

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
LIMA - PERU

PROYECTO DE GRADO
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TESIS :

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

MEMORIA DESCRIPTIVA

PRESENTADA POR EL EX-ALUMNO

ENRIQUE A. MONZON YEPEZ

PROMOCION 1954

DICIEMBRE DE 1954

Lima, 26 de diciembre de 1954.

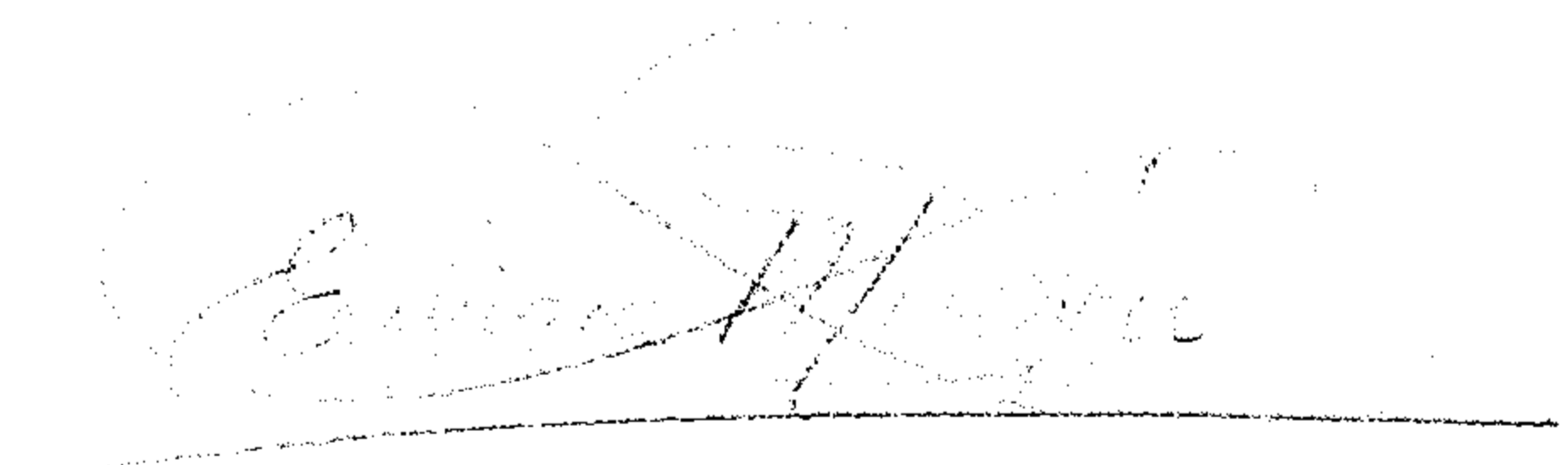
Señor

Director de la Escuela Nacional de Ingenieros,
Presente.

Señor Director :

El que suscribe, Enrique Monzón Yépez, ex-alumno de la Escuela de su digna dirección, somete a su consideración la presente tesis de grado, para optar el título de Ingeniero Civil.

Suplico a Ud. se sirva designar el Jurado respectivo ante quien deberé sustentarla, a la vez que aprovecho la oportunidad para renovarle los sentimientos de mi mayor consideración y respeto.



Enrique Monzón Yépez

ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO DE GRADO

DEL ALUMNO: ENRIQUE MONZON YEPEZ

PROMOCION: 1954

Proyectar la estructura de concreto armado del edificio cuyos planos arquitectónicos se adjuntan y que constan de :
1er. piso y 3 pisos típicos.

Sobrecargas : Pisos: 300 Kg/m^2 ; azotea: 100 Kg/m^2

Muros y tabiques : Los indicados en los planos.

Alturas piso a piso : Los indicados en los cortes.

Cimentación : la carga de seguridad del terreno de cimentación será de 4 Kg/cm^2 .

Se presentará como mínimo :

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

Lima, 22 de mayo de 1954.

(Firma y sello).

JUAN SARMIENTO
Jefe del Departamento de
Ingeniería Civil

I N D I C E

CAPITULO I

Introducción y Generalidades 1

CAPITULO II

ALIGERADOS Y LOSAS 4

Características Generales 4
 Aligerado Tipo A 14
 " " B 18
 " " C 22
 " " D 27
 " " E 32
 " " F 34
 " " G 42
 Viguetas que soportan tabiquería 46
 Losa del balcón en volado 48

CAPITULO III

ESCALERAS 49

Escalera N° 1 49
 Escalera N° 2 52

CAPITULO IV

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO Y VIGAS NO INCLUIDAS
 EN LOS PORTICOS 54

Vigas del nivel 5° 54
 " " " típico 57
 " " " 1° 60
 " " eje D' 61
 " de Fachada 62

CAPITULO V

METRADO GENERAL DE CARGAS 64

Procedimiento seguido y constantes 64
 Cargas sobre columnas 67

CAPITULO VI

ESTUDIO Y DISEÑO DE PORTICOS 80

Dimensionamiento de los elementos 80
 Explicación de los métodos de cálculo 82

PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag.

Pórtico A.	85
" B.	89
" C ₁	105
" C ₂	118
" D.	128
" E.	139
" F.	154

CAPITULO VII

ASCENSOR Y MUROS DE CONTENCIÓN 157

Caja del Ascensor.	157
Sala de máquinas .	158
Muro de contención .	161

CAPITULO VIII

DISEÑO DE LA CIMENTACION 162

Zapatas aisladas céntricas .	163
" " excéntricas .	164
" perimetrales .	165
" combinadas .	168

CAPITULO IX

METRADO Y PRESUPUESTO DE LA ESTRUCTURA 172

Precios unitarios .	172
Metrado y presupuesto .	172
Costo del metro cuadrado .	174

CAPITULO I

INTRODUCCION Y GENERALIDADES

La presente memoria descriptiva cumple con presentar los cálculos de la estructura de concreto armado del edificio cuyos planos arquitectónicos acompaño. El edificio consta de un sótano parcial, un primer piso elevado y tres pisos típicos. Se trata de un edificio de departamentos, razón por la cual las sobrecargas de las especificaciones son 100 y 300 Kg/m² para los pisos.

La estructura del edificio en estudio es a base de 7 pórticos resistentes, arriostrados entre sí con las vigas de amarre correspondientes. Los techos son de losas aligeradas con ladrillo hueco.

Los métodos de cálculo empleados son : distribución de momentos por Hardy Cross, coeficientes aproximados del Reglamento Americano, y coeficientes que recomienda el A. C. I. en su manual ("Libro Verde").

Se ha seguido las indicaciones del Reglamento Americano de Concreto en lo referente al anclaje, adherencia, espaciamiento entre barras, longitud de empalme, recubrimientos mínimos, etc.

En la elaboración de la presente memoria, he tratado de ser lo más explícito posible en lo referente a procesos de cálculo, evitando operaciones de chequeo de algunos valores, cuando en casos similares los resultados satisfacen ampliamente.

NOTA.- La relación de planos de diseño se encuentra en la lámina N° 8 del album de planos.

NOTACION DE LOS ELEMENTOS

Por las condiciones estructurales del presente edificio, he creído conveniente considerar la notación que describa y ubique al elemento. La expresión estará formada por un número ordinal que indique el piso en que se encuentre, la letra inicial del elemento y los ejes que lo constituyen.

EJES

Los ejes de columnas normales a la fachada principal los he designado con las letras : A, B, C₁, C₂, D, E y F, correspondiendo el primero a la fachada lateral y el último al límite interior de la propiedad. Estos ejes dan lugar a los pórticos respectivos.

Los ejes de columnas paralelas a la fachada principal están numerados : 1, 2, 3, 3', 4, 5 y 6, correspondiendo el primero al límite interior de la propiedad y el último a la fachada principal del edificio. Estos ejes dan lugar a las vigas de arriostramiento.

NIVELES

Los pisos y techos los denomino Niveles, correspondiendo el nivel al piso en estudio; el sótano lo designo Nivel S, y la azotea, Nivel 5°.

COLUMNAS

La expresión que las represente tendrá un número ordinal correspondiente al nivel en que se encuentra su base, la inicial de la palabra "Columna" y los ejes que la determinan. Ejemplo, la columna ubicada entre el 3° y 4° nivel y los ejes B y 2, se enunciará : 3°C-B,2.

VIGAS

La expresión que las cite estará formada por el nivel en que se encuentra, seguido de la inicial de la palabra "Viga", el eje que la contiene y los ejes que la limitan. Ejemplo : la viga del pórtico D, del 2° piso entre los ejes 5 y 6, se indicará 2°VD-5,6.

ALIGERADOS

Debido a los diferentes tipos y paños que abarcan, aun en un mismo piso, para evitar errores he preferido citarlos por letras, de acuerdo al plano croquis que presento en el capítulo correspondiente.

NOTACION DE LOS ELEMENTOS

Por las condiciones estructurales del presente edificio, he creído conveniente considerar la notación que describa y ubique al elemento. La expresión estará formada por un número ordinal que indique el piso en que se encuentre, la letra inicial del elemento y los ejes que lo constituyen.

EJES

Los ejes de columnas normales a la fachada principal los he designado con las letras : A, B, C₁, C₂, D, E y F, correspondiendo el primero a la fachada lateral y el último al límite interior de la propiedad. Estos ejes dan lugar a los pórticos respectivos.

Los ejes de columnas paralelas a la fachada principal están numerados : 1, 2, 3, 3', 4, 5 y 6, correspondiendo el primero al límite interior de la propiedad y el último a la fachada principal del edificio. Estos ejes dan lugar a las vigas de arriostramiento.

NIVELES

Los pisos y techos los denomino Niveles, correspondiendo el nivel al piso en estudio; el sótano lo designo Nivel 3, y la azotea, Nivel 5°.

COLUMNAS

La expresión que las represente tendrá un número ordinal correspondiente al nivel en que se encuentra su base, la inicial de la palabra "Columna" y los ejes que la determinan. Ejemplo, la columna ubicada entre el 3° y 4° nivel y los ejes B y 2, se enunciará : 3°C-B,2.

VIGAS

La expresión que las cite estará formada por el nivel en que se encuentra, seguido de la inicial de la palabra "Viga", el eje que la contiene y los ejes que la limitan. Ejemplo : la viga del pórtico D, del 2° piso entre los ejes 5 y 6, se indicará 2°VD-5,6.

ALICERADOS

Debido a los diferentes tipos y paños que abarcan, aun en un mismo piso, para evitar errores he preferido citarlos por letras, de acuerdo al plano croquis que presento en el capítulo correspondiente.

CARACTERISTICAS DEL CONCRETO ARMADO

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

En el presente edificio emplearé concreto de proporciones de cemento, arena y piedra partida 1:2:4 con 28 litros por saco de cemento, de carga de rotura de 140 Kg/cm² a los 28 días. La arena será corriente de río y la piedra partida de 3/4" y 1" (vigas y columnas) y 1" y de 2" para zapatas.

Se usará carga de trabajo de 45 %. $f_c = 45 \% f'_c =$
 $= 0.45 \times 140 = 63 \text{ Kg/cm}^2$

La armadura a usarse será la del tipo de acero duro, de carga de trabajo de 1400 Kg/cm².

Considero las siguientes constantes :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{1000 \times 140} = 15$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1400}{15 \times 63}} = 0.403$$

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

$$K = \frac{1}{2} f_c j k = \frac{1}{2} \times 63 \times 0.866 \times 0.403 = 11$$

Para facilitar la lectura, anoto a continuación las características del concreto armado a usarse en el presente trabajo en el siguiente resumen :

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 63 \text{ "}$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

$$n = 15$$

$$k = 0.403$$

$$j = 0.866$$

$$K = 11$$

CAPITULO I

ALIGERADOS Y LOSAS

El empleo de aligerados en el techado del presente edificio es conveniente, pues se cumplen sus condiciones de empleo : cargas repartidas uniformemente y pequeñas (la tabiquería, como lo demostraré más adelante, no influye mayormente).

Con este sistema de techado, mucho más económico que las losas, se gana amortiguación de los ruidos y cambios de temperatura de los otros pisos, lo que resulta más apropiado para edificios de vivienda. Siendo un edificio no sometido a ruidos ni vibraciones, no tiene por qué preocuparnos su desventaja principal de tener menos rigidez en el sentido normal a las viguetas.

El presente capítulo lo describiré en el siguiente orden :

- A.- Constantes.
- B.- Tipos de Aligerados y procedimiento de Cálculo.
- C.- Cálculo y Diseño.
- D.- Planos.

A.- CONSTANTES

INFLUENCIA DE LA TABIQUERIA

Los tabiques existentes son de 10 cms. de espesor, de ladrillo hueco, que pesan por metro lineal (h = 2.60 m.) :

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &: .10 \times 2.60 \times 1 \times 1300 = 337 \\ \text{Revestimiento} &: .03 \times 2.60 \times 1 \times 2200 = 173 \\ & \qquad \qquad \qquad 510 \text{ Kg/m.l.} \end{aligned}$$

La mayor parte de los tabiques están aplicados directamente sobre las vigas y siguen la dirección de las viguetas, en cuyo caso, con reforzar la vigueta afectada, juntar 2 ó 3, o colocando una viga chata (según el caso), solucionamos su influencia.

Es bien reducida la longitud de tabiques normales a las viguetas; por ello, los reduciré a cargas equivalentes uniformemente repartidas. Analizo los paños más cargados.

Paño A,B-4,5

$$q = \frac{2.2 \times 5.10}{4.25 \times 3.95} = 67 \text{ Kg/m}^2$$

Paño B,C-3,4

$$q = \frac{3.5 \times 510}{4.25 \times 4.25} = 99 \text{ Kg/m}^2$$

Paño B,C-2,3

$$q = \frac{3.3 \times 510}{4.25 \times 4.25} = 93 \text{ Kg/m}^2$$

Paño E,F-4,5

$$q = \frac{4.25 \times 510}{4.25 \times 3.95} = 129 \text{ Kg/m}^2$$

Existiendo la posibilidad de que la tabiquería pueda ser cambiada de posición, consideraré una carga uniformemente repartida de 100 Kg/m^2 , como equivalente a la tabiquería en todos los paños y en todos los pisos.

Siendo el paño E,F-4,5 el único que presenta mayor carga equivalente que la asumida, ($129 > 100$), bien puede considerarse como de 100 Kg/m^2 .

ESPESOR DE ALIGERADOS

Considero la fórmula aproximada $e = \frac{1}{25} l$

AZOTEA :

$$e = \frac{1}{25} \times 4.25 = \underline{0.17 \text{ m.}}$$

Carga repartida ω :

Peso propio aligerado de 17 cm.	270 Kg/m^2
Peso Piso Terminado	50 "
Tabiques, Murete, etc.	50 "
	370 Kg/m^2
Sobrecarga	100 "
	470 "

$$\omega = \underline{470 \text{ Kg/m}^2}$$

Chequeo al Esfuerzo Cortante :

$$V_{\text{máx}} \text{ en el paño D,E-4,5} = 0.5 \omega l = 0.5 \times 470 \times 4.4 = \underline{1034 \text{ Kg.}}$$

La altura útil necesaria, considerando 2 1/2 viguetas de 10 cms de ancho por m.l. de aligerado, es :

$$d = \frac{V_{\text{máx}}}{2.5 v_j b'} = \frac{1034}{2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10} = \underline{11.4 \text{ cm.}}$$

que nos da un espesor : $h = d + 3 = 11.4 + 3 = \underline{14.4 \text{ cms.} < 17 \text{ cms.}}$

$$k_d = 0.403 \times 14 = \underline{5.7 \text{ cms} > t = 5 \text{ cms.}}$$

Acepto el aligerado de 17 cms. para la azotea, pues no se usa de menor espesor.

PISO TIPICO :

Como las cargas y sobrecargas son mayores, aumentaré el espesor a $h = 20 \text{ cms}$ que chequearé.

Carga repartida ω :

Peso Propio Aligerado de 20 cms	300 Kg/m^2
Peso Piso Terminado	100 "
Peso de Tabiquería	100 "
	500 Kg/m^2
Sobrecarga	300 "
	800 "

$$\omega = \underline{800 \text{ Kg/m}^2}$$

Chequeo al Esfuerzo Cortante :

$$V_{\text{máx}} \text{ en el paño D,E-4,5} = 0.5 \text{ w} \ell = 0.5 \times 800 \times 4.4 = \underline{1760 \text{ Kg.}}$$

La altura útil necesaria con aligerado del mismo tipo que la Azotea, es :

$$d = \frac{1760}{2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 10} = 19.3 \text{ cms}$$

$$kd = 0.403 \times 17 = \underline{7 \text{ cms} > t = 5 \text{ cms.}}$$

que requiere un espesor de $h = 19.3 + 3 = 22.5 \text{ cms.}$

Siendo los aligerados comerciales más próximos los de 20 y 25 cms., elijo el de 20 cms, que es mucho más económico, recurriendo a ensanchamiento de viguetas en los casos necesarios.

CARACTERISTICAS

Los aligerados que empleo en el presente edificio serán de 17 cms y de 20 cms., con viguetas de 10 cms. de ancho, espaciadas 40 cms. c.a.c., para lo cual empleo ladrillos de arcilla de 3 huecos de 12x30x40 y de 15x30x40.

Sobre los ladrillos irá vaciada monolíticamente con las viguetas una losita de 5 cms. de espesor.

Máximo Momento que puede resistir cada aligerado (considerando 2 1/2 viguetas por metro de ancho) :

$$\text{AZOTEA : } M_c = 2.5 k b d^2 = 2.5 \times 11 \times 10 \times 14^2 = 53,900 = \underline{5390 \text{ Kg-m.}}$$

$$\text{PISO TIPICO : } M_c = \quad \quad \quad = 539 \times \left(\frac{17}{14}\right)^2 = 79,480 = \underline{794.8 \text{ Kg-m.}}$$

Máximo Corte que puede resistir cada aligerado, considerando también 2 1/2 viguetas por metro de ancho :

$$\text{AZOTEA : } V_c = 2.5 v b j d = 2.5 \times 4.2 \times 10 \times 0.866 \times 14 = \underline{1270 \text{ Kg.}}$$

$$\text{PISO TIPICO : } V_c = \quad \quad \quad = 1270 \times \left(\frac{17}{14}\right) = \underline{1546 \text{ Kg.}}$$

En todos los casos que se obtenga valores mayores, acudiré a ensanchamiento de viguetas.

B.- TIPOS DE ALIGERADOS Y PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Por las condiciones de sustentación : apoyo sobre vigas, empotramientos, volados y relación de luces libres, se obtienen los tipos A - B - C - D - E - F - G y H, como puede verse en las páginas

PROCEDIMIENTO DE CALCULO

Siendo los aligerados de la azotea y pisos típicos de similares condiciones de sustentación, variando proporcionalmente sus cargas y sobrecargas, he creído conveniente presentar conjuntamente su cálculo, colocando a la izquierda los correspondientes a la Azotea y a la derecha los de Pisos Típicos.

Para facilitar el cálculo de los varios tipos de aligerados que se presentan en el presente edificio expongo a continuación los diferentes pasos de cálculo, reduciéndolos a fórmulas prácticas:

- a) Coeficientes.
- b) Momentos.
- c) Areas de Acero.
- d) Ensanchamientos,
- e) Adherencia.
- f) Diseño.

Presentaré los tipos A y C con todos sus detalles; los demás sólo en sus cálculos principales.

a) Coeficientes

Tratándose de los tipos en que se puede emplear los coeficientes aproximados, este paso se limita a demostrar su aplicación.

Coef. de Transmisión : Siendo todos los tramos de sección constante, en todos ellos serán :

$$\beta = \beta' = \frac{1}{2}$$

Coef. de Rigidez : Para el caso de sección constante, la rigidez está dada por la expresión :

$$K = \frac{4EI}{L}$$

Siendo los aligerados de cada piso iguales y del mismo material, la rigidez será proporcional a la inversa de la luz de cada paño:

$$K = \frac{1}{L}$$

Coef. de Repartición : Hallados para cada caso, procurando emplear las simplificaciones convenientes.

b) Momentos

Empleo el sistema de Distribución de Hardy Cross para los aligerados que no pueden calcularse por coeficientes.

Para simplificar el procedimiento general, de considerar separadamente las acciones de las cargas permanentes y sobrecargas; a las diferentes posiciones de las segundas les agrego las cargas

permanentes en todos los tramos (que siempre actúan), obteniendo directamente para cada posición de la s/c. el diagrama final de Envolvente de Momentos.

Hago los H. Cross correspondientes a la azotea, y por proporciones de las cargas, encuentro los momentos máximos del piso típico.

c) Áreas de Acero

Acero Positivo :

empleo las fórmulas correspondientes a la viga T.

$$(+)\text{A}_s = \frac{(+)\text{M}}{f_s(jd)} \rightarrow \frac{(+)\text{M}}{f_s(d-z)} = \frac{(+)\text{M}}{f_s(d-t/2)} \rightarrow \frac{(+)\text{M} \times 100}{2.5 f_s (d-t/2)}$$

considerando que en 1 m. de ancho entran 2 1/2 viguetas.

AZOTEA

$$(+)\text{A}_s = \frac{(+)\text{M} \times 100}{2.5 \times 1400 \times (14 - 5/2)} = \frac{(+)\text{M}}{402.5}$$

PISO TÍPICO

$$\frac{800}{470} \times \frac{14 - 5/2}{17 - 5/2} \times (+)\text{A}_s = \frac{(+)\text{A}_s \times 1.35}{}$$

Acero Negativo :

En los apoyos interiores la vigueta trabaja como viga rectangular.

AZOTEA

$$(-)\text{A}_s = \frac{(-)\text{M} \times 100}{2.5 f_s j d}$$

PISO TÍPICO

$$(-)\text{A}_s = \frac{(-)\text{M} \times 100}{2.5 \times 1400 \times 0.866 \times 14} = \frac{(-)\text{M}}{424.4}$$

$$\frac{800}{470} \times \frac{14}{17}$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{(-)\text{A}_s \times 1.40}{}$$

Acero de Repartición :

Considerado también como de temperatura, aplico el mínimo exigido por el Reglamento :

$$\text{A}_s = p' b t = 0.0025 \times 100 \times 5 =$$

$$= 1.25 \text{ cm}^2 \quad \phi \underline{1/4''} \text{ a } 25 \text{ cms}$$

d) Ensanchamientos

h. por Momentos :

El ancho requerido por la vigueta está dado por :

$$b = \frac{\text{M} \times 100}{2.5 \times K \times d^2}$$

AZOTEA

$$b = \frac{\text{M} \times 100}{2.5 \times 11 \times 14^2} = \frac{\text{M}}{53.9}$$

PISO TÍPICO

$$b = \frac{\text{M} \times 100}{2.5 \times 11 \times 17^2} = \frac{\text{M}}{79.44}$$

Longitud necesaria :

Será en todos los puntos que tengan momento mayor que el que pueda resistir el aligerado con viguetas de 10 cms de ancho (539 y 794.4 Kg-m.)

Tratándose de cargas uniformemente repartidas, emplearé el diagrama práctico de Reabody (que acompaño)

$$p = \frac{(-) \frac{1}{c} \omega}{\frac{1}{8} \omega} \times \frac{(-)M - M_c}{(-)M} = \frac{1/c}{1/8} \times \frac{M_s}{(-)M} = \frac{8}{c} \times \frac{M_s}{M} \quad x' = r \times \ell$$

También se puede emplear la expresión :

$$x' = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{M - M_s}{M}} \right)$$

E. por Corte :

El ancho requerido por la vigueta está dado por :

$$b = \frac{V}{2.5 v j d}$$

AZOTEA

PISO TIPICO

$$b = \frac{V}{2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{127.3} \quad b = \frac{V}{2.5 \times 4.2 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{154.6}$$

Longitud necesaria :

En todos los puntos en donde el corte sea mayor que el que puede resistir el aligerado con viguetas de 10 cms de ancho (1270 y 1546 Kg.)

Tratándose de cargas uniformemente repartidas, la longitud necesaria de ensanche está dada por :

$$x'' = \frac{V_m - V_c}{\omega}$$

La longitud definitiva de ensanchamiento está dada por el mayor valor y redondeado a número exacto de ladrillos, el ensanchamiento se uniformará a 20 cms.

e) Adherencia

Se chequeará en los apoyos y en el P.I. está dada por la expresión :

$$\sum_0 = \frac{V}{2.5 u j d}$$

AZOTEA

PISO TIPICO

$$\sum_0 = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 14} = \frac{V}{318.3} \quad \sum_0 = \frac{V}{2.5 \times 10.5 \times 0.866 \times 17} = \frac{V}{386.6}$$

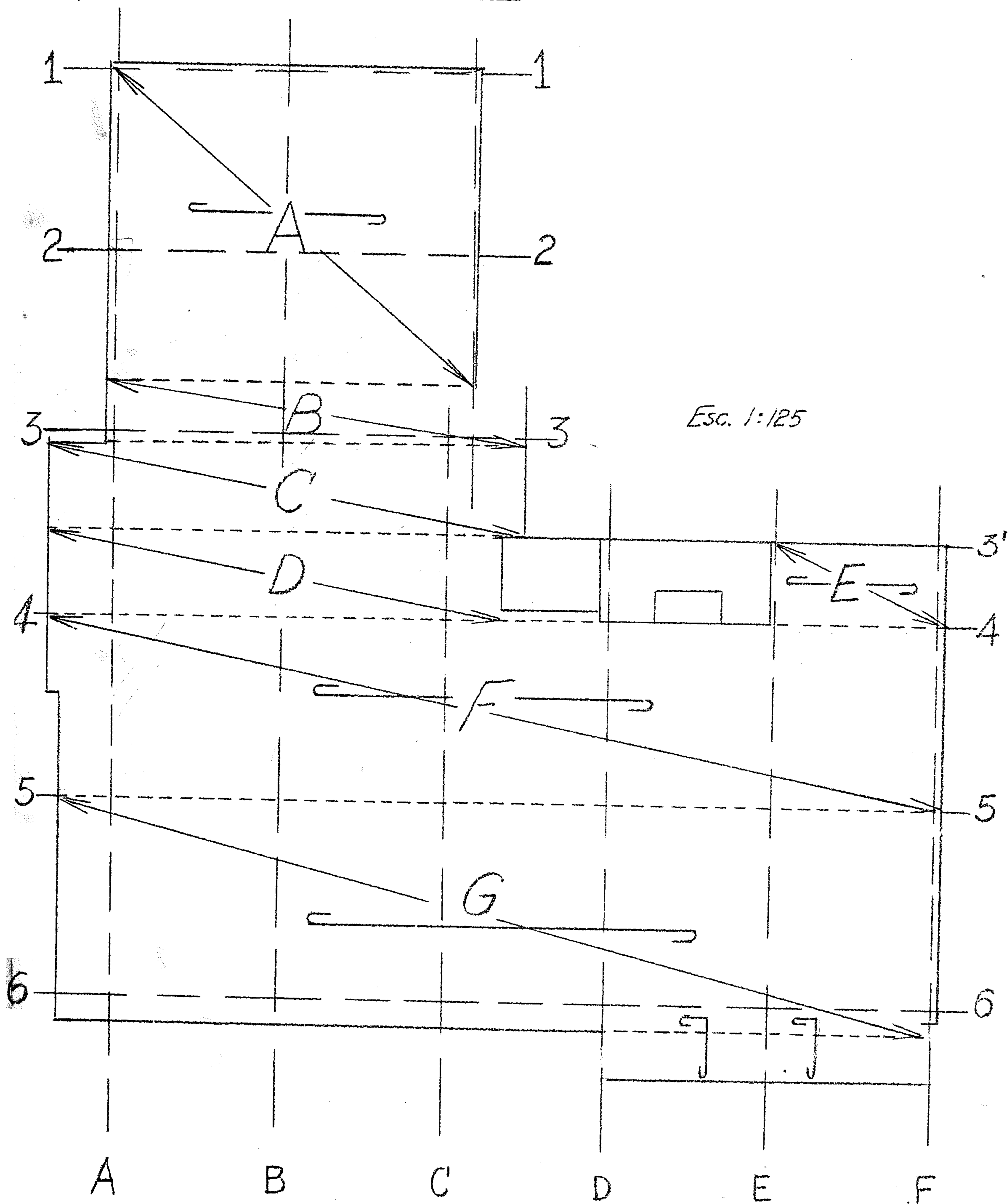
Para encontrar el (+) P.I. en el caso de coeficientes, aplico la parábola de Peabody. En los demás casos lo encuentro en el diagrama de momentos.

f) Diseño

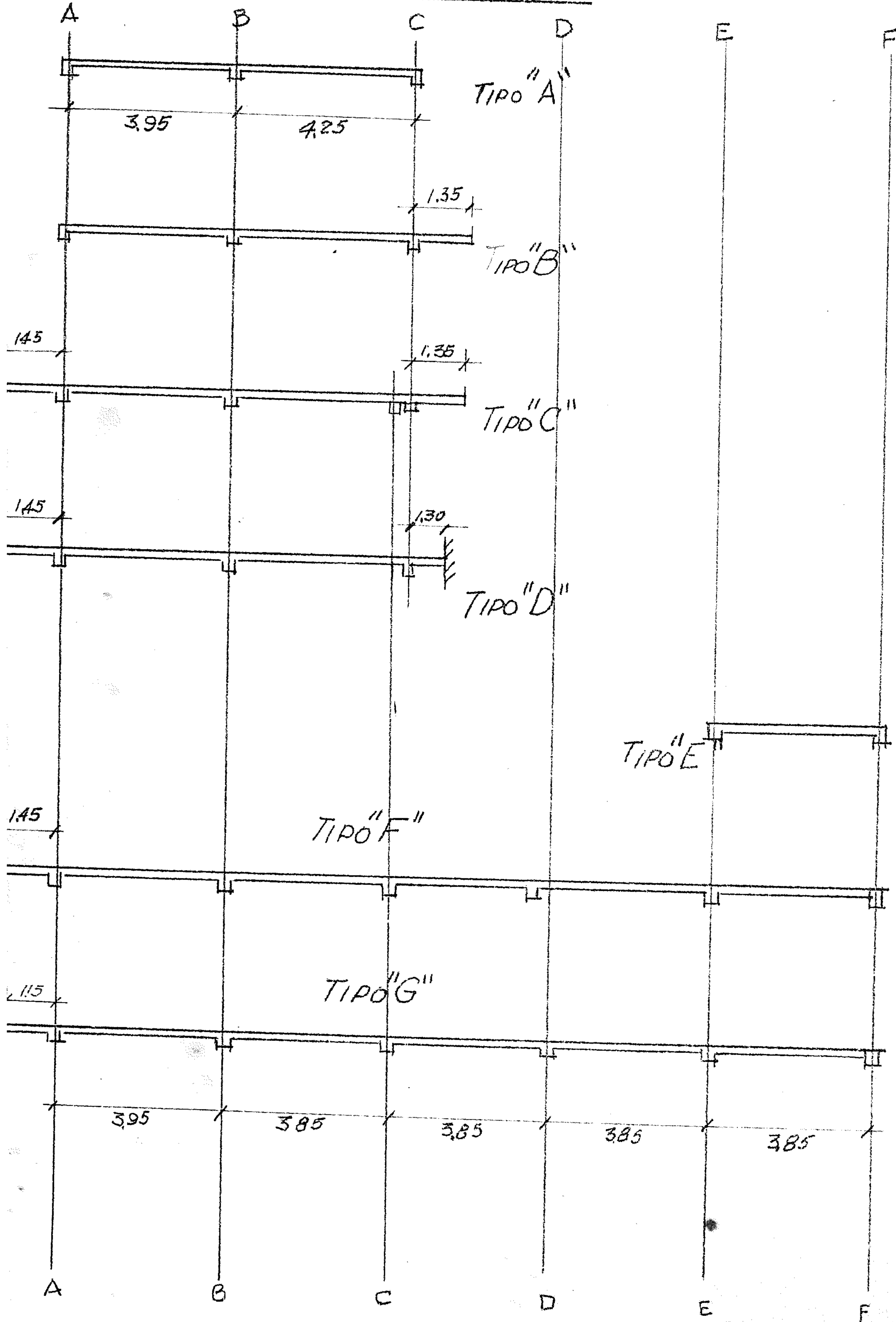
Emplearé el sistema de barras rectas y dobladas, para lo cual sigo las recomendaciones del A. C. I., colocando como mínimo el 25% del acero positivo en barras rectas hasta los apoyos para los tramos interiores y el 50% para los tramos extremos y simplemente apoyados, ingresando 12 ϕ como mínimo en los apoyos.

El doblado de los fierros lo hago según los coeficientes 1/7, 1/5, 1/4 y los diagramas de momentos.

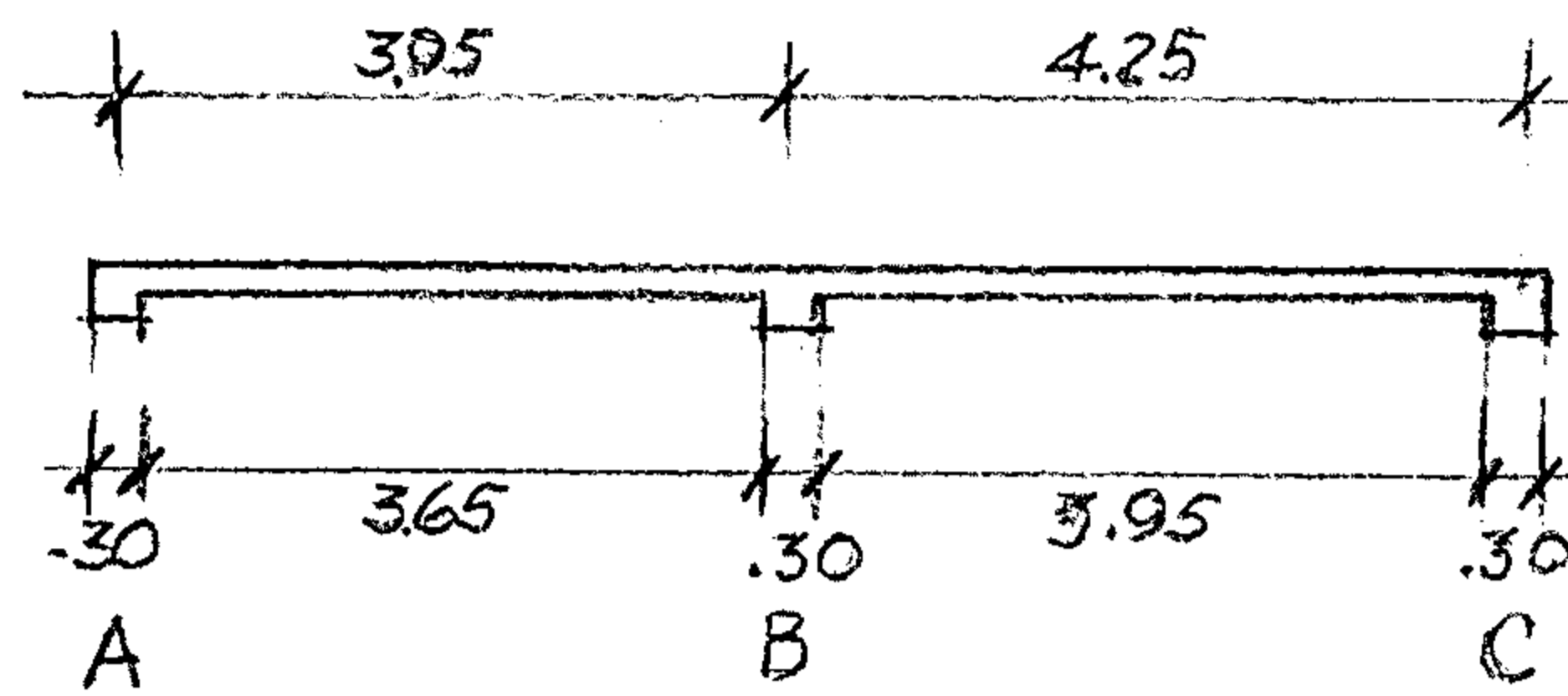
UBICACIÓN DE LOS ALIGERADOS
— AZOTEA Y PISO TIPO —



— TIPOS DE ALIGERADOS —



ALIGERADO A



a) CONDICIONES DE CALCULO

Analizo las siguientes :

Relación de luces : $\frac{3.95}{4.25} = 0.93 > 0.8$

Cargas : todas uniformemente repartidas

Relación de cargas $\frac{s/c}{c.p} = \frac{100}{370} = 0.27 < 3.00$ (azotea)
 $= \frac{300}{500} = 0.60 < 3.00$ (Piso típico)

b) DETERMINACION DE MOMENTOS

Cumpléndose las condiciones enunciadas, puedo emplear coeficientes para calcular los momentos máximos.

	AZOTEA	PISO TIPICO
Tramo A-B	$(+)M = \frac{1}{14} \times 470 \times \overline{3.65^2} = 447 \text{ Kg-m}$	$(447) \times \frac{800}{470} = 760 \text{ Kg-m}$
Tramo B-C	$(+)M = \frac{1}{14} \times 470 \times \overline{3.95^2} = 524 \text{ ''}$	$\times \frac{800}{470} = 891 \text{ ''}$
Apoyo A	$(-)M = \frac{1}{24} \times 470 \times \overline{3.65^2} = 261 \text{ Kg-m}$	$\times \frac{800}{470} = 445 \text{ Kg-m}$
Apoyo B	$(-)M = \frac{1}{9} \times 470 \times \overline{3.80^2} = 751 \text{ ''}$	$\times \frac{800}{470} = 1280 \text{ ''}$
Apoyo C	$(-)M = \frac{1}{24} \times 470 \times \overline{3.95^2} = 306 \text{ ''}$	$\times \frac{800}{470} = 520 \text{ ''}$

c) AREAS DE ACERO

	AZOTEA	PISO TIPICO
Tramo A-B	$(+)A_s = \frac{447}{402.5} = 1.11 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/8''$	$(+)A_s \times 1.35 = 1.50 \text{ cm}^2$ $1\phi 3/8 + 1\phi 1/2$
Tramo B-C	$(+)A_s = \frac{524}{402.5} = 1.30 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 3/8''$	$\times 1.35 = 1.76 \text{ cm}^2$ $1\phi 3/8 + 1\phi 1/2$

AZOTEA	PISO TIPICO
Apoyo A $(-)A_s = \frac{261}{424.4} = 0.61 \text{ cm}^2$ $2 \phi 3/8''$	$(-)A_s \times 1.40 = 0.87 \text{ cm}^2$ $= 2 \phi 3/8''$
Apoyo B $(-)A_s = \frac{751}{424.4} = 1.78 \text{ cm}^2$ $3 \phi 3/8''$	$\times 1.40 = 2.50 \text{ cm}^2$ $2 \phi 1/2''$
Apoyo C $(-)A_s = \frac{306}{424.4} = 0.72 \text{ cm}^2$ $1 \phi 3/8''$	$\times 1.40 = 1.02 \text{ cm}^2$ $1 \phi 1/2''$

d) ENSANCHAMIENTOS

Teniendo presente los valores obtenidos para momentos y corte en la página

Momentos $M_c = 539 \text{ Kg-m}$ 795 Kg-m

Corte $V_c = 1270 \text{ Kg}$ 1460 Kg. X

en los apoyos en que se sobrepase estos valores, haré el cálculo del ensanchamiento respectivo, y en los que no requiere ensanchar indicaré simplemente $< M_c$ o $< V_c$.

Ensanchamientos por Momentos :

AZOTEA	PISO TIPICO
Apoyo A: $M = 261 \text{ Kg-m} < M_c = 539 \text{ Kg-m}$	$M = 445 \text{ Kg-m} < M_c = 795 \text{ Kg-m}$
Apoyo B: $M = 751 \text{ Kg-m} > M_c = 539 \text{ Kg-m}$	$M = 1280 \text{ Kg-m} > M_c = 795 \text{ Kg-m}$
$b = \frac{751}{53.9} = 13.9 \text{ cms}$	$b = \frac{1280}{79.44} = 16.1 \text{ cms}$
$p = \frac{8}{9} \times \frac{751 - 539}{751} = 0.25$	$p = \frac{8}{9} \times \frac{1280 - 795}{1280} = 0.34$
$x = 0.07 \times 3.65 = 0.26 \text{ m. (izqd.)}$	$x = 0.09 \times 3.65 = 0.33 \text{ m. (izqd.)}$
$x = 0.07 \times 3.95 = 0.28 \text{ m. (derch.)}$	$x = 0.09 \times 3.95 = 0.35 \text{ m. (derch.)}$
Apoyo C: $M = 306 \text{ Kg-m} < M_c = 539 \text{ Kg-m}$	$M = 520 \text{ Kg-m} < M_c = 795 \text{ Kg-m}$

Ensanchamientos por Corte :

$V_A = 0.5 \times 470 \times 3.65 = 860 \text{ Kg} < V_c$ $(860) \times \frac{800}{470} = 1460 \text{ Kg} < 1546 \text{ Kg.}$

$V_B = 0.575 \times 470 \times 3.80 = 1028 \text{ Kg} < V_c$ $\times \frac{800}{470} = 1750 \text{ " } > 1546 \text{ "}$
 $b = \frac{1750}{154.6} = 11.3 \text{ cm.}$
 $x = \frac{1750 - 1546}{800} = 0.25 \text{ m.}$

$V_C = 0.5 \times 470 \times 3.95 = 930 \text{ Kg} < V_c$ $\times \frac{800}{470} = 1580 \text{ Kg} > 1546 \text{ Kg.}$

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 16

Ensanchamientos de viguetas a 20 cms :

AZOTEA	PISO TIPICO
Apoyo A: No necesita	Apoyo A: No necesita
" B: 1 ladrillo (izqd.)	B: 1 ladrillo
" B : 1 ladrillo (derch.)	1 ladrillo
" C: No necesita	C: No necesita

e) ADHERENCIA

Empleo las fórmulas simplificadas ya deducidas.

AZOTEA	PISO TIPICO
Fierro negativo.- En los apoyos.	
$\sum_A = \frac{860}{318.3} = 2.7 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8</p>	$\sum_A = \frac{1460}{386.5} = 3.8 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">2 ϕ 3/8</p>
$\sum_B = \frac{1028}{318.3} = 3.2 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">3 ϕ 3/8</p>	$\sum_B = \frac{1750}{386.5} = 4.5 \text{ cms.}$ <p style="text-align: center;">2 ϕ 1/2</p>
$\sum_C = \frac{930}{318.3} = 2.9 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8</p>	$\sum_C = \frac{1580}{386.5} = 4.1 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 1/2</p>

Fierro positivo.- En el P.I.

$\sum_1 = \frac{860 - 0.125 \times 3.65 \times 470}{318.3} = 2.02 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8"</p>	$\sum = \frac{1460 - 365}{386.5} = \frac{1095}{386.5} = 2.83 \text{ cms.}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"</p>
$\sum_2 = \frac{1028 - 224}{318.3} = 2.52 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">2 ϕ 3/8"</p>	$= \frac{1750 - 380}{386.5} = \frac{1370}{386.5} = 4.29 \text{ cms.}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"</p>
$\sum_3 = \frac{930 - 232}{318.3} = 2.20 \text{ cms}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8"</p>	$= \frac{1580 - 395}{386.5} = \frac{1185}{386.5} = 3.73 \text{ cms.}$ <p style="text-align: center;">1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"</p>

f) DISEÑO

Presento a continuación la disposición de la armadura de las viguetas, indicando que cumplen las necesidades estructurales, de adherencia y de anclaje. AZOTEA

(+) A_s en el paño AB	2 ϕ 3/8"	1.11 cm ²	Uno recto y uno doblado.
(+) A_s " " " BC	2 ϕ 3/8"	1.30 cm ²	" " " " "

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 17

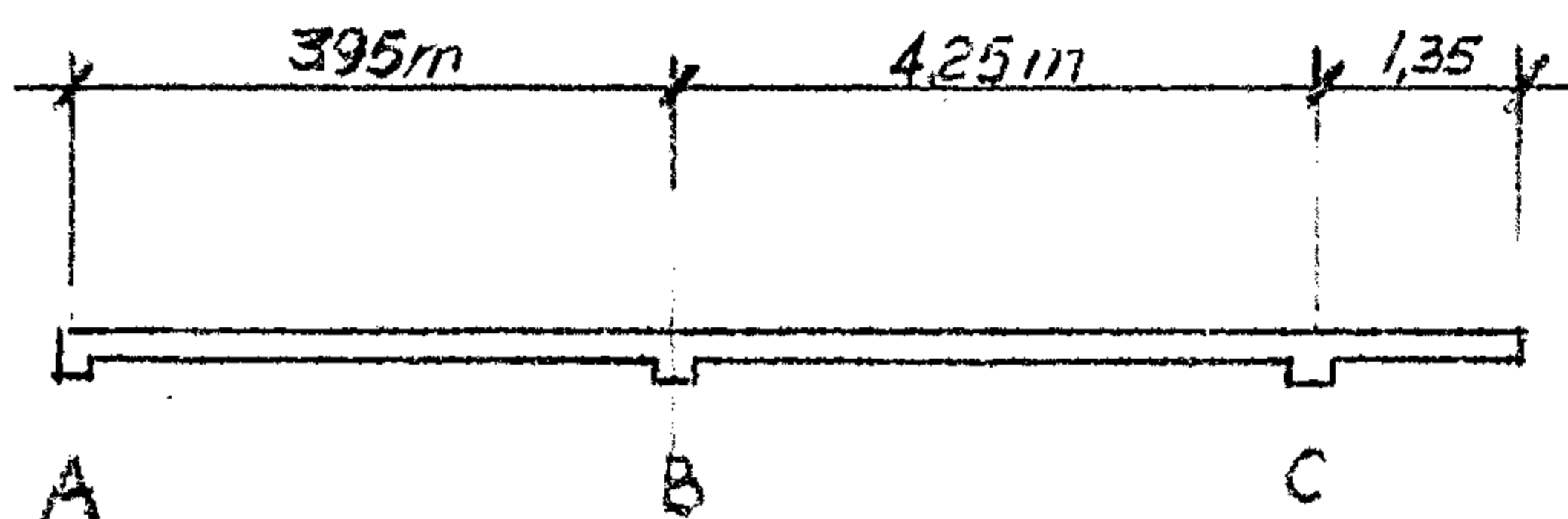
(-)A _s	en el apoyo A	1 ∅ 3/8"	>0.61 cm ²	el proveniente del (+)A _s
(-)A _s	" " " C	1 ∅ 3/8"	>0.72 cm ²	" " " (+)A _s
(-)A _s	" " " B	3 ∅ 3/8"	>1.78 cm ²	2 provenientes del (+)A _s de los tramos contiguos más un bastón.

PISO TIPICO

(+)A _s	en el paño AB	1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 1/2"	>1.50 cm ²	1 ∅ 3/8" recto y 1 ∅ 1/2" doblado
(+)A _s	" " " BC	1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 1/2"	>1.76 cm ²	1 ∅ 3/8" recto y 1 ∅ 1/2" doblado
(-)A _s	en el apoyo A	1 ∅ 1/2"	>0.87 cm ²	el proveniente del (+)A _s
(-)A _s	" " " C	1 ∅ 1/2"	>1.02 cm ²	" " " "
(-)A _s	" " " B	2 ∅ 1/2"	>2.50 cm ²	los ∅ doblados del (+)A _s

En la lámina N° 13 presento el plano completo del presente aligerado.

ALIGERADO B



a) COEFICIENTES

$$\beta = \frac{1}{2}$$

$$K_1 = \frac{1}{3.95} < > 1.077 \quad \frac{3}{4} \times 1.077 = 0.807 \quad \frac{0.807}{1.807} = .446$$

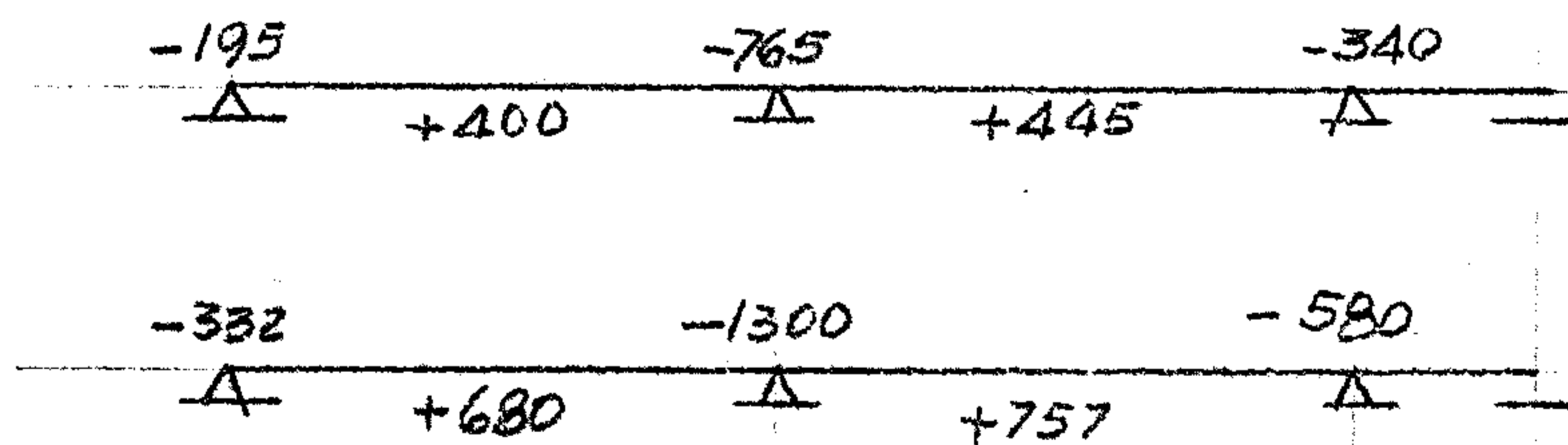
$$K_2 = \frac{1}{4.25} < > 1.000 \quad \frac{1.000}{1.807} = .555$$

b) MOMENTOS

Momentos de empotramiento perfecto

	$\omega =$	370	470	500	800	Kg/m ²
Tramo AB	$\frac{1}{12} \omega \times 3.95^2 =$	480	610	648	1,035	Kg-m
Tramo BC	$\frac{1}{12} \omega \times 4.25^2 =$	556	707	750	1,200	"
Volado C	$\frac{1}{2} \omega \times 1.35^2 =$	338	430	457	730	"

Momentos finales de cálculo (según páginas 21, 21-a y la envolvente correspondiente)



c) ÁREAS DE ACERO

	AZOTEA	PISO TIPICO
Tramo A-B	$(+)A_s = \frac{+400}{402.5} = 0.99 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	$(0.99) \times 1.35 = 1.34 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 3/8" 1 ϕ 3/8 + 1 ϕ 1/2"
Tramo B-C	$(+)A_s = \frac{+445}{402.5} = 1.11 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	$1.11 \times 1.35 = 1.50 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8 + 1 ϕ 1/2"

Apoyo A	$(-)A_s = \frac{-195}{424.4} = 0.46 \text{ cm}^2$	$(A_s) \times 140 = 0.64 \text{ cm}^2$	$1 \phi 3/8''$
Apoyo B	$(-)A_s = \frac{-765}{424.4} = 1.81 \text{ cm}^2$	$\times = 2.53 \text{ cm}^2$	$2 \phi 1/2''$
Apoyo C	$(-)A_s = \frac{-540}{424.4} = 0.80 \text{ cm}^2$	$\times = 1.12 \text{ cm}^2$	$1 \phi 1/2''$

a) ENSANCHAMIENTOS

AZOTEA

PISO TIPICO

Ensanchamientos por momentos :

Apoyo A: $M = 195 \text{ Kg-m}$, no necesita

$M = 332 \text{ Kg-m}$, no necesita

Apoyo B: $b = \frac{765}{53.9} = 14.2 \text{ cms}$

$b = \frac{1300}{79.44} = 14.7 \text{ cms}$

$p = \frac{765 - 539}{\frac{1}{8} \times 470 \times 3.85^2} = 0.247$

$p = \frac{1300 - 539}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.85^2} = 0.513$

$x = 0.07 \times 3.85 = 0.25 \text{ m.}$

$x = 0.16 \times 3.85 = 0.61 \text{ m.}$

Apoyo C: No necesita

No necesita

Ensanchamientos por corte :

Apoyo A: $V = 720 \text{ Kg.}$, no necesita

$V = 1230 \text{ Kg.}$, no necesita

Apoyo B: $V = 1020 \text{ Kg.}$, no necesita

$V = 1730 \text{ Kg.}$, $> V_c$

$x = \frac{1730 - 1546}{800} = 0.23 \text{ m.}$

Apoyo C: $V = 820 \text{ Kg.}$, no necesita

$V = 1390 \text{ Kg.}$, no necesita

Ensanchamiento de viguetas a 20 cms :

Apoyo A: No necesita
" B: 1 ladrillo
" C: No necesita

No necesita
2 ladrillos
No necesita

e) ADHERENCIA

AZOTEA

PISO TIPICO

Fierro negativo.- En los apoyos.

$\sum_A = \frac{720}{318.3} = 2.2 \text{ cms}$
 $1 \phi 3/8''$

$\sum_A = \frac{1230}{386.5} = 3.8 \text{ cms}$
 $1 \phi 1/2''$

$\sum_B = \frac{1020}{318.3} = 3.2 \text{ cms}$
 $1 \phi 5/8''$

$\sum_B = \frac{1730}{386.5} = 4.5 \text{ cms}$
 $2 \phi 1/2''$

$$\Sigma_c = \frac{820}{318.3} = 2.5 \text{ cms} \\ 1 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_c = \frac{1390}{318.3} = 3.6 \text{ cms} \\ 1 \phi 1/2''$$

Fierro positivo.- En el P. I.

$$\Sigma_1 = \frac{610}{318.3} = 1.9 \text{ cms} \\ 1 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_1 = \frac{1040}{386.5} = 2.7 \text{ cms} \\ 1 \phi 3/8''$$

$$\Sigma_2 = \frac{650}{318.3} = 2.1 \text{ cms} \\ 1 \phi 1.7/2''$$

$$\Sigma_2 = \frac{1110}{386.5} = 2.9 \text{ cms} \\ 1 \phi 3/8''$$

$$\Sigma_3 = \frac{640}{318.3} = 2.0 \text{ cms} \\ 1 \phi 1/2''$$

$$\Sigma_3 = \frac{1090}{386.5} = 2.8 \text{ cms} \\ 1 \phi 3/8''$$

f) DISEÑO

De acuerdo a los cálculos realizados, la armadura irá dispuesta cumpliendo con las exigencias de adherencia y anclaje, la cual presento en el plano N° 10/12.

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

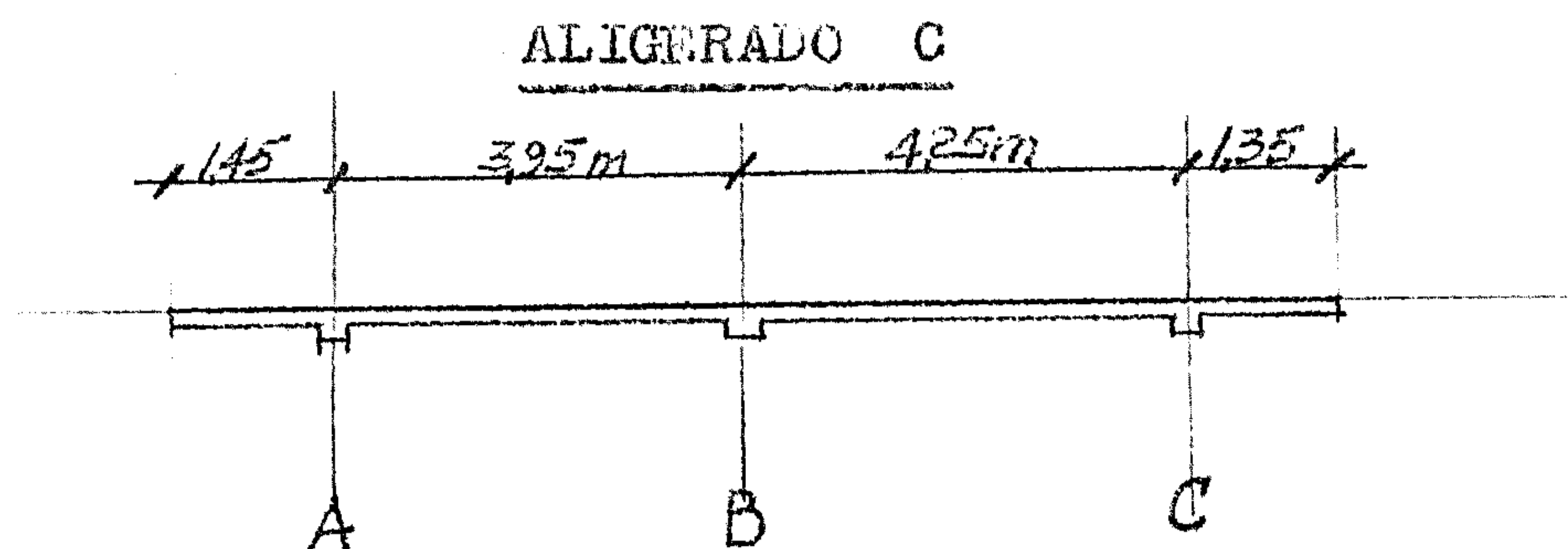
21 Pag.

445,555		1,000,000	
-915	+556	-556	+430
+159	+200	+126	
	+63	+100	
-28	-35	-100	
	-50	-17.5	
+22	+28	+17.5	
	+82	+14	
-3.7	-4.5	-14	
	-7	-2.2	
+3.1	+3.9	+2.2	
7762.6		7430	

-720	+707	-707	+338
+6	+7	+369	
	+184	+4	
-82	-102	-4	
	-2	-51	
+1	+1	+51	
	+25.5	+5	
-11.3	-14.2	-5	
+806.3		7338	

-915	+707	-707	+338
+93	+115	+369	
	+184	+57	
-82	-102	-57	
	-28	-51	
+12.5	+15.5	+51	
	+25.5	+7.8	
-11.3	-14.2	-7.8	
	-3.9	-7.1	
+1.8	+2.1	+7.1	
7901		7338	

-720	+707	-707	+430
6	+7	+277	
	+138	+4	
-61	-77	-4	
	-2	-38	
+1	+1	+38	
	+19	+5	
-8.4	-10.6	-5	
7782.4		7430	



a) COEFICIENTES

El presente tipo de aligerado voy a calcularlo por el método general de distribución de momentos de H. Cross, por la presencia de los voladizos, procurando hacerlo lo más explicativo posible.

Los coeficientes a considerar son los siguientes :

$$\beta = \frac{1}{2}$$

$$K_1 = \frac{1}{3.95} < > 1.077 \qquad \frac{1.077}{2.077} = 0.517$$

$$K_2 = \frac{1}{4.25} < > 1.000 \qquad \frac{1.000}{2.077} = 0.483$$

b) MOMENTOS

Momentos de empotramiento perfecto

	$\omega =$	370	470	500	800	Kg/m ²
Volado A	$\frac{1}{2} \omega \times 1.45^2 =$	390	495	525	842	Kg-m
Tramo AB	$\frac{1}{12} \omega \times 3.95^2 =$	480	610	648	1035	"
Tramo BC	$\frac{1}{12} \omega \times 4.25^2 =$	555	707	750	1200	"
Volado C	$\frac{1}{2} \omega \times 1.35^2 =$	337	427	455	730	"

De acuerdo al croquis, necesitaré efectuar cinco H. Cross para las diferentes posiciones de la sobrecarga, a la cual acompañará la acción de las cargas permanentes, conforme indiqué en el párrafo de Procedimiento de Cálculo.

PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 23

		.517	.483		
-390	+610	-610	+555	-555	+427
	<u>-220</u>	+ 28	+ 27	<u>+128</u>	
	+ 14	-110	+ 64	+ 13	
	<u>- 14</u>	+ 25	+ 21	<u>- 13</u>	
	+ 12.5	- 7	- 6.5	+ 10.5	
6	<u>- 12.5</u>	+ 7	+ 6.5	<u>- 10.5</u>	

-390

+667

+427

-495	+480	-480	+707	-707	+337
	+ 15	<u>-125</u>	<u>-102</u>	<u>+370</u>	
	- 62	+ 8	+185	- 51	
	<u>+ 62</u>	<u>-100</u>	<u>+ 93</u>	<u>+ 51</u>	
	+ 50	+ 31	+ 25	- 46	
	<u>+ 50</u>	<u>- 29</u>	<u>- 27</u>	<u>+ 46</u>	

-495

+695

+337

-495	+610	-610	+555	-555	+427
	<u>-115</u>	+ 28	+ 27	<u>+128</u>	
	+ 14	- 57	+ 64	+ 13	
	<u>- 14</u>	- 4	- 3	<u>- 13</u>	
	- 2	- 7	- 6.5	- 1.5	
	<u>+ 2</u>	+ 7	+ 6.5	<u>+ 1.5</u>	

-495

+643

+427

-390	+610	-610	+707	-707	+337
	<u>-220</u>	- 50	- 47	<u>+370</u>	
	- 25	-110	+185	- 23	
	<u>+ 25</u>	<u>- 39</u>	<u>- 36</u>	<u>+ 23</u>	
	- 20	+ 13	+ 12	- 18	
	<u>+ 20</u>	<u>- 13</u>	<u>- 12</u>	<u>+ 18</u>	

-390

+809

+337

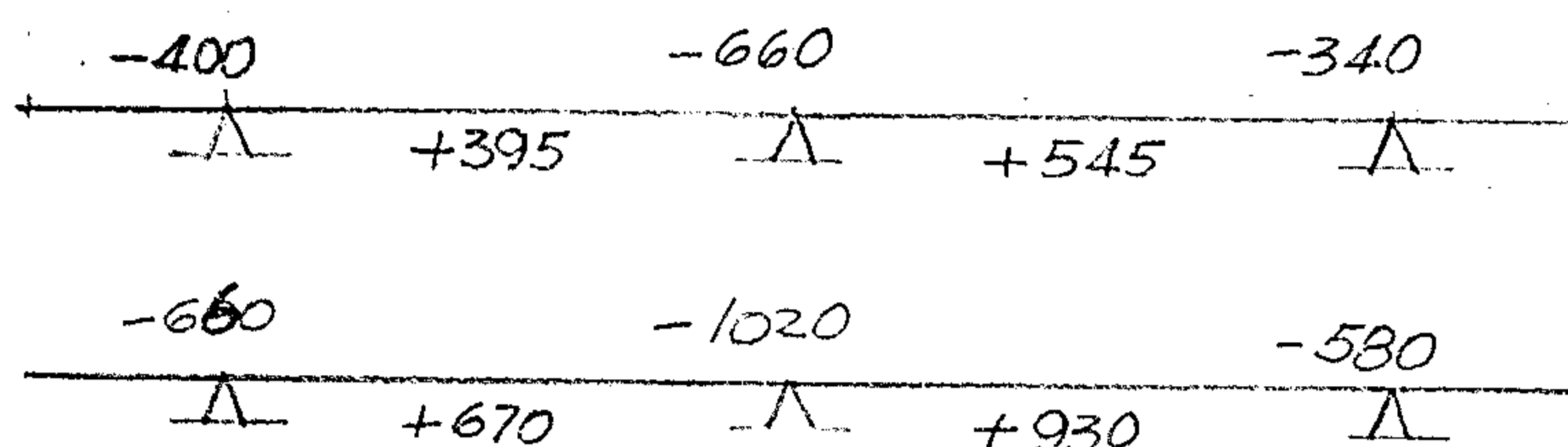
-495	+480	-480	+707	-707	+427
	+ 15	<u>-118</u>	<u>-109</u>	<u>+280</u>	
	- 59	+ 8	+140	- 54	
	<u>+ 59</u>	<u>+ 76</u>	<u>- 72</u>	<u>+ 54</u>	
	- 38	+ 29	+ 27	- 30	
	<u>+ 38</u>	<u>- 29</u>	<u>- 27</u>	<u>+ 30</u>	

-495

+667

+427

Momentos finales de cálculo (según los H. Cross respectivos y la envolvente correspondiente)



c) AREAS DE ACERO

	AZOTEA	PISO TIPICO
Tramo A-B	$(+)A_s = \frac{+395}{402.5} = 0.98 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	$(+)A_s \times 1.35 = 1.32 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 3/8"
Tramo B-C	$(+)A_s = \frac{+545}{402.5} = 1.36 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 3/8"	$= 1.83 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
Apoyo A	$(-)A_s = \frac{-400}{424.4} = 0.95 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	$= 1.33 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 3/8"
Apoyo B	$(-)A_s = \frac{-740}{424.4} = 1.75 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"	$(-)A_s \times 1.40 = 2.45 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 1/2"
Apoyo C	$(-)A_s = \frac{-340}{424.4} = 0.90 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8"	$= 1.12 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"

c) ENSANCHAMIENTOS

Ensanchamientos por Momentos :

	AZOTEA	PISO TIPICO
Apoyo A:	$M = 400 \text{ Kg-m} < M_c$	$M = 680 \text{ Kg-m} < M_c$
Apoyo B:	$b = \frac{660}{53.9} = 12.3 \text{ cms}$	$b = \frac{1020}{79.44} = 12.8 \text{ cms}$
	$p = \frac{660 - 539}{\frac{1}{8} \times 470 \times 3.95^2} = 0.132$	$p = \frac{1020 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.95^2} = 0.144$
	$x = 0.04 \times 3.95 = 0.16 \text{ m.}$	$x = 0.04 \times 3.95 = 0.16 \text{ m.}$
Apoyo C:	$M = 340 \text{ Kg-m} < M_c$	$M = 580 \text{ Kg-m} < M_c$

Ensanchamientos por Corte :

Apoyo A:	$V = 800 \text{ Kg} < V_c$	$V = 1360 \text{ Kg} < V_c$
Apoyo B:	$V = 920 \text{ Kg} < V_c$	$V = 1550 \text{ Kg} < V_c$
Apoyo C:	$V = 860 \text{ Kg} < V_c$	$V = 1460 \text{ Kg} < V_c$

Ensanchamiento de viguetas a 20 cms :

Apoyo A: No necesita
 Apoyo B: 1 ladrillo
 Apoyo C: No necesita

Apoyo A: No necesita
 " B: 1 ladrillo
 " C: No necesita

e) ADHERENCIA

AZOTEA

PISO TIPICO

Acero negativo.

$$\sum_A = \frac{800}{318.3} = 2.5 \text{ cms} \quad 1 \phi 3/8''$$

$$\sum_A = \frac{1360}{386.5} = 3.5 \text{ cms} \quad 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_B = \frac{920}{318.3} = 2.9 \text{ cms} \quad 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_B = \frac{1550}{386.5} = 4.0 \text{ cms} \quad 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_C = \frac{860}{318.3} = 2.7 \text{ cms} \quad 1 \phi 3/8''$$

$$\sum_C = \frac{1460}{386.5} = 3.8 \text{ cms} \quad 1 \phi 1/2''$$

Acero positivo.

$$\sum_1 = \frac{610}{318.3} = 1.9 \text{ cms} \quad 1 \phi 3/8''$$

Siendo el esfuerzo cortante en el P.I. menor que en el apoyo, $1 \phi 1/2''$ cumple con la exigencia de la adherencia (para este caso).

$$\sum_2 = \frac{920}{318.3} = 2.9 \text{ cms} \quad 1 \phi 3/8''$$

" "

$$\sum_3 = \frac{730}{318.3} = 2.3 \text{ cms} \quad 1 \phi 3/8''$$

" "

f) DISEÑO

Presento a continuación la disposición de la armadura en las viguetas, indicando que cumplen las necesidades estructurales, de adherencia y de anclaje.

AZOTEA

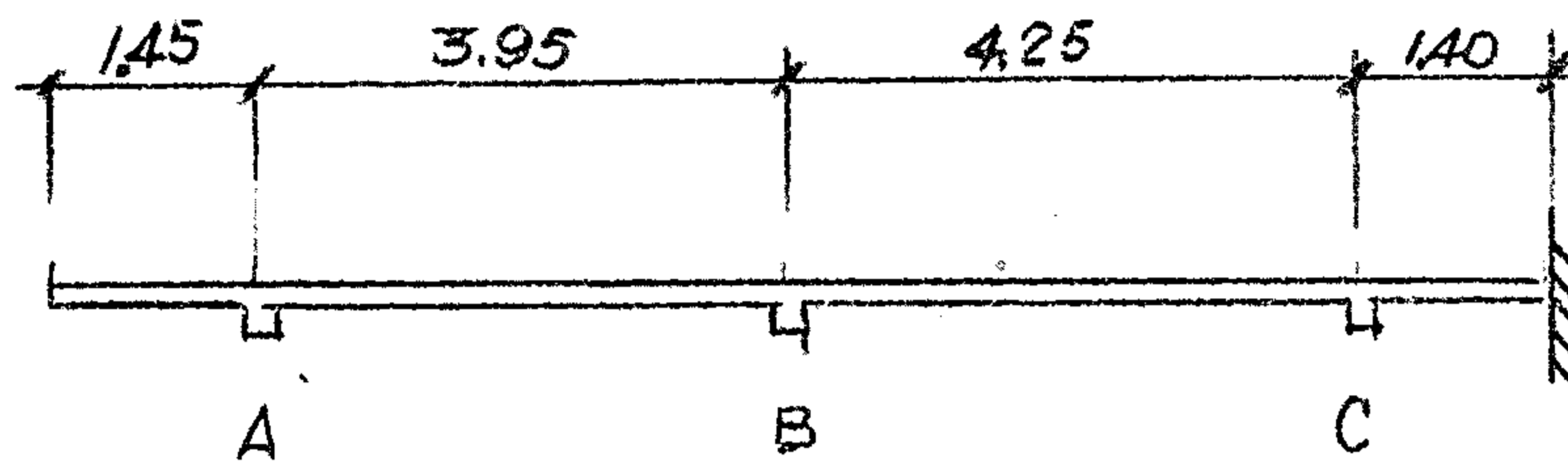
(+)A _s	en el paño AB	1 ϕ 1/2''	> 0.98 cm ²	barra recta hasta apoyos.
(+)A _s	" " "	2 ϕ 3/8''	> 1.36 cm ²	uno recto y uno doblado.
(-)A _s	" " apoyo A	1 ϕ 1/2''	> 0.95 cm ²	bastón que cubre todo el volado.
(-)A _s	" " "	1 ϕ 5/8''	> 1.75 cm ²	" " cumple con el anclaje.
(-)A _s	" " "	1 ϕ 3/8''	> 0.45 cm ²	el proveniente del acero positivo, que cubrirá todo el volado.

PISO TIPICO

(+)A _s en el paño AB	2 ϕ 3/8" >	1.32 cm ²	uno recto y uno doblado.
(+)A _s " " " BC	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2" >	1.36 cm ²	recto el de 1/2" y doblado el de 3/8".
(-)A _s en el apoyo A	1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2" >	1.33 cm ²	el proveniente del (+)A _s y un bastón de 3/8".
(-)A _s " " " B	2 ϕ 1/2" >	2.45 cm ²	el proveniente del (+)A _s y un bastón de 1/2".
(-)A _s " " " C	1 ϕ 1/2" >	1.23 cm ²	el proveniente del (+)A _s

La condición estructural de los volados, de llevar el refuerzo en la zona de tracción con lo calculado está cumplida, pero para seguridad y no estar cortando muchos fierros, prolongaré el fierro positivo de los tramos contiguos. Además, dejaré al extremo del volado un 1/2 ladrillo para llenar de concreto con 2 ϕ de 3/8" para amarrar las viguetas en su extremo.

ALIGERADO D



a) COEFICIENTES

$$\beta = \frac{1}{2}$$

$$K_1 = \frac{1}{3.95} \langle \rangle 1.077$$

$$\frac{1.077}{2.027} = 0.517$$

$$K_2 = \frac{1}{4.25} \langle \rangle 1.000$$

$$\frac{1.000}{2.027} = 0.483$$

$$\frac{1.000}{4.270} = 0.234$$

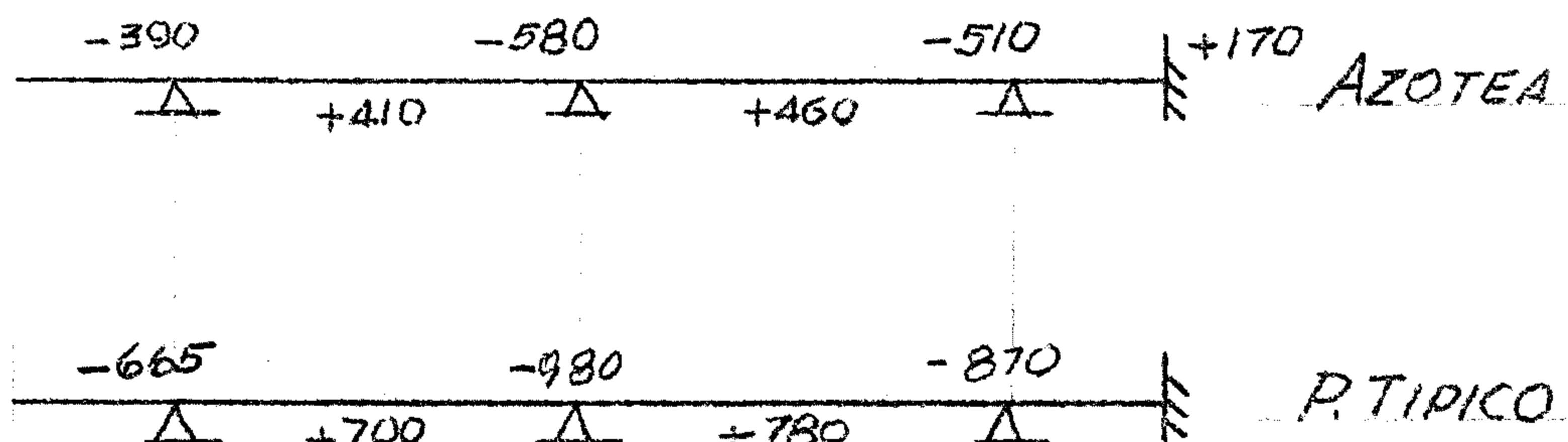
$$K_3 = \frac{1}{1.30} \langle \rangle 3.270$$

$$\frac{3.270}{4.270} = 0.766$$

b) MOMENTOS

	$\omega =$	370	470	500	800	Kg/m ²
Volado A	$\frac{1}{2} \omega \times 1.45^2 =$	387	493	525	840	Kg-m
Tramo AB	$\frac{1}{12} \omega \times 3.95^2 =$	481	610	650	1040	"
Tramo BC	$\frac{1}{12} \omega \times 4.25^2 =$	557	707	752	1290	"
Tramo CD	$\frac{1}{12} \omega \times 1.30^2 =$	52	66	71	113	"

Los momentos finales de cálculo, según los H. Cross y la envolvente de momentos (pág. 3/e) son los siguientes :



PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 28

0.00		1.00		.517		.483		.234		.766	
-493	+610	-610	+557	-557	+66	-66					
	-117	+27	+26	+115	+576						
	+14	-58	+58	+13							
	-14	0	0	-3	-10	+188					
F493		F641		F432		+122					

-387	+610	-610	+707	-707	+52	-52					
	-223	-50	-47	+143	+512						
	-25	-112	+72	-24							
	+25	+21	+19	+6	+18	+262					
	+10	+12	+3	+10							
	-10	-8		-3	-7						
F387		F747		F575		+210					

-493	+481	-481	+707	-707	+66	-66					
	-12	-109	-117	+151	+490						
	-55	-6	+75	-58							
	+55	-36	-34	+14	+44						
	-18	+27	+7	-17							
	+18	-18	-16	+4	+13						
	-9	+9	+2	-8							
	+9	-6	-5	+2	+6	+226					
F493		F620		F619		+160					

-387	+610	-610	+557	-557	+66	-66					
	-223	+27	+26	+115	+376						
	+14	-112	-58	+13							
	-14	+88	+82	-3	-10						
	+44	-7	-2	+41							
	-44	+5	+4	-10	-31						
	+2	-22	-5	+2							
	-2	+14	+13	-1	-1	+167					
F387		F617		F400		+101					

-493	+481	-481	+707	-707	+52	-52					
	+12	-116	-110	+207	+500						
	-58	+6	+103	-55							
	+58	-56	-53	+13	+42						
	-28	+29	+7	-26							
	+28	-19	-17	-6	-20						
	-9	+14	-3	-8							
	+9	-6	-5	+6	+2	+262					
F493		F629		F576		+210					

c) AREAS DE ACERO

Tramo AB	(+)A _s	=	$\frac{410}{402.5} = 1.02 \text{ cm}^2$	(1 ∅ 1/2") × 1.35 =	1.38 cm ²	2 ∅ 3/8"
Tramo BC'	(+)A _s	=	$\frac{460}{402.5} = 1.14 \text{ cm}^2$	× 1.35 =	1.54 cm ²	1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 1/2"	1 ∅ 5/8"	
Tramo CD	(+)A _s	=	$\frac{0}{402.5} = 0 \text{ cm}^2$	× 1.35 =	0 cm ²	1 ∅ 3/8"		
Apoyo A	(-)A _s	=	$\frac{390}{424.4} = 0.92 \text{ cm}^2$	× 1.4 =	1.29 cm ²	1 ∅ 1/2"	2 ∅ 3/8"	
Apoyo B	(-)A _s	=	$\frac{580}{424.4} = 1.37 \text{ cm}^2$	× 1.4 =	1.92 cm ²	1 ∅ 5/8"	1 ∅ 3/8" + 1 ∅ 1/2"	
Apoyo C'	(-)A _s	=	$\frac{510}{424.4} = 1.20 \text{ cm}^2$	× 1.4 =	1.69 cm ²	1 ∅ 5/8"	1 ∅ 1/2" + 1 ∅ 3/8"	
Apoyo D	(+)A _s	=	$\frac{170}{402.5} = 0.42 \text{ cm}^2$	× 1.35 =	0.57 cm ²	1 ∅ 3/8"		

d) ENSANCHAMIENTOS

AZOTEA

PISO TIPICO

Ensanchamientos por momentos :

Apoyo A: M = 390 Kg-m < M_c

M = 665 Kg-m < M_c

Apoyo B: M = 580 Kg-m > M_c

m = 980 Kg-m > M_c

$b = \frac{580}{539} = 1.1 \text{ cms}$

$b = \frac{980}{794.8} = 12.3 \text{ cms}$

requiere pequeño ensanche

Tramo izqdo.

$p = \frac{980 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.95^2} = 0.119$

x = 0.03 × 3.95 = 0.12 m.

Tramo derecho

$p = \frac{980 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 4.25^2} = 0.103$

x = 0.03 × 4.25 = 0.13 m

Apoyo C: $M = 510 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 870 \text{ Kg-m} > M_c$

$b = \frac{870}{79.5} = 11 \text{ cms}$

pequeño ensanche.

Apoyo D: $M = 170 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 380 \text{ Kg-m} < M_c$

Ensanchamientos por corte :

Apoyo A: $V = 790 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1150 \text{ Kg} < V_c$

$V = 620 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1340 \text{ Kg} < V_c$

Apoyo B: $900 \text{ Kg} < V_c$

$1530 \text{ Kg} < V_c$

$950 \text{ Kg} < V_c$

$1610 \text{ Kg} > V_c$

$x = \frac{1610 - 1546}{800} = 0.08 \text{ m.}$

Apoyo C: $900 \text{ Kg} < V_c$

$1530 \text{ Kg} < V_c$

$920 \text{ Kg} < V_c$

$1560 \text{ Kg} \approx V_c$

Apoyo D: $380 \text{ Kg} < V_c$

$650 \text{ Kg} < V_c$

Ensanchamientos de viguetas a 20 cms :

Apoyo A: No necesita

No necesita.

Apoyo B: 1 ladrillo

1 ladrillo a ambos lados

Apoyo C: No necesita

1 ladrillo a ambos lados.

Apoyo D: No necesita

No necesita

e) ADHERENCIA

Acero Negativo.

$\sum_A = \frac{620}{318.3} = 2.0 \text{ cms} < 1 \phi 1/2''$

$\frac{1050}{386.5} = 3.0 \text{ cms} < 2 \phi 3/8''$

$\frac{790}{318.3} = 2.5 < 1 \phi 3/8''$

$\frac{1340}{386.5} = 3.5 < 2 \phi 3/8''$

$\sum_B = \frac{900}{318.3} = 2.9 < 2 \phi 3/8''$

$\frac{1530}{386.5} = 4.0 < 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$

$\frac{950}{318.3} = 3.1 < 2 \phi 3/8''$

$\frac{1610}{386.5} = 4.2 < 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$

$$\begin{aligned} \sum_C &= \frac{920}{318.3} = 3.0 \text{ cms.} & \frac{1530}{386.5} &= 4.0 \text{ cms} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 5/8'' \\ \frac{900}{318.3} &= 2.9 \text{ ''} & \frac{1560}{386.5} &= 4.1 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 5/8'' \\ \sum_D &= \frac{380}{318.3} = 1.2 \text{ ''} & \frac{650}{386.5} &= 1.8 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 3/8'' & < 1 \phi 3/8'' \end{aligned}$$

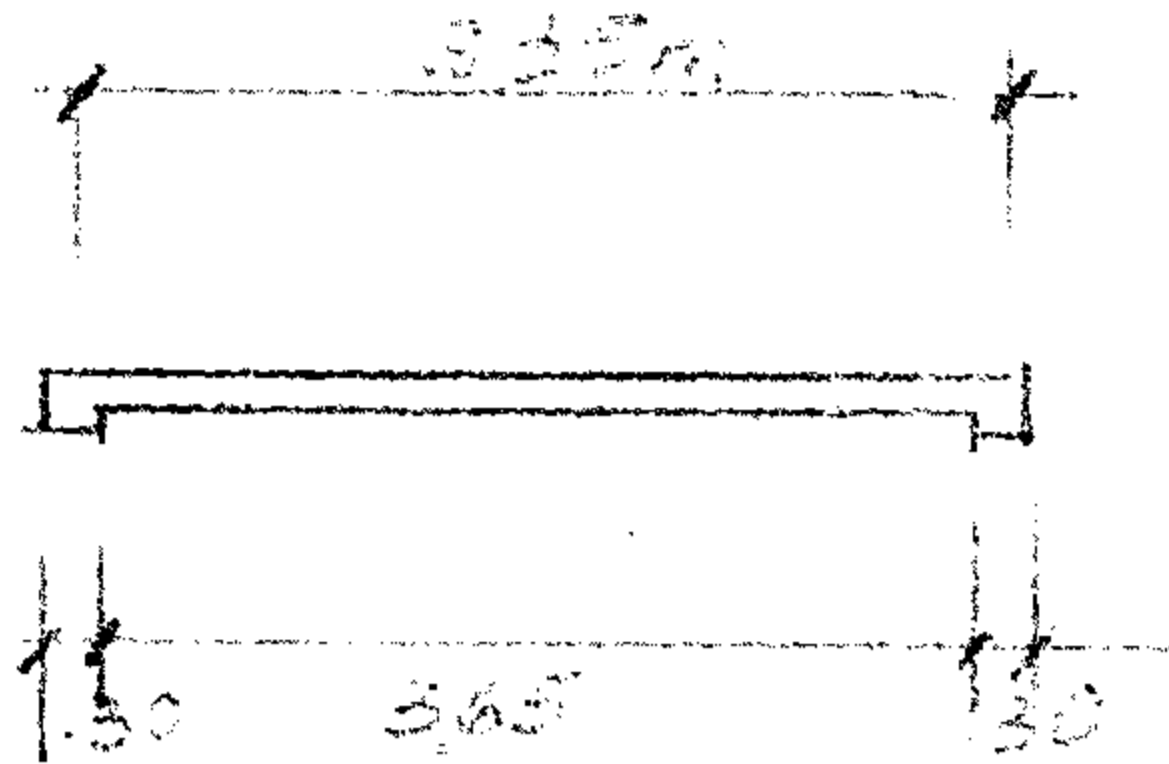
Acero Positivo.

$$\begin{aligned} \sum_1 &= \frac{630}{318.3} = 2.0 \text{ cms} & \frac{1040}{386.5} &= 2.7 \text{ cms} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 3/8'' \\ \frac{630}{318.3} &= 2.0 \text{ ''} & \frac{1190}{386.5} &= 3.1 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 3/8'' \\ \sum_2 &= \frac{650}{318.3} = 2.1 \text{ ''} & \frac{1220}{386.5} &= 3.2 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 3/8'' \\ \frac{660}{318.3} &= 2.1 \text{ ''} & \frac{1190}{386.5} &= 3.1 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 1/2'' & < 1 \phi 3/8'' \\ \sum_3 &= \frac{580}{318.3} = 1.8 \text{ ''} & \frac{1040}{386.5} &= 2.7 \text{ ''} \\ & < 1 \phi 3/8'' & < 1 \phi 3/8'' \end{aligned}$$

f) DISEÑO

De acuerdo a los cálculos realizados y a las recomendaciones del Reglamento, presento el diseño de la armadura en el plano N° 15.

ALIGERADO B



a) CONDICIONES DE CALCULO

Empleo el cálculo por coeficientes.

b) MOMENTOS

Considero las recomendaciones del curso.

AZOTEA

PISO TIPICO

$$(+)\text{M} = \frac{1}{10} \times 470 \times \frac{3.55^2}{2} = 592 \text{ Kg-m}$$

$$(\quad) \times \frac{800}{470} = 900 \text{ Kg-m}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{9} \times 470 \times \frac{3.55^2}{2} = 659 \text{ "}$$

$$(\quad) \times \frac{800}{470} = 1120 \text{ "}$$

c) AREAS DE ACERO

$$(+)\text{A}_s = \frac{592}{402.5} = 1.48 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"

$$(+)\text{A}_s \times 1.35 = 2.00 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 5/8"
o 2 ϕ 1/2"

$$(-)\text{A}_s = \frac{659}{424.4} = 1.55 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"

$$(-)\text{A}_s \times 1.40 = 2.17 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 5/8"
o 2 ϕ 1/2"

d) ENSANCHAMIENTOS

Ensanchamiento por momentos.

$$b = \frac{659}{53.9} = 12.2 \text{ cms}$$

$$b = \frac{1120}{79.44} = 14.1 \text{ cms.}$$

$$M_s = 659 - 539 = 120 \text{ Kg-m.}$$

$$M_s = 1120 - 795 = 325 \text{ Kg-m.}$$

$$p = \frac{8}{9} \times \frac{120}{751} = 0.142$$

$$p = \frac{8}{9} \times \frac{325}{1280} = 0.226$$

$$x = 0.04 \times 3.65 = 0.146 \text{ m.}$$

$$x = 0.06 \times 3.65 = 0.22 \text{ m.}$$

Ensanchamiento por corte.

$$V = 0.5 \times 470 \times 3.65 = 860 \text{ Kg} < V_v \quad (860) \times \frac{800}{470} = 1460 \text{ Kg} < V_c$$

Luego ensancharé un ladrillo en los dos apoyos en la azotea y en el piso típico.

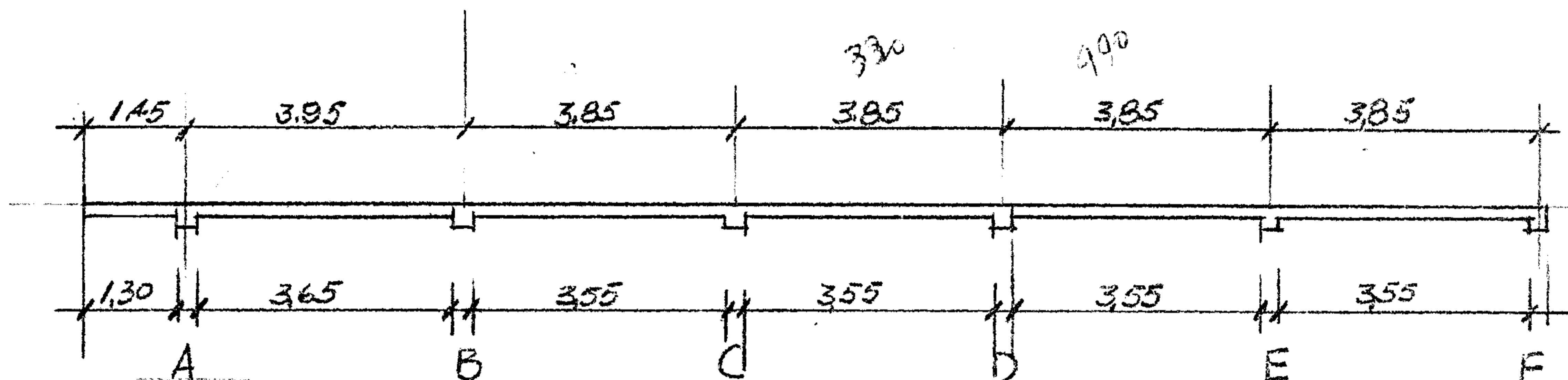
e) ADH ERENCIA

$$\begin{array}{l}
 (-)\sum_o = \frac{860}{318.3} = 2.7 \text{ cms} < 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2'' & \frac{1460}{386.5} = 3.8 \text{ cms} < 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2'' \\
 (+)\sum_o = \frac{860 - 0.255 \times 470}{318.3} = 2.3 \text{ cms} < 1\phi 3/8'' & \frac{1460 - 0.255 \times 800}{386.5} = 3.3 \text{ cms} < 1\phi 1/2''
 \end{array}$$

f) DISEÑO

Presento en el plano N° /3 el diseño de la armadura correspondiente.

ALIGERADO F



a) COEFICIENTES

Por la existencia del volado y tramos que no cumplen la condición de luces similares, calcularé por el método de distribución de momentos.

$$\beta = \frac{1}{2}$$

$$\begin{array}{l}
 K_1 = \frac{1}{3.95} \quad 1.114 \quad \frac{1.114}{2.257} = 0.493 \\
 K_2 = \frac{1}{3.85} \quad 1.143 \quad \frac{1.143}{2.257} = 0.507 \\
 K_3 = \frac{1}{3.30} \quad 1.332 \quad \frac{1.332}{2.475} = 0.538 \\
 K_4 = \frac{1}{4.40} \quad 1.000 \quad \frac{1.000}{1.860} = 0.538 \\
 K_5 = \frac{1}{3.85} \quad 1.143 \quad \frac{3}{4}(1.143) \frac{0.860}{1.860} = 0.462
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}
 \begin{array}{l}
 \frac{1.143}{2.475} = 0.462 \\
 \frac{1.332}{2.475} = 0.538 \\
 \frac{1.332}{2.332} = 0.571 \\
 \frac{1.000}{2.332} = 0.429
 \end{array}$$

b) MOMENTOS

Momentos de empotramiento perfecto :

	$\omega =$	$\frac{c p}{370}$	$\frac{\omega}{470}$	500	800 Kg/m ²
Volado	$\frac{1}{2} \omega \times 1.45^2 =$	387	468	525	840 "
Tramo AB	$\frac{1}{12} \omega \times 3.95^2 =$	481	610	650	1040 "
Tramo BC	$\frac{1}{12} \omega \times 3.85^2 =$	456	582	618	990 "
Tramo CD	$\frac{1}{12} \omega \times 3.30^2 =$	336	425	455	727 "
Tramo DE	$\frac{1}{12} \omega \times 4.40^2 =$	596	758	806	1290 "
Tramo EF	$\frac{1}{12} \omega \times 3.85^2 =$	456	580	618	990 "

-387	+610	-610	+456	-456	+425	-425	+596	-596	+870
-223	+76	+76	+78	+15	+16	-97	-74	-147	-127
+38	-111	+8	+8	+39	-48	+8	-73	-37	+17
-38	+51	+52	+5	+4	+5	+37	+28	+20	+17
+25	-19	+2	+2	+26	+18.5	+2.5	+10	+14	
-25	+8	+9	+9	-20.5	-24	-7.1	-5.4	-7.6	6.4
+4	-12.5	-10.2	+11.5	+4.5	-3.6	-12	-3.8	-2.7	
-4	+11.2	+11.5		.4	.5	+9.6	+5.8	+1.5	+1.2
+387.0		+606.3		+388.4		+484.0		+754.8	

-468	+481	-481	+582	-582	+336	-336	+758	-758	+684
-13	-50	-50	-51	+114	+132	-240	-182	+40	+34
-25	-6	+57		-25	-120	+66	+20	-91	
+25	-25	+26		+67	+78	-49	-37	+49	+42
-12	+12	+12	+33	-13	-25	+39	+25	-18	
+12	-22	-23	+23	+17	+21	-37	-27	+10	+8
-11	+6	+85		-115	-18.5	+10.5	+5	-13.5	
+11	-45	-46		+14	+16	-8.8	-6.0	+7.3	+6.2
-225	+55	+7		-23	-4.4	+8	+3.6	-3.3	
+22.5	6.1	-6.4		+13.4	+14	-6.6	-5.0	+1.8	+1.5
-3.0	+11.2	+6.7		-3.2	-3.3	+7.0	+0.9	-2.5	
+3.0	-8.8	-9.1		+3.0	+3.5	-4.5	-3.4	+1.3	+1.2
+468.0		+609.2		+429.3		+551.4		+776.9	

-468	+431	-481	+582	-582	+336	-336	+758	-758	+870
-13	-50	-50	-51	+114	+132	-240	-182	-60	-52
+25	+25	-6	+57	-25	-120	+66	-30	+91	+42
-25	-25	-25	-26	+67	+78	-19	-17	+49	+4
-12	-12	-12	+33	-13	-10	+39	+25	-9	+4
+12	+12	-10	-11	+11	+12	-36	-28	+5	+4
-5	-5	+6	+5.9	-5.5	-18	+6	+2.5	-14	+4
+5	+5	-5.6	-5.9	+10.6	+10	-4.5	-4.0	+7.5	+6.5
F 468		F 583.6		F 422.9		F 524.5		F 870.5	

+610	+456	-610	+78	-456	+425	-425	+596	-596	+870
-142	+76	+76	+8	+15	+16	-97	-74	-147	-127
+38	+71	-71	+8	+39	-48	+8	-73	-37	+17
-38	+31	+31	+32	+4	+5	+37	+28	+20	+17
+15.5	-19	-19	+2	+16	+18.5	+2.5	+10	+14	+17
-15.5	+8	+8	+9	-16.9	-17.6	-71	-54	-7.6	-6.4
+4	-7.8	-7.8	-8.4	+4.5	-3.5	-8.8	-3.8	-2.7	-6.4
-4	+8.0	+8.0	+8.2	-5	.5	+7.2	+5.4	+1.5	+1.2
F 468		F 584.8		F 394.9		F 483.2		F 754.8	

Apoyo A: $M = 400 \text{ Kg-m} < M_c$

Apoyo B: $M = 590 \text{ " } > M_c$

$$b = \frac{590}{53.9} = 11 \text{ cms}$$

requiere pequeño ensanche.

Apoyo C: $M = 430 \text{ Kg-m} < M_c$

Apoyo D: $M = 535 \text{ " } < M_c$

Apoyo E: $M = 740 \text{ " } > M_c$

$$b = \frac{740}{53.9} = 13.8 \text{ cms.}$$

$$p = \frac{740 - 539}{\frac{1}{8} 470 \times 4.4^2} = 0.176$$

$$x = 0.05 \times 4.4 = 0.22 \text{ m.}$$

$$p = \frac{740 - 539}{\frac{1}{8} \times 470 \times 3.85^2} = 0.23$$

$$x = 0.07 \times 3.85 = 0.27 \text{ m.}$$

Apoyo F: $M = 210 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 680 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 1000 \text{ " } > M_c$

$$b = \frac{1000}{79.44} = 12.6 \text{ cms}$$

$$p = \frac{1000 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.95^2} = 0.131$$

$$x = 0.03 \times 3.95 = 0.12 \text{ m.}$$

$M = 730 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 910 \text{ " } > M_c$

$M = 1260 \text{ " } > M_c$

$$b = \frac{1260}{79.44} = 15.9 \text{ cms.}$$

$$p = \frac{1260 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 4.4^2} = 0.24$$

$$x = 0.07 \times 4.4 = 0.31 \text{ m.}$$

$$p = \frac{1260 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.85^2} = 0.31$$

$$x = 0.08 \times 3.85 = 0.31 \text{ m.}$$

$M = 355 \text{ Kg-m} < M_c$

Ensanchamiento por corte : Considero sólo del esfuerzo cortante en cada apoyo.

Apoyo A: $V = 780 \text{ Kg} < V_c$

" B: $V = 930 \text{ Kg} < V_c$

" C: $V = 820 \text{ Kg} < V_c$

" D: $V = 890 \text{ Kg} < V_c$

" E: $V = 970 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1330 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1580 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1390 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1510 \text{ Kg} < V_c$

$V = 1650 \text{ Kg} > V_c$

$$x = \frac{1650 - 1546}{800} = 0.13 \text{ m.}$$

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 40

$$V = 1020 \text{ Kg} < V_c$$

$$V = 1730 \text{ Kg} > V_c$$

$$x = \frac{1730 - 1546}{800} = 0.23 \text{ m.}$$

Apoyo F: $V = 700 \text{ Kg} < V_c$

$$V = 1190 \text{ Kg} < V_c$$

Ensanchamiento de viguetas a 20 cms :

Apoyo A :	No necesita.	No necesita.
" B :	1 ladrillo a ambos lados.	1 ladrillo a ambos lados
" C :	No necesita.	No necesita.
" D :	No necesita.	1 ladrillo a ambos lados.
" E :	1 lad. a ambos lados.	1 ladrillo a ambos lados.
" F :	No necesita.	No necesita.

e) ADHERENCIA

Fierro negativo.- Considero el esfuerzo cortante mayor.

$$\sum_A = \frac{780}{318.3} = 2.4 \text{ cms} < 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_A = \frac{1330}{386.5} = 3.4 \text{ cms.} < 2 \phi 3/8''$$

$$\sum_B = \frac{930}{318.3} = 2.9 \text{ cms} < 2 \phi 3/8''$$

$$\sum_B = \frac{1580}{386.5} = 4.1 \text{ cms} < 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_C = \frac{820}{318.3} = 2.6 \text{ cms} < 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_C = \frac{1390}{386.5} = 3.6 \text{ cms} < 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_D = \frac{890}{318.3} = 2.8 \text{ cms} < 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_D = \frac{1510}{386.5} = 3.9 \text{ cms} < 1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$$

$$\sum_E = \frac{1020}{318.3} = 3.2 \text{ cms} < 1 \phi 1/2'' + 1 \phi 3/8''$$

$$\sum_E = \frac{1730}{386.5} = 4.5 \text{ cms} < 2 \phi 1/2''$$

$$\sum_F = \frac{700}{318.3} = 2.2 \text{ cms} < 1 \phi 3/8''$$

$$\sum_F = \frac{1190}{386.5} = 3.1 \text{ cms} < 1 \phi 3/8''$$

Fierro positivo.- Calculado en el P. I. correspondiente al mayor esfuerzo cortante.

$$\sum_1 = \frac{840}{318.3} = 2.7 \text{ cms} < 1 \phi 1/2''$$

$$\frac{1430}{386.5} = 3.7 \text{ cms} < 2 \phi 3/8''$$

$$\sum_2 = \frac{690}{318.3} = 2.2 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\frac{1170}{386.5} = 3.0 \text{ cms.} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_3 = \frac{620}{318.3} = 1.9 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\frac{1060}{386.5} = 2.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\sum_4 = \frac{860}{318.3} = 2.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\frac{1460}{386.5} = 3.8 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

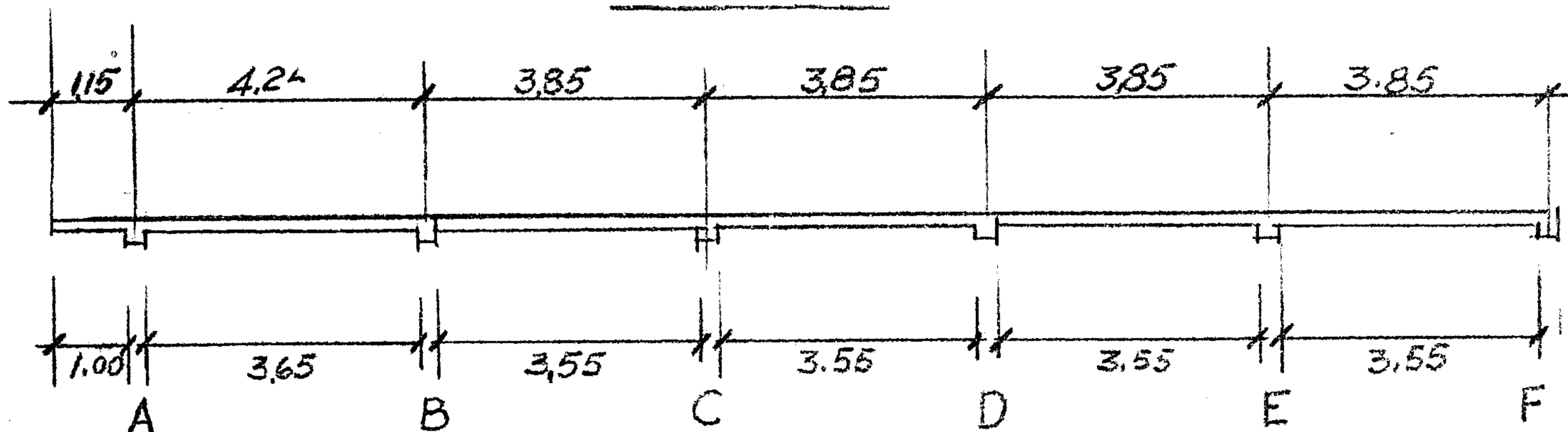
$$\sum = \frac{750}{318.3} = 2.4 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\frac{1280}{386.5} = 3.3 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

f) DISEÑO

De acuerdo a los cálculos realizados, presento en el plano N° //y/2 el diseño de la armadura.

ALIGERADO G

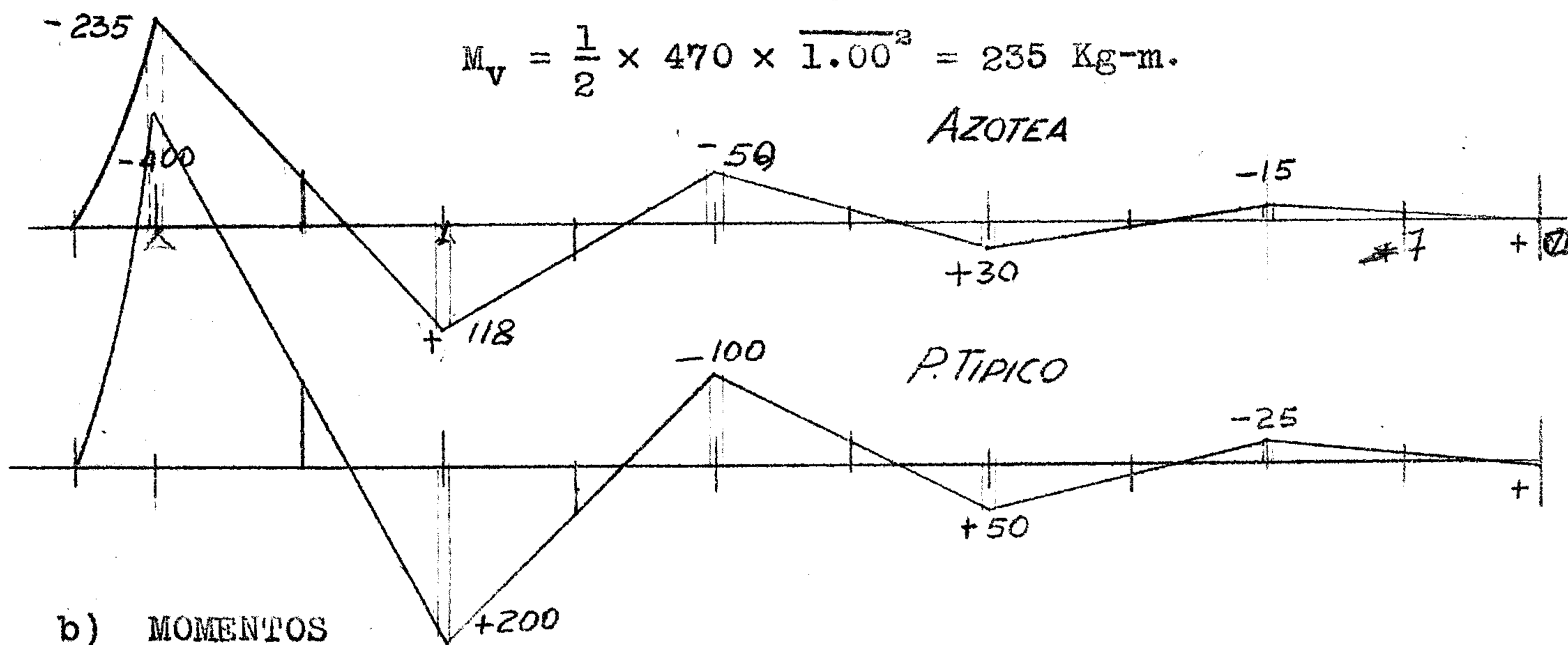


a) CONDICIONES DE CALCULO

El presente tipo de aligerado está constituido por cinco tramos continuos, que permiten el cálculo por coeficientes aproximados y un volado pequeño en el apoyo A. La forma de cálculo que voy a seguir es encontrar los momentos por coeficientes y corregirlos con la acción del volado. Esto es permitible por la magnitud del volado.

Hago el cálculo para el aligerado de la Azotea, y por proporción de cargas encuentro el del piso típico.

El volado en A produce los siguientes momentos :



b) MOMENTOS

De acuerdo a la explicación del cálculo, se tiene :

Tramo	(+)M =	AZOTEA	PISO TIPICO
Tramo A-B	(+)M =	$\frac{1}{14} \times 470 \times 3.65^2 - 60 = 387 \text{ Kg-m}$	$762 - 90 = 672 \text{ Kg-m}$
" B-C	(+)M =	$\frac{1}{16} \times 470 \times 3.55^2 + 30 = 399 \text{ "}$	$629 + 50 = 679 \text{ "}$
" C-D	(+)M =	$\frac{1}{16} \times 470 \times 3.55^2 - 18 = 351 \text{ "}$	$629 - 30 = 599 \text{ "}$

Tramo D-E	$(+)M = \frac{1}{16} \times 470 \times \overline{3.55^2} + 12 = 381 \text{ Kg-m}$	629 + 20 = 649 Kg-m
" E-F	$(+)M = \frac{1}{14} \times 470 \times \overline{3.55^2} - 9 = 413 \text{ "}$	718 - 10 = 708 "
Apoyo A	$(-)M = \frac{1}{2} \times 470 \times \overline{1.00^2} = 235 \text{ Kg-m}$	= 400 Kg-m
" B	$(-)M = \frac{1}{10} \times 470 \times \overline{3.65^2} + 118 = 728 \text{ "}$	1030 + 400 = 1430 "
" C	$(-)M = \frac{1}{11} \times 470 \times \overline{3.55^2} - 59 = 478 \text{ "}$	910 - 200 = 710 "
" D	$(-)M = \frac{1}{11} \times 470 \times \overline{3.55^2} + 30 = 565 \text{ "}$	910 + 100 = 1010 "
" E	$(-)M = \frac{1}{10} \times 470 \times \overline{3.55^2} - 15 = 520 \text{ "}$	1010 - 50 = 960 "
" F	$(-)M = \frac{1}{24} \times 470 \times \overline{3.55^2} + 7 = 254 \text{ "}$	420 + 25 = 445 "

c) AREAS DE ACERO

Tramo A-B	$(+)A_s = \frac{387}{402.5} = 0.96 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	() $\times 1.35 = 1.29 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"
" B-C	$(+)A_s = \frac{399}{402.5} = 1.00 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.35 cm^2 2 ϕ 3/8"
" C-D	$(+)A_s = \frac{351}{402.5} = 0.88 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.19 cm^2 1 ϕ 1/2"
" D-E	$(+)A_s = \frac{381}{402.5} = 0.95 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.28 cm^2 1 ϕ 1/2"
" E-F	$(+)A_s = \frac{413}{402.5} = 1.02 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.38 cm^2 2 ϕ 3/8"
Apoyo A	$(-)A_s = \frac{235}{424.4} = 0.55 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8"	() $\times 1.40 = 0.77 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"
" B	$(-)A_s = \frac{728}{424.4} = 1.71 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"	= 2.40 cm^2 2 ϕ 1/2"
" C	$(-)A_s = \frac{478}{424.4} = 1.13 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.58 cm^2 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
" D	$(-)A_s = \frac{565}{424.4} = 1.33 \text{ cm}^2$ 2 ϕ 3/8"	= 1.86 cm^2 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
" E	$(-)A_s = \frac{520}{424.4} = 1.22 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 1/2"	= 1.71 cm^2 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
" F	$(-)A_s = \frac{254}{424.4} = 0.60 \text{ cm}^2$ 1 ϕ 3/8"	= 0.84 cm^2 1 ϕ 1/2"

d) ENSANCHAMIENTOS

Ensanchamientos por momentos :

Apoyo A: $M = 235 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 400 \text{ Kg-m} < M_c$

Apoyo B: $M = 728 \text{ Kg-m} > M_c$

$M = 1430 \text{ Kg-m} > M_c$

$b = \frac{728}{53.9} = 13.5 \text{ cms}$

$b = \frac{1430}{79.44} = 18.0 \text{ cms}$

$p = \frac{728 - 539}{\frac{1}{8} \times 470 \times 3.65^2} = 0.24$

$p = \frac{1430 - 795}{\frac{1}{8} \times 800 \times 3.65^2} = 0.47$

$x = 0.07 \times 3.65 = 0.26 \text{ m.}$

$x = 0.13 \times 3.65 = 0.48 \text{ m.}$

Apoyo C: $M = 478 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 710 \text{ Kg-m} < M_c$

Apoyo D: $M = 565 \text{ Kg-m} > M_c$

$M = 1010 \text{ Kg-m} > M_c$

requiere pequeño ensanche.

requiere pequeño ensanche.

Apoyo E: $M = 520 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 960 \text{ Kg-m} > M_c$

requiere pequeño ensanche.

Apoyo F: $M = 254 \text{ Kg-m} < M_c$

$M = 445 \text{ Kg-m} < M_c$

Ensanchamientos por corte :

Calculando el esfuerzo cortante por coeficientes y (despreciando la acción del volado por ser pequeña, encuentro valores aproximados que están cerca de sus valores verdaderos.

Apoyo A: $V = 860 \text{ Kg} < V_c$

$V = () \times \frac{800}{470} = 1460 \text{ Kg} < V_c$

Apoyo B: $V = 970 \text{ Kg} < V_c$

$= 1640 \text{ Kg} > V_c$

requiere pequeño ensanche.

Apoyo C: $V = 835 \text{ Kg} < V_c$

$V = = 1420 \text{ Kg} < V_c$

Apoyo D: $V = 835 \text{ Kg} < V_c$

$V = = 1420 \text{ Kg} < V_c$

Apoyo E: $V = 970 \text{ Kg} < V_c$

$V = = 1650 \text{ Kg} > V_c$

requiere pequeño ensanche.

Apoyo F: $V = 835 \text{ Kg} < V_c$

$V = = 1420 \text{ Kg} < V_c$

Ensanchamiento de viguetas a 20 cms :

Apoyo A: No necesita.

No necesita.

" B: 1 ladrillo a ambos lados

2 ladrillos a ambos lados.

" C: No necesita.

No necesita.

" D: 1 ladrillo a ambos lados

1 ladrillo a ambos lados.

Apoyo E: No necesita.

1 ladrillo a ambos lados.

Apoyo F: No necesita.

No necesita.

e) ADHERENCIA

Fierro negativo.- Considero sólo el esfuerzo cortante mayor con la indicación hecha en el anterior.

$$\sum_A = \frac{860}{318.3} = 2.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\sum_A = \frac{1460}{386.5} = 3.8 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_B = \frac{970}{318.3} = 3.0 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_B = \frac{1640}{386.5} = 4.2 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_C = \frac{835}{318.3} = 2.6 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_C = \frac{1420}{386.5} = 3.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_D = \frac{835}{318.3} = 2.6 \text{ cms} < 2 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\sum_D = \frac{1420}{386.5} = 3.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_E = \frac{970}{318.3} = 3.0 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_E = \frac{1650}{386.5} = 4.2 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$\sum_F = \frac{835}{318.3} = 2.6 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$\sum_F = \frac{1420}{386.5} = 3.7 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

Fierro positivo.- De acuerdo a la exigencia de la adherencia en el apoyo, por los cálculos realizados, bien puedo asegurar que en la azotea el corte en el P. I. no requiere más de 1 ϕ 3/8", y en los pisos típicos, en el caso más desfavorable (apoyos B y E), requerirá 1 ϕ 1/2".

f) DISEÑO

En el plano N° // y/2 presento el diseño de la armadura respectiva, de acuerdo a los cálculos realizados.

VIGUETAS QUE SOPORTAN TABIQUERIA

La mayor parte de la tabiquería está orientada según la dirección de las viguetas. El problema consiste en calcular para cada caso en que ésta se presente, un tipo más de aligerado. Como este procedimiento sería de mucha laboriosidad y considerando que la tabiquería se presenta en formas similares en los diferentes paños, voy a calcular un tipo de aligerado, que colocaré en todos los casos en que exista tabiquería.

Voy a suponer que las paredes de tabiquería ejercen influencia sobre una franja de 3 viguetas (o sea en 1.20 m.).

La carga uniformemente repartida será :

Peso propio del aligerado de 20 cms	300 Kg/m ²
Peso del piso terminado	100 "
Tabique longitudinal $\frac{510}{1.2}$	425 "
Sobrecarga	<u>300</u> "
	1125 Kg/m ²

En la franja de 1.20 m. actuará : $1.2 \times 1125 = 1350$ Kg/m.l.

De acuerdo a las características de los tipos de aligerados, voy a considerar los siguientes coeficientes de cálculo (+)1/14 y (-)1/11 para momentos, y 0.5 y 0.575 para el corte, en un tramo de 3.95 m.

Momentos

$$(+)\frac{1}{14} \times 1350 \times \overline{3.95^2} = 1500 \text{ Kg-m}$$

$$(-)\frac{1}{11} \times 1350 \times \overline{3.95^2} = 1900 \text{ "}$$

Areas de acero

$$(+)\text{A}_s = \frac{1500}{2.5 \times 1400 (17 - 5/2)} = 2.95 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{1900}{2.5 \times 1400 \times 0.866 \times 17} = 3.68 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

Ensamblamientos

E. por momentos :

$$b = \frac{1900}{2.5 \times 11 \times \overline{17^2}} = 23.4 \text{ cms.}$$

$$p = \frac{8}{11} \times \frac{1900 - 795}{1900} = 0.42$$

$$x = 0.12 \times 3.95 = 0.47 \text{ cms.}$$

E. por corte : Considerando el caso más desfavorable :

$$V = 0.575 \times 1350 \times 3.95 = 3060 \text{ Kg} < V_c$$

$$x = \frac{3060 - 1546}{1350} = 1.12 \text{ cms.}$$

Se ensanchará a 25 cms. 3 ladrillos.

Adherencia

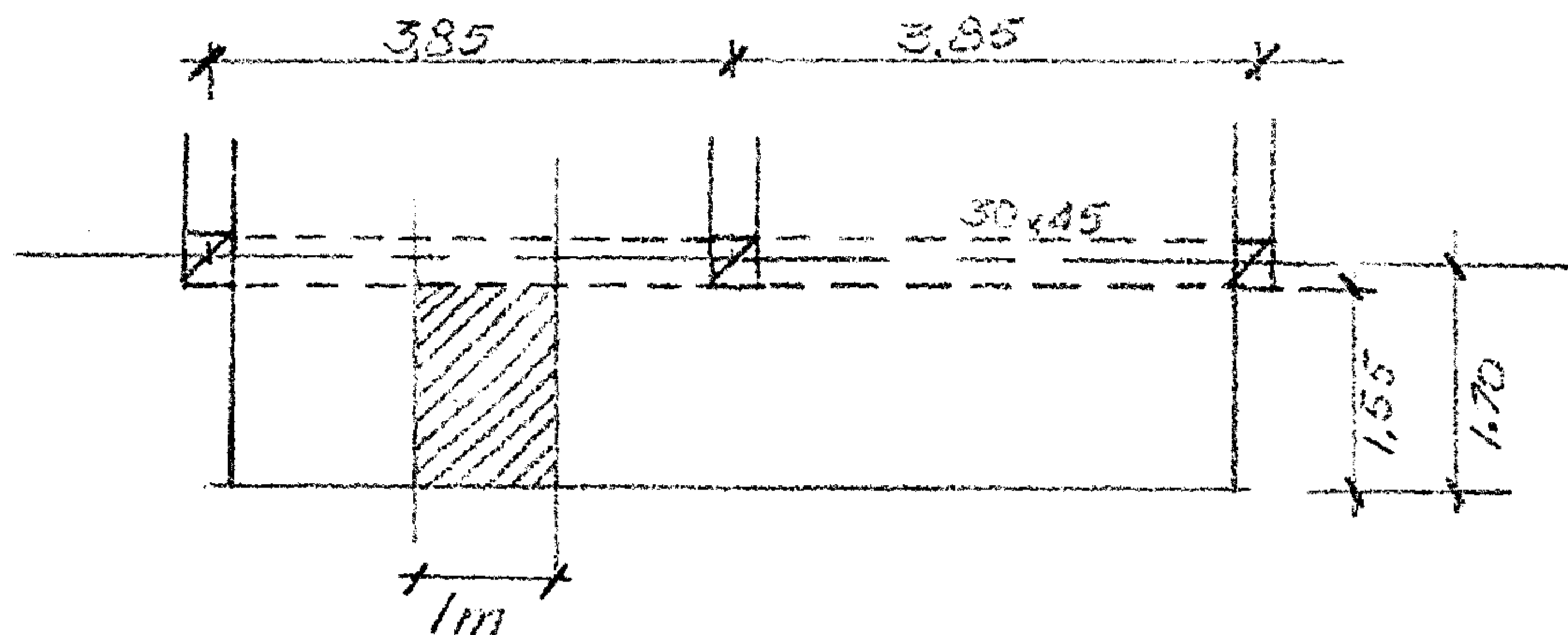
$$(-)\sum_o = \frac{3060}{386.5} = 7.9 \text{ cms} \quad 3 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$V_{PI} = 0.15 \times 1350 \times 3.95 = 800 \text{ Kg.}$$

$$(+)\sum_o = \frac{3060 - 800}{386.5} = 5.9 \text{ cms} \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' + 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

En los tramos en que existe tabiquería emplearé las tres viguetas respectivas, de acuerdo a este cálculo; en las cuales, para que trabajen solidariamente, se colocará $\phi 1/4 @ 25$ en todo el tramo perpendicularmente a las viguetas.

LOSAS DE LOS BALCONES



Hago el cálculo por metro lineal. Se trata de un voladizo sometido a cargas uniformemente repartidas (la baranda como es de perfiles de acero, no es peso como para considerarla como concentrada).

Carga uniformemente repartida

Peso de la losa	$0.12 \times 1 \times 1 \times 2400 = 287 \text{ Kg/m}^2$
Piso terminado	$= 100 \text{ "}$
s/c (igual a la de piso típico)	$= 300 \text{ "}$
	<u>687 Kg/m^2</u>

Momento máximo

$$M = \frac{1}{2} \omega l^2 = \frac{1}{2} \times 687 \times 1.55^2 = 824 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{824 \times 100}{11 \times 100}} = 7.5 \quad h = 7.5 + 3 = 10.5$$

$$h = 12 \text{ cms} \quad d = 12 - 3 = 9 \text{ cms.}$$

Areas de acero

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 9 = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8'' @ 31.5$$

$$A_{s_{\text{rep. temp.}}} = 0.0025 bd = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{" "}$$

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{824 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 9} = 7.57 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8'' \quad 9.5 \text{ cms}$$

$\succ 1.5 \phi = 1.5 \text{ cms}$
 $\prec 3h = 36 \text{ cms.}$

Esfuerzo cortante

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{687 \times 1.55}{100 \times 0.866 \times 9} = 1.36 \angle 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{v}{u} = \frac{V}{u j d} = \frac{687 \times 1.55}{10.5 \times 0.866 \times 9} = 13 \text{ cms} \angle \phi 3/8'' @ 9.5 \text{ cms.}$$

Para anclaje considero una longitud de :

$$l_e = \frac{f_{sa}}{4 u} = \frac{1400 \times 0.71}{4 \times 7} = .50 \phi \approx 50 \text{ cms} \quad \text{dentro de la viga.}$$

CAPITULO III

ESCALERAS

En el presente capítulo denomino Escalera N° 1 a la principal del edificio, ubicada junto a la Caja de Ascensores, y Escalera N° 2 a la que comunica el sótano con el primer piso.

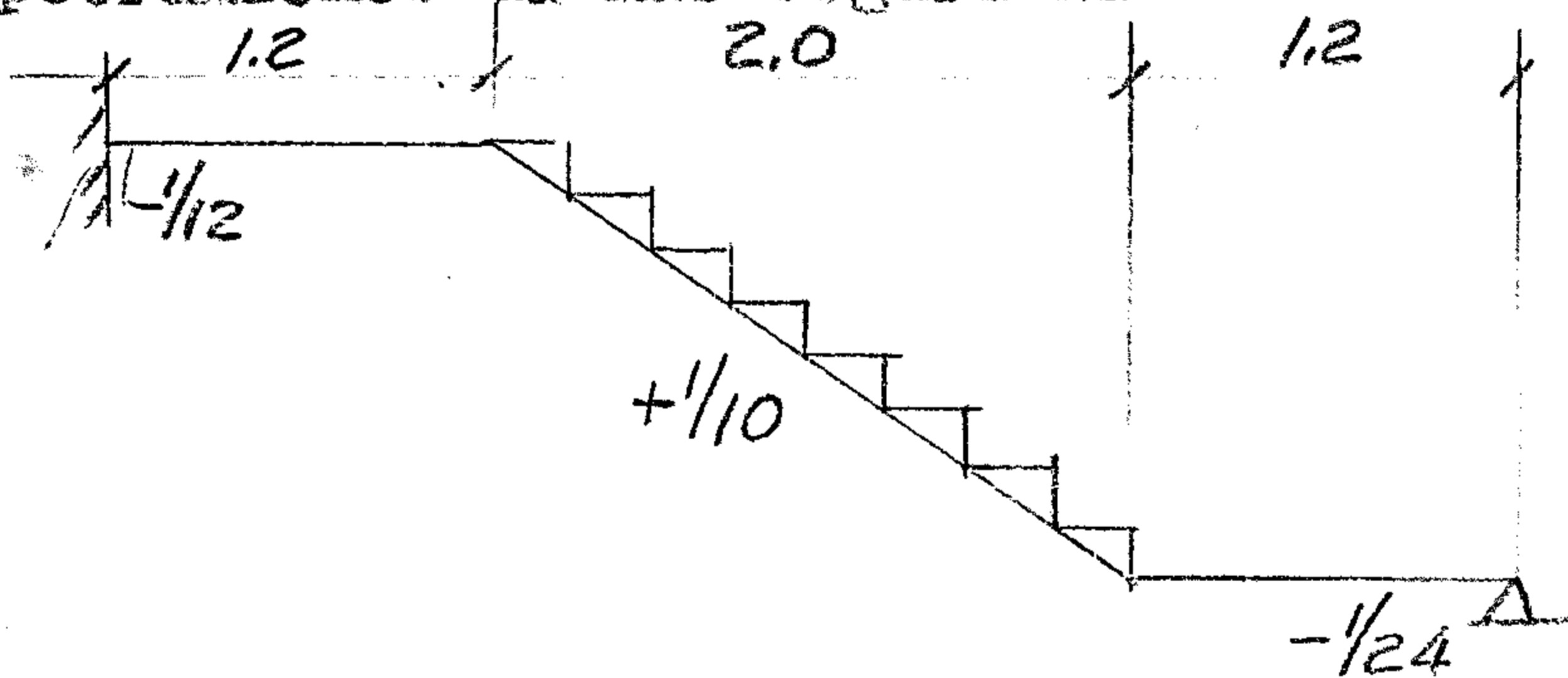
ESCALERA N° 1

Está formada por tres tramos de escalones. El tramo central es una losa quebrada con dos descansos de 1.10 m. de ancho cada uno y 8 escalones de 25 x 16.8. Los tramos laterales están formados por 4 escalones que llegan a los descansos del tramo central.

DISEÑO DEL TRAMO CENTRAL

Tratándose de una losa quebrada que se apoya en su parte superior mediante un empotramiento perfecto en la pared del ascensor y en la parte inferior sobre un murete de concreto que descansa sobre la viga VB-3',4

El cálculo lo realizaré aplicando los coeficientes prácticos, debidos a las condiciones de apoyo (1/12 en empotramiento y 1/24 en el apoyo), considerando 1/10 para el momento máximo positivo, pues el empotramiento da más seguridad.



La luz de cálculo está dada por la suma de los dos descansos de 1.20 m. c/u. + 8 pasos de 25 cms., que da 4.40 m.

El espesor aproximado de la losa será 1/30 de la luz :

$$e = \frac{1}{30} \times l = \frac{1}{30} \times 440 = 14.7 \quad \underline{15 \text{ cms.}}$$

Cálculo de la Carga Repartida :

Peso losa	.15 x 1 x 2400	= 360 Kg/m ²
Peldaños	4($\frac{.25 \times .17}{2}$) x 1 x 2400	= 200 "
Peso del piso terminado		= 100 "
Sobrecarga		= 300 "
		<u>960 Kg/m²</u>

El peso de los peldaños lo considero como si estuviera en toda la luz para situarme en la condición más desfavorable y reducir los cálculos.

Momentos de cálculo :

$$(+)\text{M} = \frac{1}{10} \omega \ell^3 = \frac{1}{10} \times 960 \times 4.4^3 = 1860 \text{ Kg-m.}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{12} \quad = \frac{1}{12} \quad = 1550 \quad "$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{16} \quad = \frac{1}{16} \quad = 1170 \quad "$$

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}}{\text{K} b}} = \sqrt{\frac{1860 \times 100}{11 \times 100}} = 13 \text{ cms;} \quad h = 13 + 3 = 16 \text{ cms.}$$

Tomaré : $h = 15 \text{ cms.}$
 $d = 12 \text{ cms.}$

Areas de Acero

$$A_{s\text{min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2 <> \phi 3/8" \text{ a } 25 \text{ cms.}$$

$$(+)\text{A}_s = \frac{1860 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 12} = 12.8 \text{ cm}^2 <> \phi 5/8" \text{ a } 15 \text{ cms.}$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{1550}{146} = 10.7 \text{ cm}^2 <> \phi 1/2" \text{ a } 12 \text{ cms.}$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{1170}{146} = 8.1 \text{ cm}^2 <> \phi 1/2" \text{ a } 16 \text{ cms.} \checkmark$$

En los dobleces de la losa en la zona positiva, se necesitará un área de acero capaz de resistir el momento en ese punto. Tratándose de carga uniformemente repartida en toda la luz, en una losa simplemente apoyada, el momento está dado por :

$$\text{M} = \frac{\omega}{2} (Lx - x^2) = \frac{960}{2} (4.4 \times 1.1 - 1.1^2) = 1740 \text{ Kg-m.}$$

Considerando que el empotramiento en el ascensor y el vaciado monolítico en el apoyo inferior de la losa reducen los momentos positivos y que la carga de los peldaños no es en toda la luz, el momento hallado puede reducirse a los 8/10.

$$(+)\text{A}_{s1} = \frac{0.8 \times 1740}{1400 \times 0.866 \times 12} = 9.6 \text{ cm}^2 <> \phi 1/2" \text{ a } 13.3 \text{ cms.}$$

Acero de temperatura

$$A_s = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2 <> \phi 3/8" \text{ a } 25$$

Esfuerzo cortante máximo

$$V_{\max} = 0.5 w l = 0.5 \times 960 \times 4.4 = 2110 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{2110}{100 \times 0.866 \times 12} = 2.03 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia

$$\sum_0 = \frac{V}{ujd} = \frac{2110}{10.5 \times 0.866 \times 12} = 19.3 \text{ cms} < \phi 1/2'' \text{ a } 16 \text{ cms.}$$

DISEÑO DE LOS TRAMOS LATERALES

Están apoyados en la viga V4-D'E y en los descansos de la losa del tramo central.

La luz de cálculo la considero formada por el descanso y los 3 escalones del tramo, con lo cual se obtiene 1.85 m.

Considerando una losa de 12 cms.

Carga repartida uniformemente x

Peso de la losa	$.12 \times 1 \times 1 \times 2400 =$	280 Kg/m ²
Peldaños		= 200 "
Peso del piso terminado		= 100 "
Sobrecarga		= 300 "
		880 Kg/m ²

Momentos

$$(+)\text{M} = \frac{1}{10} \times 880 \times 1.85^2 = 301 \text{ Kg-m.}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{16} \times 880 \times 1.85^2 = 188 \text{ "}$$

$$d = \sqrt{\frac{301 \times 100}{11 \times 100}} = 5.3 \text{ cms.} \quad h = 5.3 + 3 = 8.3 \text{ cms.}$$

Considero

$$h = 12 \text{ cms.}$$

$$d = 9 \text{ cms.}$$

Areas de Acero :

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 9 = 2.25 \text{ cm}^2 < \phi 3/8'' \text{ a } 30 \text{ cms.}$$

$$A_{s_{\text{temp}}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 9 = 2.25 \text{ cm}^2 < \phi 3/8'' \text{ a } 30 \text{ cms.}$$

$$(+)\text{A}_s = \frac{301 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 9} = 2.73 \text{ cm}^2 < \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cms.}$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{188 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 9} = 1.73 \text{ cm}^2 \quad \text{coloco acero mínimo.}$$

El diseño de la armadura lo hago cubriendo las zonas de tracción y de acuerdo a las recomendaciones usuales de doblado y anclaje como se indica en el plano N°

ESCALERA N° 2

Es la que une el sótano con el primer piso. Está formada por :

12 cp de 19.6 = 2.35 m.

11 p de 25.0 = 2.75 m.

Descanso de 1.30

Losa de luz de cálculo, de 4.10 m.

Espesor de la losa

$$e = \frac{1}{30} \times 410 = 13.7 \sim 15 \text{ cms.}$$

Carga repartida por metro de ancho

Faldones	4	$(\frac{0.25 \times 0.20}{2}) \times 1 \times 2400$	=	235	Kg/m ²
Losa 15 cms.	-----	$0.15 \times 1 \times 2400$	=	360	"
Peso piso terminado	-----		=	100	"
Sobrecarga	-----		=	300	"
				<u>995</u>	<u>Kg/m²</u>

$$w = 995 \text{ Kg/m}^2$$

Momentos de Cálculo

El apoyo superior de la escalera consiste en una viga, y además es vaciada conjuntamente con el aligerado; por ello, considero un momento negativo de 1/16. En el apoyo inferior, considero un momento negativo, pues se trata de un machón que puedo asimilarlo a una viga.

El momento positivo al centro de la losa lo considero 1/10 algo menor que el máximo de una losa simplemente apoyada que es 1/8.

$$(+)\text{M} = \frac{1}{10} \times 995 \times 4.1^2 = 1670 \text{ Kg-m}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{16} \times 995 \times 4.1^2 = 1040 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{\text{M}}{\text{Kb}}} = \sqrt{\frac{1670}{11 \times 1}} = 0.123 \text{ --- } h = 0.123 + 3 = 0.155 \text{ m.}$$

Tomando : $h = 15 \text{ cms --- } d = 15 - 3 = 12 \text{ cms.}$

$$(+)\text{A}_s = \frac{\text{M}}{f_s j d} = \frac{1670 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 12} = 11.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø } 5/8" \text{ (2)} \quad 17 \text{ cms.}$$

$$(-)\text{A}_s = \frac{1040 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 12} = 7.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø } 1/2" \text{ (2)} \quad 18 \text{ cms.}$$

Acero de temperatura :

Pag. 53

$$A_{st} = 0.0025 \text{ bd} = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3 \text{ cm}^2 \quad \phi \text{ 3/8"} @ 25 \text{ cms.}$$

Esfuerzo Cortante :

$$V_{\text{máx}} = 0.5 \omega \ell = 0.5 \times 960 \times 4.1 = 1970 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1970}{100 \times 0.866 \times 12} = 1.89 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia :

$$(-)\sum_0 = \frac{V}{u j d} = \frac{1970}{10.5 \times 0.866 \times 12} = 18 \text{ cms} < \phi \text{ 1/2"} @ 18 \text{ cms.}$$

Con mayor razón, quedará satisfecho el acero positivo.

CAPITULO IV

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

VIGAS NO INCLUIDAS EN LOS PÓRTICOS

Las vigas de arriostramiento cumplen la misión de amarrar la estructura, trabajando a la flexión por acción de su peso propio y de los muros y cargas concentradas directamente aplicadas, a grandes pánzolas por niveles.

VIGAS DEL NIVEL 5°

En la azotea la sollicitación a la flexión es mínima (peso propio); por ello las consideraré de menor sección que las empleadas en pórticos, y todas ellas tendrán acero mínimo de reglamento, como lo demostraré a continuación.

Sección de concreto :

$$A_g = 20 \times 30 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{\min}} = 0.005 \text{ bd} = 0.005 \times 20 \times 30 = \underline{2.4 \text{ cm}^2}$$

Momento que puede resistir la sección rectangular :

$$M = K b d^2 = 11 \times 20 \times 30^2 = 126000 = \underline{1260 \text{ Kg-m.}}$$

Momento que absorbe el acero mínimo :

$$M_s = A_s f_s j d = 2.4 \times 1400 \times 0.806 \times 30 = 80800 = \underline{808 \text{ Kg-m.}}$$

VIGAS DE LOS EJES 1, 2 Y 3

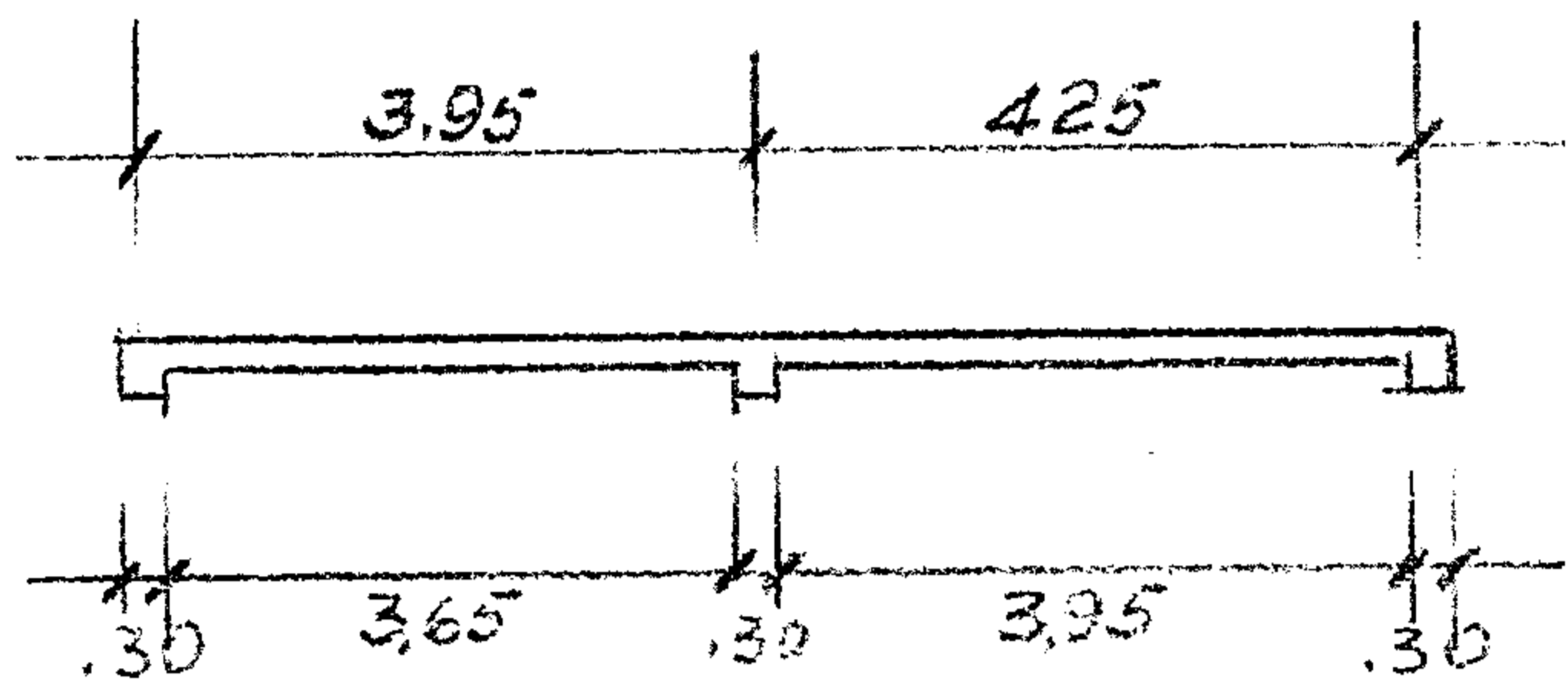
5°V1-AB; 5°V1-BC (ver plano N° 17)

5°V2-AB; 5°V2-BC (ver plano N° 17)

5°V3-AB; 5°V3-BC (ver plano N° 17)

Todas ellas tienen iguales dimensiones, siendo las del eje 1 las más sollicitadas, pues reciben un murete de ladrillo de 30 cms. Por ello asimilaré a su cálculo las demás.

Peso propio :	$0.30 \times 0.50 \times 1 \times 2400 =$	144 Kg/m.l.
Murete	$: 0.15 \times 0.50 \times 1 \times 1800 =$	135 "
	$0.08 \times 0.50 \times 1 \times 2200 =$	88 "
	$\underline{\hspace{1cm}}$	$\underline{367 \text{ Kg/m.l.}}$



Por las condiciones de luces y cargas, es aplicable el método de coeficientes aproximados de momentos.

El momento máximo estará en B, y tendrá un valor de :

$$(-)M = \frac{1}{9} \times 313 \times 3.80^2 = 500 \text{ Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{500 \times 100}{11 \times 20}} = 15 \text{ cms}$$

$$h = 15 + 6 = 21 \text{ cms} \quad 30 \text{ cms}$$

$$h = 30 \text{ cms}$$

$$d = 24 \text{ cms}$$

Acero necesario :

$$(-)A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{500 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 24} = 1.71 \text{ cm}^2 < 2.4 \text{ cm}^2$$

Tenemos que emplear el acero mínimo que exige el reglamento (0.005 bd), igual para el acero positivo.

$$A_s = 2.4 \text{ cm}^2 < > 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

Esfuerzo cortante máximo :

$$V = 0.575 \times w \times l = 0.575 \times 313 \times 3.95 = 710 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{710}{20 \times 0.866 \times 24} = 1.7 \text{ Kg/cm}^2 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

sólo

No necesita estribo, pues el concreto lo puede absorber; pero emplearé estribos de $\phi 1/4''$ para fijar la armadura antes del viaciado.

Perímetro de adherencia :

$$(-)A_s; \quad \sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{710}{10.5 \times 0.866 \times 24} = 3.27 \text{ cms} < 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

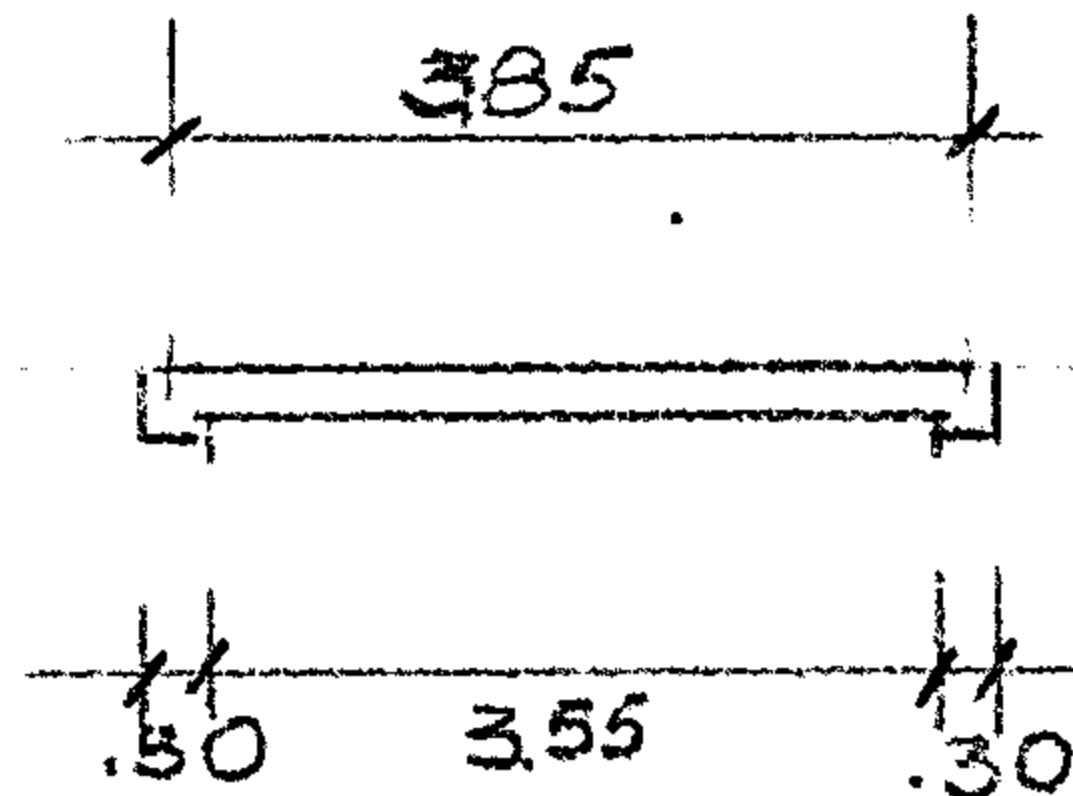
$$(+)A_s; \quad \sum_o = \frac{710 - 0.125 \times 3.95 \times 313}{10.5 \times 0.866 \times 24} = 2.57 \text{ cms} < 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

Diseño de la armadura :

Empleo barras rectas y dobladas, estando los puntos de doblado definidos por los valores $1/7$, $1/5$ y $1/4$ de la luz del paño, según el caso.

VIGA DEL EJE 3'

5°V3'-EF (ver plano N° 17)



$$\omega = 313 \text{ Kg/m.l.}$$

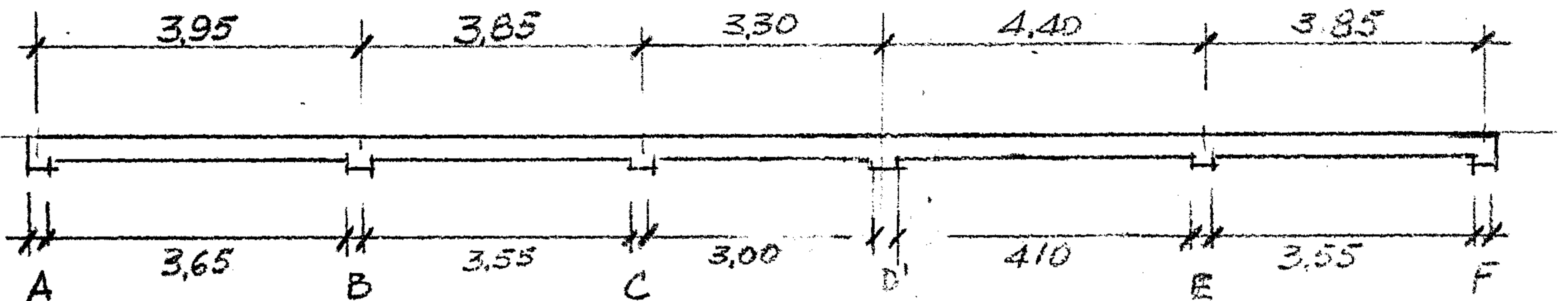
$$(+)\text{M} = \frac{1}{10} \times 313 \times 3.55^2 = 394 \text{ Kg-m.}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{9} \times 313 \times 3.55^2 = 447 \text{ Kg-m.}$$

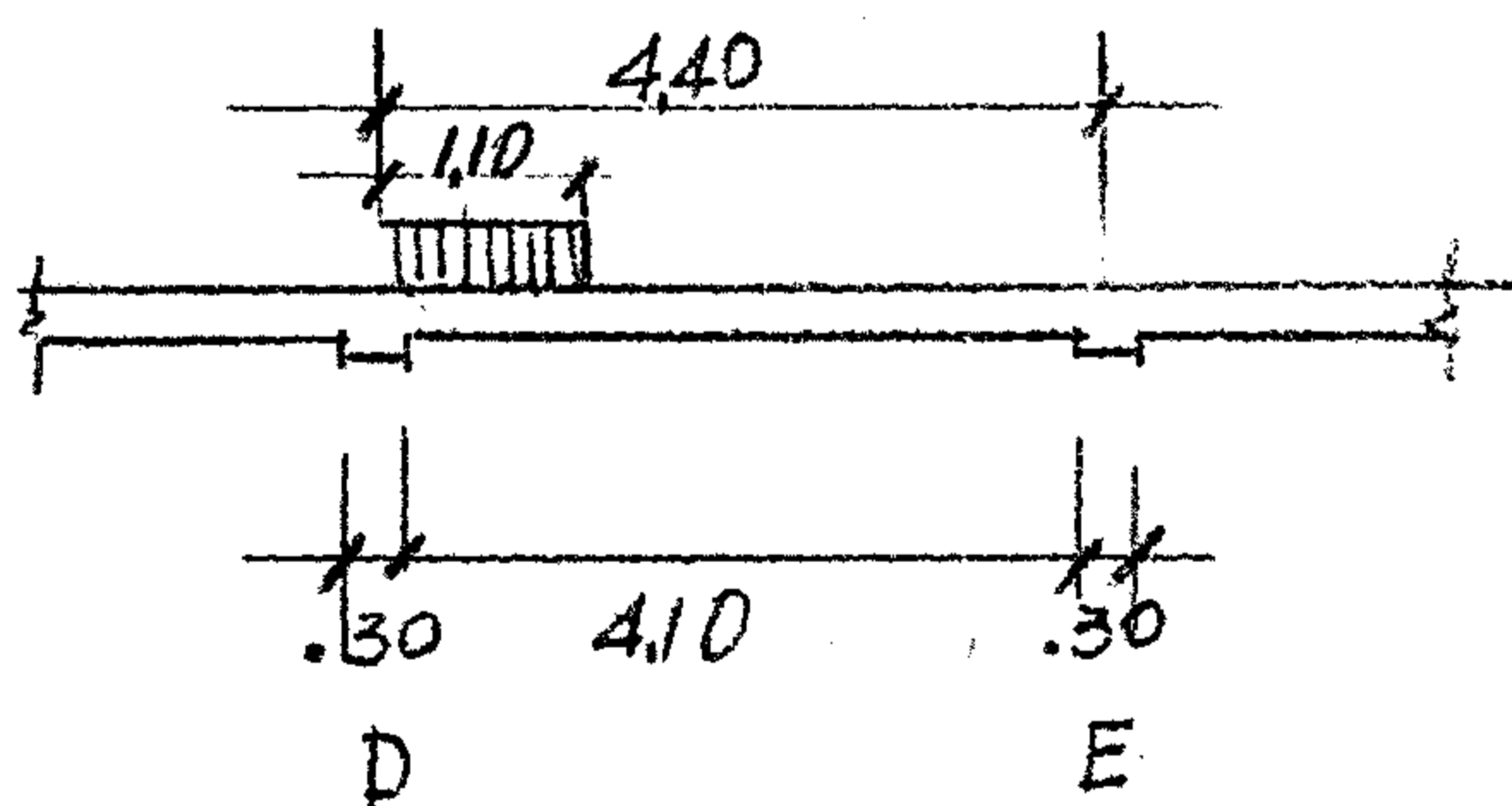
momentos menores que el que soporta el acero mínimo. El esfuerzo cortante y la adherencia quedarán igualmente satisfechos.

VIGAS DEL EJE 4

5°V4-AB ; 5°V4-BC; 5°V4-CD'; 5°V4-D'E; 5°V4-EI (ver plano N° 18)



Presenta la acción de un peso propio en todos los tramos, y en el D'E recibe un tramo de la escalera N° 1, según el croquis siguiente :



$$\omega = \frac{1}{2} \times 995 \times 0.75 = 375 \text{ Kg/m.l.}$$

Los momentos de empobramiento perfecto son de :

$$\text{M} = \frac{1}{12} \omega a^3 \left[\frac{4b}{L} + 2\frac{b^2}{L^2} + \frac{a^2}{L^2} \right] = \frac{1}{12} \times 375 \times 1.1^3 \left[4 \times \frac{3}{4.1} + 2 \times \frac{3^2}{4.1^2} + \frac{1.1^2}{4.1^2} \right]$$

$$= 154 \text{ Kg-m.}$$

$$M' = \frac{1}{12} \omega a^3 \left[3 - 2\frac{b}{L} - \frac{b^3}{L^3} - 2\frac{a^3}{L^3} \right] = \frac{1}{12} \times 375 \times 1.1^3 \left[3 - 2 \times \frac{3}{4.1} - \frac{3^3}{4.1^3} - 2 \times \frac{1.1^3}{4.1^3} \right] = 32.5 \text{ Kg-m.}$$

momentos que aunque sean distribuidos por el método de H. Cross y sumados a los del peso propio, no van a dar a dar mayor valor que el que permite el acero mínimo. Por ello empleamos dicho refuerzo en esta viga.

VIGA DEL EJE 5

5°V5-AB; 5°V5-BC; 5°V5-CD; 5°V5-DE; 5°V5-EF (ver plano N° 18)

Por consideraciones ya enunciadas en las vigas anteriores, emplearemos acero mínimo.

VIGAS DEL EJE 6

Por recibir esta viga continua en sus paños DE y EF un balcón don volado, su cálculo se diferencia de las demás, y la presentaré al final del presente capítulo bajo el título de Viga de Fachada (pág. N° 62).

VIGAS DEL NIVEL 4°

VIGAS DEL NIVEL 3°

VIGAS DEL NIVEL 2°

Son de cálculo similar, pues se encuentran en los niveles de planta típica.

Como la mayoría de estas vigas reciben cargas de muros, tabiques, viguetas reforzadas, etc., las consideraré de mayor peralte que la azotea para asegurar el acero mínimo.

Sección de concreto : $A_g = 20 \times 40 \text{ cm}$

Momento que puede resistir la sección rectangular :

$$M_c = K b d^3 = 11 \times 20 \times 34^3 = 254000 = 2540 \text{ Kg-m.}$$

Acero mínimo :

$$A_{s_{\min}} = 0.005 b d = 0.005 \times 20 \times 34 = 3.4 \text{ cm}^2$$

Momento que absorbe el acero mínimo :

$$M_s = A_s f_s j d = 3.4 \times 1400 \times 0.866 \times 34 = 140000 = 1400 \text{ Kg-m.}$$

VIGAS DE LOS EJES 1, 2 y 3

4°V1-AB; 4°V1-BC

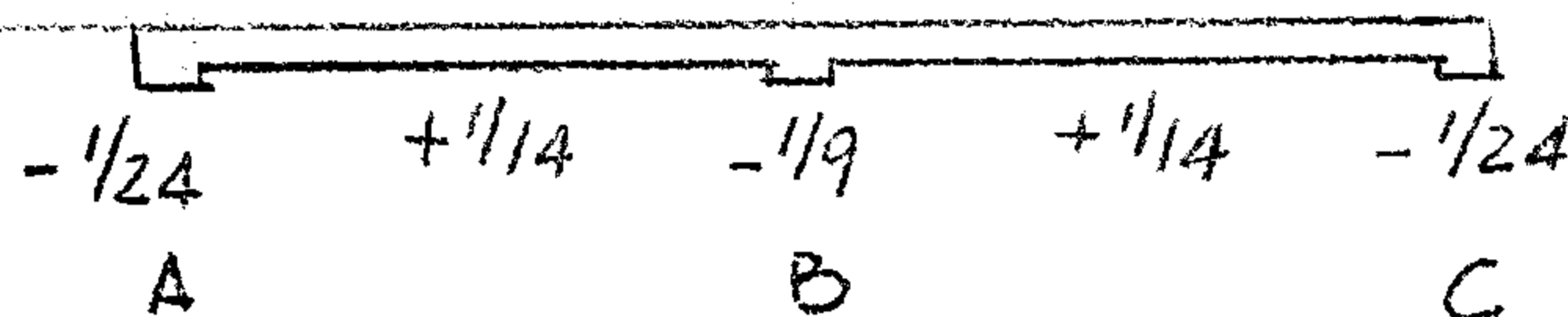
4°V2-AB; 4°V2-BC

4°B3-AB; 4°V3-BC

La que tiene carga más desfavorable es la del eje 1, consistente en un muro de ladrillos de 15 cms, que calcularé.

Peso propio : $0.20 \times 0.40 \times 1 \times 2400 = 192 \text{ Kg/m.l.}$

Muro 15 cms : $= \frac{830}{1022} = 1020 \text{ Kg/m.l.}$



Por las condiciones de cargas y luces, empleo el método de coeficientes aproximados.

Momentos :

$(-)M = \frac{1}{24} \omega l^2 = \frac{1}{24} \times 1020 \times 3.95^2 = 665 \text{ Kg-m.}$

$(-)M = \frac{1}{9} \omega l^2 = \frac{1}{9} \times 1020 \times 3.80^2 = 1640 \text{ Kg-m.}$

$(+)M = \frac{1}{14} \omega l^2 = \frac{1}{14} \times 1020 \times 3.95^2 = 1140 \text{ Kg-m.}$

$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{1640 \times 100}{11 \times 20}} = 27.5 \text{ cms}$

$h = 27.5 + 6 = 33.5 \text{ cms} \quad 40 \text{ cms}$

$h = 40 \text{ cms}$

$d = 34 \text{ cms}$

Areas de acero :

$(+)A_s = \frac{(+)M}{f_s j d} = \frac{1140 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 34} = \frac{1140}{412} = 2.76 \text{ cm}^2 < 3.4 \text{ cm}^2$

$(-)A_s = \frac{665}{412} = 1.62 \text{ cm}^2 < 3.4 \text{ cm}^2$

$(-)A_s = \frac{1640}{412} = 3.97 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$

Esfuerzo de corte :

$V = 0.575 \omega l = 0.575 \times 1020 \times 3.95 = 2320 \text{ Kg.}$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{2320}{20 \times 0.866 \times 34} = \frac{2320}{590} = 3.77 \text{ Kg/cm}^2 \quad 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Tampoco necesita estribos, pero emplearé dos de $\phi 1/4''$ para armar el fierro negativo.

Perímetro de Adherencia :

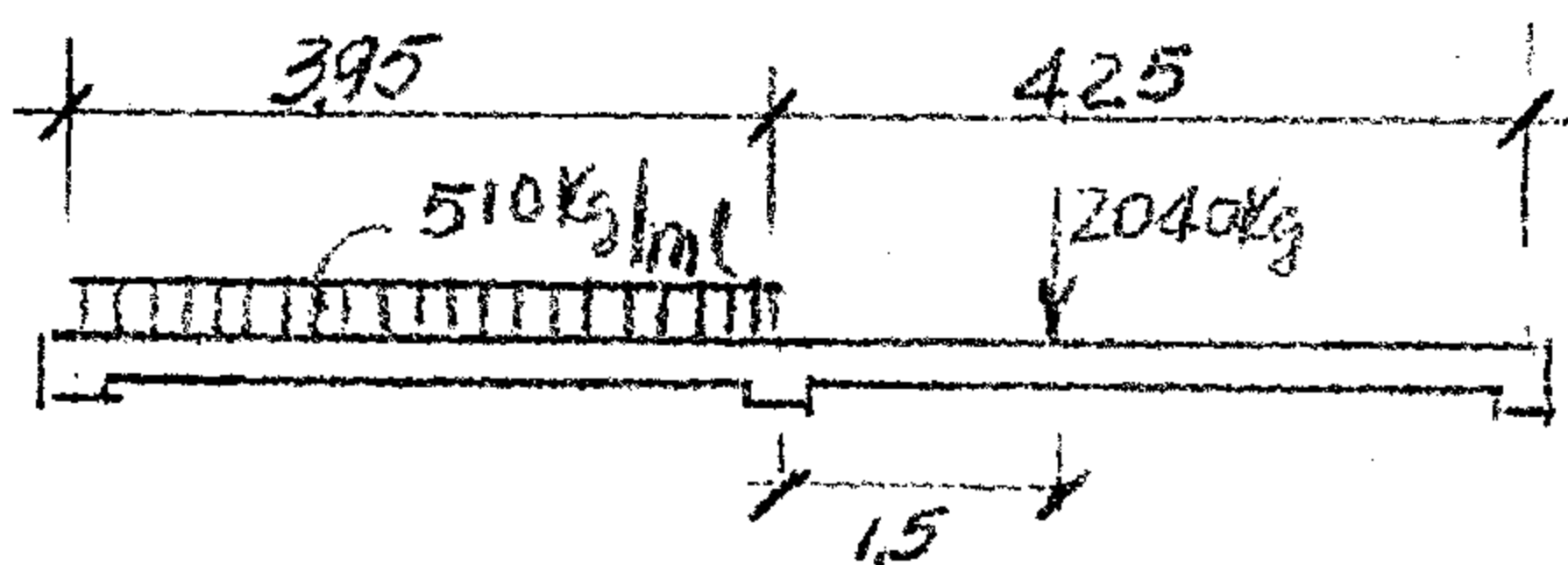
$$(-)A_s \quad \sum_o = \frac{V}{ujd} = \frac{2320}{10.5 \times 0.866 \times 34} = \frac{2320}{310} = 7.5 \text{ cms}$$

$\angle 2 \phi 5/8''$
 $\angle 2 \phi 3/8'' + 1 \phi 5/8''$

$$(+)A_s \quad \sum_o = \frac{2320 - 0.125 \times 3.95 \times 1020}{310} = 5.5 \text{ cms}$$

$\angle 2 \phi 3/8''$

Las vigas de los ejes 2 y 3 presentan una carga de tapique-
ría de 10 cms en el paño AB y una concentrada a 1.5 m. de B en el
paño BC. Tales cargas y el peso propio producen el momento máximo
de 1624 Kg-m en el apoyo B, como resultado del H. Cross que acom-
pañó.



	.52	.48	
+186	-186	+217	-217
+660	-660	+1280	-700
+846	-846	+1497	-917
-846	-337	-314	+917
-169	-423	+457	-157
+169	-18	-17	+157
-9	+84	+78	-8
+9	-84	-78	+8
0	1624		0

$$I_{ab} \frac{1}{12} \times 510 \times 3.95^2 = 660 \text{ Kg-m}$$

$$P.P \frac{1}{12} \times 144 \times 3.95^2 = 186 \text{ ''}$$

$$P.P \frac{1}{12} \times 4.25^2 = 217 \text{ ''}$$

$$C.C. = \frac{2040 \times 1.5 \times 2.75^2}{4.25^2} = 1280 \text{ Kg-m}$$

$$C.C. = \frac{2040 \times 1.5 \times 2.75^2}{4.45^2} = 700 \text{ Kg-m}$$

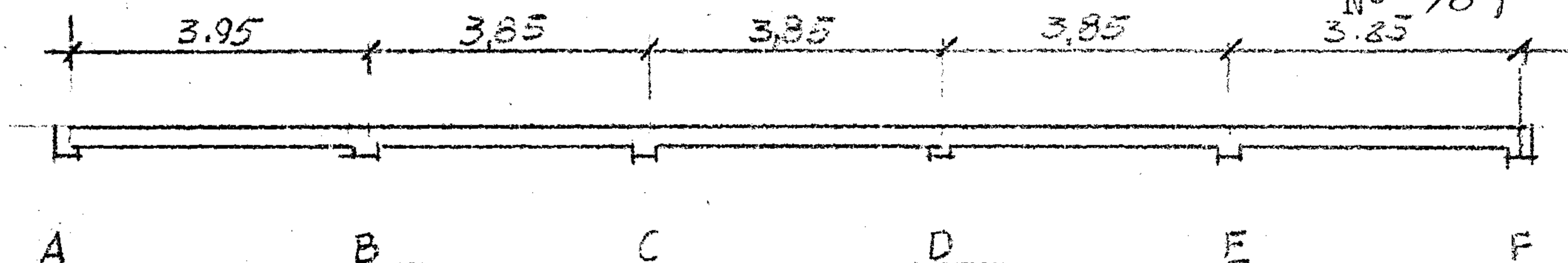
siendo la sollicitación de cargas menor que en la viga 1, diseño estas vigas iguales a las del eje 1.

VIGA DEL EJE 3'

4°V3'-EF (ver plano N° 17)

Por ser pequeñas las cargas actuantes, considero a la viga de igual sección que las anteriores y con acero mínimo.

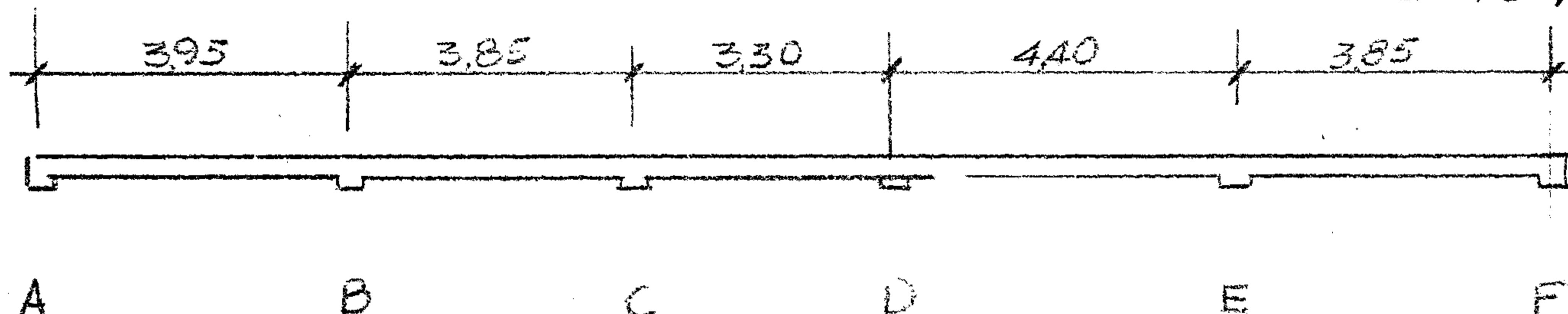
4°V5-AB; 4°V5-BC; 4°V5-CD; 4°V5-DE; 4°V5-EF (ver plano N° 18)



Esta viga continua soporta tabiquería de 10 cms. en casi toda su longitud. El peso propio (144 Kg/m.l.) y la tabiquería mencionada (510 Kg/m.l.), producen momentos y esfuerzos de corte menores que los producidos por el muro perimetrico de 15 cms. en la viga continua del eje 1; como en ella fué necesario emplear el acero mínimo del reglamento, en esta viga también emplearé tal refuerzo.

$$A_{s_{min}} = 0.005 \times 20 \times 34 = \underline{3.4 \text{ cm}^2}$$

4°V4-AB; 4°V4-BC; 4°V4-CD; 4°V4-DE; 4°V4-EF (ver plano N° 18)



Presenta en algunos tramos carga de tabiquería y en el paño D'E recibe dos tramos de la escalera, que, como hemos visto en el paño similar de la viga del nivel 5°, no requiere cálculo, pues darán momentos más pequeños que si se tratara de un muro de 15 cms. y habrá que acudir de todas maneras al acero mínimo. Por ello, su diseño será igual al de la viga del eje 5.

4°V6-AB; 4°V6-BC; 4°V6-CD; 4°V6-DE; 4°V6-EF (ver plano N° 19)

Se tiene el mismo problema que en la correspondiente al nivel 5°, o sea de recibir como viga de fachada el volado del balcón.

VIGAS DEL NIVEL 1°

1°V1-AB; 1°V1-BC

1°V2-AB; 1°V2-BC

Están cargadas en forma similar a sus correspondientes en el piso típico, por lo cual pueden diseñarse iguales a ellas; pero

tratándose de zótano, por aumentar la seguridad, las consideraré de 30 x 40 con acero mínimo.

Queda por resolver el volado de la viga del eje 3, que es el mayor. Probaré si es posible prolongar la misma viga continua.

Peso del aligerado de 20 cms	300	Kg/m ³
Peso del Piso terminado	100	"
Sobrecarga	300	"
	<u>700</u>	Kg/m ³

$$\omega = 700 \text{ Kg/m}^3$$

Longitud del volado al eje del pórtico 1.30 m.

$$M = \frac{1}{2} \omega l^2 = \frac{1}{2} (700 \times \frac{3.5}{2}) \times 1.3^2 = 1030 \text{ Kg-m.}$$

$$Z = \frac{bh^3}{6} = \frac{30 \times 40^3}{6} = 8000 \text{ cm}^3$$

$$S = \frac{M}{Z} = \frac{1030 \times 100}{8000} = 12.9 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzo que lo soporta el concreto.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1030 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 34} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Hay necesidad de emplear el acero mínimo, que será el fierro negativo del apoyo C' prolongado, y para mayor seguridad prolongo el fierro en compresión en ese apoyo hasta el extremo del volado.

VIGAS DEL EJE 6

La viga continua AB-BC-CD, de 20 x 40 en los pisos típicos, y de 20 x 30 en la azotea, tendrán peralte hacia arriba e irán al extremo del volado de los pórticos, llevando acero mínimo (ver plano N° 19).

VIGAS DEL EJE D'

4°VD'-4,5

3°VD'-4,5

2°VD'-4,5

Estas vigas de dimensiones 30 x 40, están apoyadas en la viga V5-C1D y empotradas en la Caja del Ascensor. Para encontrar la armadura, considero los siguientes coeficientes :

$$(+)M = \frac{1}{14} (800 \times 3.85) 4.25^2 = 4000 \text{ Kg-m} \quad (+)A_s = 7.5 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$$

$$(-)M = \frac{1}{16} (800 \times 3.85) 4.25^2 = 4650 \text{ Kg-m} \quad (-)A_s = 8.7 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 3/4" + 1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$$

Se empleará estribos espaciados 25 cms.

La viga correspondiente al nivel 5° será de 30 x 40 y llevará acero mínimo.

VIGA DE FACHADA (Ver plano N° 19).

5°V6-DE ; 5°V6-EF

4°V6-DE ; 4°V6-EF

3°V6-DE ; 3°V6-EF

2°V6-DE ; 2°V6-EF

Esta viga que al cumplir la misión de arriostramiento, está sometida a la torsión producida por la losa del balcón.

Cálculo de la armadura a torsión

Las dimensiones de la presente viga, como primer tanteo, las considero de 30 x 45 (según planos arquitectónicos), y a continuación presento el cálculo requerido por la torsión :

El momento de la losa en volado (pág. 48) por metro lineal de ancho es 824 Kg-m.

Siendo 3.55 la luz libre de la viga, el momento en el extremo será :

$$M = \frac{1}{2} M_v \ell' = \frac{1}{2} \times 824 \times 3.55 = 1460 \text{ Kg-m.}$$

Para el cálculo de las dimensiones de la viga, empleo la fórmula de Bach para la relación $h/b = 3/2$.

$$\tau = \psi \frac{M}{b^2 h} \quad \psi = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{h}{b}} = 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{3}{2}} = 4.33$$

$$\tau = \text{Esf. corte unit. medio del concreto} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = \text{Momento torsor} = 1460 \text{ Kg-m.}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{2 \psi M}{3 \tau}} = \sqrt[3]{\frac{2 \times 4.33 \times 1460 \times 100}{3 \times 15}} = 30.4 \text{ cms.}$$

$$b = 30 \text{ cms} \quad h = \frac{3}{2} \times 30 = 45 \text{ cms,}$$

dimensiones previstas de antemano.

La acción del volado sobre la viga en estudio se traduce en un momento y un esfuerzo cortante en la cara de la viga.

El momento al eje de la viga será :

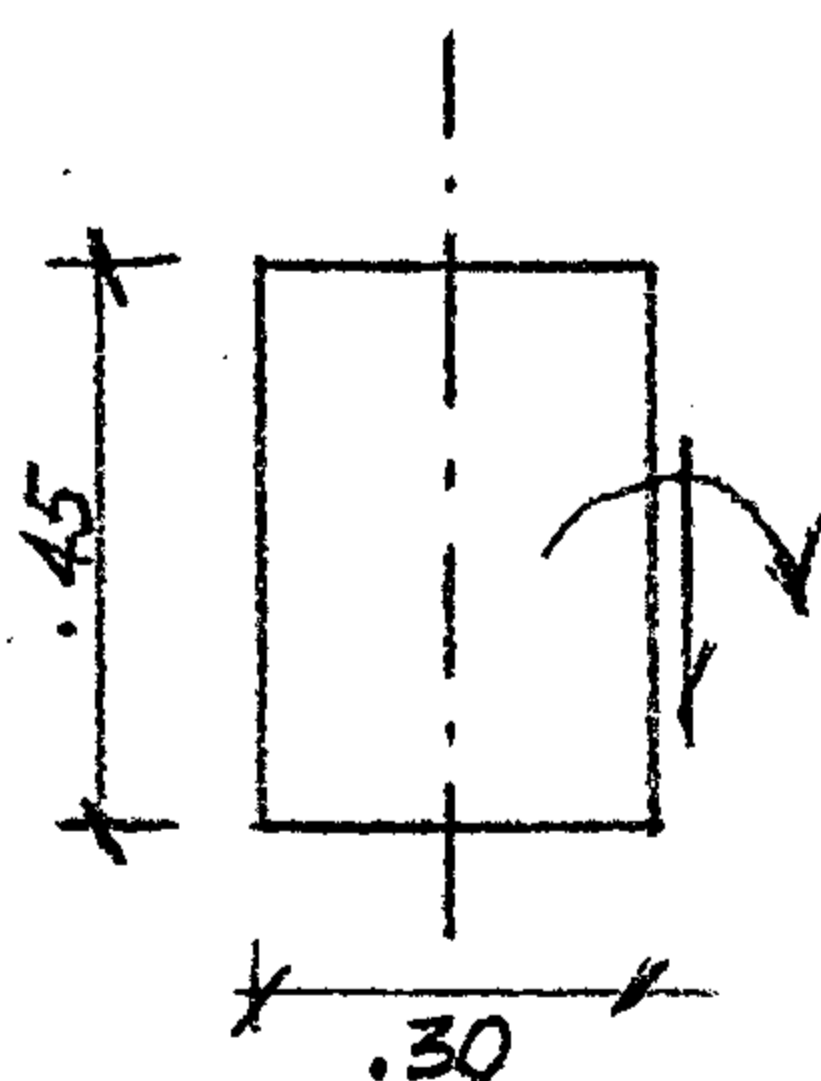
$$M_T = M_v + V \frac{b}{2} = 824 + (687 \times 1.55) \times 0.15 = 984 \text{ Kg/m.l.}$$

En los apoyos existe el momento de :

$$M = \frac{1}{2} M_T \ell' = \frac{1}{2} \times 984 \times 3.55 = 1743 \text{ Kg-m.}$$

El núcleo de concreto ($\tau_c = 4 \text{ Kg/cm}^2$) toma un momento de :

$$M_c = \frac{\tau_c b n^2 d^2}{\psi} = \frac{4(30 - 2 \times 4.5)^2 \times (45 - 2 \times 4.5)}{4.33} = 14700 \text{ Kg-cm}$$



El acero en estribos tomará : $f_s = 700 \text{ Kg/cm}^2$:

$$M_s = M - M_c = 1743 - 147 = 1596 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{M_s}{f_s 2b_n d_n} = \frac{1596 \times 100}{700 \times 2 \times 21 \times 36} = 0.15 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \phi 1/2 @ 8.5 \text{ cms.}$$

Veamos el acero necesario a torsión para el tramo central de la viga, a partir de 1 m. de los apoyos.

$$M'_s = M - M' - M_c = 1743 - \frac{1}{2} \times 984 (3.55 - 2) - 147 = 615 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{M'_s}{f_s 2b_n d_n} = \frac{615 \times 100}{700 \times 2 \times 21 \times 36} = 0.0582 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \phi 1/2 @ 20 \text{ cms.}$$

Cálculo de la armadura a flexión

La carga uniformemente repartida :

Volado ($P_p + s/c$)	687 Kg/ml.
Peso viga (30 x 45)	325 "
Puertas, vidrios, etc.	288 "
	<hr/>
	1300 Kg/ml.

Momentos

$$(+M) = \frac{1}{14} \times 1300 \times 3.55^2 = 900 \text{ Kg-m.}$$

$$(-M) = \frac{1}{11} \times 1300 \times 3.55^2 = 1140 \text{ Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{1140 \times 100}{11 \times 30}} = 18.6 \quad h = 18.6 + 6 = 24.6 < 45 \text{ cms.}$$

Areas de acero

$$A_{s_{\min}} = 0.005 bd = 0.005 \times 30 \times 39 = 5.84 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi 5/8''$$

$$(+A_s) = \frac{900 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 39} = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$(-A_s) = \frac{1140 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 39} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Se empleará acero mínimo.

Esfuerzo cortante

$$v = \frac{0.5 \times 1300 \times 3.55}{30 \times 0.866 \times 39} = 2.27 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sum_o = \frac{0.5 \times 1300 \times 3.55}{10.5 \times 0.866 \times 39} = 6.5 \text{ cms} < 2 \phi 5/8''$$

CAPITULO V

M E T R A D O G E N E R A L D E C A R G A S

A. PROCEDIMIENTO A SEGUIR

El presente m4trado lo hago teniendo en mente que pueda servir directamente para conocer el metrado de cargas sobre las vigas portantes, sobre las vigas de arriostamiento y las cargas sobre las columnas por niveles y acumuladas.

B. CONSTANTES NECESARIAS

Aligerados y losas

Del capítulo II obtengo los siguientes valores :

Aligerado de	h = 17 cms en la Azotea	270 Kg/m ²
"	" h = 20 cms en el Piso Típico	300 "

Piso terminado

Considero para la Azotea : pastelero de 50 Kg/m² y para los demás pisos un acabado de 100 Kg/m².

Escaleras

Luego de su cálculo en el capítulo III, producen una carga uniformemente repartida de 660 Kg/m².

Tabiquería

Según la explicación hecha en el capítulos de Aligerados, la he considerado como equivalente a cargas uniformemente repartidas de 50 y 100 Kg/m² para la Azotea y demás pisos, respectivamente.

Muros perimétricos

Para el cálculo de su peso considero ladrillos macizo de 1800 Kg/m³ con un revestimiento de mortero de arena, lo cual da los siguientes pesos por metro lineal :

Muro de	15 cms.	.15 × 2.45 × 1 × 1800 =	660 Kg/ml.
Revest. de	3 cms.	.03 × 2.45 × 1 × 2200 =	162 "
			830 Kg/ml.
Muro de	25 cms	.25 × 2.45 × 1 × 1800 =	1100 Kg/ml.
Revest. de	3 cms	.03 × 2.45 × 1 × 2200 =	162 "
			1260 Kg/ml.

Vigas de Arriostramiento

Estas vigas, según el capítulo IV, pesan 144 y 192 Kg/ml. para las de la Azotea y demás pisos típicos, respectivamente.

Vigas Portantes

Para escoger sus dimensiones aproximadas sigo el criterio de 1/10 y 1/20 del peralte, procurando que sean iguales por piso, para facilitar el encofrado. Dichas dimensiones las chequeo con los planos de arquitectura. Se tienen las siguientes dimensiones :

Azotea	.25 × .45 × 1 × 2400 = 270 Kg/ml.
P.Típico	.30 × .50 × 1 × 2400 = 360 "
1er Piso	.30 × .45 × 1 × 2400 = 325 "

Sobrecarga

De acuerdo a las especificaciones del proyecto las s/c son las siguientes :

Azotea 100 Kg/m ²
Demás pisos.	300 "

En las escaleras, por las condiciones del edificio, considero las s/c de 300 Kg/m².

Cargas totales uniformemente repartidas

Por las condiciones de cargas ya explicadas anteriormente, tendremos cargas unitarias iguales en cada piso.

	AZOTEA	PISO TIPICO
Peso propio aligerado	270 Kg/m ²	300 Kg/m ²
Peso piso terminado	50 "	100 "
Tabiquería equivalente	50 "	100 "
Cargas permanentes	370 Kg/m ²	500 Kg/m ²
Sobrecargas	100 "	300 "

Presento a continuación los cuadros de metrado de cargas de columnas.

Las cargas por metro lineal de viga portante aparecen al costado derecho del nivel en que actúan. Para estos valores se ha reemplazado la carga equivalente de tabiquería por la tabiquería misma de acuerdo a un metrado previo.

CARGAS SOBRE COLUMNAS

CARGAS ACUMULADAS

Columna	A Nivel 5°	A nivel 4°	A nivel 3°	A nivel 2°	A nivel 1°
A-1	3191 Kg	12929 Kg	22667 Kg	32405 Kg	42061 Kg
2	5716	20224	34732	49240	63690
3	7096	22054	37012	51970	61193
4	8645	26531	44417	62303	-
5	8270	25390	42510	59630	-
6	5420	19250	33080	46910	-
B-1	5595	18072	30549	43026	55423
2	9990	26227	42464	58701	74778 ✓
3	9930	26177	42424	58671	67118
4	9912	26111	42310	58509	-
5	9972	26281	42590	58899	-
6	6542	20451	34360	48269	-
C-1	3384	12589	21774	30979	42014
2	6998	22413	37828	53243	71199
3	8824	23247	37670	52093	60839
4	9424	24787	40150	55513	-
5	9883	26020	42157	58294	-
6	6496	17042	27588	38134	-
D-5	9560	26446	43332	60218	-
6	7311	20382	33453	46524	-
E-3'	3438	8640	13842	19044	24106
4	6895	19457	32019	44581	50161
5	9883	26020	42157	58294	-
6	8580	22566	36552	50538	-
F-3'	1486	4723	7960	11197	14579
4	3841	12538	21235	29932	37356
5	5514	18101	30688	43275	-
6	4781	14417	24053	33689	-

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 68

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sentido del		TOTAL
		PORTICO	ARRIOST.	
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 370) \times 2,275$	785		1780
Vig. p. + Vig. a.	$(270) \times 2,275 + 144 \times 2,125$	270	306	615
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 100) \times 2,275$	215		306
	AZOTEA	1025 + 215		490
				3191
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 2,275$	1060		2420
Vig. p. + Vig. a.	$(360) \times 2,275 + 192 \times 2,125$	360	408	820
Muros	$(1260) \times 2,275 + 930 \times 2,125$	1260	1760	408
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 300) \times 2,275$	640		2870
	4° PISO	2470 + 640		1760
	3° PISO	2470 + 640		1460
	2° PISO	2470 + 640		9738
				9738
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 2,275$	1060		2420
Vig. p. + Vig. a.	$(324) \times 2,275 + 192 \times 2,125$	324	408	738
Muros	$(1260) \times 2,275 + 830 \times 2,125$	1260	1760	408
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 300) \times 2,275$	640		2870
	1° PISO	2434 + 640		1760
				1460
				9656
				9656
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 370) \times 4,250$	785		3350
Vig. p. + Vig. a.	$(270) \times 4,250 + 144 \times 2,125$	270	306	1150
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 100) \times 4,250$	215		306
	AZOTEA	1025 + 215		910
				5716
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 4,250$	1060		4500
Vig. p. + Vig. a.	$(360) \times 4,250 + 192 \times 2,125$	360	408	1580
Muros	$(1260) \times 4,250$	1260		408
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 300) \times 4,250$	640		5350
	4° PISO	2470 + 640		2720
	3° PISO	2470 + 640		14508
	2° PISO	2470 + 640		14508
				14508
C. Unif. Repart.	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 4,250$	1060		4500
Vig. p. + Vig. a.	$(324) \times 4,250 + 240 \times 2,125$	324		1580
Muros	$(1260) \times 4,250$	1260		408
Sobrecarga	$(2,125 \times 1 \times 300) \times 4,250$	640		5350
	1° PISO	2434 + 640		2720
				14508
				14450

COLUMNA A-1

COLUMNA A-2

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sentido del		TOTAL	
		PORTICO	ARRICAT.		
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	$(3,575 \times 1 \times 370) \times 1,925$	785		1830	
	$(2,125 \times 1 \times 370) \times 2,325$	1325		2550	
	$(270) \times 4,250 + 144 \times 2,125$	270 ✓	306	1150	
	$(3,375 \times 1 \times 100) \times 1,925$	215		306	
	$(2,125 \times 1 \times 100) \times 2,325$	360		840	
	AZOTEA	1025 + 360		420	
				7096	
C. Unif. Rep. V p + V a M s/c	$(3,575 \times 1 \times 500) \times 1,925$	1060		2470	
	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 2,325$	1790		3450	
	$(360) \times 4,250 + 192 \times 2,125$	360	408	408	
	$(830) \times 4,250$	830		1530	
	$(3,575 \times 1 \times 300) \times 1,925$	645		3540	
	$(2,125 \times 1 \times 300) \times 2,325$	1070		1500	
	4° PISO	2470 + 1070		2060	
	3° PISO			14958	
	2° PISO			14958	
C. Unif. Rep. V p + V a M s/c	$(2,125 \times 1 \times 500) \times 2,325$	1060		3020	
	$(324) \times 2,325 + 192 \times 2,125$	324	408	755	
	$(830) \times 4,250$	830		408	
	$(2,125 \times 1 \times 300)$	640		3540	
		1° PISO			1500
				9223	
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	$(4,100 \times 1 \times 370) \times 4,250$	1520		6450	
	$(270) \times 4,250 + 144 \times 4,100$	270	590	1150	
	$(4,100 \times 1 \times 100) \times 4,250$	410		590	
		AZOTEA			1740
					9930
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	$(4,100 \times 1 \times 500) \times 4,250$	2050		8700	
	$(360) \times 4,250 + 192 \times 4,100$	324	787	1530	
	$(4,100 \times 1 \times 300) \times 4,250$	1230		787	
		4° PISO			5230
		3° PISO			16247
	2° PISO			16247	
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	$(4,100 \times 1 \times 500) \times 2,125$	2050		4350	
	$(324) \times 2,125 + 192 \times 4,100$	324	787	690	
	$(4,100 \times 1 \times 300) \times 2,125$	1230		787	
		1° PISO			2620
					8447

COLUMNA A-3

COLUMNA B-3

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 70

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sentido de		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Repart.	$(3.575 \times 1 \times 370) \times 4.250$	1325		5450	COLUMNA A-4
Vig. p. + Vig. a.	$(270) \times 4.250 + 144 \times 3.575$	270	515	1150	
Sobrecarga	$(3.575 \times 1 \times 100) \times 4.250$	360		515	
	AZOTEA	1565 + 360		1530	
C. Unif. Repart.	$(3.575 \times 1 \times 500) \times 4.250$	1790		1530	
Vig. p. + Vig. a.	$(360) \times 4.250 + 192 \times 3.575$	360	686	686	
Muros	$(830) \times 4.250$	830		3520	
Sobrecarga	$(3.575 \times 1 \times 300) \times 4.250$	1070		4550	
	4° PISO	2620 + 1070		17886	
	3° PISO	2620 + 1070		17886	
	2° PISO	2620 + 1070		17886	
C. Unif. Repart.	$(3.125 \times 1 \times 370) \times 4.475$	1160		5200	COLUMNA A-5
Vig. p. + Vig. a.	$(270) \times 4.475 + 144 \times 3.125$	270	450	1210	
Sobrecarga	$(3.125 \times 1 \times 100) \times 4.475$	315		450	
	AZOTEA	1400 + 315		1410	
C. Unif. Repart.	$(3.125 \times 1 \times 500) \times 4.475$	1560		8270	
Vig. p. + Vig. a.	$(360) \times 4.475 + 192 \times 3.125$	360	600	7000	
Muros	$(830) \times 4.475$	830		1610	
Sobrecarga	$(3.125 \times 1 \times 300) \times 4.475$	940		600	
	4° PISO	2440 + 940		3710	
	3° PISO	2440 + 940		4200	
	2° PISO	2440 + 940		17120	
C. Unif. Repart.	$(3.125 \times 1 \times 370) \times 2.850$	1160		3300	COLUMNA A-6
Vig. p. + Vig. a.	$(270) \times 2.850 + 144 \times 3.125$	270	450	770	
Sobrecarga	$(3.125 \times 1 \times 100) \times 2.850$	315		450	
	AZOTEA	1400 + 315		900	
C. Unif. Repart.	$(3.125 \times 1 \times 500) \times 2.850$	1560		5420	
Vig. p. + Vig. a.	$(360) \times 2.850 + 192 \times 3.125$	360	660	4450	
Muros	$(830) \times 2.850 + 830 \times 3.125$	830		1030	
Sobrecarga	$(3.125 \times 1 \times 300) \times 2.850$	940		600	
	4° PISO	2440 + 940		2470	
	3° PISO	2440 + 940		2600	
	2° PISO	2440 + 940		2680	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sentido del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Rep. V p. + V a. s/c	(4.100 x 1 x 370) x 2.275	1520		3450	COLUMNNA B-1
	(270) x 2.275 + 144 x 4.100	270	590	615	
	(4.100 x 1 x 100) x 2.275	410		590	
	AZOTEA			940	
C. Unif. Rep. V p + V a M s/c	(4.100 x 1 x 500) x 2.275	2050		4670	
	(360) x 2.275 + 192 x 4.100	360	787	820	
	830 x 4.100	-	3400	787	
	(4.100 x 1 x 300) x 2.275	1230		3400	
	4° PISO			2800	
	3° PISO			12477	
	2° PISO			12477	
C. Unif. Rep. V p. + V a M s/c	(4.100 x 1 x 500) x 2.275	2050		4670	
	(324) x 2.275 + 192 x 4.100	324	787	740	
	830 x 4.100	-	3400	187	
	(4.100 x 1 x 300) x 2.275	1230		3400	
	1° PISO			2800	
				12397	
C. Unif. Rep. V p. + V a s/c	(4.100 x 1 x 370) x 4.250	1520		6450	COLUMNNA B-2
	(270) x 4.250 + 144 x 4.100	270	590	1150	
	(4.100 x 1 x 100) x 4.250	410		590	
	AZOTEA	1760 + 410		1800	
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	(4.100 x 1 x 500) x 4.250	2050		8700	
	(360) x 4.250 + 192 x 4.100	360	787	1530	
	(4.100 x 1 x 300) x 4.250	1230		787	
	4° PISO	2900 + 1230		5220	
	3° PISO	2900 + 1230		16237	
	2° PISO	2900 + 1230		16237	
C. Unif. Rep. V p + V a s/c	(4.100 x 1 x 500) x 4.250	2050		8700	
	(324) x 4.250 + 192 x 4.100	360	787	1370	
	(4.100 x 1 x 300) x 4.250	1230		787	
	1° PISO	2374 + 1230		5220	
				16077	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sentido del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Rep V p. + V a. s/c	$(3.900 \times 1 \times 370) \times 4.475$	1440		6400	COLUMNA B-1
	$(270) \times 4.475 + 144 \times 3.900$	270	562	1210	
	$(3.900 \times 1 \times 100) \times 4.475$	390		1740	
	AZOTEA	1680 + 390		9912	
C. Unif. Rep V p + V a. s/c	$(3.900 \times 1 \times 500) \times 4.475$	1950		8700	COLUMNA B-1
	$(360) \times 4.475 + 192 \times 3.900$	360	749	1510	
	$(3.900 \times 1 \times 300) \times 4.475$	1170		749	
	4° PISO	2510 + 1170		5240	
	3° PISO	2510 + 1170		16199	
	2° PISO	2510 + 1170		16199	
C. Unif. Rep V p + V a s/c	$(3.900 \times 1 \times 370) \times 4.475$	1440		6450	COLUMNA B-5
	$270 \times 4.475 + 144 \times 3.900$	270	562	562	
	$(3.900 \times 1 \times 100) \times 4.475$	390		1210	
	AZOTEA	1680 + 390		1750	
				9972	
C. Unif. Rep V p + V a s/c	$(3.900 \times 1 \times 500) \times 4.475$	1950		8720	COLUMNA B-5
	$(360) \times 4.475 + 192 \times 3.900$	360	749	1610	
	$(3.900 \times 1 \times 300) \times 4.475$	1170		749	
	4° PISO	3270 + 1170		5230	
	3° PISO	3270 + 1170		16309	
	2° PISO	3270 + 1170		16309	
C. Unif. Rep V p + V a s/c	$(3.900 \times 1 \times 370) \times 2.850$	1440		4100	COLUMNA B-5
	$(270) \times 2.850 + 144 \times 3.900$	270	562	770	
	$(3.900 \times 1 \times 100) \times 2.850$	390		562	
	AZOTEA	1680 + 390		1110	
				6542	
C. Unif. Rep. V. p + V a Muros s/c	$(3.900 \times 1 \times 500) \times 2.850$	1950		5650	COLUMNA B-5
	$(360) \times 2.850 + 192 \times 3.900$	360	749	1030	
	830×3.900		3240	749	
	$(3.900 \times 1 \times 300) \times 2.850$	1170		3240	
	4° PISO	2510 + 1170		3340	
	3° PISO	2510 + 1170		13909	
	2° PISO	2510 + 1170		13909	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 73

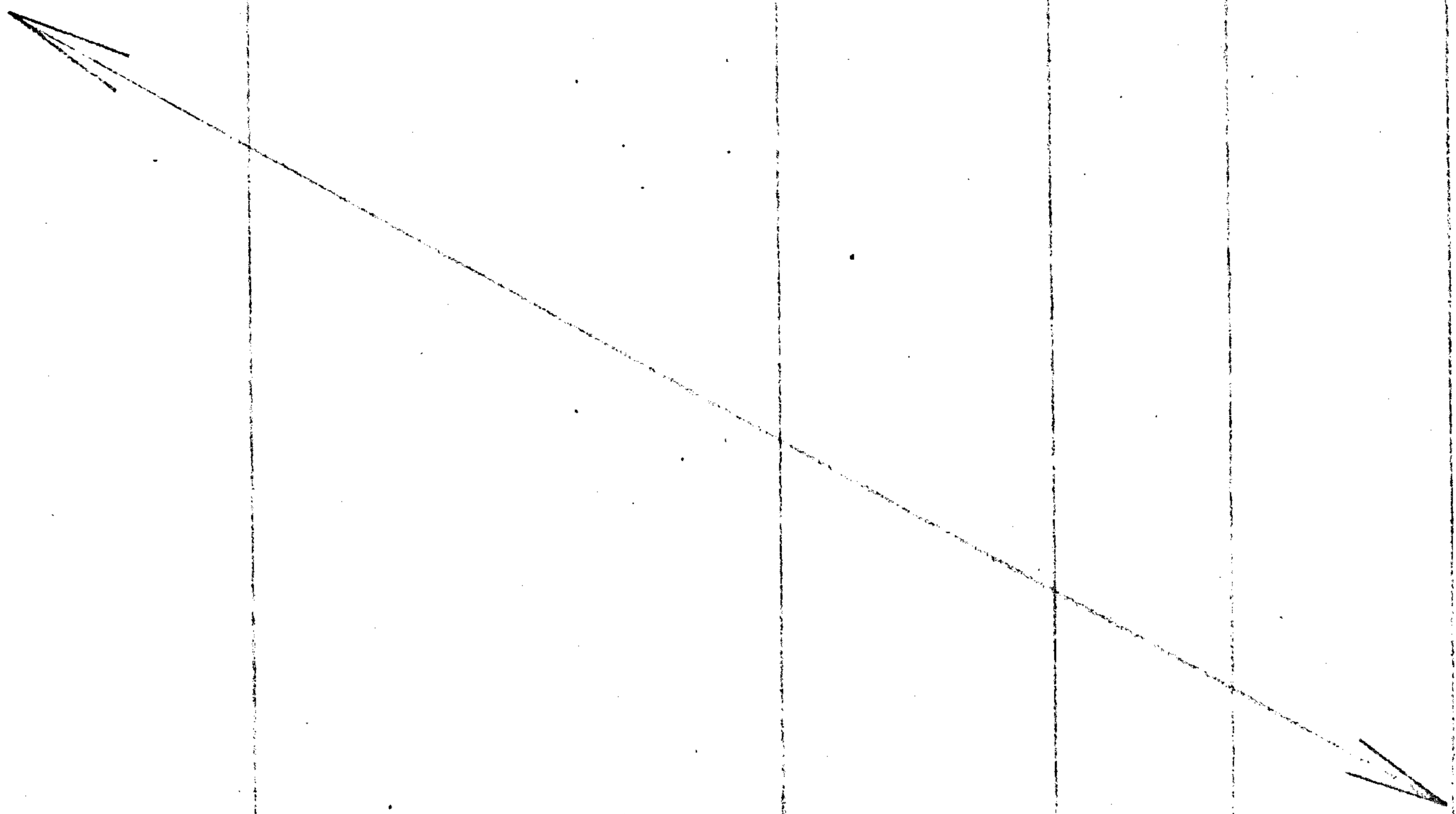
CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sentido del		TOTAL
		PORTICO	ARRIOST.	
C. Unif. Rep. V _p + V _a s/c	(2.275 x 1 x 370) x 2.275	245		1922
	(270) x 2.275 + 144 x 2.275	270	328	615
	(2.275 x 1 x 100) x 2.275	228		328
	AZOTEA	1115 + 228		519
				3384
C. Unif. Rep. V _p + V _a Muros s/c	(2.275 x 1 x 500) x 2.275	1140		2594
	(360) x 2.275 + 192 x 2.275	360	437	619
	(830) x 2.275 + 830 x 2.275	830	1890	437
	(2.275 x 1 x 300) x 2.275	685		1890
	4° PISO	2100 + 685		1565
				9195
	3° PISO	2100 + 685		9195
	2° PISO	2100 + 685		9195
C. Unif. Rep. V _p + V _a Muros s/c	(3.325 x 1 x 500) x 2.275	1660		3780
	(324) x 2.275 + 144 x 3.325	324	479	740
	(830) x 2.275 + 830 x 2.275	830	2300	479
	(3.325 x 1 x 300) x 2.275	1000		1890
	1° PISO	2062 + 685		1890
				2275
				11015
C. Unif. Rep. V _p + V _a s/c	(2.275 x 1 x 370) x 4.250	845		4130
	(270) x 4.250 + 192 x 2.275	270	328	1350
	(2.275 x 1 x 100) x 4.250	228		328
	AZOTEA	1085 + 228		1140
				6998
C. Unif. Rep. V _p + V _a Muros s/c	(2.275 x 1 x 500) x 4.250	1140		5650
	(360) x 4.250 + 192 x 2.275	360	435	1790
	(830) x 4.250	830		435
	(2.275 x 1 x 300) x 4.250	685		4130
	4° PISO	2100 + 685		3410
				15415
	3° PISO	2100 + 685		15415
	2° PISO	2100 + 685		15415
C. Unif. Rept. V _p + V _a Muros s/c	(1.200 x 1 x 500) x 2.125	600		1270
	(2.275 x 1 x 500) x 4.250	1140		5670
	(324) x 4.250 + 192 x 5.775	324	1110	1610
	(830) x 4.250	830		1110
	(1.200 x 1 x 300) x 2.125	360		1130
(2.275 x 1 x 300) x 4.250	685		4166	
1° PISO	2062 + 685			17956

COLUMNA C-1

COLUMNA C-2

CARACTERÍSTICAS CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sent.		TOTAL
		Horizontal	Vertical	
C. Unif. Rep V p. + V a. etc	$3.575 \times 1 \times 370 \times 4.250$	1320		5600
	$(270) \times 4.250 + 14.1 \times 3.575$	270	554	1150
	$(3.575 \times 1 \times 100) \times 4.250$	358		554
	AZOTEA	1115 + 358		1520
C. Unif. Rep V p + V a Muros etc	$(3.575 \times 1 \times 500) \times 4.250$	1790		7600
	$(360) \times 4.250 + 193 \times 3.575$	360	743	1530
	—	—	—	743
	$(3.575 \times 1 \times 300) \times 4.250$	1070		4550
	1º PISO	2100 + 685		14423
C. Unif. Rep V p + V a Muros etc	3º PISO	2100 + 685		14423
	2º PISO	2100 + 685		14423
	—	—	—	—
C. Unif. Rep V p + V a Muros etc	$(2.000 \times 1 \times 500) \times 4.250$	1000		4250
	$(324) \times 4.250 + 288 \times 2.000$	324	576	1370
	—	—	—	576
C. Unif. Rep V p + V a Muros etc	$(2.000 \times 1 \times 300) \times 4.250$	600		2550
	1º PISO	2062 + 685		8746

COLUMNA C-3



PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 75

CARACTERISTICAS CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sent. del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif Rep V p+V a s/c	(3.850 x 1 x 370) x 4.25	1430		6080	COLUMNA C-4
	(270) x 4.25 + 144 x 3.85	270	554	1150	
	(3.850 x 1 x 100) x 4.25	385		554	
	AZOTEA	1700 + 385		1640	
C. Unif Rep V p+V a Muros s/c	(3.85 x 1 x 500) x 4.25	1930		8200	COLUMNA C-5
	(360) x 4.25 + 193 x 3.850	360	743	1520	
	(3.850 x 1 x 300) x 4.25	1150		743	
	4º PISO	2160 + 1150		4900	
	3º PISO	2160 + 1150		15363	
	2º PISO	2160 + 1150		15363	
Cargas Perm V p+V a s/c	(3.850 x 1 x 370) x 4.475	1430		6399	COLUMNA C-6
	270 x 4.475 + 144 x 3.850	270	554	1210	
	(3.850 x 1 x 100) x 4.475	385		554	
	AZOTEA	1700 + 385		1722	
C. Unif Rep V p+V a Muros s/c	(3.850 x 1 x 500) x 4.475	1930		8636	COLUMNA C-6
	(360) x 4.475 + 193 x 3.850	360	743	1611	
	(3.850 x 1 x 300) x 4.475	1150		743	
	4º PISO	2360 + 1150		5146	
	3º PISO	2360 + 1150		16137	
	2º PISO	2360 + 1150		16137	
Cargas Perm V p+V a Muros s/c	(3.850 x 1 x 370) x 2.850	1430		4075	COLUMNA C-6
	(270) x 2.850 + 144 x 3.850	270	554	770	
	(3.850 x 1 x 100) x 2.850	385		550	
	AZOTEA	1700 + 385		1097	
Cargas Perm V p+V a Muros s/c	(3.850 x 1 x 370) x 2.850	1930		5500	COLUMNA C-6
	(270) x 2.850 + 144 x 3.850	360	743	1026	
	(3.850 x 1 x 100) x 2.850	1150		743	
	4º PISO	2410 + 1150		3277	
	3º PISO	2410 + 1150		10546	
	2º PISO	2410 + 1150		10546	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 76

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el sent. del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Rep Vp. + Va. s/c	(3.850x1x370)x4.475	1430		6399	COLUMNA D-5
	(270)x4.475+144x3.850	270	554	1074	
	(3.850x1x100)x4.475	385		554	
	<u>AZOTEA</u>	1670+385		1722	
C. Unif. Rep. Vp. + Va. s/c	(3.850x1x500)x4.475	1930		8636	COLUMNA D-5
	(360)x4.475+193x3.850	360	743	1611	
	(3.850x1x300)x4.475	1150		743	
	<u>4° PISO</u>	2290+1150		5146	
	<u>3° PISO</u>	2290+1150		16886	
	<u>2° PISO</u>	2290+1150		16886	
C. Unif. Rep Vp. + Va. s/c	(1.775x1x370)x1.000	675		675	COLUMNA D-6
	(3.850x1x370)x2.850	1430		4075	
	(270)x3.850+144x3.850	270	554	924	
	<u>AZOTEA</u>	1670+385		554	
C. Unif. Rep. Vp. + Va. s/c	(1.775x1x500)x1.000	885		885	COLUMNA D-6
	(3.850x1x500)x2.850	1930		5500	
	(360)x3.850+193x3.850	360	743	1386	
	<u>4° PISO</u>	2290+1150		743	
	<u>3° PISO</u>	2290+1150		530	
	<u>2° PISO</u>	2290+1150		3277	
C. Unif. Rep. Vp. + Va. s/c	(3.850x1x370)x4.475	1430		6399	COLUMNA E-5
	(270)x4.475+144x3.850	270	552	1210	
	(3.850x1x100)x4.475	385		552	
	<u>AZOTEA</u>	1670+385		1722	
C. Unif. Rep Vp. + Va. s/c	(3850x1x500)x4.475	1930		8636	COLUMNA E-5
	(360)x4.475+193x3.850	360	743	1611	
	(3.850x1x300)x4.475	1150		743	
	<u>4° PISO</u>	2290+385		5146	
	<u>3° PISO</u>	2290+385		16137	
	<u>2° PISO</u>	2290+385		16137	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 77

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sent. del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Rep V p + V a s/c	$(3.850 \times 1 \times 370) \times 0.925$	1430		1320	COLUMNNA E-3'
	$(270) \times 4.475 + 144 \times 0.925$	270	552	1210	
	$(3.850 \times 1 \times 100) \times 0.925$	385		356	
	AZOTEA			3433	
C. Unif. Rep V p + V a Murete s/c	$1.925 \times 1 \times 400 \times 0.925$	770		710	
	$(2.200 \times 1 \times 660) \times 0.925$	1450		1340	
	$(360) \times 4.475 + 193 \times 0.925$	360	178	1610	
	$(360) \times 0.925$	360		178	
	$(3.850 \times 1 \times 300) \times 0.925$	1150		1060	
	4º PISO			5202	
	3º PISO			5202	
	2º PISO			5202	
C. Unif. Rep V p + V a Murete s/c	$(1.925 \times 1 \times 400) \times 0.925$	770		710	
	$(2.200 \times 1 \times 660) \times 0.925$	1450		1340	
	$(324) \times 4.475 + 193 \times 0.925$	324	178	1440	
	$(360) \times 0.925$	360		178	
	$(3.850 \times 1 \times 300) \times 0.925$	1150		1060	
	1º PISO			5062	
C. Unif. Rep V p + V a s/c	$(3.85 \times 1 \times 370) \times 3.05$	1430		4350	COLUMNNA E-4
	$270 \times 3.05 + 144 \times 3.85$	270	555	820	
	$(3.85 \times 1 \times 100) \times 3.05$	385		555	
	AZOTEA			1170	
				6895	
C. Unif. Rep. V p + V a Muros s/c	$(3.85 \times 1 \times 500) \times 3.05$	1920		5970	
	$(2.200 \times 1 \times 660) \times 0.925$	1450		1340	
	$(360) \times 3.05 + 193 \times 3.85$	360	742	1100	
	$(3.85 \times 1 \times 300) \times 3.05$	1150		742	
				3510	
	4º PISO			12562	
	3º PISO			12562	
	2º PISO			12562	
C. Unif. Rep V p + V a Muros s/c	$(3.85 \times 1 \times 500) \times 0.925$	1920		1770	
	$(2.200 \times 1 \times 660) \times 0.925$	1450		1340	
	$(324) \times 0.925 + 288 \times 3.85$	324	1110	300	
	$(3.85 \times 1 \times 300) \times 0.925$	1150		1110	
				1060	
	1er PISO			5580	
				50161	

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sentido de		TOTAL
		PORTICO	ARRIOST.	
C. Unif. Rep V p.+V a s/c	(1.925x1x370)x1.050	710		745
	(270)x1.050+144x1.925	270	277	285
	(1.925x1x100)x1.050	190		277
	AZOTEA	950+100		199
C. Unif. Rep V p.+V a. Muros s/c	(1.925x1x500)x1.050	960		1008
	(360)x1.050+193x1.925	360	371	378
	(830)x1.050	830		371
	(1.925x1x300)x1.050	580		871
	4º PISO	1960+580		609
	3º PISO	1960+580		3237
	2º PISO	1960+580		3237
C. Unif. Rep V p.+V a Muros s/c	(1.925x1x500)x1.050	960		1008
	(324)x1.050+288x1.935	324	554	340
	(830)x1.050	830		554
	(1.925x1x300)x1.050	580		871
	1º PISO	1924+580		609
				3382
C. Unif. Rep V p.+V a. s/c	(1.925x1x370)x3.050	710		2165
	(270)x3.050+144x1.925	270	277	820
	(1.925x1x100)x3.050	190		277
	AZOTEA	950+190		579
C. Unif. Rep V p.+V a. Muros s/c	(1.925x1x500)x3.050	960		2928
	(360)x3.05+193x1.925	360	371	1098
	(830)x3.05	830		371
	(1.925x1x300)x3.05	580		2531
	4º PISO	1960+580		1769
	3º PISO	1960+580		8697
	2º PISO	1960+580		8697
C. Unif. Rep V p.+V a. Muros s/c	(1.925x1x500)x2.20	960		2112
	(324)x2.20+288x1.925	324	554	710
	(1260)x2.20	1260		554
	(1.925x1x300)x2.20	580		2772
	1º PISO	1924+580		1276
				7424

COLUMNA F-3'

COLUMNA F-4

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 79

CARACTERIST. CARGAS	DIMENSIONES	Cargas en el Sent. del		TOTAL	
		PORTICO	ARRIOST.		
C. Unif. Rep. V. p. + V. a. S/c	(3,850 x 1 x 370) x 3,850	1 430		5505	COLUMNNA E-6
	(270) x 3,850 + 144 x 3,850	270	555	1040	
	(3,850 x 1 x 100) x 3,850	385		555	
	AZOTEA	1670 + 385		1480	
				8580	
C. Unif. Rep. V p. + V a. S/c	(3,850 x 1 x 500) x 3,850	1 930		7430	COLUMNNA E-6
	(360) x 3,850 + 193 x 3,850	360	743	1386	
	(3,850 x 1 x 300) x 3,850	1 150		743	
	4° PISO	2290 + 1150		4427	
				13986	
				13986	
				13986	
				13986	
C. Unif. Rep. V p. + V a. S/c	(1,925 x 1 x 370) x 4,475	710		3177	COLUMNNA F-5
	(270) x 4,475 + 144 x 1,925	270	277	1210	
	(1,925 x 1 x 100) x 4,475	190		277	
	AZOTEA			850	
				5514	
C. Unif. Rep. V p. + V a. M S/c	(1,925 x 1 x 500) x 4,475	960		4296	COLUMNNA F-5
	(360) x 4,475 + 193 x 1,925	360	371	1611	
	(830) x 4,475	830		371	
	(1,925 x 1 x 300) x 4,475	580		3714	
				2595	
				12587	
				12587	
				12587	
C. Unif. Rep. V p. + V a. S/c	(1,925 x 1 x 370) x 3,850	710		2733	COLUMNNA F-6
	(270) x 3,850 + 144 x 1,925	270	277	1040	
	(1,925 x 1 x 100) x 3,850	190		277	
		950 + 190		731	
				4781	
C. Unif. Rep. V p. + V a. M S/c	(1,925 x 1 x 500) x 3,850	960		3696	COLUMNNA F-6
	(360) x 3,850 + 193 x 1,925	360	371	1386	
	(830) x 2,350	830		371	
	(1,925 x 1 x 300) x 3,850	580		1950	
				2233	
				9636	
				9636	
				9636	

CAPITULO VI

ESTUDIO Y DISEÑO DE PORTICOS

La estructura del presente edificio está formada por los siguientes pórticos : A, B, C₁, C₂, D, E y F.

El capítulo lo presento en el siguiente orden :

1. Dimensionamiento de Elementos
2. Explicación de los métodos de Cálculo
3. Cálculo y Diseño
4. Planos.

1. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

Para el tanteo inicial de las secciones de los elementos, tengo en cuenta las limitaciones de los planos de arquitectura, la de considerar iguales secciones en un mismo piso por razones de encofrado, y la de economizar armadura.

VIGAS

Las secciones más convenientes de vigas portantes son aquellas que tienen el peralte y el ancho cerca a los valores de 1/10 y 1/20 de la luz.

En los pisos típicos considero el peralte de 50 cms. (luzes más generales 4.25 m. y 4.70 m.), y el ancho de 30 cms.

En el Nivel 5° (Azotea), reduzco las dimensiones a 25 x 45, pues soportan menos carga.

En el Nivel 1° (techo del sótano), por razones de arquitectura, considero vigas de 30 x 45.

COLUMNAS

Interesa mayormente usar cuantías reducidas de acero para hacerlas más económicas. Para ello voy a efectuar un cálculo aproximado de la columna más cargada a carga axial, empleando la cuantía mínima. La carga la aumento en un 25 %, teniendo en cuenta el peso propio y la acción de la flexión compuesta.

Veamos la Columna B-2

Dimensiones del sótano

Carga a nivel de zapata --	--	74778 Kg.
Castigo de 25 % -----	-----	18600 "
		93378 Kg.

Empleando columna con estribo :

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

$$p_g = 1 \%$$

$$P = 93378 \text{ Kg.}$$

$$P = 0.8 A_g (0.225 f'_c + p_g f_s)$$

$$A_g = \frac{P}{0.8 (0.225 f'_c + p_g f_s)} = \frac{93378}{0.8 (0.225 \times 140 + 0.01 \times 1400)}$$

$$A_g = 2580 \text{ cm}^2 = 50 \times 50 .$$

Bien se puede tomar columnas de 40 x 50, pues se puede aumentar la cuantía para algunos casos aislados.

Dimensiones del primer piso

Carga al primer nivel -----	58701 Kg.
Castigo de 25 % (por flexión comp.) -----	14700 "
	73401 Kg.

Empleando columna con estribo con el mismo concreto y cuantía mínima :

$$A_g = \frac{73401}{0.8 (0.225 \times 140 + 0.01 \times 1400)} = 2020 \text{ cm}^2$$

Considero la sección de 40 x 50.

Dimensiones del segundo piso

Carga al segundo piso -----	42464 Kg.
Castigo de 25 % -----	10600 "
	53064 Kg.

$$A_g = \frac{53064}{0.8 (0.225 \times 140 + 0.01 \times 1400)} = 1460 \text{ cm}^2$$

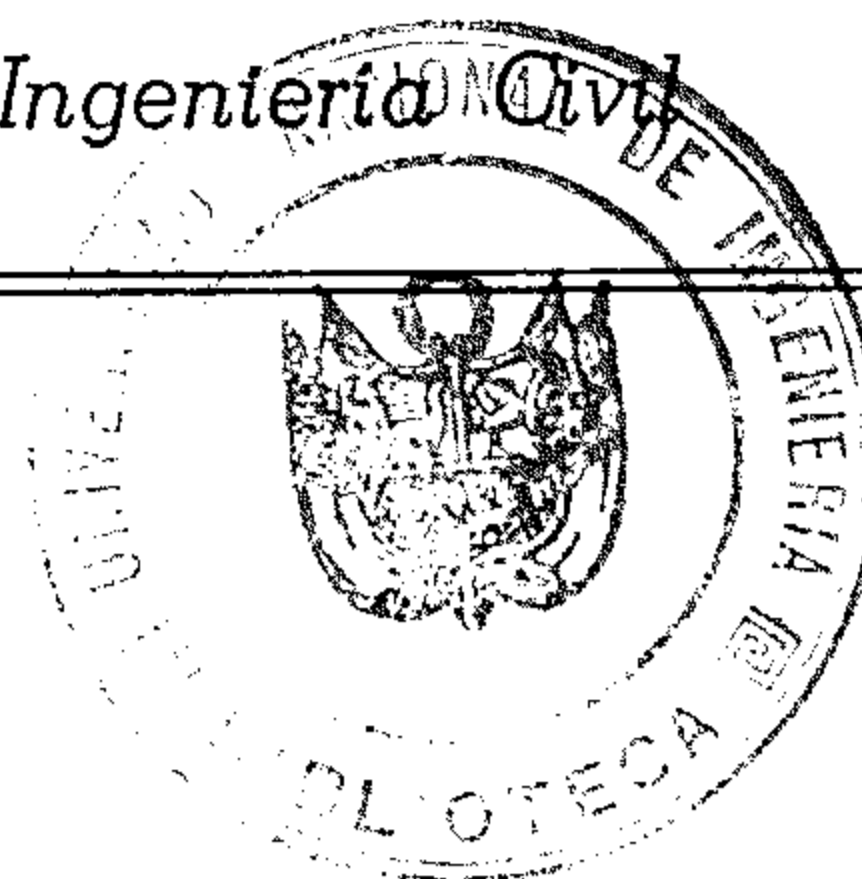
Considero la sección de 30 x 40.

Dimensiones del tercer piso

Carga al tercer piso -----	26227 Kg.
Castigo de 25 % -----	6520 "
	32747 Kg.

$$A = \frac{32747}{0.8 (0.225 \times 140 + 0.01 \times 1400)} = 900 \text{ cm}^2$$

Considero la sección de 30 x 40.



Dimensiones del cuarto piso

Con la carga que soportan, bien puede tomarse la sección mínima del Reglamento, pero las considero de sección 30 x 30.

2. EXPLICACION DE LOS METODOS DE CALCULO

- a) Pórticos por coeficientes
- b) Pórticos por Hardy Cross.

a) CALCULO DE PORTICOS POR COEFICIENTES

CALCULO DE VIGAS

En el Apéndice del "libro Verde" está ampliamente explicado el procedimiento a seguir, el que consiste en emplear 2 tablas que dan los coeficientes de momentos en función de la luz, rigidez de vigas y columnas, relación de sobrecarga a carga en los diferentes tramos de la viga continua.

Como en el mismo libro existen 5 ejemplos de aplicación claramente detallados, voy a citar brevemente los pasos que se deben seguir para el cálculo de Vigas:

- 1°. Croquis de la viga continua, indicando sus características estructurales, de cargas y de sus apoyos.
- 2°. Seleccionar un tramo, con luz y cargas tipo o promedios.
- 3°. Determinar las relaciones de sobrecarga a carga permanente; de rigidez de columnas (que concurren al nudo) a la rigidez de la viga; y de la luz del tramo al tramo tipo.
- 4°. En el caso de existir cargas concentradas, encontrar las repartidas equivalentes.
- 5°. Encontrar los valores de la raíz cuadrada de la relación de cargas (totales) del tramo en estudio a la del tramo tipo; lo mismo con la carga equivalente repartida.
- 6°. Con los valores obtenidos en el 3er. paso, ingreso interpolando a la tabla 1A. Los valores encontrados se colocan debajo del tramo en estudio.
- 7°. Con la relación de rigideces del 3er. paso y el coeficiente del paso 5°, encuentro los valores de corrección en la tabla 2A, los que agregados algebraicamente, dan los coeficientes finales de momentos.
- 8°. Conocidos los coeficientes, se calculan los momentos.
- 9°. Se encuentran los valores del esfuerzo cortante y se sigue el procedimiento general para el cálculo y diseño de la armadura.

CALCULO DE COLUMNAS

Conocidos los momentos de los nudos en las vigas, éstos son absorbidos por las columnas, proporcionalmente a sus rigideces. Teniéndose las cargas y momentos en la cabeza y pie de las columnas, para el cálculo de éstas se toma los mayores valores y se calcula la columna a flexión compuesta.

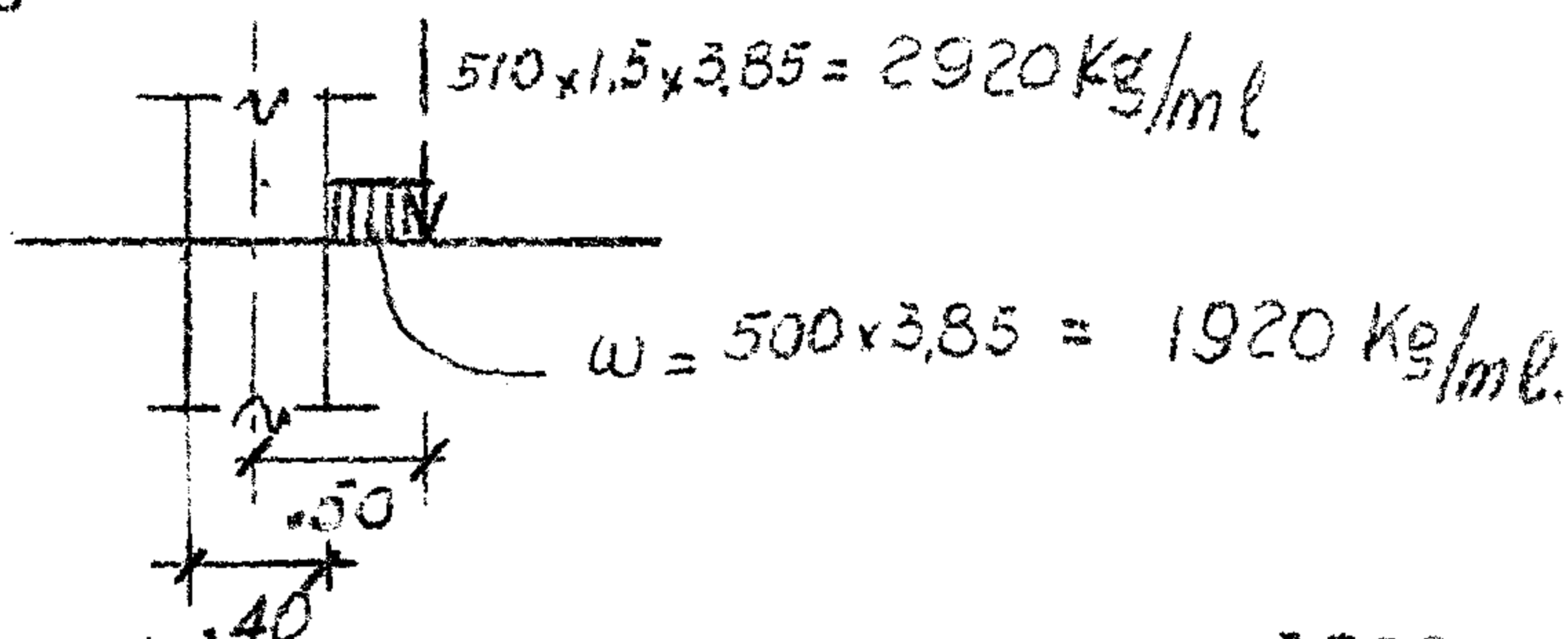
En la columna C-3 presento el método que recomienda el A.C.I. en su manual. (pag. N° 126)

Las demás columnas las calculo por el método estudiado en el curso de Concreto Armado (ver columna de C-1), simplificando el procedimiento con el empleo de algunas tablas del "libro Verde".

Los pórticos que calculo por este método son A, B, C₁ y C₂, de los que explico detalladamente el C₁.

Los pórticos A y B los he asimilado a este procedimiento porque sus luces y cargas lo permiten; despreciando el desplazamiento que tiende a producir la asimetría producida por el sótano parcial, porque el resto del pórtico en ese nivel presenta un relleno sobre el nivel cero, de 1.50 m., el cual, con su murete de concreto de dicha altura y el falso piso respectivo, dan rigidez al pórtico.

El volado de 0.50 m. (al eje de columnas) de los pórticos A, B y C₂, produce los siguientes efectos :



$$M_{\text{eje}} = 2920 \times 0.50 + \frac{1920 \times 0.50^2}{2} = 1700 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{cara}} = 2920 \times 0.30 + \frac{1920 \times 0.30^2}{2} = 946 \text{ ''}$$

Se trata de un momento pequeño comparado con los momentos de los tramos; por ello no lo considero para el cálculo de las vigas, con cargo a prolongar la armadura en dicho extremo hasta el volado.

b) CALCULO DE PORTICOS POR DISTRIBUCION DE MOMENTOS (HARDY CROSS)

Conocido el metrado de cargas y sobrecargas en las vigas, y hallados los coeficientes de repartición y traslado, efectúo un H. Cross para cargas permanentes y otros para las diferentes posiciones más desfavorables de la sobrecarga.

Dibujada la Envolvente de Momentos, se tiene de ella los momentos más desfavorables y las posiciones de los P. I. para el diseño

y doblado de la armadura; también se obtienen los momentos en las columnas.

La Envolvente de Esfuerzos Cortantes la determino considerando los esfuerzos de corte isostáticos debidos a las cargas permanentes y sobrecargas, corregidos con las reacciones hiperestáticas producidas por los momentos en los apoyos. Hago notar que el procedimiento seguido no da los máximos valores de corte, pero sí valores muy próximos, pues la corrección debida a los momentos, en todos los casos, es pequeña comparándola con el corte isostático (menor que el 10 % de éste).

Del diagrama final de Esfuerzos Cortantes, obtengo los valores en los apoyos y en los P. I. para el cálculo de las vigas.

Cuando la viga no requiere estribos y tiene fierro negativo coloco $2\phi 1/4 @ .25$ en las vigas de armostramiento y $2\phi 3/8 @ .25$ en las vigas portantes en la longitud del fierro negativo. ~~(satear)~~ (satear)

PORTICO A

Este pórtico corresponde a la fachada lateral. Está formado por 5 crujiás y el volado antes citado.

Las características estructurales de este pórtico son iguales a las del pórtico B; por ello, el cálculo debo efectuarlo en forma similar y por proporción de cargas.

VIGAS DE LA AZOTEA

Presento la relación de cargas existentes paño a paño :

<u>V-1,2</u>	<u>V-2,3</u>	<u>V-3,4</u>	<u>V-4,5</u>	<u>V-5,6</u>
$\frac{1240}{2170} = 0.57$	$\frac{1440}{2170} = 0.66$	$\frac{1925}{2070} = 0.93$	$\frac{1715}{2070} = 0.83$	$\frac{1715}{2070} = 0.83$

El cálculo de estas vigas debo hacerlo con el 93 % de los valores de sus correspondientes en el pórtico B, pero las considero iguales a ellas (valores muy similares y mayor coeficiente de seguridad) según el plano N° 20.

VIGAS DEL PISO TIPICO

La relación de cargas existentes paño a paño son:

<u>V-1,2</u>	<u>V-2,3</u>	<u>V-3,4</u>	<u>V-4,5</u>	<u>V-5,6</u>
$\frac{3110}{4125} = 0.75$	$\frac{3345}{3990} = 0.84$	$\frac{3690}{3680} = 1.00$	$\frac{1715}{4400} = 0.39$	$\frac{3380}{3680} = 0.92$

Por igual razón que en las vigas de la Azotea, estas vigas tendrán igual diseño que sus correspondientes en el pórtico B.

VIGAS DEL 1er. PISO

La relación de cargas existentes paño a paño son :

<u>V-1,2</u>	<u>V-2,3</u>
$\frac{3070}{3604} = 0.85$	$\frac{3070}{3604} = 0.85$

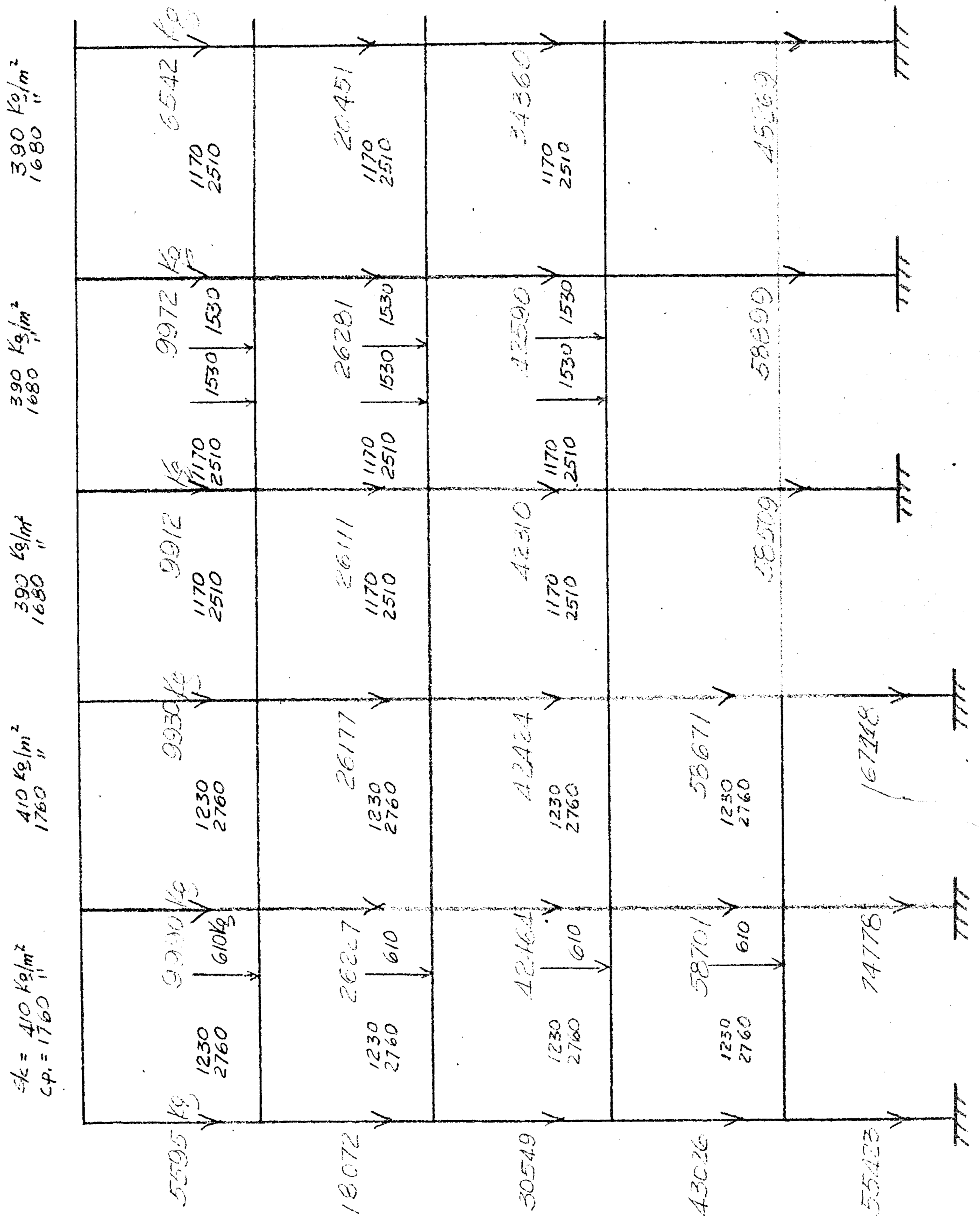
Presento en forma tabulada el cálculo respectivo de un paño, pues el otro es igual.

Areas de Acero	(-) 7.1 cm ² 4∅ 5/8"	(+) 6.1 cm ² 3∅ 5/8" + 1∅ 3/8"	(-) 8.7 cm ² 2∅ 3/4" + 1∅ 5/8" + 1∅ 1/2"
Esfuerzos Cortantes	5900 Kg.	5250 Kg (PI)	6820 Kg.
Adherencia	16.7 cms.	14.8 cms.	19.2 cms.
Estribos ∅ 3/8"	3 @ 0.20		4 @ 0.20

El diseño lo presento en el plano. N° 20 .

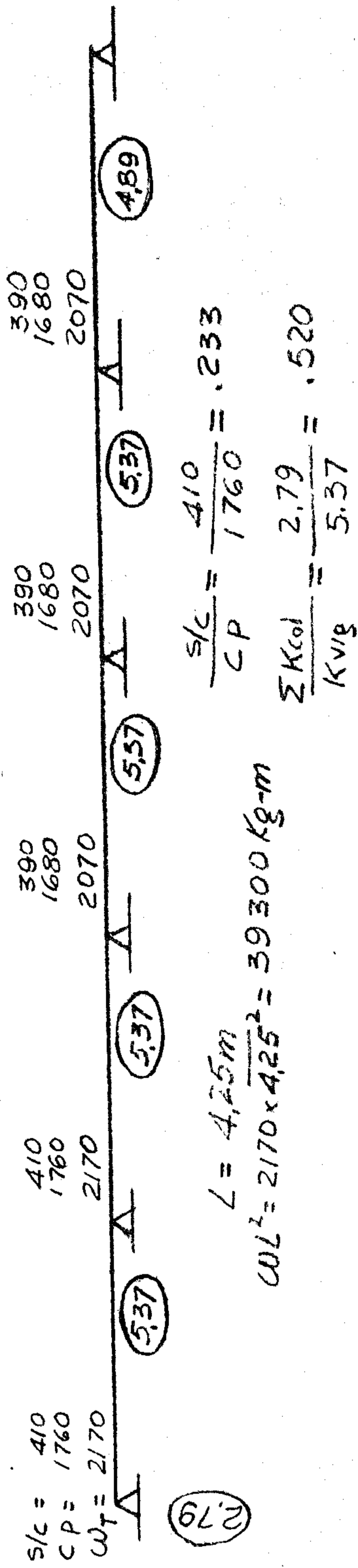
CALCULO DE COLUMNAS

De acuerdo a la sollicitación de cargas, las columnas de este pórtico llevarán igual refuerzo que sus correspondientes en el pórtico B (ver planos N° 28 y 29).



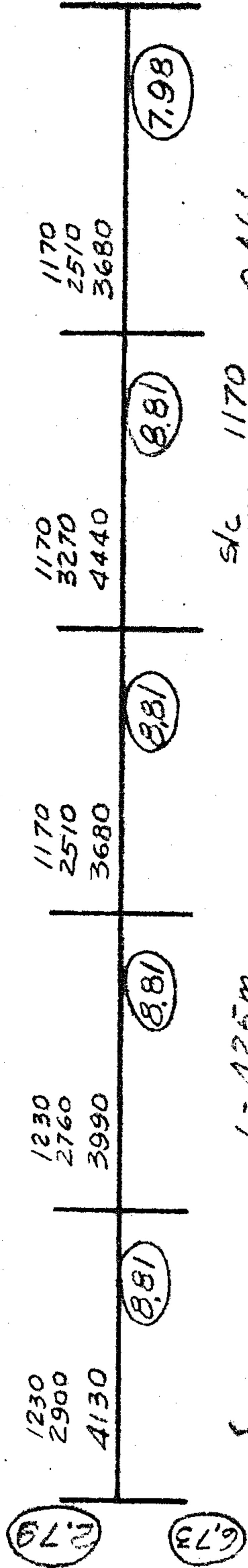
— Condiciones de Carga y s/c. —

5°VB-1,2 ; 5°VB-2,3 ; 5°VB-3,4 ; 5°VB-4,5 ; 5°VB-5,6



$\Sigma K_{col}/K_{vig}$.52 1.00 1.00	.52 1.00 1.00	.52 1.00 1.00	.52 1.00 1.00	.52 1.00 1.00	.52 1.00 1.00	.57 1.11 $1.11 \sqrt{\frac{2070}{2170}} = 1.07$
Tabla Corr.	-0.038 +.061 - .099	-0.094 +.046 - .086	-0.086 +.002 +.008	-0.086 +.002 +.008	-0.086 +.002 +.008	-0.086 +.002 +.008	-0.099 +.061 - .038
Coef. Finales	+0.038 +.061 - .099	+0.046 - .084	+0.002 - .084	+0.002 - .084	+0.002 - .084	+0.002 - .084	+0.009 +.008 - .006
Mom. Vig.	+1500 +2400 -3800	+1810 -3300	+1610 -3070	+1610 -3070	+1610 -3070	+1610 -3070	-4170 +2710 - 1740
M. Col.	1500 Kg-m	0 Kg-m	230 Kg-m	0 Kg-m	0 Kg-m	560 Kg-m	1740 Kg-m

4° VB-1,2 ; 4° VB-2,3 ; 4° VB-3,4 ; 4° VB-4,5 ; 4° VB-5,6



$$L = 4.25 \text{ m}$$

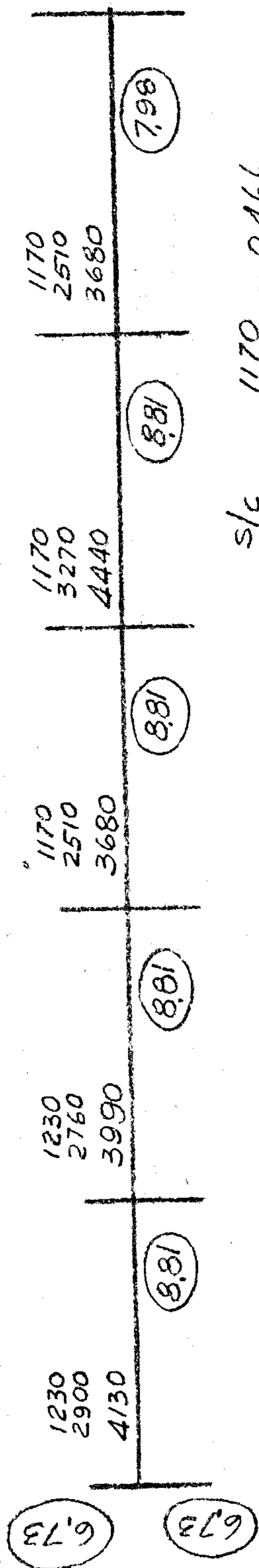
$$wL^2 = 3680 \times 4.25^2 = 66500 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{S/C}{C/P} = \frac{1170}{2510} = 0.466$$

$$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{2.79 + 6.73}{8.81} = 1.08$$

$\sum K_{col}/K_{vig}$	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.19
$a\sqrt{\frac{wL}{w_0}}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.11
	$1.00\sqrt{\frac{4130}{3680}} = 1.06$	$1.00\sqrt{\frac{3930}{3680}} = 1.04$	$1.00\sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.00$	$1.00\sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.00$	$1.00\sqrt{\frac{4440}{3680}} = 1.10$	$1.11\sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.11$
Tab. 1A	-0.47	+0.57	-0.99	-0.87	+0.49	-0.88
Corr	+0.02	+0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.01
Corr	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
Def. Finales	+0.49	+0.59	-0.93	-0.89	+0.49	-0.89
Mom. Vig.	-3250	+3920	-6800	-6180	+3250	-5900
M. Col. Sup.	950 Kg-m	0 Kg-m	130 Kg-m	0 Kg-m	220 Kg-m	1110 Kg-m
M. Col. Inf.	2300 "	440 "	0 "	0 "	530 "	2700 "
Page						

3° VB-1,2 ; 3° VB-2,3 ; 3° VB-3,4 ; 3° VB-4,5 ; 3° VB-5,6



$$\frac{s/c}{C P} = \frac{1170}{2510} = 0.466$$

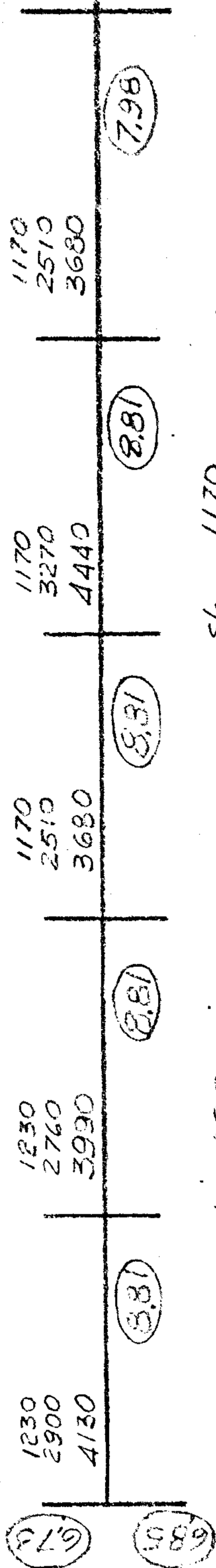
$$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{6.73 \times 2}{8.81} = 1.52$$

$$L = 4.25 m$$

$$\omega L^2 = 3680 \times 4.25^2 = 66400 \text{ Kg-m}$$

$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}}$	1.52	1.52	1.52	1.52	1.52	1.68	
$\frac{\omega L^2}{K_{vig}}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.11	
$\frac{\omega L^2}{K_{vig}}$	$1.00 \sqrt{\frac{4130}{3680}} = 1.06$	$1.00 \sqrt{\frac{3990}{3680}} = 1.04$	$1.00 \sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.10$	$1.11 \sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.11$			
TABLA	-0.53	-0.97	-0.92	+0.46	-0.87	-0.92	+0.53
Corr.	+0.06	+0.07	-0.08	-0.03	-0.05	-0.05	+0.14
Coef. Fina	-0.59	+0.62	-1.07	+0.50	-0.92	-1.13	+0.63
Mom. Vig.	-3920	+4110	-7100	+3320	-6100	-7500	+4590
M _{Col. Sup}	1260 Kg-m	230 Kg-m	95 Kg-m	245 Kg-m	2195 Kg-m	2195 Kg-m	
M _{Col. Inf}	1960 "	230 "	95 "	245 "	2195 "	2195 "	

2° VB-1,2 ; 2° VB-2,3 ; 2° VB-3,4 ; 2° VB-4,5 ; 2° VB-5,6



$L = 4.25m$
 $\frac{5k}{cP} = \frac{1170}{2510} = 0.466$
 $\frac{\sum Kcol}{KVE} = \frac{6.73+6.85}{8.81} = 1.54$

$wL^2 = 3680 \times 4.25^2 = 66400 \text{ kg-m}$

$\sum Kcol / KVE$	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54	1.70
$a \sqrt{\frac{wL^2}{w}}$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.11
	$1.00 \sqrt{\frac{4130}{3680}} = 1.06$	$1.00 \sqrt{\frac{3990}{3680}} = 1.04$	$1.00 \sqrt{\frac{4440}{3680}} = 1.10$	$1.00 \sqrt{\frac{4440}{3680}} = 1.10$	$1.00 \sqrt{\frac{4440}{3680}} = 1.10$	$1.11 \sqrt{\frac{3680}{3680}} = 1.11$	
Tab. I A	-0.54	+0.97	-0.92	+0.46	-0.92	+0.97	+0.55
Corr.	+0.06	+0.07	-0.08	-0.06	-0.06	+0.14	-0.13
$\frac{wL^2}{cP}$	-0.60	+0.62	-1.07	+0.57	-1.13	+0.69	-0.67
Mom. Vig.	-3980	+4110	-7100	+3790	-7990	+4590	-4450
M. Col. Sup.	1980	1980	283	258	244	2210	2210
M. Col. Inf.	2000	2000	297	262	246	2240	2240
			69	69	71	71	
			71	71	71	71	

PORTICO B

El presente pórtico está formado por 5 crujiás y el volado de 0.50 m. (al eje de columna), que describo en las consideraciones generales del presente capítulo.

El pórtico está constituido por una azotea, tres pisos típicos y un sótano entre los ejes 1 y 3.

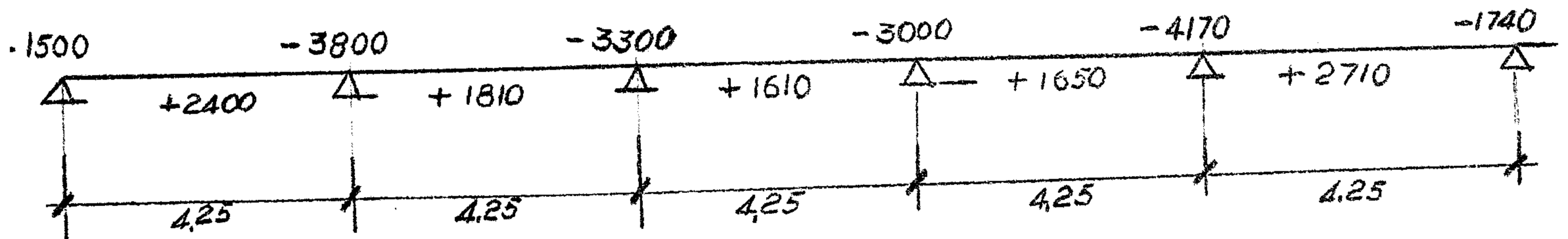
De acuerdo a lo expresado en párrafos anteriores, calcularé este pórtico por el método de coeficientes aproximados que aconseja el A. C. I. en su manual.

Presento en las siguientes hojas las características y metrodo de cargas del pórtico en estudio, Hago constar que las cargas concentradas las he reemplazado por cargas uniformemente repartidas equivalentes, siendo ello permitible por ser cargas pequeñas. Acompaño además el cálculo de momentos en las vigas.

CALCULO DE VIGAS

Armadura requerida por las vigas :

VIGAS DE LA AZOTEA (5°VB-1,2 ; 5°VB-2,3 ; 5°VB-3,4 ; 5°VB-4,5 ; 5°VB-5,6)



Areas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 39 = 47300 \text{ Kg/cm} = 473 \text{ Kg/m.}$$

Tramo 1-2:	$(+)A_s = \frac{2400}{473} = 5.1 \text{ cm}^2$	$2\phi 3/4'' \text{ o } 2\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$
Tramo 2-3:	$(+)A_s = \frac{1810}{473} = 3.8 \text{ ''}$	$2\phi 5/8'' \text{ o } 3\phi 1/2''$
Tramo 3-4:	$(+)A_s = \frac{1610}{473} = 3.4 \text{ ''}$	$2\phi 5/8'' \text{ o } 3\phi 1/2''$
Tramo 4-5:	$(+)A_s = \frac{1650}{473} = 3.5 \text{ ''}$	$2\phi 5/8'' \text{ o } 3\phi 1/2''$

Tramo 5-6: $(+)A_s = \frac{2710}{473} = 5.7 \text{ cm}^2$ $2\phi 3/4''$ o $3\phi 1/2'' + 1\phi 5/8''$

Apoyo 1: $(-)A_s = \frac{1500}{473} = 3.2 \text{ cm}^2$ $3\phi 1/2''$

Apoyo 2: $(-)A_s = \frac{3800}{473} = 8.0 \text{ ''}$ $4\phi 5/8''$

Apoyo 3: $(-)A_s = \frac{3300}{473} = 7.0 \text{ ''}$ $1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$

Apoyo 4: $(-)A_s = \frac{3000}{473} = 6.3 \text{ ''}$ $2\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$

Apoyo 5: $(-)A_s = \frac{4170}{473} = 8.8 \text{ ''}$ $2\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$

Apoyo 6: $(-)A_s = \frac{1740}{473} = 3.7 \text{ ''}$ $2\phi 5/8''$

Esfuerzo Cortante

Calculado por los coeficientes recomendados por el Reglamento 0.5 y 0.575 para los apoyos y empleando la parábola de Peabody, para encontrar el P. I., considero los valores mayores en cada tramo.

Apoyos 1, 3 y 4 $V = 0.500 \times 2170 \times 3.95 = 4270 \text{ Kg}$

Apoyo 2 $V = 0.575 \times 2170 \times 3.95 = 4920 \text{ ''}$

Apoyo 5 $V = 0.575 \times 2070 \times 4.20 = 5020 \text{ ''}$

Apoyo 6 $V = 0.500 \times 2070 \times 4.40 = 4580 \text{ ''}$

$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 39 = 3550 \text{ Kg.}$

Como el esfuerzo cortante en los apoyos es mayor que el que puede absorber el concreto, emplearé estribos. Hago el cálculo para el valor mayor.

$v = \frac{5020}{25 \times 0.866 \times 29} = 5.9 \text{ 4.2 Kg/cm}^2$

Empleando estribos de $\phi 3/8''$ de dos ramas :

$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 39}{5020 - 3550} = 4.5 \text{ cms}$ $a = \frac{5020 - 3550}{2070} = 0.71 \text{ m.}$

Siendo el $S_{\text{max}} = 39/2 = 19.5 \text{ cms}$, emplearé $\phi 3/8''$ espaciados 20 cms.

Adherencia :

$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 39 = 354$

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

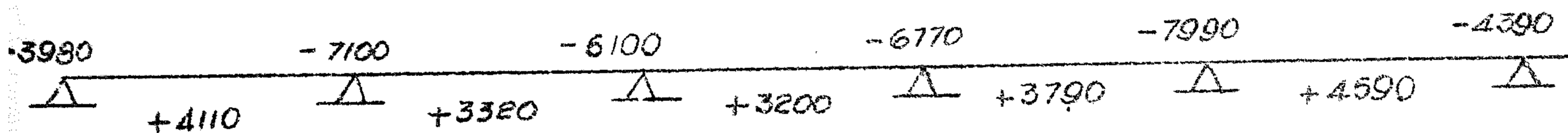
Pag. 97

Apoyos 1, 3 y 4	$(-)\sum_0 = \frac{4270}{354} = 12 \text{ cms}$
Apoyo 2	$(-)\sum_0 = \frac{4920}{354} = 14 \text{ ''}$
Apoyo 5	$(-)\sum_0 = \frac{5120}{354} = 15 \text{ ''}$
Apoyo 6	$(-)\sum_0 = \frac{4790}{354} = 13 \text{ ''}$
Tramos 1-2 y 2-3	$(+)\sum_{.14} = \frac{4920 - 1300}{354} = 10 \text{ cms}$
Tramo 3-4	$(+)\sum_{.11} = \frac{4270 - 910}{354} = 9.5 \text{ cms.}$
Tramos 4-5 y 5-6	$(+)\sum_{.13} = \frac{5120 - 1150}{354} = 11.2 \text{ ''}$

Diseño

De acuerdo a las exigencias de adherencia y anclaje, presento la armadura en el plano N° 20 prolongando el fierro del apoyo 6 al volado.

VIGAS DEL PISO TIPICO



Areas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 44 = 53200 \text{ Kg/cm} = 532 \text{ Kg/m.}$$

Tramo 1-2:	$(+)A_s = \frac{4110}{532} = 7.2 \text{ cm}^2$	4∅ 5/8"
Tramo 2-3:	$(+)A_s = \frac{3320}{532} = 6.2 \text{ ''}$	2∅ 5/8" + 2∅ 1/2"
Tramo 3-4:	$(+)A_s = \frac{3200}{532} = 6.0 \text{ ''}$	2∅ 5/8" + 2∅ 1/2"
Tramo 4-5:	$(+)A_s = \frac{3790}{532} = 7.1 \text{ ''}$	3∅ 5/8" + 1∅ 1/2"
Tramo 5-6:	$(+)A_s = \frac{4590}{532} = 8.6 \text{ ''}$	2∅ 3/4" + 1∅ 5/8" + 1∅ 1/2"

Apoyo 1:	$(-)A_s = \frac{3980}{532} = 7.5 \text{ cm}^2$	4 ϕ 5/8"
Apoyo 2:	$(-)A_s = \frac{7100}{532} = 13.3 \text{ "}$	2 ϕ 1" + 2 ϕ 5/8"
Apoyo 3:	$(-)A_s = \frac{61000}{532} = 11.5 \text{ "}$	2 ϕ 7/8" + 2 ϕ 5/8"
Apoyo 4:	$(-)A_s = \frac{6770}{532} = 12.7 \text{ "}$	2 ϕ 1" + 2 ϕ 1/2"
Apoyo 5:	$(-)A_s = \frac{7990}{532} = 15.0 \text{ "}$	3 ϕ 7/8" + 2 ϕ 5/8"
Apoyo 6:	$(-)A_s = \frac{4390}{532} = 8.3 \text{ "}$	2 ϕ 3/4" + 1 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"

Esfuerzo Cortante

Siguiendo el mismo procedimiento que en la viga de la azotea:

$$\begin{aligned}
 V_1 &= 0.500 \times 4130 \times 3.85 = 8000 \text{ Kg.} \\
 V_2 &= 0.575 \times 4130 \times 3.85 = 9100 \text{ " } \\
 V_3 &= 0.500 \times 3990 \times 3.85 = 7700 \text{ " } \\
 V_4 &= 0.500 \times 4440 \times 3.85 = 8500 \text{ " } \\
 V_5 &= 0.575 \times 4440 \times 4.00 = 10200 \text{ " } \\
 V_6 &= 0.500 \times 3680 \times 4.30 = 7900 \text{ " }
 \end{aligned}$$

Adherencia

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 44 = 400 \text{ Kg/cm}$$

Apoyo 1:	$(-)\bar{\Sigma}_o = \frac{8000}{400} = 20.0 \text{ cms.}$
Apoyo 2:	$(-)\bar{\Sigma}_o = \frac{9100}{400} = 22.7 \text{ "}$
Apoyo 3:	$(+)\bar{\Sigma}_o = \frac{7700}{400} = 19.2 \text{ "}$
Apoyo 4:	$(-)\bar{\Sigma}_o = \frac{8500}{400} = 21.0 \text{ "}$
Apoyo 5:	$(-)\bar{\Sigma}_o = \frac{10200}{400} = 25.5 \text{ "}$
Apoyo 6:	$(-)\bar{\Sigma}_o = \frac{7900}{400} = 19.8 \text{ "}$

$$\text{Tramo 1-2: } (+)\sum_0 = \frac{9100 - 2280}{400} = 17.0 \text{ cms}$$

$$\text{Tramo 2-3: } (+)\sum_0 = \frac{9100 - 2200}{400} = 17.1 \text{ "}$$

$$\text{Tramo 3-4: } (+)\sum_0 = \frac{8500 - 2040}{400} = 16.0 \text{ "}$$

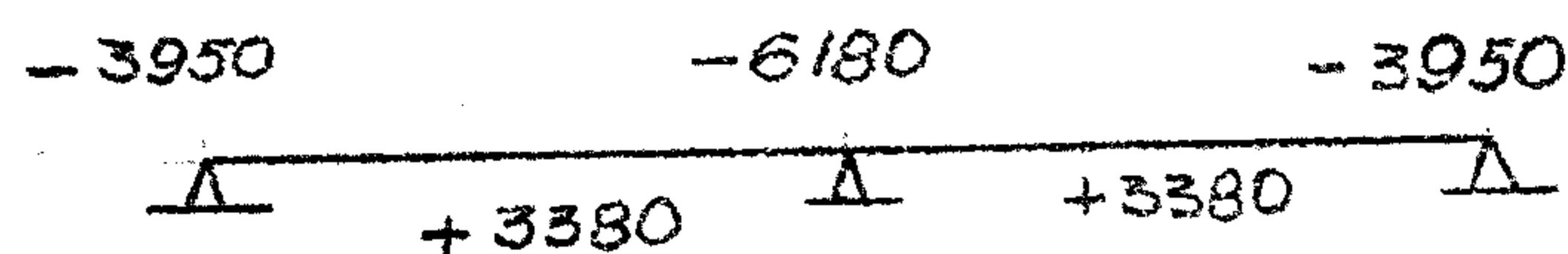
$$\text{Tramo 4-5: } (+)\sum_0 = \frac{10200 - 2450}{400} = 17.4 \text{ "}$$

$$\text{Tramo 5-6: } (+)\sum_0 = \frac{10200 - 2040}{400} = 20.4 \text{ "}$$

Diseño

En el plano No 20 presento la armadura correspondiente.

VIGAS DEL NIVEL 1° (1°VB-1,2 ; 1°VB-2,3)



Areas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 39 = 47300 \text{ Kg/cm} = 473 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Tramos 1-2 y 2-3: } (+)A_s = \frac{3380}{473} = 7.15 \text{ cm}^2 \quad 4\phi \text{ } 5/8''$$

$$\text{Apoyos 1 y 3: } (-)A_s = \frac{3950}{473} = 8.37 \text{ " } \quad 2\phi \text{ } 3/4'' + 1\phi \text{ } 5/8'' + 1\phi \text{ } 3/8''$$

$$\text{Apoyo 2: } (-)A_s = \frac{6180}{473} = 10.3 \text{ " } \quad 2\phi \text{ } 3/4'' + 2\phi \text{ } 5/8'' + 1\phi \text{ } 3/8''$$

Esfuerzo Cortante

$$\text{Apoyos 1 y 3: } V = 0.500 \times 3604 \times 3.85 = 6960 \text{ Kg.}$$

$$\text{Apoyo 2: } V = 0.575 \times 3604 \times 3.85 = 8000 \text{ "}$$

$$v = \frac{800}{30 \times 0.866 \times 39} = 7.92 \quad 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 39 = 4250 \text{ Kg.}$$

Empleo estribos de $\phi \text{ } 3/8''$ de dos ramas.

Apoyos extremos :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 39}{6960 - 4250} = 24.7 \text{ cms.} \quad a = \frac{6960 - 4250}{3604} = 0.75 \text{ m.}$$

Apoyo central :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 39}{8000 - 4250} = 18 \text{ cms.} \quad a = \frac{8000 - 4250}{3604} = 1.04 \text{ m.}$$

El espaciamiento máximo es $\frac{39}{2} = 19.5 \text{ cms.}$

Adherencia

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 39 = 354 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Apoyos 1 y 3: } (-)\sum_0 = \frac{6960}{354} = 19.6 \text{ cms.}$$

$$\text{Apoyo 2: } (-)\sum_0 = \frac{8000}{354} = 22.6 \text{ "}$$

$$\text{Tramos 1,2 y 2,3: } (+)\sum_0 = \frac{8000 - 1990}{354} = 17 \text{ cms.}$$

Diseño

Cumpliendo con la adherencia y anclaje, presento en el plano N° 20 el diseño correspondiente.

CALCULO DE COLUMNAS

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 101

En el siguiente cuadro presento el resumen de solicitaciones de cargas :

COLUMNA	B - 1	B - 2	B - 3	B - 4	B - 5	B - 6
Nivel 4°-5°	M = 1500Kg-m N = 5595 Kg	0 Kg-m 9990 Kg	230Kg-m 9930 Kg	0 Kg-m 9912 Kg	560Kg-m 9972 Kg	1740Kg-m 6542Kg
Nivel 3°-4°	M = 2300 N = 18072	440 26227	95 26177	335 26111	530 26281	2700 20451
Nivel 2°-3°	M = 1980 N = 30549	283 42467	95 42424	335 42310	245 42590	2210 34360
Nivel 1°-2°	M = 2000 N = 43026	287 58701	1680 58671	262 58509	246 58899	2240 48269
Nivel S-1°	M = 2270 N = 55423	0 74778	2270 67118			

COLUMNA B-1

SC-B,1

M = 2270 Kg-m ; N = 55423 Kg ; b = 40 cms ; t = 40 cms.

$$e = \frac{227\ 000}{55\ 423} = 4.1\ \text{cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; g = 0.75 ; (n-1)p = 0.14 ; D = 5.52 ; C = 0.507$

$$P = 55423 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.1}{40} \right] = 71\ 500\ \text{Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{71500}{1280} - 31.5}{1400} = 0.0174$$

Segundo tanteo :

$p_g = 0.018 ; g = 0.75 ; (n-1)p = 0.25 ; D = 5.30 ; C = 0.572$

$$P = 55423 \left[1 + 0.572 \times 5.30 \times \frac{4.1}{40} \right] = 72\ 500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{72500}{1280} - 31.5}{1400} = 0.018$$

$$A_s = 0.018 \times 40 \times 40 = 28.8 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1'' + 4\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$$

1°C-B,1

$$M = 2000 \text{ Kg-m} ; \quad N = 43026 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{200\ 000}{43\ 026} = 4.6 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D \approx 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 43026 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.6}{40} \right] = 57\ 000 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{57000}{960} - 31.5}{1400} = 0.0197$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.02 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.28 ; \quad D = 5.3 ; \quad C = 0.531$$

$$P = 43026 \left[1 + 0.531 \times 5.3 \times \frac{4.6}{40} \right] = 57\ 300 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{57300}{960} - 31.5}{1400} = 0.0203 \sim 2 \%$$

$$A_s = 0.02 \times 30 \times 40 = 24 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1'' + 4\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$$

2°C-B,1

$$M = 1980 \text{ Kg-m} ; \quad N = 30549 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{198\ 000}{30\ 549} = 6.5 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 30549 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{6.5}{40} \right] = 44\ 500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{44500}{960} - 31.5}{1400} = 0.0034$$

Empleo acero mínimo.

3°C-B,1

4°C-B,1

Necesitarán acero mínimo.

COLUMNAS B-2 y B-3

SC-B,3

$$M = 2270 \text{ Kg-m} ; \quad N = 67118 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 50 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{227\ 000}{67\ 118} = 3.4 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 227\ 000 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{3.4}{50} \right] = 26\ 700 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{26700}{1600} - 31.5}{1400} = - 0.0105$$

Empleo acero mínimo en todos los pisos de estas columnas.

COLUMNAS B-4 ; B-5 ; B-6

1°C-B,4

1°C-B,5

1°C-B,6

$$M = 2240 \text{ Kg-m} ; \quad N = 48269 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 50 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{224\ 000}{48\ 269} = 4.65 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.80 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.36 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 48269 \left[1 + 0.507 \times 5.36 \times \frac{4.65}{50} \right] = 60\ 700 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{60700}{1600} - 31.5}{1400} = 0.0047$$

Empleo acero mínimo.

2°C-B,4

2°C-B,5

2°C-B,5

$$M = 2210 \text{ Kg-m} ; \quad N = 34360 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{221000}{34360} - 6.45 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 34360 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{6.45}{50} \right] = 46800 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{46800}{960} - 31.5}{1400} = 0.0123$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.013 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.118 ; \quad D = 5.44 ; \quad C = 0.533$$

$$P = 34360 \left[1 + 0.533 \times 5.44 \times \frac{6.45}{50} \right] = 47000 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{47000}{960} - 31.5}{1400} = 0.125$$

$$A_s = 0.013 \times 30 \times 40 = 15.6 \text{ cm}^2$$

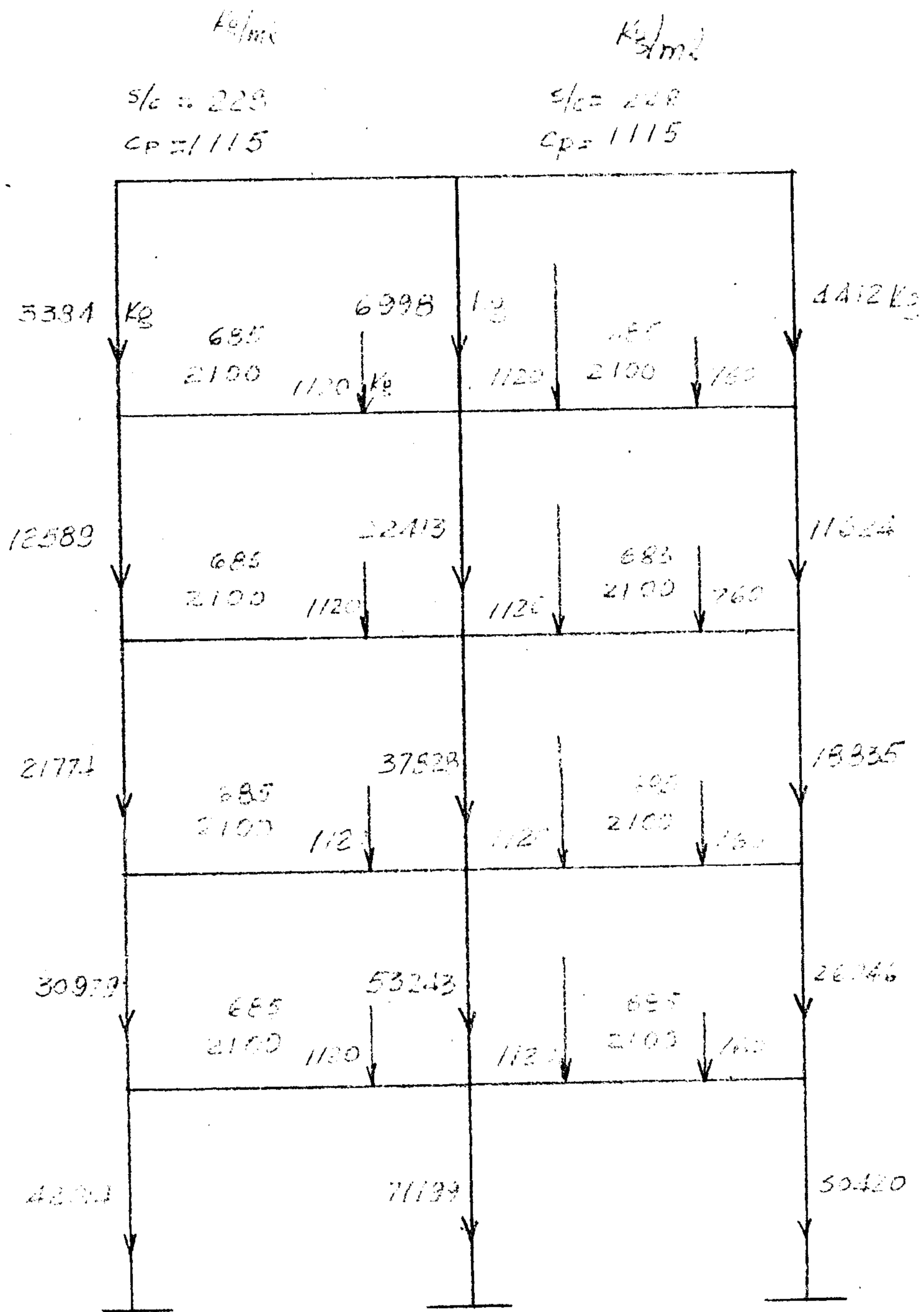
Las columnas de los demás pisos llevarán acero mínimo.

Estribos

Se empleará estribos de 3/8" espaciados 30 cms en las columnas.

$$\begin{aligned} S &\leq 16 \phi = 31.5 \text{ cms} \\ &\leq 48 \phi_1 = 45 \quad " \\ &\leq b = 30 \quad " \end{aligned}$$

—Detalle de Cargas—



PORTICO G₁

Este pórtico ubicado con vista al patio interior del edificio, está formado por dos crujiás sensiblemente iguales (en estructura y cargas), con un zócano, un primer piso y tres pisos típicos.

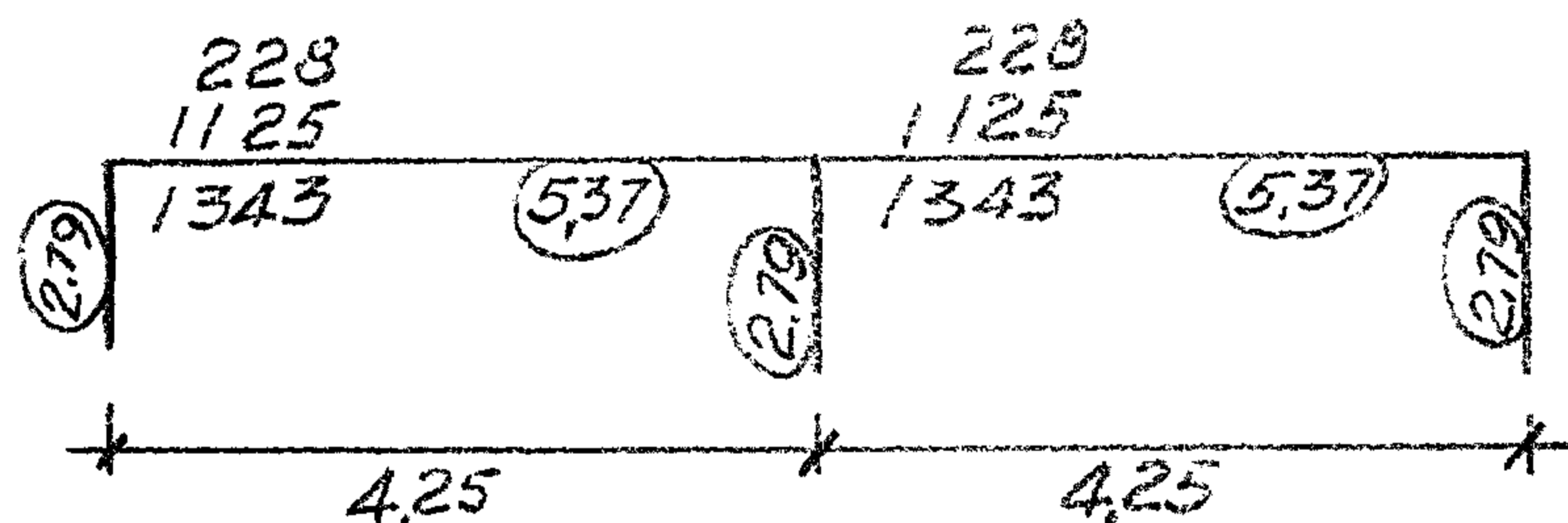
En las siguientes páginas presento las características del pórtico, deducidas de acuerdo a las consideraciones generales del presente capítulo.

El cálculo del pórtico lo hago por el método de coeficientes del "libro verde". Las cargas concentradas en los pisos típicos las considero aplicadas al centro del paño, y para ello las reduzco convenientemente (un 10 %), con lo cual sí se puede emplear las condiciones de la tabla 2A.

CALCULO DE VIGAS

Presento a continuación el cálculo de las vigas hasta encontrar los momentos flectores que actúan en ella. Estos momentos son equilibrados por las columnas que concurren a los nudos.

5°VC₁-1,2 ; 5°VC₁-2,3



Características del tramo tipo

Constantes necesarias

$L = 4.25 \text{ m.}$

$\frac{s/c}{c.p} = \frac{228}{1115} = 0.205$

$\omega l^2 = 1343 \times 4.25^2 = 24400 \text{ Kg-m}$

$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{2.79}{5.37} = 0.520$

Los coeficientes a y $a \sqrt{\frac{\omega_T}{\omega_0}}$ para ambos tramos, en este caso son iguales a la unidad; luego no hay corrección.

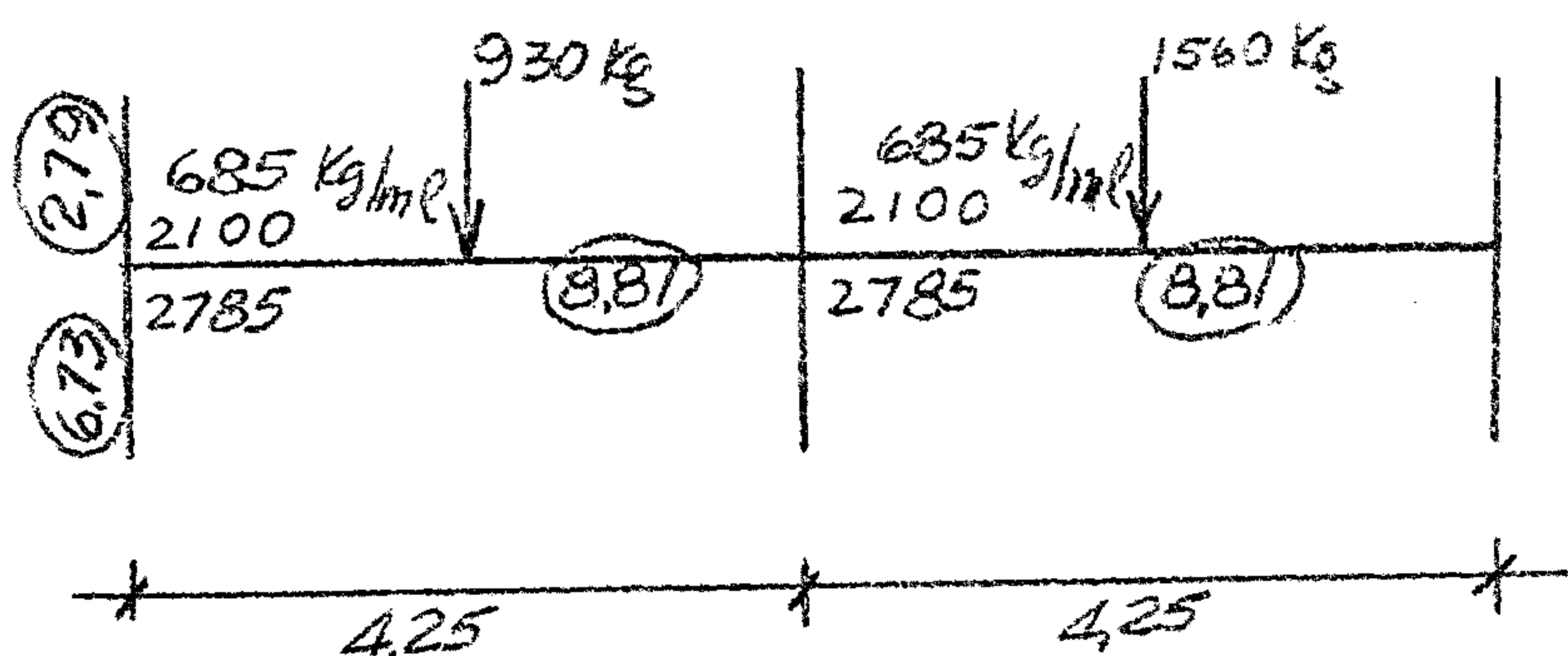
De la tabla 1A obtengo los valores que siguen en la siguiente página :

	Coefficiente	Momentos
Negativo en A y C	- 0.031	- 703 Kg-m
Positivo en A y C	+ 0.057	+ 1390 "
Negativo en B	- 0.109	- 2470 "

El esfuerzo cortante en A y C vale $0.500 \times 1343 \times 3.95 = 2660$ Kg.
 " " " " B " $0.575 \times 1343 \times 3.95 = 3050$ "

Las columnas en A y C soportarán un momento flector de 703 Kg-m y la columna B un momento nulo.

4°VC₁-1,2 ; 4°VC₁-2,3



Características del tramo tipo

$L = 4.25$ m.

Constantes necesarias

$\frac{s/c}{c.p.} = \frac{685}{2100} = 0.326$

$\omega L = 2785 \times 4.25^2 = 50100$ Kg-m

$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{2.79 + 6.73}{8.81} = 1.080$

PP	$\frac{930}{4.25} = 218$ Kg/ml.	$\frac{1560}{4.25} = 367$ Kg/ml.
a	1.00	1.00
$a \sqrt{\frac{\omega_T + PP}{\omega_0}}$	$1.00 \sqrt{\frac{2785 + 218}{2785}} = 1.05$	$1.00 \sqrt{\frac{2785 + 367}{2785}} = 1.06$
Coef. de corrección	$\frac{218}{2785 + 218} = 0.072$	$\frac{367}{2785 + 367} = 0.116$
Tabla 1A	-0.043 +0.053 -0.104	-0.104 +0.053 -0.043
Tabla 2A	-0.003 +0.008 -0.003	-0.002 -0.002
Coef. Finales	-0.046 +0.061 -0.109	-0.110 +0.065 -0.045

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 109

Moms.en viga	-2310	+3060	-5470	-5510	+3260	-2260
Momentos Col. Sup.	680 Kg-m		12 Kg-m		660 Kg-m	
Momentos Col. Inf.	1630 Kg-m		28 Kg-m		1600 Kg-m	

Como las vigas de los niveles 3° y 2° tienen igual carga que las del eje 4°, variando sólo las columnas que las soportan, presento solamente los coeficientes finales de cálculo, deakando para los borradores los cálculos respectivos.

3°VC₁-1,2 ; 3°VC₁-2,3

Coef.finales	-0.053	+0.059	-0.107	-0.108	+0.064	-0.054
Momentos en vigas	-2660	+2960	-5370	-5410	+3210	-2710
Momentos Col. Sups.	1330 Kg-m		20 Kg-m		1355 Kg-m	
Momentos Col. Infs.	1330 Kg-m		20 Kg-m		1355 Kg-m	

2°VC₁-1,2 ; 2°VC₁-2,3

Coef.finales	-0.054	+0.059	-0.106	-0.106	+0.064	-0.055
Momentos en Vigas	-2710	+2960	-5310	-5310	+3210	-2760
Momentos Col.Sups.	1340 Kg-m		0 Kg-m		1360 Kg-m	
Momentos Col.Infs.	1370 Kg-m		0 Kg-m		1400 Kg-m	

1°VC₁-1,2 ; 1°VC₁-2,3

Coef. finales	-0.062	+0.056	-0.102	-0.103	+0.060	-0.064
Momentos en Vigas	-3070	+2770	-5050	-5100	+2970	-3170
Momentos Col. Sups.	1320 Kg-m		22 Kg-m		1360 Kg-m	
Momentos Col. Infs.	1750 Kg-m		28 Kg-m		1810 Kg-m	

Armadura requerida por las vigas :

VIGAS DE LA AZOTEA (5°VC₁-1,2 ; 5°VC₂-2,3)

Areas de Acero :

Tramos AB y BC $(+)A_s = \frac{139000}{1400 \times 0.866 \times 39} = 2.95 \text{ cm}^2$ $\begin{matrix} 4 \phi 3/8'' \\ \text{ó } 1\phi 3/8'' + 2\phi 1/2'' \end{matrix}$

Apoyos A y C $(-)A_s = \frac{70300}{1400 \times 0.866 \times 39} = 1.49 \text{ cm}^2$ $\begin{matrix} 2\phi 3/8'' \\ \text{ó } 1\phi 3/8'' + 1\phi 1/2'' \end{matrix}$

Apoyo B $(-)A_s = \frac{247000}{1400 \times 0.866 \times 39} = 4.97 \text{ cm}^2$ $4\phi 1/2''$

Esfuerzo Cortante :

Apoyos A y C: $v = \frac{2660}{25 \times 0.866 \times 39} = 3.15 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

Apoyo B : $v = \frac{3050}{25 \times 0.866 \times 39} = 3.62 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

Emplearé 2A de $\phi 1/4''$ para colocar la armadura.

Adherencia :

Apoyos A y C : $(-)\sum_o = \frac{2660}{10.5 \times 0.866 \times 39} = 7.56 \text{ cms.}$

Apoyo B : $(-)\sum_o = \frac{3050}{10.5 \times 0.866 \times 39} = 8.6 \text{ cms.}$

Tramos AB y BC : $(+)\sum_o = \frac{3050 - 0.13 \times 1343 \times 3.95}{10.5 \times 0.866 \times 39} = 6.50 \text{ cms}$

Diseño :

El diseño de la armadura la presento en el plano N° 27 .

VIGAS DEL PISO TIPICO

Areas de Acero :

Tramo AB	(+)A _s	=	$\frac{306000}{1400 \times 0.866 \times 44}$	=	5.72 cm ²	3∅5/8"
Tramo BC	(+)A _s	=	$\frac{3260}{1400 \times 0.866 \times 44}$	=	5.98 cm ²	3∅5/8"
Apoyo A	(-)A _s	=	$\frac{3070}{1400 \times 0.866 \times 44}$	=	5.73 cm ²	3∅5/8"
Apoyo B	(-)A _s	=	$\frac{5510}{1400 \times 0.866 \times 44}$	=	10.3 cm ²	2∅5/8" + 2∅3/4"
Apoyo C	(-)A _s	=	$\frac{3170}{1400 \times 0.866 \times 44}$	=	5.96 cm ²	3∅5/8"

Esfuerzo Cortante :

$$V = 0.5 \times 2785 \times 3.95 = 5500 \text{ Kg.}$$

$$V = 0.575 \times 2785 \times 3.95 = 6330 \text{ "}$$

Apoyos A y C: $v = \frac{5500}{30 \times 0.866 \times 44} = 4.8 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

Apoyo B $v = \frac{6330}{30 \times 0.866 \times 44} = 5.55 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2$

Empleando estribos de ∅ 3/8", se tiene :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{6330 - 4800} = 48.3 \text{ cms} \quad a = \frac{6330 - 4800}{2785} = 0.55 \text{ m.}$$

2 ∅ 3/8" a cada lado para amarrar el fierro.

Adherencia :

Apoyos A y C: $(-)\sum_o = \frac{5500}{10.5 \times 0.866 \times 44} = 13.7 \text{ cms}$

Apoyo B: $(-)\sum_o = \frac{6330}{10.5 \times 0.866 \times 44} = 15.9 \text{ cms}$

Tramos AB y BC: $(+)\sum_o = \frac{6330 - 0.16 \times 2785 \times 3.95}{10.5 \times 0.866 \times 44} = 11.4 \text{ cms}$

Diseño :

El diseño de la armadura lo presento en el plano N° 2/ .

CALCULO DE COLUMNAS

Del cálculo de Vigas y Metrado de Columnas, presento el siguiente resumen :

NIVEL	C - 1	C - 2	C - 3
4°-5°	M = 703 Kg-m N = 3384 Kg	12 Kg-m 6998 Kg	703 Kg-m 4412 Kg
3°-4°	M = 1630 N = 12589	28 22413	1600 11624
2°-3°	M = 1340 N = 21774	20 37828	1360 18835
1°-2°	M = 1370 N = 30979	22 53243	1400 26046
S -1°	M = 1750 N = 42014	28 71199	1810 30420

Paso a calcular las columnas con los valores indicados en el cuadro.

COLUMNA C-1

SC-C,1

$M = 1750 \text{ Kg-m} ; \quad N = 42014 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms} .$

$$e = \frac{175000}{42014} = 4.16 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$

$$P = 42014 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.16}{40} \right] = 54200 \text{ Kg} .$$

$$p_g = \frac{\frac{54200}{1280} - 31.5}{1400} = 0.079$$

Empleo acero mínimo.

1°C-C,1

$$M = 1370 \text{ Kg-m} ; \quad N = 30979 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{137000}{30979} = 4.44 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 30979 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.44}{40} \right] = 40500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{40500}{960} - 31.5}{1400} = 0.0076$$

Empleo el acero mínimo.

2°C-C,1

3°C-C,1

De acuerdo a los cálculos anteriores, estas columnas llevarán acero mínimo.

4°C-C,2

$$M = 703 \text{ Kg-m} ; \quad N = 3384 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 30 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{70300}{3384} = 20.7 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.67 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.72 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 3384 \left[1 + 0.507 \times 5.72 \times \frac{20.7}{40} \right] = 8450 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{8450}{720} - 31.5}{1400} = - 0.014$$

Empleo acero mínimo.

COLUMNA C-2

SC-C,2

$$M = 28 \text{ Kg-m} ; \quad N = 71199 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 50 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{2800}{71199} = 0.039 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.80 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.42 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 71199 \left[1 + 0.507 \times 5.42 \times \frac{0.04}{40} \right] = 71200 \text{ Kg}$$

$$p_g = \frac{\frac{71200}{1600} - 31.5}{1400} = 0.010 \approx 0.01$$

Emplearé el acero mínimo.

1°C-C,2

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 53243 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{0.04}{40} \right] = 53250 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{53250}{960} - 31.5}{1400} = 0.172$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.018 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.252 ; \quad D = 5.3 ; \quad C = 0.531$$

$$P = 53243 \left[1 + 0.532 \times 5.3 \times \frac{0.04}{40} \right] = 53300 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{53300}{960} - 31.5}{1400} = 0.0172$$

$$A_s = 0.018 \times 30 \times 40 = 21.6 \text{ cm}^2$$

2°C-C,2

$$M = 20 \text{ Kg-m} ; \quad N = 37828 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{2000}{37828} = 0.0529 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 37828 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{0.5}{40} \right] = 39100 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{39100}{960} - 31.5}{1400} = 0.00658$$

Empleo acero mínimo.

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$$

3° C-C, 2

También llevará acero mínimo.

4° C-C, 2

También llevará acero mínimo.

COLUMNA C-3

SC-C, 3

$$M = 1810 \text{ Kg-m} ; \quad N = 30420 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms}.$$

$$e = \frac{181000}{30420} = 5.96 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 30420 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{5.96}{40} \right] = 43000 \text{ Kg}.$$

$$p_g = \frac{\frac{43000}{1280} - 31.5}{1400} = 0.0015$$

Empleo acero mínimo.

1° C-C, 3

$$M = 1400 \text{ Kg-m} ; \quad N = 26046 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms}.$$

$$e = \frac{140000}{26046} = 5.38 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 26046 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{5.38}{40} \right] = 35700 \text{ Kg}.$$

$$p_g = \frac{\frac{35700}{960} - 31.5}{1400} = 0.004$$

Empleo acero mínimo.

2° C-C, 3

$$M = 1360 \text{ Kg-m} ; \quad N = 18835 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms}.$$

$$e = \frac{136000}{18835} = 7.22 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 18835 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{7.22}{40} \right] = 28500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{28500}{960} - 31.5}{1400} = -0.0013$$

Empleo acero mínimo.

3°C-C,3

$$M = 1600 \text{ Kg-m} ; \quad N = 11624 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{160000}{11624} = 13.8 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 11624 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{13.8}{40} \right] = 22800 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{22800}{960} - 31.5}{1400} = -0.0055$$

Empleo acero mínimo.

4°C-C,3

Por ser pequeños la carga y el momento, empleo acero mínimo.

Como en la armadura longitudinal he de emplear $\phi 3/4''$ y $\phi 5/8''$, los estribos serán de $\phi 3/8''$ espaciados 30 cms. en todos los casos según :

$$\begin{aligned} s &\leq 16 \phi = 30 \text{ cms} \\ &\leq 48 \phi = 45 \text{ cms} \\ &\leq b = 30 \text{ y } 40 \text{ cms.} \end{aligned}$$

En la lámina N° 28 presento la armadura de estas columnas.

PROYECTO DE GRADO



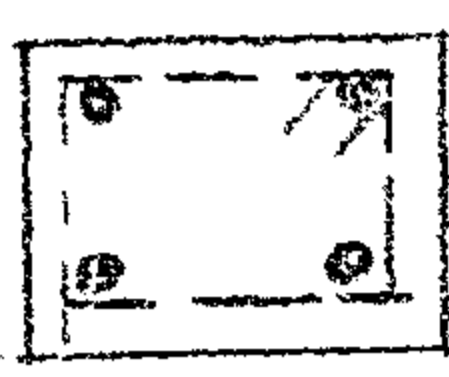

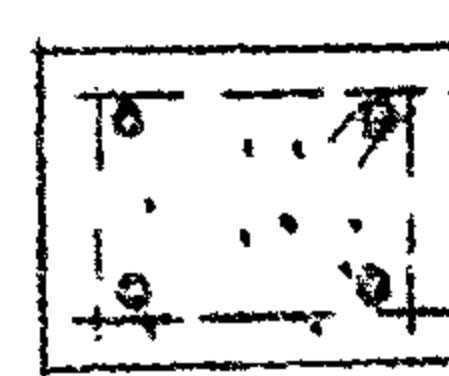
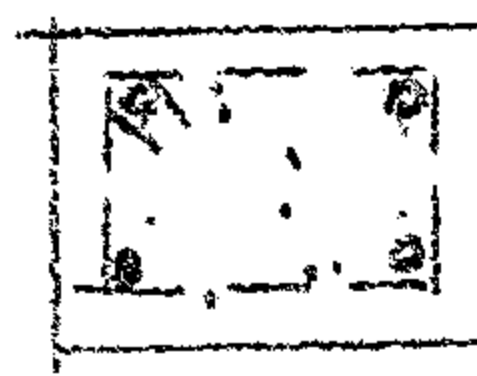

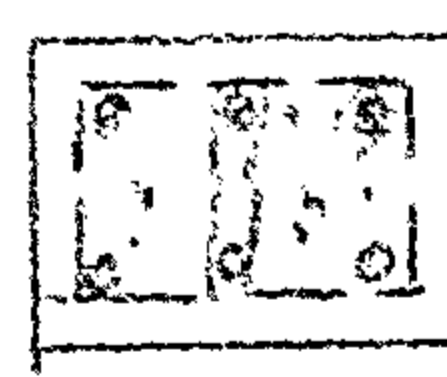
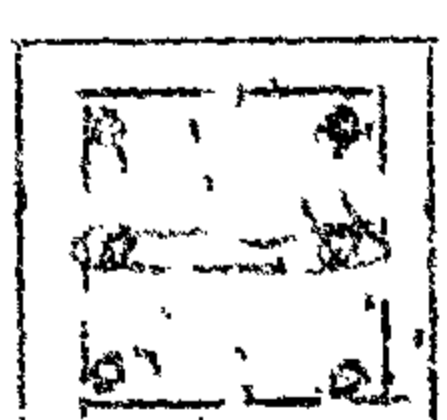
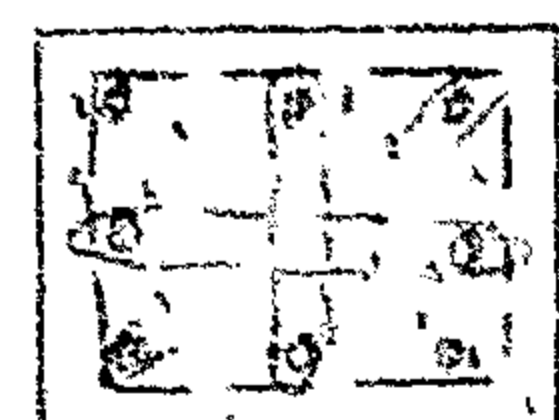
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

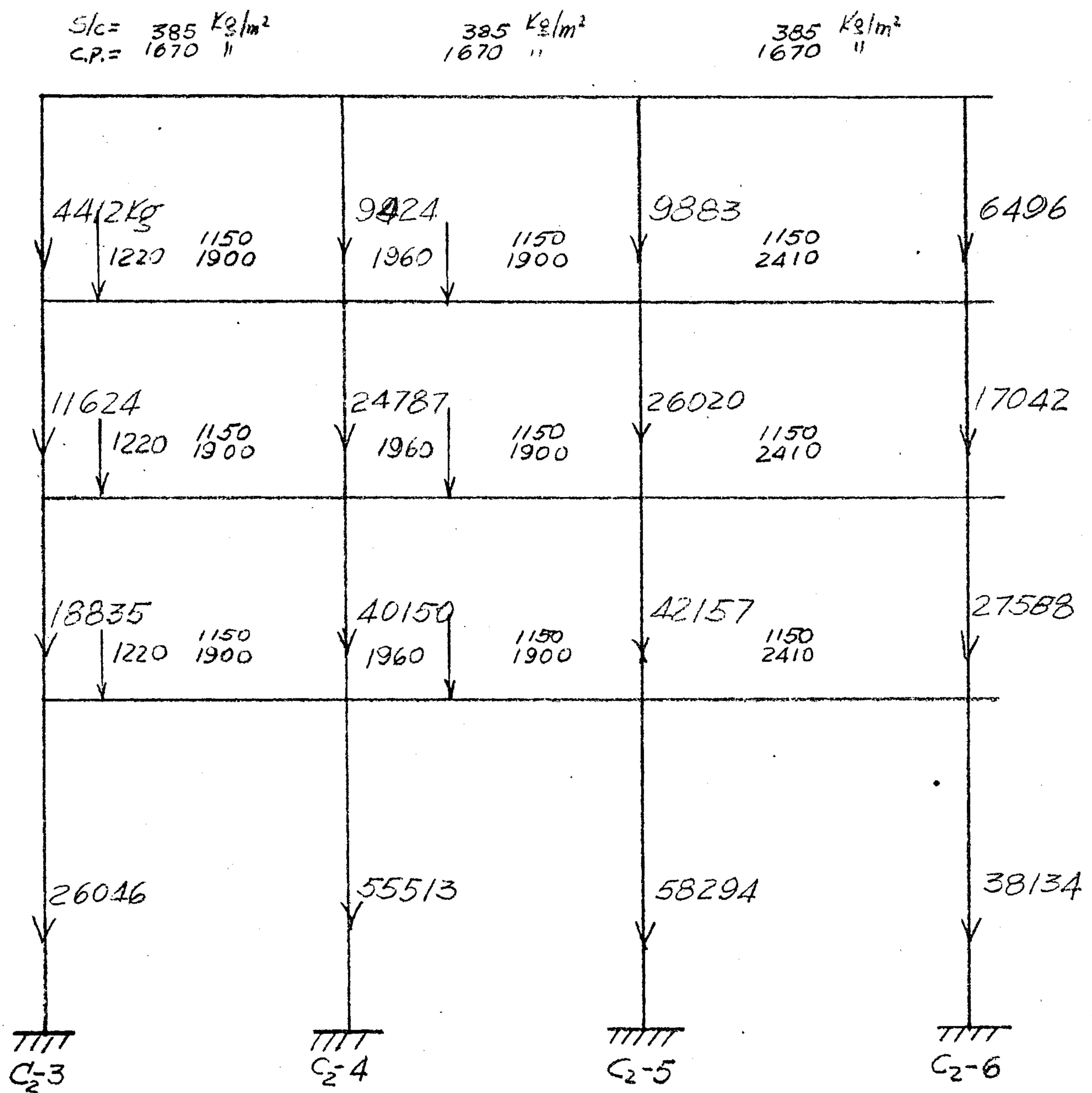
Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 117

NIVEL	COL. C ₁ -1=C ₁ -3	COLUMNAS-2
4° PISO	 <p> $A_g = 30 \times 30$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>	 <p> $A_g = 30 \times 30$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 1/4'' @ .30$ </p>
3° PISO	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>
2° PISO	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>
1° PISO	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>	 <p> $A_g = 30 \times 40$ $A_s = 3 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>
SOTANO	 <p> $A_g = 40 \times 40$ $A_s = 4 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>	 <p> $A_g = 40 \times 50$ $A_s = 4 \phi 3/4'' + 4 \phi 5/8''$ $\square \phi 3/8'' @ .30$ </p>



— Condiciones de Carga y S/c. —

PROYECTO DE GRADO

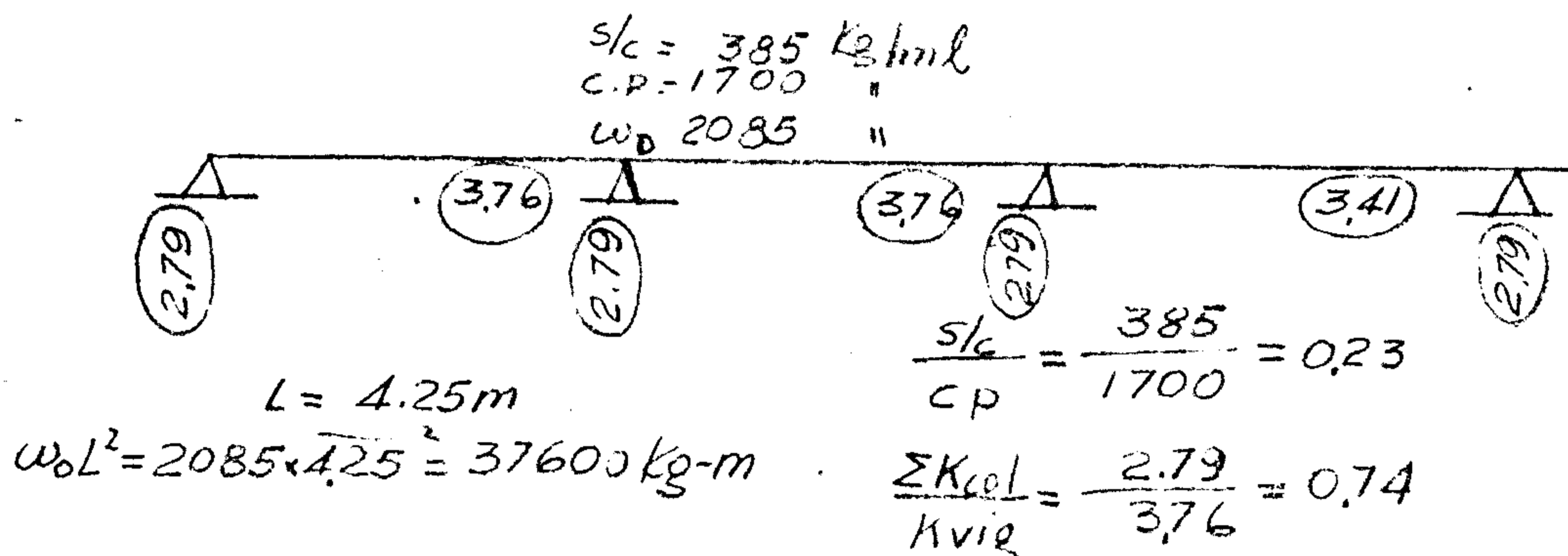
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

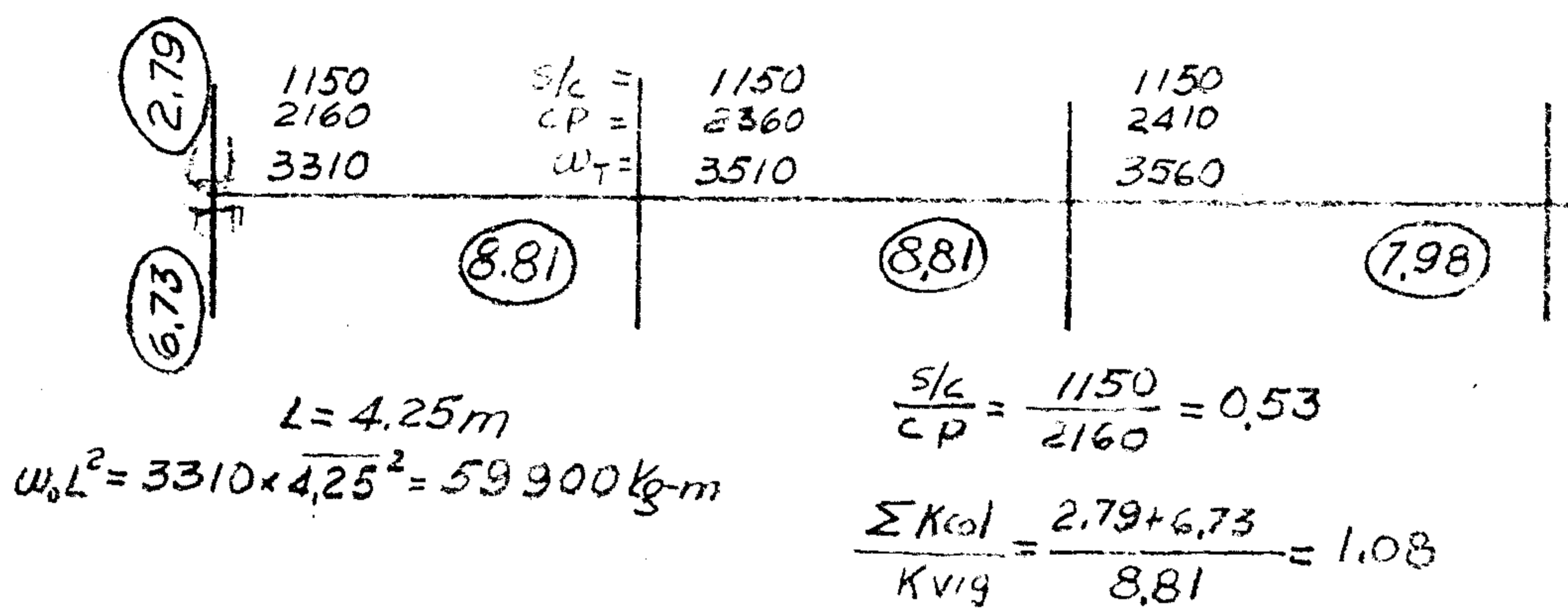
Promoción 1954

5°VC₂=3,4 ; 5°VC₂=4,5 ; 5°VC₂=5,6



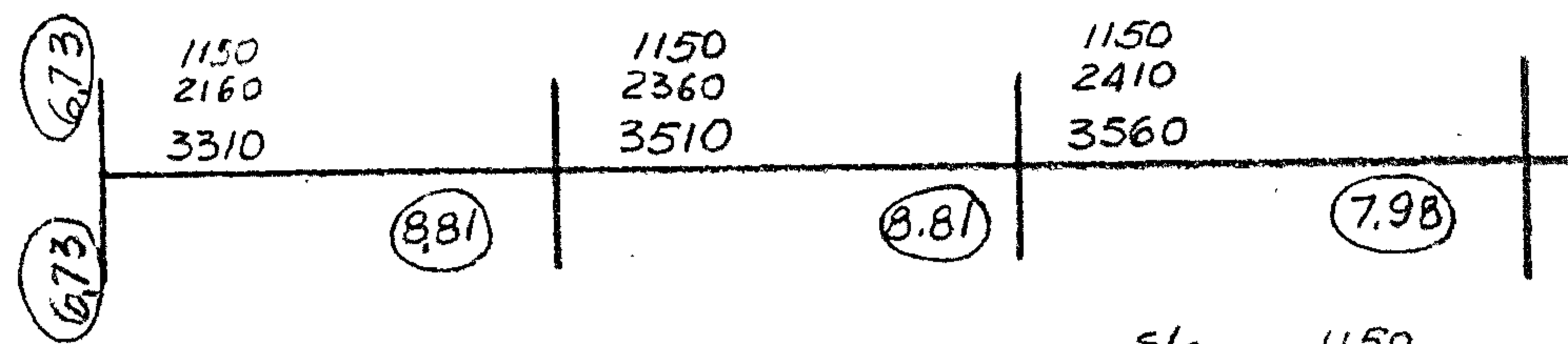
a	1.00			1.00			1.11			
$a \sqrt{\frac{w_T}{w_0}}$	1.00			1.00			1.11			
Tab. 1A	-0.39	+0.60	-0.98	-0.92	+0.40	-0.92	-0.98	+0.60	-0.39	
Tab. 2A						-0.10	-0.16	+0.015	-0.11	
Coef. Finit.	+0.39	+0.60	-0.98	-0.92	+0.40	-0.102	-0.114	+0.075	-0.050	
Mom. Vig.	-1470	+2260	-3680	-3400	+1500	-3840	-4300	+2320	-1880	
M. Col.	1470 Kg-m			280 Kg-m			460 Kg-m			1880 Kg-m

4°VC₂=3,4 ; 4°VC₂=4,5 ; 4°VC₂=5,6



a	1.00			1.00			1.11			
$a \sqrt{\frac{w_T}{w_0}}$	1.00			$1.00 \sqrt{\frac{3510}{3310}} = 1.03$			$1.11 \sqrt{\frac{3560}{3310}} = 1.15$			
Tab. 1A	-0.48	+0.57	-0.97	-0.92	+0.44	-0.92	-0.97	+0.57	-0.52	
Tab. 2A						-0.09	-0.22	+0.023	-0.018	
Coef. Finit.	+0.48	+0.57	-0.97	-0.92	+0.44	-0.101	-0.119	+0.080	-0.070	
Mom. Vig.	-2870	+3410	-5800	-5500	+2640	-6050	-7100	+4800	-4190	
M. Col. Sup.	840 Kg-m			88 Kg-m			308 Kg-m			1240 Kg-m
M. Col. Inf.	2030 "			212 "			742 "			2950 "

$3^{\circ}VC_2=3,4 ; 3^{\circ}VC_2=4,5 ; 3^{\circ}VC_2=5,6$



$L = 4,25m$

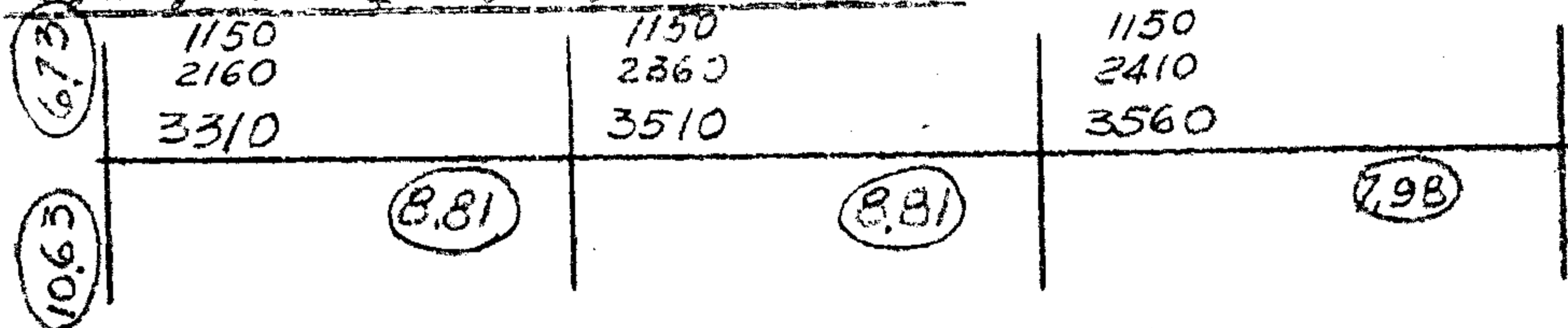
$wL^2 = 3310 \times 4,25^2 = 59900 \text{ Kg-m}$

$\frac{s/c}{c-p} = \frac{1150}{2160} = 0,53$

$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{673+673}{8,81} = 1,53$

a	1.00			1.00			1.11			
$a \sqrt{\frac{wT}{w_0}}$	1.00			$1.00 \sqrt{\frac{3510}{3310}} = 1.03$			$1.11 \sqrt{\frac{3560}{3310}} = 1.15$			
Tab. 1A	-0.057	+0.056	-0.096	-0.090	+0.044	-0.090	-0.096	+0.056	-0.057	
Correc. 2A						-0.011	-0.020	+0.020	-0.018	
Coef. Finales	-0.057	+0.056	-0.096	-0.090	+0.044	-0.101	-0.116	+0.076	-0.075	
Mom. Vig.	-3410	+3350	-5750	-5400	+2640	-6050	-6900	+4550	-4500	
M. Col. Sup.	1705 Kg-m			175 Kg-m			425 Kg-m			2250 Kg-m
M. Col. Inf.	1705 "			175 "			425 "			2250 "

$2^{\circ}VC_2=3,4 ; 2^{\circ}VC_2=4,5 ; 2^{\circ}VC_2=5,6$



$L = 4,25m$

$wL^2 = 3310 \times 4,25^2 = 59900 \text{ Kg-m}$

$\frac{s/c}{c-p} = \frac{1150}{2160} = 0,53$

$\frac{\sum K_{col}}{K_{vig}} = \frac{6,73+10,63}{8,81} = 1,97$

a	1.00			1.00			1.11			
$a \sqrt{\frac{wT}{w_0}}$	1.00			$1.00 \sqrt{\frac{3570}{3310}} = 1.03$			$1.11 \sqrt{\frac{3560}{3310}} = 1.15$			
Tab. 1A	-0.058	+0.053	-0.095	-0.090	+0.044	-0.090	-0.095	+0.053	-0.058	
Correc. 2A						-0.005	-0.014	+0.010	-0.019	
Coef. Finales	-0.058	+0.053	-0.095	-0.090	+0.044	-0.095	-0.109	+0.063	-0.077	
Mom. Vig.	-3480	+3170	-5690	-5390	+2640	-5690	-6530	+3770	-4600	
M. Col. Sup.	2160 Kg-m			116 Kg-m			355 Kg-m			1780 Kg-m
M. Col. Inf.	1320 "			184 "			485 "			2820 "

PORTICO C₂

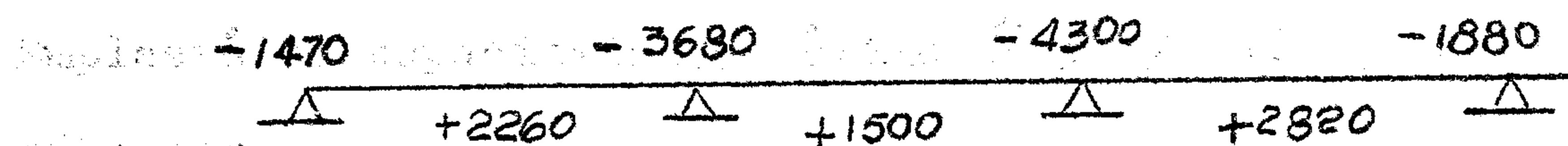
Este pórtico ubicado easi a continuación del C₁, está formado por 3 crujiás con una azotea y 3 pisos típicos.

En las hojas Nos. //8 a //2/ presento las características y detalle de cargas de este pórtico. El cálculo del mismo lo hago siguiendo el método de coeficientes aproximados, claramente expresado en el pórtico C₁; por lo cual presento los cuadros y cálculos respectivos sin explicación detallada.

CALCULO DE VIGAS

Armadura requerida por las vigas :

VIGAS DE LA AZOTEA (5°VC₂-3,4 ; 5°VC₂-4,5 ; 5°VC₂-5,6)



Areas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 39 = 47300 \text{ Kg-cm} = 473 \text{ Kg-m}$$

Tramo 3,4:	(+)A _s = $\frac{2260}{473} = 4.8 \text{ cm}^2$	4∅ 1/2"
Tramo 4,5:	(+)A _s = $\frac{1500}{473} = 3.2 \text{ ''}$	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"
Tramo 5,6:	(+)A _s = $\frac{2820}{473} = 5.9 \text{ ''}$	1∅ 5/8" + 3∅ 1/2"
Apoyo 3:	(-)A _s = $\frac{1470}{473} = 3.1 \text{ cm}^2$	2∅ 5/8"
Apoyo 4:	(-)A _s = $\frac{3680}{473} = 7.8 \text{ ''}$	4∅ 5/8"
Apoyo 5:	(-)A _s = $\frac{4300}{473} = 9.1 \text{ ''}$	2∅ 3/4" + 1∅ 5/8" + 1∅ 1/2"
Apoyo 6:	(-)A _s = $\frac{1880}{473} = 4.0 \text{ ''}$	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"

PORTICO C₂

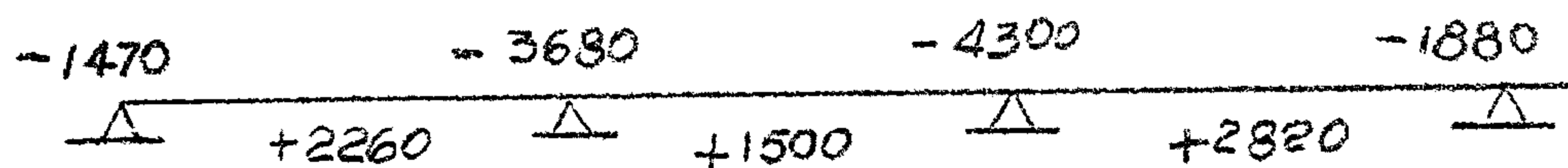
Este pórtico ubicado easi a continuación del C₁, está formado por 3 crujiás con una azotea y 3 pisos típicos.

En las hojas Nos. //8 a //21 presento las características y detalle de cargas de este pórtico. El cálculo del mismo lo hago siguiendo el método de coeficientes aproximados, claramente expresado en el pórtico C₁; por lo cual presento los cuadros y cálculos respectivos sin explicación detallada.

CALCULO DE VIGAS

Armadura requerida por las vigas :

VIGAS DE LA AZOTEA (5°VC₂-3,4 ; 5°VC₂-4,5 ; 5°VC₂-5,6)



Areas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 39 = 47300 \text{ Kg-cm} = 473 \text{ Kg-m}$$

Tramo 3,4:	(+)A _s = $\frac{2260}{473} = 4.8 \text{ cm}^2$	4∅ 1/2"
Tramo 4,5:	(+)A _s = $\frac{1500}{473} = 3.2 \text{ ''}$	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"
Tramo 5,6:	(+)A _s = $\frac{2820}{473} = 5.9 \text{ ''}$	1∅ 5/8" + 3∅ 1/2"
Apoyo 3:	(-)A _s = $\frac{1470}{473} = 3.1 \text{ cm}^2$	2∅ 5/8"
Apoyo 4:	(-)A _s = $\frac{3680}{473} = 7.8 \text{ ''}$	4∅ 5/8"
Apoyo 5:	(-)A _s = $\frac{4300}{473} = 9.1 \text{ ''}$	2∅ 3/4" + 1∅ 5/8" + 1∅ 1/2"
Apoyo 6:	(-)A _s = $\frac{1880}{473} = 4.0 \text{ ''}$	2∅ 1/2" + 1∅ 3/8"

Esfuerzo cortante

Considero como en los demás pórticos los coeficientes 0.5 y 0.575 para el corte en los apoyos.

Apoyo 1: $V = 0.500 \times 2085 \times 3.95 = 4100 \text{ Kg.}$

Apoyo 2: $V = 0.575 \times 2085 \times 3.95 = 4750 \text{ ''}$

Apoyo 3: $V = 0.575 \times 2085 \times 4.10 = 4900 \text{ ''}$

Apoyo 4: $V = 0.500 \times 2085 \times 4.40 = 4570 \text{ ''}$

$$v = \frac{4900}{25 \times 0.866 \times 39} = 5.8 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 39 = 3550 \text{ Kg.}$$

Emplearé estribos de $\phi 3/8$ " de dos ramas.

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 39}{4900 - 3550} = 49.5 \text{ cms} \quad a = \frac{4900 - 3550}{4900 - 3550} = 0.65 \text{ m.}$$

Emplearé el espaciamiento máximo $\phi 3/8 @ 20 \text{ cms.}$

Adherencia

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 39 = 354 \text{ Kg/cm.}$$

Apoyo 1: $(-)\sum_o = \frac{4100}{354} = 11.6 \text{ cms.}$

Apoyo 2: $(-)\sum_o = \frac{4750}{354} = 13.4 \text{ ''}$

Apoyo 3: $(-)\sum_o = \frac{4900}{354} = 14.0 \text{ ''}$

Apoyo 4: $(-)\sum_o = \frac{4570}{354} = 13.0 \text{ ''}$

Tramo 1-2: $(+)\sum_o = \frac{4750 - 1330}{354} = 9.7 \text{ cms.}$

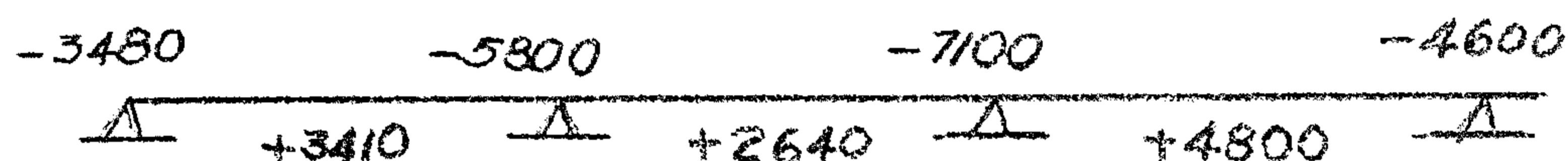
Tramo 2-3: $(+)\sum_o = \frac{4900 - 795}{354} = 11.6 \text{ ''}$

Tramo 3-4: $(+)\sum_o = \frac{4900 - 1470}{354} = 9.7 \text{ ''}$

Diseño

Presento la armadura en el plano N° 2/ .

VIGAS DEL PISO TÍPICO



Areas de Acero :

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 44 = 53200 \text{ Kg/cm} = 532 \text{ Kg/m.}$$

Tramo 3,4:	$(+)A_s = \frac{3410}{532} = 6.4 \text{ cm}^2$	$3\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$
Tramo 4,5:	$(+)A_s = \frac{2640}{532} = 5.0 \text{ ''}$	$2\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$
Tramo 5,6:	$(+)A_s = \frac{4800}{532} = 9.0 \text{ ''}$	$2\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$
Apoyo 3:	$(-)A_s = \frac{3480}{532} = 6.5 \text{ cm}^2$	$3\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$
Apoyo 4:	$(-)A_s = \frac{5800}{532} = 10.8 \text{ ''}$	$1\phi 1'' + 1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$
Apoyo 5:	$(-)A_s = \frac{7100}{532} = 13.3 \text{ ''}$	$1\phi 1'' + 1\phi 7/8'' + 1\phi 3/4'' + 1\phi 5/8''$
Apoyo 6:	$(-)A_s = \frac{4600}{532} = 8.6 \text{ ''}$	$2\phi 3/4'' + 1\phi 5/8'' + 1\phi 1/2''$

Esfuerzo Cortante

Sigo el mismo procedimiento que en la viga anterior.

Apoyo 1:	$V = 0.500 \times 3310 \times 3.95 = 6550 \text{ Kg.}$
" 2:	$V = 0.575 \times 3510 \times 3.95 = 7990 \text{ ''}$
" 3:	$V = 0.575 \times 3560 \times 4.10 = 8400 \text{ ''}$
" 4:	$V = 0.500 \times 3560 \times 4.30 = 7640 \text{ ''}$

$$v = \frac{8400}{30 \times 0.866 \times 44} = 7.37 \quad 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 44 = 4800 \text{ Kg.}$$

Emplearé estribos de $\phi 3/8''$ de dos ramas.

Para el caso más desfavorable :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{8400 - 4800} = 21 \text{ cms.} \quad a = \frac{8400 - 4800}{3510} = 1.00 \text{ m.}$$

Para el caso de menor corte :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{6550 - 4800} = 43 \text{ cms.} \quad a = \frac{6550 - 4800}{3310} = 0.53 \text{ m.}$$

En los apoyos 1 y 4 colocaré 3 \varnothing 3/8" @ 25 cms.

" " " 2 y 3 " 5 \varnothing 3/8" @ 20 cms.

Adherencia :

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 44 = 400 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{Apoyo 3: } (-)\sum_o = \frac{6550}{400} = 16.4 \text{ cms.}$$

$$\text{" 4: } (-)\sum_o = \frac{7990}{400} = 20.0 \text{ "}$$

$$\text{" 5: } (-)\sum_o = \frac{8400}{400} = 21.0 \text{ "}$$

$$\text{" 6: } (-)\sum_o = \frac{7640}{400} = 19.0 \text{ "}$$

$$\text{Tramo 3,4: } (+)\sum_o = \frac{7990 - 1830}{400} = 15.4 \text{ cms.}$$

$$\text{" 4,5: } (+)\sum_o = \frac{8400 - 1520}{400} = 17.2 \text{ "}$$

$$\text{" 5,6: } (+)\sum_o = \frac{8400 - 2340}{400} = 15.2 \text{ "}$$

Diseño :

En el plano N° 2/ presento el diseño respectivo.

PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 126

CALCULO DE COLUMNAS

En el siguiente cuadro anoto las solicitaciones de las columnas de este pórtico.

NIVEL	C - 3	C - 4	C - 5	6 - 6
4°-5°	M = 1470 Kg-m N = 4412 Kg	280 9424	460 9833	1880 6496
3°-4°	M = 2030 Kg-m N = 11624 Kg	212 24778	742 26020	2950 17042
2°-3°	M = 2160 Kg-m N = 18835 Kg	175 40150	425 42157	2250 27588
1°-2°	M = 1320 Kg-m N = 26042 Kg	184 55513	485 58294	2820 38134
S-1°	M = N =			

COLUMNA C-3

SC-C,3

Se empleará acero mínimo.

1°C-C,3

Aplicaré el método del "libro verde" :

$$f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2 = 2000 \text{ lb/m}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ " } = 20000 \text{ " }$$

$$M = 1320 \text{ Kg-m} \text{ ----- } 114 \text{ 000 lb-m}$$

$$N = 26042 \text{ Kg} \text{ ----- } 51 \text{ 500 lb.}$$

$$A_s = 30 \times 40 \text{ ----- } 12" \times 16"$$

Primer tanteo : $p_g = 0.01$

$$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1.86 \text{ in}^2$$

De la tabla N° 18 :

Carga soportada por el concreto = 69 Kipp
 " " " " acero = 31 "
 100 Kipp

El esfuerzo admisible promedio del concreto en una columna con carga axial será :

$$f_a = \frac{P \times 10^3}{A_g + (n-1)A_s} = \frac{100 \times 10^3}{12 \times 16 + (15-1) 1.86} = 45.6 \text{ lb/in}^2$$

$$g = 0.8 ; \quad (n-1)p = 0.14$$

De la tabla N° 33, obtengo $D = 5.52$ con los valores :

$$g = 0.75 \quad (n-1)p = 0.14$$

De la tabla N° 34 obtengo $f_p = 573 \text{ lb/in}^2$ con los valores :

$$\frac{f_a}{f'_c} = \frac{45.6}{2000} = 0.228 ; \quad \frac{D e}{t} = \frac{5.52 \times 1.98}{16} = 0.683 ; \quad f'_c = 2000 \text{ lb/in}^2$$

Del diagrama N° 30 (sección rectangular y $g = 0.75$) obtengo $np =$ despreciable (acero mínimo) con los valores :

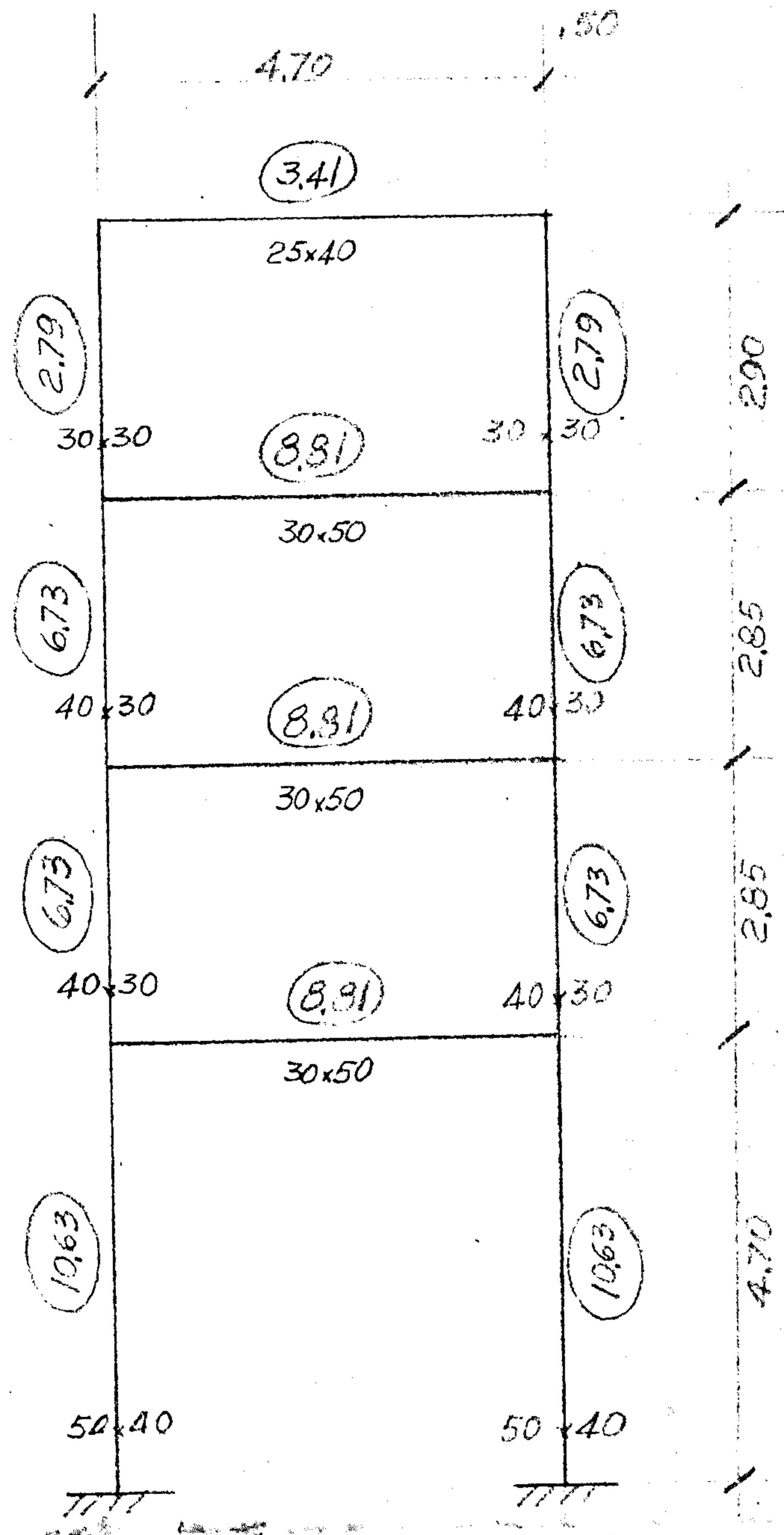
$$Q = \frac{t^2}{N} \times f_p = \frac{16^2 \times 573}{57500} = 2.56 ; \quad \frac{e'}{t} = \frac{1.98}{16} = 0.124$$

De acuerdo a los cálculos realizados en esta y otras columnas anteriores, los demás tramos de esta columna también llevarán acero mínimo.

COLUMNAS C-4 ; C-5 ; C-6

Llevarán acero mínimo en todos sus tramos.

PORTICO D



— Características —

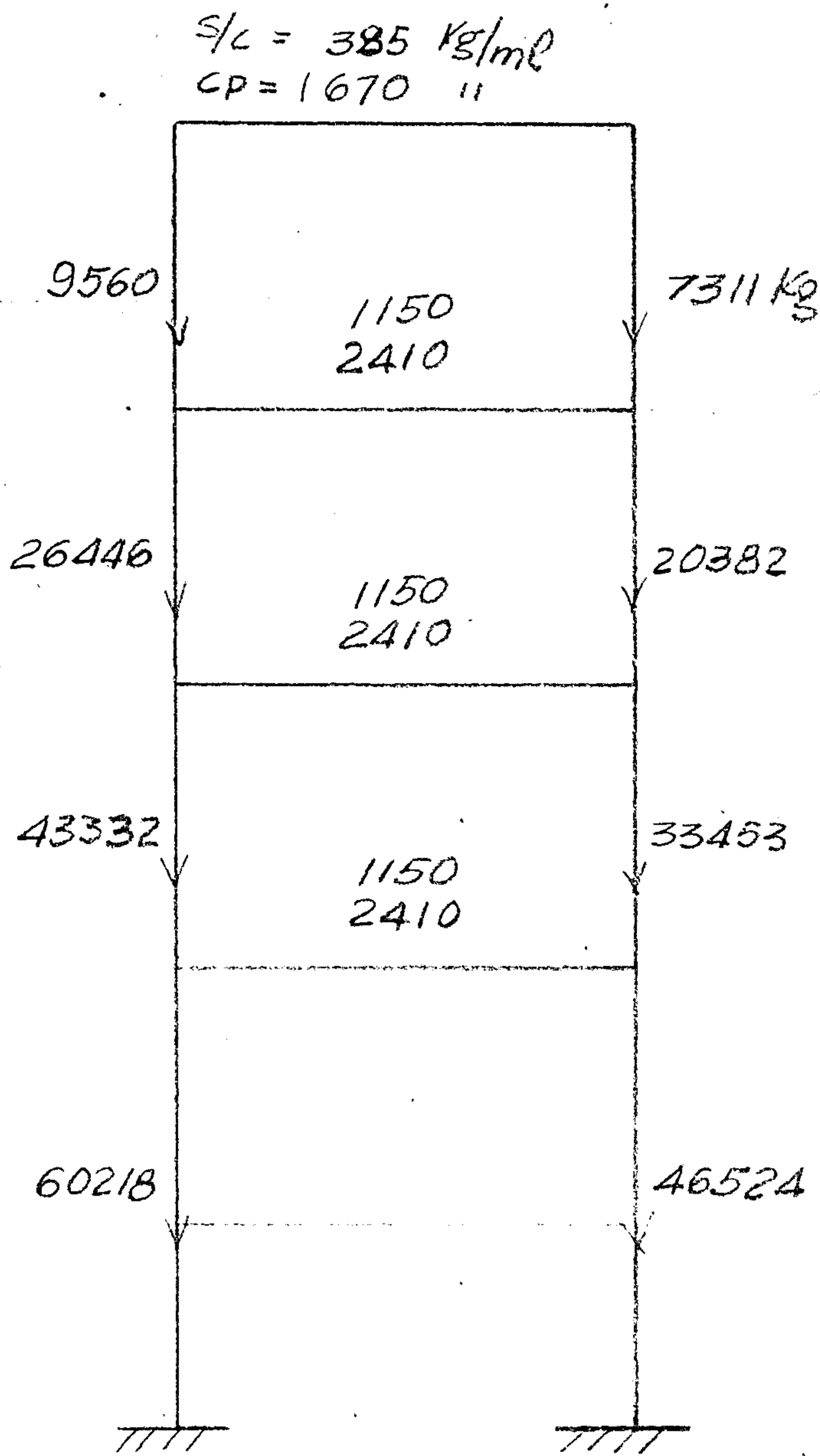
PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

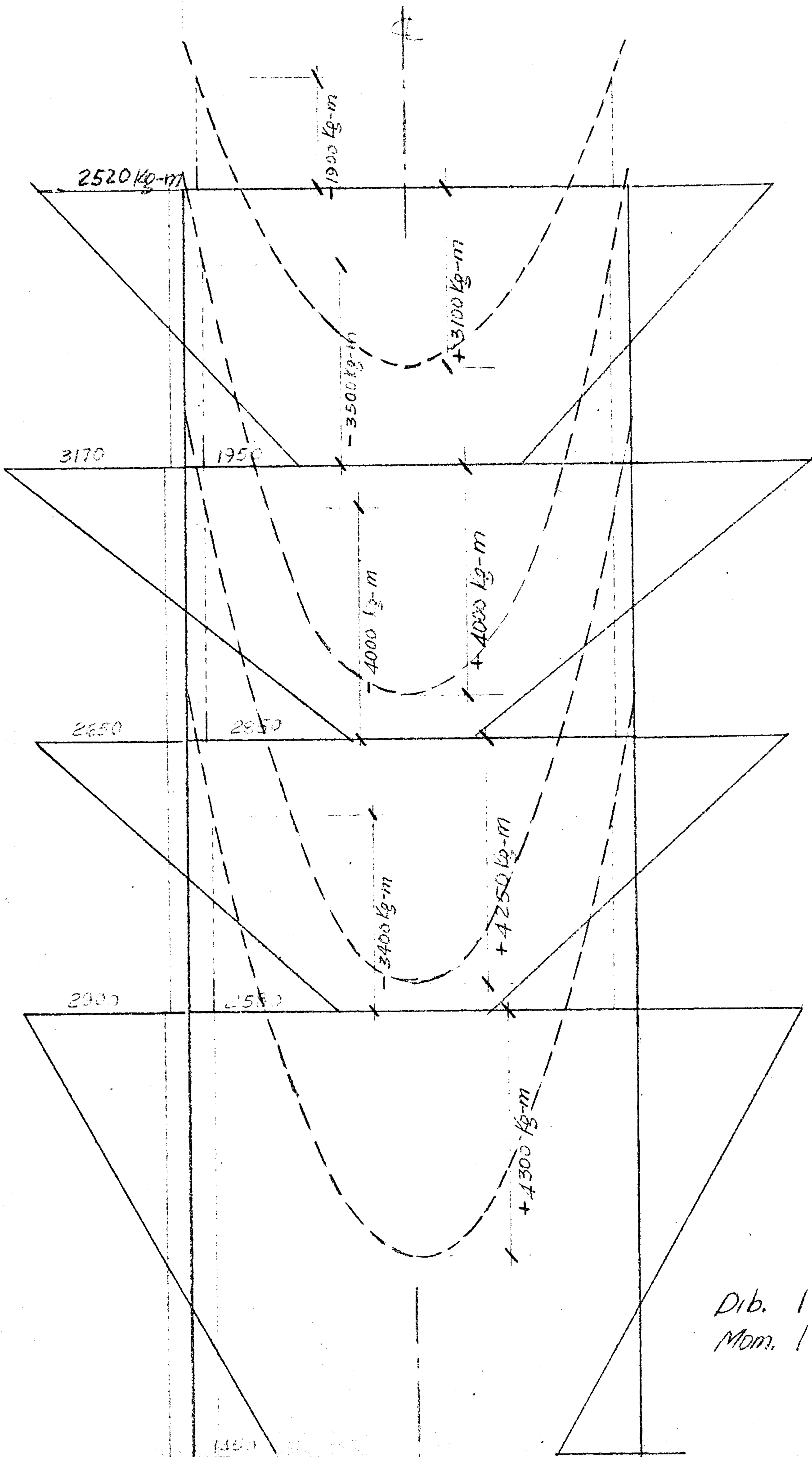
Promoción 1954

Pag. 129



— Condiciones de Carga y s/c. —

Diagrama de Momentos Flectores



Dib. 1:150
Mom. 1:1000

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag.132.....

PORTICO D

Este pórtico presenta una sola crujía y está formado por 4 niveles, a saber, la azotea y 3 pisos típicos, existiendo simetría estructural y de cargas.

De acuerdo a las consideraciones generales de limitaciones de encofrados, arquitectura, etc. explicadas ya detalladamente, presento a continuación las características estructurales del presente pórtico.

	Sección	Luz	K
Viga de Azotea	25 x 40	4.70 m.	(3.41)
Viga de P. Típico	30 x 50	4.70 m.	(8.81)
Columnas Nivel 4°	30 x 30	2.90 m.	(2.79)
" " 3°	30 x 40	2.85 m.	(6.73)
" " 2°	30 x 40	2.85 m.	(6.73)
" " 1°	40 x 50	4.70 m.	(10.63)

Todos los elementos son de sección constante; por ello $\beta = 1/2$

Del capítulo de metrado de cargas sobre columnas, obtengo las siguientes solicitaciones al pórtico :

Vigas

Cargas repartidas	1430	Kg/m.l.
Viga portante	<u>240</u>	
Cargas Permanentes	1670	Kg/m.l.
Sobrecarga	385	"

Columnas

Nivel 4°	9750	7501	Kg.
" 3°	26446	20382	
" 2°	43332	33453	
" 1°	60218	46524	

Voy a calcular el pórtico por el método de distribución de momentos de H. Cross, que no presenta ninguna dificultad, sino mas bien la ventaja de poder emplear la simplificación de considerar la mitad de la rigidez de las vigas para trabajar con medio pórtico.

Por la simetría del pórtico, los momentos de empotramiento perfecto (a), los momentos máximos positivos (b) y los esfuerzos máximos de corte (c), son los siguientes :

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 134

	(a)	(b)	(c)
	$\frac{1}{12} \omega l^2$	$\frac{1}{8} \omega l^2$	$\frac{1}{2} \omega l$
Azotea (2065 Kg/m.l.)	3800 Kg-m	5690 Kg-m	4850 Kg.
P. Típico (3560 Kg/m.l.)	6580 Kg-m	9800 Kg-m	8380 Kg.

Para facilitar el H. Cross considero :

$$6580 \text{ Kg-m} < > 100$$

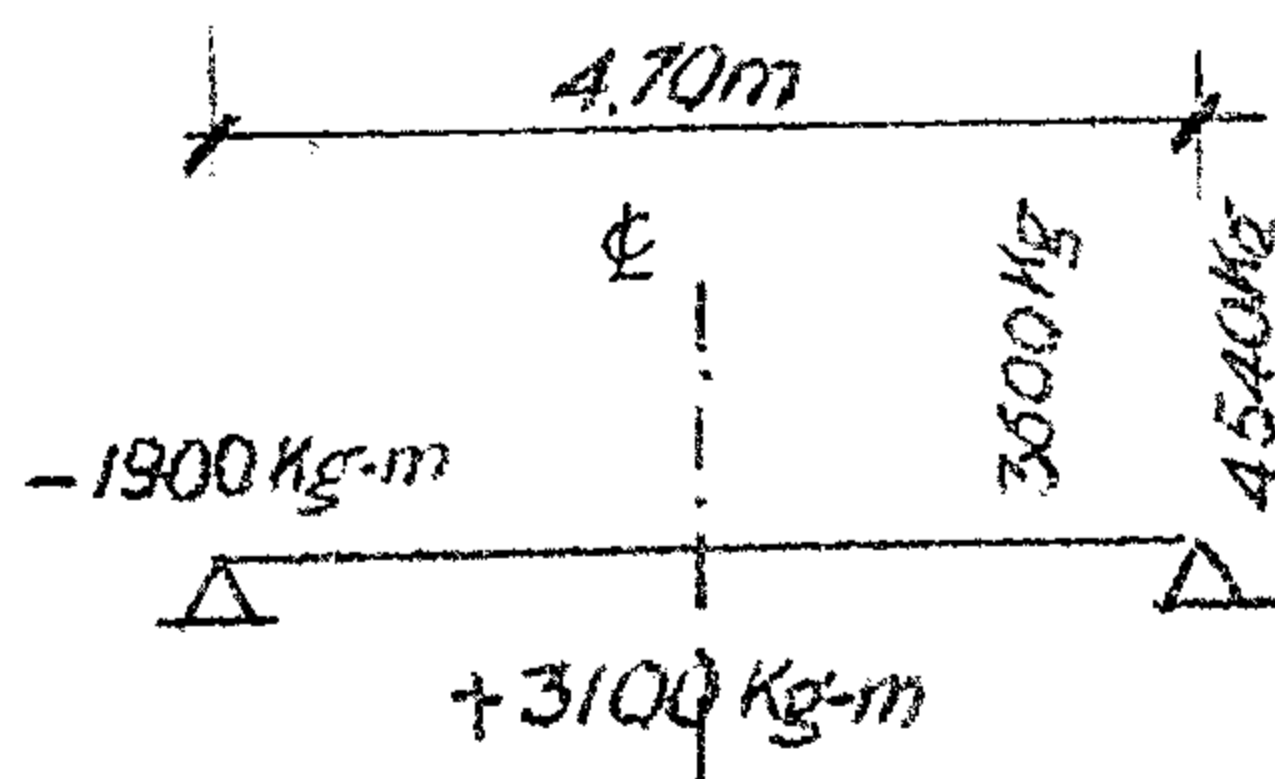
$$3800 \text{ " } < > 58$$

De las envolventes correspondientes de momentos y fuerza cortante, obtenemos los siguientes valores de cálculo :

Viga	Momentos		V _{máx}	V _{P.I.}
5°V-5,6	- 1900 Kg-m	+ 3100 Kg-m	4540 Kg	3600 Kg
4°V-5,6	- 3800 "	+ 4000 "	7800 "	5800 "
3°V-5,6	- 4000 "	+ 4200 "	7600 "	5600 "
2°V-5,6	- 3400 "	+ 4300 "	7500 "	5600 "

CALCULO DE VIGAS

VIGA 5°VD-5,6



Areas de Acero

$$(-)A_s = \frac{100 \times 1900}{1400 \times 0.866 \times 34} = 4.6 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 5/8'' + 1\phi 3/8''$$

$$(+)A_s = \frac{100 \times 3100}{1400 \times 0.866 \times 34} = 7.5 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 5/8''$$

Esfuerzo Cortante

$$v = \frac{4540}{25 \times 0.866 \times 34} = 6.15 \text{ Kg/cm}^2 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{requiere estribos.}$$

El esfuerzo cortante que soporta el concreto con anclaje especial es $V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 34 = 3090 \text{ Kg}$. La diferencia lo absorberán estribos de $\phi 3/8''$ espaciados s cms. hasta una longitud a .

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 34}{4540 - 3090} = 40.5 \text{ cms } \text{ } a = \frac{4540 - 3090}{2055} = 0.70 \text{ m}$$

Como el $S_{\text{máx}} = \frac{34}{2} = 17 \text{ cms}$, emplearé 1 $\text{ } \text{ } a$ 10 cms y 4 $\text{ } \text{ } a$ 17 cms.

Adherencia

En los apoyos :

$$(-)\sum_{\text{ } } = \frac{4540}{10.5 \times 0.866 \times 34} = 14.7 \text{ cms } < 2 \phi 5/8'' + 1 \phi 3/8''$$

$$(+)\sum_{\text{ } } = \frac{3600}{10.5 \times 0.866 \times 34} = 11.7 \text{ cms } < 2 \phi 5/8''$$

Diseño

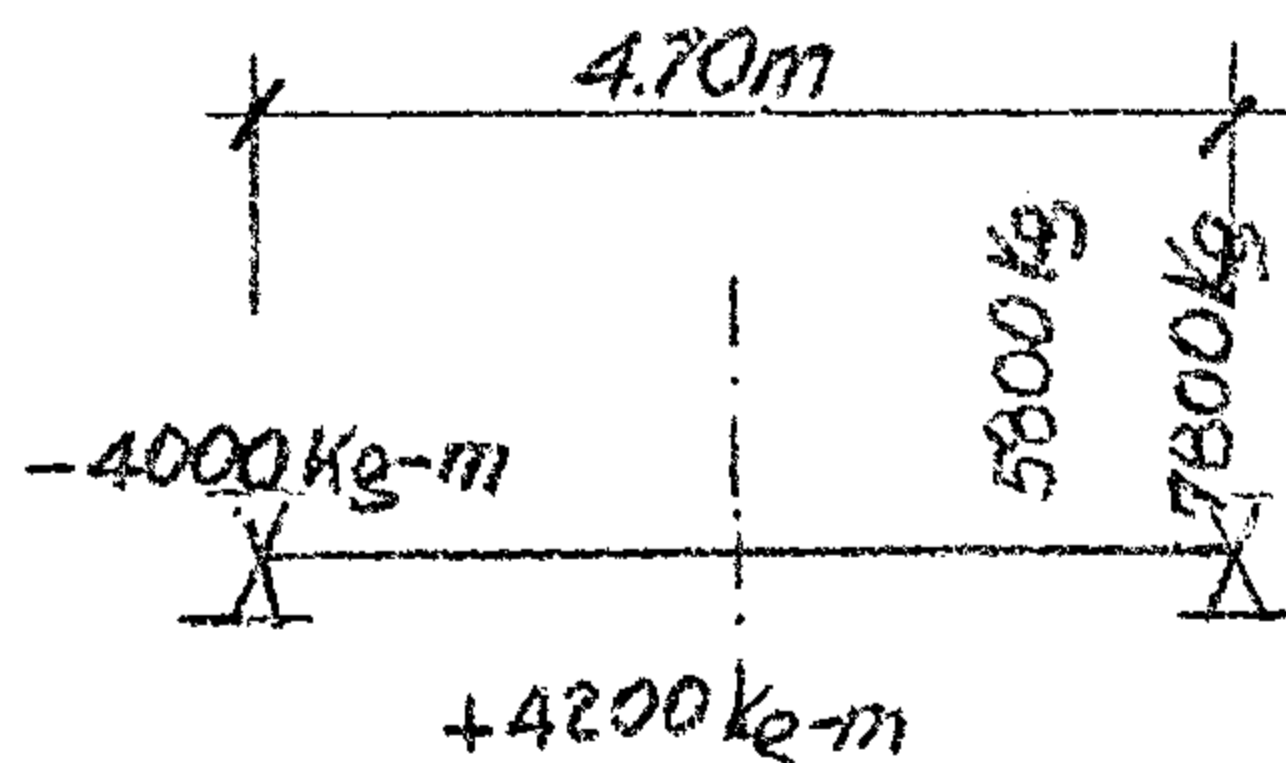
El diseño de la armadura lo presento en el plano N° 22.

VIGA 4°V-5,6 (ver plano N° 22)

VIGA 3°V-5,6 (ver plano N° 22)

VIGA 2°V-5,6 (ver plano N° 22)

De acuerdo a las envolventes correspondientes, estas vigas presentan momentos y fuerzas cortantes muy similares; por ello calcularé la más desfavorable y su diseño lo asimilo a las otras.



Areas de Acero

$$(-)A_s = \frac{100 \times 4000}{1400 \times 0.866 \times 44} = 7.5 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 5/8''$$

$$(+)A_s = \frac{100 \times 4200}{1400 \times 0.866 \times 44} = 7.87 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 5/8''$$

Esfuerzo Cortante

$$v = \frac{7800}{30 \times 0.866 \times 44} = 6.82 \text{ Kg/cm}^2 > 4.20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ requiere estribos.}$$

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 44 = 4800 \text{ Kg.}$$

Empleando estribos de $\phi 3/8''$ se tiene :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{7800 - 4800} = 25.2 \text{ cms} \quad a = \frac{7800 - 4800}{3560} = 0.84 \text{ m.}$$

Como el $\dot{S}_{\text{máx}} = \frac{44}{2} = 22 \text{ cms}$, emplearé 1 ϕ a 5 cms y 4 ϕ a 22 cms.

Adherencia

$$(-)\sum_0 = \frac{7800}{10.5 \times 0.866 \times 44} = 19.5 \text{ cms} < 4 \phi 5/8''$$

$$(+)\sum_0 = \frac{5800}{10.5 \times 0.866 \times 44} = 14.5 \text{ cms} < 3 \phi 5/8''$$

Diseño

El diseño de la armadura lo presento en el plano N° 28.

CALCULO DE COLUMNAS

De la Envolvente de Momentos de la página N° 130 obtengo los siguientes valores :

COLUMNA	Niv. 1°-2°	Niv. 2°-3°	Niv. 3°-4°	Niv. 4°-5°
D-5	M = 2900 Kg-m	2650	3170	2520
	N = 60218 Kg	43332	26446	9560
D-6	M = 2900 Kg-m	2650	3170	2520
	N = 46524 Kg	33453	20382	7311

COLUMNA D-5

1°-D,5

$$M = 2900 \text{ Kg-m} ; \quad N = 60218 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 50 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{290000}{60218} = 4.8 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.80 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 60218 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.8}{50} \right] = 76\ 100 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{761000}{1600} - 31.5}{1400} = 0.0115$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.012 ; \quad g = 0.80 ; \quad (n-1)p = 0.17 ; \quad D = 5.36 ; \quad C = 0.525$$

$$P = 60218 \left[1 + 0.525 \times 5.36 \times \frac{4.8}{50} \right] = 77\ 000 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{77000}{1600} - 31.5}{1400} = 0.0118 \approx 0.012$$

$$A_s = 0.012 \times 40 \times 50 = 24 \text{ cm}^2 \qquad 2\phi 1" + 4\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$$

2°C-D,5

$$M = 2650 \text{ Kg-m} ; \quad N = 43332 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{265\ 000}{43\ 332} = 6.1 < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 43332 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{6.1}{40} \right] = 61\ 200 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{61200}{960} - 31.5}{1400} = 0.023$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.024 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.335 ; \quad D = 5.16 ; \quad C = 0.620$$

$$P = 43332 \left[1 + 0.62 \times 5.16 \times \frac{6.1}{40} \right] = 64\ 200 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{64200}{960} - 31.5}{1400} = 0.0234 \approx 0.024$$

$$A_s = 0.28 \times 30 \times 40 = 28.5 \text{ cm}^2 \qquad 2\phi 1" + 4\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$$

3°C-D,5

$$M = 3170 \text{ Kg-m} ; \quad N = 26446 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{317\ 000}{26\ 446} = 12 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 26446 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{12}{40} \right] = 48\ 500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{48500}{960} - 31.5}{1400} = 0.0137$$

Segundo tanteo :

$$p_g = 0.014 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.196 ; \quad D = 5.41 ; \quad C = 0.542$$

$$P = 26446 \left[1 + 0.542 \times 5.41 \times \frac{12}{40} \right] = 49\ 700 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{49700}{960} - 31.5}{1400} = 0.0145$$

$$A_s = 0.015 \times 30 \times 40 = 18 \text{ cm}^2 \quad 4\emptyset 3/4'' + 4\emptyset 5/8''$$

4°C-D,5

$$M = 2520 \text{ Kg-m} ; \quad N = 9650 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 30 \text{ cms.}$$

$$e = \frac{252\ 000}{9\ 650} = 26 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

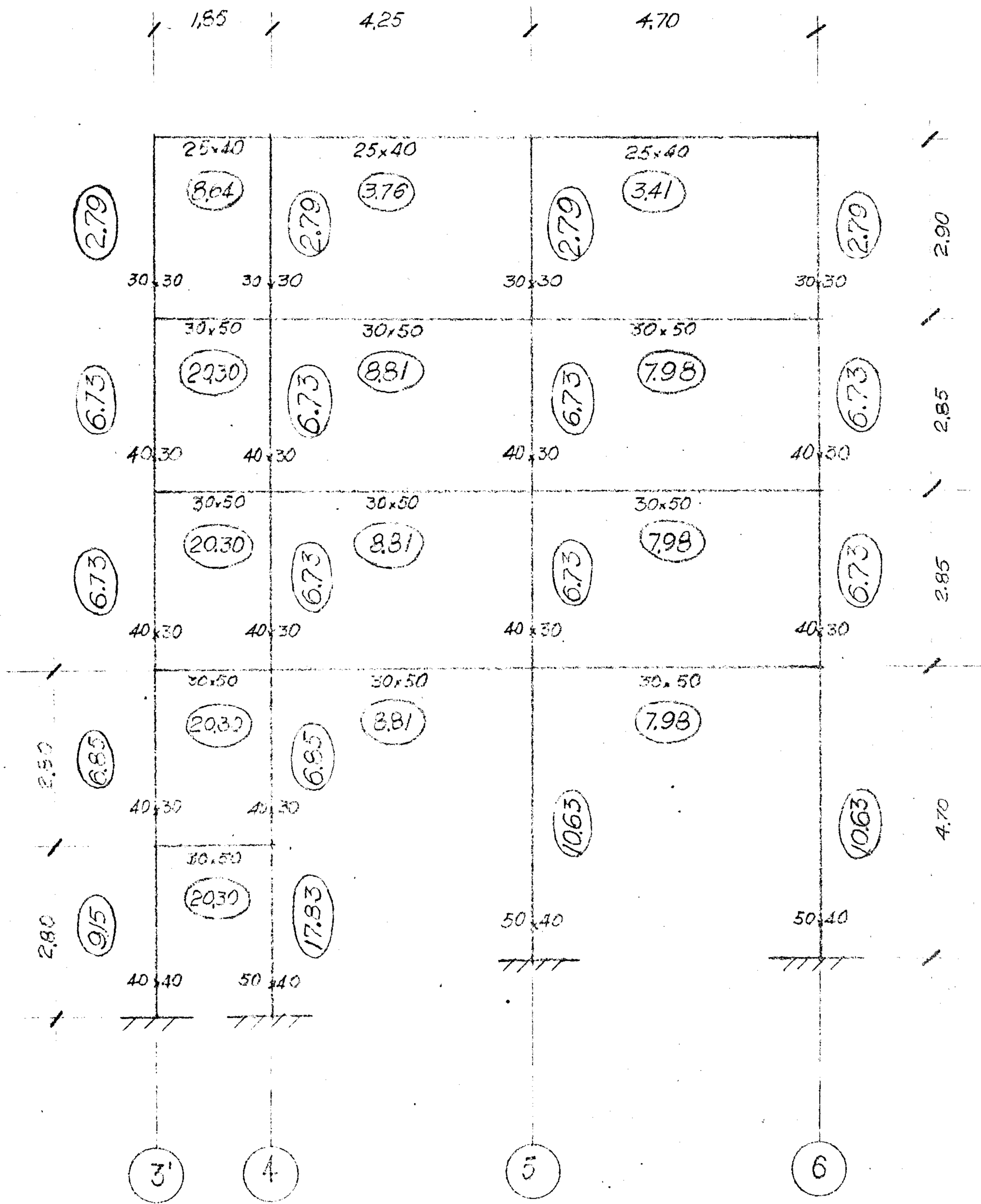
$$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$$

$$P = 9650 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{26}{30} \right] = 33\ 000 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{33000}{720} - 31.5}{1400} = 0.0102$$

$$A_s = 0.011 \times 30 \times 30 = 9.9 \text{ cm}^2 \quad 4\emptyset 3/4''$$

PORTICO E



— Características —

PROYECTO DE GRADO

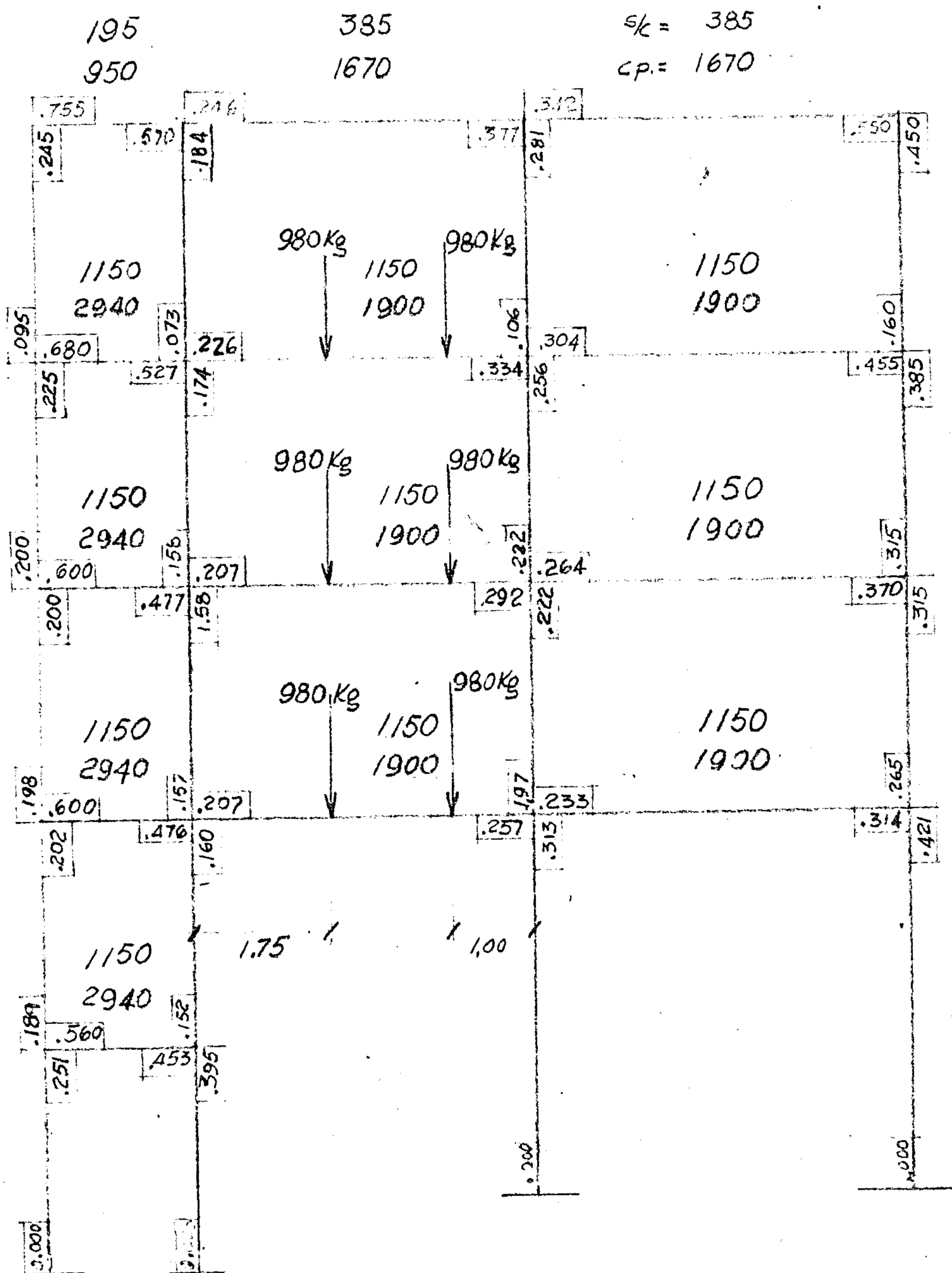
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 140



Condiciones de Cargas 1/4

PORTICO E

El pórtico E presenta 3 crujiás de diferentes luces, que obligan a emplear el procedimiento general de distribución de momentos de H. Cross.

CARACTERISTICAS

Conforme a las consideraciones generales explicadas al iniciar el capítulo de Pórticos, presento a continuación las características estructurales del pórtico en estudio.

Vigas de Azotea	25 x 40	1.85 m.	3.64
	25 x 40	4.25 m.	3.76
	25 x 40	4.70 m.	3.41
Vigas de P. Típico	30 x 50	1.85 m.	20.30
	30 x 50	4.25 m.	8.81
	30 x 50	4.70 m.	7.98
Viga del 1 ^{er} Piso	30 x 50	1.85 m.	20.30
Columnas Nivel 4 ^o	30 x 30	2.90 m.	2.79
" " 3 ^o	30 x 40	2.85 m.	6.73
" " 2 ^o	30 x 40	2.85 m.	6.73
" " 1 ^o	30 x 40	2.80 m.	6.85
" " 1 ^o	40 x 50	4.70 m.	10.63
" " S	40 x 50	2.80 m.	9.15
" " S	40 x 50	2.80 m.	17.83

Vigas en el 1^{er} Piso.- Sólo existe en el paño 3'-4 y presenta las mismas características y cargas que la correspondiente en el piso típico.

Coefficientes de Repartición

Con los coeficientes de rigidez de vigas y columnas hallo los de repartición en los nudos, los cuales presento en la hoja N^o 144.

Coefficientes de traslado

Siendo todos los elementos del pórtico de sección constante, se tiene $\beta = 1/2$ para todos ellos.

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 142

Metrado de Cargas

Del Capítulo V, Metrado General de Cargas, obtengo los siguientes valores de cargas que afectan al pórtico.

	Tramo 3-4	Tramo 4-5	Tramo 5-6
<u>VIGAS AZOTEA</u>	<u>Kg/ml.</u>	<u>Kg/ml.</u>	<u>Kg/ml.</u>
Carga Rep. $1.925 \times 1 \times 370 =$	710	$3.85 \times 1 \times 370 =$	1430
Viga port. (25 x 40) =	240	(25 x 40) =	240
Cargas Permanentes	950	1670	1670
Sobrecarga $1.925 \times 1 \times 100 =$	195	$3.85 \times 1 \times 100 =$	385
<u>VIGAS PISO TIPICO</u>			
Carga Rep. $1.925 \times 1 \times 770 =$	770	$3.85 \times 1 \times 400 =$	1540
Escalera $2.200 \times 1 \times 660 =$	1450		
Murete (30 x 52) =	360		
Viga Port. (30 x 50) =	360	(30 x 50) =	360
	2940	1900	1900
Sobrecarga $3.850 \times 1 \times 300 =$	1150	$3.850 \times 1 \times 300 =$	1150

Cargas concentradas existen sólo en el piso típico en el paño 4-5 y son provenientes de la tabiquería normal al pórtico (510 Kg/m.l.)

$$P_1 = 510 \times 1.925 = 980 \text{ Kg. a } 2.50 \text{ del eje de columna 5.}$$

$$P_2 = 510 \times 1.925 = 980 \text{ Kg. a } 1.00 \text{ del eje de columna 5.}$$

(las considero como c.c. sólo por tratarse del pórtico que presento detalladamente, pues bien podría considerarse como una repartida equivalente, por ser muy pequeñas)

VIGA DE PRIMER PISO

La existente en el tramo 3',4 está cargada igualmente que su correspondiente del piso típico.

COLUMNAS

Las cargas por niveles son las siguientes :

COLUMNA	F,3'	F,4	F,5	F,6
Nivel 5°	1473 Kg.	3753 Kg.	6537 Kg.	4665 Kg.
" 4°	4710	12450	17965	14301
" 3°	7947	21147	30552	23937
" 2°	11184	29844	43139	33573
" 1°	14730	37614		

Presento a continuación los momentos de empotramiento perfecto y de máximos positivos en los tramos, calculando separadamente los producidos por las cargas permanentes y por la sobrecarga.

		Tramo 3'-4		Tramo 4-5		Tramo 5-6	
		c.p.	s/c	c.p.	s/c	c.p.	s/c
AZOTEA	$\frac{1}{12} \omega l^2$	270	56	2500	580	3070	710
	$\frac{1}{8} \omega l^2$	405	83	3750	870	4600	1060
P. TÍPICO	$\frac{1}{12} \omega l^2$	840	330	2850	1730	35000	2120
	$\frac{1}{8} \omega l^2$	1260	490	4270	2590	5250	3170
1er PISO	$\frac{1}{12} \omega l^2$	840	330	/	/	/	/
	$\frac{1}{8} \omega l^2$	1260	490				

Las cargas concentradas producen los siguientes momentos de empotramiento perfecto :

$$\frac{980 \times 1.75 \times 2.5^2}{4.25^2} = 600 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{980 \times 1.75^2 \times 2.5}{4.25^2} = 410 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{980 \times 3.25 \times 1.00^2}{4.25^2} = 180 \text{ "}$$

780 Kg-m

$$\frac{980 \times 3.25^2 \times 1.00}{4.25^2} = 570 \text{ "}$$

980 Kg-m

que sumamos a

$$\frac{2850 \text{ "}}{3630 \text{ Kg-m}}$$

$$\frac{2850 \text{ "}}{3830 \text{ Kg-m}}$$

que son los momentos para el piso típico.

Los momentos isostáticos positivos producidos por las cargas concentradas son :

$$\frac{980 \times 1.75 \times 2.5}{4.25} = 1000 \text{ Kg-m}$$

$$\frac{980 \times 3.25 \times 1.00}{4.25} = 750 \text{ Kg-m}$$

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 144

Coefficientes de Reparticion

8.64	.755	8.64.	.570	3.76	.377	3.41	.550
<u>2.79</u>	<u>.245</u>	3.76	.246	3.41	.342	<u>2.79</u>	<u>.450</u>
11.43	1.000	<u>2.79</u>	<u>.184</u>	<u>2.79</u>	<u>.281</u>	6.20	1.000
		15.19	1.000	9.96	1.000		

2.79	.095	20.30	.527	8.81	.334	7.98	.455
20.30	.680	2.79	.073	2.79	.106	2.79	.160
<u>6.73</u>	<u>.225</u>	8.81	.226	7.98	.304	<u>6.73</u>	<u>.585</u>
29.82	1.000	<u>6.73</u>	<u>.174</u>	<u>6.73</u>	<u>.256</u>	17.50	1.000
		38.63	1.000	26.31	1.000		

6.73	.200	20.30	.477	8.81	.292	7.98	.370
20.30	.600	6.73	.158	6.73	.222	6.73	.315
<u>6.73</u>	<u>.200</u>	8.81	.207	7.98	.264	<u>6.73</u>	<u>.315</u>
33.76	1.000	<u>6.73</u>	<u>.158</u>	<u>6.73</u>	<u>.222</u>	21.44	1.000
		42.57	1.000	30.25	1.000		

6.73	.198	20.30	.476	8.81	.257	7.98	.314
20.30	.600	6.73	.157	6.73	.197	6.73	.265
<u>6.85</u>	<u>.202</u>	8.81	.207	7.98	.233	<u>10.63</u>	<u>.421</u>
33.88	1.000	<u>6.85</u>	<u>.160</u>	<u>10.63</u>	<u>.313</u>	25.44	1.000
		42.69	1.000	34.15	1.000		

6.85	.189	20.30	.453
20.30	.560	6.85	.162
<u>9.15</u>	<u>.257</u>	<u>17.83</u>	<u>.395</u>
36.30	1.000	44.98	1.000

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 146

CALCULO DE VIGAS

Momentos finales de cálculo, obtenidos de la Envolvente de momentos correspondiente (Lámina N° 22)

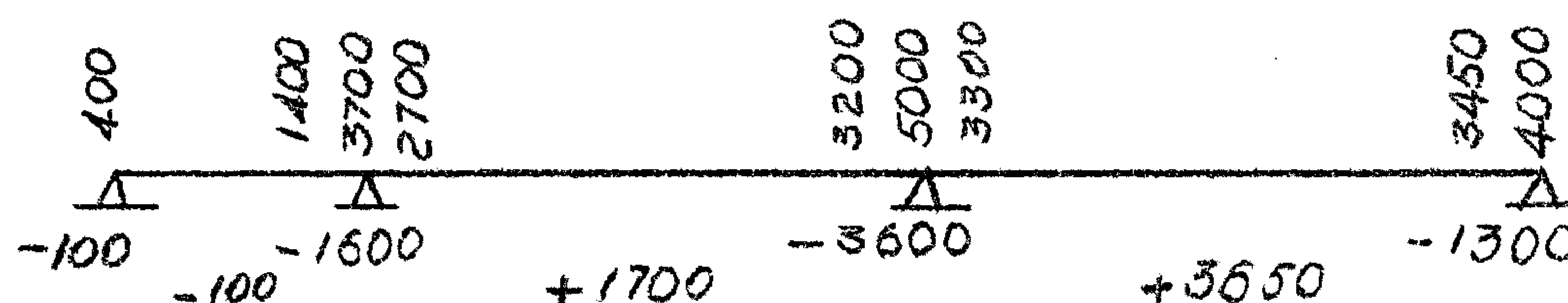
NIVEL	Tramo 3'-4			Tramo 4-5			Tramo 5-6		
5°	-100	-100	-1200	-1600	+1700	-2950	-3600	+3650	-1300
4°	-250	-250 +200	-2250	-3950	+2700	-4900	-5600	+3450	-2750
3°	-200	-300 +150	-1750	-3800	+2650	-4800	-5200	+3350	-2700
2°	-150	-350	-2200	-3400	+2650	-4450	-5100	+3250	-2650
1°	-450	-100 +700	- 350	-----			-----		

Esfuerzos Cortantes finales, obtenidos del diagrama correspondiente (Lámina N° 22)

NIVEL		Tramo 3'-4		Tramo 4-5		Tramo 5-6	
5°	Apoyo P I	400Kg	1400Kg	3700Kg 2700 "	4300Kg 3200 "	5000Kg 3300 "	4000Kg 3450 "
4°	Apoyo P I	2300 " 1800 "	4100 " 1600 "	6550 " 4650 "	7550 " 6100 "	7200 " 5150 "	6100 " 4800 "
3°	Apoyo P I	2200 " 1700 "	3800 " 1350 "	6400 " 4900 "	7150 " 5550 "	7150 " 5100 "	6000 " 4700 "
2°	Apoyo P I	1950 " 1450 "	4000 " 1250 "	6500 " 5050 "	7300 " 5950 "	7150 " 5100 "	6000 " 4700 "
1°	Apoyo P I	3050 " 2700 "	2700 "				

VIGAS DE LA AZOTEA

5°VE-3',4 ; 5°VE-4,5 ; 5°VE-5,6 (Ver plano N° 22)



Comprobación de funcionamiento como viga rectangular :

$$d = \sqrt{\frac{3650 \times 100}{11 \times 25}} = 36.5 \text{ --- } h = 36.5 + 6 = 42.5 < 45 \text{ cms.}$$

Áreas de Acero

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 39 = 47300 \text{ Kg/cm}^2 = 473 \text{ Kg/m.}$$

$$A_{smin} = 0.005 \times 25 \times 39 = 4.9 \text{ cm}^2$$

Tramo 3',4:	(±) $A_s = \frac{100}{473} = 0.21 \text{ cm}^2$	± A_{smin}
" 4,5:	(+) $A_s = \frac{1700}{473} = 3.60$	" 4ø 1/2"
" 5.6:	(+) $A_s = \frac{3650}{473} = 7.70$	" 4ø 1/2" + 1ø 7/8"
Apoyo A :	(-) $A_s = \frac{100}{473} = 0.21$	" 4ø 1/2"
" B :	(-) $A_s = \frac{1600}{473} = 3.40$	" 4ø 1/2"
" C :	(-) $A_s = \frac{3600}{473} = 7.62$	" 2ø 1/2" + 2ø 3/4"
" D :	(-) $A_s = \frac{1300}{473} = 2.75$	" 4ø 1/2"

Fuerza Cortante

El concreto con anclaje especial resiste :

$$V_c = 4.2 \times 25 \times 0.866 \times 39 = 3550 \text{ Kg.}$$

El corte en los apoyos sobrepasa ligeramente este valor; el más desfavorable requiere estribos de ø 3/8" de dos ramas.

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 39}{5000 - 3550} = 46 \text{ cms.} \quad x = \frac{5000 - 3550}{2055} = 0.70 \text{ m.}$$

Empleando el espaciamiento máximo ($s_m = d/2$), colocaré 3 estribos a 20 cms. para el apoyo 5, y 2 estribos a 20 cms. en los demás.

Adherencia :

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 39 = 354 \text{ Kg/cm.}$$

$$\text{Apoyo 3': } (-)\sum_o = \frac{400}{354} = 1.1 \text{ cms.}$$

$$\text{" 4 : } (-)\sum_o = \frac{3700}{354} = 10.5 \text{ "}$$

$$\text{" 5 : } (-)\sum_o = \frac{5000}{354} = 14.2 \text{ "}$$

$$\text{" 6 : } (-)\sum_o = \frac{4000}{354} = 11.3 \text{ "}$$

$$\text{Tramo 3',4: } (+)\sum_o = \frac{0}{354} = 0. \text{ "}$$

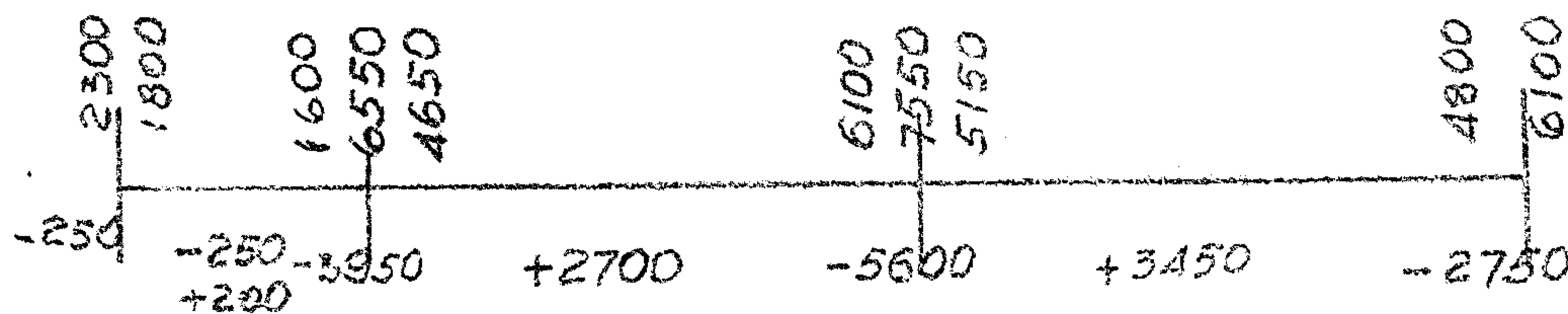
$$\text{" 4,5: } (+)\sum_o = \frac{3200}{354} = 9.0 \text{ "}$$

$$\text{" 5,6: } (+)\sum_o = \frac{3450}{354} = 9.8 \text{ "}$$

Diseño :

En el plano N° 22 presento la armadura de la viga, cumpliendo con las exigencias del anclaje.

VIGAS DEL PISO TIPICO



Comprobación de que funciona como viga rectangular :

$$d = \sqrt{\frac{5600 \times 100}{11 \times 30}} = 41.5 \text{ cms} \quad h = 41.5 + 6 = 47 < 50 \text{ cms.}$$

Areas de Acero :

$$f_s j d = 1400 \times 0.866 \times 44 = 53200 \text{ Kg/cm} = 532 \text{ Kg/m.}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times 30 \times 44 = 6.6 \text{ cm}^2$$

PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 149

Tramo 3',4:	(\pm) A_s	$= \frac{250}{532} = 0.5 \text{ cm}^2$		3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"
" 4,5:	(+) A_s	$= \frac{2700}{532} = 5.1$	"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"
" 5,6:	(+) A_s	$= \frac{3450}{532} = 6.5$	"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"
Apoyo 3':	(-) A_s	$= \frac{250}{532} = 0.5$	"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"
" 4 :	(-) A_s	$= \frac{3950}{532} = 7.4$	"	4 ϕ 5/8"
" 5 :	(-) A_s	$= \frac{5600}{532} = 10.5$	"	1 ϕ 7/8" + 1 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8"
" 6 :	(-) A_s	$= \frac{2750}{532} = 5.15$	"	3 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/8"

Fuerza Cortante :

El concreto con anclaje especial resiste :

$$V_c = 4.2 \times 30 \times 0.866 \times 44 = 4800 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{7550}{30 \times 0.866 \times 44} = 6.61 \quad 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Requiere estribos y barras dobladas.

Empleando estribos de ϕ 3/8" de dos ramas se necesita :

Apoyo 3' : sólo para amarre del fierro.

Apoyos 4 y 6 :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{6550 - 4800} = 43 \text{ cms} \quad a = \frac{6550 - 4800}{4090} = 0.45 \text{ m.}$$

Apoyo 5 :

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 44}{7550 - 4800} = 28 \text{ cms} \quad a = \frac{7550 - 4800}{3050} = 0.88 \text{ m.}$$

Empleando el espaciamiento máximo ($s_m = d/2$), emplearé 4 estribos a 20 cms. para el apoyo 5; 2 estribos para los demás apoyos menos el 3', para el cual emplearé uno como amarre.

Adherencia :

$$u_j d = 10.5 \times 0.866 \times 44 = 400 \text{ Kg/cm}$$

Apoyo 3':	$(-)\sum_o$	$= \frac{2300}{400}$	$= 5.8$	cms
" 4 :	$(-)\sum_o$	$= \frac{6550}{400}$	$= 16.4$	"
" 5 :	$(-)\sum_o$	$= \frac{7550}{400}$	$= 19.0$	"
" 6 :	$(-)\sum_o$	$= \frac{6100}{400}$	$= 15.2$	"
Tramo 3',4:	$(+)\sum_o$	$= \frac{1800}{400}$	$= 4.5$	"
" 4,5:	$(+)\sum_o$	$= \frac{6100}{400}$	$= 15.2$	"
" 5,6:	$(+)\sum_o$	$= \frac{5150}{400}$	$= 12.8$	"

Diseño :

Presento en el plano N° 22 la armadura diseñada.

VIGA DEL 1er. PISO (1°VE-3',4)

De acuerdo al cálculo de las vigas anteriores, ésta llevará acero mínimo, el cual cumple con la adherencia.

CALCULO DE LA COLUMNA E,6

1º C - E,6

$M = 1950 \text{ Kg-m} ; \quad N = 50538 \text{ Kg} ; \quad b = 40 \text{ cms} ; \quad t = 50 \text{ cms} .$

$$e = \frac{195000}{50538} = 3.85 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.80 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.42 ; \quad C = 0.507$

$$P = 50538 \left[1 + 0.507 \times 5.42 \times \frac{3.85}{50} \right] = 61100 \text{ Kg} .$$

$$p_g = \frac{\frac{61100}{1600} - 31.5}{1400} = 0.0049$$

Empleo acero mínimo.

$$A_s = 0.01 \times 40 \times 50 = 20 \text{ cm}^2 \quad \underline{4 \phi 3/4'' + 4 \phi 5/8''}$$

$\phi 3/8'' @ 30 \text{ cms}$

2º C - E,6

$M = 1600 \text{ Kg-m} ; \quad N = 36552 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms} .$

$$e = \frac{160000}{36552} = 4.35 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$

$$P = 36552 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{4.35}{40} \right] = 47600 \text{ Kg} .$$

$$p_g = \frac{\frac{47600}{960} - 31.5}{1400} = 0.0129$$

Segundo tanteo :

$p_g = 0.013 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.182 ; \quad D = 5.44 ; \quad C = 0.534$

$$P = 36552 \left[1 + 0.534 \times 5.44 \times \frac{4.35}{40} \right] = 48100 \text{ Kg}$$

$$p_g = \frac{\frac{48100}{960} - 31.5}{1400} = 0.0132 \simeq 0.013$$

$$A_s = 0.013 \times 30 \times 40 = 15.6 \text{ cm}^2 \quad \underline{4 \phi 3/4'' + 2 \phi 5/8''}$$

$\phi 3/8'' @ 30 \text{ cms}$

3°C - E,6

$M = 1950 \text{ Kg-m} ; \quad N = 22566 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 40 \text{ cms}.$

$$e = \frac{195000}{22566} = 8.63 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.75 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.52 ; \quad C = 0.507$

$$P = 22566 \left[1 + 0.507 \times 5.52 \times \frac{8.63}{40} \right] = 36300 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{36300}{960} - 31.5}{1400} = 0.0044$$

Empleo el acero mínimo.

$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2 \quad \underline{4 \phi 3/4''}$

$\phi 3/8'' @ 30 \text{ cms}$

4°C - E,6

$M = 1650 \text{ Kg-m} ; \quad N = 8580 \text{ Kg} ; \quad b = 30 \text{ cms} ; \quad t = 30 \text{ cms}.$

$$e = \frac{165000}{8580} = 19.2 \text{ cms} < t$$

Primer tanteo :

$p_g = 0.01 ; \quad g = 0.67 ; \quad (n-1)p = 0.14 ; \quad D = 5.72 ; \quad C = 0.507$

$$P = 8580 \left[1 + 0.507 \times 5.72 \times \frac{19.2}{30} \right] = 24500 \text{ Kg.}$$

$$p_g = \frac{\frac{24500}{720} - 31.5}{1400} = 0.0018$$

Empleo el acero mínimo.

$A_s = 0.01 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2 \quad \underline{4 \phi 3/4''}$

$\phi 3/8'' @ 30 \text{ cms}$

Las demás columnas del pte. pórtico calculadas por el mismo método requieren acero mínimo.

PROYECTO DE GRADO

TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 155

En el siguiente cuadro están indicadas las solicitaciones a que están sometidas las columnas. Considero sólo las mayores.

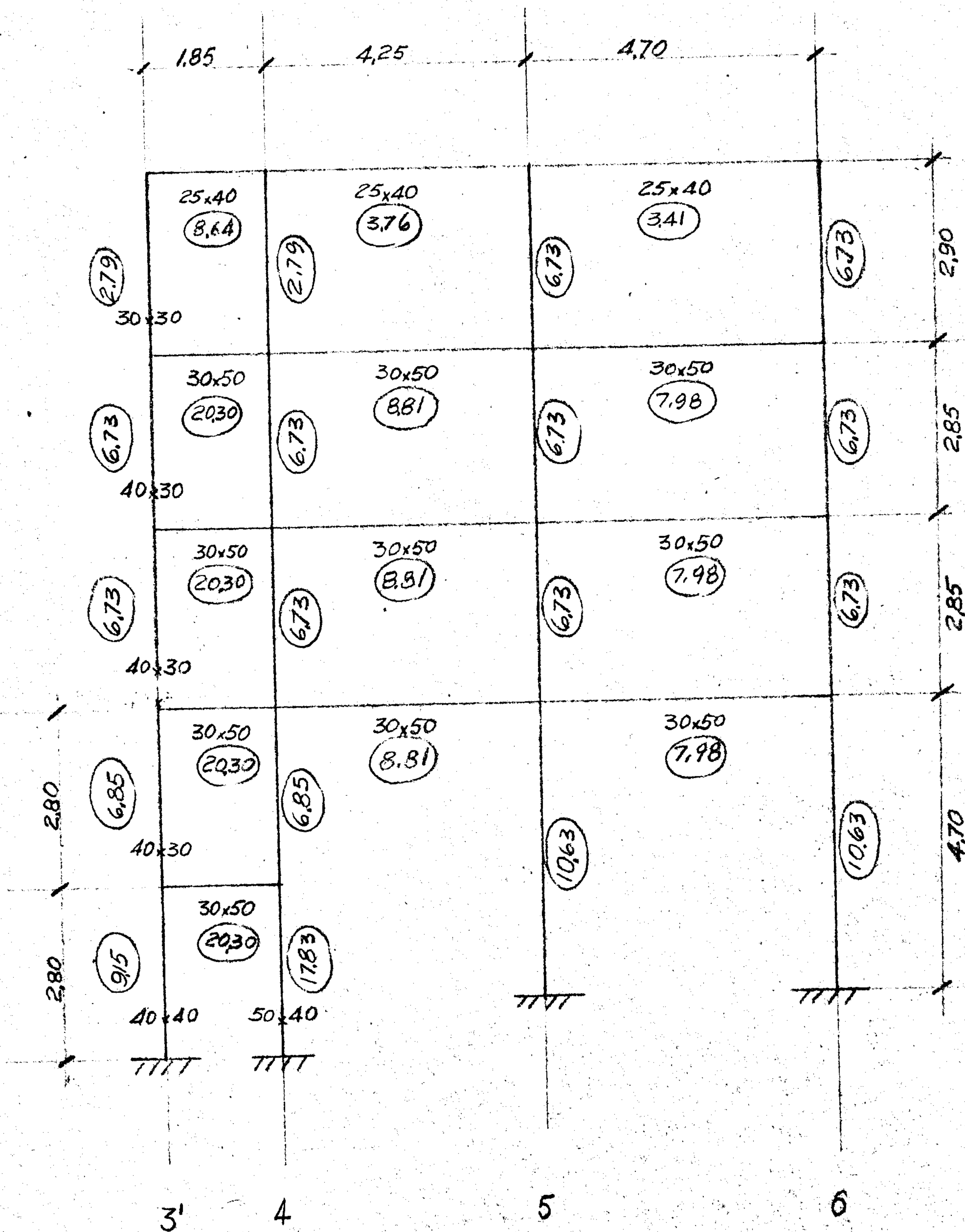
NIVEL	Col. E - 3	Col. E - 4	Col. E - 5	Col. E - 6
4°-5°	M = 200 Kg-m N = 3438 Kg	800 Kg-m 6895 Kg	750 Kg-m 9883 Kg	1650 Kg-m 8580 Kg
3°-4°	M = 450 N = 8640	1100 19457	900 26020	1950 22566
2°-3°	M = 350 N = 13842	1050 32019	750 42157	1600 36552
1°-2°	M = 700 N = 19044	650 44581	750 58294	1950 50538
S-1°	M = 500 N = 24106	300 50161		

Presento a continuación un cuadro resumen de las demás columnas del pórtico, calculadas por el mismo método.

NIVEL	Col. E - 3	Col. E - 4	Col. E - 5
4°-5°	$A_s = 0.01 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$ 4ø 3/4"	$0.010 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$ 4ø 3/4"	$0.0100 \times 30 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$ 4ø 3/4"
3°-4°	$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$ 4ø 3/4"	$0.010 \times 30 \times 40 = 12 \text{ "}$ 4ø 3/4"	$0.0100 \times 30 \times 40 = 12 \text{ "}$ 4ø 3/4"
2°-3°	$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ "}$ 4ø 3/4"	$0.010 \times 30 \times 40 = 12 \text{ "}$ 4ø 3/4"	$0.0125 \times 30 \times 40 = 15 \text{ "}$ 4ø 3/4" + 2ø 5/8"
1°-2°	$A_s = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ "}$ 4ø 3/4"	$0.015 \times 30 \times 40 = 18 \text{ "}$ 4ø 3/4" + 4ø 5/8"	$0.0100 \times 40 \times 50 = 20 \text{ "}$ 4ø 3/4" + 4ø 5/8"
S-1°	$A_s = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ "}$ 4ø 3/4" + 2ø 5/8"	$0.010 \times 40 \times 50 = 20 \text{ "}$ 4ø 3/4" + 4ø 5/8"	

En todas estas columnas se empleará estribos de ø 3/8" espaciados 30 cms.

PORTICO F



— Características —

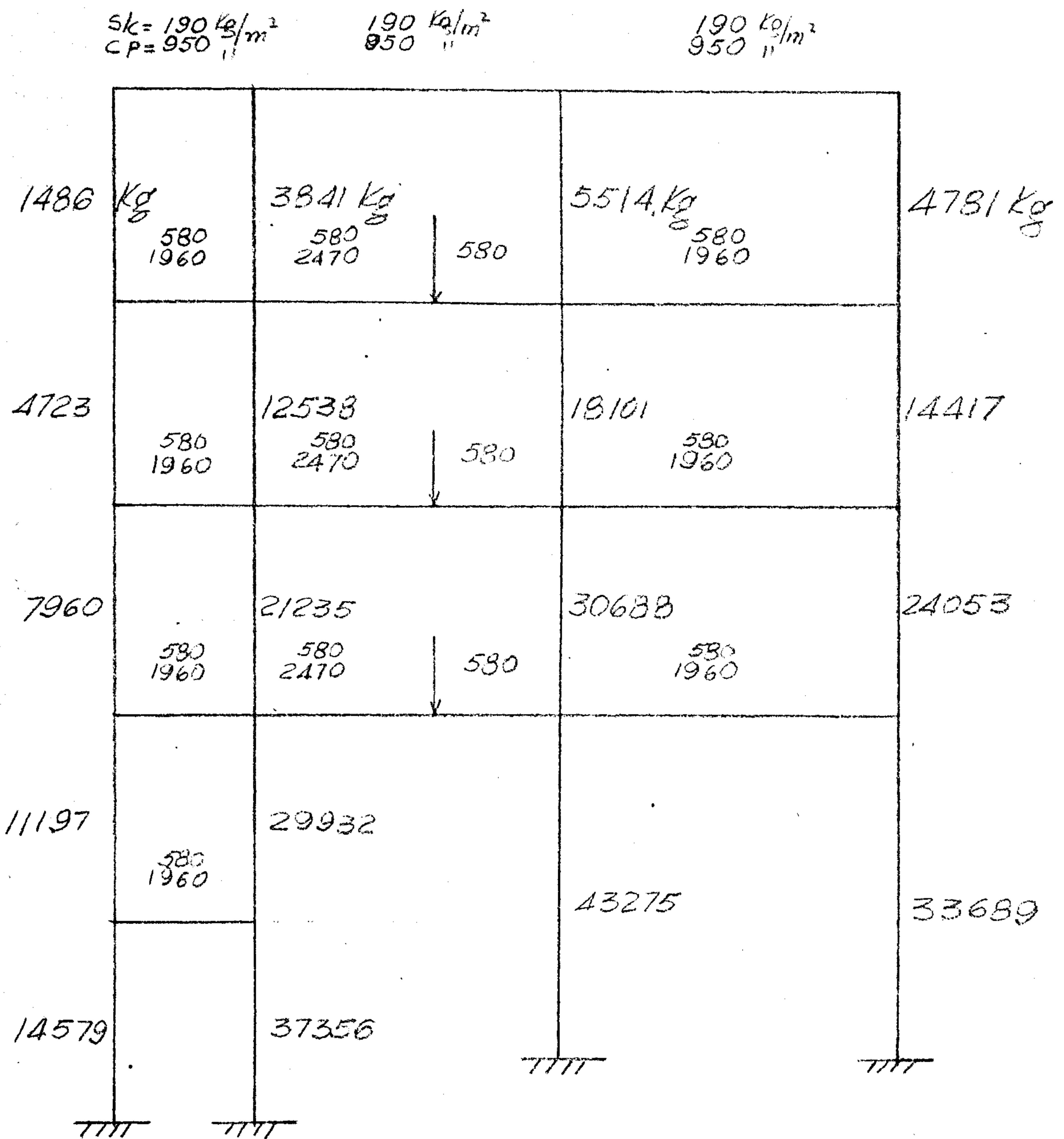
PROYECTO DE GRADO
TESIS: ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

Enrique A. Monzón Yépez

Dpto. de Ingeniería Civil

Promoción 1954

Pag. 155



— Condiciones de Carga y s/c. —

PORTICO F

Este pórtico corresponde al límite interior del edificio. Presenta las mismas características estructurales que el pórtico E; por ello voy a efectuar su cálculo teniendo en cuenta la proporcionalidad de cargas y efectos existente.

VIGAS DE LA AZOTEA

La relación de cargas, paño a paño, son las siguientes :

<u>V-3',4</u>	<u>V-4,5</u>	<u>V-5,6</u>
$\frac{1140}{1145} = 0.99$	$\frac{1140}{2055} = 0.55$	$\frac{1140}{2055} = 0.55$

Siendo el tramo 3',4 de pequeña longitud, comparado con los demás, su acción sobre ellos puede despreciarse y calcular las vigas con el 60 % de los valores obtenidos en el pórtico E, lo cual da valores menores que el acero mínimo. (Ver plano N° 22).

VIGAS DEL PISO TIPICO

Las relaciones de cargas, paño a paño, son las siguientes :

<u>V-3',4</u>	<u>V-4,5</u>	<u>V-5,6</u>
$\frac{2540}{4090} = 0.62$	$\frac{3190}{3510} = 0.88$	$\frac{2540}{3050} = 0.83$

Valores que, por estar cerca al 100 % y siendo viga exterior, permiten, para aumentar la seguridad, considerarla igual a su correspondiente del pórtico E.

VIGA DEL PRIMER PISO

Viga de 30 x 45 con acero mínimo. (Ver plano N° 22).

CALCULO DE COLUMNAS

Las columnas llevarán los mismos refuerzos que sus correspondientes del pórtico E.

CAPITULO VII

ASCENSOR Y MUROS DE CONTENCIÓN

CALCULO DE LA CAJA DEL ASCENSOR

Las necesidades del transporte vertical en un edificio de cuatro pisos y zócano, ya exigen el empleo de ascensor. En el presente edificio se ha considerado un modelo marca Schindler para 5 personas, con una velocidad de 0.6 m/s.

En el plano N° 30 presento las características arquitectónicas y estructurales del ascensor escogido, dadas por el fabricante.

Las paredes de la Caja del Ascensor resistirán además de su peso propio el de la Sala de Máquinas, el ascensor mismo, las cargas transmitidas por los aligerados que en ésta descansan y el tramo central de la Escalera 1.

Tratándose de cargas pequeñas y de que la altura total no es muy grande, consideraré para las paredes un espesor constante de 20 cms.

Comprobación del muro de concreto al aplastamiento al nivel de zapata.

Sala de Máquinas :

Paredes -----	5.90 x 0.20 x 2.10 x 2400 ✓	= 5950 Kg.
Techo y piso-----	2 x 1.70 x 1.25 x 0.10 x 2400	= 1020 "
Sobrecarga-----	2 x 1.70 x 1.25 x 300	= 1280 "
Ascensor (1100 + 850 + 2150 + 2150 + 500 + 500 + 700)		= 7950 "
(según el fabricante)		
Sobrecarga-----	5 personas	= 350 "
Pared del Ascensor----	5.60 x 0.20 x 14.65 x 2400	= 39500 "
Escalera N°1 :		
En los 5 niveles-	5 x 1.25 x 2.00 x 660	= 8300 "
Aligerados :		
En los 5 niveles-	5 x 2.2 x 3.85 x 400	= 17000 "
Sobrecarga-----	5 x 2.2 x 3.85 x 300	= 12700 "

P = 94050 Kg.

Presión por metro lineal de pared en la base :

$$q = \frac{P}{p} = \frac{94050}{5.60} = 16800 \text{ Kg/ml.}$$

$$\sigma = \frac{16800}{20 \times 100} = 8.4 < 21 \text{ Kg/cm}^2 = 0.15 f_c'$$

Area de acero :

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 b e = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

Ø 1/2" @ 25
en ambos sentidos.

CIMENTACION DE LA CAJA

Siendo el ascensor de dimensiones pequeñas, una zapata corrida presenta arriostamiento suficiente para las paredes de la Caja.

Reacción de la Caja	16800 Kg/m.l.
Zapata (5 %)	840 "
	17640 Kg/m.l.

El ancho de la zapata para transmitir 4 Kg/cm² al terreno es :

$$b = \frac{17640}{4 \times 100} = 44 \text{ cms} \qquad b = 50 \text{ cms.}$$

Cálculo de los volados de la zapata :

$$M = \frac{4 \times 100 \times 15^2}{2} = 45000 \text{ Kg-cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{45000}{11 \times 100}} = 20 \text{ cms.}$$

$$V = 4 \times 100 \times 15 = 6000 \text{ Kg.}$$

$$d = \frac{6000}{4.2 \times 0.866 \times 100} = 16.4 \text{ cms.}$$

Empleo una altura de 40 cms $d = 40 - 8.5 = 31.5 \text{ cms.}$

$$A_s = \frac{45000}{1400 \times 0.866 \times 31.5} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Colocaré $\phi 3/8''$ @ 25 cms. en ambos sentidos.

$$\sum_o = \frac{6000}{10.5 \times 0.866 \times 31.5} = 21 \text{ cms.} \quad \phi 3/8'' @ 15 \text{ cms.}$$

Como medida de seguridad coloco en la parte superior de la zapata 2 ϕ de 3/8" mediante estribos de $\phi 1/4''$.

PISO DE LA SALA DE MAQUINAS

La Sala de Máquinas está situada sobre la Caja de Ascensores. Como está sometida a grandes cargas, supongo una s/c de 2000 Kg/m² y calculo una losa armada en 2 sentidos, según recomendaciones de Marcus.

Losa de 10 cms-----	0.1 x 2400 =	240 Kg/m ²
Piso terminado-----	=	100 "
Sobrecarga -----	=	2000 "
		2340 Kg/m ²

MUROS DE CONTENCIÓN

En el presente edificio, el área con sótano tiene una profundidad enterrada de 0.85 m. que no presenta dificultades estructurales, pues empleando la pared de ladrillo o empleando un murete de concreto simple, está solucionado el problema.

En el área que no hay sótano el primer piso está elevado 1.50 m. del nivel del suelo. El relleno respectivo se encerrará con un murete que tampoco es estructural.

CAPITULO IX

D I S E Ñ O D E L A C I M E N T A C I O N

Por la existencia de un sótano en determinada área de la planta y la distribución de las columnas, emplearé los tipos de cimentación denominados : aislada, combinada, perimetral y corrida.

Los momentos al pie de las columnas son relativamente pequeños comparados con la acción de las cargas aplicadas, y considerando además que la excentricidad de carga es muy pequeña, son razones que justifican no tomar en cuenta sus efectos para el cálculo de los macizos de cimentación. En los casos de excentricidad de carga manifiesta, haré el cálculo correspondiente.

La altura de las zapatas las voy a considerar grandes para disminuir la exigencia de la adherencia y además para aumentar la altura del tirante para los casos en que éstos se recienten.

De acuerdo a la explicación hecha a las indicaciones del plano N° agrupo la cimentación del edificio en el siguiente cuadro :

a) Zapatas aisladas céntricas :

A-2 ; A-3 ; A-4 ; A-5 ; A-6
 B-2 ; B-3 ; B-4 ; B-5 ; B-6
 C-2 ; C-3 ; C-4 ; C-5 ; C-6
 D-5 ; D-6 ; E-5 ; E-6.

Hago el cálculo de la más carga B-2

b) Zapatas aisladas excéntricas :

F-5 y F-6

c) Zapatas perimetrales :

A-1 con B-1 y con C-1
 F-3' con F-4

d) Zapatas combinadas :

E-3' con E-4

e) Zapata corrida :

La del ascensor calculada en el capítulo

a.-Zapatas Aisladas Céntricas.-

ZAPATA DE LA COLUMNA B-2

$$P = 74778 \text{ Kg}$$

$$M = \text{se puede depreciar}$$

Area de la zapata :

$$A_z = \frac{P (1 + 5\%)}{t} = \frac{74778 (1 + 5\%)}{4} = 19600 \text{ cm}^2$$

$$(40 + 2x)(50 + 2x) = 19600 \quad \therefore x = 47.5 \text{ cms} \quad 50$$

$$A = 1.50 \text{ m.}$$

$$B = 1.40 \text{ m.}$$

Reacción neta del terreno :

$$\omega_n = \frac{P}{A \times B} = \frac{74778}{150 \times 140} = 3.57 \text{ Kg/cm}^2$$

Momentos :

$$M_1 = \frac{\omega_n A \cdot x^2}{2} = \frac{3.57 \times 150 \times 50^2}{2} = 670000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_2 = \frac{\omega_n B \cdot x^2}{2} = \frac{3.57 \times 140 \times 50^2}{2} = 626000 \text{ Kg-cm}$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{670000}{11 \times 150}} = 20.2 \text{ cms.}$$

Esfuerzo cortante :

En las zapatas aisladas no se permite el uso de armadura especial para absorber el corte; por ello la altura útil está determinada por este paso.

$$4.2 = \frac{3.57 [140 \times 150 - (40 + 2d)(50 + 2d)]}{2 [40 + 2d + 50 + 2d] \times 0.866 \times d} \quad d = 27.4 \text{ cms}$$

Aumento la altura útil por ~~condiciones~~ económicas.

$$h = 50 \text{ cms} \quad d = 41.5 \text{ cms}$$

Areas de acero :

$$A_{s1} = \frac{0.85 M_1}{f_{sj} d} = \frac{0.85 \times 670000}{1400 \times 0.866 \times 41.5} = 11.3 \text{ cm}^2 \quad 9 \phi 1/2''$$

$$A_{s2} = \frac{0.85 M_2}{f_{sj} d} = \frac{0.85 \times 626000}{1400 \times 0.866 \times 41.5} = 10.6 \text{ cm}^2 \quad 9 \phi 1/2''$$

Adherencia :

$$\sum_1 = \frac{0.85 V}{u j d} = \frac{0.85 \times 3.57 \times 150 \times 50}{7.85 \times 0.866 \times 41.5} = 81 \text{ cms } \begin{matrix} (20 \phi 1/2") \\ \text{o} \quad 16 \phi 5/8" \end{matrix}$$

$$u = 0.56 f'_c$$

$$\sum_2 = \frac{0.85 V}{u j d} = \frac{0.85 \times 3.57 \times 140 \times 50}{7.85 \times 0.866 \times 41.5} = 75 \text{ cms } \begin{matrix} (19 \phi 1/2") \\ \text{o} \quad 15 \phi 5/8" \end{matrix}$$

La armadura, según 1-1, va espaciada uniformemente, lo mismo que según 2-2, pues la relación :

$$\frac{1.4}{1.5} = 0.94 \approx 1.00$$

b. Zapatas Aisladas Excéntricas

Como estas zapatas están en el límite de propiedad, la excentricidad de carga producirá un diagrama trapezoidal de presiones. Trabajando con mayor valor la zona cerca del límite. Teniendo en cuenta ello, calculo la zapata como si fuera cargada centrícamente, pero con menor carga de trabajo en el terreno. Colocaré además el tirante necesario para absorber el momento de volteo.

ZAPATA DE LA COLUMNA F-5

$$P = 43275 \text{ Kg}$$

$$t = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de la zapata

$$A = \frac{43275 (1 + 6\%)}{2.5} = 18400 \text{ cm}^2$$

$$(50 + 2x)(30 + x) = 18400$$

$$x = 70 \text{ cms } \begin{matrix} (A = 1.80 \text{ m} \\ (\\ (B = 1.00 \text{ m} \end{matrix}$$

Reacción neta del terreno

$$w_n = \frac{43275}{180 \times 100} = 2.40 \text{ Kg/cm}^2$$

Momentos

$$M_1 = \frac{2.40 \times 180 \times 70^2}{2} = 1\ 060\ 000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_2 = \frac{2.40 \times 100 \times 70^2}{2} = 588\ 000 \text{ "}$$

$$d = \sqrt{\frac{1060000}{11 \times 180}} = 24 \text{ cms.}$$

Como con el esfuerzo cortante ha de dar mayor altura útil, la uniformizo con las otras zapatas.

$$h = 50 \text{ cms}$$

$$d = 41.5 \text{ cms}$$

Areas de acero

$$A_{s1} = \frac{0.85 \times 1060000}{1400 \times 0.866 \times 41.5} = 17.8 \text{ cm}^2 \quad 9 \phi 5/8''$$

$$A_{s2} = \frac{0.85 \times 558000}{1400 \times 0.866 \times 41.5} = 8.9 \text{ cm}^2 \quad 8 \phi 1/2''$$

Adherencia

$$\sum_o = \frac{0.85 \times 2.40 \times 180 \times 70}{7.85 \times 0.866 \times 41.5} = 90 \text{ cms} \quad \phi$$

$$\sum_o = \frac{0.85 \times 2.40 \times 100 \times 70}{7.85 \times 0.866 \times 41.5} = 50 \text{ cms} \quad \phi$$

La armadura según 1-1 va espaciada uniformemente, o sea

La armadura según 2-2 va en la siguiente forma $A_{s2} \times \frac{2}{\frac{180}{100} + 1} =$

$= \phi 1/2''$ en un ancho igual al lado menor, y los otros $\phi 1/2''$ en el resto del área.

La excentricidad producida en la zapata la voy a contrarrestar mediante un tirante en la viga de arriostamiento del 2º nivel.

$$a = \frac{P_e}{f_s h} = \frac{43275 \times 35}{900 \times 4.60} = 3.67 \text{ cm}^2 \quad 2 \phi 5/8''$$

Se colocará $2 \phi 5/8''$ como tirante en la viga de arriostamiento del 2º piso.

c. Zapatas Perimetrales

Las columnas colindantes con el límite de propiedad, presentan la dificultad de exigir cimentación asimétrica. En el presente edificio hay dos zapatas que voy a calcularlas como vigas de cimentación. Para ello voy a emplear el murete de sostenimiento (se trata de un zócano con muro de 0.85 m. de alto).

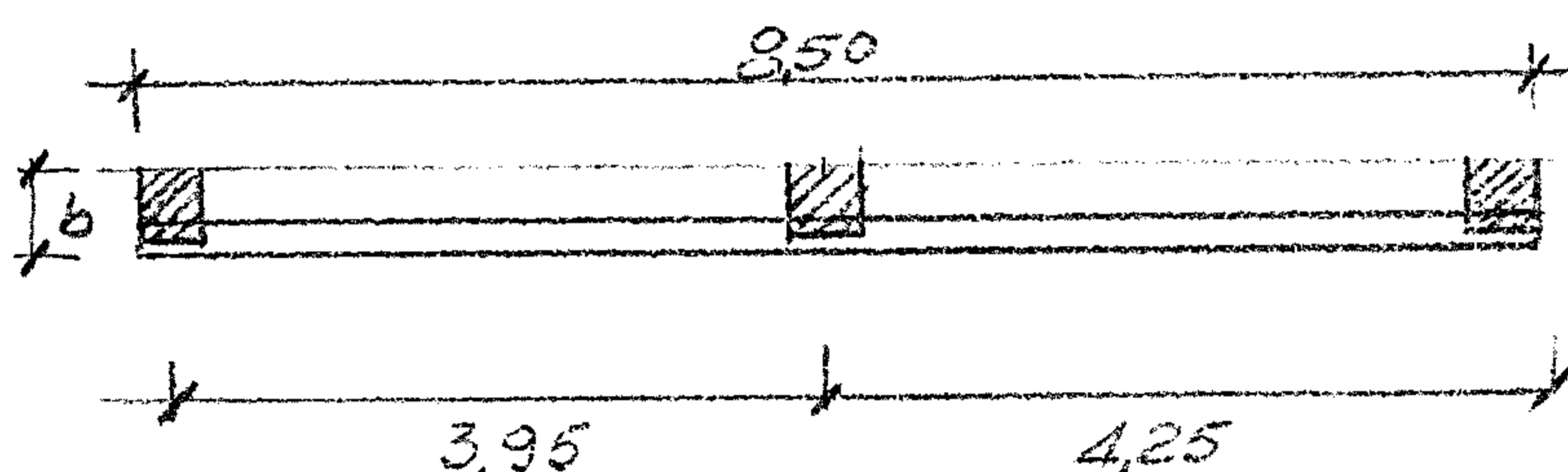
CALCULO DE LA VIGA DE CIMENTACION 1-1

COLUMNA A,1 ; B,1 ; C,1

$$\begin{aligned} \sum P &= P_1 + P_2 + P_3 = 42061 + 55423 + 42014 = 139498 \text{ Kg} \\ 5\% \text{ (el peso de la zapata)} &= \underline{6975} \text{ "} \\ &146473 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Area de la zapata

$$A = \frac{\sum P}{t} = \frac{146473}{4} = 36700 \text{ cm}^2$$



$$b = \frac{36700}{850} = 43 \text{ cms} \sim 50 \text{ cms.}$$

Presión neta sobre el terreno

$$\omega_n = \frac{\sum P}{A} = \frac{139498}{850 \times 50} = 3.27 \text{ Kg/cm}^2$$

Cálculo del volado

H ago el cálculo para 1 m. de ancho.

$$M_v = \frac{1}{2} \omega l^2 = \frac{1}{2} \times 3.27 \times 10^4 \times 0.2^2 = 654 \text{ Kg-m.}$$

$$V = \omega l = 3.27 \times 10^4 \times 0.2 = 6540 \text{ Kg.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{654 \times 100}{11 \times 100}} = 7.7 \text{ cms.}$$

$$d = \frac{V}{v j b} = \frac{6540}{4.2 \times 0.866 \times 100} = 18 \text{ cms}$$

Considerando $h = 30 \text{ cms}$ $d = 30 - 8.5 = 21.5 \text{ cms}$ *

Area de acero del volado

$$A_{s_{\min}} = 0.0025 bd = 0.0025 \times 100 \times 21.5 = 5.4 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2'' @ 24 \text{ cms}$$

$$A_{s_{\text{temp. rep.}}} = 0.0020 bd = 0.0020 \times 100 \times 21.5 = 4.3 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2'' @ 30 \text{ cms}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{654 \times 100}{1400 \times 0.866 \times 21.5} = 2.5 \text{ cm}^2$$

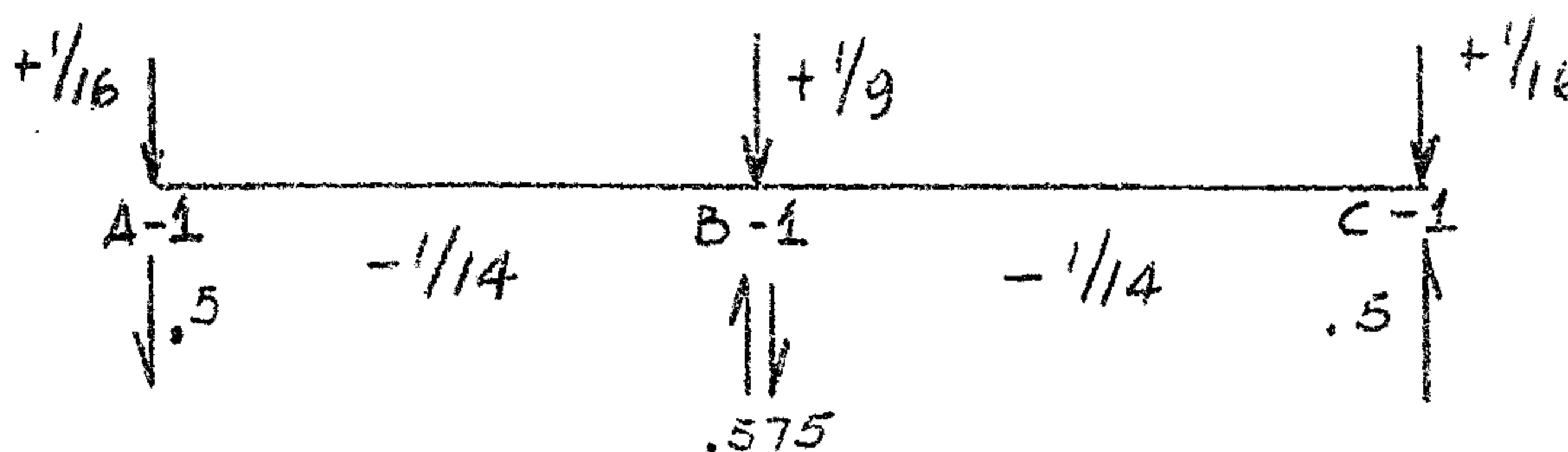
$$\sum_o = \frac{V}{u j d} = \frac{6540}{10.5 \times 0.866 \times 21.5} = 3.35 \text{ cm}^2$$

Pondré el acero mínimo $\phi 1/2$ 24 cms.

Cálculo de la viga

La viga en estudio, cumple con los requisitos necesarios para

hacerlo por el método de coeficientes aproximados.



La altura útil la defino con el momento en el apoyo B-1, para no tener acero en compresión.

$$M = \frac{1}{9} \omega \ell'^2 = K b d^2$$

$$\ell' = \frac{3.65 + 3.95}{2} = 3.80 \text{ m.}$$

$$M = \frac{1}{9} \times 16400 \times 3.8^2 = 26400 \text{ Kg-m}$$

$$\omega = \frac{139498}{8.5} = 16400 \text{ Kg/ml.}$$

$$d = \sqrt{\frac{26400 \times 100}{11 \times 30}} = 90 \text{ cms}$$

Como el muro de sostenimiento tiene 0.85 m., se tiene :

$$h = 0.85 + 0.30 = 1.15 \text{ m}$$

$$d = 115 - 8.5 = 106.5 \text{ cms}$$

Momentos

$$(+)\text{M} = \frac{1}{16} \times 16400 \times 3.65^2 = 13600 \text{ Kg-m}$$

$$(+)\text{A}_s = \frac{13600 \times 100}{129000} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$(+)\text{M} = \frac{1}{9} \times 16400 \times 3.80^2 = 26300 \text{ "}$$

$$(+)\text{A}_s = \text{ " } = 20.4 \text{ "}$$

$$(+)\text{M} = \frac{1}{16} \times 16400 \times 3.95^2 = 16000 \text{ "}$$

$$(+)\text{A}_s = \text{ " } = 12.4 \text{ "}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{14} \times 16400 \times 3.65^2 = 15600 \text{ "}$$

$$(-)\text{A}_s = \text{ " } = 12.1 \text{ "}$$

$$(-)\text{M} = \frac{1}{14} \times 16400 \times 3.95^2 = 18300 \text{ "}$$

$$(-)\text{A}_s = \text{ " } = 14.2 \text{ "}$$

Fuerza cortante

$$V_A = 0.500 \times 16400 \times 3.65 = 30000 \text{ Kg}$$

$$V_B = 0.575 \times 16400 \times 3.80 = 35700 \text{ "}$$

$$V_C = 0.500 \times 16400 \times 3.95 = 32500 \text{ "}$$

$$v = \frac{35700}{30 \times 0.866 \times 106.5} = 1.3 < 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

No requiere estribos.

Adherencia

$$\sum_A = \frac{30000}{10.5 \times 0.866 \times 106.5} = 31 \text{ cms.}$$

$$\sum_B = \frac{35700}{970} = 37 \text{ cms.}$$

$$\sum_C = \frac{32500}{970} = 33 \text{ cms.}$$

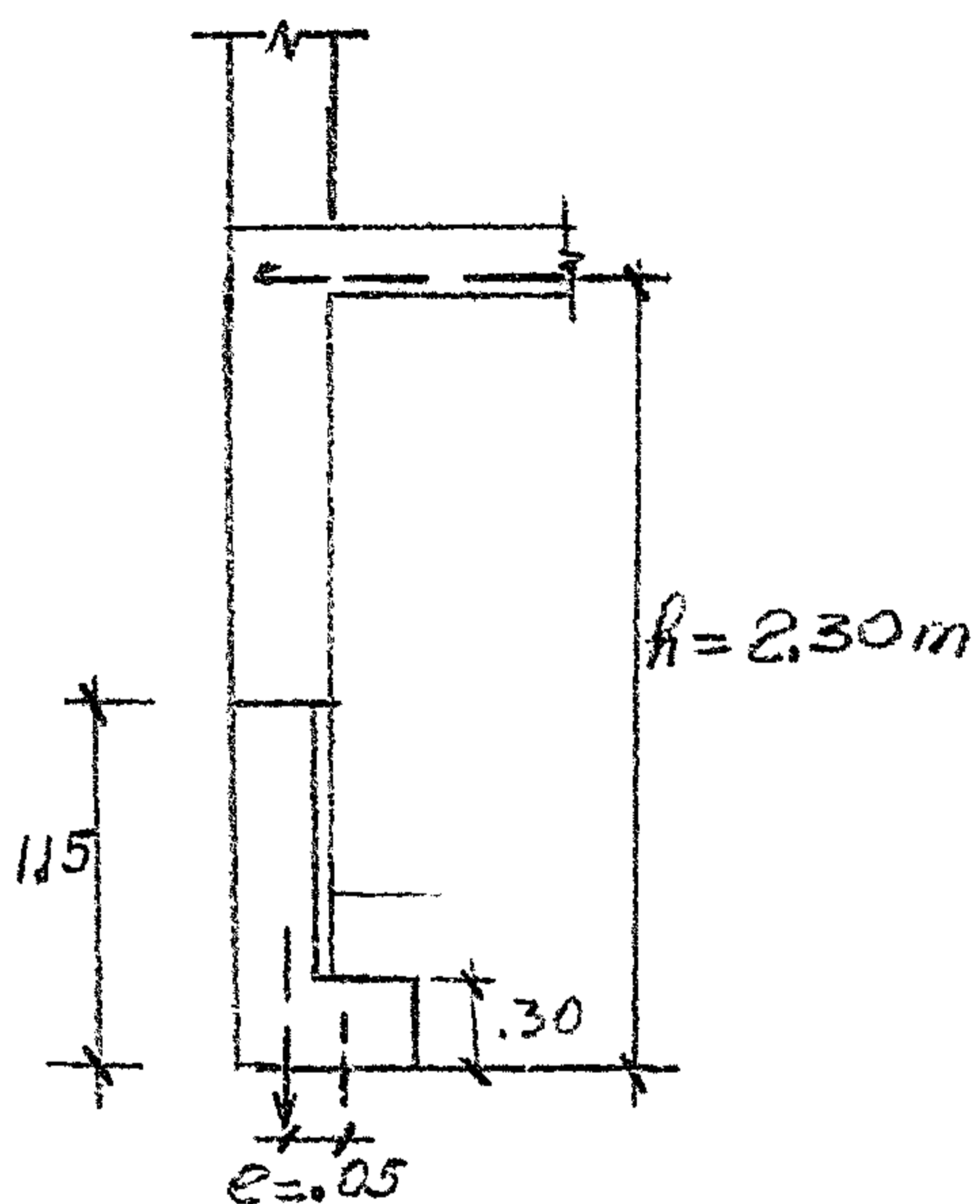
$$\sum_1 = \frac{35700 - 0.125 \times 3.65 \times 16400}{970} = 26 \text{ cms.}$$

Diseño de la viga

Cumpliendo los requerimientos de anclaje y adherencia, presento en la lámina N° 32 la armadura correspondiente, soportada por estribos de $\phi 1/2"$. En la zona inferior de la viga coloco como seguridad a posibles cargas repartidas sobre la viga un refuerzo de $3 \phi 5/8"$.

Cálculo de los tirantes

La excentricidad de la carga respecto al macizo de cimentación se anula mediante tirantes en las vigas que siguen la dirección de la flexión.



$$T = \frac{P e}{h} \quad a = \frac{T}{f_s} \quad a = \frac{P e}{h f_s}$$

Area de acero de los tirantes :

$$a_A = \frac{42061 \times 0.05}{2.30 \times 1900} = 0.655 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 3/8"$$

$$a_B = \frac{55423 \times 0.05}{2.30 \times 1900} = 0.860 \text{ " } \quad 2 \phi 3/8"$$

$$a_C = \frac{42014 \times 0.05}{2.30 \times 1900} = 0.656 \text{ " } \quad 1 \phi 3/8"$$

Agregamos a las vigas del 1er. nivel un fierro de $1/2"$.

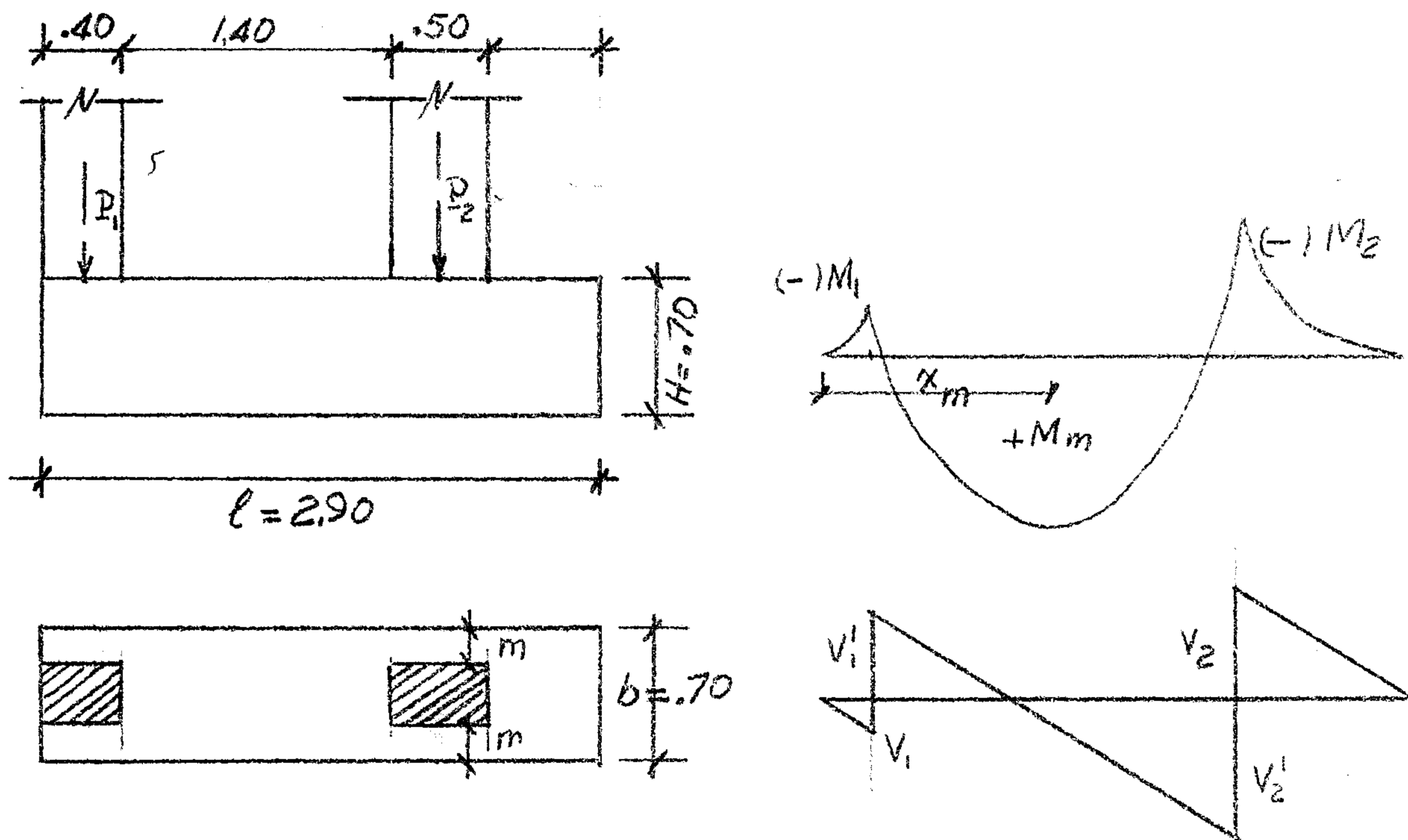
La otra viga perimetral llevará $4 \phi 5/8"$ arriba abajo.

d. Zapatas Combinadas

ZAPATA DE LAS COLUMNAS E-3' y E-4

$$P_1 = 24106 \text{ Kg. } (40 \times 40)$$

$$P_2 = 50161 \text{ Kg. } (40 \times 50)$$



Area de la base de la zapata

$$A_z = \frac{P_1 + P_2 + P_p}{\sigma_t} = \frac{(24106 + 50161)(1 + 5\%)}{4} = 19600 \text{ cm}^2$$

Ubicación de la resultante de las columnas :

$$x_R = \frac{P_2 L}{P_1 + P_2} = \frac{50161 \times 1.85}{74267} = 1.25 \text{ m.}$$

Longitud de la zapata

$$l = 2 \left(x_R + \frac{t}{2} \right) = 2 \left(1.25 + \frac{0.40}{2} \right) = 2.90 \text{ m.}$$

Ancho de la zapata :

$$b = \frac{A_z}{l} = \frac{19600}{2.90} = 67.5 \text{ cms} \simeq 0.70 \text{ m.}$$

Reacción en el terreno

$$\omega_n = \frac{P_1 + P_2}{bl} = \frac{74267}{70 \times 290} = 3.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinación de momentos

$$(-)M_1 = \omega_n \frac{bt^3}{8} = 3.65 \times \frac{70 \times 40^3}{8} = 51000 \text{ Kg-cm}$$

$$(-)M_2 = \omega_n \frac{ba^3}{2} = 3.65 \times \frac{70 \times 85^3}{2} = 920000 \text{ Kg-cm}$$

$$\text{Siendo } x_m = \frac{P_1}{\omega_n b} = \frac{24106}{3.65 \times 70} = 94 \text{ cms.}$$

$$\begin{aligned} (+)M_m &= P_1 \left(x_m - \frac{t}{2}\right) - \omega_n \frac{bx_m^2}{2} = 24106 \left(94 - \frac{40}{2}\right) - 3.65 \times \frac{70 \times 94^2}{2} = \\ &= 2\,910\,000 \text{ Kg-cm} \end{aligned}$$

La altura útil debida a la flexión está dada por :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{2\,910\,000}{11 \times 70}} = 61 \text{ cms}$$

Considero $h = 70 \text{ cms}$ $d = 70 - 8.5 = 61.5 \text{ cms.}$

Determinación de la armadura a flexión

$$(-)A_s = \frac{51000}{1400 \times 0.866 \times 61.5} = 0.7 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

$$(-)A_s = \frac{920000}{1400 \times 0.866 \times 61.5} = 12.3 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

$$(+)A_s = \frac{2\,910\,000}{1400 \times 0.866 \times 61.5} = 39.0 \text{ cm}^2 \quad 14 \text{ } \phi \text{ } 3/4''$$

Esfuerzos cortantes

$$V_1 = \omega_n \frac{b t}{2} = 3.65 \times \frac{70 \times 40}{2} = 5100 \text{ Kg}$$

$$V_1' = 24106 - 5100 = 19006 \text{ ''}$$

$$V_2 = \omega_n b a = 3.65 \times 70 \times 8.5 = 21700 \text{ ''}$$

$$V_2' = 50161 - 21700 = 28461 \text{ ''}$$

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{28461}{70 \times 0.866 \times 61.5} = 7.6 > 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Requieres estribos.

$$V_c = v b j d = 4.2 \times 70 \times 0.866 \times 61.5 = 15700 \text{ Kg.}$$

En la zona de la columna exterior con estribos de 2 ramas de $\phi \text{ } 3/8''$:

$$s = \frac{a_s f_s j d}{V - V_c} = \frac{2 \times 0.71 \times 1400 \times 0.866 \times 61.5}{19006 - 15700} = 32 \text{ cms.}$$

$$x = \frac{3306}{3.65 \times 10^4} = 0.09 \text{ m.} \quad 2 \text{ estribos a } 30 \text{ cms.}$$

En la zona de la columna interior :

$$s = \frac{2f_s j d}{V - V_c} = \frac{2 \times 1400 \times 0.866 \times 61.5}{28461 - 15700} = 12 \text{ cms.}$$

$$x = \frac{12761}{3.65 \times 10^4} = 0.35 \text{ m.} \quad 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \text{ espaciados 12 cms.}$$

Chequeo de la adherencia

$$\Sigma_1 = \frac{19006}{10.5 \times 0.866 \times 41.5} = 50 \text{ cms}$$

$$\Sigma_2 = \frac{28461}{10.5 \times 0.866 \times 41.5} = 75 \text{ cms}$$

Determinación del acero de repartición

$$\omega_1 = \frac{P_1}{b (t_1 + d)} = \frac{24106}{70 (40 + 61.5)} = 3.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega_2 = \frac{P_2}{b (t_2 + 2d)} = \frac{50161}{70 (50 + 2 \times 61.5)} = 4.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_1 = \frac{\omega_1 m^2}{2} = \frac{3.4 \times 15^2}{2} = 384 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_2 = \frac{\omega_2 n^2}{2} = \frac{4.15 \times 15^2}{2} = 467 \text{ Kg-cm.}$$

Valores que dan un área de acero muy pequeña, por lo cual considero ϕ 3/8" a 20 cms. para las dos columnas.