (-)\Sigma_0 = \frac{2150.9}{10.5 \times 0.866 \times 43} = 5.5 \text{ cms.}$$

$$\underline{(-)\Sigma_0 = 5.5 \text{ cms.}}$$

Como este valor es tan pequeño, no considero el del valor del esfuerzo cortante para el P.I., ya que en el caso más desfavorable no dará mayor que el que acabo de hallar.

$$\therefore \; \underline{(+)\Sigma_0 = 5.5 \text{ cms.}}$$

(El valor correspondiente al V.P.I., nunca será mayor que el valor del esfuerzo cortante en los apoyos)

NOTA.- En este viga también consideraré un (-)M. en el apoyo derecho, por razones ya explicadas para la viga del pórtico anterior.

$$(-)M = \frac{1}{16} \times 420 \times 2.63^2 = 182 \text{ kg m} = (-)M.$$

$$\therefore (-)As = \frac{18200}{1400 \times 0.866 \times 43} = 0.355 \text{ cm}^2 = (-)As.$$

que usaré Asmin o sea: $\underline{(-)As = 7.53 \text{ cm}^2}$

———— — ————

COLUMNAS A1 y A8

Les daré las mismas dimensiones que las columnas superiores, o sea 40x50 cms de sección.

Cargas:

a) por columna superior : $= 27{,}700$ Kgs

b) por losa pasadizo y vigas : $\frac{51600}{2} + \frac{49600}{2} = 50{,}600$ Kgs.

c) Peso propio $= 0.5 \times 0.4 \times 2400 \times 2.45 = 1{,}080$ Kgs

$$= \underline{\underline{79380 \text{ Kgs} = N}}$$

Area de la columna $40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$.

y como $\frac{h}{d} = \frac{2.45}{0.40} < 10$ es columna corta :

Cuantía necesaria :

$$p_g = \frac{\frac{79380}{0.8 \times 2000} - 0.225 \times 140}{1400} = \frac{49.6 - 31.5}{1400} = \frac{18.1}{1400} = \underline{\underline{0.013 = p_g}}$$

Areas de acero :

$A_s = 0.013 \times 2000 = \underline{\underline{26 \text{ cm}^2 = A_s}}$ $\quad 4\phi 1'' + 2\phi 3/4''$ ($= 25.98$ cm²)

Estribos: usando $\phi 3/8''$

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 48\phi, \leq 48 \times 3/8'' \leq 45.7 \text{ cms} \\ s \leq 16\phi \leq 16 \times 3/4'' \leq 30.5 \text{ cms} \\ s \leq b \leq 40 \text{ cms} \end{array}\right\} \therefore \boxed{\ } \ 3/8'' \ @ \ 30 \text{ cms}$$

el 1°, el último @ 5 cms.

MURO CORRESPONDIENTE AL (EMPALME DEL) EJE B, DESDE EL EJE 7 AL EJE 2. PASANDO POR LOS EJES 8 y 1

Este muro originalmente figuraba en los planos arquitectonicos para su parte superior, o sea el 1er piso, de un espesor de 0.15m. El calcularlo de esa manera, hubiera requerido de una estructura especial, que le de rigidez al muro, ya sea de ladrillo, o hacerlo de concreto armado. Ambas soluciones encarecen la obra, por lo que voy a aumentar el espesor de este muro a 0.25m. (de ladrillo de cabeza) y ponerle 5 columnas de amarre de 0.25m x 0.25m. que le dan rigidez al muro.

COLUMNAS DE AMARRE.

Como no se trata de columnas principales, su área les he podido fijar en 0.25x0.25, y con

4 ϕ 5/8" (acero mínimo) y

$\square$ 1/4" @ 25

Que se puede justificar así:

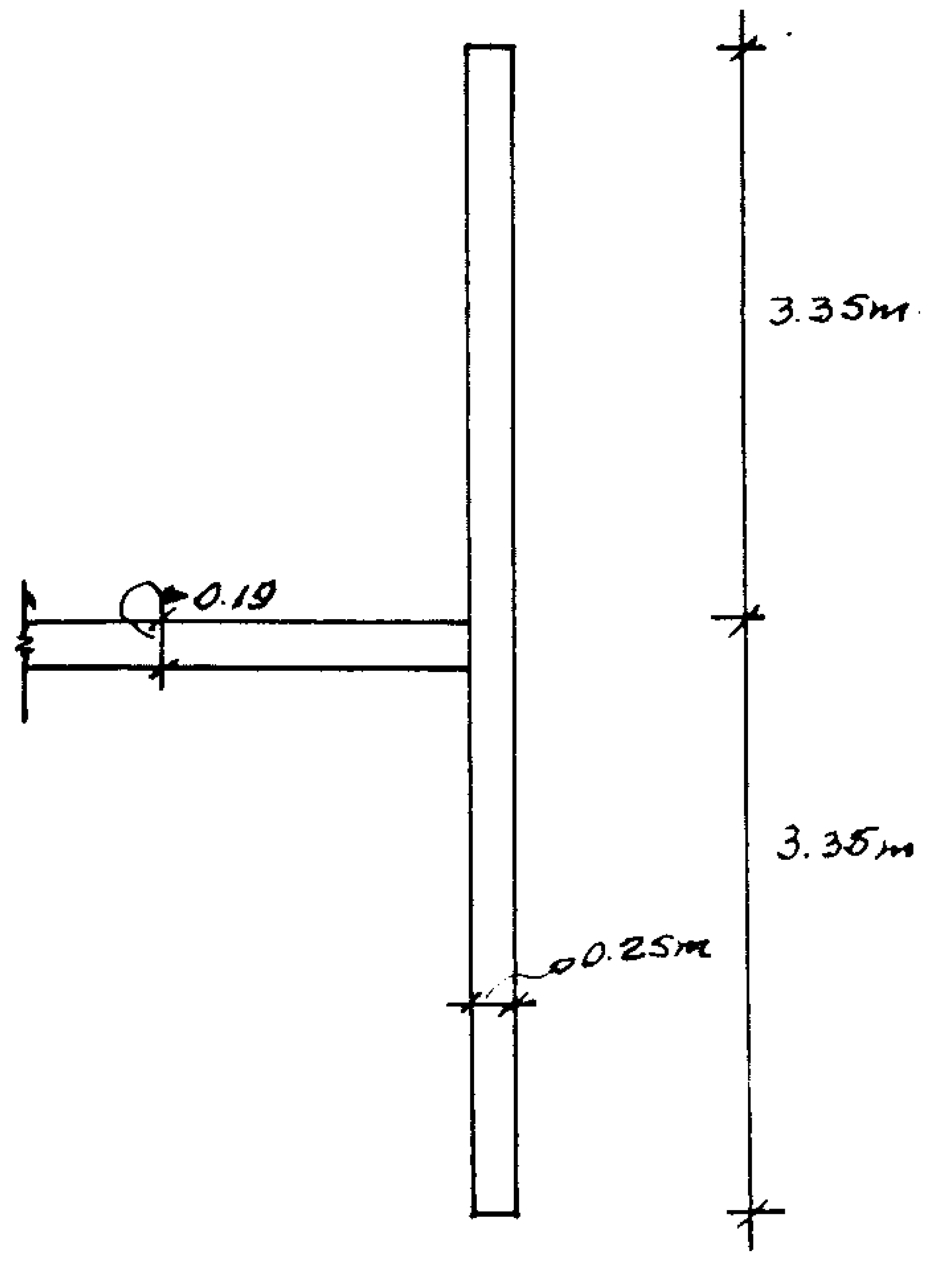
Como $\frac{h}{d} = \frac{685}{25} = 27.4 > 10$,

serían columnas largas

($h = 3.3 + 3.35 + 0.15 = 6.85m.$)

Si aceptamos este valor de

$\frac{h}{d} = 27.4$, se tendría



$p.p = 0.25 \times 0.25 \times 2400 \times 6.85 = 1030$ Kgs.

que es la única carga a soportar :

$$\therefore \quad P = \frac{1030}{1.3 - 0.03 \times 27.4} = \frac{1030}{1.3 - 0.822} = 2160 \text{ Kgs}$$

Carga esta que no dará lugar a cuantía alguna.

Si usaramos $0.005 A_g = 0.005 \times 625 = 3.125 \text{ cm}^2$

que es menor que el área mínima que da el A.C.I..

o sea $4 \phi \, 5/8''$

Como amarre entre las columnas, consideraré a la altura de la losa que descansa sobre el muro y escondidas dentro de la losa. $4 \phi \, 1/2''$, que servirán como ya se dijo, de amarre.

ZAPATAS

Por ser las cargas que se presentan pequeñas, debido al poco peso que debe soportar la estructura, las proyectaré todas aisladas y de concreto simple, ya que no se justificarán las zapatas armadas, debido a que su costo es más elevado.

Dentro del cálculo, se encuentran algunas de estas zapatas que tienen columna empotrada, por lo que además de la carga axial, están sometidas a la acción de un momento. Esto ha dado lugar a que en algunos casos, ponga la zapata excéntrica, solución que no afecta en nada el procedimiento de cálculo, y que figura junto con las fórmulas aplicadas al calcular una de estas zapatas.

En todas ellas la altura obtenida ha sido aproximadamente 40 a 50cms., pero por adherencia (transferencia de esfuerzos de la columna a la zapata), se requiere de una altura no menor de 32 Ø, lo cual ha obligado a hacer mayor la altura de las zapatas.

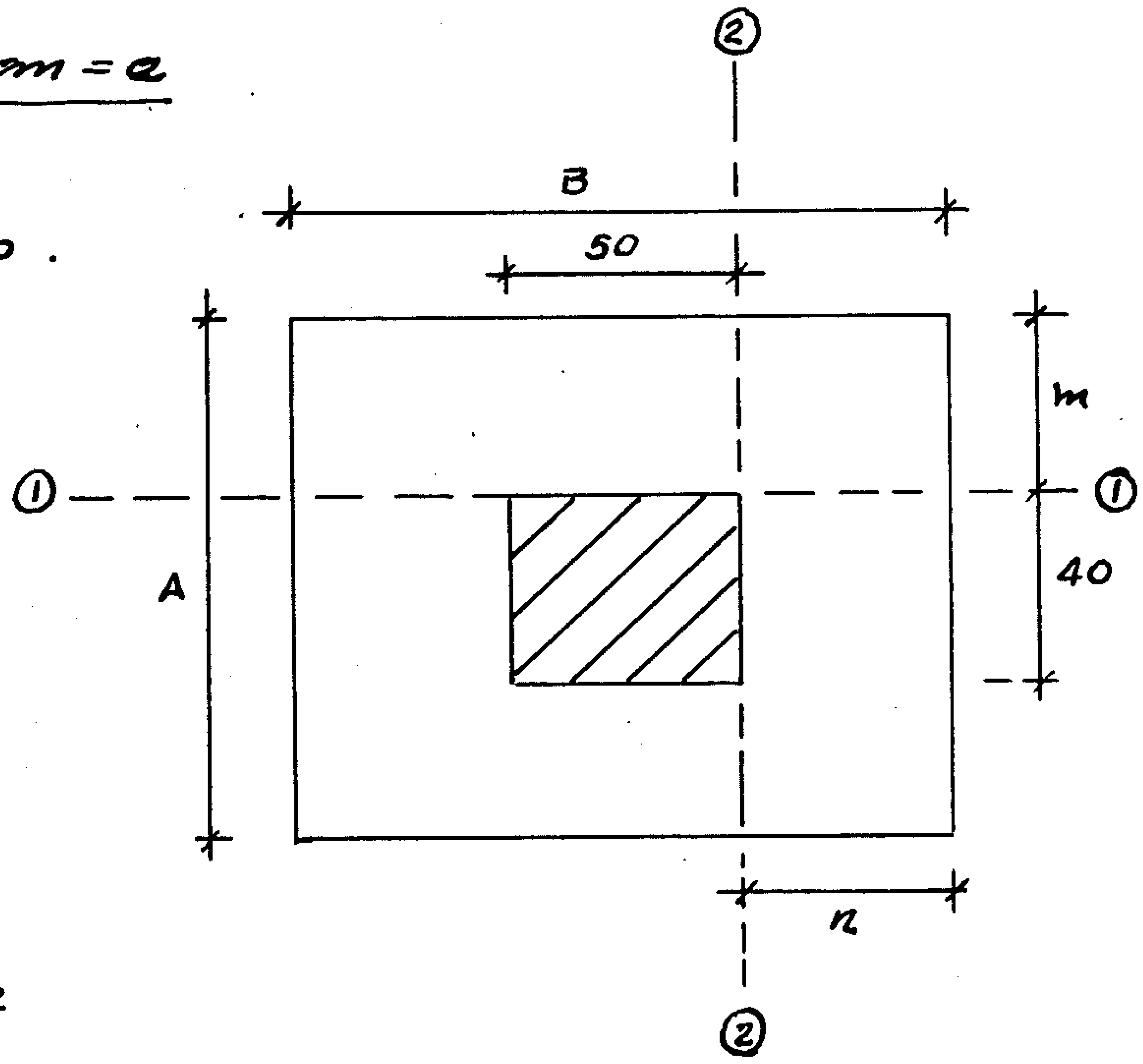
Existe también el cálculo de una zapata corrida que servirá de cimentación a un muro de ladrillo de cabeza. Las fórmulas de cálculo se encontrarán adjuntas.

ZAPATAS A3, A4, A5 y A6

Datos: $\begin{cases} P = 65658 \text{ Kgs.} \\ M = 780.02 \text{ Kg.m.} \\ \sigma_t = 4 \text{ Kgs/cm}^2 \end{cases}$

$p.p_{zap} = 0.05P$

$$e = \frac{780.02}{65658} = 0.0119\,m = 1.19\,cm = e$$



que despreciaré para el cálculo.

Área de la zapata:

$$A_z = \frac{1.05 \times 65658}{4} = 17250\,cm^2$$

que para $m = n = x$, dará:

$$17250 = (40 + 2x)(50 + 2x)$$

$$17250 = 2000 + 100x + 80x + 4x^2$$

$$15250 = 180x + 4x^2$$

$$0 = 4x^2 + 180x - 15250 = 0$$

$$0 = x^2 + 45x - 3812.5 = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{-45 \pm \sqrt{2030 + 15250}}{2}$$

$$x = \frac{-45 + \sqrt{17280}}{2} = \frac{-45 + 131.5}{2} = \frac{86.5}{2} = 43.3$$

que haré $x = 45 = m = n$

$\therefore A = 40 + 2 \times 45 = 130\,cms = A \qquad B = 50 + 2 \times 45 = 140\,cm = B$

y $A_z = 130 \times 140 = 18200\,cm^2 = A_z$

$$w_n = \frac{P}{A_z} = \frac{65658}{18200} = 3.61\,Kgs/cm^2 = w_n$$

Momentos:

$$M_{1-1} = w_n \cdot B \times \frac{m^2}{2} = 3.61 \times 140 \times \frac{45^2}{2} = \underline{514000 \text{ Kgcm} = M_{1-1}}$$

$$M_{2-2} = w_n \cdot A \cdot \frac{n^2}{2} = 3.61 \times 130 \times \frac{45^2}{2} = \underline{478000 \text{ Kgcm} = M_{2-2}}$$

Para concreto simple, la altura dará:

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot f}} = \sqrt{\frac{6 \times 514000}{140 \times 4.2}} = \sqrt{5250} = 72.5 \text{ cms.}$$

pero $d \leq 32\phi \leq 32 \times 7/8'' \leq 71$ cms. $(h = 71 + 7.5)$

por lo que llevaremos el valor de h hasta:

$$\underline{\underline{h = 80 \text{ cms.}}}$$

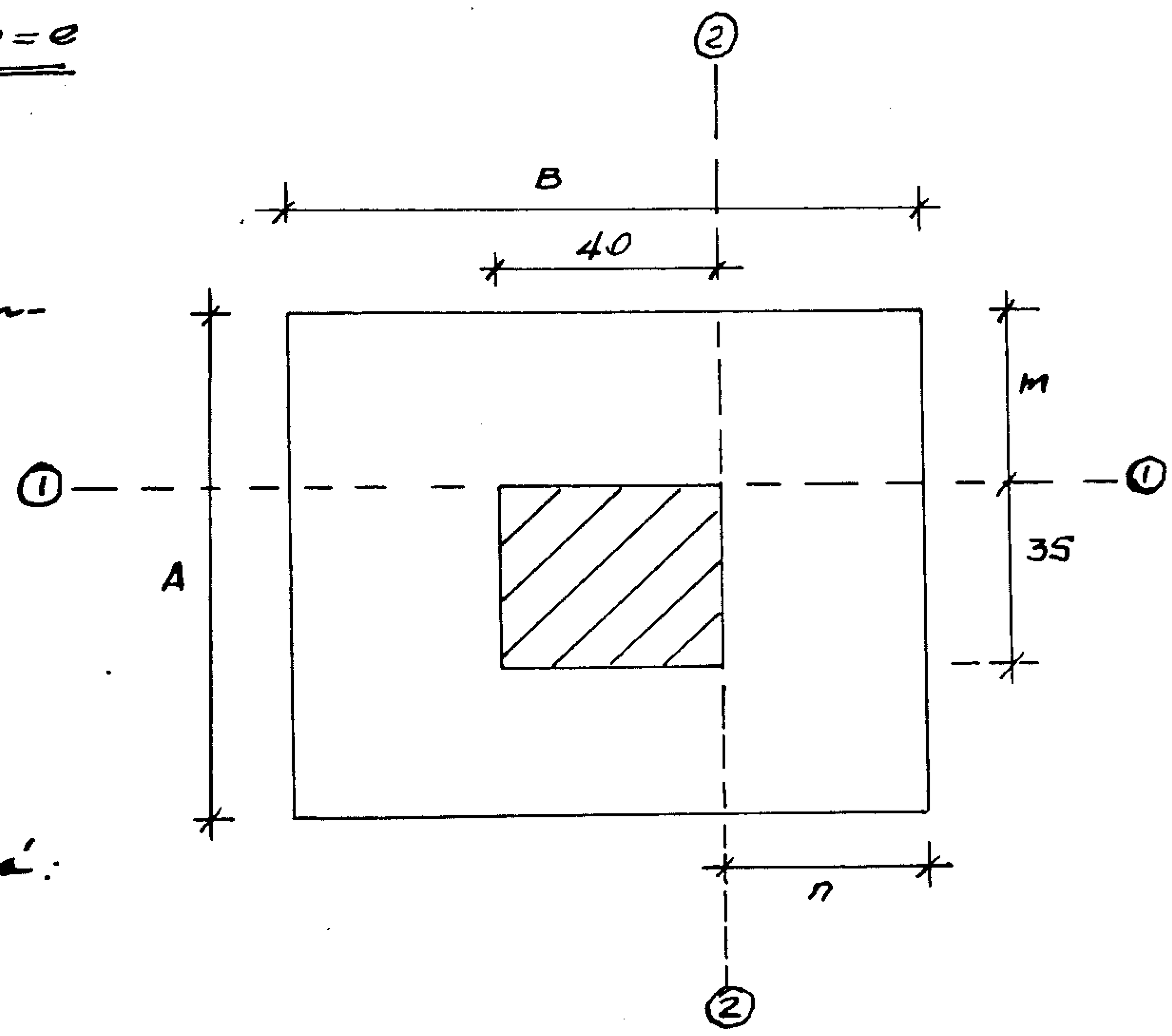
No habrá necesidad de chequear esf. cortante por salir la sección crítica de corte fuera de la zapata, ya que el ala de la zapata es mucho menor que la altura de la zapata

ZAPATAS B3, B4, B5 y B6

Datos: $\begin{cases} P = 26,273.5 \text{ Kgs} \\ M = 2257.42 \text{ Kg.m.} \\ \sigma_t = 4 \text{ Kgs/cm}^2 \end{cases}$ p.p. zap = 0.05P

$$e = \frac{2257.42}{26273.5} = 0.086 \, m = \underline{\underline{8.6 cm = e}}$$

Para el cálculo no consideré este valor de "e" hasta el momento de calcular los momentos.



Area de la Zapata:

$$A_z = \frac{1.05 \times 26273.5}{4} = 6900 \, cm^2$$

Así para $m = n = x$, dará:

$$6900 = (40 + 2x)(35 + 2x)$$

$$4900 = 150x + 4x^2$$

$$0 = 4x^2 + 150x - 4900$$

$$0 = x^2 + 37.5x - \frac{4900}{4} \rightsquigarrow x = \frac{-37.5 \pm \sqrt{1410 + 4900}}{2} =$$

$$x = \frac{-37.5 + 79.5}{2} = \frac{42}{2} = \underline{21 \text{ cms} = x}$$

Así tomé $\underline{m = n = 25 \text{ cms}}$

$\therefore \; A = 35 + 2 \times 25 = \underline{85 \text{ cm} = A}$ $\qquad B = 40 + 2 \times 25 = \underline{90 \text{ cms} = B}$

$$y \; A_z = 85 \times 90 = \underline{\underline{7650 \, cm^2 = A_z}}$$

$$w_n = \frac{26273.5}{7650} = \underline{\underline{3.43 \text{ Kgs/cm}^2 = w_n}}$$

Para la excentricidad, correré
el centro de la zapata 8 cms,
de acuerdo al dibujo anterior, haré $n' = 33$ cms, $m = 25$

Momentos:

$$M_{1-1} = 3.43 \times 90 \times \frac{25^2}{2} =$$

$$\underline{M_{1-1} = 96{,}500 \text{ Kgcm.}}$$

$$M_{2-2} = 3.43 \times 85 \times \frac{33^2}{2}$$

$$= \underline{M_{2-2} = 159{,}000 \text{ Kgcm.}}$$

Para concreto simple, la altura será:

$$h = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot f}} = \sqrt{\frac{6 \times 159000}{85 \times 4.2}} = \sqrt{2670} = 51.8 \text{ cms}$$

pero $d \leq 32\phi \leq 32 \times 7/8'' \leq 71$ cms.

$$\therefore \quad \underline{\underline{h = 80 \text{ cms.}}}$$

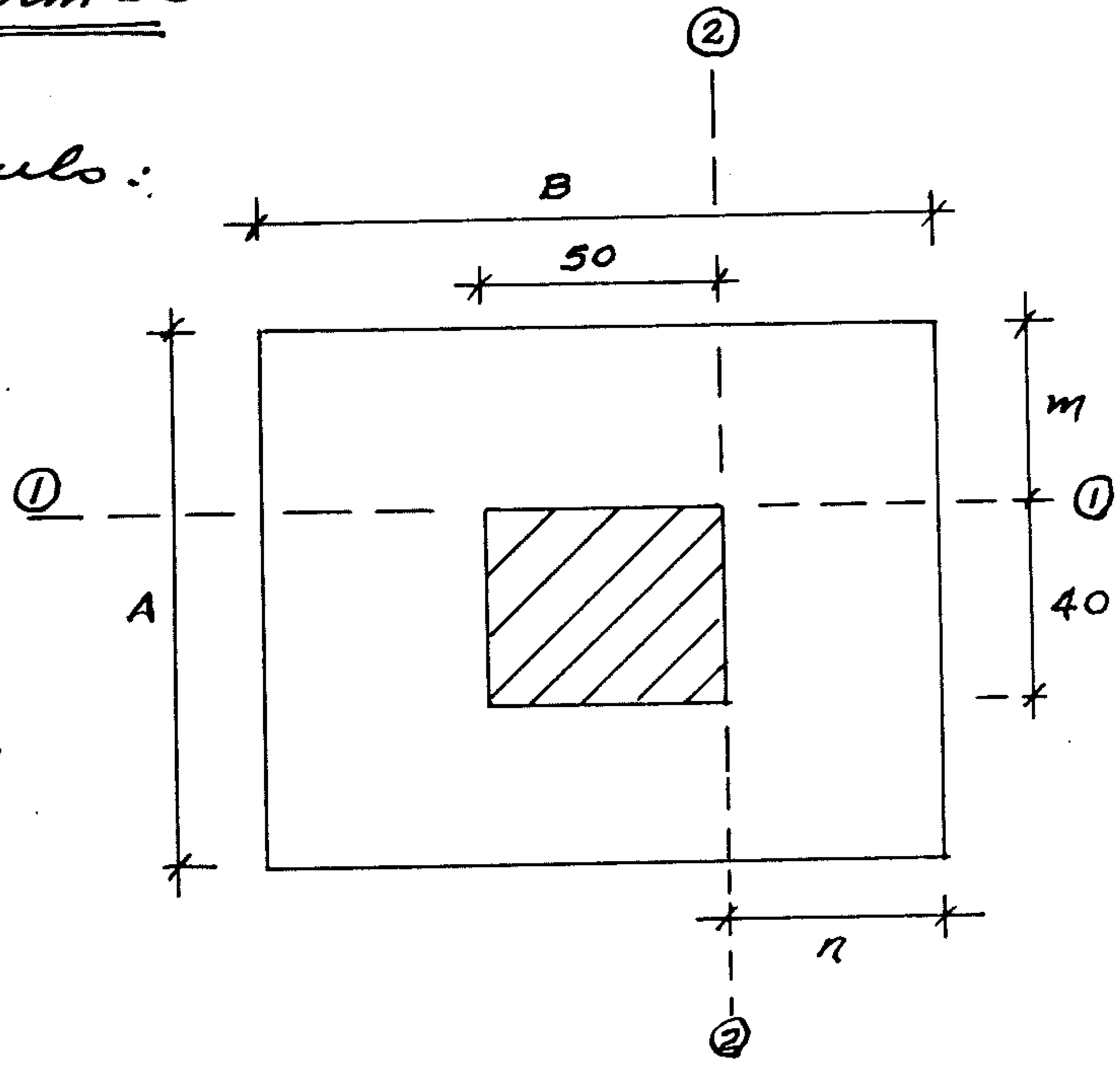
No habrá necesidad de chequear por esfuerzo cortante, porque la sección de chequeo sale fuera de la zapata (sección crítica al corte) ya que el ala es mucho menor que la altura de la zapata.

ZAPATA A2 y A7

Datos: $\begin{cases} P = 72405\ Kgs \\ M = 425.78\ Kgm. \\ \sigma_t = 4\ Kgs/cm^2 \end{cases}$ $\quad p.p_{zap} = 0.05P$

$$\therefore\ e = \frac{425.78}{72405} = 0.0059m = \underline{\underline{0.59cm = e}}$$

que despreciaré para el cálculo:



Area de la zapata:

$$A_z = \frac{1.05 \times 72405}{4} = 19000\ cm^2$$

que para $m = n = x$, daré:

$$19000 = (40+2x)(50+2x)$$

$$17900 = 180x + 4x^2$$

$$0 = 4x^2 + 180x - 17900$$

$$0 = x^2 + 45x - \frac{17900}{4} \sim x = \frac{-45 \pm \sqrt{2030+17900}}{2}$$

$$x = \frac{-45 + \sqrt{19930}}{2} = \frac{-45+141}{2} = 48 = x.$$

que haré: $\underline{m = n = x = 50cm.}$

$\therefore\ A = 40 + 2\times50 = \underline{140cm = A} \qquad B = 50 + 2\times 50 = \underline{150cm = B}$

$$y \quad A_z = 140 \times 150 = \underline{\underline{21000\ cm^2 = A_z}}$$

$$\therefore\ w_n = \frac{72405}{21000} = \underline{\underline{3.45\ Kgs/cm^2 = w_n}}$$

Momentos:

$$M_{1-1} = 3.45 \times 150 \times \frac{50^2}{2} = \underline{647000 \text{ kg cm} = M_{1-1}}$$

$$M_{2-2} = 3.45 \times 140 \times \frac{50^2}{2} = \underline{605{,}000 \text{ kg cm} = M_{2-2}}$$

Para concreto simple la altura será:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 647000}{150 \times 4.2}} = \sqrt{6150} = 78.5 \text{ cm} =$$

pero $d \leq 32\phi \leq 32 \times 1'' \leq 81 \text{ cms}$

$$\therefore \quad \underline{\underline{h = 90 \text{ cms.}}}$$

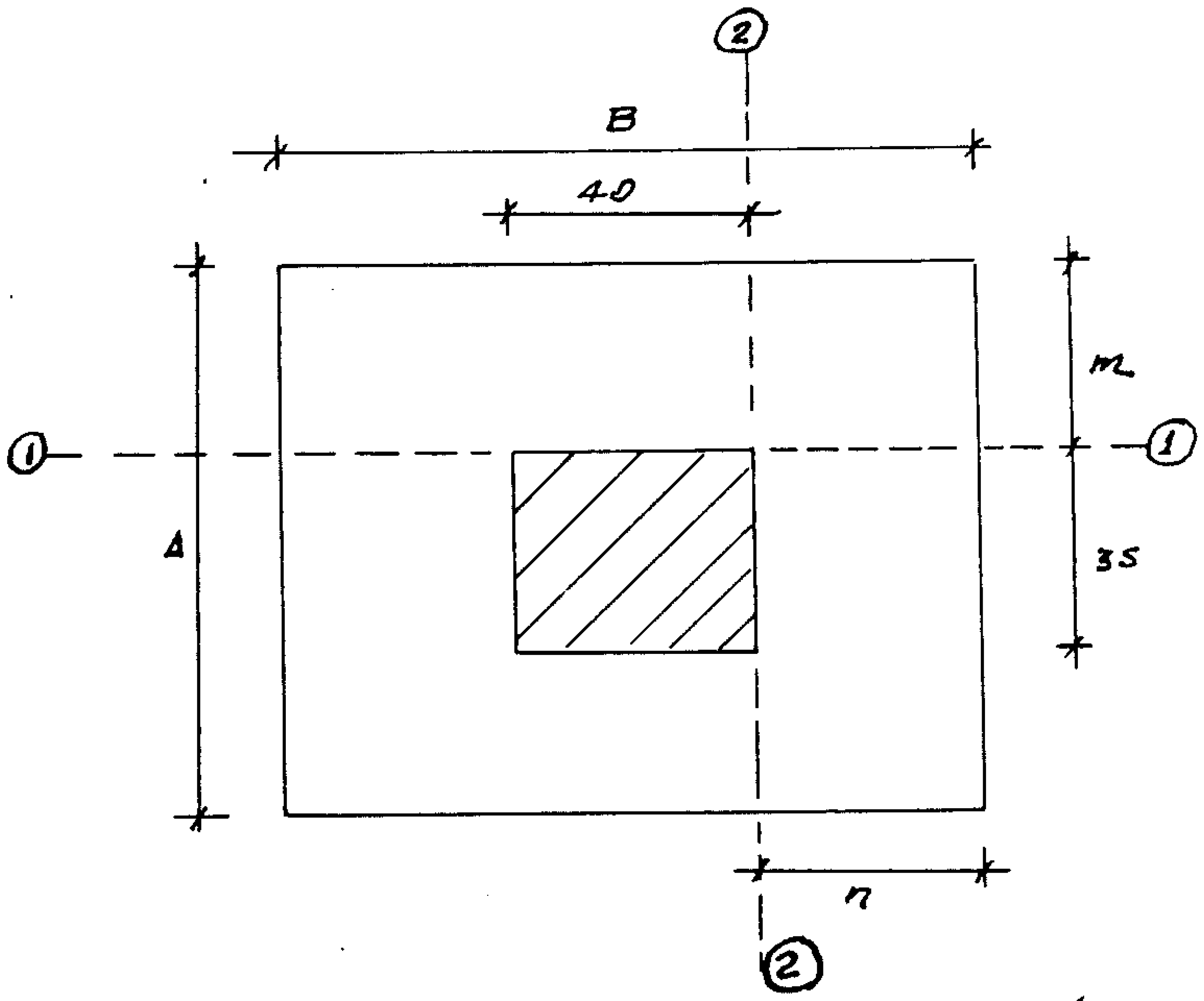
No habrá necesidad de chequear al corte, por salir fuera de la zapata la sección crítica de corte.

ZAPATAS B2 y B7

Datos:
- $P = 15387$ Kgs
- $M = 1262.64$ Kgm.
- $\sigma_t = 4$ Kgs/cm²

$p.p._{zap} \simeq 0.05P$

Al estudiar la columna correspondiente, se halló la excentricidad de la carga $e_1 = 10.66$ cms.



y como $e_2 = \frac{M}{P} = \frac{1262.64}{15387} = 0.0821$

$e_2 = 8.21$ cms.

$e = 10.66 + 8.21 = \underline{\underline{18.81 \text{ cm} = e}}$

que consideraremos al calcular los momentos, y a la hora de mover la zapata.

<u>area de la zapata</u>:

$$A_z = \frac{1.05 \times 15387}{4} = 4030 \text{ cm}^2$$

para $m = n = x$, dará:

$$4030 = (40 + 2x)(35 + 2x)$$
$$2630 = 150x + 4x^2$$
$$0 = 4x^2 + 150x - 2630$$
$$0 = x^2 + 37.5x - \frac{2630}{4} \rightarrow x = \frac{-37.5 \pm \sqrt{1410 + 2630}}{2}$$
$$x = \frac{-37.5 + \sqrt{4040}}{2} = \frac{-37.5 + 63.5}{2} = \frac{26}{2} = 13$$

por necesitar correr el centro de la zapata, respecto al eje de la columna, haré:

$m = 15$ cms y $n = 20$ cms.

$\therefore$ $A = 35 + 2 \times 15 = \underline{65 \text{ cms.} = A}$ $B = 40 + 2 \times 20 = \underline{80 \text{ cms.} = B}$

y $\therefore$ $A_z = 65 \times 80 = \underline{\underline{5200 \text{ cm}^2 = A_z}}$

Luego $w_n = \dfrac{15387}{5200} = 2.96$ kgs/cm².

Poniendo el eje de la zapata 20 cms, dará:

$\underline{m = 15 \text{ cm}}$ $\underline{n' = 40 \text{ cms.}}$

$\therefore$ Momentos.

$M_{1-1} = 2.96 \times 80 \times \frac{15^2}{2} = \underline{26600 \text{ Kgcm.} = M_{1-1}}$

$M_{2-2} = 2.96 \times 65 \times \frac{40^2}{2} = \underline{154000 \text{ Kgcm} .= M_{2-2}}$

Para concreto simple la altura será:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 154000}{4.2 \times 65}} = \sqrt{3390} = 58.4 \text{ cms.} = d$$

y $d \leq 32\phi \leq 32 \times 5/8'' \leq 51 \text{ cms.} \leq d$.

por lo que llevaré h. hasta:

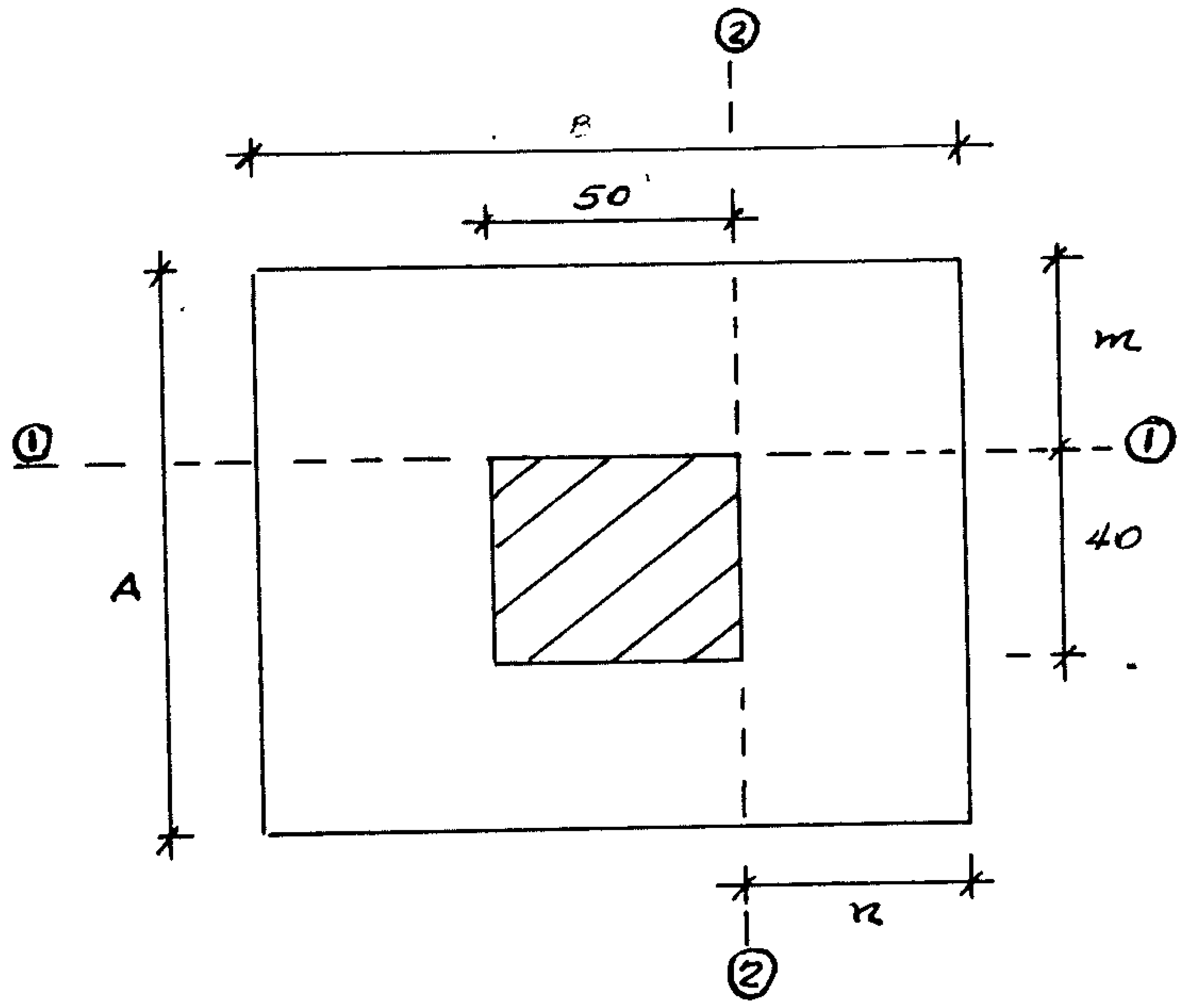
$$\underline{\underline{h = 60 \text{ cms}}}$$

No habrá necesidad de chequear al corte, ya que la sección crítica, cae fuera de la zapata (por ser el ala de la zapata más chica que la altura).

ZAPATAS A1 y A8

Datos: $P = 79380$ Kgs ; $\sigma_t = 4$ Kgs/cm²

$p.p_{zap} \approx 0.05P$



Area de la Zapata:

$$A_z = \frac{79380 \times 1.05}{4} = 20800 \text{ cm}^2$$

Que para $m = n = x$ dará:

$$20800 = (40+2x)(50+2x)$$

$$18800 = 180x + 4x^2$$

$$0 = x^2 + 45x - \frac{18800}{4}$$

$$\Rightarrow x = \frac{-45 \pm \sqrt{2030 + 18800}}{2} = \frac{-45 + \sqrt{20830}}{2} = \frac{-45 + 145}{2}$$

$$= \frac{100}{2} = x = 50$$

$\therefore$ $A = 40 + 2 \times 50 = 140 \text{ cm} = A$ $\qquad$ $B = 50 + 2 \times 50 = 150 \text{ cm} = B$

$\therefore$ $A_z = 140 \times 150 = 21000 \text{ cm}^2 = A_z$

y $\omega_n = \dfrac{79380}{21000} = 3.78 \text{ Kgs/cm}^2 = \omega_n$

Momentos:

$$M_{1-1} = 3.78 \times 150 \times \frac{50^2}{2} = \underline{709000 \text{ Kg cm} = M_{1-1}}$$

$$M_{2-2} = 3.78 \times 140 \times \frac{50^2}{2} = \underline{662000 \text{ Kg cm} = M_{2-2}}$$

Para concreto simple, la altura dará:

$$h = \sqrt{\frac{6 \times 709000}{150 \times 4.2}} = \sqrt{6750} = 82 \text{ cms.}$$

pero $d \leq 32\phi \leq 32 \times 1'' \leq 81$ cms.

por lo que llevaré el valor de h hasta

$$\underline{\underline{h = 90 \text{ cms.}}}$$

No se necesitará chequear el esfuerzo cortante, porque la sección crítica para este esfuerzo sale fuera de la zapata.

ZAPATAS G3, G4, G5, G6

$P = 10380\ Kgs = \underline{10400\ Kgs = P}$

$\sigma_t = 4\ Kgs/cm^2$ $\therefore$ $p.p \simeq 0.05P$

$\therefore\ A_z = \dfrac{10400 \times 1.05}{4} = 2730\ cm^2$

Como se ve he considerado la reacción isostática, sin corregirla por momentos (hiperestáticos), yo que en el peor de los casos estaré del lado más favorable.

Como la viga bajo con un área de $35 \times 90\ cms. = 3150\ cm^2$ que es mayor que A_z, le daré a la zapata otra área, que para que no sea angosta y larga, estimaré un ala de 0.15 m a cada lado, o sea:

$A = 35 + 2 \times 15 = \underline{65\ cms = A}$, $\underline{B = 90\ cms.}$

$\therefore\ A_z = 65 \times 90 = \underline{\underline{5850\ cm^2 = A_z}}$

luego $w_n = \dfrac{P}{A_z} = \dfrac{10400}{5850} = \underline{1.78\ Kgs/cm^2 = w_n}$

Momentos:

$M = 1.78 \times 90 \times \dfrac{15^2}{2} = \underline{18050\ Kgcm. = M}$

$\therefore\ h = \sqrt{\dfrac{6 \times 18050}{4.2 \times 90}} = \sqrt{287} = 16.9\ cm$

que llevará por anclaje de ϕ_s de la viga hasta:

$$d = 32\phi = 32 \times 7/8'' = 71 \text{ cms} = d$$

$$\therefore \quad \underline{\underline{h = 80 \text{ cms.}}}$$

No se reforzará chequeo al corte, por estar su sección crítica fuera de la zapata.

ZAPATAS G2, G7

$P = 7483 \text{ Kgs} = \underline{7500 \text{ Kgs} = P}$

Procederé como en el caso de la anterior zapata, de este mismo eje, correspondiente a los pórticos 3, 4, 5 y 6

$\sigma_t = 4 \text{ Kgs/cm}^2 \qquad \therefore \; p.p \approx 0.05P$

$$\therefore \quad A_z = \frac{7500 \times 1.05}{4} = 1980 \text{ cm}^2$$

la viga baja con un área de $35 \times 90 =$
$= 3150 \text{ cm}^2$

Le daré un ala a la zapata, para que no quede tan angosta y alargada. El ala será de 15 cms a cada lado, o sea:

$A = 35 + 2 \times 15 = \underline{65 \text{ cms} = A} \quad$ y $\quad \underline{B = 90 \text{ cms.}}$

$$\therefore \quad A_z = 65 \times 90 = \underline{\underline{5850 \text{ cm}^2 = A_z}}$$

luego $\quad w_n = \dfrac{P}{A_z} = \dfrac{7500}{5850} = \underline{1.28 \text{ Kgs/cm}^2 = w_n}$

Momentos:

$$M = 1.28 \times 90 \times \frac{15^2}{2} = \underline{13000 \text{ Kgcm} = M}$$

$$\therefore\ h = \sqrt{\frac{6 \times 13000}{42 \times 90}} = \sqrt{206} = 14.3\,cm$$

Pero llevaré por anclaje de ϕ_s de la viga hasta

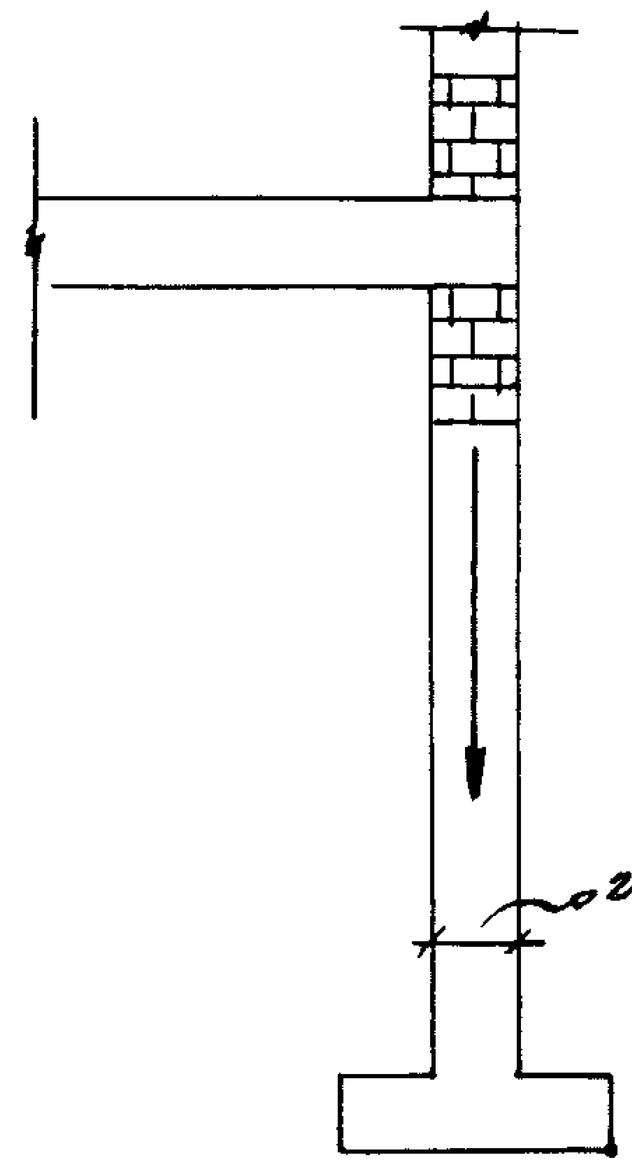
$$d = 32\phi = 32 \times 7/8'' = 71\,cms.$$

$$\therefore\ \underline{\underline{h = 80\,cms.}}$$

No requerirá de chequeo al corte, por estar su sección crítica fuera de la zapata.

CIMENTACIÓN MURO DE LADRILLO CORRESPONDIENTE AL EJE B.

Cargas:



Altura del muro $= 6.70 + 0.15 = \underline{6.85 m = h}$

$\therefore$ $p.p. = 6.85 \times 520 = \underline{3560\ ^{Kg}/ml = p.p}$

Además una carga correspondiente a la losa pasadizo que descansa sobre el muro. Para su reacción, supongo la mayor luz, o sea la mayor carga que puede ejercer la losa pasadizo y que corresponde al centro de este muro. De esta manera estará compensado el peso ligeramente mayor que tienen las columnas.

Reacción $= 1076 \times \frac{5.70}{2} = \underline{3010\ ^{Kgs}/m.l.}$

$\therefore$ $P = 3560 + 3010 = \underline{\underline{6570\ ^{Kgs}/m.l = P}}$

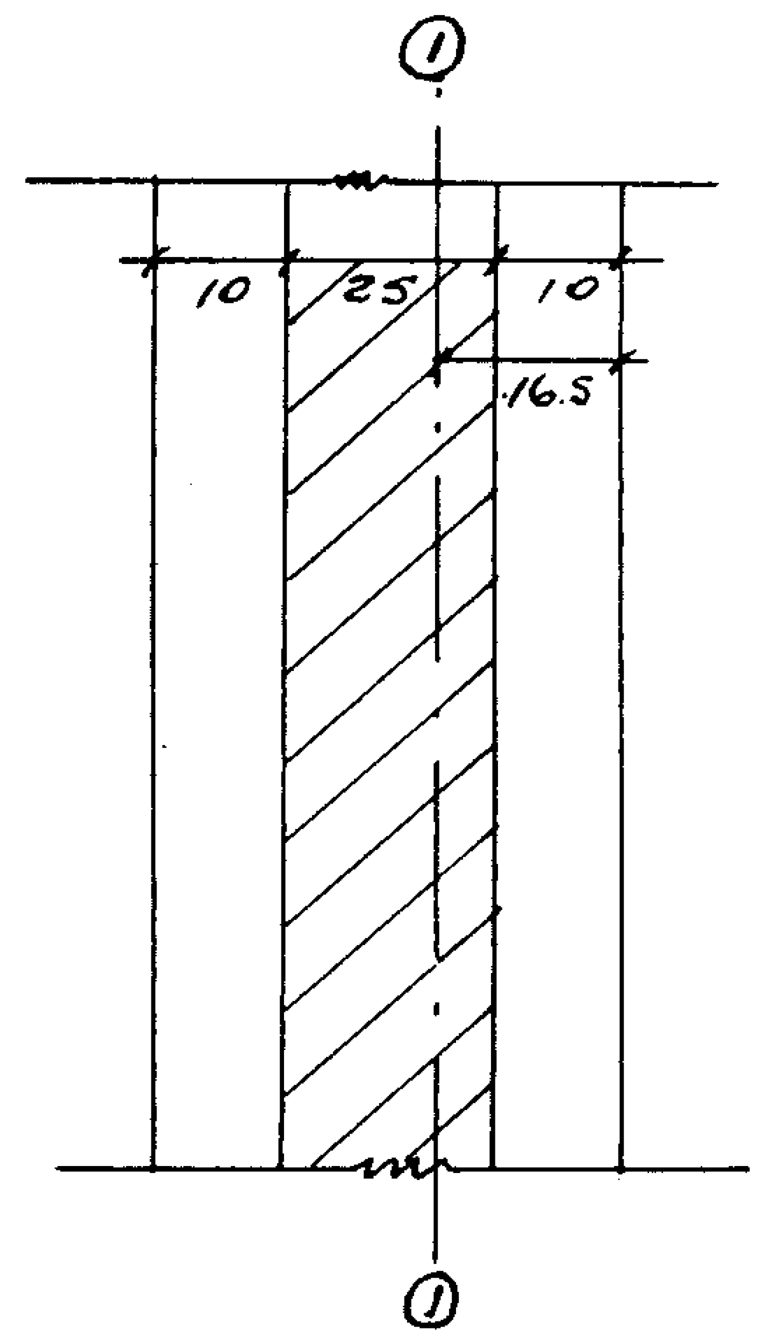
Haré el cálculo por metro de cimentación:

Para $\sigma_t = 4\ ^{Kgs}/cm^2$, asumiremos $p.p. = 0.05 P$

$\therefore$ $A_z = \frac{6570 \times 1.05}{4} = 1725\ cm^2 = 100 \times 17.25\ cms.$

pero por ser el ancho del muro 0.25 m., llevaremos el área hasta: $A_z = 100 \times 45 = 4500\ cm^2 = \underline{0.45\ m^2 = A_z}$

$$\therefore \quad w_n = \frac{6570}{0.45} = 14600 \text{ Kgs/m}^2$$



Momentos:

$$M_{1-1} = 14600 \times \frac{0.165^2}{2} =$$

$$= 14600 \times \frac{0.0272}{2} = \underline{198.5 \text{ Kgm} = M_{1-1}}$$

Altura de Zapata.

Para concreto simple de $f'c = 140$ Kgs/cm².

$$h = \sqrt{\frac{6.M.}{b.f}} = \sqrt{\frac{6 \times 19850}{100 \times 4.2}} = \sqrt{284}$$

$$h = 16.85 \text{ cms.}$$

Pero el reglamento del A.C.I. indica como altura mínima de zapatas sin armadura $h = 20$ cms, por lo que llevaré mi zapata hasta $\underline{\underline{h = 25 \text{ cms.}}}$

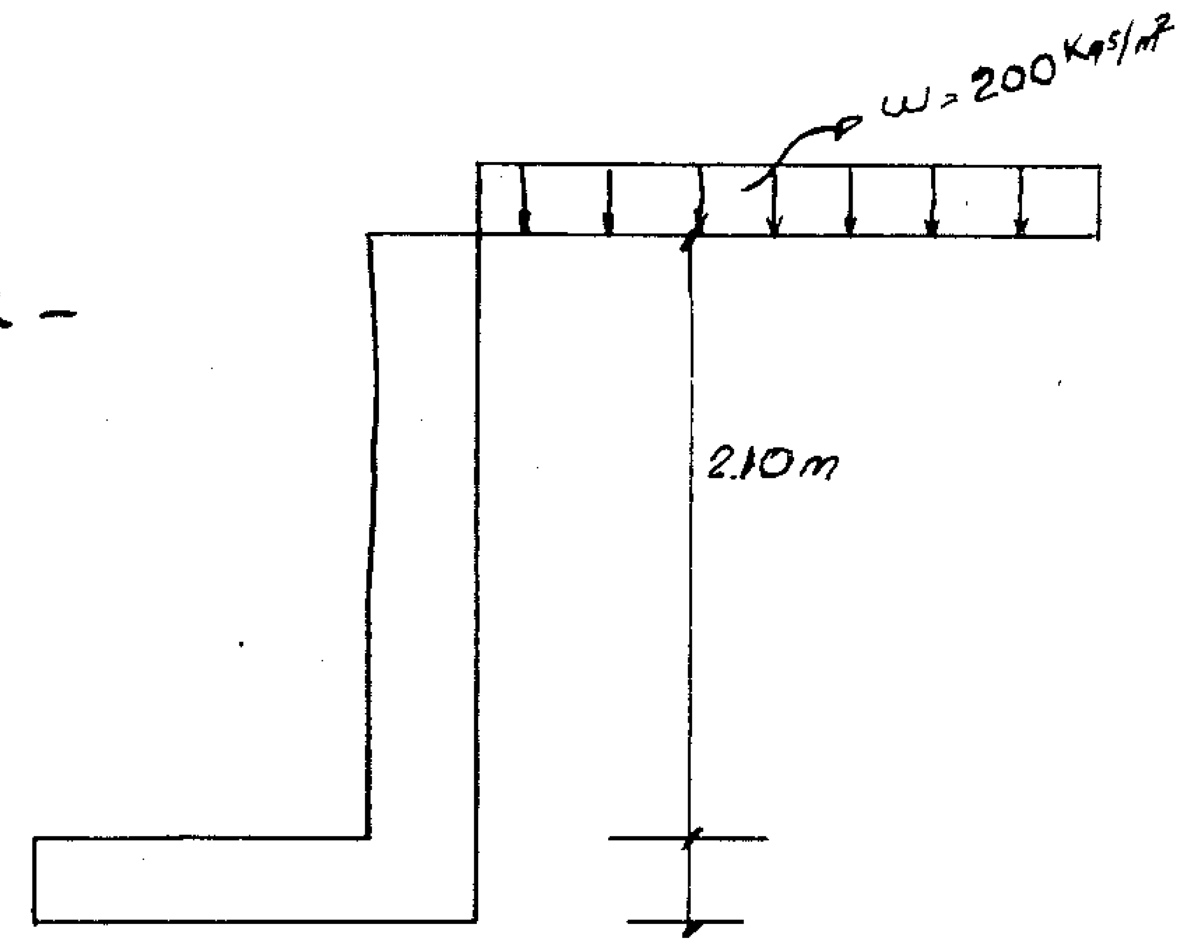
MURO DE CONTENCIÓN.- (VOLADIZO).

Este muro lo haré en voladizo, debido a que no se puede unir con la losa o vigas del techo sótano, por tener una ventana (para iluminación del sótano).

El cálculo lo haré por m. de muro.

Altura de terreno $= 2.10\,m = h$

Peso del terreno $= 1600\ Kgs/m^3$.



Por ser el terreno de buena calidad, consideraré:

$\theta = 35^\circ$ $\quad C = 0.27$

Además: una sobre carga de $200\ Kgs/m^2$ (el terreno estará a nivel).

que equivale a: $h_1 = \frac{200}{1600} = \underline{0.125\,m = h_1}$

Empuje:

$$E = \frac{1}{2} \times 1600 \times 2.1\,(2.1 + 2 \times 0.125) \times 0.27$$

$$= 800 \times 2.1 \times 2.35 \times 0.27 = \underline{\underline{1070\ Kgs = E}}.$$

y situada a una altura: $x_E = \frac{2.10 + 0.125 \times 3}{2.10 + 0.125 \times 2} \times \frac{2.10}{3} =$

$$x_E = \frac{2.485}{2.35} \times 0.7 = \underline{\underline{0.74\,m = x_E}}$$

Momento:

$$M = E \times x_E = 1070 \times 0.74 = \underline{\underline{791\ Kgm = M}}.$$

$\therefore$ altura útil: $d = \sqrt{\frac{79100}{11 \times 100}} = \sqrt{72} = 8.5\,cm = d.$

$\therefore$ $e = 8.5 + 7.5 = 16\,cm$, lo llevaré a $\underline{\underline{e = 30\,cms.}}$

$\therefore$ $d = 30 - 7.5 = \underline{\underline{22.5\,cms = d}}$

Area de Acero:

$$A_s = \frac{79100}{1400 \times 0.866 \times 22.5} = 2.9\,cm^2$$

pero considerando un acero mínimo como losa, daré:

$$A_{s\,min} = 0.0025 \times 22.5 \times 100 = \underline{5.63\,cm^2 = A_s}$$

$\phi \frac{1}{2}'' @ 22.$

Acero de temperatura: Consideraré dos tipos:

a) Cara exterior:

$$A_{st} = 0.00125 \times 22.5 \times 100 = \underline{2.83\,cm^2 = A_{st}}$$

(barras horizontales). $\phi \frac{1}{4}$ @ 11

b) Cara interior.

$A_s = 0.0025$ en malla, o sea: 0.00125 en cada dirección

$\therefore$ $\phi \frac{1}{4}''$ @ 11 (en malla).

Esfuerzo Cortante:

$V = 1070\,Kgs.$

$$\therefore v = \frac{1070}{100 \times 0.866 \times 22.5} = 0.55\,Kgs/cm^2 < 4.2\,Kgs/cm^2$$

lo no requiere refuerzo.

Adherencia:

$$\Sigma_0 = \frac{1070}{10.5 \times 0.866 \times 22.5} = \underline{5.22\ cm = \Sigma_0}$$

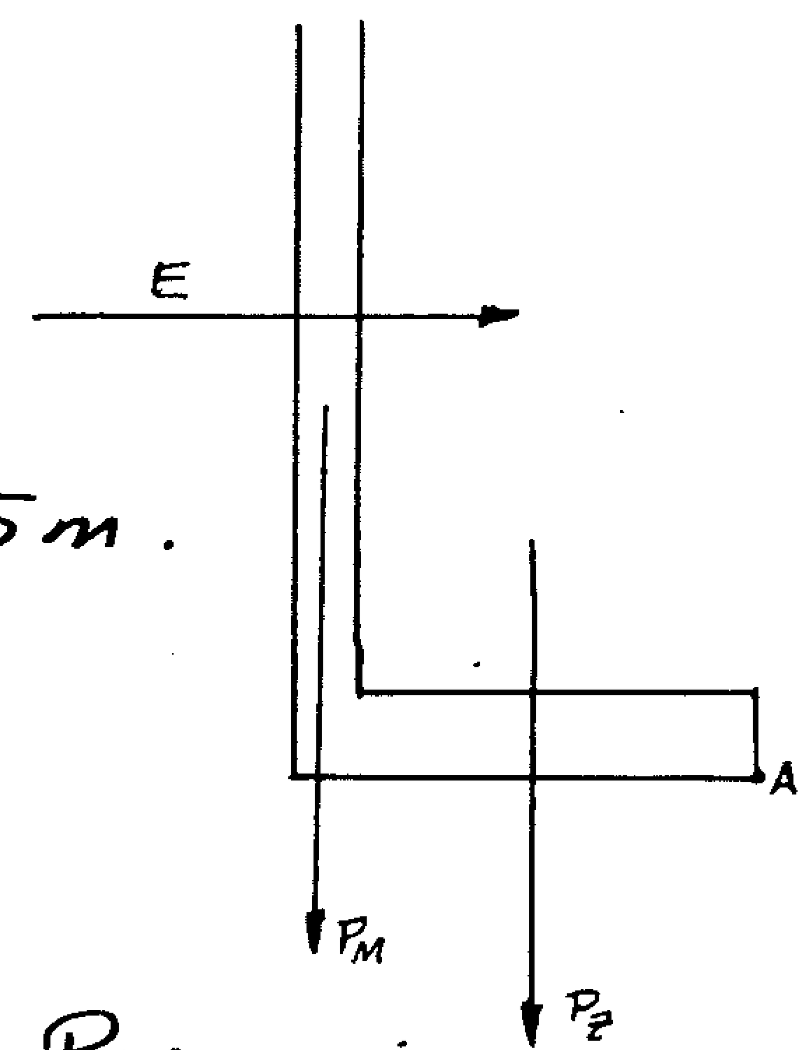
$\therefore$ ϕ ½" @22 es ≈ 18 cm, > Σ_0

ZAPATA DEL MURO

Para dimensionar la zapata, veré que no halla volteo, es decir que la resultante de las fuerzas, pase por el tercio central de base de la zapata.

Asumiré la altura de zapata = 0.35 m.

Tomando Mos de las fuerzas, con respecto al punto A. Para ello.



$P_M = 0.30 \times 2.10 \times 2400 \times 1 = \underline{1510\ Kgs = P_M}$

$\therefore$ $\underline{x_M = (b - 0.12)\ m}$

$\underline{E = 1070\ Kgs.}$ $\therefore$ $x_E = 0.74 + 0.35 = \underline{1.09\ m = x_E}$

$\therefore$ $P.P._{zap} = P_Z = 0.35 \times b \times 2400 \times 1 = \underline{840 b = P_Z}$

$\therefore$ $\underline{x_Z = \frac{b}{2}}$

Para evitar volteo, deben ser iguales el Momento de volteo y al Momento de estabilidad (siempre que pase la resultante por el tercio central de la base). Asumiré un coeficiente de seguridad de 2.

o sea $\dfrac{M_E}{M_V} = 2,$

$$\therefore \quad 1510 \times (b - 0.12) + 840\,b \times \frac{b}{2} = 1070 \times 1.09 \times 2$$

$$420b^2 + 1510b - 2511 = 0$$

$$b^2 + 3.6\,b - 5.96 = 0$$

$$b = \frac{-3.6 \pm \sqrt{12.9 + 23.92}}{2}$$

$$b = \frac{-3.6 + \sqrt{36.82}}{2} = \frac{-3.6 + 6.08}{2} = \frac{2.48}{2} = \underline{\underline{1.24\,cm = b}}$$

A base de este valor supongo un $\underline{\underline{b = 1.20\,m}}$

y en el gráfico adjunto se puede ver que la resultante pasa por el tercio central y con una excentricidad $\underline{e = 0.15\,m}$.

Chequeo de la zapata:

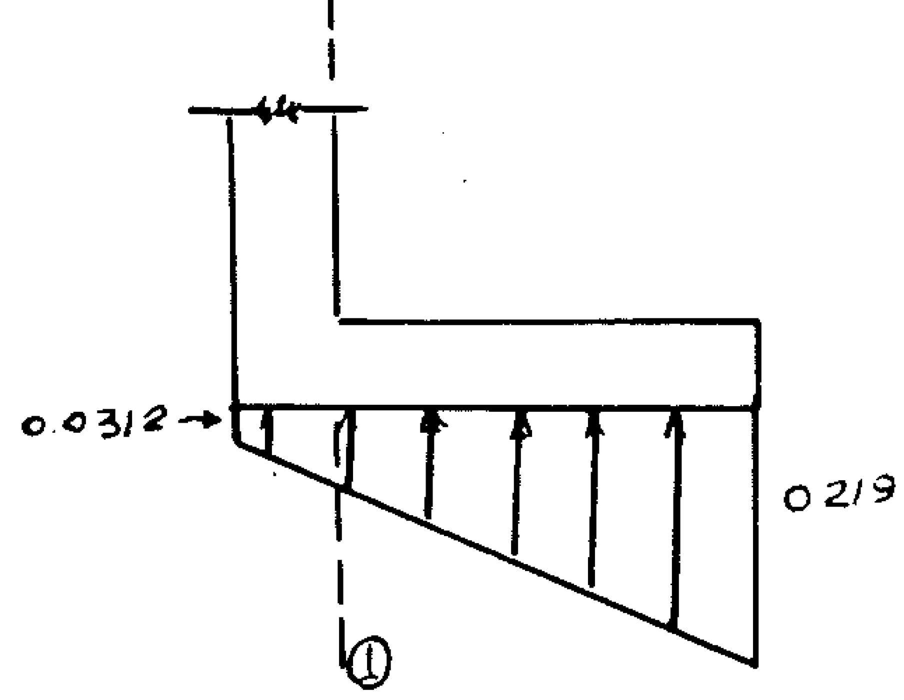
Para ello: $\dfrac{P}{A} = \dfrac{1510}{100 \times 120} = 0.125\ Kgs/cm^2$

Esfuerzos en la base de la zapata:

$$\sigma = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{P}{A}\left(1 \pm \frac{6 \times 15}{120}\right) = 0.125\,(1 \pm 0.75)$$

$$\sigma_1 = 0.125 \times 1.75 = 0.219\ Kgs/cm^2$$

$$\sigma_2 = 0.125 \times 0.25 = 0.0312\ Kgs/cm^2$$



y en la sección 1-1

$$\sigma_{1-1} = 0.0312 + 0.1878 \times \frac{0.3}{1.2} = 0.0312 \times 0.0472 =$$

$$\sigma_{1-1} = 0.0784\ Kgs/cm^2$$

Luego la zapata estará cargada con un trapecio de reacciones (del terreno), cuyo momento producido en la sección 1-1 hallaré:

Para ello: brazo de momento $= \frac{0.90}{3} = 0.30$ m.

y de la sección 1-1 será $\simeq 0.60$ m.

$$\therefore M_{1-1} = \left(\frac{0.219 + 0.0784}{2}\right) \times 90 \times 100 \times 60$$

$$= 0.1487 \times 90 \times 100 \times 60 = \underline{80,300 \text{ Kgcm} = M_{1-1}}$$

Para concreto simple:

$$\therefore h = \sqrt{\frac{6 \times 80300}{4.2 \times 100}} = \sqrt{1150} = \underline{34 \text{ cms} = h < 35 \text{ cms.}}$$

Chequeo al corte:

$$V = \left(\frac{0.219 + 0.0784}{2}\right) \times 90 \times 100 =$$

$$= 0.1487 \times 90 \times 100 = \underline{1340 \text{ Kgs} = V}$$

$$\therefore h = \frac{1.5 \times 1340}{100 \times 2.8} = \underline{7.2 \text{ cm} = h < 35 \text{ cms.}}$$

por lo que será correcta la solución adoptada.

NOTA.- Los fierros del volado, se anclarán a todo lo largo de la zapata, por lo que ésta trabajará con mayor seguridad aun, agregado que el empuje nunca será tan elevado, debido a la colgadura.

ZONA DE SERVICIOS

ESTUDIO PARA EL CALCULO

Esta parte del proyecto arquitectónico, se encuentra separado del anfiteatro por una junta de 1", y es debido a ésto que se calculará por separado.

Su cálculo desde el punto de vista económico, no requiere sino de una construcción de ladrillo de cabeza que le bastará para dar solidez ya que tan sólo es de dos pisos, (uno de ellos en sótano).

Los techos serán proyectados de aligerados, tanto el del sótano como el del primer piso, siendo el ladrillo de céramica de 0.20 x 0.30 x 0.40m.

Originalmente figuraba en el plano sótano, un muro de ladrillo de 0.15m. de espesor (entre los ejes 10 y 11), pero a fin de poder apoyar la pared del primer piso sobre el aligerado del techo sótano, (en lugar de construir una viga) he preferido poner el muro de 0.25m. y hacer dicho tramo más grande; es debido a ésto que dicha pared sólo requiere de viga en el tramo que cae sobre la escalera (de sótano a primer piso), viga que he hecho invertida para que así no se vea, ni reduzca el vano de la escalera. Esta viga también sirve para sostener la escalera principal de entrada, la cual es sustentada por ésta y otra viga igual, situadas ambas a los lados de esta escalera.

Esto trae como consecuencia el que los apoyos de las vigas sean sobre columnas, ya que no pueden apoyarse sobre el muro por estar encima de un vano cada una. Algunas de las columnas que sirven de sostén a estas vigas guarderas, se prolongarán hasta el techo del primer piso, al igual que otras columnas que pondré y que servirán para darle rigidez a esta parte de la estructura. Estas columnas estarán indicadas en los planos.

Además, será necesario poner muros de contención ya que el sótano estará enterrado y el N.P.T. que le corresponde es -2.10m. Estos muros son idénticos al calculado para el anfiteatro.

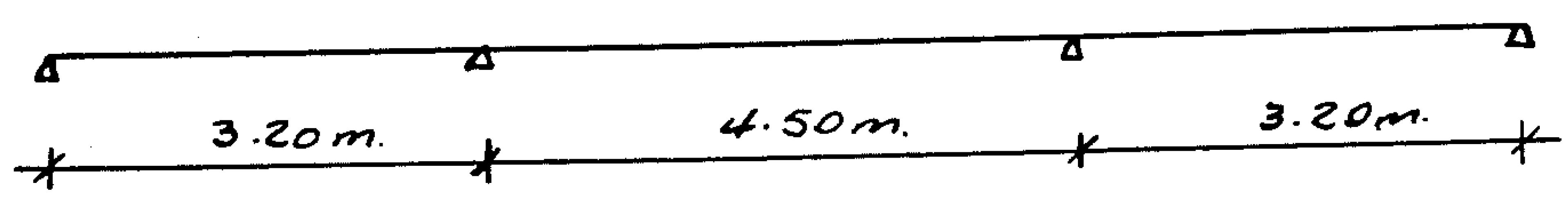
También requiere de varias vigas, que servirán de dinteles a las ventanas, tanto del sótano como primer piso (por ser éstas altas). Para el sótano serán invertidas. Para el primer piso no. Estarán apoyadas ya sea en columnas como en muros.

ALIGERADOS

Estudiaremos dos tipos diferentes, que corresponden al techo sótano y techo primer piso. El tipo de ladrillos a usar será: de arcilla y de 3 y 6 huecos.

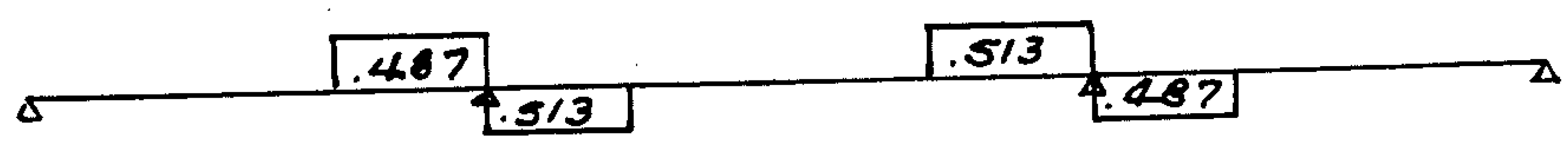
ALIGERADO TECHO PRIMER PISO

Considerando para su resolución que es de 0.20m. de espesor: 0.15m. de ladrillo y 0.05m de losa de concreto. Como no se puede aplicar coeficientes, por ser la diferencia de las luces mayor del 20%, resolveré por Cross. Para ello:



Rigideces $= \frac{1}{L} =$	312	222	312
Rigideces virtuales $= k(1-0.25) =$	234		234

Reparticiones



Para su resolución, consideraré dos tipos de solicitación de cargas

a) Por Cargas Permanentes

b) Por Movimiento de Sobre Carga

Solicitación por Cargas Permanentes.

Cargas:

$$p.p = 300 \text{ Kgs/m}^2$$

$$p.piso = 100 \text{ ''}$$

$$\underline{\underline{w = 400 \text{ Kgs/m}^2}}$$

Momentos de Empotramiento perfecto.

$$M_L = \frac{1}{12} \times 400 \times 3.2^2 = \underline{342 \text{ Kgm} = M_L}$$

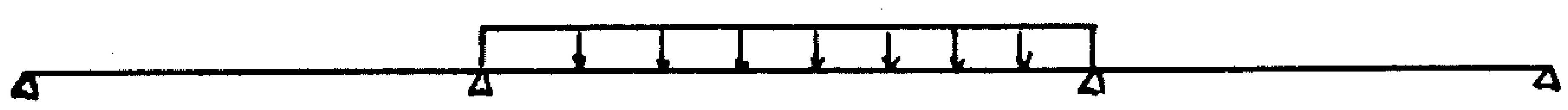
$$M_C = \frac{1}{12} \times 400 \times 4.5^2 = \underline{677 \text{ Kgm} = M_C}$$

Solicitación por Movimientos de Sobre Carga

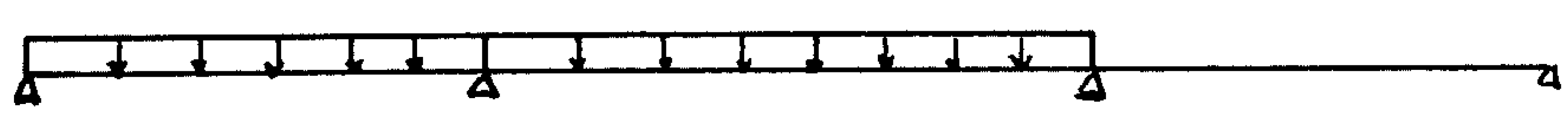
Considero: $w = 100 \text{ Kgs/m}^2$ (por ser azotea)

Para la resolución haré tres tipos de solicitación por movimientos de sobrecarga

A)



B)



C)

Para ello:

Momentos de empotramiento perfecto:

$$M_C = \frac{1}{12} \times 100 \times 4.5^2 = \underline{169 \text{ Kgm} = M_C}$$

$$M_L = \frac{1}{12} \times 100 \times 3.2^2 = \underline{85.5 \text{ Kgm} = M_L}$$

además por usar rigideces virtuales el valor de M_L se convertirá en:

$M_L = \mu - \beta'\mu'$ para nuestro caso $\mu = \mu_1$

$$\therefore \; M_L = \mu(1+\beta') = \mu \times 1.5 = M_L$$

que será lo que se usará al resolver por Cross.

<u>Momentos para simplemente apoyados de los diferentes tramos (para hallar los Momentos totales).</u>

<u>Cargas Permanentes:</u>

$$M_L = \frac{1}{8} \times 400 \times 3.2^2 = 514 \text{ Kgm}$$

$$M_C = \frac{1}{8} \times 400 \times 4.5^2 = 1015 \text{ Kgm.}$$

<u>Sobre Carga:</u>

$$M_L = \frac{1}{8} \times 100 \times 3.2^2 = 128.5 \text{ Kgm.}$$

$$M_C = \frac{1}{8} \times 100 \times 4.5^2 = 254 \text{ Kgm.}$$

Cross Cargas Permanentes: $M_L = 342 \times 1.5 = 513 \, Kgm = M_L$

.487	.513	.513	.487
	+620.5		+620.05
	-1.8		+0.44
	+3.5		+6.6
	-27.2		+100
	+53		+513
	-84		
	+677		
-513		-677	
-80		-42	
-25.8		+106	
-1.7		-136	
-620.5		+7	
		-0.9	
		+0.46	
		-620.05	

Cross Sobrecargas A):

.487	.513	.513	.487
	+110.84		+110.49
	-1.84		+0.45
	+8.58		+6.79
	-27.9		+103.25
	+54.5		
	-86.5		
	+169		
-82.5		-169	
-26.6		-43.25	
-1.74		+109	
-110.84		-13.56	
		+7.15	
		-0.92	
		+0.47	
		-110.49	

Cross Sobrecargas B)

$M_L = 1.5 \times 85.5 = 128.25 \text{ Kgm} = M_L$

.487	.513		.487	.513
-128.3	+169		-169	+82.4
-41	+43.3		+86.6	+10.5
-2.68	-43		-21.5	+0.69
-0.17	+5.5		+11.0	+93.59
-172.15	-2.82		-1.41	
	+0.36		+0.72	
	-0.19		-93.59	
	+172.15			

Cross Sobrecargas C):

$M_L = 128.25 \text{ Kgm.}$

.487	.613		.513	.487
-128.3	+65.8		+32.9	+128.30
+62.5	-41.35		-82.7	-78.50
+20.15	+21.20		+10.60	-5.16
+1.32	-2.72		+5.44	-0.34
-44.33	+1.40		+0.70	+44.70
	+44.33		-0.36	
			-44.70	

DISEÑO ALIGERADOS TECHO PRIMER PISO.

$h = 20$ cms. $\therefore$ $d = 17$ cms

$t = 5$ cms.

Momentos:

De los Cross se ha obtenido:

$(-) M = 792.65$ Kgm

$(+) M_C = 537.70$ Kgm.

$(+) M_L = 309.90$ Kgm.

Armaduras:

Como $kd = 0.403 \times 17 = 6.85$ cm $> 5 > t$:

$(+)M$ es sección T

$(-)M$ es sección rectangular

$$(-)A_s = \frac{79265}{1400 \times 0.866 \times 17} = 3.85\ cm^2/m = \frac{3.85}{2.5} = \underline{1.54\ cm^2/\text{vigueta} = (-)A_s}$$

$1\phi 1/2'' + 1\phi 3/8''$

$$(+)A_{s_C} = \frac{537.70}{1400 \times (17 - 5/2) \times 2.5} = \underline{1.06\ cm^2/\text{vigueta} = (+)A_{s_C}}$$

$1\phi 1/4'' + 1\phi 3/8''$

$$(+)A_{s_L} = \frac{309.90}{1400 \times (17 - 5/2) \times 2.5} = \underline{0.61\ cm^2/\text{vigueta} = (-)A_{s_L}}$$

$2\phi 1/4''$

Ensanches:

1.-) Por Momentos:

Momento que puede resistir la vigueta de $b = 10$ cms, es:

$$M_{b=10} = 2.5 \times 11 \times 10 \times 17^2 = \underline{79500\ Kgcm = M_{b=10}}$$

Como es mayor que los momentos negativo y positivo, no requerirá ensanches

2) Por Esfuerzo Cortante:

El corte que puede tomar la vigueta de $b = 10$ cms, es:

$$V_{b=10} = 2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866 \times 17 = \underline{1550 \text{ Kgs} = V_{b=10}}$$

y $V_{max_C} = 0.5 \times 500 \times 4.25 = \underline{1060 \text{ Kgs} < V_{vigueta}}$

Corrección por momentos: $\frac{792.65}{3.20} = 247$ Kgs.

$$V_{max_L} = 247 + 0.5 \times 500 \times 2.95 = \underline{1097 \text{ Kgs} < V_{vigueta}}$$

por lo que tampoco se requerirá de ensanches.

He considerado las luces libres al calcular el corte, o sea $L - 2 \times 0.125 = L - 0.25$, donde L, para cada caso es: $L_C = 4.50$ m. y $L_L = 3.20$ m.

Adherencia:

a) Tramos exteriores:

Para (-) A_s $\qquad V_{max} = 1097$ Kgs

Luego $(-)\Sigma_o = \frac{1097}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} = \underline{2.84 \text{ cms}}$ (por vigueta)

$< 1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$

Para (+) A_s

$$V_{PI} = 1097 - 500 \times 0.65 = \underline{772 \text{ Kgs} = V_{P.I.}}$$

$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{772}{1097} \times 2.84 = \underline{2.00 \text{ cm} = (+)\Sigma_o}$ (por vigueta)

$< 2\phi 1/4"$

b) Tramo interior:

Para (-) A_s $\qquad V_{max} = 1060$ Kgs.

$\therefore (-)\Sigma_o = \frac{1060}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} = \underline{2.73 \text{ cm} = (-)\Sigma_o}$

(por vigueta)

$< 1\phi 1/2" + 1\phi 3/8"$

Para (+)M.

$$V_{PI} = 1060 - 500 \times 0.75 = \underline{695\ Kgs = V_{PI}}$$

$$\therefore (+)A_s = \frac{695}{1060} \times 2.73 = \underline{1.79\ cms = (+)A_s} \quad (\text{por vigueta})$$

$$< 1\phi\, 1/4''$$

NOTA.- Los extremos de estos aligerados, se han considerado para el cálculo como si fueran apoyados, pero puede existir un momento negativo en dichos apoyos. Es debido a esto que consideraré (por cierto empotramiento existente) un (-)M y que valdrá:

$$(-)M = \frac{1}{24} \times 500 \times 3.2^2 = 214\ Kgm.$$

$$\therefore (-)A_s = \frac{21400}{1400 \times 0.866 \times 17} = 1.04\ cm^2/m. = \frac{1.04}{2.5} = 0.415\ cm^2/\text{vigueta}.$$

que usaré $2\phi\, 1/4''$

que abastece también adherencia

Acero de repartición y temperatura.- $A_{st} = 0.002 \times 100 \times 5 = 1\ cm^2$

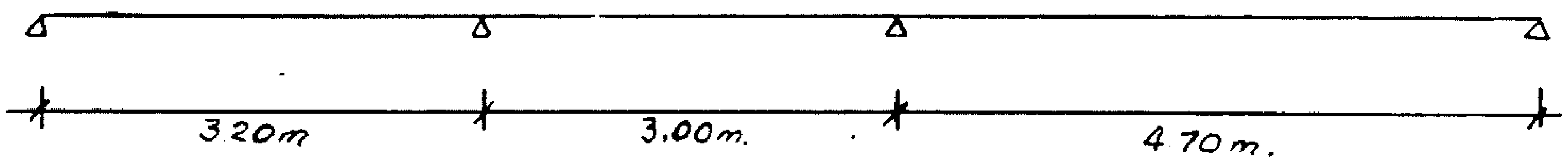
que da $\phi 1/4''$ @32, pero el mínimo es $\phi 1/4''$ @30

ALIGERADO TECHO SOTANO TIPO I

(Tres tramos)

Considerando que es de 0.25m. de espesor, debido a que uno de los tramos va a soportar un muro que esté cargado con un techo; 0.20m de ladrillo y 0.05m. de espesor. El estudio por Cross es similar al anterior.

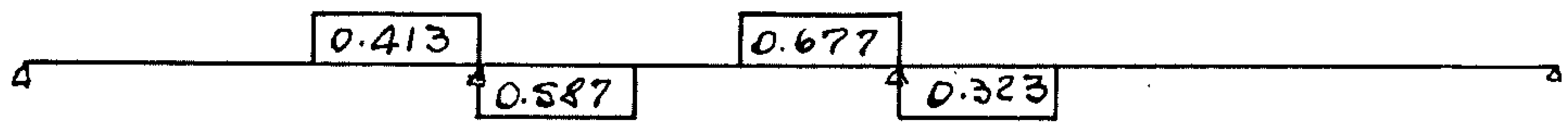
Para ello:



Nomenclatura

Rigideces $= \frac{1}{L} =$	312	333	212
Rigideces Virtuales	234		159

Reparticiones:



Para su resolución, consideraré dos tipos de solicitación de cargas.

a) Por cargas Permanentes b) Por movimiento de Sobre Carga.

Solicitación por Cargas Permanentes.

Cargas:

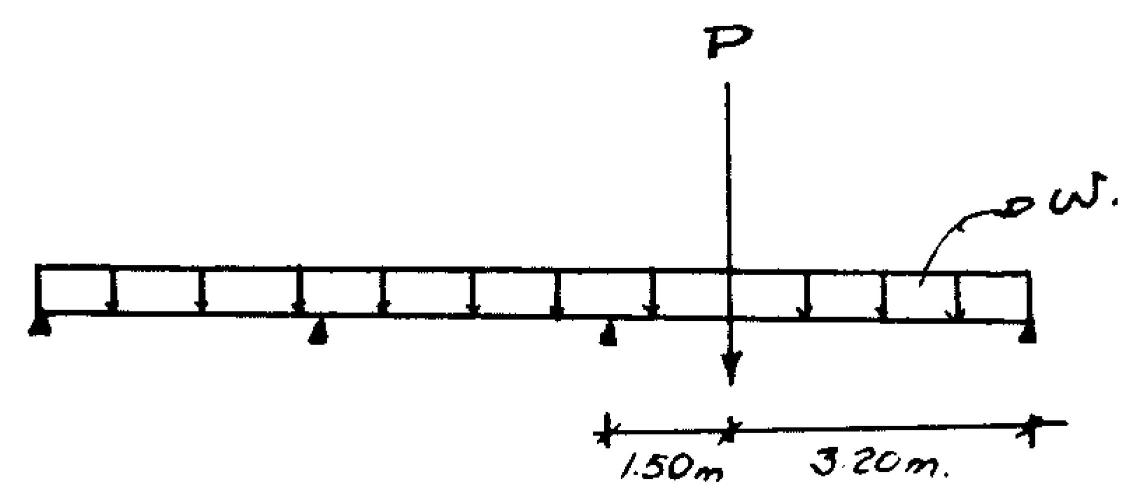
$$p.p. = 350 \text{ Kgs/m}^2$$
$$p.piso = 100 \text{ ''}$$
$$\omega = 450 \text{ Kgs/m}^2$$

Momentos de Empotramiento perfecto.

$$M_1 = \frac{1}{12} \times 450 \times 3.2^2 = \underline{385 \text{ Kg.m}}$$

$$M_2 = \frac{1}{12} \times 450 \times 3.0^2 = \underline{337 \text{ Kg.m}}$$

$$M_3 = \frac{1}{12} \times 450 \times 4.7^2 = \underline{795 \text{ Kg.m.}}$$



Por carga concentrada

P = por muro de ladrillo $= 2.30 \times 520 = 1195$ Kgs/m.l

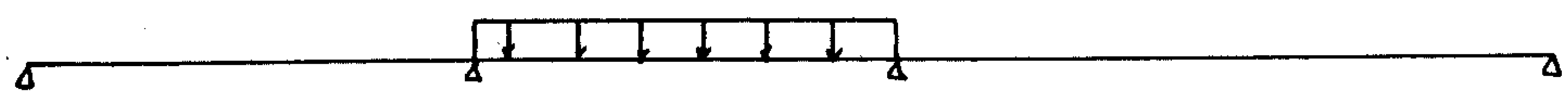
por aligerado apoyado en este muro $\left(\frac{320}{2} + \frac{450}{2}\right) 500 = \underline{1925}$ "

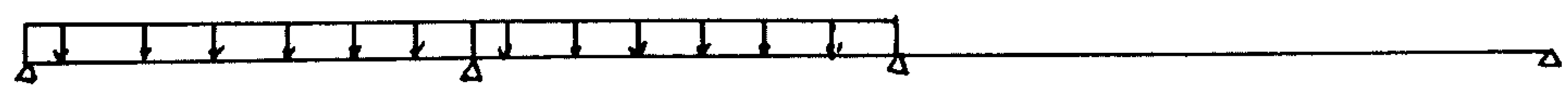
$\underline{\underline{w = 3120 \text{ Kgs/m.l}}}$

Solicitación por Movimiento de Sobre Carga.

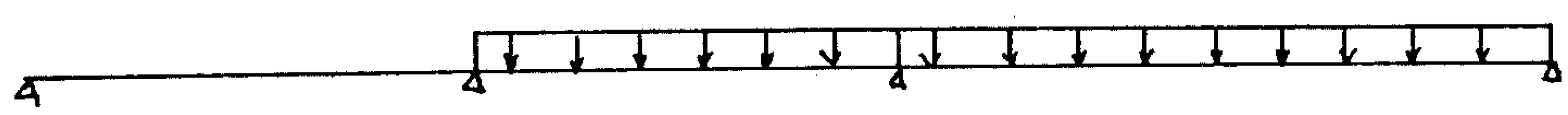
Considero w = 200 Kgs/m² para los tramos exteriores y w = 500 Kgs/m² para el centro (zona de entrada al anfiteatro)

Consideraré 4 casos de solicitación por movimiento de Sobrecargas.

A) 

B) 

C) 

D) 

Para ello:

Momentos de empotramiento perfecto:

$$M_1 = \frac{1}{12} \times 200 \times 3.2^2 = \underline{171 \text{ Kgm.}}$$

$$M_2 = \frac{1}{12} \times 500 \times 3.0^2 = \underline{375 \text{ Kgm.}}$$

$$M_3 = \frac{1}{12} \times 200 \times 4.7^2 = \underline{353 \text{ Kg.m.}}$$

Para trabajar con rigideces virtuales, los momentos de empotramiento, se convertirán en:

$M_1 = 171 \times 1.5 = \underline{257 \text{ Kgm} = M_1}$ $\qquad$ $M_3 = 353 \times 1.5 = \underline{530 \text{ Kgm} = M_3}$

Para el Cross Cargas Permanentes:

Los momentos de empotramiento por carga concentrada, son (en el tramo 3).

$$M_I = \frac{F.a.b^2}{L^2} = \frac{3120 \times 1.50 \times 3.2^2}{4.7^2} = 2170 \text{ Kg.m.}$$

$$M_D = \frac{F.a^2.b}{L^2} = \frac{3120 \times 1.50^2 \times 3.2}{4.7^2} = 1020 \text{ Kgm.},$$

luego.

$$\left.\begin{aligned} M_{3-I} &= 795 + 2170 = 2965 \text{ Kgm.} \\ M_{3-D} &= 795 + 1020 = 1815 \text{ Kgm.} \\ &\text{y} \\ M_{1-I} &= 385 \text{ Kgm.} \\ M_{1-D} &= 385 \text{ Kgm} \end{aligned}\right\}$$

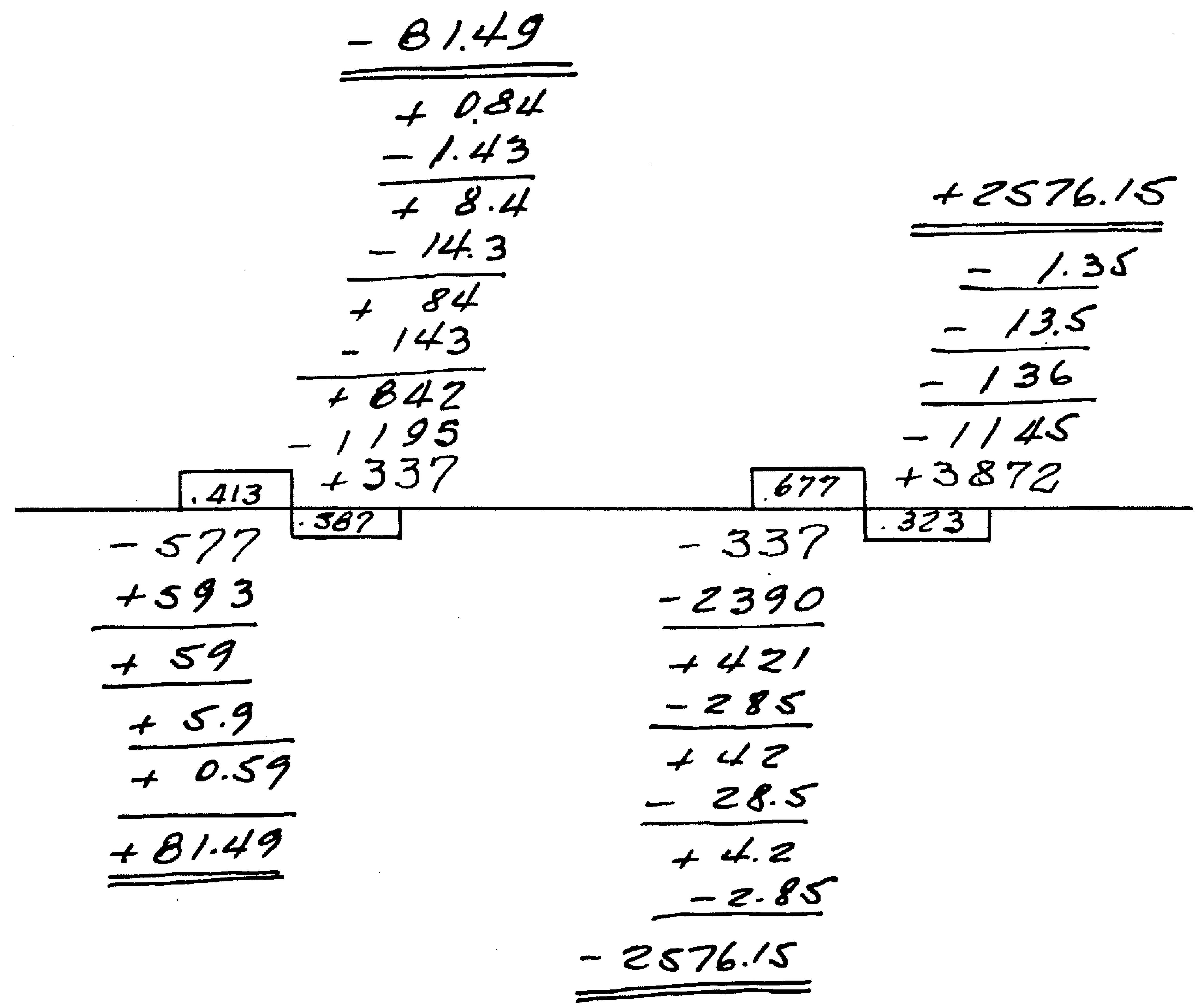
Que se convertirán para entrar al Cross con rigideces virtuales:

$$\therefore\ M_{3-I} = 2965 + 0.5 \times M_{3-D} = 2965 + 0.5 \times 1815 =$$

$$= 2965 + 907 = \underline{3872\ Kgm = M_{3-I}}$$

$$M_{1-D} = 385 \times 1.5 = \underline{577\ Kgm = M_{I-D}}$$

<u>Cross</u> <u>Corgas</u> <u>Permanentes</u>:



Cross Sobrecargas A):

+230.19
- 0.96
+1.63
- 9.58
+16.3
- 96.2
+164
- 220
+375

.413 | .587

- 155
- 67.8
- 6.72
- 0.67
-230.19

+174.20
+0.16
+1.54
+15.5
+157

.677 | .323

-375
-110
+328
-48.1
+32.6
- 4.79
+3.25
- 0.48
+0.32
-174.20

Cross Sobrecargas B):

+369.87
- 1.52
+2.59
- 15.3
+26.1
- 144
+127
+375

.413 | .587

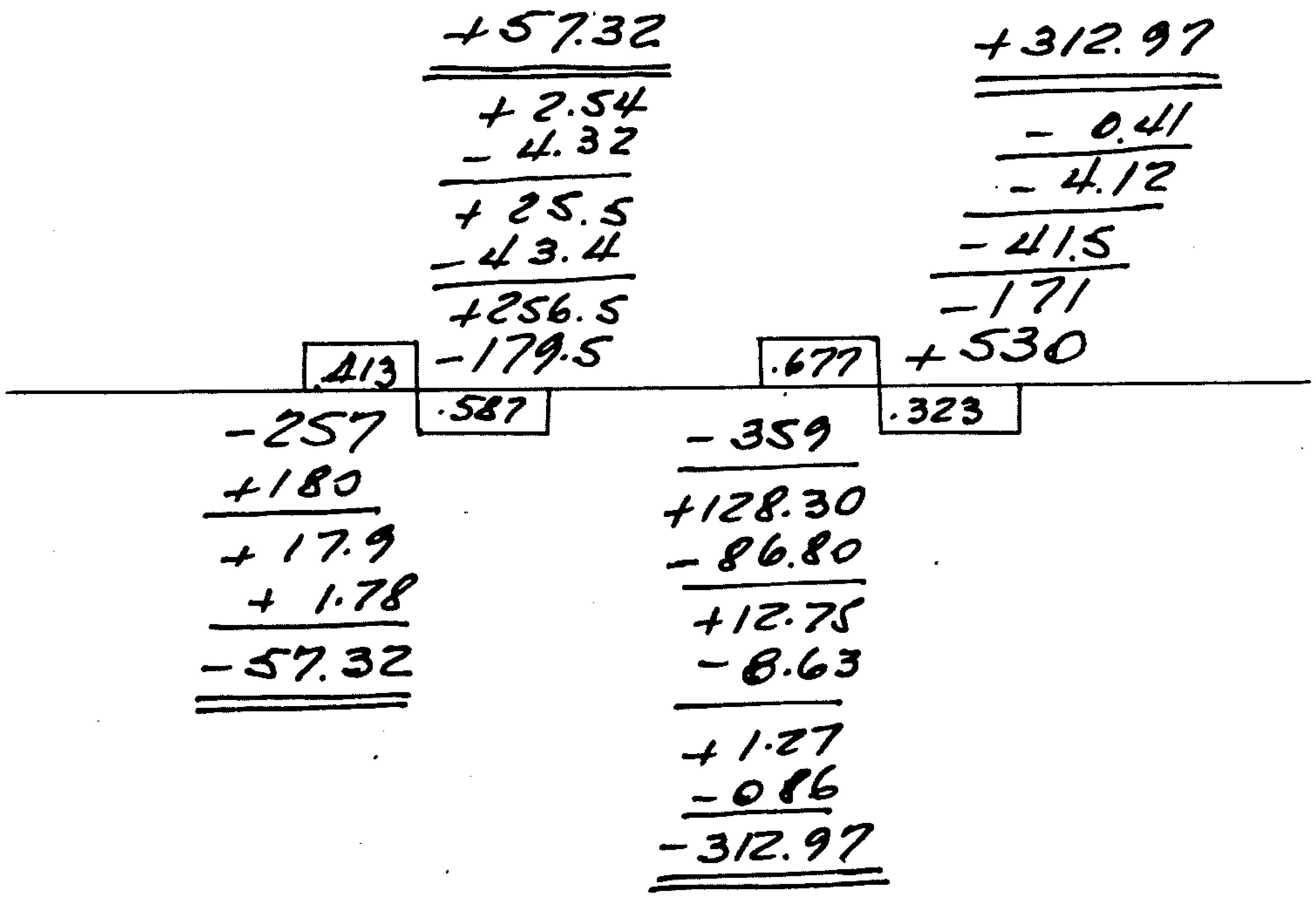
- 257
- 101
- 10.8
- 1.07
- 369.87

+148.52
+ 0.25
+ 2.47
+ 24.8
+121

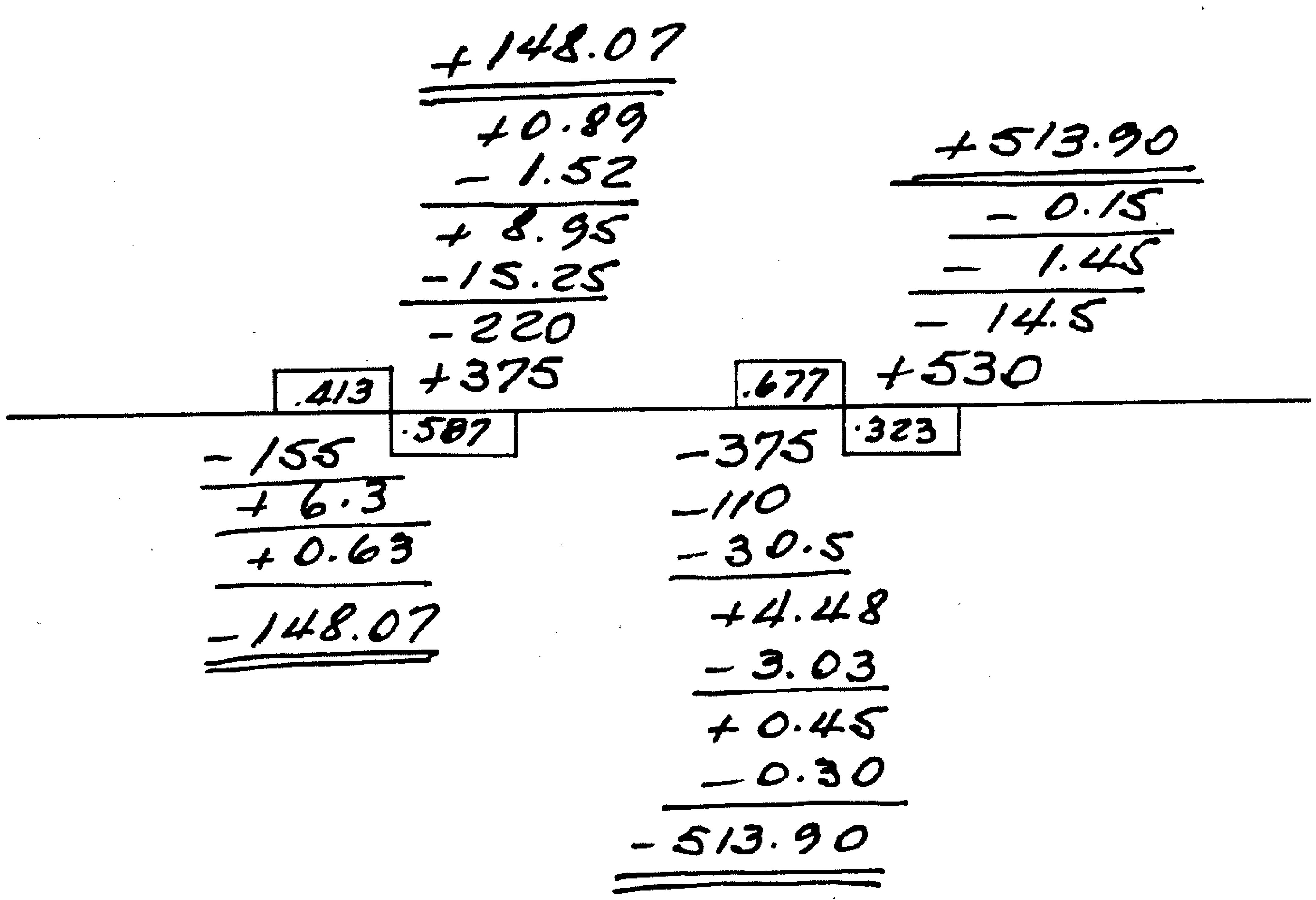
.677 | .323

-375
+254
- 77
+52.2
-7.65
+5.18
-0.76
+0.51
-148.52

Cross Sobrecargas C):



Cross Sobrecargas D):



Para hallar los totales:

Momentos para simplemente apoyados de los diferentes tramos.-

Cargas Permanentes

$M_1 = \frac{1}{8} \times 450 \times 3.2^2 = 576$ Kgm

$M_2 = \frac{1}{8} \times 450 \times 3.0^2 = 505$ Kgm.

$M_3 = \frac{1}{8} \times 450 \times 4.7^2 = 1245$ Kgm

$M_{c.c.} = \frac{P.a.b}{L^2} = \frac{3120 \times 1.5 \times 3.2}{4.7^2} = 678$ Kgm.

Sobre Carga.

$M_1 = \frac{1}{8} \times 200 \times 3.2^2 = 256$ Kgm.

$M_2 = \frac{1}{8} \times 500 \times 3.0^2 = 562$ Kgm.

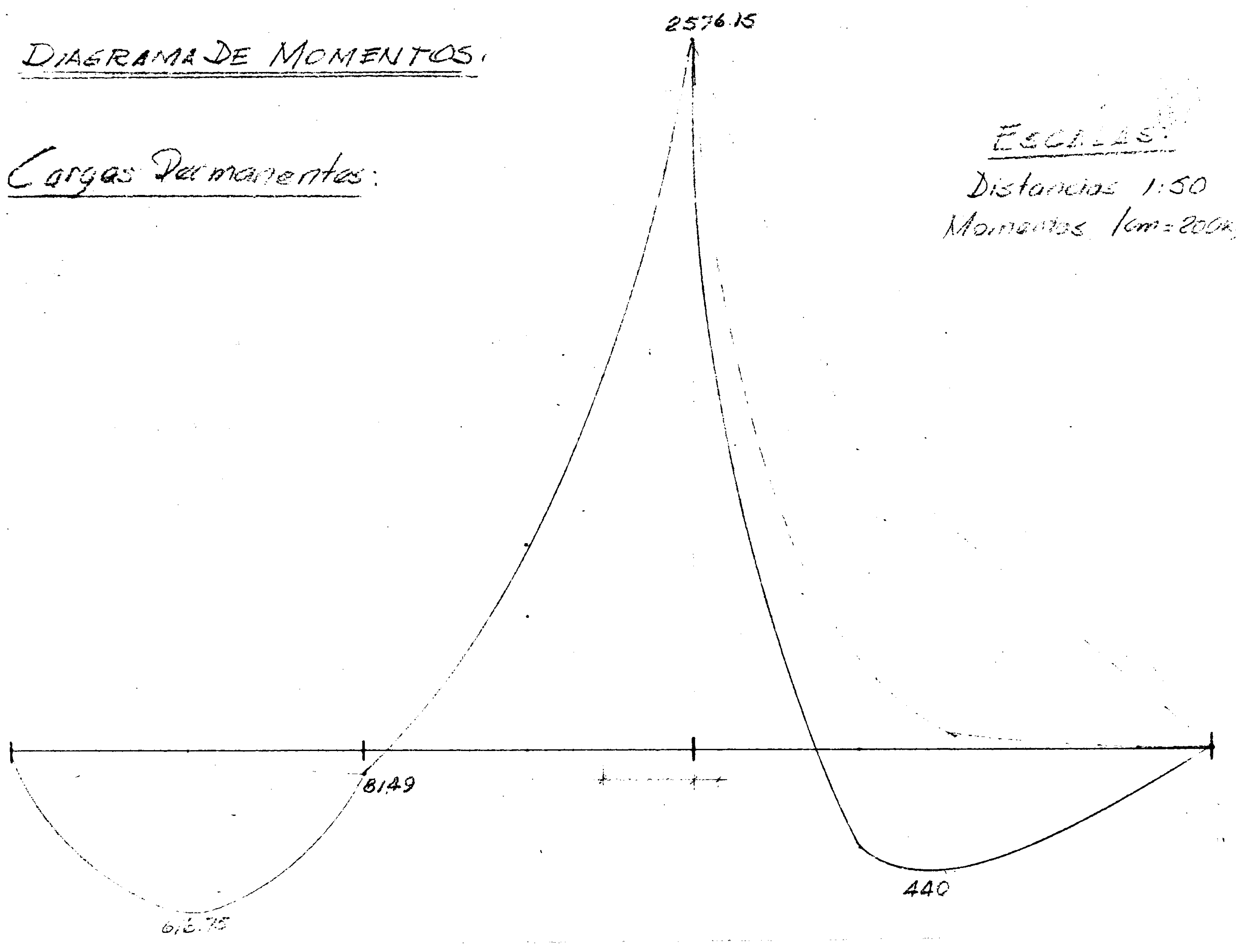
$M_3 = \frac{1}{8} \times 200 \times 4.7^2 = 553$ Kgm.

TECHO SOTANO

DIAGRAMA DE MOMENTOS:

Cargas Permanentes:

ESCALAS:
Distancias 1:50
Momentos 1cm = 200kgm



DISEÑO ALIGERADOS TECHO SOTANO

$h = 25$ cms $\therefore d = 22$ cms.

$t = 5$ cms.

Momentos:

De los Cross, se ha obtenido:

$(+) M_1 = 844.09$ Kg.m.

$(+)_2 = 0$

$(+) M_3 = 836.52$ Kg.m.

$(-) M_A = 288.38$ Kg m.

$(+) M_A = 81.49$ Kg m.

$(-) M_B = 3090.05$ Kg m.

Armaduras:

Como $kd = 0.403 \times 22 = 8.86$ cm $> t$

$(+) M$ es sección T

$(-) M$ es sección rectangular.

$$(+) A_{s1} = \frac{844.09}{1400 \times (22 - 5/2)} = 3.09 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{3.09}{2.5} = 1.24 \text{ cm}^2/\text{vigueta.}$$

$2 \phi\ 3/8''$ $(= 1.426)$

$$(+) A_{s3} = \frac{836.52}{1400(22 - 5/2)} = 3.07 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{3.07}{2.5} = 1.23 \text{ cm}^2/\text{vigueta}$$

$2 \phi\ 3/8''$ $(= 1.426$

$$(-) A_{sA} = \frac{288.38}{1400 \times 0.866 \times 22} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{1.08}{2.5} = 0.432 \text{ cm}^2/\text{vigueta}$$

$1 \phi\ 5/8''$ $(= 1.98 \text{ cm}^2)$

$$(+) A_{sA} = \frac{81.49}{1400(22 - 5/2)} = 0.299 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{0.299}{2.5} = 0.12 \text{ cm}^2/\text{vigueta}$$

$1 \phi\ 3/8''$ $(= 0.713 \text{ cm}^2)$

$$(-) A_{sB} = \frac{3090.05}{1400 \times 0.866 \times 22} = 11.3 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{11.3}{2.5} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{vigueta.}$$

$1 \phi\ 3/4'' + 1 \phi\ 5/8''$ $(= 4.83 \text{ cm}^2)$

Ensanches:

1) Por Momentos:

$M_{b=10} = 2.5 \times 11 \times 10 \times 22^2 = 133{,}000$ Kgcm $= 1330$ Kgm.

que solo no satisface al apoyo B.

Ensanche en este apoyo:

$$b'_{nec} = \frac{3090.05}{2.5 \times 11 \times 22^2} = 23.2 \text{ cms} = \underline{b'_{nec}}$$

que por requerirlo el tipo de ladrillo lo llevaré hasta

$\underline{\underline{b' = 30 \text{ cms.}}}$ (10cm a c/lado)

Distancia hasta la cual hay que llevar este ensanche:

En el diagrama de Momentos, se aprecia que es:

al lado derecho $x'_3 = 0.25m.$ y al lado izquierdo $x'_2 = 0.83m.$

que debemos de llevar a un determinado número de ladrillos. Luego haré:

$x_3 = 0.40m$ (1 ladrillo).

$x_2 =$ 5cms de ensanche corrido y 0.80m. de retiro (2 ladrillos).

2) Por Esfuerzo Cortante:

$V_{b=10} = 2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10 \times 22 = \underline{2000 \text{ Kgs} = V_{b=10}}$

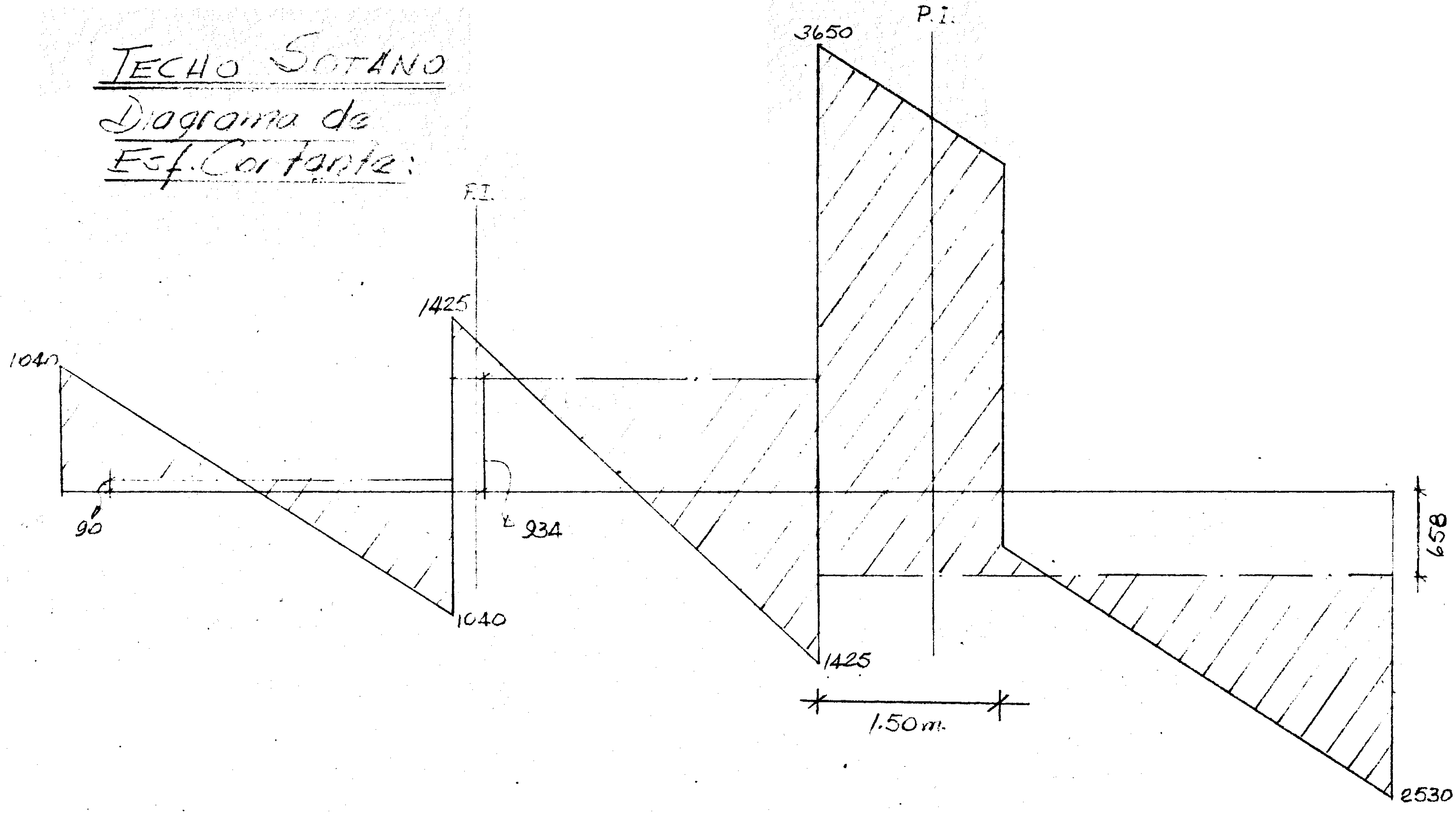
y se tiene: $\begin{cases} w_1 = 450 + 200 = 650 \text{ Kgs/m}^2 \\ w_2 = 450 + 500 = 950 \text{ Kgs/m}^2 \end{cases}$

TRAMO 1:

$V = \frac{650 \times 3.2}{2} = 1040$ Kgs y corrección por momentos:

$V_M = \frac{288.38}{3.2} = 90$ Kgs

Techo Sotano
Diagrama de Esf. Cortante:



Escalas { Distancias 1:50
Fuerzas 1cm = 500 Kg.

— · — · — Corrección por Momentos

$\therefore \quad V_{max} = 1040 + 90 = \underline{1130 \text{ Kgs} < 2000 \text{ Kgs.}}$

que no requiere ensanche

TRAMO 2:

$$V = \frac{950 \times 3}{2} = 1425 \text{ Kgs.}$$

$$y \quad V_M = \frac{3090.05 - 288.38}{3} = \frac{2801.67}{3} = 934 \text{ Kgs.}$$

$$\therefore \quad V_{max_I} = 1425 - 934 = \underline{491 \text{ Kgs}}.$$

que no requiere ensanche.

$$V_{max_D} = 1425 + 934 = \underline{2359 \text{ Kgs.}} > 2000$$

que sí requiere ensanche.

$\therefore$ longitud de ensanche $= l$.

$$2359 - 2000 = 359 \text{ Kgs} = 950 \times l$$

$$\therefore \quad l = \frac{359}{950} = 0.378 \text{ m} < 0.85 \text{ m}$$

que se ve que es menor al ya encontrado.

TRAMO 3:

$$V_W = \frac{650 \times 4.7}{2} = 1530 \text{ Kgs.}$$

$$V_{CC} = \begin{cases} V_{I\,C.C.} = \dfrac{3120 \times 3.2}{4.7} = 2120 \text{ Kgs} = 2120 \text{ Kgs.} \\ V_{D\,C.C.} = \dfrac{3120 \times 1.5}{4.7} = 1000 \text{ Kgs} \end{cases}$$

$$\therefore \quad V'_I = 1530 + 2120 = 3650 \text{ Kgs.}$$

$$V'_D = 1530 + 1000 = 2530 \text{ Kgs} = 2530 \text{ Kgs.}$$

Corrección por momentos: $V_M = \frac{3090.05}{4.7} = 658\ Kgs$

A base de estos valores, llevados al diagrama de esfuerzos cortantes, llevaré hasta 1.50 m. o sea 4 ladrillos. (mayor que el ya obtenido por momentos). al lado derecho del apoyo $\therefore$ $\underline{x_3 = 1.60 m.}$

Chequeo Por adherencia:

Lo hago a base del diagrama de esfuerzos cortantes.

TRAMO I.-

$V_{max} = 1130\ Kgs.$

$$\therefore (-)\Sigma_0 = \frac{1130}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 22} = 2.26\ cms = (-)\Sigma_0 < 1\phi 3/8'' < 3\ cms$$

y además: $(+)\Sigma_0 = 2.26\ cms. < 2\phi 3/8'' < 6\ cms.$

TRAMO 2.-

$V_{max} = 2359\ Kgs.$

$$\therefore (-)\Sigma_{0_D} = \frac{2359}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 22} = 4.72\ cms = (-)\Sigma_0 < 1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' < 11\ cms$$

(lado derecho)

$$(+)\Sigma_0 = \frac{V_{PS}}{\mu . j . d .} = \frac{1230}{2359} \times 4.72 = 2.46\ cm = (+)\Sigma_0 < 1\phi 3/8'' < 3\ cms.$$

TRAMO 3.-

$V_{max} = 4308\ Kgs. = 4308\ Kgs.$

$\therefore (-)\Sigma_{o_I} = \frac{43088}{1130} \times 2.26 = 8.64 \text{ cms.} = (-)\Sigma_o < 1\phi\,3/4'' + 1\phi\,5/8'' < 11 \text{ cms.}$

(lado izquierdo).

$(+)\Sigma_o = \frac{VPI}{\mu.j.d.} = \frac{3500}{1130} \times 2.26 = 7.00 \text{ cms.} = 1\phi\,3/8'' + 1\phi\,1/2'' = 7 \text{ cms}$

NOTA 1.- Al hacer el cálculo, he considerado apoyados los extremos de los aligerados. Pero consideraré un Momento negativo. y ∴ un (-)As. Para ello:

TRAMO 1:

$M = \frac{1}{24} wL^2 = \frac{1}{24} \times 650 \times 3.2^2 = 276 \text{ Kgm.}$

$\therefore (-)As = \frac{27600}{1400 \times 0.866 \times 22} = 1.035 \text{ cm}^2/\text{ml.} = 0.413 \text{ cm}^2/\text{vigueta.}$

$1\phi\,3/8'' (= 0.713 \text{ cm}^2)$

TRAMO 3.-

Consideraré la carga concentrada, como una repartida equivalente:

$\therefore \quad w_p = \frac{2170}{4.70} = 462 \text{ Kgs/m}^2$

$y \quad w = 650 \text{ Kgs/m}^2$

$w_T = 1112 \text{ Kgs/m}^2$

$\therefore (-)M = \frac{1}{24} \times 1112 \times 4.7^2 = 1020 \text{ Kg m.} = (-)M$

$y \quad (-)As = \frac{102000}{1400 \times 0.866 \times 22} = 3.82 \text{ cm}^2/\text{m} = \frac{3.82}{2.5} =$

$(-)As = 1.53 \text{ cm}^2/\text{vigueta}$

$1\phi\,1/2'' + 1\phi\,3/8'' (= 1.98 \text{ cm}^2)$

NOTA 2.-

Por ser la $s/c = 500\ kgs/m^2$, chequearé la losa central entre viguetas (considerandola empotrada entre las viguetas). Para ello:

Cargas totales:

$$
\begin{aligned}
p.piso &= 100\ kgs/m^2 \\
p.p &= 350\ '' \\
s/c &= 500\ '' \\
\hline
w &= 950\ kgs/m^2
\end{aligned}
$$

$\therefore\ M_{emp} = \frac{1}{12} \times 950 \times 0.3^2 = \underline{7.12\ Kg\,m. = M_{emp.}}$

y el esfuerzo causado:

$$f = \frac{Mc}{I} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6 \times 712}{100 \times 5^2} = \underline{\underline{1.71\ kgs/cm^2 = f}}$$

pero $1.71\ kgs/cm^2 = 0.012 f'_c < 0.03 f'_c$

Luego bastará para esta losa con poner el fierro de repartición y temperatura

Acero de temperatura:

Ya se vió que para esta losa (de $t = 5cm$) se requiere $\phi\ 1/4''$ @30.

ALIGERADO TECHO SOTANO TIPO II
(Un tramo)

$L_T = 3.00m$. $\therefore$ $L = 3.00 - 0.125 \times 2 = \underline{2.75m = L}$

Cargas:

$p.p = 350\ Kgs/m^2$

$p.piso = 100\ Kgs/m^2$

$s/c = 200\ Kgs/m^2$

$\underline{\underline{w = 650\ Kgs/m^2}}$

$h = 25\ cms$

$\therefore$ $\underline{\underline{d = 22\ cms}}$

$t = 5\ cms$

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{12} \times 650 \times 2.75^2 = \underline{410\ Kg\,m = (+)M = (-)M}$.

Armaduras:

Como $kd = 0.403 \times 22 = 8.86\ cm > 5 > t$

(+)M es sección T

(−)M es sección rectangular.

$\therefore$ $(+)A_s = \frac{41000}{1400 \times (22 - 5/2)} = 1.5\ cm^2/m = \frac{1.5}{2.5} = 0.6\ cm^2/vigueta$

$2\phi 1/4''$

$(-)A_s = \frac{41000}{1400 \times 0.866 \times 22} = 1.54\ cm^2/m = \frac{1.54}{2.5} = 0.615\ cm^2/vigueta$

$2\phi 1/4''$

Ensanches:

a) Por momentos

$M_{b=10} = 2.5 \times 11 \times 10 \times 22^2 = 133000\ Kg\,cm \begin{matrix} > (+)M \\ > (-)M \end{matrix}$.

que no requiere ensanches.

b) Por Esf. Cortante:

$$V_{b=10} = 2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10 \times 22 = \underline{2000\ Kgs = V_{b=10}}$$

$$\therefore V_{max} = 0.5 \times 650 \times 2.75 = \underline{894\ Kgs = V_{max} < V_{b=10}}$$, que

tampoco requiere ensanche.

<u>Chequeo por adherencia:</u>

Para (-) As

$$(-)\Sigma_o = \frac{894}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 22} = \underline{1.79\ cms = (-)\Sigma_o} < 2\phi 1/4" < 4\ cms.$$

Para (+) As

$$V_{PI} = 894 - 0.1 \times 650 = 894 - 65 = \underline{829\ Kgs = V_{PI}}$$

$$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{829}{894} \times 1.79 = \underline{1.66\ cms = (+)\Sigma_o} < 2\phi 1/4" < 4\ cms$$

<u>Acero de temperatura</u>.- Ya se vio que es $\phi 1/4"$ @ 30.

LOSA ESCALERA PRINCIPAL

Está sustentado en dos vigas guarderas de 0.25m x 0.40m

$L = 4.50 - 2 \times 0.125 = \underline{4.25m = L}$. $\qquad e \simeq \frac{1}{25}L \simeq \underline{17 cms. = e}$

Cargas:

$p.p. = 0.25 \times 2400 \times 1 \times 1 = 600$ Kgs/m²

$p.piso = \qquad = 100$ "

$s/c = \qquad = 500$ "

$w = 1200$ Kgs/m²

[Nota.- $p.p. = (0.17 + 0.08)\, 2400 \times 1 \times 1$]

Momentos:

$(-)M = \frac{1}{24} \times 4.25^2 \times 1200 = \underline{905 \text{ Kgm.} = (-)M}$

$(+)M = \frac{1}{10} \times 4.25^2 \times 1200 = \underline{2170 \text{ Kgm} = (+)M}$

Altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{217000}{11 \times 100}} = \sqrt{206.5} = 14.35 \text{ cm.} = d.$$

$\therefore\ h = 14.35 + 2 + 0.6 = \underline{16.95 \text{ cms} \simeq 17 \text{ cms.}}$

$\therefore\ d = 17 - 2.6 = \underline{14.4 \text{ cms} = d}$

Areas de Acero:

$$(-)A_s = \frac{90500}{1400 \times 0.866 \times 14.4} = \underline{5.18 \text{ cm}^2 = (-)A_s}.$$

$$(+)A_s = \frac{2170}{905} \times 5.18 = \underline{12.4 \text{ cm}^2 = (+)A_s}$$

$$As_{min} = 0.0025 \times 100 \times 14.4 = 3.6\,cm^2 < \begin{matrix}(+)As \\ (-)As\end{matrix}$$

$$y\ S_{max} = 3 \times 17 = 51\ cms.$$

Para $(+)\ As = 12.4\ cm^2$, usaré: $\phi 1/2'' @ 10$

que dando vuelta a la mitad, servirá para $(-)\ As$.

ya que $\frac{12.4}{2} = 6.2\ cm^2 > 5.18\ cm^2$.

$$As_{tempe} = 0.002 \times 100 \times 14.4 = \underline{2.88\ cm^2 = As_{temp.}}$$

$\phi 3/8'' @ 24$, espaciamiento

que es menor que $5e = 5 \times 17 = \underline{85\ cms = S_{max\,temp.}}$

VIGAS GUARDERAS.

Soportan la losa escalera de la entrada principal.
Apoyada en columnas.

$L = 240 - 2 \times 0.125 = 2.15\ m.$

Cargas:

a) por escalera entrada $= \frac{4.25}{2} \times 1200 = 2550$ Kgs/m.l.

b) Muro de ladrillo de $0.25 = 2.90 \times 520 = 1510$ Kgs/m.l.

c) Techo primer piso $= 500\left(\frac{4.50 + 3.2}{2}\right) = 1920$ Kgs/m.l.

d) p.p. $= 0.25 \times 0.40 \times 2400 \times 1 = \quad = 240$ Kgs/m.l.

$\underline{\underline{w = 6220\ Kgs/m.l}}$

Momentos:

$(+)\ M = \frac{1}{10} \times 6220 \times 2.15^2 = 2880$ Kg.m.

$(-)\ M = \frac{1}{16} \times 6220 \times 2.15^2 = 1800$ Kg.m.

altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{288000}{11 \times 25}} = \sqrt{1050} = 32.2 \text{ cms.} = d.$$

$$\therefore\ h = 32.2 + 4 + 1 + 1 = 38.2 \text{ cm} \quad \therefore\ \underline{h = 40 \text{ cms.}}$$

$$y \quad d = 40 - 6 = \underline{\underline{34 \text{ cms} = d}}$$

areas de acero:

$$(+)A_s = \frac{288000}{1400 \times 0.866 \times 34} = \underline{7.00 \text{ cm}^2 = (+)A_s}$$

$$(-)A_s = \frac{1800}{2880} \times 7.00 = \underline{4.38 \text{ cm}^2 = (-)A_s.}$$

pero $A_{s_{min}} = 0.005 \times 25 \times 34 = 4.25 \text{ cm}^2 \begin{array}{l} < (+)A_s \\ < (-)A_s \end{array}$

Esfuerzo Cortante:

$$V_{max} = 0.5 \times 6220 \times 2.15 = \underline{6700 \text{ Kgs} = V_{max}}$$

$$\therefore\ v_{max} = \frac{6700}{25 \times 0.866 \times 34} = 9.10 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.065 f'_c,$$

que requiere de estribos y de anclaje especial.

$$\therefore\ S_{max} = \frac{d}{4} = \frac{34}{4} = \underline{8.5 \text{ cms} = S_{max}}$$

$$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34 = 3100 \text{ Kgs.}$$

Luego $V_s = 6700 - 3100 = \underline{3600 \text{ Kgs} = V_s}$, que

poniendo estribos, se obtiene:

$$a = \frac{V_s}{w} = \frac{3600}{6220} = \underline{0.58m = a}$$

para ϕ 3/8"

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 34}{3600} = 16.3 \text{cms} > S_{max}.$$

$\therefore$ $\square$ 3/8" @ 8 cm.

el 1º @ 4 cms.

<u>Chaqueo por adherencia:</u>

Para (+) As:

$$l.P.I. = 0.05\,L = 0.05 \times 2.15 = \underline{0.107 m. = l.P.I.}$$

$$\therefore V_{P.I.} = 6700 - 6220 \times 0.107 = 6700 - 660 = \underline{6040 = V_{PI}}$$

$$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{6040}{10.5 \times 0.866 \times 34} = \underline{19.5 \text{cms} = (+)\Sigma_o}$$

Para (-) As:

$$(-)\Sigma_o = \frac{6700}{6040} \times 19.5 = \underline{21.6 \text{cms} = (-)\Sigma_o}.$$

El diseño de los planos cumple todas las condiciones

COLUMNAS DE LA VIGA GUARDERA.

Carga sobre cada columna $= 6220 \times \frac{2.15}{2} = 6700$ Kgs $= P'$

Area $= 25 cm \times 25 cm = 625 cm^2$

(por no ser columnas principales.

Se usará: 4 ϕ 5/8" y $\square$ 1/4" @ 25. y que

se puede justificar así:

$\frac{h}{b} = \frac{3.25}{0.25} = 13 > 10$ (para la más alta de estas columnas)

$$\therefore P = \frac{6700}{1.3 - 0.03 \times 13} = \frac{6700}{0.91} = \underline{7360 \text{ Kgs} = P}$$

luego $p_g = \dfrac{\frac{7360}{0.8 \times 625} - 31.5}{1400} = \dfrac{14.7 - 31.5}{1400} =$

~~puede ne puede~~ puede reducir la cuantía a menos de $p_g = 0.01$.

(Nota.- El haber considerado el peso propio, no hubiera variado en lo mas mínimo este resultado, ya que $p.p = 3.25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2400 = 585$ Kgs).

El caso más desfavorable de cuantía, según esto sería
$p_g = 0.01$ y $\therefore A_s = 0.01 \times 625 = 6.25 \text{ cm}^2 < 4\phi 5/8''$

Estribos: $\phi 1/4''$

$$\left.\begin{array}{l} s \leq 48 \times 1/4'' \leq 40.2 \text{ cms.} \\ s \leq 16 \times 5/8'' \leq 25.4 \text{ cms} \\ s \leq b \leq 25 \text{ cms} \end{array}\right\} \therefore \square\, 1/4'' @ 25$$

Se justifican lo dicho al comienzo del calculo de estas columnas.

ESCALERA SOTANO A PRIMER PISO

DOS TRAMOS.

En el gráfico, figuran estos dos tramos con sus luces libres.

TRAMO I:

$L = 3.00\,m.$

Haré $e \approx \frac{1}{25} \times 3.00 \approx 12\,cm = e$

Cargas:

$p.p. = 0.20 \times 2400 \times 1 \times 1 = 480\ Kgs/m^2$

$p.piso = \quad = 100\ "$

$s/c = \quad = 500\ "$

$w = 1080\ Kgs/m^2$

(Nota.- $0.20m = 0.12m + 0.08m.$)

Momentos:

$(+)\ M = \frac{1}{10} \times 1080 \times 3^2 = 970\ Kgm.$

$(-)\ M_z = \frac{1}{16} \times 1080 \times 3^2 = 606\ Kgm.$

$(-)\ M_M = \frac{1}{24} \times 1080 \times 3^2 = 404\ Kgm.$

Altura útil:

$$d = \sqrt{\frac{97000}{11 \times 100}} = \sqrt{88.3} = 9.4\ cm = d$$

$$\therefore\ h = 9.4 + 2.0 + 0.6 = 12\,cms = h$$

Areas de acero:

$$(+)\ As = \frac{97000}{1400 \times 0.866 \times 9.4} = 8.54\ cm^2 \qquad \phi\ 1/2''\ @\ 15\,cms.$$

$$(-)A_{s_2} = \frac{60600}{1400 \times 0.866 \times 9.4} = \underline{5.33\ cm^2}$$

la mitad del (+) y ϕ 1/4" @ 30.

$$(-)A_{SM} = \frac{404}{606} \times 5.33 = \underline{3.56\ cm^2}$$

la mitad del (+)

$A_{smin} = 0.0025 \times 100 \times 9.4 = 2.35\ cm^2 = A_{smin} <$ Areas de acero.

$S_{max} = 3e = 3 \times 12 = \underline{36\ cms = S_{max}}$

El Diseño figura en los planos.

TRAMO II :

$L = 2.15\ m.$

Cargas: $w = 1080\ Kgs/m^2$

Momentos:

$$(+)M = \frac{1}{10} \times 1080 \times 2.15^2 = 540\ Kg\ m$$

$$(-)M = \frac{1}{24} \times 1080 \times 2.15^2 = 225\ Kg\ m.$$

No habrá necesidad de chequear altura útil, por ser estos momentos menores que los anteriores.

Areas de Acero:

$$(+)A_s = \frac{54000}{1400 \times 0.866 \times 9.4} = 4.74\ cm^2$$

ϕ 1/2" @ 26 (uno recto, otro doblado).

$$(-)A_s = \frac{225}{540} \times 4.74 = 1.98\ cm^2 < A_{smin} \quad \therefore (-)A_s = 2.35\ cm^2$$

que se hará con la mitad del (+)

Diseño en los planos.

Acero de temperatura para los dos tramos:

$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 9.4 = 1.88\ cm^2.$ ϕ 1/4" @ 17.

VIGAS TECHO PRIMER PISO.-

Son originadas por los vanos, que llegan hasta 0.10m. del techo, lo que da lugar a poner estas vigas en vez de dinteles. Se apoyarán en muros.

VIGA EJE 9.-

(VANO: VENTANA).

$L = 3.65 m.$

De acuerdo a los cortes, podría tener de altura

$$h = 0.10 + 0.20 = \underline{\underline{0.30\ m. = h}} \quad y$$

$\underline{\underline{0.25 m = b}}$ para que no salgan del muro.

$$\therefore \quad d = 30 - 6 = \underline{\underline{24 cms = d}}.$$

Cargas:

$1/2$ tramo aligerado techo 1er piso $= \frac{1}{2} \times 3.2 \times 500 = 800$ Kgs/ml.

$p.p = 0.25 \times 0.30 \times 2400 \times 1 = 180$ "

$\underline{\underline{w = 980 \text{ Kgs/ml}}}$

Momentos:

$$(+) M = \frac{1}{10} \times 980 \times 3.65^2 = 1305 \text{ Kgm}.$$

$$(-) M = \frac{1}{24} \times 980 \times 3.65^2 = 544 \text{ Kgm}$$

Altura Util:

$$d = \sqrt{\frac{130500}{11 \times 25}} = \sqrt{474} = \underline{21.8 cm < 24 cms.}$$

$$\therefore \quad \underline{\underline{h = 30 cms}}$$

Areas de acero:

$$(+) A_s = \frac{130500}{1400 \times 0.866 \times 24} = 4.48 cm^2 = (+) A_s$$

$2 \phi 5/8'' + 1 \phi 3/8''$
$(= 4.671 cm^2)$

$$(-)\,A_s = \frac{54400}{1400 \times 0.866 \times 24} = 1.87\,cm^2, \quad pero.$$

$$A_{s\,min} = 0.005 \times 25 \times 24 = 3.00\,cm^2 = A_{s\,min}.$$

$$\therefore (-)A_s = 3.00\,cm^2$$

$$2\phi 5/8'' (= 3.958\,cm^2)$$

Esfuerzo Cortante:

$$V = 0.5 \times 980 \times 3.65 = \underline{1790\ Kgs = V}$$

$$\therefore v = \frac{1790}{25 \times 0.866 \times 24} = 3.45\ Kgs/cm^2 < 4.2\ Kgs/cm^2$$

que no requiere estribos ni anclaje especial.
Consideraré anclaje especial.

Adherencia.

$$(-)\Sigma_0 = \frac{1790}{10.5 \times 0.866 \times 24} = \underline{8.2\,cms = (-)\Sigma_0} < 2\phi 5/8'' < 10\,cms.$$

$$V_{PI} = 1790 - 0.05 \times 980 = 1790 - 49 = \underline{1741\ Kgs = V_{PI}}$$

$$\therefore (+)\Sigma_0 = \frac{1741}{1790} \times 8.2 = \underline{8\,cm = (+)\Sigma_0} < 2\phi 5/8'' + 1\phi 3/8'' < 13\,cms.$$

VIGAS: EJE 10 y EJE 11 (VANOS: PUERTAS)

$L = 0.90\,m.$

Dimensiones iguales a la anterior: $\underline{b = 25\,cms}$
$\underline{h = 30\,cms} \quad \therefore \underline{d = 24\,cms.}$

Cargas:

$$\tfrac{1}{2}\ aligerado = \tfrac{1}{2}(3.2 + 4.5) \times 500 = 1925\ Kgs/ml$$
$$p.p = 180\ ''$$
$$w = 2105\ Kgs/ml$$

Momentos:

$(+)M = \frac{1}{10} \times 2105 \times 0.9^2 = 171$ Kgm.

$(-)M = \frac{1}{24} \times 2105 \times 0.9^2 = 71.3$ Kgm.

Altura útil:

$d = \sqrt{\frac{17100}{11 \times 25}} = \sqrt{62.2} = 7.9$ cms < 24 cms

Areas de Acero:

$(+)A_s = \frac{17100}{1400 \times 0.866 \times 24} = 0.59$ cm^2

por lo cual usaré ϕmin, o sea

$A_{s\,min} = 3.00$ cm$^2 = (-)A_s = (+)A_s$. $1\phi \frac{1}{2}'' + 1\phi \frac{5}{8}''$
(= 3.23 cm^2)

Esfuerzo Cortante:

$V = 0.5 \times 2105 \times 0.9 = 945$ Kgs.

que se vió que no requiere de estribos ni de anclaje especial.
pero que consideraré este anclaje.

Adherencia:

$(-)\Sigma_o = \frac{945}{10.5 \times 0.866 \times 24} = 4.54$ cm $= (-)\Sigma_o < 1\phi \frac{5}{8}'' + 1\phi \frac{1}{2}'' < 9$ cms.

Que no vale la pena chequear al $(+)A_s$.

VIGA EJE 12

(VANO: VENTANA).

$L = 2.20$ m.   Le daré las mismas dimensiones:

$b = 25$ cms. $h = 30$ cms. $\therefore$ $d = 24$ cms

Cargas: iguales a las del eje 9. $\therefore$ $w = 980$ Kgs/m.l.

Momentos:

$$(+)M = \frac{1}{10} \times 980 \times 2.2^2 = 475\ Kgm.$$

$$(-)M = \frac{1}{24} \times 980 \times 2.2^2 = 205\ Kgm.$$

Altura útil

$$d = \sqrt{\frac{47500}{11 \times 25}} = \sqrt{176} = \underline{13.3 cm < 24 cm}.$$

Areas de acero:

$$(+)A_s = \frac{47500}{1400 \times 0.866 \times 24} = 1.63\ cm^2 = (-)A_s.$$

por lo que usaremos acero mínimo:

$$A_{s\,min} = \underline{3.00 cm^2 = (+)A_s = (-)A_s}$$

$$1\phi\ 1/2'' + 1\phi\ 5/8''\ (=3.23 cm^2)$$

Esfuerzo Cortante:

$V = 0.5 \times 980 \times 2.20 = 1080\ Kgs$, que no requerirá de estribos ni de anclaje especial pero consideraré este tipo de anclaje.

Adherencia.

$$(-)\Sigma_o = \frac{1080}{10.5 \times 0.866 \times 24} = 4.95 cm < 1\phi\ 1/2 + 1\phi\ 5/8'' < 9 cms.$$

y que no será necesario chequear para el positivo.

VIGAS TECHO SOTANO.

Serán invertidos, y de 0.25m. de ancho, con lo cual quedarán escondidas en el muro que sube al primer piso.

VIGA EJE 9 (VANO: VENTANA)

$L = 3.65m.$ $b = 0.25$ $h = 0.40m$ $\therefore d = 34 cms.$

Nota.- He adoptado de peralte 0.40m., por ser las cargas mayores.

Cargas:

Muro de ladrillo de cabeza $= 1.60 \times 520 = 832$ Kgs/ml.

1/2 aligerado $= \frac{1}{2} \times 3.2 \times 650 = \quad = 1040$ "

p.p. $= 0.25 \times 0.40 \times 2400 \times 1 = \quad = 240$ "

2112 Kgs/ml. $= w$

Momentos:

$(+) M = \frac{1}{10} \times 2112 \times 3.65^2 = 2800$ Kg.m.

$(-) M = \frac{10}{24} \times 2800 = 1170$ Kg.m.

Altura útil: $d = \sqrt{\frac{280000}{11 \times 25}} = \sqrt{983} = 31.3 cm < 34 cms$

Areas de acero:

$(+) As = \frac{280000}{1400 \times 0.866 \times 34} = 6.79 cm^2 = (+) As$

$2 \phi 5/8" + 1 \phi 3/4"$ $(= 6.8 cm^2)$

$(-) As = \frac{1170}{2800} \times 6.79 = 2.63 cm^2$, pero:

$As_{min} = 0.005 \times 25 \times 34 = 4.25\ cm^2 = As_{min}$

$\therefore\ \underline{(-)As = 4.25\ cm^2}$

$2\phi\ 5/8'' + 1\phi\ 3/8''\ (=4.67\ cm^2)$

<u>Esfuerzo Cortante:</u>

$V = 0.5 \times 2112 \times 3.65 = 3850\ Kgs.$

$$\therefore v = \frac{3850}{25 \times 0.866 \times 34} = 5.23\ Kgs/cm^2 = 0.0373 f'_c > 0.03 f'_c$$

Se requiere estribos y no anclaje especial, pero fue considerado:

$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = \underline{17\ cm = S_{max}}$

$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34 = \underline{3100\ Kgs. = V_c}$

$\therefore V_s = 3850 - 3100 = \underline{750\ Kgs = V_s}$

Estribos: $\phi\ 1/4''$

$$S = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 34}{750} = 34\ cm > S_{max}$$

$\therefore\ \square\ 1/4''\ @\ 17$

el 1° @ 8 cms.

<u>Adherancia:</u>

$$(-)\Sigma_0 = \frac{3850}{10.5 \times 0.866 \times 34} = 12.45\ cm = (-)\Sigma_0 < 2\phi\ 5/8'' + 1\phi\ 3/8'' < 13\ cms$$

$V_{P.I.} = 3850 - 0.05 \times 2112 = 3850 - 105 = \underline{3745\ Kgs = V_{P.I.}}$

$$\therefore (+)\Sigma_0 = \frac{3745}{3850} \times 12.45 = 12.1\ cm < 2\phi\ 5/8'' + 1\phi\ 3/4'' < 16\ cms.$$

VIGA EJE 12 (VANOS: VENTANAS)

Es de dos tramos, y debido a su posición, no podrán ser sino invertidas

Distancias : 2.40 ; 4.30

Les daré una sección de $\underline{b = 0.25m}$. $\underline{h = 0.55m}$

$\therefore\ d = 55 - 6 = \underline{49 cm = d}$

Estas vigas estarán apoyadas en columnas, de sección 25x30cms

Cargas:

I) Viga de 2.40m. (Tramo I)

a) Muro de cabeza (ladrillo) $= (2.20 - 0.30) \times 520 = 985$ Kgs/m.l.

b) p.p. viga $= 0.25 \times 0.55 \times 2400 \times 1 = 330$ "

$w_1 = 1315$ Kgs/ml

II) Viga de 4.30m (Tramo II)

a) Muro de cabeza (ladrillo) $= \quad = 985$ Kgs/m.l.

b) ½ aligerado $= \frac{1}{2} \times 470 \times 650 = \quad = 1525$ "

c) Reacción por muro apoyado en aligerado $= 690$ "

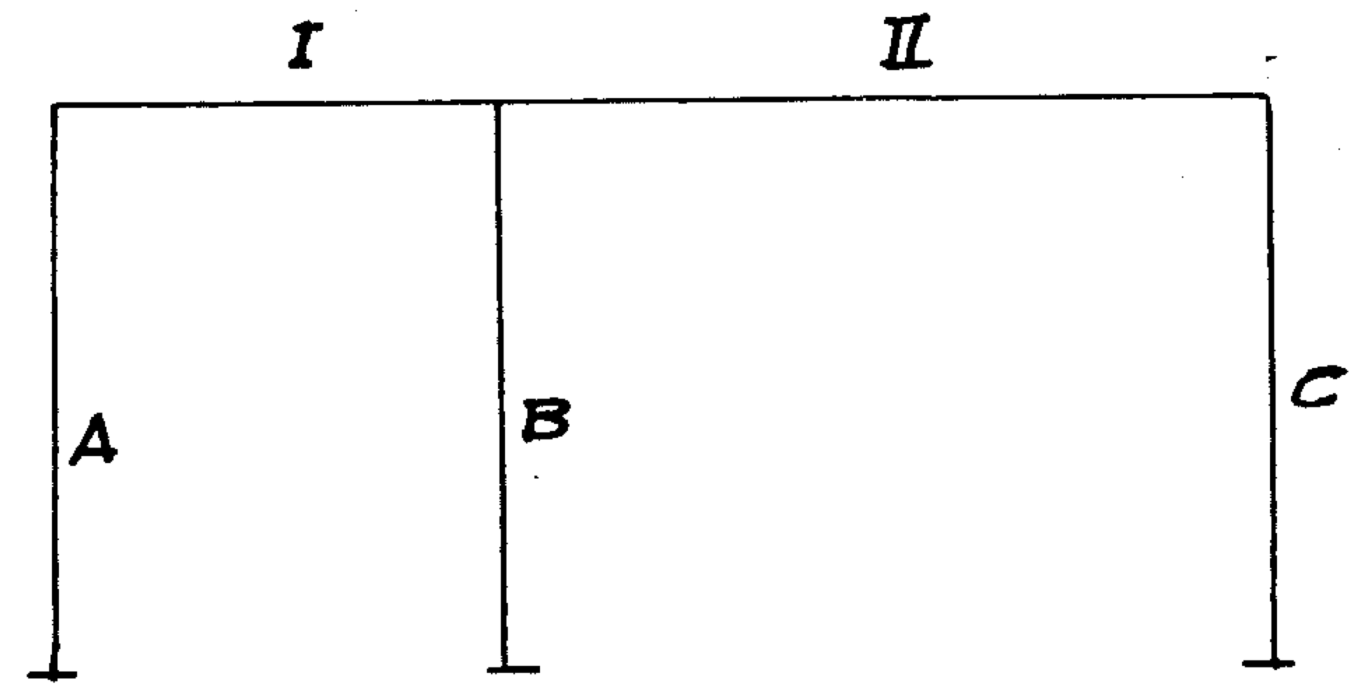
d) p.p. viga $= \quad = 330$ "

$w_2 = 3530$ Kgs/m.l

Por no poder aplicar coeficientes, resolveré por Cross.

Para ello tendré en cuenta que el encuentro de la viga 2 con su columna (lado derecho de la viga) será una articulación.

Nomenclatura: →



Características.

Elemento	b x h (cms)	I (cm⁴)	L (cms)	I/L (cm³)	I sist. (cm³)	REPARTICIONES Izquier.	Derecha.
Viga I	25x55	346614	240	1445		0.89	0.649
Viga II	25x55	346614	430	806	605	0.271	
Col. A	25x30	56250	315	178.5		0.11	
Col. B	25x30	56250	315	178.5		0.08	

Por ser secciones constantes $\beta = 0.5$ para todos

Momentos de empotramiento Perfecto.

$$M_I = \frac{1}{12} \times 1315 \times 2.4^2 = \underline{635\ Kgm = M_I}$$

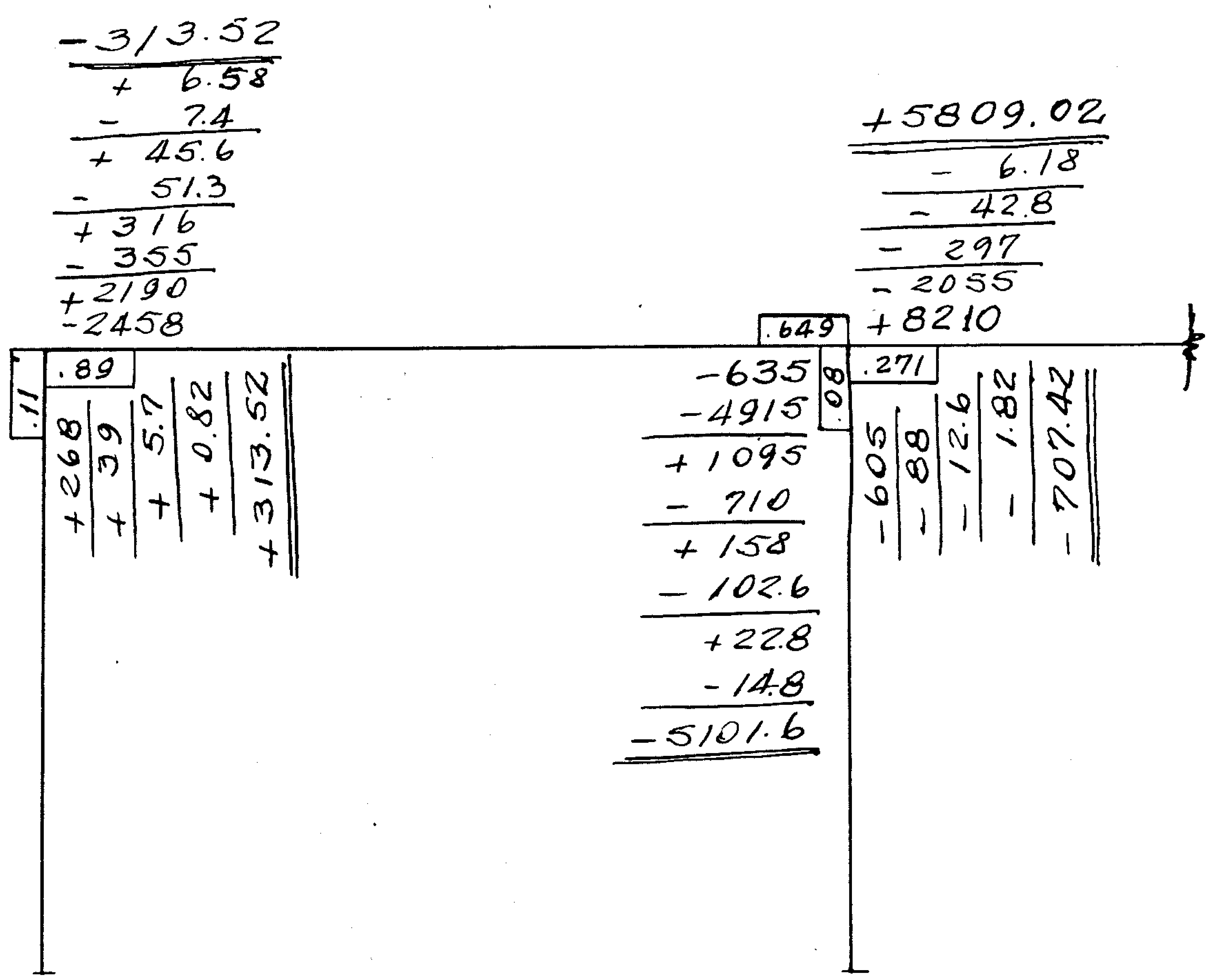
$$M_{II}' = \frac{1}{12} \times 3530 \times 4.3^2 = 5465\ Kg\ m = M_{II}'$$

pero por usar rigideces virtuales, este valor cambiara para esta viga, y será

$$M_{II} = 5465 \times 1.5 = \underline{8210\ Kgm = M_{II}}$$

A continuación el Cross por resolver.

$$\text{límite} = \frac{1}{1000} \times 8210 = 8.21 \text{ Kgm.}$$



Momentos Simplemente apoyados:

$$M_1 = \frac{1}{8} \times 1315 \times 2.4^2 = 950 \text{ Kgm.}$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times 3530 \times 4.3^2 = 8210 \text{ Kgm.}$$

Reacciones:

$$R_A = \frac{2.40}{2} \times 1315 = \underline{1580 \text{ Kgs} = R_A}$$

$$R_C = \frac{4.30}{2} \times 3530 = \underline{7600 \text{ Kgs} = R_C}$$

$$R_B = \frac{4.30}{2} \times 3530 + \frac{2.40}{2} \times 1315 = 1580 + 7600 = \underline{9180 \text{ Kgs} = R_B}$$

CÁLCULO DE LAS VIGAS

TIPO I.-

Momentos:

$(+)M = 313.32$ Kg.m
$(-)M = 5101.6$ Kg.m. } Tomados del diagrama de momentos

además $M_c = Kbd^2 = 11\times25\times49^2 = 662000 \text{ Kg cm} > \begin{matrix}(+)M\\(-)M\end{matrix}$

por lo cual no requieren [redacted] de acero a compresión

y $d = 49$ cms.

Areas de acero:

$$(-)A_s = \frac{510160}{1400\times0.866\times49} = 8.57\text{ cm}^2 = (-)A_s.$$

$$(+)A_s = \frac{313.32}{5101.6}\times8.57 = 0.525\text{ cm}^2 = (+)A_s.$$

pero $A_{s\,min} = 0.005\times25\times49 = 6.12\text{ cm}^2 = A_{s\,min}$

$\therefore$ $(-)A_s = 8.57\text{ cm}^2$ — $2\phi\,7/8'' + 1\phi\,3/4''$

$(+)A_s = 6.12\text{ cm}^2$ — $1\phi\,3/4 + 2\phi\,5/8''$

Esfuerzo Cortante:

De acuerdo al diagrama:

$V_{max} = 3840$ Kgs.

$$\therefore v_{max} = \frac{3840}{25\times0.866\times49} = 3.62\text{ Kgs/cm}^2 = 0.0248\,f'_c$$

Que no requiere de estribos ni de anclaje especial.

Chequeo adherencia:

$$(-)\Sigma_o = \frac{3840}{10.5 \times 0.866 \times 49} = 8.6cm = (-)\Sigma_o < 2\phi 7/8" + 1\phi 3/4" < 20cms$$

$$(+)\Sigma_o = \frac{1200}{3840} \times 8.6 = 2.69cms = (+)\Sigma_o < 2\phi 5/8" + 1\phi 3/4 < 16cms$$

TIPO II

$(+)M = 5305.4$ Kgm.
$(-)M = 5809.02$ Kgm
Tomados del diagrama de momentos y menores que M_c.

$\therefore$ $d = 49cm$ y no requieren acero a compresión.

Areas de acero:

$$(-)A_s = \frac{580902}{1400 \times 0.866 \times 49} = \underline{9.75cm^2 = (-)A_s} > A_{smin}$$

$2\phi 7/8" + 1\phi 3/4"$

$$(+)A_s = \frac{5305.4}{5809.02} \times 9.75 = \underline{8.91cm^2 = (+)A_s} > A_{smin}$$

$1\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$

Esfuerzo Cortante:

del diagrama de esf. cortantes.

lado derecho:

$V = 7600$ Kgs.

$$\therefore v = \frac{7600}{25 \times 0.866 \times 49} = 5.90 \; Kgs/cm^2 = 0.0421 f'c$$

que requiere estribos, pero no anclaje especial

$$V_c = 25 \times 0.866 \times 49 \times 4.2 = \underline{4450 \; Kgs = V_c}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = 24.5cms.$$

$\therefore V_s = 6250 - 4450 = \underline{1800 \text{ Kgs} = V_s}$

y con $\square$ 1/4" y 2 ramas:

$$s = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 49}{1800} = 28.2\text{cm} > s_{max}$$

$\therefore \square$ 1/4" @ 24
el 1° @ 12

que de acuerdo al diagrama
llevaré hasta $\underline{a = 0.5m}$.

<u>lado izquierdo:</u>

$V = 8950$ Kgs

$$\therefore v = \frac{8950}{25 \times 0.866 \times 49} = 8.42 \text{ Kgs/cm}^2 = 0.062 f'c.$$

que requiere estribos y anclaje especial.

$\therefore s_{max} = \frac{d}{4} = 12.5$cms

$V_s = 8950 - 4450 = \underline{4500 \text{ Kgs} = V_s}$

$$y \therefore \quad s = \frac{2 \times 0.32 \times 1400 \times 0.866 \times 49}{4500} = 11.3\text{cm} < s_{max}$$

Como el diagrama disminuye consideraré
$\square$ 1/4", el 1° @ 6 y el resto @ 12cms.
hasta $\underline{a = 1.25m}$. (ver diagrama).

<u>Chequeo</u> <u>Adherencia:</u>

$$(-)\Sigma_o = \frac{8950}{10.5 \times 0.866 \times 49} = 20\text{cms} = (-)\Sigma_o = 2\phi 7/8" + 1\phi 3/4" \cong 20\text{cms}.$$

$V_{P.I.} = 6200$ Kgs.

$$\therefore (+)\Sigma_o = \frac{6200}{8950} \times 20 = 13.9\text{cms} = (+)\Sigma_o < 1\phi 7/8" + 2\phi 3/4" < 19\text{cms}.$$

CALCULO DE LAS COLUMNAS DEL PORTICO EJE 12.

COLUMNA C.

$P = 6250 + \frac{colum.}{1er\ piso} = 6250 + 0.25 \times 0.30 \times 2400 \times 3.00 = 6250 + 450$
$= \underline{6700\ Kgs = P}$

$A = 25 \times 30\ cm.$

que nos dará mucho menos de la cuantía mínima:

$\therefore \quad A_s = 4\phi\ 5/8'' \quad \boxed{\ }\ 1/4''\ @\ 25$

COLUMNA B.

$N = 12790\ Kgs + 450\ Kgs = 13240\ Kgs. \quad y \quad M = 707.42\ Kgm$

$\therefore \quad e = \dfrac{70742}{13240} = 0.0533\ m = 5.33\ cms.$

Para hallar P. para $p_g = 0.01$

$\underline{C = 0.51} \quad y \quad D = \dfrac{t^2}{2R^2} = \dfrac{900}{2 \times 7.56} = \underline{5.95 = D}$

$\therefore \quad P = 13240(1 + 0.51 \times 5.95 \times \frac{5.33}{30}) = 20400\ Kgs.$

$y \therefore p_g = \dfrac{20400/0.8 \times 750 - 31.5}{1400} = \dfrac{34.0 - 31.5}{1400} < 0.01$

que se usará: $A_s = 4\phi\ 5/8''$, y $\boxed{\ }\ 1/4''\ @\ 25$

COLUMNA A.

Reacc. $= -680\ Kgs + 450\ Kgs = -230\ Kgs$, que despreciaré para el cálculo.

El mayor momento en la columna es,

$M = 313.52\ Kgm.$, que considerando la columna como viga dará:

$A_s = \dfrac{31352}{1400 \times 0.866 \times (30-6)} = 1.075\ cm^2$, que usaré.

$A_s = 4\phi\ 5/8''$ y $\boxed{\ }\ 1/4''\ @\ 25.$

ZAPATA LOSA ESCALERA SÓTANO-PRIMER PISO

Reacción ≃ 2000 Kgs. y como $\sigma_t = 4$ Kgs/cm²

$$A = \frac{2000 \times 1.05}{4} = 525 \text{ cm}^2$$

pero la escalera descansa en un área $25 \times 110 = 2750$ cm²,

por lo que haré:

$A = 25 + 2 \times 10 = \underline{45 \text{ cm} = A}$ $\underline{B = 110 \text{ cms.}}$

$\therefore A_z = 45 \times 110 = 0.495 \text{ m}^2 = \underline{4950 \text{ cm}^2 = A_z}$

$$\therefore w_n = \frac{P}{A_z} = \frac{2000}{4950} = \underline{0.405 \text{ Kgs/cm}^2 = w_n}$$

$$\therefore M = 0.405 \times 110 \times \frac{(10)^2}{2} = \underline{2220 \text{ Kgcm} = M}$$

Para concreto simple

$$d = \sqrt{\frac{2220 \times 6}{110 \times 4.2}} = \sqrt{28.8} = 5.35 \text{ cm} = d.$$

que llevaré para anclar bien los ϕs de la escalera hasta: $\underline{\underline{h = 40 \text{ cms}}}$

PRESUPUESTO

PARTIDA (ESPECIFICACIÓN)	METRADO	UNIDADES	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
1.- ZAPATAS					
3: Concreto	21.43	m^3	190	4,071.70	
2.- COLUMNAS					
1: Encofrado	213.60	m^2	30	6,408.00	
2: Acero	2,071.30	Kgs	3.80	7,870.94	
3: Concreto	157.50	m^3	200	31,500.00	
3.- VIGAS					
1: Encofrado	520.60	m^2	30	18,741.60	
2: Acero	9604.40	Kgs	3.80	36,496.72	
3: Concreto	76.10	m^3	200	15,220.00	
4.- MURO CONTENSIÓN					
1: Encofrado	387.00	m^2	30	11,610.00	
2: Acero	2,741.30	Kg	3.80	10,416.94	
3: Concreto	80.30	m^3	200	16,060.00	
5.- CÚPULA					

BIBLIOGRAFIA

ESTRUCTURA DE EDIFICIOS, Carlos Fernández Casado.

TEORIA DE LAS ESTRUCTURAS, S. Timoshenko.

CALCULISTA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO, HIERRO Y MADERA, Ing. Simón Goldenhorn.

CALCULO DE ESTRUCTURAS RETICULARES, Carlos Fernández Casado.

THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, Dean Peabody Jr.

ESTATICA APLICADA al cálculo de estructuras y al hormigón armado, Rudolf Saliger.

DE LAS TENSIONES TRANSVERSALES PRODUCIDAS POR TORSION Y FLEXION, Gustavo Sinek.

DESIGN OF DOMES, J. S. Terrington.

SIMPLIFIED DESIGN OF CONCRETE FLOOR SYSTEMS, Portland Cemente Association.

BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE, (ACI).

SIMPLIFIED DESIGN OF REINFORCED CONCRETE, Parker.

HORMIGON ARMADO, F. Moral.

ooooooo

I N D I C E