

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA SANITARIA

TESIS DE GRADO
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL
SUPERMERCADO DOS DE MAYO

HÉCTOR ESTREMADOYRO LOREDO
PROMOCION 1964

LIMA - PERU
1967

I N D I C E

Página

CAPITULO I

Introducción	
Planteamiento de la estructura	1
Materiales	1
Cargas	2
Métodos a Seguirse	2
Tanteo de la Sección y Diseño	9
Características	13
Análisis del Pórtico	14
Efecto del presentado en el Pórtico	15
Análisis de la Sección	19
Diseño del Corte	24
Diseño de las Patas del Pórtico	26
Cimentación	28
Sismo	32
Aligerados	36

CAPITULO II

Planteamiento de la Estructura	40
Materiales	40
Cargas	41
Métodos Seguidos	41
Diseño Acero para Flexion en Vigas	46
Tanteo de la Sección y Diseño de la Misma	41
Diseño de Corte en Vigas	55
Aligerados	59

	<u>Página</u>
Columnas	62
Cimentación	62

BIBLIOGRAFIA.

INTRODUCCION

El trabajo que a continuación presento como Tesis de Grado es el diseño estructural del Super Mercado Dos de Mayo.

Se encuentra ubicado en las calles Louis Pasteur, Manco Segundo y Dos de Mayo deo Distrito de San Isidro.

La división del trabajo se ha hecho en dos partes, de acuerdo a las características del local, estas son:

- Zona de Comercio
- Oficinas y Servicios

La zona de Comercio la diseñaremos en concreto armado y pretensado, habiéndole dado mayor énfasis a este Capítulo.

La zona de oficinas y servicios se diseñará íntegramente en concreto armado, usando los métodos convencionales de cálculo.

CAPITULO I

1) PLANTEAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Básicamente la estructura estará compuesta de pórticos, formados por la viga pretensada y por sus apoyos (columnas).

El techo será aligerado, más adelante determinaremos su espesor.

Las dimensiones de las "patas" del pórtico han sido especificadas en el proyecto arquitectónico, estas irán apoyadas en zapatas, existiendo una articulación entre columnas y zapatas.

2) MATERIALES

Para la viga postensada se emplearán los siguientes :

a) **C**oncreto

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'c_i = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

b) **A**ceros

$$f's = 160 \text{ Kg/mm}^2$$

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

Las cargas de trabajo serán :

$$f_{c_i} = 0.55 f'c_i$$

$$f_c = 0.45 f'c$$

$$f_s = 0.6 f's$$

$$f_{t_i} = 0.02 f'c_i + 7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 0$$

El concreto no especificado, tal como el de las "patas" del pórtico será de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

3) CARGAS

Para efectos del diseño consideraremos las siguientes :

- a) Peso propio de Vigas y aligerados.
- b) Peso de ladrillo pastelero, que la asumiremos como 100 Kg/cm^2 .
- c) Sobrecarga viva de 50 Kg/m^2 , se toma esta por tratarse de un solo piso, y no haber acceso a la azotea.
- d) Momento por sismo, se tomará 0.006 de la carga vertical que soporta la columna.
- e) Consideraremos el momento por retracción de fragua, se tomará una deformación de 0.03 mm/mt .
- f) Se tomará en cuenta el momento ocasionado por la deformación diferida o creep.
- g) Se considerará el momento producido por la deformación elástica del concreto.
- h) Tomaremos en cuenta el momento producido por la carga equivalente de la fuerza pretensora.

4) MÉTODOS A SEGUIRSE

- a) Método de William H. Conolly

Este método se basa en una serie de experiencias del Ing. Conolly en vigas de diferentes características.

Para dar una idea como se llega a ciertas fórmulas dadas por el Ing. Conolly para encontrar una sección de viga adecuada para las cargas que va a soportar, podemos partir de cuatro ecuaciones básicas :

- 1) En el momento que se tensa los cables, y aún no han ocurrido las pérdidas, podemos decir que actúa sólo la fuerza inicial

(f_i , mayor que la fuerza final F_f), en este momento o etapa de transferencia no actúan todas las cargas para las cuales diseñaremos la viga. Llamemos al momento de transferencia M_t , y a las cargas que actúan después de la transferencia M_S , de donde podemos decir que el momento máximo M_m es:

$$M_m = M_t + M_S$$

Bajo la acción de la fuerza inicial y el momento de transferencia la compresión en la fibra inferior debe ser menor que la admisible, luego podemos plantear la siguiente ecuación :

$$\frac{F_i e}{Z_B} + \frac{F_i}{A} - \frac{M_t}{Z_B} \leq f_{ci} \quad \text{----- (a)}$$

2) La tracción en la fibra superior bajo la acción de la fuerza inicial y el momento de transferencia debe ser mayor que la admisible.

$$-\frac{F_i e}{Z_t} + \frac{F_i}{A} + \frac{M_t}{Z_t} \geq f_{ti} \quad \text{----- (b)}$$

Las letras f_c y f_t son los esfuerzos admisibles en el concreto de compresión y de tracción respectivamente, los sub-índices c y t , representan que estos esfuerzos admisibles son en el momento de la transferencia, en que el concreto aún no ha alcanzado el máximo de su resistencia.

3) La compresión en la fibra superior bajo la acción de la fuerza final y el momento máximo que es igual a la suma del momento de transferencia más el momento de las cargas posteriores a la transferencia debe ser menor que el admisibles. El sub-índice n que afecta la fuerza pretensora inicial, es el porcentaje de pérdidas, ya que estamos en la etapa final y estas ya han ocurrido, n , gene-

ralmente está alrededor del 15%.

$$- \frac{n F_{ie}}{Z_t} + \frac{n F_i}{A} + \frac{M_t}{Z_t} + \frac{M_s}{Z_t} \leq f_c \text{ -----(c)}$$

4) La tracción de la fibra inferior bajo la acción de $n f_i$ y el momento máximo, debe ser mayor que el admisible

$$\frac{n F_{ie}}{Z_B} + \frac{n F_i}{A} - \frac{M_t}{Z_B} - \frac{M_s}{Z_B} \geq f_t$$

De las cuatro ecuaciones planteadas anteriormente podemos obtener los módulos mínimos de la sección.

Si a la ecuación (a) la multiplicamos por n , y a la ecuación (d) la multiplicamos por (-1) , y sumamos obtenemos lo siguiente:

$$(1-n) \frac{M_t}{Z_B} + \frac{M_s}{Z_B} \leq n f_{ci} - f_c$$

Despejando Z_B obtenemos

$$Z_{BMIN} = \frac{M_s + (1 - n) M_t}{f_c - n f_{ti}}$$

A la relación entre los módulos se le llamará g .

En nuestro caso en el momento de la transferencia habrán otras cargas además del peso propio de la viga, el método a seguirse para llegar a una sección será el siguiente :

Asumiendo un g y luego se pasará a hallar el momento del peso propio mediante la fórmula dada por el Ing. Conolly.

Una vez encontrado el momento del peso propio pasamos a hallar las constantes B y C , C será función de los materiales. Una vez con B y C chequeamos el g asumido, comprobando si es aproximadamente el mismo, en caso de que no lo sea debemos asumir un nuevo g y repetir el procedimiento. Habiendo asumido previamente la altura de la viga el ancho de los patines, pasamos a encontrar los módulos de las

sección. Luego hallamos en la tabla r y s, en función de t y h (ancho de patín y altura).

Con estos datos obtendremos b_t y b_b , con lo que tendremos la sección definida, a esta sección hallada por condiciones prácticas reajustaremos sus dimensiones.

NOMENCLATURA METODO DE CONOLLY

- $f'c_i$ = carga de rotura del concreto en la transferencia.
- f_{ti} = tracción admisible en el concreto en la transferencia.
- $f'c$ = carga de rotura de los 28 días.
- f_t = tracción admisible en el concreto (etapa final).
- b_t = ancho del ala superior
- b_b = ancho ala inferior
- t_t = espesor promedio ala superior
- t_b = espesor promedio ala inferior
- t = ancho del alma
- Z_t Z_b = Módulo de la sección fibra superior e inferior respectivamente.
- e = excentricidad
- M_t = Momento transferencia
- M_s = Momento de cargas posteriores a la transferencia
- n = % pérdidas

b) Método de Valerian Leontovich para Análisis de Pórticos

Este método se basa en el criterio del Ing. Leontovich usando parámetros elásticos, que dan la oportunidad para desarrollar mecánicamente el análisis de las estructuras con miembros de sección transversal variable. Este análisis es llamado mecánico porque se limita a operaciones algebraicas y libera al diseñador de la necesidad de tener conocimientos avanzados de complicados métodos para el análisis estructural..

Todas las ecuaciones están formuladas en términos generales y son aplicables a estructuras simétricas con miembros de sección transversal variable de varias formas y proporciones. Se dan ecuaciones para fuerzas y momentos producidos por cargas importantes, tanto horizontales como verticales.

El análisis de la estructura se basa sobre el empleo de las propiedades físicas y elásticas de los miembros individuales. El primer paso del análisis, es la reducción de la estructura a sus miembros constitutivos. Se consideran como longitudes de estos miembros las distancias entre las intersecciones de los ejes. Como la estructura es simétrica con respecto a sus ejes centrales verticales, solo resulta necesario en el análisis de una estructura de tres miembros, usar las propiedades de la viga y de una columna.

Para desarrollar el análisis de estructuras con miembros de sección transversal variable, en una forma general aplicable a varios tipos y formas de miembros, hay que definir de un modo adecuado a las propiedades elásticas de los miembros e introducirlos en el análisis.

Para tener en cuenta diversas cargas sobre la estructura hay que definir de una manera adecuada las propiedades de las áreas de momento para diversas cargas, e introducirlos en el análisis.

Las propiedades elásticas de los miembros rectos de la sección transversal variable están definidos por tres parámetros, α_n , α_m y B_n que caracterizan todas las propiedades elásticas del miembro.

Las propiedades del área del momento del miembro cargado quedan definidas por las constantes de carga R_n y R_m .

Los valores numéricos de los parámetros dependen solo de la forma del miembro, en tanto que los valores de las constantes de carga dependen de la forma del miembro y de la carga. Los valores de los parámetros y de las constantes de carga se pueden aplicar tanto a miembros articulados como con soportes fijos.

Es imperativo no equivocarse al seleccionar los valores numéricos de los parámetros elásticos y de las constantes de carga, hay que asignar índices numéricos adecuados para los símbolos que los expresan.

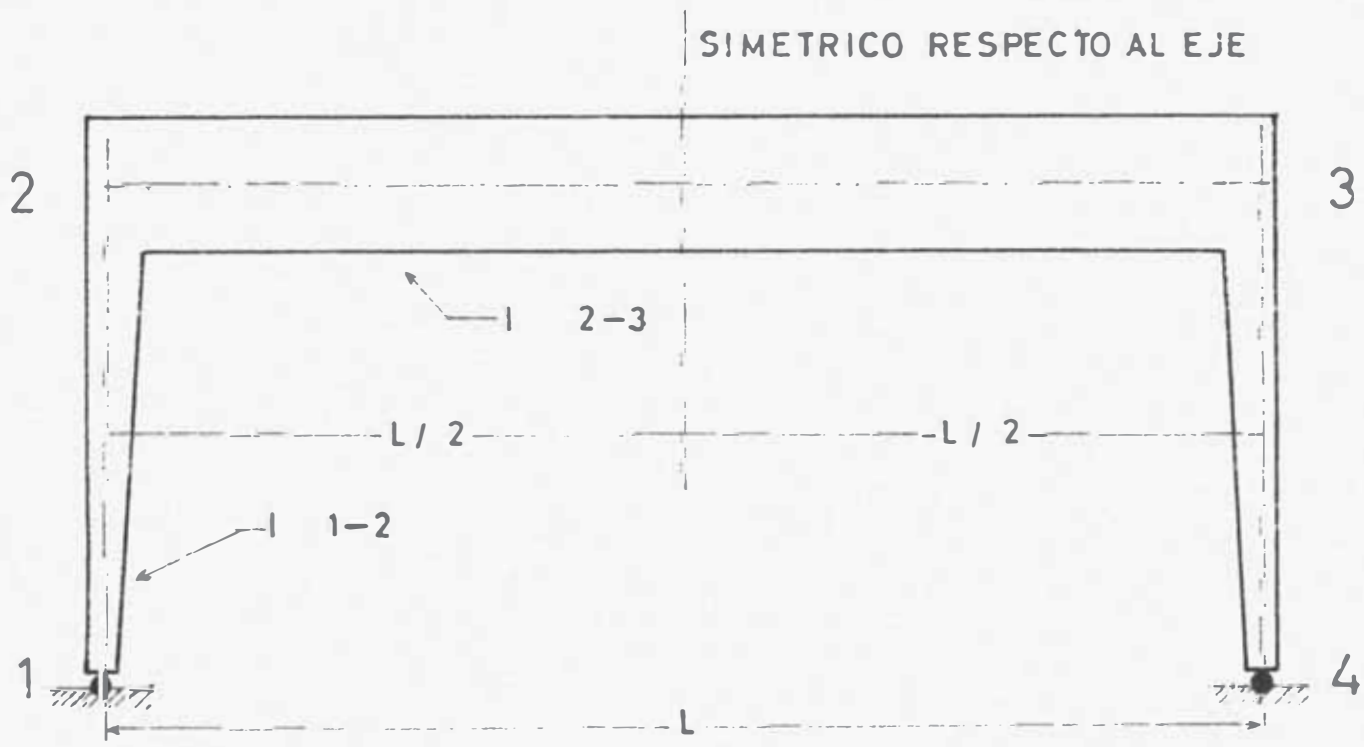
Una vez encontrados los valores numéricos de los parámetros elásticos y de las constantes de carga, se puede calcular fácilmente las magnitudes hiperestáticas de la estructura, empleando las ecuaciones propias del método.

Para la elección de los ejes del pórtico, entre los Ingenieros Especialistas en estructuras no ha podido unificarse el criterio con respecto a una definición de los ejes longitudinales para los miembros de sección transversal variable que tome en cuenta las aplicaciones prácticas. Pero la asociación del Cemento Portland

y otras reconocidas autoridades en la materia recomiendan que se tome como eje longitudinal de un miembro recto de sección transversal variable a la línea paralela al borde recto del miembro y que pase a travez del centro de gravedad de la sección transversal más pequeña, esta es la definición adoptada por el Ing. Valerian Leontovich.

NOMENCLATURA EN LEONTOVICH

Δ	=	deformación
σ	-	esfuerzo
P	=	carga
h	-	altura del pórtico entre ejes
I	=	Inercia
E	-	módulo de elasticidad
ϕ	=	$\frac{\min I_{1-2}}{\min I_{2-3}} \frac{L}{\bar{h}}$
L	-	Luz de centro a centro
K	-	Constante
M		Momento
H	=	Empuje horizontal
	-	area
		constante de una estructura



NOMENCLATURA EN EL PORTICO

HECTOR ESTREMAOCTER
TESIS DE GRADO

5) TANTEO DE LA SECCION Y DISEÑO

Tenemos los siguientes datos:

- Luz de centro a centro = 28.55 M.

- Cargas en la transferencia:

a) - Peso propio

b) - Peso aligerado

- Pérdidas = 15%

- Materiales :

A) Concreto

$$1) F'c = 350 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$2) F'c1 = 280 \text{ Kg/cm}^2.$$

B) Acero

$$1) F's = 160 \text{ Kg/mm}^2.$$

- Cargas de Trabajo

$$F_{ci} = 0.55 F'_{ci}$$

$$F_c = 0.45 F'c$$

$$F_s = 0.6 F's$$

$$F_{ti} = 0.02 F'_{ci} + 7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_t = 0.$$

DISEÑO

Como M_{pp} M_t . asumiremos

Procederemos a hallar el momento de peso propio, de acuerdo al método antes descrito, lo podemos asumir como :

$$M_{pp} = \frac{0.250 (1+g)}{(n f_{ci} - f_E) h} L^2 - 0.250 l \bar{f}_g L^2 \quad (M_a - nMT)$$

Aquí tendremos que asumir h y g , y luego comparar el g asumido con el que posteriormente hallado.

Los demás términos de la ecuación excluyendo a M_{pp} serán datos, así :

Mq.- Cargas actuantes en la etapa final

$$\text{Peso aligerado} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso Pastelero} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = \frac{50 \text{ Kg/m}^2}{500 \text{ Kg/m}^2}$$

$$\text{La viga soporta } 500 \times 5.15 = 2550 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{tomando } \frac{1}{8} w l^2$$

$$M = \frac{1}{8} w l^2$$

obtenemos :

$$M_d = 290,000 \text{ Kg-m}$$

$$\text{asumimos } w g = 1.20$$

$$\text{Sabemos que } M_T = M_{pp} + M \text{ aligerado}$$

El Momento del aligerado es conocido, este será

$M = \frac{1}{8} w l^2$, el que habría que multiplicar por n para introducirlo en la fórmula. Esto arroja:

$$M_T = 184,000 \times 0.85 \quad M = 156,000 \text{ Kg-m.}$$

Reemplazando tenemos :

$$M_{pp} = \frac{10400}{21,000 - 10400} (M_d - n M_T - M_{pp})$$

$$M_{pp} = 0.98 (290,000 - 156,000 - n M_{pp})$$

De aquí obtenemos :

$$M_{pp} = 73,000 \text{ Kg-mt.}$$

Siguiendo el método de Conolly hallamos las constantes

B y C.

$$B = \frac{n \cdot 0.250 \cdot L^2}{f_c \cdot h} \times \frac{M_T}{M_{pp}}$$

$$B = 0.41$$

y c será igual a :

$$c = \frac{n \cdot f_{ci} - f_c}{f_c}$$

De aquí todos son datos efectuando operaciones obtenemos :

$$c = 0.83$$

En la tabla se lee g

g = 1.29, lo que es lo suficientemente aproximado.

Tomando este valor de g

$$Z_{B_{min}} = \frac{M_a + M_{pp} - n \cdot M_T}{n \cdot f_{ci} - f_t}$$

Reemplazando y efectuando obtenemos :

$$Z_B = 117,000 \text{ cm}^3$$

$$Z_T = g \cdot Z_B \text{ min}$$

$$Z_T = 137,000 \text{ cm}^3$$

asumiendo los valores de f_t , f_b , h y b' hallamos b_t y b_b .

asumiremos :

$$f_t = 8'' , f_b = 12'' , h = 64'' , b' = 8''$$

$$b_b = \frac{(Z_b - S_{b'})}{r} : z^{3/8}$$

$$z = g , (g)^{3/8} = 1.11$$

En la tabla con los valores asumidos encontraremos r y s.

$$\begin{array}{ll} \text{bb} & r = 3220 \\ & s = 0.323 \end{array} \qquad \begin{array}{ll} \text{bt} & r = 2470 \\ & s = 0.730 \end{array}$$

$$b_b = \left(\frac{117,000}{3220} - 0.323 \times 20 \right) : 1.11$$

$$b_b = 27 \text{ cm.}$$

$$b_t = \left(\frac{137,000}{2470} - 0.730 \times 20 \right) \times 1.11$$

$$b_t = 45 \text{ cm.}$$

Pero por pando necesitaremos un b_t mínimo de $1/40 L$, lo que arroja 70 cm, por esta misma relación de Módulos b_b tomaremos que es 50 cm.

Luego tendremos la siguiente sección : Ver Gráfico

El paso siguiente es hallar sus características.

CARACTERISTICAS

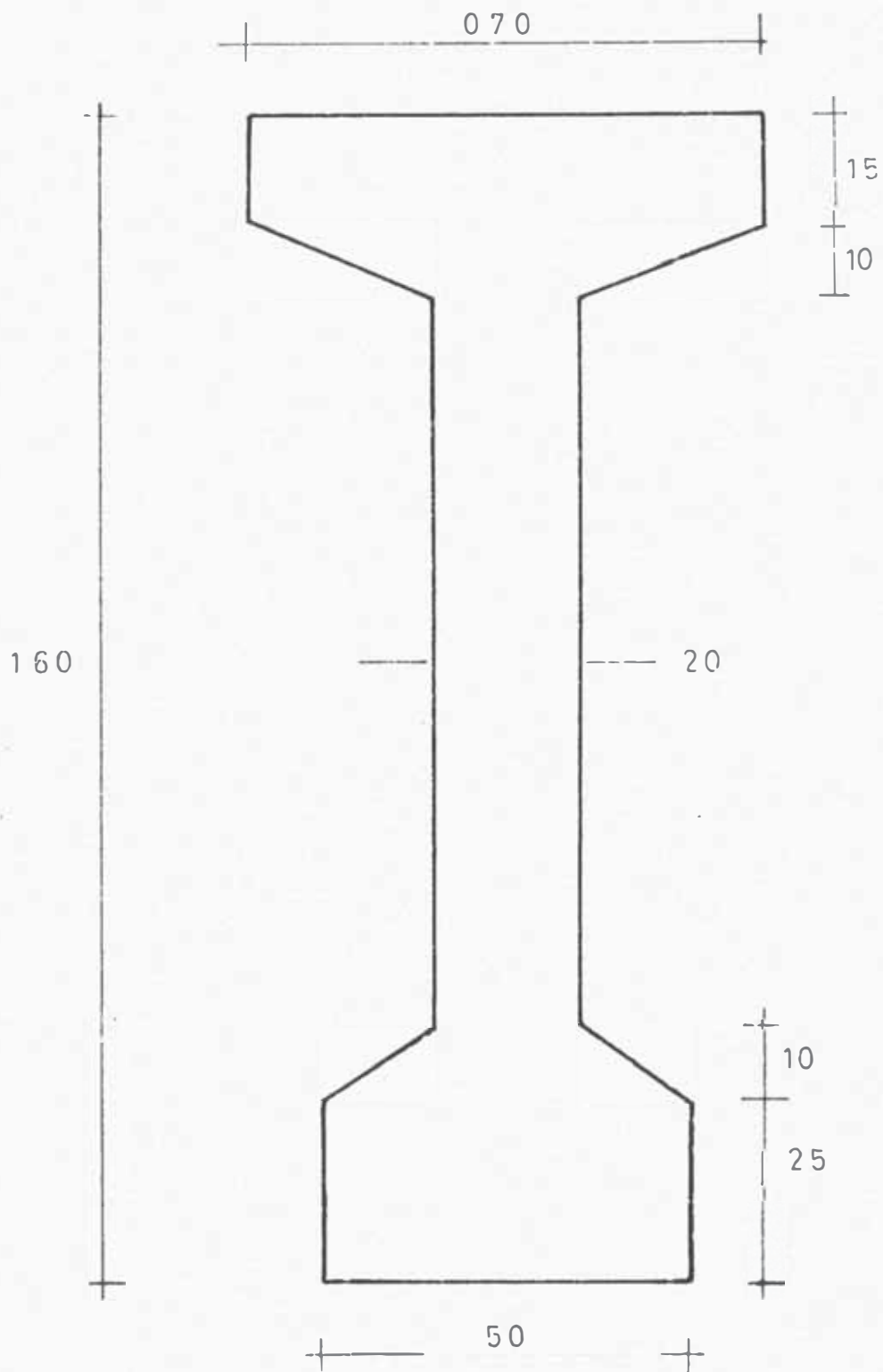
Secc.	Area	y'B	Axy'B	yB-y'B	(yB=y'B) ²	A(yB-y'B) ²	I _g
1	1050	152.5	160000	70.5	4975	5250000	119700
2	125	141.3	17700	59.3	3520	440000	395
3	125	141.3	17700	59.3	3520	440000	395
4	75	28.3	2120	53.7	2880	216000	415
5	75	28.3	2120	53.7	2880	216000	415
6	1250	12.5	15600	69.5	4825	6050000	64500
7	2400	8.5	204000	3.0	9	21600	2900000

T = Total

$$T_A = 0.51, y_B = 0.82, y_T = 0.78, K_B = 0.395, K_t = 0.35$$

$$I = T I_g + T A (y_B - y' B)^2$$

$$I = 0.1564 \text{ m}^4 \quad Z_t = 0.20 \quad Z_B +) 0.191$$



SECCION VIGA PRETENSADA.

HECTOR ESTREMADOYRO
TESIS DE GRADU

7. ANALISIS DEL PORTICO

Siguiendo el método de Valerian Leontovich antes descrito analizaremos el siguiente pórtico : (Ver Gráfico)

Se procede a hallar las constantes del pórtico

$$\phi = \frac{\min I_{1-2}}{\min I_{2-3}} \frac{l}{h}$$

Como conocemos las inercias de el elemento 1-2 y del 2-3 (ver diagrama de Nomenclatura), l y h son datos ya conocidos (ambos de arquitectura)

De aquí tomamos para I_{1-2}

$$I = \frac{1}{12} bh^3, \text{ en la sección mas pequeña, es decir } 50 \times 70 \text{ cm.}$$

La inercia I_{2-3} , es conocida de las características de la sección.

así obtenemos

$$\phi = 0.45$$

Luego pasamos a hallar L y B.

$$t = \frac{(\min d)^3}{\max d}$$

para el tramo 1-2

$$\min d = 70$$

$$\max d = 1.25$$

$$\text{De aquí } t = 0.176$$

$$v = \frac{lh}{l}, \text{ pero como no tenemos acartelamiento } lh = 1 \text{ de}$$

donde $v = 1$.

En la tabla obtenemos :

$$L_{2-1} = 1.10$$

Para el cuerpo 2-3, como la sección es constante.

$$t = 1 \quad V = 1$$

en la tabla :

$$L_{2-3} = 4 \quad B_{2-3} = 2$$

Pasemos a hallar la constante θ

$$\theta_{2-3} = 2 (L_{2-3} + B_{2-3})$$

$$\theta_{2-3} = 12.$$

Luego encontramos A.

$$A = \theta_{2-3} + \frac{L_{2-3}}{\theta}$$

Aquí todos son datos encontrados anteriormente, reemplazando y efectuando operaciones obtenemos :

$$A = 16.9$$

Hallemos finalmente K en función de R y A.

$$K = \frac{2 L R_{2-3}}{A}$$

$$K = 1.69$$

Estas son las constantes del pórtico que emplearemos para hallar los momentos.

8) EFFECTO DEL PRETENSADO EN EL PORTICO

a) Momento de transferencia.-

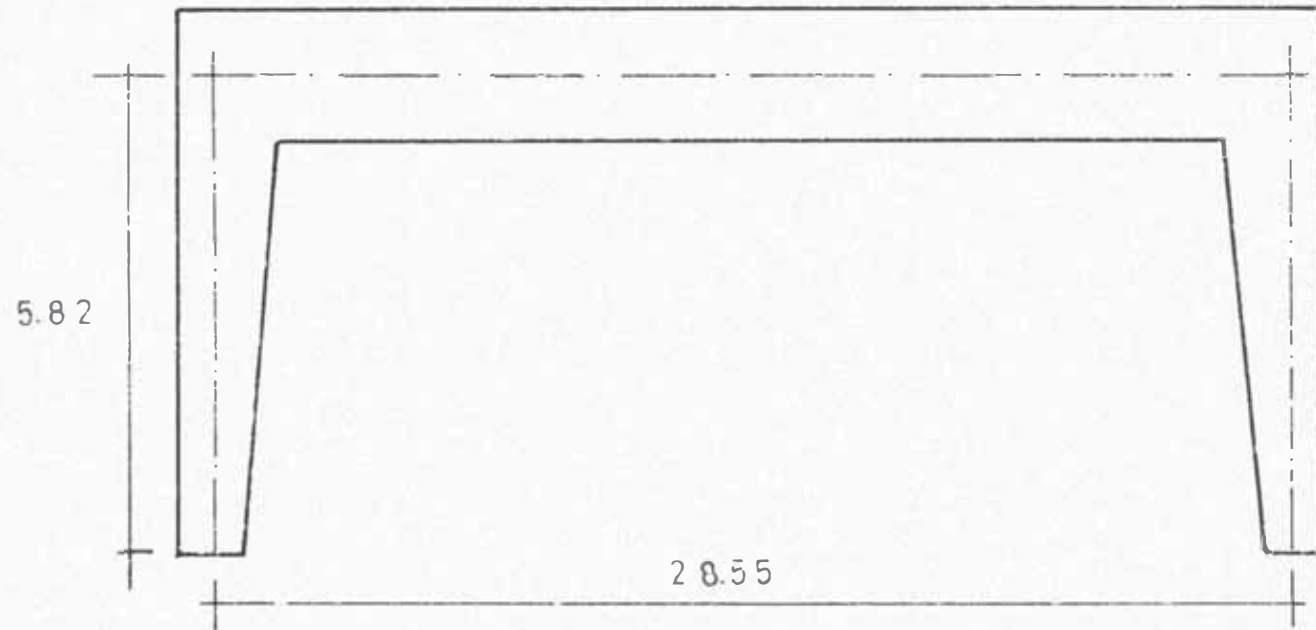
En la transferencia tendremos $w = P_o P_o + \text{aligerado}$

Lo que será = 3200 Kg/w

Esta carga producirá un momento en el centro de la luz de:

$$M_{1/2} = \frac{W x}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_2$$

En este caso :



PORTICO

HECTOR ESTREMADOYRO L

TESIS DE GRADO

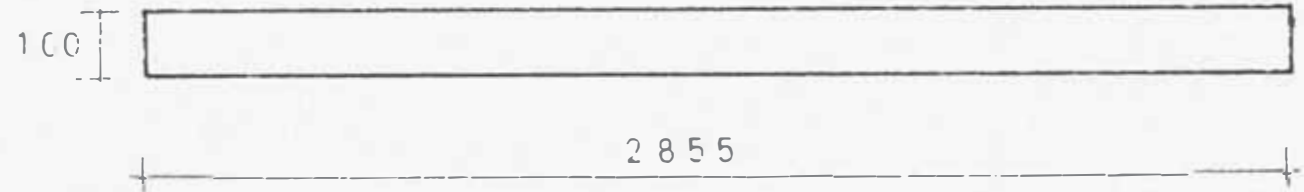
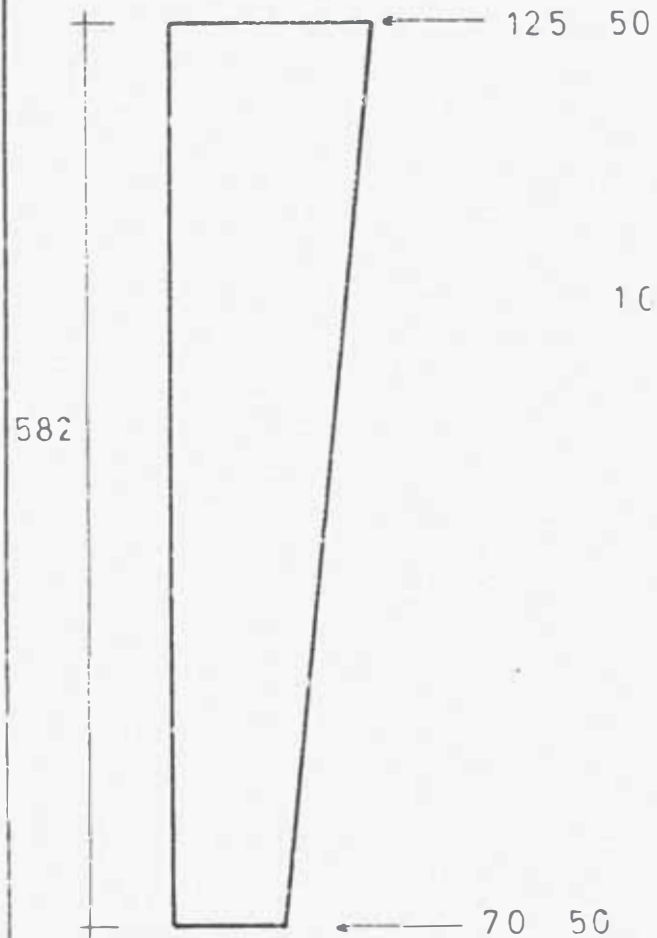


DIAGRAMA CUERPO LIBRE
ELEMENTOS PORTICO

HECTOR ESTRE MADOYRO L.
TESIS DE GRADO

$$x = \frac{L}{2} \text{ (por tratarse del centro)}$$

$$L = \text{Luz del p\u00f3rtico}$$

$$W = w \times L$$

$$M_2 = WK$$

Como todos son datos pasamos a reemplazar, efectuando operaciones obtenemos :

$$M_{1/2} = 171,000 \text{ Kg - m}$$

b) En la etapa final tendremos

$M_F = M_t + M_S$, donde M_S son las cargas que act\u00faan posteriores a la transferencia

$$w = 4050 \text{ Ks/ml.}$$

$$W = 4050 \times L$$

$$W = 115,500 \text{ Kg/ml.}$$

Por el mismo procedimiento obtenemos

$$M_{1/2} = 217,000 \text{ Kg-m.}$$

c) Momento por sismo.

Tomaremos 0.06 de la carga que soporta la columna.

Luego tendremos :

$$0.06 \times 70,000 = P_s = 4,200 \text{ Kg.}$$

$$M \text{ por sismo} = \frac{P_h}{2}$$

Reemplazando :

$$M_2 = +12500 \quad M_3 = 12500 \text{ Kg-m}$$

d) Momento por retracci\u00f3n de tragua

$$M = \frac{12 A}{Ah^2} E I$$

Tomaremos la retracción como 0.03^{mm}/mt. Los demás todos son datos del pórtico.

Reemplazando se obtiene :

$$M = \frac{12 \times 0.086}{16.9 \times 5.82^2 \times 0.45} \times 191,000 \times 1430000$$

efectuando $M = 10,900 \text{ Kg-m}$

e) Momento por Creep y deformación elástica.

$$M = \frac{12 EI}{Ar h^2 \phi}$$

Sabemos que la deformación es:

$$\Delta = \frac{PL}{EA}$$

$$\frac{P}{A} = \sigma, \text{ de donde :}$$

$$\Delta = \frac{\sigma L}{E}$$

Reemplazando :

$$M = \frac{12 \sigma L}{A h^2 \phi} \frac{EI}{E I}$$

$$M = \frac{12 \sigma L}{EA h^2 \phi} EI$$

$$\text{Luego } M = \frac{12 \sigma L}{A h^2 \phi} I$$

El esfuerzo promedio será :

$$p = \frac{F}{A} + \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{Z_b}$$

2.

$$b = \frac{\frac{2F}{A} + \frac{F_e}{Z_b}}{2} = \frac{F}{A} + \frac{F_e}{2Z_B}$$

Tomaremos que el Creep es 1.5 veces la deformación elástica.

Luego obtenemos

$$M = 12 \frac{\left(\frac{F}{A} + \frac{F_e}{2Z_B} \right) L \times 2.5}{A h^2 \phi} \quad I$$

f) Momento por carga equivalente :

$$w = \frac{8 Fa}{L^2} \quad (\text{De la parabola})$$

$$w = \frac{8Fa}{L^2} \times L = \frac{8Fa}{L}$$

$$M = \frac{8Fa}{L} \times \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L/2}{L} \right) + (-wk).$$

Simplificando obtenemos :

$$M = 2Fa (1-0.5) + \left(- \frac{8Fa}{L} K \right).$$

$$M = Fa - \frac{8Fa}{L} K$$

$$M = Fa \left(1 - \frac{8K}{L} \right)$$

Conociendo todos los momentos actuantes, podemos plantear una ecuación, en función de las características de los materiales y de la sección, como condición de esta ecuación tomaremos que en la etapa final los esfuerzos de tracción deben ser 0.

Se considerará que en el apoyo la fuerza pretensora debe pasar por el centro de gravedad de la sección, y en el centro de la luz pasará a 0.10 m de la base de la viga, la única incógnita en

nuestra ecuación será la Fuerza Pretensora.

En base a estas consideraciones podemos escribir la siguiente ecuación :

$$\frac{F}{A_r} + \frac{M}{Z_B} - \frac{M}{Z_B} - 30 \frac{(F/A_r + \frac{F_e}{Z_B}) L I}{Z_B A_c h^2 \phi} - \frac{10900}{Z_B} = 0$$

Esto es :

$$\frac{F}{A_r} + \frac{F_a}{Z_B} (1 - \frac{8L}{L} - \frac{217000}{Z_B} - 30 \frac{(F/A_r + \frac{F_e}{Z_B}) L I}{Z_B A_c h^2 \phi} - \frac{10900}{Z_B} = 0$$

Reemplazando valores numéricos, todos conocidos obtenemos:

$$F_F = 402 \text{ tn}$$

9) ANALISIS DE LA SECCION

Cálculo de pérdidas

a) Por fricción y ondulamiento, no recuperables.

$$F_F = F_i (1 - u \phi - K L)$$

$$K = 0.0012 \quad u = 0.20$$

$$\phi = \frac{4a}{L} \quad \phi = 0.101$$

$$F_F = F_i (0.963)$$

$$F_i = 420 \text{ W}$$

b) La pérdida por sedimento de anclaje no se considerará ya que se puede dar el caso de uso de anclajes tipo B.B.R.V. o similar y retensados :

c) Relajación del acero.

$$f_{si} = 0.07 f'_s \frac{5}{100}$$

$$f_{si} = 510 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Deformación elástico del concreto, no se tomará en cuenta por tensarse los cables a la vez.

e) Contracción de fragua.

$$P = \frac{0.2}{1000} \times 2100000$$

$$P = 420 \text{ Kg/cm}^2$$

f) Deformación Diferida.

Los esfuerzos en la luz de centros a la altura del acero son :

$$100 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el apoyo.

$$= 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo promedio = 90 Kg/cm².

$$P = f_{cs} \times n' (cc - 1).$$

Se tomará el coeficiente de Creep

$$= 2.$$

$$P = 720 \text{ Kg/cm}^2.$$

Total de Pérdidas : 71,100 Kg.

en el apoyo = 491,000 Kg.

Luego debemos tensar a 0.72 t's, lo que es admisible.

COMPROBACION DE ESFUERZOS

a) En la etapa final fibra superior.

Reemplazando en las fórmulas anteriormente deducidas y conociendo la fuerza pretensora, obtenemos los siguientes esfuerzos

en el centro de la viga.

- 1) Carga equivalente = 76.60 Kg/cm²
- 2) Cargas externas = 110.00 Kg/cm²
- 3) Deformaciones = 46.20 Kg/cm²
- 4) Fuerza pretensora = 82.00 Kg/cm²

Tendremos un esfuerzo de 160 Kg/cm², lo admisible es 159 Kg/cm². Como la diferencia es pequeña podemos despreciarla.

b) Esfuerzos etapa final (Fibra inferior)

Reemplazando datos en la ecuación planteada se obtiene o, lo que también es una comprobación a la ecuación.

c) Etapa transferencia (fibra inferior)

$$\text{Fuerza Pretensora} = 96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga equivalente} = 97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cargas externas} = 89.5$$

Total = 103.5 Kg/cm², lo admisible es 154 kg/cm²., por lo que estamos bien.

d) Transferencia Fibra Superior

$$\text{Fuerza pretensora} = 96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Carga equivalente} 92.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Cargas externas} \quad \underline{86.5} \text{ Kg/cm}^2$$

Total 83 Kg/cm² lo que es admisible. Por lo que comprobamos que no hay problema en cuanto a esfuerzos se refiere en nuestra sección.

- Chequeo del momento de rotura

Hay tres condiciones de carga según el reglamento estas

son :

$$u = 1.5 D + 1.8L$$

$$u = 1.25 (D + L + w)$$

$$u = 0.5 D + 2.2 L$$

Conociendo las cargas vivas (L) y las cargas muertas (D), procedemos a hacer los diagramas correspondientes.

$$D = 3767 \text{ Kg/ml}$$

$$L = 283 \text{ Kg/ml}$$

y el momento por sismo 12,500 Kg-m.

Aparte de estas condiciones consideraremos las deformaciones elástica y de retracción de fragua y la carga equivalente producida por la fuerza pretensora.

Todos estos valores son conocidos y hallados por las fórmulas de Leontovich.

Haciendo la superposición de diagramas encontramos la envolvente de momentos (ver diagramas adjuntos). El momento máximo en el centro de la luz será de :

$$M = 260,800 \text{ Kg - mt.}$$

Analicemos nuestra sección para encontrar su momento último: Cálculo de f_{su}

$$f_{su} = f'_s \left(1 - 0.5 p \frac{f'_s}{f'_c}\right)$$

$$f_{sy} = 16000 \left(1 - \frac{0.5 \times 43 \times 16,000}{150 \times 70 \times 350}\right)$$

$$\text{De aquí } f_{sy} = 14500 \text{ Kg/cm}^2$$

Veamos si es T o rectangular.

$$1.4 d \frac{A_s}{bd} \times \frac{f_{sy}}{f'_c}$$

$$1.4 \times 150 \times 43 \times 14500 = 35.7$$

$$150 \times 70 \times 350$$

Luego es una sección T

Cálculo de $f_s u$.

$$P = A_s w \quad A_s w = A_s - A_{st}$$

$$b'd$$

$$A_s f = 0.85 t'c (b - b') t$$

$$t_{s_y}$$

$$A_s f = 0.85 \times 350 \times 50 \times 12.5$$

$$t_{s_u}$$

$$A_s f = \frac{186000}{t_{s_y}}$$

Luego reemplazando.

$$A_{s_w} = \frac{43 - 186,000}{f_{s_u}}$$

$$p = \frac{43 f_{s_u} - 186000}{f' f_{s_u}}$$

$$20 \times 150$$

$$p = \frac{43 f_{s_u} - 186000}{3000 f_{s_y}}$$

$$f_{s_u} = f's (1 - 0.5 p \frac{f's}{f'c})$$

$$f_{s_u} = 16000 (1 - 0.5 \frac{(43 f_{s_y} - 186000)}{3000 f_{s_u}}) \frac{16000}{350}$$

$$f_{s_u}^2 - 10750 f_{s_u} - 2280000 = 0$$

$$f_{s_u} = 11000 \text{ Kg/cm}^2.$$

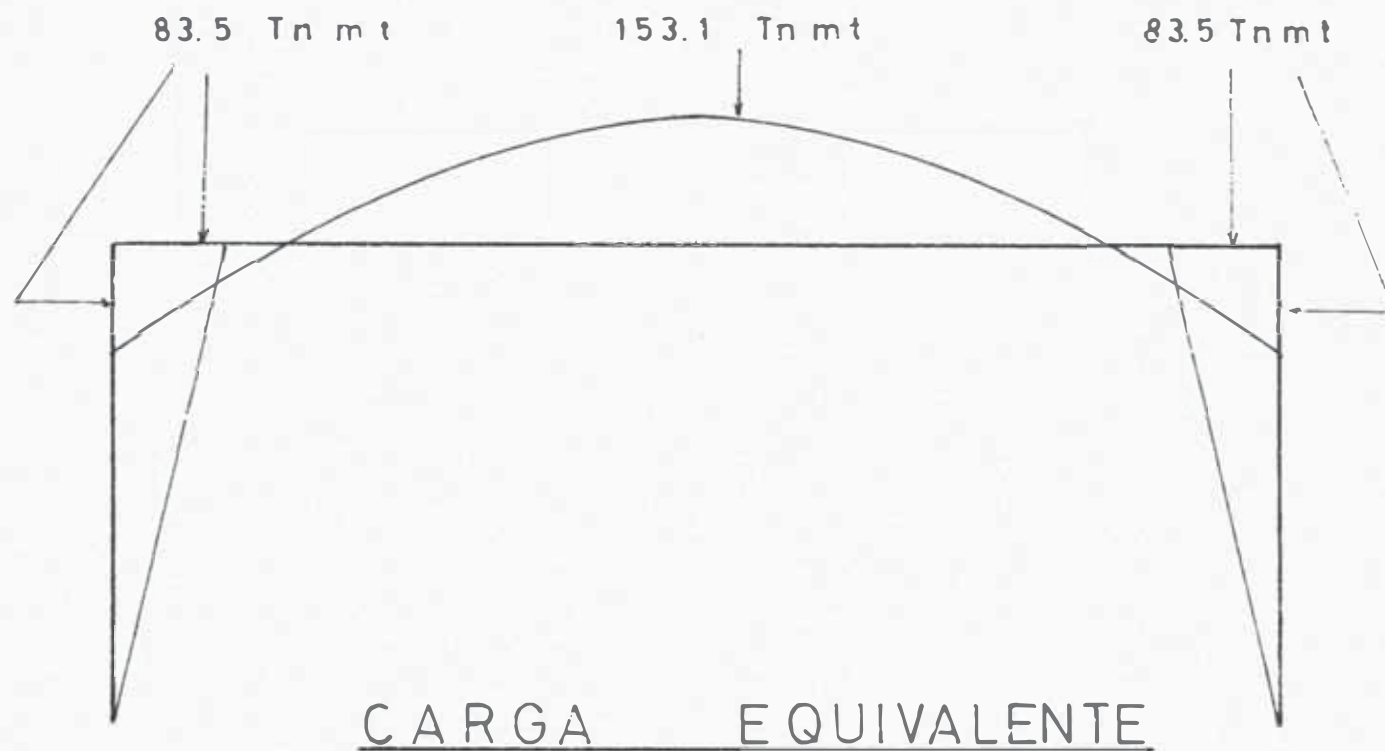
$$A_{s_f} = \frac{186000}{f_{s_u}} = 17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_w} = 43 - 17 = 26 \text{ cm}^2$$

Veamos si es sobre o bajo armada.

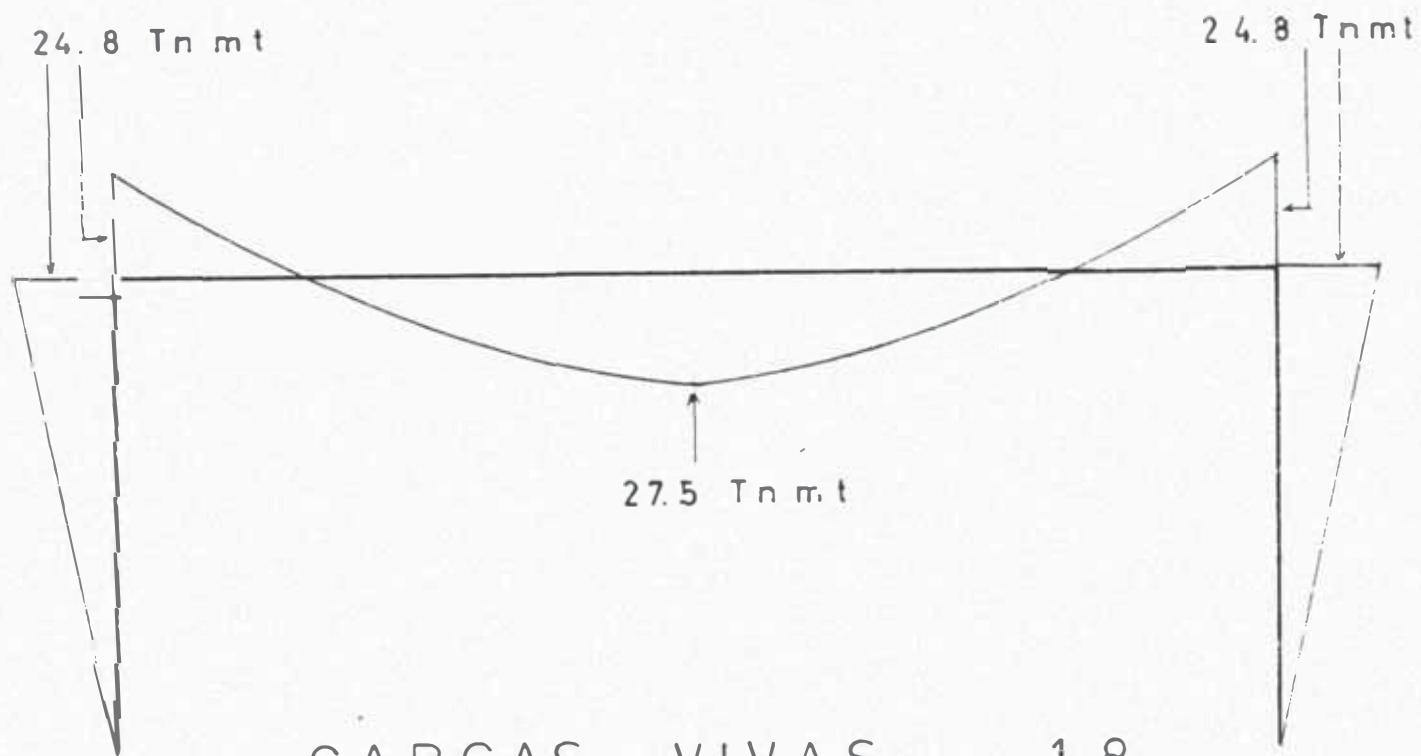
$$\frac{A_{s_w} \times f_{s_u}}{b'd \times f'c} = \frac{26}{20 \times 150} \times \frac{11000}{350}$$

$$0.272 < 0.3$$



HECTOR ESTREMAOYRO L

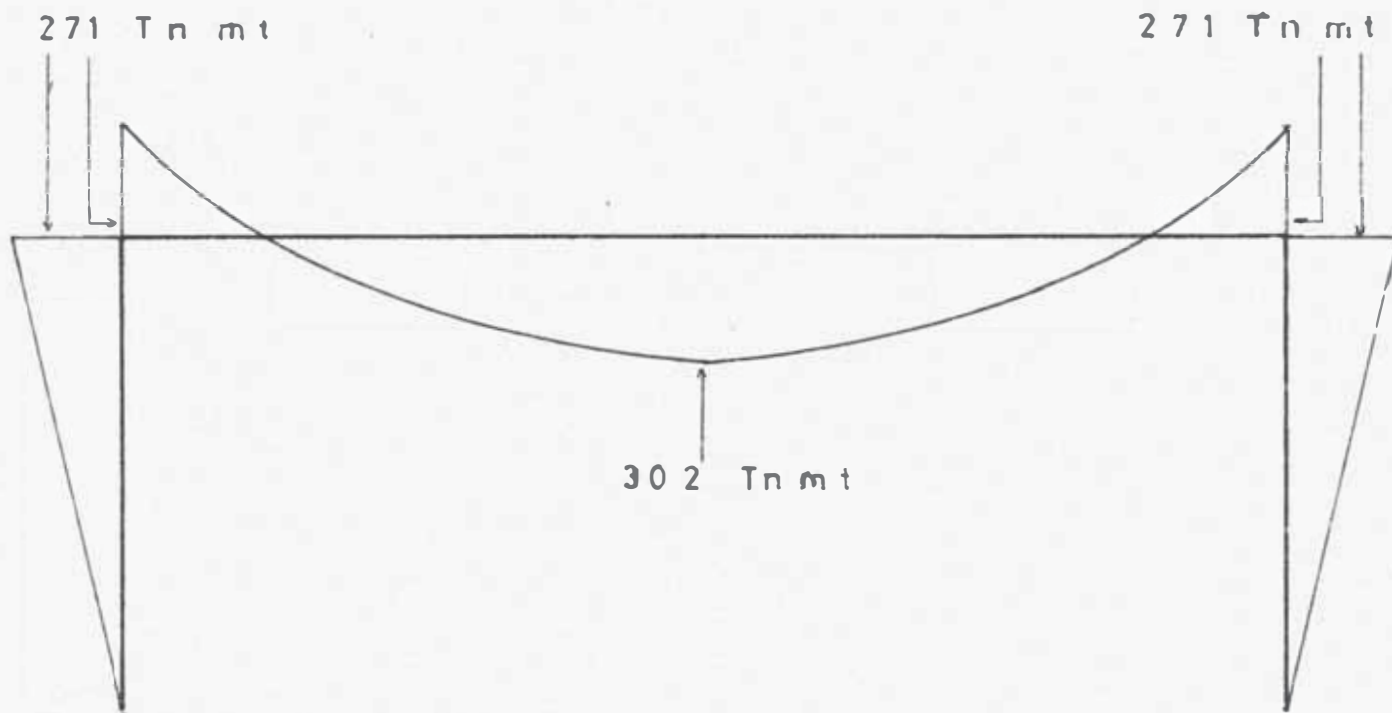
TESIS DE GRADO



CARGAS VIVAS 1.8

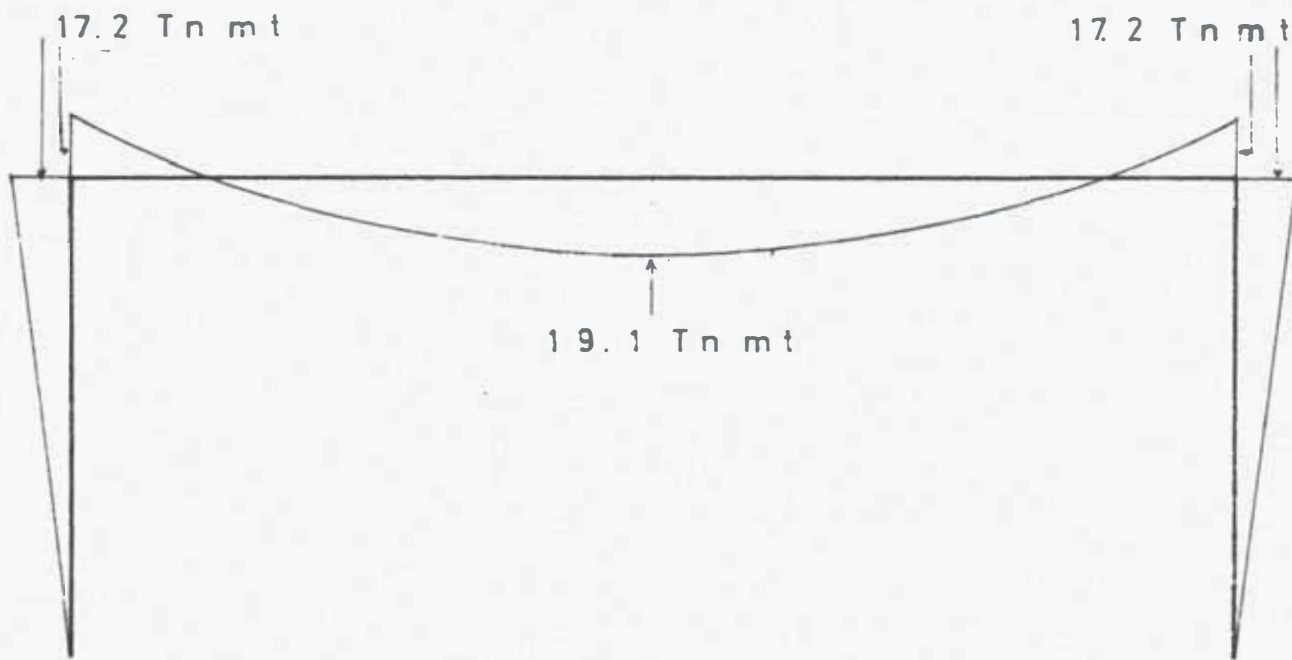
HECTOR ESTREMA DOYRCL

TESIS DE GRADO



CARGAS MUERTAS 1.5

HECTOR ESTREMA DOYRO L
TESIS DE GRADO



CARGAS VIVAS 1.25

HECTOR ESTREMADOYRO L
TESIS DE GRADO

12.5 Tn mt

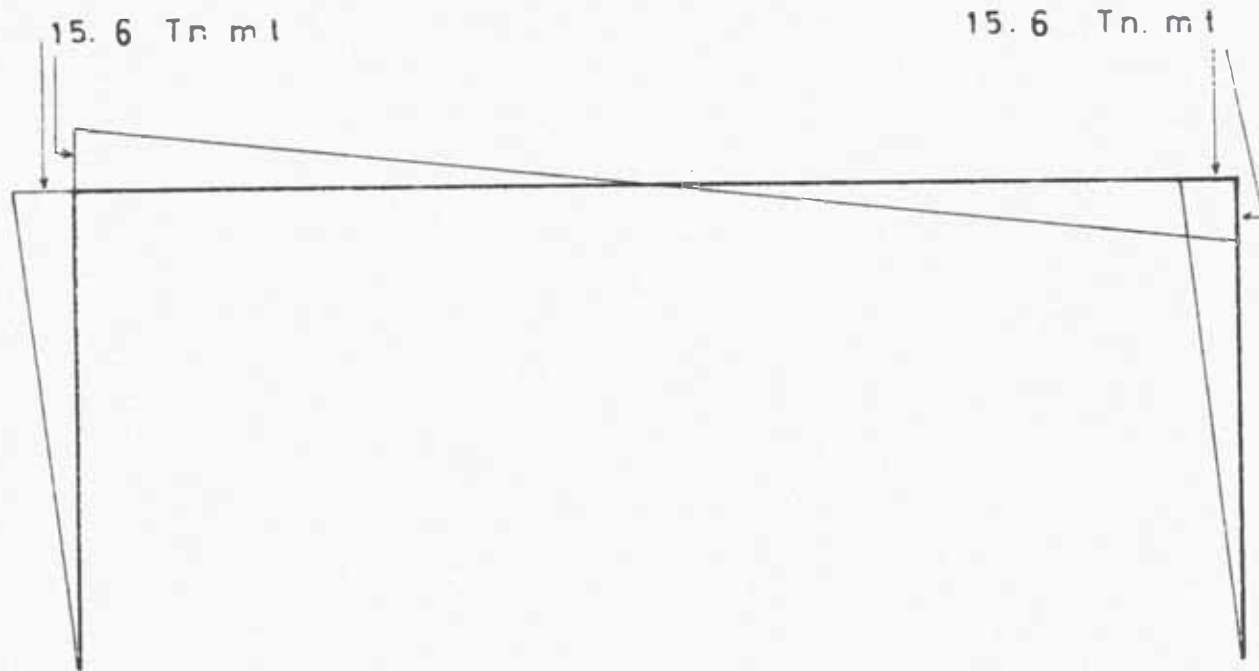
12.5 Tn mt



SISMO x 1

HECTOR ESTREMADOYRC L

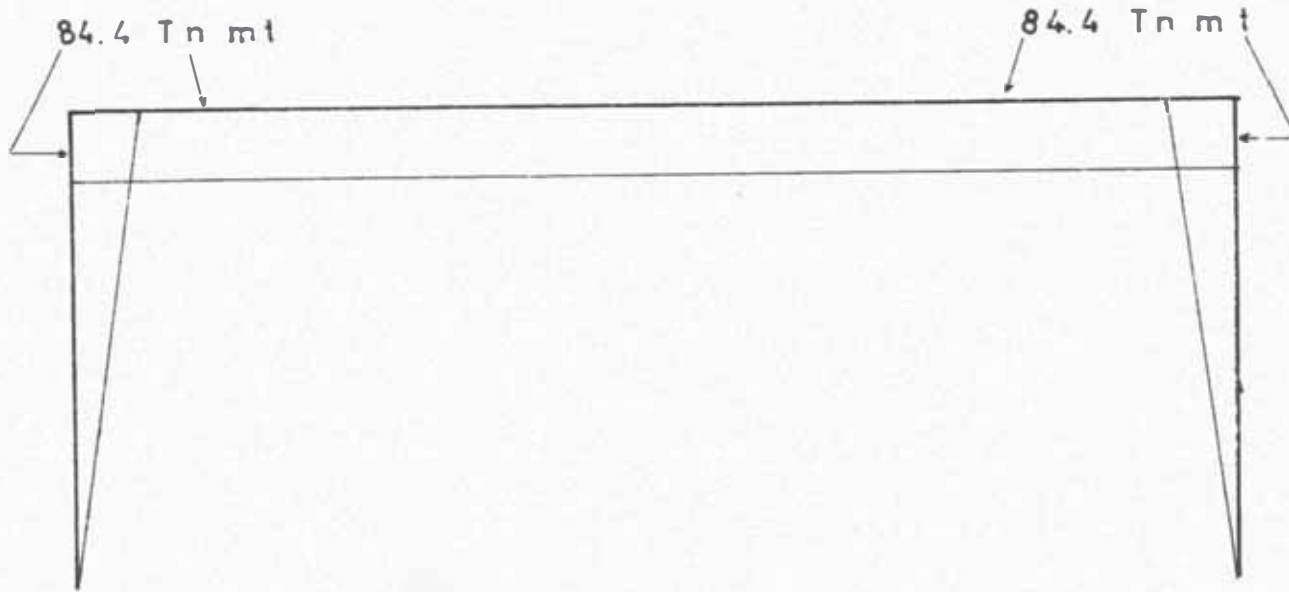
TESIS DE GRADU



SISMO × 1.25

HECTOR ESTREMADYROL

TESIS DE GRADO



DEFORMACIONES

HECTOR ESTREMADOYRC L

TESIS DE GRADO



CARGAS MUERTAS 1.25

HECTOR ESTREMADOYRO L

TESIS DE GRADO

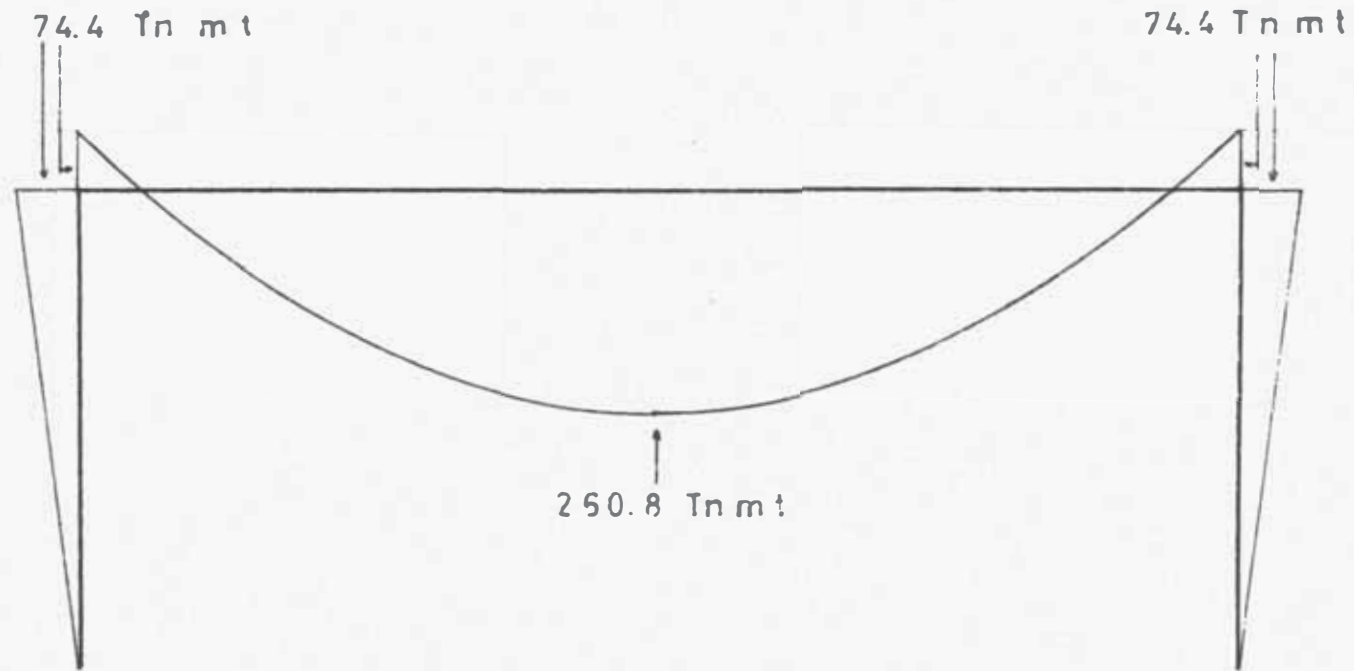


DIAGRAMA RESULTANTE

1.8 CARGAS VIVAS + 1.5 CARGAS MUERTAS + DEFORMACION
+ CARGA EQUIVALENTE

HECTOR ESTREMADCYRO L
TESIS DE GRADU

Luego es bajo armada.

$$M_u = A_s w f_{su} d \left(1 - 0.6 \frac{A_s w}{b'd} \times \frac{f_{su}}{f'c} \right) + 0.85 f'c (b-b') t (d-t/c)$$

de aquí :

$M_u = 630 \text{ tn}\cdot\text{m}$, lo que indica que no hay problema en la rotura.

10) DISEÑO DEL CORTE

Tomaremos un factor de carga.

$$u = 1.5 D + 1.8 L$$

$$w_t = 4050 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{cargas muertas} = g \ 767 \text{ Kg/ml.}$$

$$\text{cargas vivas} = 284 \text{ Kg/ml.}$$

$$u = 6160 \text{ Kg/ml.}$$

Lo que producirá un diagrama

Las reacciones serán iguales e igual a :

$$R1 = R2 = 87750 \text{ Kg.}$$

Tenemos el corte a una distancia d del apoyo, por relación de triángulo d será = 36200 Kg.

El concreto resiste

$$V_c = 0.06 t'c b'Jd$$

$$V_c = 12.6 b'jd$$

$$V_c = 32100 \text{ Kg.}$$

La fuerza pretensora producirá un corte contrario de 2840 Kg/ml.

Produciendo un corte de :

$$R1 = R2 = \frac{2840 \times 28.55}{2}$$

$$R1 = R2 = 40500 \text{ Kg.}$$

El corte resultante será :

$$V_R = 78500 - (32100 + 36200)$$

$$V_R = 10200 \text{ Kg.}$$

Hallando los estribos

$$A_v = C \left(\frac{V_R}{f_y j d} \right)$$

usando estribos de 3/8

$$1,42 = 0.5 \frac{(10200)}{2800 \times 0.85 \times 150} S$$

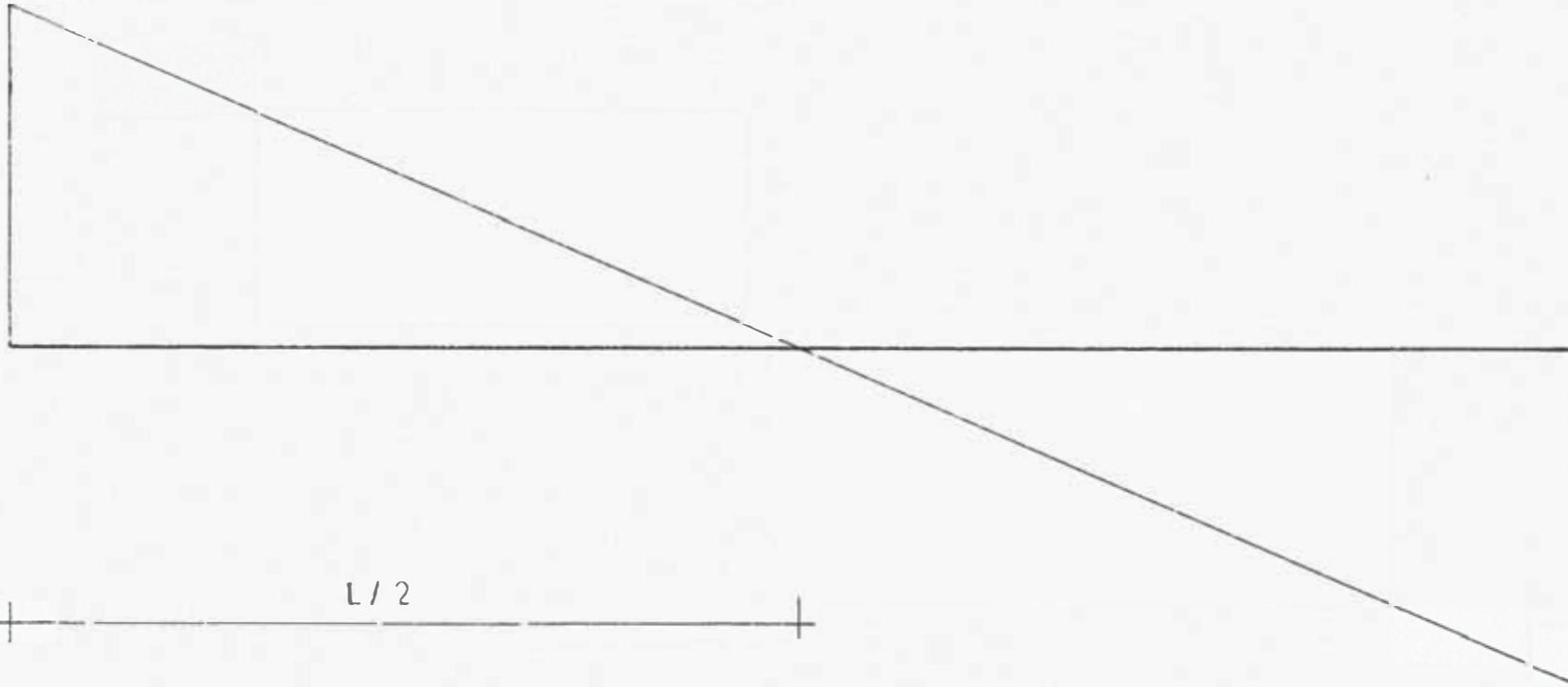
$$S = 0.99 \text{ mts.}$$

La armadura mínima es :

$$1.42 = \frac{2.5 \times 20 \times S}{1000}$$

$$S = 28.4 \text{ cm.}$$

87750 Kg



$L/2$

87750 Kg

DIAGRAMA FUERZA CORTE

HECTOR ESTREMACYRO L

TESIS DE GRADO

Luego colocaremos :

14 estribos de 3/8 cada 15

14 estribos de 3/8 cada 30.

y el resto cada 40.

12) DISEÑO DE LAS PATAS DEL PORTICO

Tenemos que la pata del pórtico recibe una carga de 70 toneladas y que tiene un momento (del diagrama de rotura) de 74.4 Tn-mt.

Las dimensiones de la pata por arquitectura son :

En la base 0.50 x 0.70 mts.

En el empalme con la viga 0.50 x 1.20 mts.

Luego

$$m_u = 74,000 \text{ Kg-m} - m$$

$$P_u = 114,000 \text{ Kg.}$$

$$e = 0.65$$

$$e/f = 0,52$$

Hallando K

$$K = \frac{114,000}{0.7 \times 210 \times 120 \times 50}$$

$$K = 0.124$$

En las tablas obtenemos :

$$A_s \text{ min} = 60 \text{ cm}^2 \quad 12 \phi 1''$$

Colocando acero en la columna como si se tratara de una viga .

$$bd = 50 \times 120 = 6000 \text{ Kg} - m$$

$$bd^2 = 781,000$$

$$M_u = 74,400 \text{ Kg} - m$$

$$\phi = 0.70 \quad \phi_b \frac{M_u}{d^2 f'_c} = 0.65$$

$$A_s = 28.5 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 1''$$

Tomemos el Momento cada 2 metros de la parte superior del pórtico .

$$\frac{3.82}{5.82} \times 74,400 = 49,000 \text{ Kg - m}$$

Serían 1.06 x 50

Como viga será

$$A_s = 25 \text{ cm}^2$$

$$bd = 50 \times 100 = 5000 \text{ cm}^2$$

$$bd^2 = 500,000$$

Como columna

$$M_u = 49,000$$

$$P_u = 114,000$$

$$e = 43$$

$$e/f = 0.40$$

$$K = 146$$

$$Ke/f + 0.06$$

Momento a 4 mts. de la parte superior .

$$\frac{1.82}{5.82} \times 74,400 = 23,000 \text{ Kg - m}$$

$$P_u = 114,000$$

Sección = 0.87 x 50

Como viga 20 cm² 4 ϕ 1

Diseño del Momento negativo de la viga.

$$M_u = 74,500 \text{ Kg - m}$$

$$b = 50$$

$$d = 150$$

$$bd = 7500$$

$$bd^2 = 1'120,000 \text{ cm}^3$$

$$\frac{M_u}{\phi f'c bd^2} = \frac{74500 \times 100}{0.9 \times 250 \times 1,120} = 0.0211$$

$$0.22 A_s = 12.4 \text{ cm}^2$$

Colocar 20 cm²

$$T = 12.4 \times 2800 = 34,700 \text{ Kg.}$$

Compresión disponible

$$C = 50 \times 25 \times 0.85 \times 350$$

$$C = 370,000 \text{ Kg } 34700$$

Trabaja como viga rectangular

Acero mínimo longitudinal en la viga

$$A = 5100 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 0.02 \times 51 = 10 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 1/2 + 2 \phi 5/8$$

13) CIMENTACION

Consideraremos una zapata excéntrica y asumiremos sus características.

Las cargas que soporta son :

$$P = 70 \text{ Tn}$$

Po Po Depende de la zapata

$$H = 11,900 \text{ (De Leontovich).}$$

Asumimos las siguientes dimensiones :

$$C = 1.60$$

$$L = 2.65$$

-29-

$$B = 1.05 \quad T = 1.50$$

$$H = 0.70 \quad M = 1.50$$

Tomando Momento respecto a A

$$P \times 1.05 + P_0 \times 1.33 + H \times 1.50$$

$$M_A = 101,000 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$x = 76,700 \text{ Kg.}$$

$$e_A = \frac{101,000}{76,700}$$

$$e_A = 1.33 \text{ m.}$$

$$e_{LC} = \frac{2.65}{2} - e_A$$

$$e_{LC} = 1.33 - 1.33$$

$$e_{LC} = 0$$

$$A = B = \frac{V}{L \times m} = \frac{76700}{1.50 \times 2.65}$$

$$A = B = 1.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego encontramos el momento.

$$M = 192000 \times 1.50 \times 1.25 \times 0.625$$

$$M = 22,500 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = \frac{22500}{75000}$$

$$A_S = 30 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ } \phi \text{ } 3/4$$

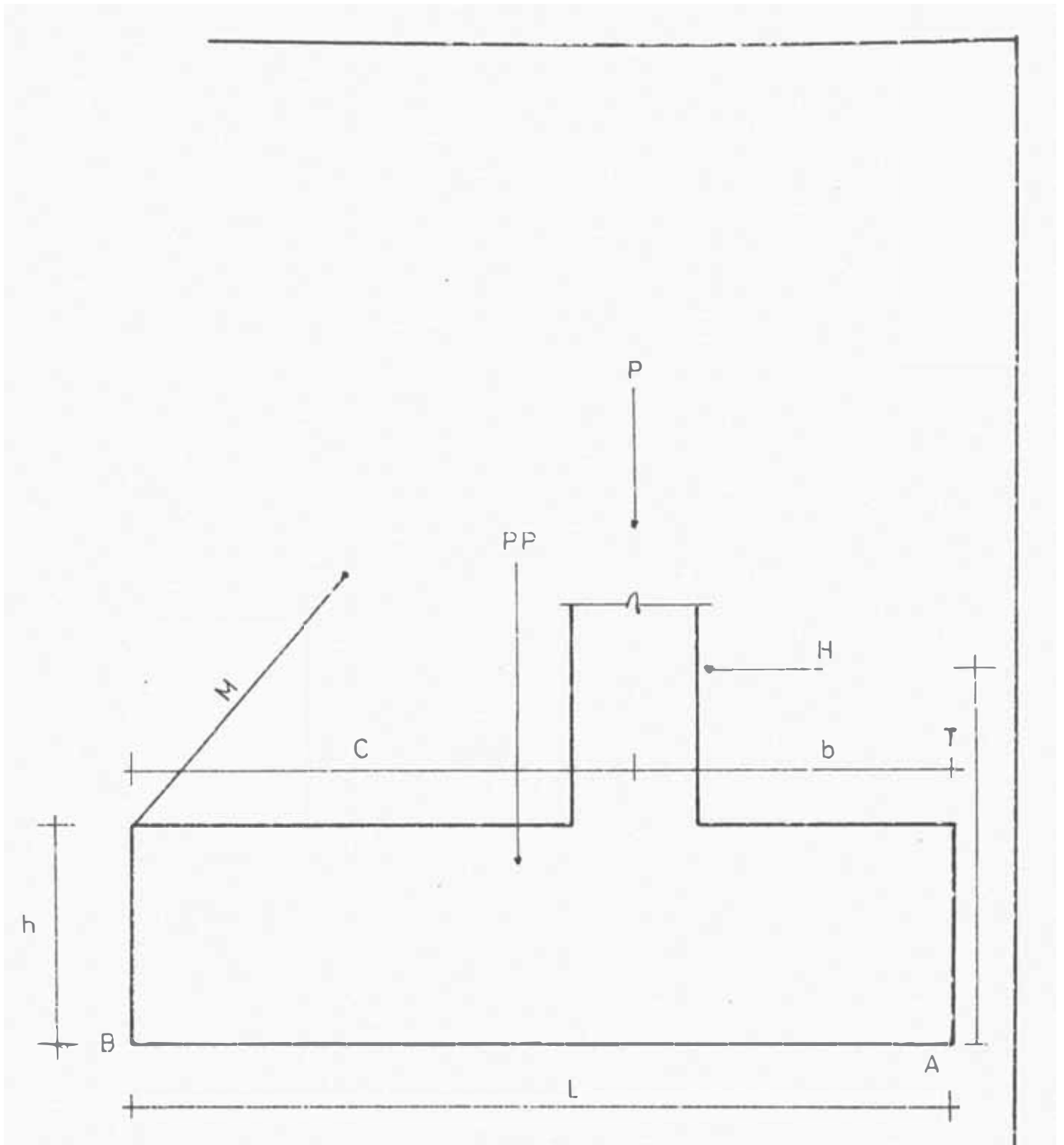
En el otro sentido tendremos :

$$M = 192 \times 2.65 \times 0.50 \times 0.25$$

$$M = 10,000 \text{ Kg-m}$$

$$A_S = \frac{1000000}{75000}$$

$$A_S = 13.3 \text{ cm}^2$$



NOMENCLATURA ZAPATAS

HECTOR ESTREMAOYRO L

$$A_s \text{ min} = \frac{2}{1000} \times 1.50 \times 70$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2$$

Para la zapata que lleva dos columnas se empleará la misma que la diseñada, a continuación se prueba

Momentos respecto a A

$$M_A = 70,000 \times 1.05 = 73500$$

$$6700 \times 1.35 = 8950$$

$$6500 \times 0.55 = \underline{3500}$$

$$H_1 = 11900 \times 1.5 \quad \frac{17850}{103,800}$$

$$e_A = \frac{M}{U} = \frac{103,800}{83200} = 1.24$$

$$e = \frac{2.65}{2} - 1.24 = 1.325 - 1.240$$

$$e = 0.85 \text{ mts.}$$

$$t = \frac{83200}{2.65 \times 1.50} \left(1 + \frac{6 \times 8.5}{265} \right)$$

$$t_1 = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_2 = 1.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Estando en el lado de la Seguridad tomaremos $t = 2.1 \text{ Kg/cm}^2$

$$M = 21,000 \times 1.50 \times 1.25 \times 0.625$$

$$M = 24,000 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = 33 \text{ cm}^2$$

$$12 \text{ } \phi \text{ } 3/4$$

En el otro sentido

$$M = 21,000 \times 2.65 \times 0.50 \times 0.25 = 4200 \text{ Kg-m.}$$

$$A_s \text{ min}$$

$$13 \text{ } \phi \text{ } 3/4$$

Diseño Articulación.

Como hemos considerado al pórtico articulado hay necesidad de diseñar una articulación.

Sección de la columna en la articulación 0.50×0.70 .

$$\text{Carga } P = 70 \text{ W.}$$

Por razones de construcción el ancho mínimo de la pastilla debe ser (con 5 cm de recubrimiento al acero).

Area de la pastilla = $12.5 \times 50 = 625 \text{ cm}^2$. Considerando una carga areal de 70,000 Kg.

El esfuerzo en el concreto será :

$$f_c = \frac{70,000}{625} = 112 \text{ Kg /cm}^2$$

esfuerzo que se justifica.

Por seguridad se absorberá la carga P totalmente con acero.

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

$$A_s = \frac{70,000}{2800}$$

$$A_s = 25 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi 1''$$

Se colocará un pedestal que salga de la zapata (ver cimentación) de 0.70 x 0.50 con 4 ϕ 1'' con 0 3/8 e 40. Longitud de anclaje en las barras.

$$M = \frac{A_s f_s}{L} \qquad L = \frac{A_s f_s}{U}$$

$$u = 18.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = \frac{25 \times 1400}{18.5 \times 50} = 50 \text{ cm}$$

$$L = 50 \text{ cm.}$$

14) SISMO

La carga vertical total será de 490 Tn, esto en cada lado del pórtico.

De acuerdo al proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico por el Ing. Julio Kuroiwa del año 1964 se han tomado los siguientes coeficientes :

$$K = 0.67$$

$$C = \frac{0.05}{3} \quad ; \quad T = 0.09 h \quad D$$

$$T = 0.09 \times 5.82 = 0.95$$

30.90

$$C = \underline{0.05} \quad .108$$

0.095

$$P = 490,000 \text{ Kg/Pórtico}$$

u = edificio tipo C

$$u = 1.00$$

Región Lima

Luego

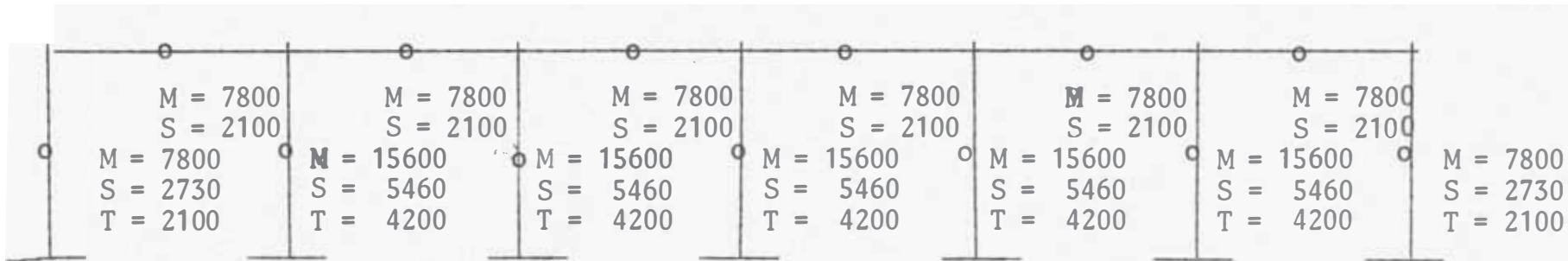
$$H = UKCP$$

$$= 1.00 \times 0.67 \times 0.10 \times 490,000$$

$$H = 32,800 \text{ Kg.}$$

Para encontrar los momentos en la viga de arriostre se ha seguido un método aproximado, el del Portal, en el cual se asume tres cosas:

- 1) Los puntos de inflexión están en el punto medio de las vigas.
- 2) Los puntos de inflexión están en las partes medias de las columnas.
- 3) El corte en las columnas exteriores es igual a la mitad del corte de las exteriores.



y momentos.

De acuerdo a esto se tiene la siguiente distribución de corte

Momento de sismo en la viga = I 7800 Kg-m

Asumimos una viga de 25 x 70.

Peso propio = 420 Kg/ml

$$M = \frac{1}{12} \times 420 \times 5.15^2$$

$$M = 930 \text{ Kg - m}$$

$$A_s = 1.4 \text{ cm}^2 \quad A_s \text{ min} = 2 \text{ cm}^2$$

Máximo momento negativo en el apoyo

$$= -(7800 + 930) = 8730 \text{ Kg-m}$$

Máximo momento positivo en el apoyo

$$+ 7800 - 930 = + 6870 \text{ Kg-m}$$

$$A_{smin} = 0.005 \times 25 \times 65 = 8 \text{ cm}^2.$$

Los momentos obtenidos son elásticos

$$- M_u = 1.25 \times 8730 = 11000 \quad b_s = 7 \text{ cm}^2$$

$$+ M_u = 1.25 \times 6870 = 8600 \quad A_s = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$bd = 25 \times 65 = 1625 \text{ cm}^2$$

$$bd^2 = 1625 \times 65 = 105,625 \text{ cm}^3$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\phi = 9$$

Colocaremos 3 ϕ 5/8 + 1 ϕ 1/2.

Corte.

$$2100 + 420 \times \underline{5.15} \times 1.15 = 3300$$

$$v = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección 25 x 70

Estribos de Montaje

15) ALIGERADOS

En la zona de comercio tenemos luces de 5.65 metros de centro a centro, nuestra altura de aligerado la podemos estimar como :

$$h = \frac{1}{25} L$$

$$h = 23 \text{ cm.}$$

Emplearemos aligerado de 25 cm.

Tenemos las siguientes cargas.

$$\text{Peso propio} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso pastelero} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 500 \text{ Kg/m}^2$$

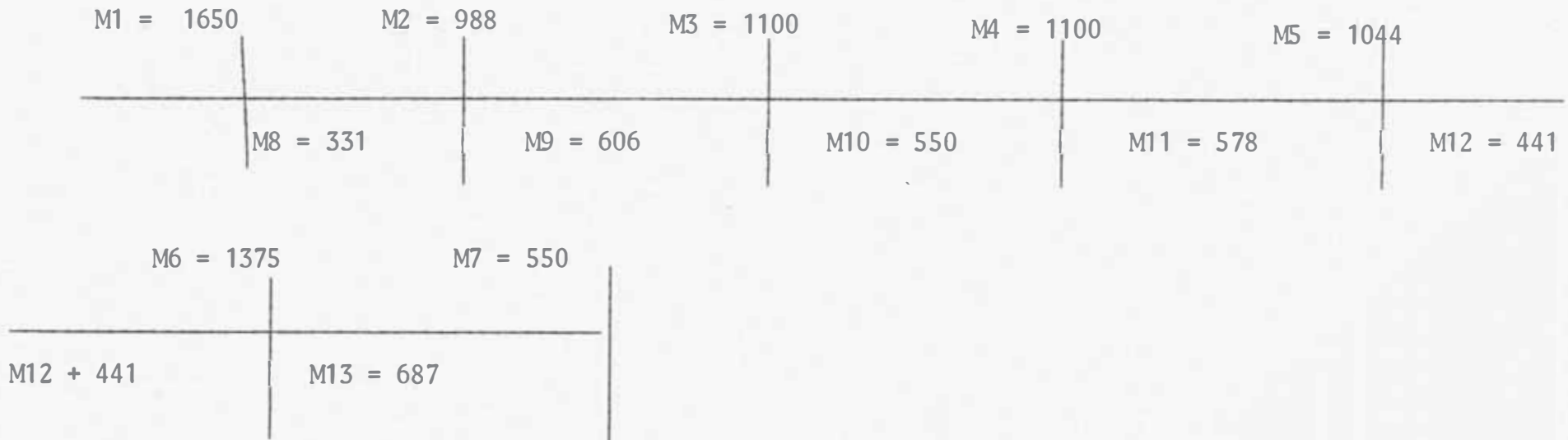
Conociendo estos datos, pasamos a hallar los momentos por el método de Hardy Cross, considerando que $c = \frac{1}{1}$ y que $c =$

$$\text{Momento empotramiento} = \frac{1}{12} w l^2$$

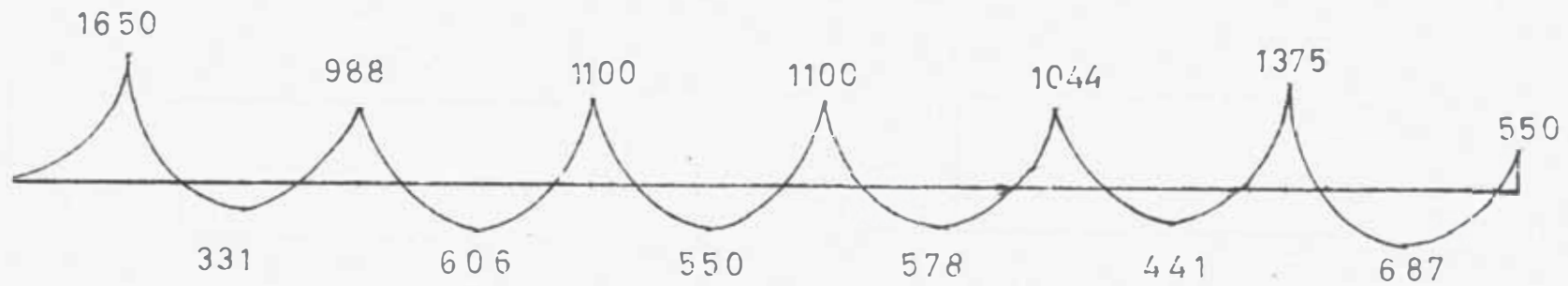
$$\text{En el extremo se tomará} = \frac{1}{8} w l^2$$

01	.5	.5	.5	.5	.5	.5	.5	.5	.5	.5	.5
-1650	+1100	-1100	+1100	-1100	+1100	-1100	+1100	-1100	+1100	-1100	+1650
00	+ 550	00	00	00	00	00	00	00	00	- 275	- 275
00	00	+ 225	00	00	00	00	00	00	- 113	00	00
00	00	- 113	- 113	00	00	00	00	+ 56	+ 56	00	00
-1650	+1650	-988	+988	-1100	+1100	-1100	+1100	-1044	+1044	-1375	+1375

Habiendo obtenido estos momentos, "colocaremos" los momentos isostáticos sobre los hiperestáticos, ("colgamos" la parábola).



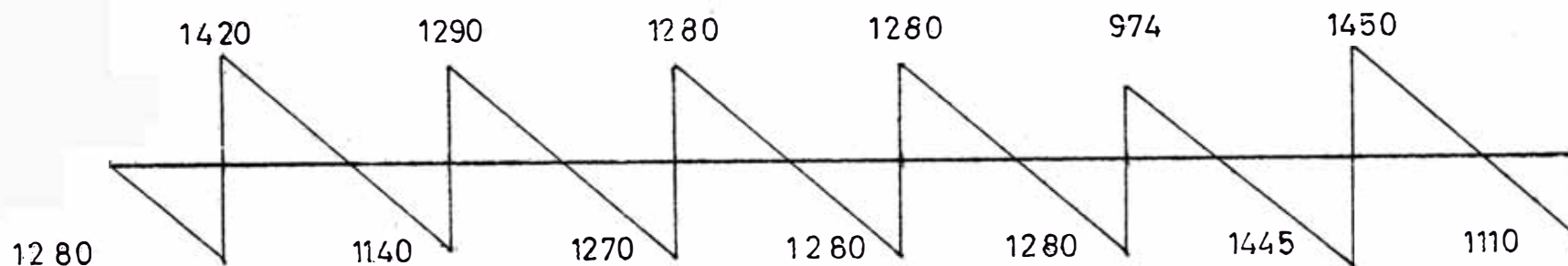
La fuerza cortante será :



MOMENTOS EN Kg mt

DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR ALIGERADOS

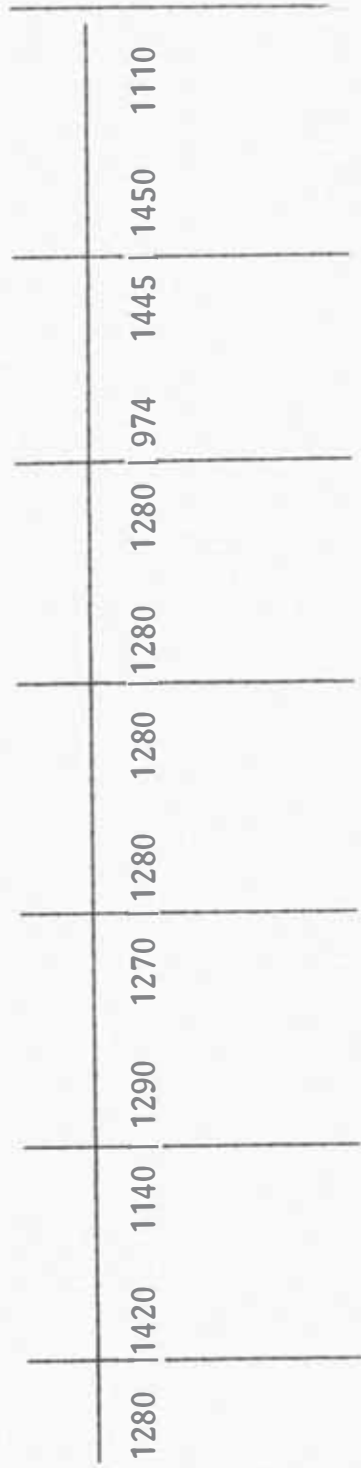
HECTOR ESTREMADOYRO L
TESIS DE GRADO



FUERZA EN. Kg

DIAGRAMA FUERZA CORTANTE ALIGERADOS

HECTOR ESTREMADOYRO L.
TESIS DE GRADO.



Esas fuerzas resultantes son dadas en kilos.

Pasamos a hallar las áreas de acero.

Momento negativo

$$A_s = \frac{M}{\bar{f}_s j d x n_v}$$

Reemplazando obtenemos :

$$A_{s1} = 2.4 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2$$

$$A_{s2} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s3} = 1.61 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2 + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s4} = 1.61 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2 + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s5} = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s6} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2 + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s7} = 0.80 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2.$$

Momentos positivos

$$A_s = \frac{M}{n_v \bar{f}_s (d - t/2)}$$

Reemplazando obtenemos :

$$A_{s8} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s9} = 0.86 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/4$$

$$A_{s10} = 0.80 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/4$$

$$A_{s11} = 0.83 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/4$$

$$A_{s12} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8$$

$$A_{s13} = 0.93 \text{ cm}^2 \quad \underline{\quad} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8 + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/4$$

Ensanches :

1) Por Momento

$$M_C = 2600 \text{ Kg-mt}$$

El Mayor momento es 1100 Kg-mt, luego no necesitamos ensanche.

2) Por Corte

$$V_C = n_v \times V_{b'} \text{ jd.}$$

$$V_C = 3300 \text{ Kg.}$$

El corte en el caso más desfavorable será 1445 Kg, luego no habrá necesidad de ensanche por corte.

CAPITULO II

ZONA DE OFICINAS Y SERVICIOS

1) PLANTEAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Por tratarse de un local comercial evitaremos emplear muros portantes, ya que puede darse el caso que de acuerdo a las necesidades se introduzcan modificaciones futuras en la tabiquería.

Por lo tanto emplearemos vigas que apoyarán sobre columnas las cuales descansarán sobre zapatas.

Por economía diseñaremos las vigas de la misma sección y por estética del local todas serán invertidas, es decir, que peraltarán hacia arriba.

2) MATERIALES

Emplearemos los siguientes :

Concreto :

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

Acero

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

Cargas de trabajo :

Concreto

$$f_c = 0.45 f'c$$

Acero

$$f_s = 0.5 f_y$$

3) CARGAS

Se considerará :

- Peso Propio
- Peso ladrillo pastelero
- Sobrecarga.

El peso propio irá de acuerdo con las secciones a emplearse
Para el pastelero se tomará una carga de 100 Kg/m² y se diseñará para una sobrecarga de 50 Kg/m², por tratarse de una azotea sin acceso.

4) METODOS SEGUIDOS

Para la determinación de momentos se emplearán los siguientes :

- Método de coeficientes A.C.I.
- Método de Hardy Cross.

Para determinación de áreas de acero.

a) Vigas

- Acero de flexión. Método de Rotura, multiplicando la carga por 1.8 y hallando las áreas de acero en el abaco correspondiente.

- Estribas - Método elástico.
- aligerados - método elástico.
- cimentación - método elástico.

5) TANTEO DE LA SECCION Y DISEÑO DE LA MISMA

Por economía las vigas de concreto armado serán de la misma sección e invertidas, es decir peraltadas hacia arriba.

Tomemos el caso :

V - 104, V - 105, V - 106

Tendremos las siguientes cargas :

- a) Peso propio
- b) Peso aligerado
- c) Peso pastelero
- d) Sobrecarga

Asumiremos una sección de 25 x 60 y emplearemos los siguientes materiales.

Concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero $f'_c = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

Las cargas serán las siguientes :

- a) Peso Propio * 3620 Kg/ml
- b) Peso aligerado = 1220 Kg/ml.
- c) Peso pastelero * 347 Kg/ml.
- d) s/c = 1740 Kg/ml.

Lo que dá un total de 3667 Kg/ml.

Elásticamente veremos si la sección asumida es la correcta.

Tomamos un momento de 1 W12. Se toma así ya que por tratarse de un tanteo no se justificará usar un método muy aproximado.

Luego de hacer el tanteo llegamos a que la sección seráde :

25 x 70 cm.

METRADO DE CARGAS PARA VIGAS

VIGA	W KG/ml
V - 101, V-102, V-103	1290
V - 104, V-105, V-106	2150
V - 107, V-108, V-109	1990

V- 110, V-111, V-112	1120
V - 113	2290
V - 114, V-115	1590
V-122, V-123	1890
V - 116, V-117	2930
V - 118, V-119	2900
V - 120	1120
V - 121	2950
V - 131, V-132, V-133, V-134, V-135, V-136	1360
V - 137, V-138, V-139, V-140, V-141	1670

Veremos si es posible diseñar las vigas como simplemente apoyadas en los apoyos extremos y solo apoyadas en los intermedios, dependerá de la magnitud del momento que absorbe la columna tomando la viga V-101, V-102, V-103.

Las columnas por arquitectura tienen 0.25 x 0.25 mts.

A Cálculo de Inercias

1) Inercia en la columna

$$I_C = \frac{b h^3}{12}, \quad I_C = \frac{25^4}{12}$$

$$I_C = 31800 \text{ cm}^3.$$

2) Inercia en la viga

$$I_V = \frac{25 \times 70^3}{12}$$

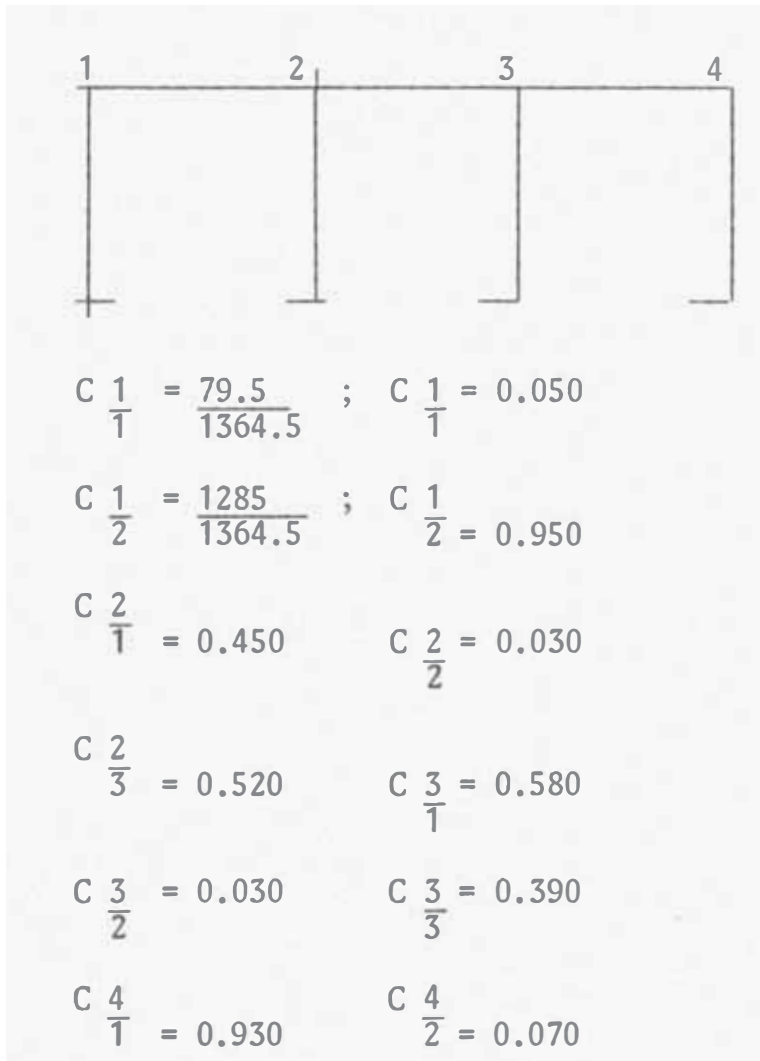
$$I_V = 885,000 \text{ cm}^3.$$

B = Cálculo de R.

$$R1 = 79.5 = R3 = R5 = R7$$

$$R2 = 1285 \quad R4 = 1485 \quad R6 = 989$$

C Hallando los coeficientes de distribución



Calculemos los momentos considerando los tramos perfectamente empotrados.

$$M = \frac{1}{12} WL^2.$$

$$M1 - 2 = 5125 \text{ Kg-M}$$

$$M2 - 3 = 3800 \text{ Kg-M}$$

$$M3 - 4 = 8600 \text{ Kg-M}$$

Luego podemos pasar a hacer el Cross para el pórtico y ver si en realidad vale la pena considerarlo como tal.

Como podemos apreciar en el Cross anterior la viga prácticamente "Anastra" a la columna por su mayor inercia, luego consideramos a la viga como simplemente apoyada en los extremos, considerando para los efectos del diseño un momento de $\frac{1}{24} WL^2$, ó sea que el apoyo adyacente al extremo absorberá un momento = $\frac{1}{8} WL^2$; Las vigas de amarre irán armadas con el acero mínimo ya que no necesitan tanta sección y solo se les ha dado por economía.

6) DISEÑO ACERO PARA FLEXION EN VIGAS

Con las cargas que tenemos hallamos los momentos, luego estos los multiplicamos por sus coeficiente de carga. Teniendo este momento M lo dividimos entre bd^2 y con los materiales entramos al abaco de rotura para vigas obteniendo la cuantía (P), de aquí podemos obtener A_s .

$$P = \frac{A_s}{bd} \quad \text{-----} \quad A_s = pbd$$

Para hallar los momentos nos valemos del método de Hardy Cross, lo que nos da los negativos, para los positivos, hallamos los isostáticos y los "colgamos" de los negativos, obteniendo así los momentos actuantes.

VIGA V-104, V-105, V-106

$$w = 2150 \text{ Kg/ml}$$

6.60

5.70

8.70

Los coeficientes de distribución serán :

C 0.40 0.60 0.67 0.33

Los momentos de empotramiento:

$$AB = \frac{1}{8} \times 2150 \times 6.60^2 = 11,600 \text{ Kg-m}$$

$$BC = \frac{1}{12} \times 2150 \times 5.70^2 = 6100 \text{ Kg-m}$$

$$CD = \frac{1}{8} \times 2150 \times 8.70^2 = 21000 \text{ Kg-m.}$$

Hallando los momentos por el método de Hardy Cross

.40	.60		.67	.33
+ 11600	- 6100		+ 6100	-21000
- <u>2200</u>	- <u>3300</u>		+ <u>9900</u>	+ <u>4900</u>
00	+ 4950		- 1650	00
- <u>1980</u>	- <u>2970</u>		+ <u>1100</u>	+ <u>545</u>
00	+ 550		- 1485	00
- <u>220</u>	- <u>330</u>		+ <u>970</u>	+ <u>490</u>
7200	7200		14985	15065

El Diagrama de momentos será :

Tramo AB

$$\frac{1}{8} w l^2 = 11600 \text{ Kg-m}$$

$$4 = 8800 \text{ Kg-m}$$

Tramo BC

$$1/8 w l^2 = 9200 \text{ Kg-m}$$

$$3/4 = 6800 \text{ Kg-m}$$

Tramo CD

$$1/8 w l^2 = 21000 \text{ Kg-m}$$

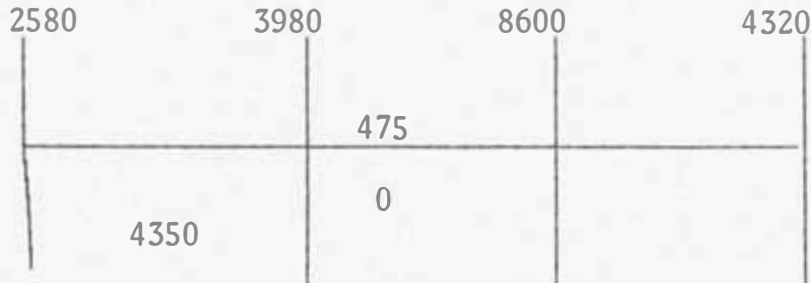
$$3/4 = 15600 \text{ Kg-m}$$

7850	7200	15000	132000
	6900		
4575		69000	

Tendremos :

VIGA V-101, V-102, V-103

Por el mismo procedimiento diseñaremos con los siguientes momentos .



Estos momentos los multiplicamos por su coeficiente de carga (en este caso 1.8), y obtenemos las siguientes áreas de acero.

$$M1 = 2580 \times 1.8 = 4650 \text{ Kg-m}$$

$$M2 = 4350 \times 1.8 = 7850 \text{ Kg-m}$$

$$M3 = 3980 \times 1.8 = 7150 \text{ Kg-m}$$

$$M4 = 475 \times 1.8 = 856 \text{ Kg-m}$$

$$M5 = 8600 \times 1.8 = 15400 \text{ Kg-m}$$

$$M6 = 5800 \times 1.8 = 10500 \text{ Kg-m}$$

$$M7 = 4320 \times 1.8 = 7850 \text{ Kg-m}$$

Dividiendo estos momentos entre bd^2 y con los materiales obtenidos p. y las siguientes áreas de acero:

$$M1 = 2 \phi 3/4$$

$$M2 = 2 \phi 3/4$$

$$M3 = 2 \phi 3/4$$

$$M4 = 2 \phi 3/4$$

$$M5 = 3 \phi 3/4$$

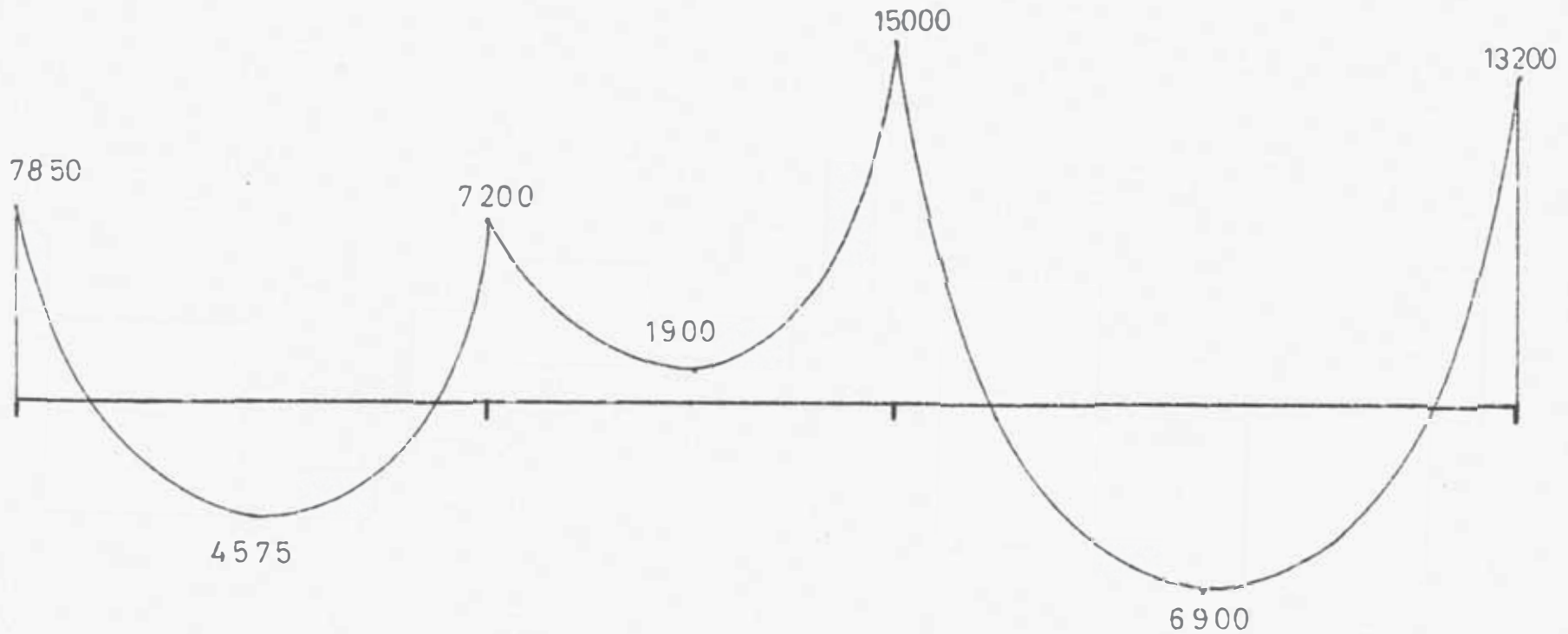
$$M6 = 2 \phi 3/4$$

$$M7 = 2 \phi 3/4$$

VIGA V-107, V-108, V-109, = V-104, V-105, V-106

Cálculo de los coeficientes de distribución

$$R = \frac{1}{2} \quad R1 = \frac{1}{6.90} = 0.145$$



LOS MOMENTOS ESTAN EN Kg-mt

DIAGRAMA MOMENTO FLECTOR V 104 V 105 V 106

HECTOR ESTREMA DOYRC L

TESIS DE GRADO

-50-

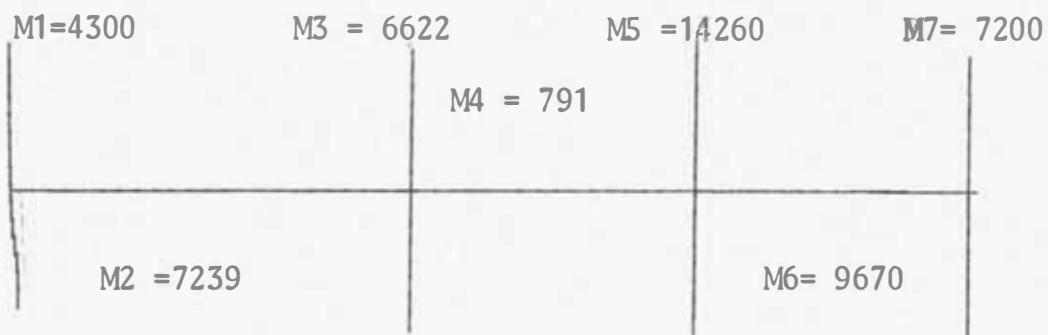
$$R2 = \frac{1}{6.00} = 0.167$$

$$R3 = \frac{1}{3.00} = 0.110$$

$$C1 = \frac{0.145}{0.132} = 0.47 \quad C2 = \frac{0.67}{0.312} = 0.53$$

$$C3 = \frac{0.167}{0.278} = 0.60 \quad C4 = \frac{0.111}{0.278} = 0.40$$

Luego de hacer el Cross y suponer los momentos obtenidos



Por el mismo procedimiento obtenemos las siguientes áreas

de acero

$$M1 = 2 \phi 3/4$$

$$M3 = 2 \phi 3/4$$

$$M2 = 2 \phi 3/4$$

$$M5 = 3 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

$$M4 = 2 \phi 3/4$$

$$M7 = 2 \phi 3/4$$

$$M6 = 3 \phi 3/4$$

VIGA V-110, V-111, V-112, V-113.

Cálculo de los coeficientes de distribución

$$R1 = \frac{1}{5.80} = 0.172$$

$$R3 = \frac{1}{2.80} = 0.358$$

$$R2 = \frac{1}{4.25} = 0.235$$

$$R4 = \frac{1}{9.00} = 0.111$$

$$C1 = \frac{0.172}{0.407} = 0.42$$

$$C2 = 0.58$$

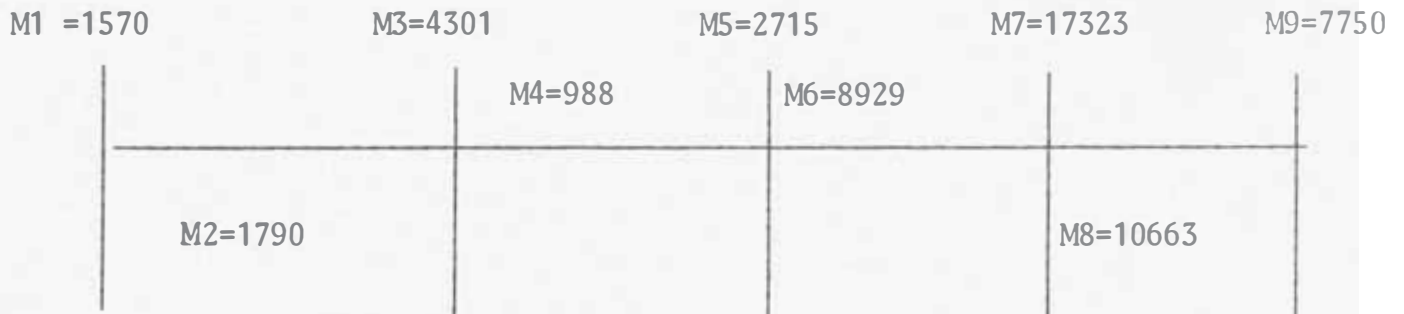
$$C3 = 0.39$$

$$C4 = 0.61$$

$$C5 = 0.77$$

$$C5 = 0.23$$

Obtendremos los siguientes momentos :



Luego de multiplicar por los coeficientes de carga y de entrar al encontramos las siguientes áreas de acero :

$$A_S 1 = 2 \phi 3/4$$

$$A_S 2 = 2 \phi 3/4$$

$$A_S 3 = 2 \phi 3/4$$

$$A_S 4 = 2 \phi 3/4$$

$$A_S 5 = 2 \phi 3/4$$

$$A_S 7 = 3 \phi 3/4 + 2 \phi 7/8 \quad A_S 6 = 3 \phi 3/4$$

$$A_S 9 = 3 \phi 3/4$$

$$A_S 8 = 2 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8$$

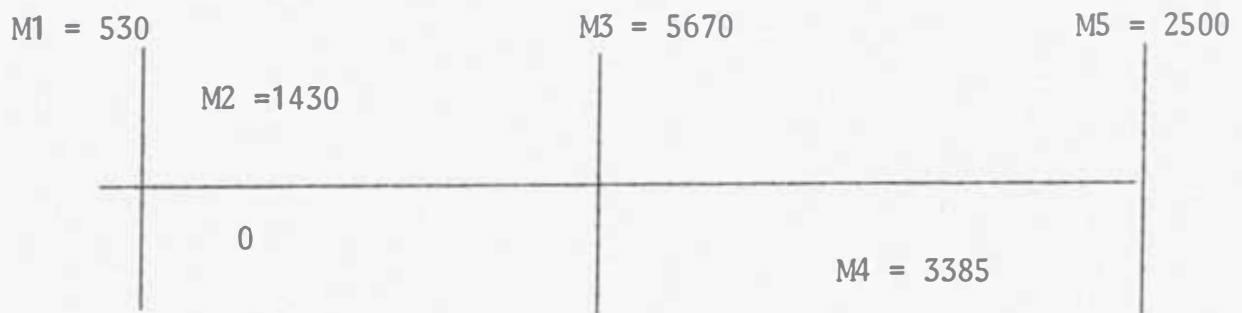
VIGA V-114, V-115

Cálculo de los coeficientes de distribución por el procedimiento ya conocido.

$$C1 = 0.69$$

$$C2 = 0.31$$

Con la superposición de Momentos isostáticos e hiperestáticos obtendremos :



Por el método ya conocido obtendremos las siguientes áreas de acero .

$$A_1 = 2 \phi 3/4 \quad A_{S2} = 2 \phi 3/4 \quad A_{S3} = 2 \phi 3/4$$

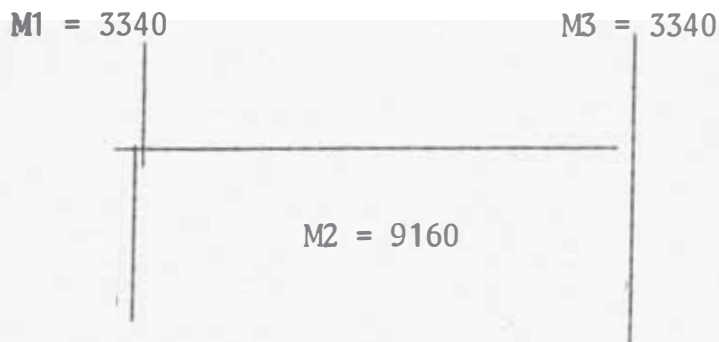
$$A_{S4} = 2 \phi 3/4 \quad A_{S5} = 2 \phi 3/4$$

VIGA V-121

$$\text{Momento positivo} = \frac{1}{8} \text{ WL}^2 = 11600 \text{ Kg-M}$$

$$\text{Momento negativo} = \frac{1}{24} \text{ WL}^2 = 4050 \text{ Kg-M}$$

Los Momentos resultantes serán :



Luego tendremos las siguientes áreas de acero :

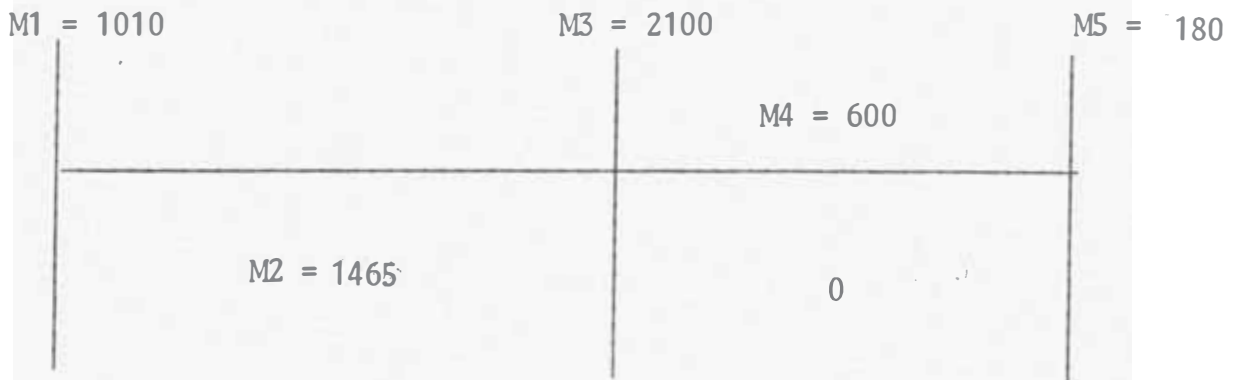
$$A_{S1} = 2 \phi 3/4 \quad A_{S2} = 3 \phi 3/4$$

VIGA V-120, VA -3, VA -4, VA -5.

Los coeficientes de distribución serán :

$$C_1 = 0.50 \quad C_2 = 0.50 \quad C_3 = 0.45 \quad C_4 = 0.55$$

Obtendremos los siguientes momentos :

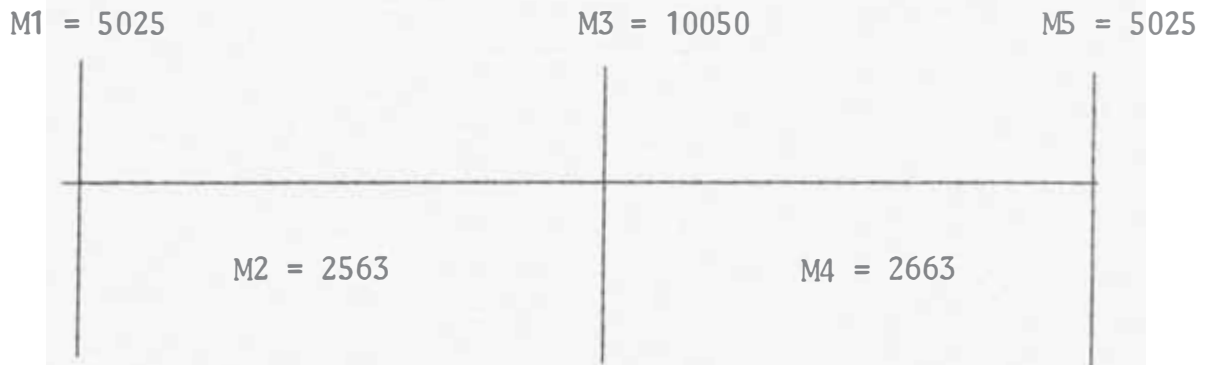


Lo que nos dá para todos los momentos 2 ϕ 3/4.

VIGA, V-116, V-117, = V-118, V-119.

Los coeficientes de distribución serán 0.5 x 0.5

Los momentos resultantes son :



Las áreas de acero para estos momentos serán :

$$A_{S1} = 2 \phi 3/4$$

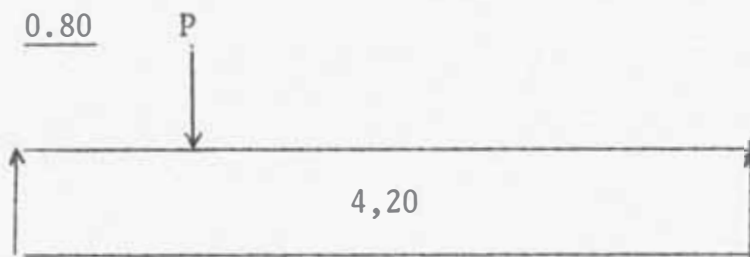
$$A_{S2} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{S3} = 3 \phi 3/4$$

$$A_{S4} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{S5} = 2 \phi 3/4$$

Para la viga V-124, debemos hacer un estudio especial, ya que tiene carga concentrada a 0.80 de su apoyo izquierdo y una carga de 420 Kg/ml. P = 1075 Kg.



El Momento en el centro será :

$$M_e = \frac{1}{8} \times 420 \times 17.7 + 885 \times 3.40$$

El Momento a plomo de la carga.

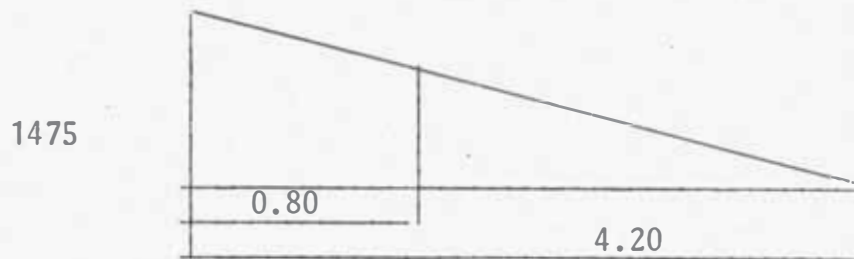
$$M_1 = \frac{Pb}{1} = \frac{1075 \times 3.20}{4.20} = 865 \text{ Kg-m}$$

Momento de carga repartida

$$M2 = R1 \times X - \frac{W \times X^2}{2} = 885 \times 0.80 - \frac{420 \times 0.64}{2}$$

$$M2 = 576 \text{ Kg-m}$$

Momento hiperestático.



Por relación de Triángulos

$$X = M2 = 1200 \text{ Kg-m}$$

Tomando la diferencia obtendremos el momento resultante :

$$M = 241 \text{ Kg - m}$$

El momento en el centro de la luz es :

$$R2 = (1 - X) = 204 \text{ (210)} = 430 \text{ Kg-m}$$

$$M1 = 430 \text{ Kg - M.}$$

Por carga repartida.

$$R1 \times X - \frac{WX^2}{2} ; = 855 \times 2.10 - \frac{420 \times 4.40}{2}$$

$$M2 = 875 \text{ Kg-m}$$

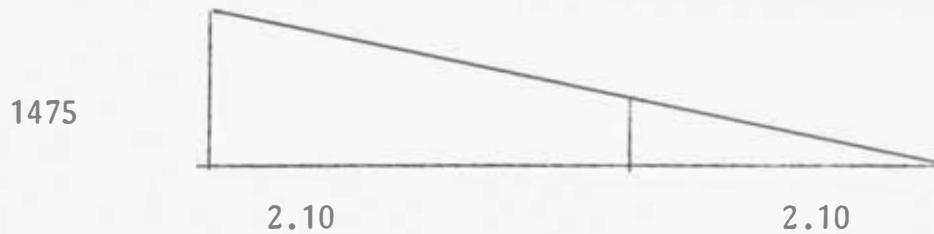
Hallando R - 2 Carga concentrada.

$$R2 \times 4.20 - 1075 \times 0.80 = 0$$

$$R2 = 204 \text{ Kg.}$$

$$\text{Momento} = 875 + 430 = 1305 \text{ Kg-m.}$$

Momento hiperestático



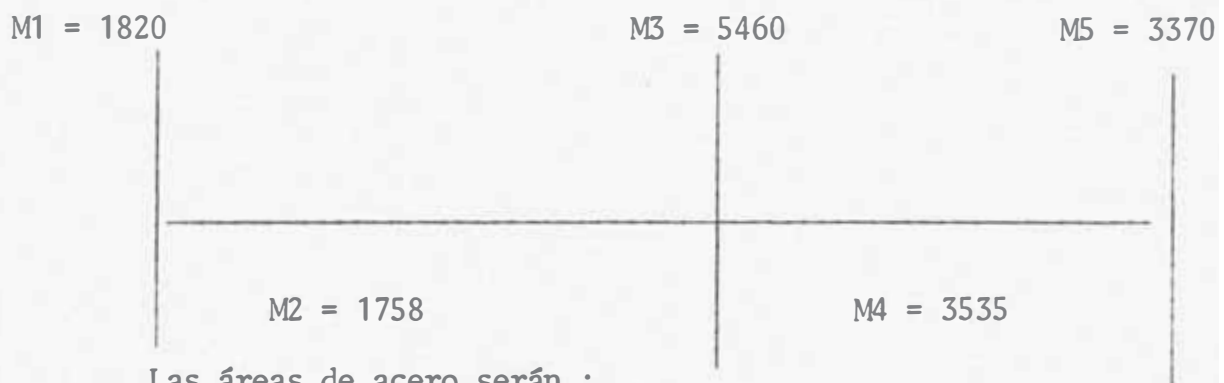
$$\frac{1475}{4.20} = \frac{X}{2.10} ; X = 738 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Resultante} = 1305 - 738 = 367 \text{ Kg-m.}$$

(en el centro de la luz.)

$$\frac{1}{24} \times 1890 \times 23 = 1820 \text{ Kg.}$$

Pare el diseño usaremos los siguientes momentos :



Las áreas de acero serán :

$$A_{s1} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{s2} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{s5} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{s2} = 2 \phi 3/4$$

$$A_{s4} = 2 \phi 3/4$$

7) DISEÑO DE CORTE EN VIGAS

Como el procedimiento es el mismo para todas las vigas y sería una simple repetición del procedimiento tomaremos la viga

V-104, V-105, V-106.

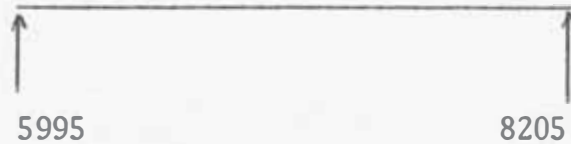
Fuerza Cortante Tramo AB

$$V, \text{ isostático} = \frac{1}{2} \times 2150 \times 6.60$$

$$V = 7100 \text{ Kg.}$$

$$\text{Corrección} = \frac{7200 - 0}{6.60}$$

$$C = 1105 \text{ Kg.}$$



Tramo B.C.

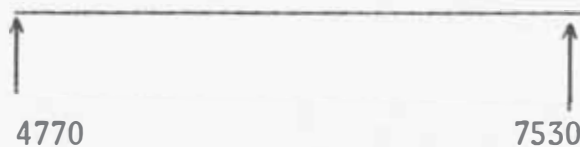
$$V = \frac{1}{2} \times 2150 \times 5.70$$

$$V = 6150 \text{ Kg.}$$

Corrección

$$C = \frac{7200 - 15000}{5.70}$$

$$C = 1380 \text{ Kg.}$$

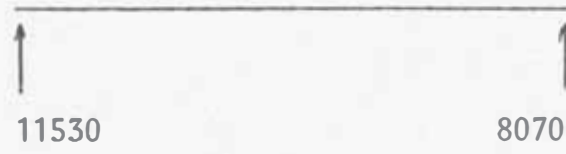


Tramo CD

$$V = 1/2 \times 2150 \times 8.70$$

$$V = 9800 \text{ Kg.}$$

$$C = \frac{15000 - 0}{8.70} = 1730 \text{ Kg.}$$



Tendremos el siguiente diagrama :

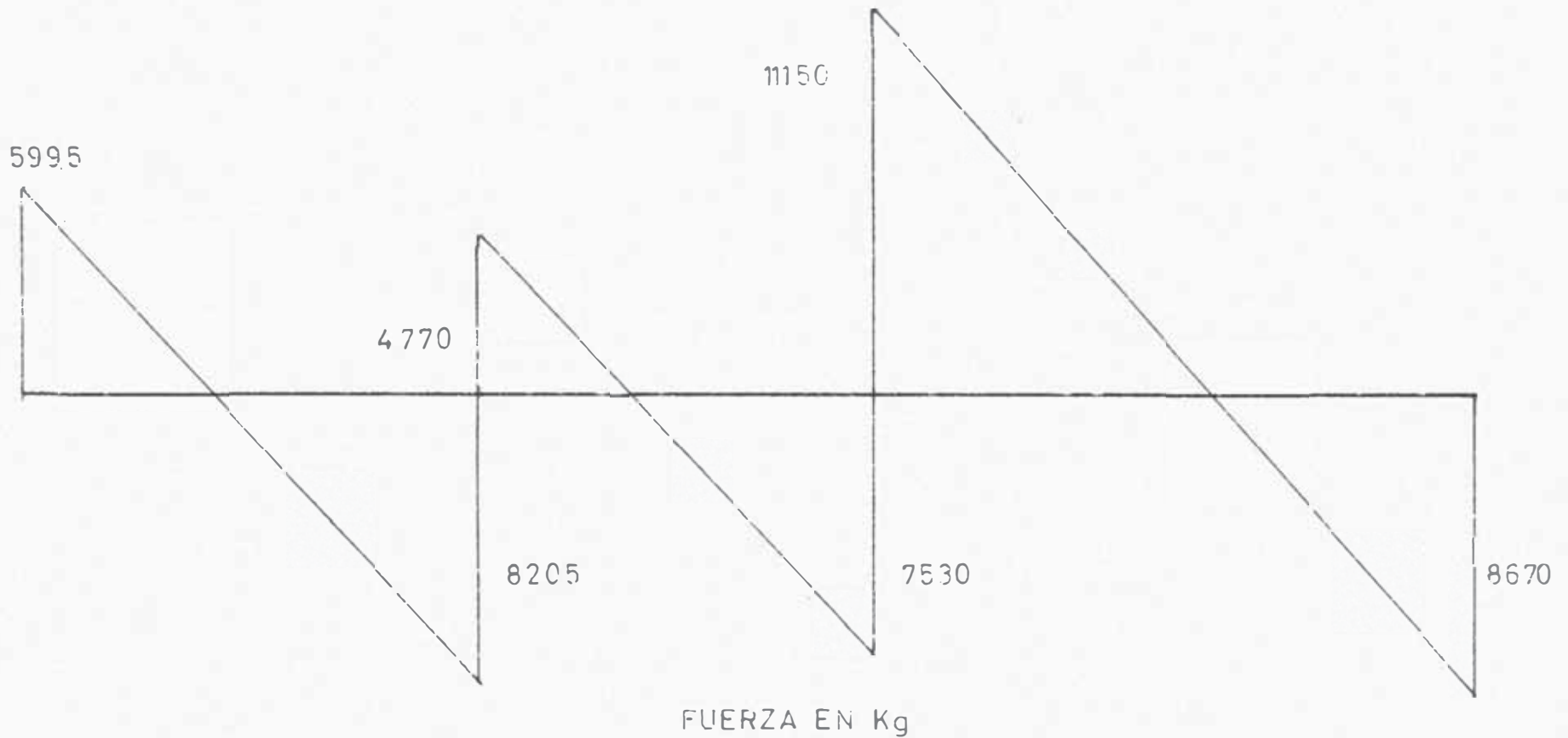


DIAGRAMA FUERZA CORTANTE V104 105 106

HECTOR ESTREMADOYRU L
TESIS DE GRADO

Diagrama Corte

V-104, 105, 106.

5995

4770

11150

8205

7530

8670

Con estas fuerzas cortantes entramos al abaco y obtenemos los estudios que figuran en el plano de vigas.

El corte que resiste el concreto es :

$$V_c = 0,03 f'c b j d$$

$$V_c = 8900 \text{ Kg.}$$

8) ALIGERADOS

Para el diseño de aligerados se seguirá el mismo criterio que en las vigas, es decir se considerará en los extremos apoyo simple.

Para el empotramiento será $\frac{1}{12}$ WL2.

Los cálculos del área de acero han sido hechos en el abaco de la fórmula aproximada para aligerados, es decir.

$$A_s = \frac{M}{f_s ; \frac{(d - t)}{z}}$$

Se tomará un aligerado de 25 M. en todos los casos siguiendo el Criterio de que la altura aproximada del aligerado es de

$$\frac{1}{25} \text{ a } \frac{1}{30} \text{ }^2$$

Cargas a que va a ser sometido :

$$PoPo = 350 \text{ Kg/m}^2.$$

$$P. \text{ Post} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$s/c. = \frac{50}{500} \text{ Kg/m}^2 \times 1 = 500 \text{ Kg/m}^1.$$

Los materiales serán los mismos que los usados para vigas es decir:

$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_1 = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

Para el apoyo extremo que se le considerará como apoyo simple, para efectos del cálculo de As consideraremos 1
30 WL2

PAÑO I

Los Momentos de empotramiento serán :

$$M1 = \frac{1}{8} \times 500 \times 12.2$$

$$M1 = 760 \text{ Kg-m}$$

$$M2 = \frac{1}{12} \times 500 \times 12.2$$

$$M2 = 505 \text{ Kg-m}$$

$$M3 = \frac{1}{8} \times 500 \times 8.40$$

$$M3 = 525 \text{ Kg-m.}$$

En los extremos tomamos $\frac{1}{30}$ WL2

$$M \frac{1}{1} = \frac{1}{30} \times 500 \times 12.2$$

$$M \frac{1}{1} = 203 \text{ Kg-m}$$

$$M \frac{1}{2} = \frac{1}{30} \times 500 \times 8.40$$

$$M \frac{1}{2} = 140 \text{ Kg-m}$$

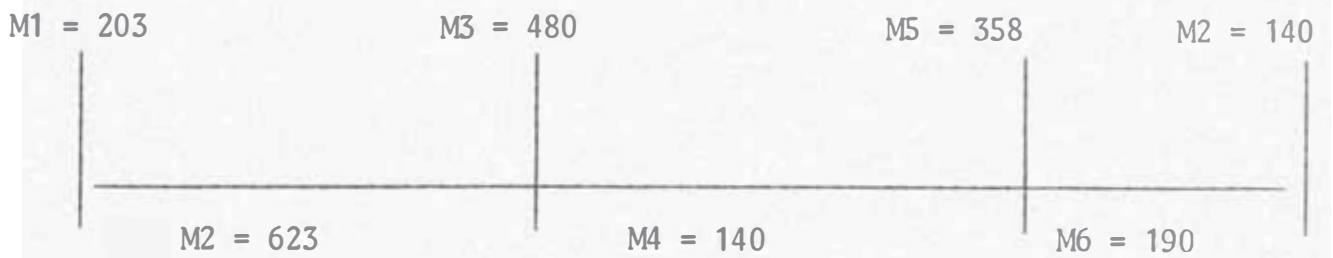
Luego de la superposición obtendremos los siguientes momentos. Luego calcularemos los coeficientes de distribución.

$$R1 = \frac{1}{3.50} = 0.286 \quad R2 = 0.286 \quad R3 = 0.344$$

$$C1 = \frac{0.286}{0.572} = 0.5 \quad C2 = 0.5$$
$$C3 = 0.46 \quad C4 = 0.54$$

Luego de superponer momentos (igual que en vigas) obtendremos :

mos :



Lo que da varias areas de acero (en el abaco)

$$As1 = 1 \phi 3/8$$

$$As3 = 1 \phi 1/2$$

$$As5 = 1 \phi 1/2$$

$$As7 = 1 \phi 3/8$$

$$As2 = 1 \phi 1/2$$

$$As4 = 1 \phi 1/2$$

$$As6 = 1 \phi 1/2$$

PAÑO 2

Por el mismo procedimiento obtenemos las siguientes áreas de

acero :

$$As1 = 1 \phi 1/2$$

$$As3 = 2 \phi 3/8$$

$$As5 = 1 \phi 1/2$$

$$As7 = 1 \phi 1/2$$

$$As9 = 1 \phi 1/2$$

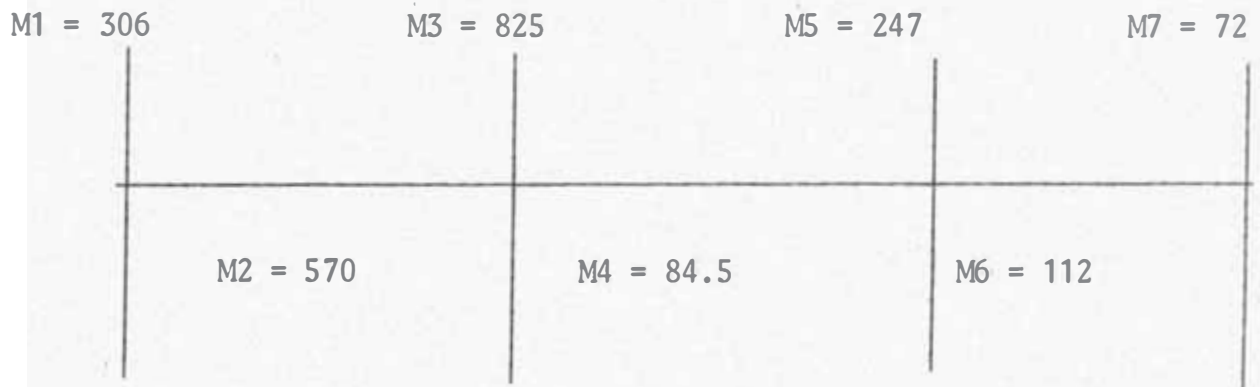
$$As2 = 1 \phi 1/2$$

$$As4 = 1 \phi 1/2$$

$$As6 = 1 \phi 1/2$$

$$As8 = 2 \phi 3/8$$

PARA EL PAÑO 3: Obtendremos los siguientes momentos :



$$As1 = 1 \phi 3/8$$

$$As2 = 1 \phi 1/2 + 1 \phi 3/8$$

$$As3 = 1 \phi 1/2 + 1 \phi 3/8$$

$$As4 = 1 \phi 1/2$$

$$As5 = 1 \phi 1/2$$

$$As6 = 1 \phi 1/2$$

$$As7 = 1 \phi 3/8$$

Para el Paño (4) por el mismo procedimiento obtenemos :

$$As1 = 1 \phi 3/8$$

$$As2 = 1 \phi 3/8 + 1 \phi 1/2$$

$$As3 = 1 \phi 3/8 + 1 \phi 1/2$$

$$As4 = 1 \phi 1/2$$

$$As5 = 1 \phi 1/2$$

$$As6 = 1 \phi 1/2 + 1 \phi 3/8$$

$$As7 = 1 \phi 1/2 + 1 \phi 3/8$$

Siguiendo el mismo procedimiento que en el capítulo I podemos apreciar que no necesitamos ensanches por momento y por corte.

9) COLUMNAS

Por arquitectura consideraremos las columnas de 25 x 25 cm.

Las más cargada soporta :

$$P = 15,090 \text{ Kg.}$$

El concreto absorbe = 23200 Kg.

Luego debemos usar armadura mínima, esta es :

$$4 \phi 5/8$$

Estribos de 1/4 cada 25 cm.

10) CIMENTACION

Tomaremos la columna más cargada esta es la que recibe una carga :

$$P = 15,090 \text{ Kg.}$$

Por tratarse de zapatas sumamente chicas, haremos una zapata típica para todas las columnas de 25 x 25, salvo para las que anchan

en la zapata del pórtico.

$$P_o P_o = 0.04 \times P$$

$$P_o P_o = 600 \text{ Kg.}$$

$$PP + P = 15690 \text{ Kg.}$$

$$A = \frac{15690}{4 \text{ Kg/cm}^2}.$$

$$A = 3922 \text{ cm}^2.$$

La zapata será de 0.70 x 0.70 m.

El acero de la columna es :

4 ϕ 5/8.

anclaje necesario = 20x 5/8 x 2.54.

= 31.7 cm.

altura de la zapata.

$$H = 31.7 + 7.5$$

$$H = 39.2 = 40 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{15090}{4900} = 3.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

El momento será :

$$M = \frac{1}{2} \times 3.1 \times 70 \times \overline{22.5^2}$$

$$M = 55,100 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{55100}{1400 \times 0.87 \times 32}$$

$$A_s = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0020 \times 70 \times 40$$

$$A_{s\text{min}} = 5.6 \text{ cm}^2.$$

Emplearemos :

4 ϕ 1/2 cada sentido.

En el caso de cimientos corridos tendremos :

altura mínima + 70 cm.

B mínima = 50 cm.

carga permisible.

C.P. 4 Kg/cm² x 50 x 100.

C,P. 20,000 Kg/ml.

Menos el peso propio.

carga permisible

20,000
720

C.P. = 19280 Kg/ml.