

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

JOSE O. PAREDES TRELLES

ROBERTO A. MACEDO PRIME

PROMOCION 1966

LIMA - PERU

A NUESTROS PADRES

A NUESTROS PROFESORES :

Nuestro sincero agradecimiento por sus enseñanzas y constante dedicación, en especial a los Ingenieros :

BERNARDO FERNANDEZ V.

JUAN SARMIENTO E.

RICARDO YAMASHIRO K. y

JACK LOPEZ A.

por su gran colaboración en este Proyecto de Grado.

Nuestro sincero agradecimiento a las
señoritas secretarías:

GLADYS FURUZAWA R.

MARTA LOSTAUNAU G.

AIDA BENDEZU

ANA MARIA GONZALES PRADA

por su eficiente labor mecanográfica.

INTRODUCCION

La presente Tesis de Grado, constituye el Cálculo Estructural de un edificio de 10 pisos de Concreto Armado.

Para efectos de cálculo, hemos dividido este trabajo en 15 Capítulos, siguiendo un orden lógico que nos permita obtener en la forma más clara y exacta, los resultados más próximos a la realidad.

La mayoría de estos capítulos han sido desarrollados siguiendo métodos clásicos de diseño según las pautas que para estos casos nos dá el último reglamento del American Concrete Institute (A.C.I.) de 1963.

De estos 15 Capítulos, el referente al Análisis de Cargas Verticales merece especial atención ya que constituye una nueva fase en los procedimientos de Cálculo Estructural en nuestro medio.

DIMENSIONAMIENTO PREVIO

I. DIMENSIONAMIENTO PREVIO

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS :

Con un criterio práctico se asume el peralte de las vigas de acuerdo a la luz por salvar y de acuerdo al uso o función que va a tener el edificio.

El siguiente cuadro nos muestra dicho criterio

USO	DEPARTAMENTOS	OFICINAS	GARAGES Y TIENDAS
s/c $\frac{Kg}{H^2}$	200	250	500
h	1/12	1/11	1/10

El ancho de las bigas se ha dado en función del ancho del área de influencia (B) que le corresponde a cada viga.

$$b = \frac{B}{20}$$

En caso de tratarse de vigas exteriores (B) se incrementará en un 20%

NOTA :

Para cambiar de dimensiones sin alterar la cuantía de las vigas nos hemos valido de la relación :

$$b_0 h_0^2 = b_1 h_1^2$$

PISO TIPICO

VIGAS DE ARRIOSTRE:

TH1 - A G

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{4.15}{12} = 34.6$$

$$b_o = \frac{6.00/2}{20} \times 1.2 = 18$$

Para : $h_1 = 25$

$$b_1 = 18 \left(\frac{34.6}{25} \right)^2 = 35$$

$$\therefore b \times h = 35 \times 25$$

TH2 - C G

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{4.15}{12} = 34.60$$

$$b_o = \frac{12.00/2}{20} = 30$$

Para : $h_1 = 25$

$$b_1 = 30 \left(\frac{34.6}{25} \right)^2 = 57.00$$

$$\therefore b \times h = 60 \times 25$$

TV2 - A' C y TV3 - A' C

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{4.15}{12} = 34.60$$

$$b_o = \frac{12.00/2}{20} = 30$$

Para : $b_1 = 25$

$$h_1 = h_o \sqrt{b_o/b_1} = 34.6 \sqrt{30/25} = 39.$$

$$\therefore b \times h = 25 \times 40$$

TV3 - DG

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{4.15}{12} = 34.60$$

$$b_o = \frac{6.00/2}{20} \times 1.20 = 18$$

$$\therefore b \times h = 20 \times 35$$

TV4 - AC

Por fines arquitectónicos asumimos :

$$\therefore b \times h = 30 \times 40$$

VIGAS PRINCIPALES :

TVB - 1' 2

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{5.55}{12} = 46.50$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.5$$

$$h_1 = h_o \sqrt{b_o/b_1} = 46.50 \sqrt{22.5/30.0} = 40$$

$$\therefore b \times h = 30 \times 45$$

THB - 24

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{5.55}{12} = 46.50$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.50$$

$$h_1 = 25$$

$$b_1 = b_o (h_o/h_1)^2 = 22.5 (45.50/25.00)^2 = 78.00$$

$$\therefore b \times h = 80 \times 25$$

TVE - 1'3

$$h_o = \frac{L}{12} = \frac{5.25}{12} = 43.8$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.50$$

$$\therefore b \times h = 30 \times 45$$

VIGAS SECUNDARIAS :

TV1' - AD, TVA' - 24 y TV1' - EG

Por razones arquitectónicas

$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\therefore b \times h = 20 \times 60$$

PISO AZOTEA

VIGAS DE ARRIOSTRE :

10 V' 1 - A' G

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{4.15}{15} = 27.5$$

$$b_o = \frac{6.00/2}{20} \times 1.20 = 18$$

Por razones arquitectónicas :

$$\therefore b \times h = 20 \times 50$$

10 H 2 - A' G

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{4.15}{15} = 27.5$$

$$b_o = \frac{12.00/2}{20} = 30$$

$$h_1 = 20$$

$$b_1 = b_o \left(\frac{h_o}{h_1} \right)^2 = 30 \left(\frac{27.5}{20} \right)^2 = 60$$

$$\therefore b \times h = 60 \times 20$$

10 V' 3 - D G

$$\therefore b \times h = 20 \times 50$$

10 H 3 - A' C

$$\therefore b \times h = 60 \times 20$$

10 V' 4 - A' C

$$b \times h = 20 \times 30$$

VIGAS SECUNDARIAS :

10 V' A - 14

$$b \times h = 20 \times 50$$

VIGAS PRINCIPALES :

10 H B - 14

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{5.55}{15} = 37$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.50$$

$$h_1 = 20$$

$$b_1 = b_o (h_o/h_1)^2 = 22.50 (37/20)^2 = 75$$

$$b \times h = 75 \times 20$$

10 V E - 12

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{5.55}{15} = 37$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.50$$

$$b \times h = 25 \times 40$$

10 H E - 23

$$h_o = \frac{L}{15} = \frac{5.65}{15} = 37.6$$

$$b_o = \frac{9.00/2}{20} = 22.5$$

$$h_1 = 20$$

$$b_1 = b_o (h_o/h_1)^2 = 22.5 (37.6/20)^2 = 80$$

$$\therefore b \times h = 80 \times 20$$

AZOTEA

TIPO	EJE	VIGA	DIMENSIONES b x h
	A	10 H A - 1 4	70 x 20
	B	10 H B - 1 4	75 x 20
	C	10 V C - 1 4	25 x 40
PRINCIPALES	D	10 V D - 1 2	25 x 40
		10 V D - 2 3	20 x 35
	E	10 V E - 1 2	25 x 40
		10 V E - 2 3	80 x 20
	F	10 V F - 1 2	25 x 40
		10 V F - 2 3	80 x 20
G	10 V' G - 1 3	20 x 30	
ARRIOSTRE	1	10 V' 1 - A' G	20 x 50
	2	10 H 2 - A' G	60 x 20
	3	10 H 3 - A' C	60 x 20
		10 V' 3 - D G	20 x 30
4	10 V 1 4 - A' C	20 x 30	
SEC.	A'	10 V' A' - 1 4	20 x 50

PISO TIPICO

	EJE	VIGA	DIMENSIONES
PRINCIPALES	A	TVA - 1' 2	30 x 45
		THA - 2 4	75 x 25
	B	T2VA - 1' 4	30 x 45
	C	TVC - 1' 4	30 x 45
	D	TVD - 1' 2	30 x 45
		TVD - 2 3	20 x 40
	E	TVE - 1' 3	30 x 45
	F	TVF - 1' 3	30 x 45
G	TVG - 1' 3	20 x 45	
ARRIOSTRE	1	TH1 - A G	35 x 25
	2	TH2 - C G	60 x 25
		TV2 - 1' C	25 x 40
	3*	TV3' - A' C	25 x 40
	3	TV3 - C G	20 x 35
4	TV4 - A C	25 x 45	
SECUNDAR.	A'	TVA' - 2 4	20 x 60
	1'	TV1' - A D	20 x 60
	1'	TV1' - E G	20 x 60

METRADOS (Aligerados y Vigas)

METRADOS

METRADO DE ALIGERADOS

PISO TIPICO:

TIPO : T A

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Piso + Cielo razo} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso Propio} &= 320 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería} &= \frac{100 \text{ kg/m}^2}{520 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

CARGA VIVA : = 200 kg/m²

TIPO T B

TIPO T E

TIPO T F

TIPOS TG - T H

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Piso + Cielo razo} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso propio } h = 25 &= 320 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería} &= \frac{100 \text{ kg/m}^2}{520 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

CARGA VIVA : = 200 kg/m²

TIPO T C

TIPO T D

CARGA MUERTA:

$$\begin{aligned} \text{Piso + Cielo razo} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso propio} &= 320 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tabiquería (carga equi-} \\ \text{valente)} &= \frac{190 \text{ kg/m}^2}{610 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

CARGA VIVA : = 200 kg/m²

PISO AZOTEA :

TIPOS - 10 A - 10 B - 10 C - 10 D - 10 E - 10 F - 10 G - 10 H

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Piso + Cielo raso} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso propio } h = 20 &= \frac{280 \text{ kg/m}^2}{380 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

CARGA VIVA : 100 kg/m^2

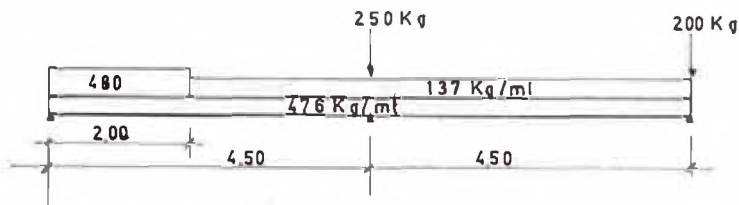
METRADO DE VIGAS

PISO TIPICO

2° - 9°

Vigas Secundarias :

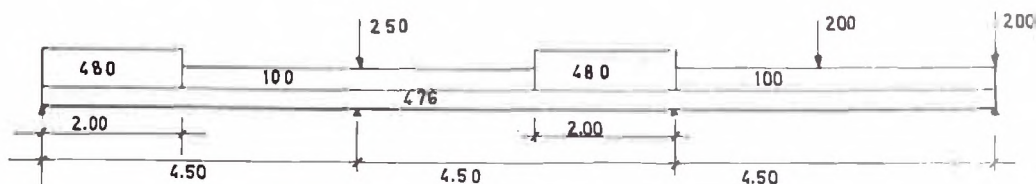
2 V 1' - E G (20 x 45)



CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Aligerado} &= 520 \times .50 = 260 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} &= .20 \times .45 \times 2400 = 216 \text{ kg/m.} \\ P' &= 250 \text{ kg.} \\ P'' &= 200 \text{ kg.} \\ \text{Muro Fachada} &= 200 \times 2.40 = 480 \text{ kg/ml.} \\ \text{Aluminio} &= 100 \text{ kg/ml.} \end{aligned}$$

2 V 1' - A D (20 x 45)



CARGA MUERTA :

Aligerado - $720 \times 0.50 = 360 \text{ kg/m.}$

Peso propio - $.20 \times .45 \times 2400 = \underline{216 \text{ kg/m.}}$
576 kg/ml.

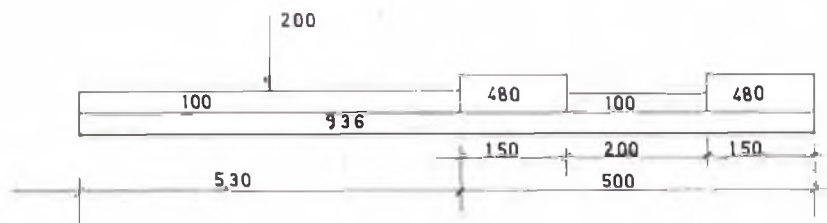
Muro Fachada (Parcial) = 480 kg/ m J.

Ventanas Aluminio = 100 kg/ ml.

P' = 250 kg.

P'' = 200 kg.

2 V A' - 24 (20 x 45)



CARGA MUERTA:

Aligerado - $720 \times 1.00 = 720 \text{ kg/ml.}$

Peso propio $.20 \times .45 \times 2400 = \underline{216 \text{ kg/ml.}}$
936 kg/ m J.

Muro Fachada - $2.40 \times 200 = 480 \text{ kg/ml.}$

Aluminio = 100 kg/ml.

P' = 250 kg.

P'' = 200 kg.

VIGAS DE AMARRE :

2 V 4 - A C (20 x 40)

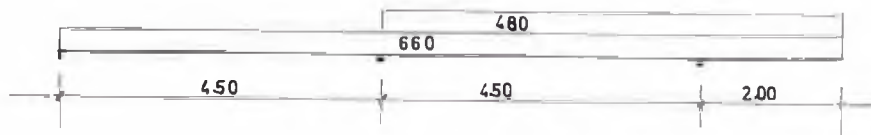
CARGA MUERTA :

Aligerado	420 x 0.50	=	210 kg/ ml.
Peso propio	.20 x .40 x 2400	=	192 kg/ m.
Muro Ladrillo	360 x 2.40	=	<u>870 kg/ m.</u>
			1272 kg/ m.

2 V 3' - A' C (25 x 40)

CARGA MUERTA :

Aligerado	420 x 100	=	420 kg/ ml.
Peso propio	.25 x .40 x 2400	=	240 kg/ ml.
Muro Ladrillo	200 x 2.40	=	480 kg/ ml.



2 V 3 - C G (20 x 35)

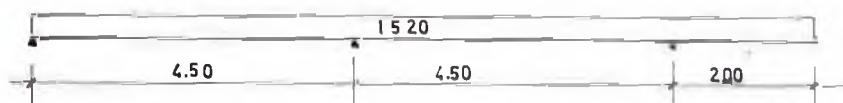
CARGA MUERTA :

Aligerado	420 x 0.50	=	210 kg/ ml.
Peso propio	.20 x .35 x 2400	=	168 kg/ ml.
Muro Ladrillo	360 x 2.40	=	<u>870 kg/ ml.</u>
			1248 kg/ ml.

2 V 2 - A' C (25 x 40)

CARGA MUERTA :

Aligerado	$420 \times 1.00 =$	420 kg/ml.
Peso propio	$.25 \times 40 \times 2400 =$	240 kg/ml.
Muro Ladrillo	$360 \times 2.40 =$	<u>860 kg/ml.</u>
		1520 kg/ml.



2 H 2 C G (60 x 25)

CARGA MUERTA :

Aligerado	$420 \times 1.00 =$	420 kg/ml.
Peso propio	$.60 \times .25 \times 2400 =$	360 kg/ml.
Muro Ladrillo	$200 \times 240 =$	<u>480 kg/ml.</u>
		1260 kg/ml.

2 H 1 A G

CARGA MUERTA :

Aligerado	$420 \times 1.00 =$	420 kg/ml.
Peso propio	$.35 \times 2.5 \times 2400 =$	<u>210 kg/ml.</u>
		630 kg/ml.

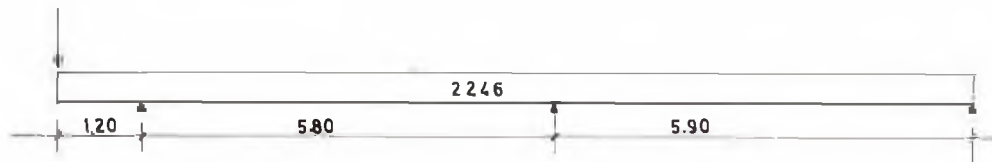
VIGAS PRINCIPALES

2 V G - 1' 3 (20 x 45)

CARGA MUERTA:

Aligerado	520 x 2.25	=	1170 kg/m.
Peso propio	.20 x .45 x 2400	=	216 kg/m.
Muro Ladrillo	360 x 2.40	=	<u>860 kg/m.</u>
			2246 kg/m.

CARGA VIVA : 200 x 2.25 = 450 kg/ml.



2 V F - 1' 3

2 V E - 1' 3

(30 x 45)

CARGA MUERTA :

Aligerado	520 x 4.50	=	2350 kg/m.
Peso propio	.30 x .45 x 2400	=	325 kg/m.
Muro Ladrillo	200 x 2.40	=	<u>480 kg/m.</u>

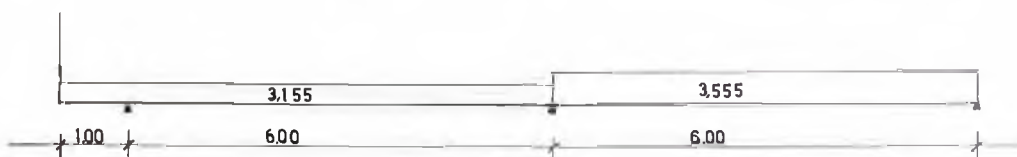
3155 kg/m.

Aligerado	610 x 4.50	=	2750 kg/m.
Peso propio		=	325 kg/m.
Muro Ladrillo		=	<u>480 kg/m.</u>

3555 kg/m.

CARGA VIVA :

200 x 4.50 = 900 kg/m.



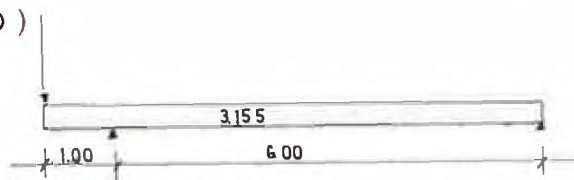
2 V D - 1' 2 (30 x 45)

CARGA MUERTA

Aligerado	520 x 4.50	=	2350 kg/m.
Peso propio	.30 x .45 x 2400	=	325 kg/m.
Muro Ladrillo	200 x 2.40	=	<u>480 kg/m.</u>
			3155 kg/m.

CARGA VIVA : 200 x 4.50 = 900 kg/ml.

P (2 V1' - A D)



2 V D - 23 (20 x 40)

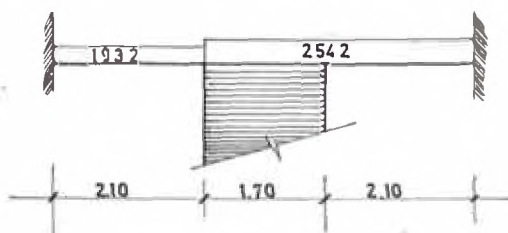
CARGA MUERTA :

Aligerado	520 x 4.50	=	2350 kg/ml.
Peso propio	.20 x .40 x 2400	=	<u>192 kg/ml.</u>
			2542 kg/ml.

Aligerado	610 x 2.85	=	1740 kg/ml.
Peso propio		=	<u>192 kg/ml.</u>
			1932 kg/ml.

CARGA VIVA :

	200 x 4.50	=	900 kg/ml.
	200 x 2.85	=	570 kg/m.



2 V C - 1' 4 (30 x 45)

CARGA PERMANENTE :

TRAMO 1 - 2 :

Aligerado	520 x 4.50	=	2350 kg/m.
Peso propio	.30 x .45 x 2400	=	324 kg/m.
Muro	200 x 2.4	=	<u>480 kg/m.</u>
			3254 kg/m.

CARGA VIVA :

$$200 \times 4.5 = 900 \text{ kg/m.}$$

TRAMO 2 - 2 :

CARGA MUERTA :

Aligerados	520 x 4.50	=	2350 kg/m.
Peso propio		=	<u>324 kg/m.</u>
			2674 kg/m.

CARGA VIVA :

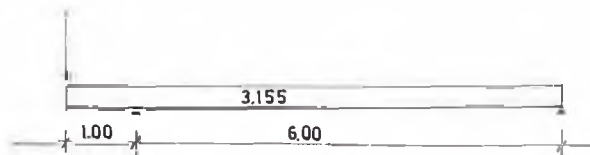
$$200 \times 4.50 = 900 \text{ kg/m.}$$

CARGA MUERTA :

Aligerado	520 x 2.75	=	1430 kg/m.
Peso propio		=	324
Muro		=	<u>480</u>
			2234

CARGA VIVA :

$$200 \times 2.75 = 550 \text{ kg/m.}$$



CARGA PERMANENTE :

Aligerado	520 x 2.25	=	1170 kg/m.
Peso propio		=	<u>324 kg/m.</u>
			1494 kg/m.
		-	Reacción escalera.

CARGA VIVA :

$$200 \times 2.25 = 450 \text{ kg/m.}$$

TRAMO 3 - 4

CARGA MUERTA :

Aligerado	520 x 2.25	=	1170 kg/m.
Peso propio		=	324 kg/m.
Muro		=	<u>480 kg/m.</u>
			1974 kg/m.

CARGA VIVA :

$$200 \times 2.25 = 450 \text{ kg/m.}$$

P (2 V 1' - A D)

CARGA VIVA:

$$200 \times 3.25 = 650 \text{ kg/m.}$$

NIVEL AZOTEA

VIGAS SECUNDARIAS

10 V' A' - 14 (20 x 30)

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 1.00	=	380 kg/m.
Peso propio	.20 x .30 x 2400	=	<u>144 kg/m.</u>
			524 kg/m.

CARGA VIVA:

$$100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m.}$$

VIGAS DE AMARRE :

10 V' 4 - A' C (20 x 30)

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 1.00	=	380 kg/m.
Peso propio	.20 x .30 x 2400	=	<u>144 kg/m.</u>
			424 kg/m.

10 H 3 - A' C (60 x 20)

CARGA MUERTA :

Aligerado		=	380 kg/m.
Peso Propio	.60 x .20 x 2400	=	<u>288 kg/m.</u>
			668 kg/m.

10 V' 3 - D 6 (20 x 30)

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Aligerado} & 380 \times 0.50 = 190 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .20 \times .30 \times 2400 = \underline{144 \text{ kg/m.}} \\ & 334 \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

10 H 2 - A' G (60 x 20)

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Aligerado} & 380 \times 1.00 = 380 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .60 \times .20 \times 2400 = \underline{288 \text{ kg/m.}} \\ & 668 \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

10 V' 1 - A' G (20 x 30)

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Aligerado} & 380 \times .50 = 190 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .20 \times .30 \times 2400 = \underline{144 \text{ kg/m.}} \\ & 334 \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

VIGAS PRINCIPALES :

10 V' G - 13 (20 x 30)

CARGA MUERTA :

$$\begin{aligned} \text{Aligerado} & 380 \times 2.25 = 855 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .20 \times .30 \times 2400 = \underline{144 \text{ kg/m.}} \\ & 999 \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 2.25 = 225 \text{ kg/m.}$$

10 V F - 12 (25 x 40) 10 V E - 12

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 4.50	=	1700 kg/m.
Peso propio	.25 x .40 x 2400	=	<u>240 kg/m.</u>
			1940 kg/m.

CARGA VIVA :

	100 x 4.50	=	450 kg/m.
--	------------	---	-----------

10 H F - 23 (80 x 20) 10 H E - 23

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 4.50	=	1700 kg/m.
Peso propio	.80 x .20 x 2400	=	<u>385</u>
			2085 kg/m.

CARGA VIVA :

	100 x 4.50	=	450 kg/m.
--	------------	---	-----------

10 V D - 12 (25 x .40)

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 4.50	=	1700 kg/m.
Peso propio	.25 x .40 x 2400	=	<u>240</u>
			1940 kg/m.

CARGA VIVA : 100 x 4.50 = 450 kg/m.

10 V D - 23

CARGA MUERTA :

Aligerado	380 x 4.50	=	1700 kg/m.
Peso propio	.20 x .35 x 2400	=	<u>168 kg/m.</u>
			1868 kg/m.

CARGA VIVA :

$$100 \times 4.50 = 450 \text{ kg/m.}$$

CARGA MUERTA :

$$\text{Aligerado} \quad 380 \times 2.85 = 1080 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Peso propio} \quad .20 \times 35 \times 2400 = \underline{108}$$

$$1248 \text{ kg/m.}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 2.85 = 285 \text{ kg/m.}$$

$$10 \text{ V' C} - 14 \quad (25 \times 40)$$

CARGA MUERTA :

$$\text{Aligerado} \quad 380 \times 4.50 = 1700 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Peso propio} \quad .25 \times .40 \times 2400 = \underline{240 \text{ kg/m.}}$$

$$1940 \text{ kg/m.}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 4.50 = 450 \text{ kg/m.}$$

CARGA MUERTA :

$$\text{Aligerado} \quad 380 \times 2.70 = 1030 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Peso propio} \quad .25 \times .40 \times 2400 = \underline{240}$$

$$1270 \text{ kg/m.}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 2.70 = 270 \text{ kg/m.}$$

CARGA MUERTA :

$$\text{Aligerado} \quad 380 \times 2.25 = 860 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Peso propio} \quad \underline{240}$$

$$1100 \text{ kg/m.}$$

- reacción escalera.

CARGA VIVA :

$$100 \times 2.25 = 225 \text{ kg/m.}$$

CARGA MUERTA :

$$\begin{array}{rcl} \text{Aligerado} & 380 \times 2.25 & = 860 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & & = \underline{240} \\ & & 1100 \text{ kg/m.} \end{array}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 2.25 = 225 \text{ kg/m.}$$

$$10 \text{ H B} - 14 \quad (75 \times 20)$$

CARGA MUERTA :

$$\begin{array}{rcl} \text{Aligerado} & 380 \times 4.50 & = 1700 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .75 \times .20 \times 2400 & = \underline{360 \text{ kg/m.}} \\ & & 2060 \text{ kg/m.} \end{array}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 4.50 = 450 \text{ kg/m.}$$

$$10 \text{ H A} - 14 \quad (70 \times 20)$$

CARGA MUERTA :

$$\begin{array}{rcl} \text{Aligerado} & 380 \times 3.25 & = 1240 \text{ kg/m.} \\ \text{Peso propio} & .70 \times .20 \times 2400 & = \underline{336} \\ & & 1576 \text{ kg/m.} \end{array}$$

CARGA VIVA :

$$100 \times 3.25 = 325 \text{ kg/m.}$$

REDUCCION DE SOBRECARGAS EN VIGAS

El criterio a usarse en la reducción de sobrecargas, será válido solo para el diseño de vigas, ya que para columnas y zapatas se emplea otro criterio de reducción de sobrecarga.

La sobrecarga de diseño de cualquier elemento sobre el que inciden 15 m^2 ó más, puede reducirse a razón de 0.8% por cada m^2 de área soportada.

La reducción no excederá el 60% ni el valor dado por la fórmula

$$R = 23.1 \left(1 + \frac{D}{L} \right)$$

No habrá reducción para sobrecargas de 500 kg/m^2 .

NOTA :

En vigas del nivel de la azotea no hacemos reducción de sobrecarga.

VIGAS DE PISO TIPICO :

T V 6 - 1' 3

Tramo 1' - 1 :	$= 2.25 \times 1.00 = 2.25 \text{ m}^2$	15 m^2
Tramo 1 - 2; 2 - 3	$= 6.00 \times 2.25 = 15.5 \text{ m}^2$	15 m^2

T V F - 1 3

Tramo 1' - 1	$= 4.50 \times 1.00 = 4.50 \text{ m}^2$	15 m^2
Tramo 1 - 2; 2 - 3	$= 6.00 \times 4.50 = 27 \text{ m}^2$	15 m^2

$$R = 27.00 \times 0.8 = 21.6 \quad 22$$

$$WL = 900 \text{ Kg/ml}$$

$$WL R = .78 \times 900 = 700 \text{ Kg/ml}$$

TE - 1' 3

Tramo 1' - 1	$i = 2.25 \times 1.00 = 2.25$	15.00
Tramo 1 - 2; 2 - 3	$i = 6.00 \times 4.50 = 27$	15.00

$$WL R = .78 \times 900 = 700 \text{ Kg/m}$$

TD - 1' - 3

Tramo 1' - 1	$i = 2.25 \times 1.00 = 2.25$	15.00
Tramo 1 - 2	$i = 6.00 \times 4.60 = 27$	15.00

$$WL R = .78 \times 900 = 700 \text{ Kg/m}$$

Tramo 2 - 3	$i = 15 \text{ m}^2$
-------------	----------------------

TC - 1' 4

Tramo 1' - 1	$i = 15 \text{ m}^2$	
Tramo 1 - 2	$i = 6.00 \times 4.50 = 27$	15.00

$$WL R = .78 \times 900 = 700 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 2 - 3 y 3 - 4	$i = 15 \text{ m}^2$
---------------------	----------------------

TB - 1' 4

Tramo 1' - 1	$i = 15.00 \text{ m}^2$	
Tramo 1 - 2; 2 - 3	$i = 6.00 \times 4.50 = 27$	15.00

$$WL R = .78 \times 900 = 700 \text{ Kg/ml}$$

Tramo 3 - 4	$i = \frac{6.00 + 5.5}{2} \times 4.5 = 26$	15
-------------	--	----

$$R = 26 \times 0.8 = 20$$

$$WL R = .80 \times 900 = 720 \text{ Kg/m}$$

TA - 1' 4

$$\begin{array}{l} \text{Tramo 1' - 1} \\ \text{Tramo 1 - 2} \end{array} \quad \begin{array}{l} i \\ i \end{array} \quad \begin{array}{l} 15.00 \text{ m}^2 \\ = 4.25 \times 6.00 = 25.5 \end{array} \quad \begin{array}{l} \\ 15 \end{array}$$

$$R = 25.5 \times 0.8 = 20.5$$

$$WL R = 79.5 \times 850 = 680 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Tramo 2 - 3} \quad i = 6.00 \times 3.25 = 19.6 \quad 20$$

$$R = 20 \times 0.8 = 16$$

$$WL R = .84 \times 650 = 550 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Tramo 3 - 4} \quad i = \frac{5.5 + 5}{2} \times 3.25 = 17.1 \quad 17$$

$$R = 17 \times 0.8 = 13.6 \quad 14$$

$$WL R = 0.86 \times 650 = 560 \text{ Kg/m}$$

ALIGERADOS

ALIGERADOS

ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO

El análisis estructural lo hemos realizado empleando el método de Cross de dos ciclos ya que la variedad de luces no nos permite usar coeficientes

Para el diseño hemos empleado el método clásico de diseño a la rotura.

El doblado y puntos de corte lo hemos realizado según el doblado práctico y empleando tablas.

Especificaciones :

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 32 \text{ cm}$$

$$P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{K_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{0.85 \cdot 0.175}{2.8} \times \frac{6000}{6000 + 2800} = 0.023$$

$$a = \frac{P f_y d}{.85 f'_c} = \frac{0.023 \times 2.8 \times 22}{.85 \times 175} = 9.5$$

$$M_{U_{\max}} = 0.85 b' a f'_c \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 10 \times 9.5 \times 0.175 (22 - 4.75) = 2420 \text{ Kg-m}$$

$$M_{U_{\max}} > \text{Máx. Momento en viguetas.}$$

$$M_u = + 73.4 \text{ tn-cm (Máx. Momento positivo)}$$

$$A_s = \frac{73.4}{0.9 \times 2.8 (22 - 2.5)} = 1.34$$

$$p = \frac{1.34}{40 \times 22} = 0.00152$$

$$a = 1.18 \times 0.00152 \times \frac{2.8}{0.175} \times \frac{22}{.85} = 0.74 \text{ cm} < t \text{ (se puede analizar como sección rectangular).}$$

Verificación por corte :

$$V_{d_{\max}} = 1077 \text{ Kg.}$$

$$V_u = \frac{1077}{10 \times 22} = 4.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{c_{\max}} = 1.1 \phi 0.53 \sqrt{f'_c} = 1.1 \times .85 \times .53 \sqrt{175} = 6.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{c_{\max}} > V_u \text{ (no se necesita ensanche)}$$

ACERO DE TEMPERATURA Y REPARTICION

$$A_s = 0.002 b t = 0.002 \times 100 \times 5 = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 1/4 @ .30$$

ALIGERADO TIPOICO TA

$C_{MR} = 313 \text{ Kg/ml}$
 $C_{VR} = 144 \text{ Kg/ml}$

	1	2	3	4	5	6	7
M _D	100 -460	0.56 - 460 - 528	0.5 - 528 - 528	0.5 - 528 - 528	0.5 - 528 - 528	0.5 - 528 - 528	1.00 - 528 - 906
M _{D+L}	-670 + 40	- 670 - 770 + 335 - 61	- 770 - 770 + 385 - 61	- 770 - 770 + 385 - 61	- 770 - 770 + 385 - 61	- 770 - 770 + 385 - 61	- 770 - 1194 - 61
	-710 +710	-1005 - 831 + 98 - 76	- 845 - 831 + 7 - 7	- 831 - 831 + 46 - 831	- 831 - 831 + 46 - 831	- 831 - 702 + 61 - 64	- 831 - 1194 - 363
M _R ^{max}	-335 +960	- 907 - 907 + 960 +1020	- 838 - 838 +1020 +1020	- 831 - 831 +1020 +1020	- 831 - 831 +1020 +1020	- 767 - 766 +1020 +1020	- 1194 - 1194 +1020 +1194
CH	-138 +822	+ 138 + 15 +1098 +1035	- 15 + 2 +1005 +1022	- 2 +1018 +1020	+ 14 +1020 1034	- 14 - 95 +1006 + 925	+ 95 +1115 +1194
V _d ^{max}	+755	+1019 + 956	926 943	939 941	941 955	927 1047	1047 1005
A _s cm ²	0.62	1.18	1.62	1.62	1.62	1.47	2.36
φ	1 φ/2	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/3/8	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2
		0.89	0.87	0.87	0.87	0.87	0.74
		1 φ/2	1 φ/2	1 φ/2	1 φ/2	1 φ/2	1 φ/2
		1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	1 φ/2 + 1 φ/38	2 φ/2

$A_{s \text{ min}} = .005 b' d$
 $= 1.1 \text{ cm}^2/\text{mg}$

ALIGERADO TIPICO . TB

$C_{MR} = 313 \text{ Kg/ml}$
 $C_{VR} = 144 \text{ Kg/ml}$

	1	2	3	4	5	6	7	8	
MD	1.00 -320	0.568 -320	0.435 -528	0.5 -528	0.5 -528	0.5 -528	0.5 -528	0.296 -528	0.704 -94
M _{D+L}	+235 +16	+235 -16	+385 -61	+385 -61	+385 -61	+385 -61	+385 -61	+385 -61	+138 +59
	+454 -454	+72 -72	+73 -73	+46 -46	+46 -46	+46 -46	+46 -46	+39 -39	+207 -207
M _{max}	-235 +800	-777 +800	-777 +800	-831 +831	-831 +831	-831 +831	-831 +831	-644 +1020	+59 +435
RI	+800	+1020	+1020	+1020	+1020	+1020	+1020	+1020	+435
CH	-155	+155	+16	-4	-4	-4	-4	-45	+376
R _{max}	+645	+955	+1036	+1016	+1016	+1024	+1065	+975	+811
V _d	+578	+876	+957	+937	+941	+946	+986	793	626
A _s	0.43	0.74	1.48	0.87	1.62	1.66	0.91	1.22	0.107
A _{s min}	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2	1φV2
φ		2φ38	1φ38	1φ38	1φ38	1φ38	1φ38	1φ1/2	1φV2

ALIGERADO PISO TIPICO T C

$$C_M = 610/2.5 = 244 \text{ kg/m.} \quad C_{MR} = 1.5 \times 244 = 365 \text{ kg/m.}$$

$$C_V = 200/2.5 = 80 \text{ kg/m.} \quad C_{VR} = 1.8 \times 80 = 144 \text{ kg/m.}$$

	G		F			E		D	
	1.00		0.578	0.422		0.5	0.5	0.00	
M_D	-330		- 330	- 616		- 616	- 616	- 616	
M_{D-L}	-460 + 45	+ 230 - 45	- 460 - 230	- 860 - 61	+ 430 + 44	- 860 - 111	- 860 -	+ 430 -	- 860 - 122
	-415 +415	+ 182 -	- 690 - 134	- 921 + 97	+ 83 -	- 971 + 56	- 860 - 56	+ 61 -	- 982 -
$M^{\circ}\text{máx.}$	-230	+ 367	- 824	- 824	+ 557	- 915	- 916	+ 491	- 982
R I	+840		+ 840	+1140		+ 1140	+1140		+1140
C H	-180		+ 180	- 20		+ 20	- 15		+ 15
R máx.	+660		+ 1020	+1120		+ 1160	+1125		+1155
V_d	+586		938	1038		1078	1043		1144
A_s	0.63	0.67	1.6		1.00	1.77		0.89	2.27
$A_s \text{ m}^{\text{in}}$ (1.1) \emptyset	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2 - 1 \emptyset 3/8		1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2 - 1 \emptyset 3/8		1 \emptyset 1/2	2 \emptyset 1/2

ALIGERADO T D

$$C_{MR} = 365 \text{ kg/ml.}$$

$$C_{VR} = 144 \text{ kg/ml.}$$



M_D	-291		-291	-616		-616	-644		-644	-52		-52
M_{D-L}	-406 +62	+203 -62	-406 -203	-860 -55	+430 +39	-860 -106	-900 -93	+460 +69	-900 -70	-71 -	+30.5 -	-71 +224
	-344 +344	+161 -	-609 -182	-915 +124	+80 -	-966 -14	-993 +13	+43 -	-970 +197	-71 -700	-112 -	+153 -
$M_{\text{máx.}}$	-203	+302	-791	-791	+549	-980	-980	+572	-773	-771	-81.5	+153
R_I	+789		+789	+1140		+1140	+1170		+1170	+330		+330
CH	-190		+190	-42		+42	+45		-45	+720		-720
$R_{\text{máx.}}$	+599		+979	+1098		+1182	+1215		+1125	+1050		-390
V_d	524		891	1011		995	1128		1063	-988		-379
A_s	0.37	0.55	1.52		1.00	1.91		1.18	1.47		0.15	0.276
$A_{s \text{ mín.}} (1.1)$ \emptyset	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	2 \emptyset 3/8		1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	-1 \emptyset 3/8	1 \emptyset 1/2	2 \emptyset	1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2

ALIGERADO TIPICO T E

$$C_{MR} = 313 \text{ kg/ml.}$$

$$C_{VR} = 144 \text{ kg/ml.}$$

	1.10		4.50			4.50			1.90			
	0		0.805	0.195		0.5	0.5		0.296	0.704		1.00
M_D	- 32		- 32	- 528		-528	- 528		- 528	- 94		- 94
M_{D-L}	- 46 +194	+ 23 - 97	- 46 -	- 770 - 61	+ 385 + 37	-770 - 72	- 770 - 100	+ 385 + 75	- 770 - 61	- 138 - 69	+ 69 + 59	-138 +138
	+148 -	-	- 46 - 630	- 831 + 153	+ 54 -	-842 - 14	- 870 + 14	+ 40	- 831 + 185	- 207 - 440	-134 6	- 0 + 0
$M_{m\acute{a}x}$	+148	- 74	- 676	- 678	+ 476	-856	- 856	+ 400	- 646	- 647	6	- 69
R I	+250		+ 250	+1030		+1030	+1030		+1030	+ 435		+435
CH	- 750		+ 750	- 40		+ 40	+ 47		- 47	+ 300		-300
$R_{m\acute{a}x}$	-500		1000	+ 990		+ 1070	+1047		+ 983	+ 735		+ 135
Vd	-490		921	911		991	968		797	549		+ 80
As	276	0.135	1.28	0.87		1.66	0.74		1.22	Asm.		0.126
As m. \emptyset	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset	1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	-1 \emptyset 3/8	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2

ALIGERADO TIPICO T F

$$C_{MR} = 313 \text{ kg/ml.}$$

$$C_{VR} = 144 \text{ kg/ml.}$$



	1.00		0.5	0.5		0.296	0.704		1.00
M_D	- 528		- 528	- 528		- 528	- 94		- 94
$M_D - L$	- 770 - 63	+ 385 + 31	- 770 - 385	- 770 - 100	+ 385 + 77	- 770 - 63	- 138 - 69	+ 69 + 59	- 138 + 138
	- 833 + 833	+ 290 -	- 1055 + 93	- 870 - 93	+ 47 -	- 833 + 185	- 207 - 440	- 138 -	- -
$M_{m\acute{a}x.}$	- 385	+ 606	- 962	- 963	+ 509	- 648	- 647	- 10	- 69
R I	+1020		+ 1020	+ 1020		+1020	+ 435		+ 435
C H	- 128		+ 128	+ 70		- 70	+ 305		- 305
R m\acute{a}x.	+ 892		+ 1148	+ 1090		+ 950	+ 740		+ 130
V_d	813		1069	1011		+ 764	713		+ 74
As	0.71	1.1.	1.9		0.925	1.22		As m.	0.126
As m. \emptyset	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2 - 1 \emptyset 3/8		1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2	1 \emptyset 1/2

PISO TIPICO .-

T G

$$C_M = 520/2.5 = 208 \text{ kg/m.} \quad C_{MR} = 208 \times 1.5 = 313 \text{ kg/m.}$$

$$C_V = 200/2.5 = 80 \text{ kg/m.} \quad C_{VR} = 80 \times 1.8 = 144 \text{ kg/m.}$$

	G		F		E	
	1.00		0.5	0.5		1.00
M° Carga Muerta	- 528		- 528	- 528		- 528
M° Carga Total	- 770	+ 385	- 770	- 770	+ 385	- 770
	- 60	+ 60	- 385	- 385	+ 60	- 60
Suma	- 830	+ 289	- 1155	- 1155	+ 289	- 830
Distribución	+ 830	-	-	-	-	+ 830
M° Total Máx.	- 385	+ 734	- 1155	- 1155	+ 734	- 385
R I	+1020		+ 1020	+1020		+ 1020
C H	- 170		+ 170	+ 170		- 107
R máx.	+ 850		+ 1190	+1190		+ 850
Vd	783		1111	1111		783
A _s	1.52	1.34	2.21		1.34	1.52
A _{sm} ∅	1∅1/2 + 1∅ 3/8	1 ∅ 1/2	2 ∅ 1/2		1∅ 1/2	1∅1/2 + 1∅ 3/8

ALIGERADO TIPICO. T H

$C_{MR} = 313 \text{ Kg/ml}$

$C_{VR} = 144 \text{ Kg/ml}$

	D		C		B		A		A'
	1.00	0.5	0.5	0.5	0.5	- 0.5	1.00	0.0	
MD	- 528	- 528	- 528	- 528	- 528	- 528	- 528	- 906	
MD+L	- 770	+ 385	- 770	+ 385	- 770	+ 385	- 770	- 1194	
	- 61	+ 61	- 385	+ 46	- 61	+ 68	- 51	- 61	
	- 831	+ 289	- 1155	+ 46	- 831	- 702	+ 61	- 1194	
	+ 831	+ 162	+ 162	- 162	+ 64	- 64	- 363		
M_{max}	- 385	+ 735	- 993	+ 477	- 767	- 766	+ 395	- 1194	
R I	+ 1020	+ 1020	+ 1020	+ 1020	+ 1020	+ 1020	+ 1020	+ 1194	
CH	- 135	+ 135	+ 226		- 226	+ 106	- 106		
R_{max}	+ 885	+ 1155	+ 1246		+ 794	+ 1126	+ 914	+ 1194	
V_d	806	1076	1167		715	1047	835	974	
A_s	1.52	1.36	1.92	0.87	1.47		0.74	2.36	
$A_{sm} \phi$	2 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2	2 ϕ 3/8		1 ϕ 1/2	2 ϕ 1/2	

ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DE ALIGERADOS - PISO AZOTEA

$$f'_c = 175 \text{ Kg/m}^2$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$P_{\text{máx}} = 0.75 \times 0.85 \times \frac{K_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = \frac{0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times 0.175}{2.8} \times \frac{6000}{6000 + 2800}$$

$$P_{\text{máx}} = 0.023$$

$$a = \frac{p f_y \cdot d}{.85 f'_c} = \frac{0.023 \times 2.8 \times 17}{.85 \times 175} = 7.35$$

$$M_{U \text{ máx}} = 0.85 b' a f'_c \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 10 \times 7.35 \times 0.175 \left(17 - \frac{7.35}{2} \right)$$

$$M_{U \text{ máx}} = 1,460 \text{ Kg-m}$$

$$M_{U \text{ máx}} > \text{Máx. Mom. en viguetas}$$

$$M_U = + 56.35 \text{ tn-m (Máx. Mom. Positivo)}$$

$$A_s = \frac{56.35}{0.9 \times 2.8 (17 - 2.5)} = \frac{56.35}{0.9 \times 2.8 \times (145)} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.55}{17 \times 40} = 0.00228$$

$$a = 1.18 \times 0.00228 \times \frac{2.8}{0.175} \times \frac{17}{.85} = 0.378 < t \quad \dots \text{ se considera como rectang.}$$

-o-

Verificación del Corte

$$V_d \text{ máx} = 905 \text{ Kg}$$

$$V_U = 905/10 \times 17 = 5.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c \text{ máx} = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} = 6.55 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_c \text{ máx} < V_U$$

No necesita ensanche

ALIGERADO 10 A

$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$

$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$

	G		F		E		D		C		B		A		A
	1.000		0.553	0.447	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.294	0.706	1.00
-	319		- 319	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 485	- 838	- 83.8
-	400	+ 200	- 400	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 609	- 1047	- 104.7
+	23.51	- 23.51	- 200	- 31	- 64.9	- 31	- 31	- 31	- 31	- 31	- 31	- 31	- 31	- 52.35	+ 134.0
-	376.49	55.30	- 600	- 640	- 673.9	- 640	- 640	- 640	- 640	- 640	- 685.9	- 640	- 640	- 134.0	+ 29.3
+	376.49		- 22.12	+ 17.88	+ 16.95	- 16.95	- 640	- 640	- 640	- 640	- 22.95	+ 22.95	+ 142	- 340.95	- 29.3
-	200	231.79	- 622.12	- 622.12	- 656.95	- 656.95	- 640	- 640	- 640	- 640	- 662.95	- 662.95	- 498	- 498	- 52.35
R.I.	476		476	810	810	810	810	810	810	810	810	810	810	337	337
C.H.	- 116		+ 116	- 7.7	+ 7.7	+ 3.75	- 3.75	- 3.75	- 5.09	- 5.09	5.09	+ 7.4	- 7.4	238	- 238
V _d	360		592	802.3	817.7	873.75	806.25	810	810	804.91	815.09	884	736	575	99
V _{trío}	324		552	762.3	771.7	773.75	766.25	770	770	764.91	680.09	749	610	449	63
A _s	0.512	0.542	1.60	0.891	1.68	0.835	1.64	0.835	1.64	0.835	1.76	0.90	1.24	0.085	0.124
φ	1φ38	1φ38	1φ38 + 1φ1/2	1φ38	1φ1/2 + 1φ38	1φ38	1φ1/2 + 1φ38	1φ38	1φ1/2 + 1φ38	1φ38	1φ1/2 + 1φ38	1φ38	1φ38	1φ38 + 1φ38	1φ38

ALIGERADO 10 B

$$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$$

$$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$$



	1.000		0.578	0.422		0.500	0.500		0.0
M_D	-241.5		-241.5	-485		-485	-485		-485
M_{D+L}	-326.0	+163.0	-326.0	-609	+304.50	-609	-609	+304.50	-609
	+45.7	-45.7	-163.0	-31	22.40	-77.3			-31
	-280.3	+128.2	-489.0	-640	+58.00	-686.3	-609	+15.50	-640
	+280.3		-87.0	+64		+38.65	-38.65		
$M_{m\acute{a}x}$	-163	+245.5	-576.0	-576	384.90	-647.65	-647.65	+320.0	-640
R.I	592		592	810		810	810		810
C.H.	-125		+125	-15.90		+15.90	+1.70		-1.70
V_u	467		717	794.1		825.9	811.7		808.3
$V_{d\acute{m}ax}$	431		573	650.1		681.9	667.7		808.3
A_s	0.388	0.579	1.48	0.915	1.66	0.690	1.65		
ϕ	1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8

ALIGERADO 10 C

$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$
 $C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$

	C		B		A		A'	
MD	0.00	0.790	0.210	0.500	0.500	0.297	0.703	1.000
M _{D+L}	-34.50	- 34.50	- 485	- 485	- 485	- 485	- 86.40	- 86.40
	+21.70	+ 304.5	+ 609	+ 609	+ 304.50	+ 609	+ 54.15	+ 54.15
	- 8.70	- 21.70	- 31	- 60.15	+ 58.05	- 31	+ 46.00	+ 46.00
	+19.40	+ 65.10	+ 640	+ 669.15	+ 20.02	+ 640	- 132.20	+ 23.90
	-454.90	-454.90	+ 120	- 8.67	+ 142.5	+ 142.5	- 335.05	- 23.90
M _{máx}	-26.00	-520.00	-520.0	-677.82	+382.57	-497.5	-497.50	- 54.15
R.I.	215.5	215.5	810.0	810.0	810.0	810.0	341	341
C.H.	-410.0	+ 410.0	- 68.7	+ 68.7	+ 17.9	- 17.9	+ 234.5	- 234.5
V _u	-194.5	625.5	741.3	878.7	827.9	792.1	575.5	6.5
V _{d máx}	-194.5	585.5	701.3	743.7	692.9	666.1	449.5	- 29.5
A _s	0.0613	1.29	1.29	1.74	0.90	1.23	0.077	0.128
φ	1 φ 3/8	1 φ 1/2	1 φ 3/8	1 φ 1/2 + 1 φ 3/8	1 φ 3/8	2 φ 3/8	1 φ 3/8	1 φ 3/8

ALIGERADO 10 D

$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$

$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$

	G	F	E	D	C'		
MD	1.000	0.569	0.431	0.500	0.241	0.759	0.00
MD+L	-230.05	-230.05	- 485	- 485	- 485	- 48.60	- 48.60
	-289.00	-289.00	+304.5	- 609	+304.50	- 60.90	- 60.90
	+ 55.85	-144.50	+ 22.2	- 81.20	+ 50.05	- 31	+160.00
	-233.15	+112.15	+ 61.0	- 690.2	+ 19.21	- 60.90	+ 99.10
	+233.15	-117.00	+ 89.5	+ 6.92	- 6.92	-439.10	+ 99.10
$M_{\text{máx}}$	-144.50	-550.50	550.5	-683.28	-500.0	- 500.0	+ 99.10
R.I.	560	560	810	810	810	256	256
C.H.	- 131	+ 131	- 29.5	+ 29.5	- 40.6	280	- 280
V_u	429	691	780.5	839.5	769.4	536	- 24
$V_d \text{ máx}$	393	547	636.5	695.5	733.4	500	- 24
A_s	0.345	1.46	0.910	1.76	0.880	1.24	0.117
ϕ	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8

ALIGERADO 10 E

$$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$$

$$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$$



	1.00		0.500	0.500		0.297	0.704		1.00
M_D	- 485		- 485	- 485		- 485	- 86.4		- 86.40
M_{D+L}	- 609	304.5	- 609	- 609	304.5	- 609	-108.3	54.15	-108.30
	- 31	31.0	-304.5	- 77.1	57.9	- 31	- 43.2	36.85	+132.30
	- 640	231.0	-913.5	-686.1	20.0	- 640	-151.5	-132.3	+ 24.0
	+ 640		+113.7	-113.7		+144.2	-344.3		- 24.0
$M_{m\acute{a}x}$	-304.5	566.5	-799.8	-799.8	382.4	-495.8	-495.8	- 41.3	- 54.15
R.I.	810		810	810		810	341		341
C.H.	- 110		+ 110	+ 67.5		- 67.5	+232.5		- 232.5
V_U	700		885	877.5		742.5	573.5		108.5
	760		885	742.5		616.5	447.5		72.5
A_s	0.742	1.34	2.12	0.907	1.238	0.758	0.128		
ϕ	1 ϕ 3/8	1 ϕ 1/2 + +1 ϕ 3/8	2 ϕ 1/2	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8		

ALIGERADO 10 H

$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$

$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$

	D	C	B	A	A'	
M _D	1.000	0.500	0.500	0.297	0.703	1.000
M _{D+L}	- 485	- 485	- 485	- 485	- 86.40	- 86.40
	- 609	- 609	- 609	- 609	- 108.30	- 108.30
	- 31	- 304.50	- 31	- 31	- 54.15	+ 132.30
	- 640	- 913.5	- 640	- 640	- 162.45	- 24.0
	+ 640	+ 136.75	- 23.1	+ 141	- 336.55	- 24.0
M _{máx}	-304.5	-776.75	- 663.1	- 499	- 499.00	- 54.15
R.I.	810	810	810	810	341	341
C.H.	-104.9	+ 104.9	- 25.15	- 36.5	+ 234	- 234
V _u	705.1	914.9	784.85	773.5	575	107
V _d	665.1	874.9	649.85	647.5	449	71
A _s	0.742	2.05	1.70	1.24	0.026	0.128
φ	1 φ 3/8	1 φ 1/2 + 1 φ 3/8	1 φ 3/8 + 1 φ 1/2	2 φ 3/8	1 φ 3/8	1 φ 3/8

ALIGERADO 10 G

$$C_{MR} = 288 \text{ Kg/ml}$$

$$C_{VR} = 72 \text{ Kg/ml}$$

	G		F		E	
	1.00		0.500	0.500		1.00
M_D	- 485		- 485	- 485		- 485
M_{D+L}	- 31	31.0	-304.5	-304.5	228.0	- 609
	- 640	228.0	-913.5	-913.5	31.0	- 640
$M_{m\acute{a}x}$	+ 640					+ 640
	-304.5	563.5	-913.5	-913.5	563.5	-304.5
R.I.	810		810	810		810
C.H.	- 135		+ 135	+ 135		- 135
$V_U \text{ m\acute{a}x}$	675		945	945		675
$V_d \text{ m\acute{a}x}$	639		905	905		639
A_s	0.742	1.375	2.36	1.375	0.742	
ϕ	1 ϕ 3/8	2 ϕ 3/8	2 ϕ 1/2	2 ϕ 3/8	1 ϕ 3/8	

ANALISIS SISMICO

ANALISIS SISMICO

Aplicamos el Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

$$H = UKCP \quad (\text{Cortante en la base del Edificio})$$

$$U = 0.8 \quad (\text{Depende la región sísmica y del Tipo de Edificación})$$

$$K = 0.8 \quad (\text{Los pórticos toman el 25 \% del cortante en la base del Edificio}).$$

COEFICIENTE SISMICO.-

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$$

$$T = 0.05 \frac{h}{\sqrt{D}} = 0.05 \frac{26.95}{29} = 0.25 \quad 0.67$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.25}} = 0.0791$$

$$T' = 0.05 \frac{h}{\sqrt{D}} = 0.05 \frac{26.95}{\sqrt{20}} = 0.30$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.30}} = 0.076$$

VALOR DE P :

NIVEL AZOTEA: (10)

MUROS: Aligerados y Vigas		142.93 Tn.
1/2 columna		8.09
	2.05 x 1.70 x .25 x 2.4	2.10
1/2 Caja de ascensor	2.05 x 1.70 x .25 x 2.4	6.65
Escalera	600 x 3.10 x 2.00	3.71
Placas	3.60 x 0.20 x 1.20 x 2.4	2.07
	$W_D =$	165.55 Tn.
	$25\% w_L = .25 \times 39.4 =$	9.81 Tn
	$W_T =$	175.36 Tn.

Piso Típico (9)

MUROS: Aligerados y vigas		415.65 Tn
Columnas		16.18 Tn
	2.4 x 1.7 x .25 x 2.4	2.45 Tn
Caja de ascensor	2.4 x 6.75 x .20 x 2.4	7.80 Tn
Placas	3.60 x 0.20 x 2.4 x 2.4	3.98 Tn
Escalera		3.71 Tn
	$W_D =$	449.77 Tn
	$25\% w_L$	$72 = 18.00$
	W_T	467.77

Piso Típico: (8)

Muros Aligerados y Vigas		415.65 Tn
Columnas		16.18 Tn
Caja de Ascensor		10.25
Escalera		3.71
Placas		3.98
	$W_D =$	449.77
	$25\% w_L$	$72 = 18.00$
	$W_T =$	467.77

PISO TIPICO (7)

Muros, Aligerados y Vigas	415.65	Tn.
Columnas	19.44	Tn
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	<u>3.98</u>	
	$W_D =$	453.03
25 % W_L	$=$	<u>18.00</u>
	$W_T =$	471.03

PISO TIPO (6)

Muros Aligerados y Vigas	415.65	Tn
Columnas	22.70	
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	<u>3.98</u>	
	$W_D =$	456.29
25 %	$W_L =$	<u>18.00</u>
	$W_T =$	474.29

PISO TIPICO (5)

Muros, Aligerados y Vigas	415.65	Tn
Columnas	22.70	
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	<u>3.98</u>	
	$W_D =$	456.29
25 %	$W_L =$	<u>18.00</u>
	$W_T =$	474.29

PISO TIPICO: (4)

Muros, Aligerados y Vigas	415.65	Tn
Columnas	27.26	
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	3.98	
	$W_D =$	460.85
	$W_L =$	18.00
		478.85

PISO TIPICO : (3)

Muros, Aligerados y Vigas	415.65	Tn
Columnas	31.82	
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	3.98	
	$W_D =$	465.41 Tn
	25 % $W_L =$	18.00
	$W_T =$	483.41

PISO TIPICO (2)

Muros Aligerados y Vigas	415.65	Tn
Columnas	31.82	
Caja de Ascensor	10.25	
Escalera	3.71	
Placas	3.98	
	$W_D =$	465.41
	25 % $W_L =$	18.00
	$W_T =$	483.41

PISO TIPICO (1)

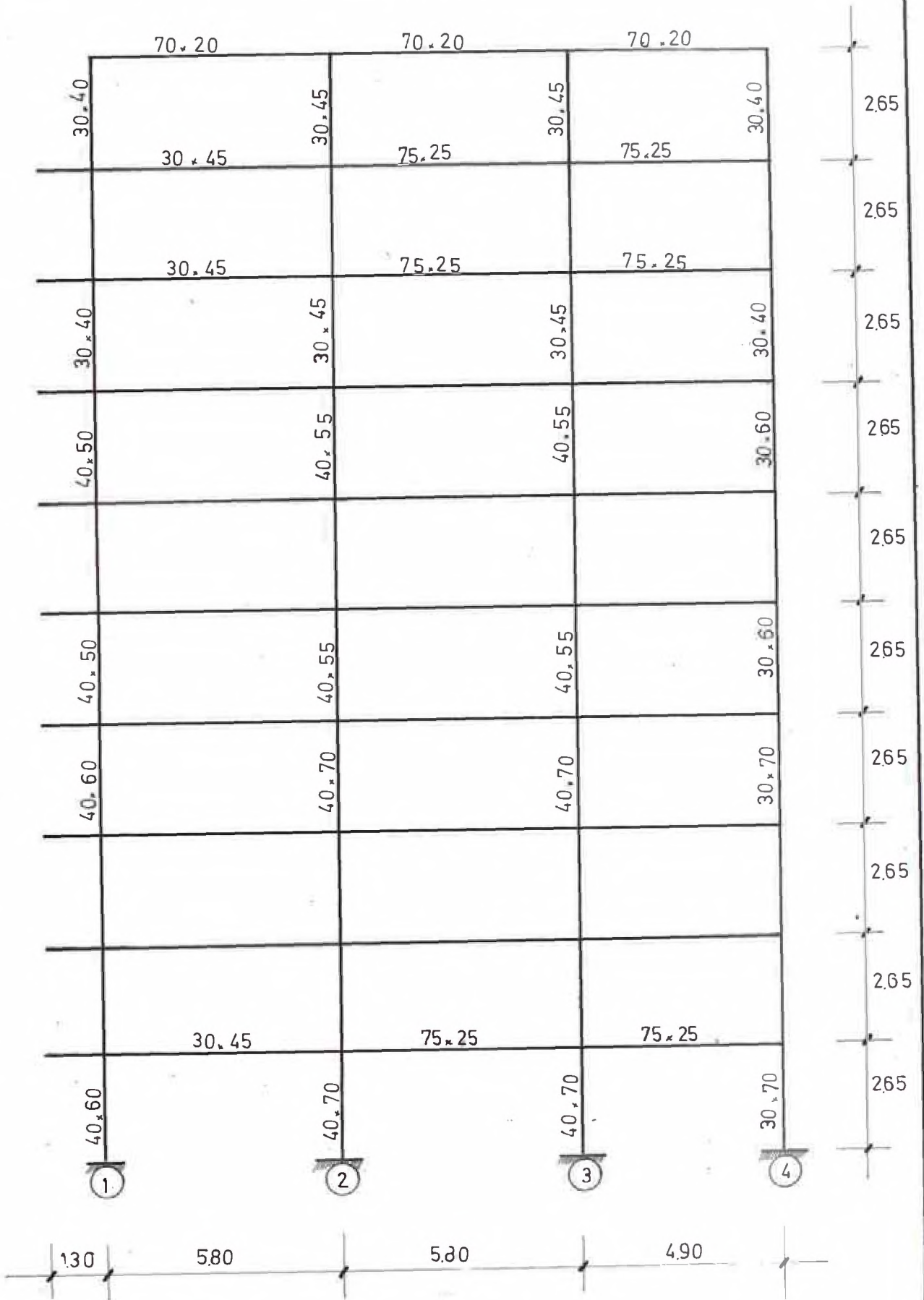
Muros, Aligerados y Vigas	415.65 Tn
Columnas	31.82
Caja de Ascensor	10.25
Escalera	3.71
Placas	<u>3.98</u>

$$\begin{aligned}
 W_D &= 465.41 \text{ Tn} \\
 W_L &= \underline{18.00} \\
 W_T &= 483.41
 \end{aligned}$$

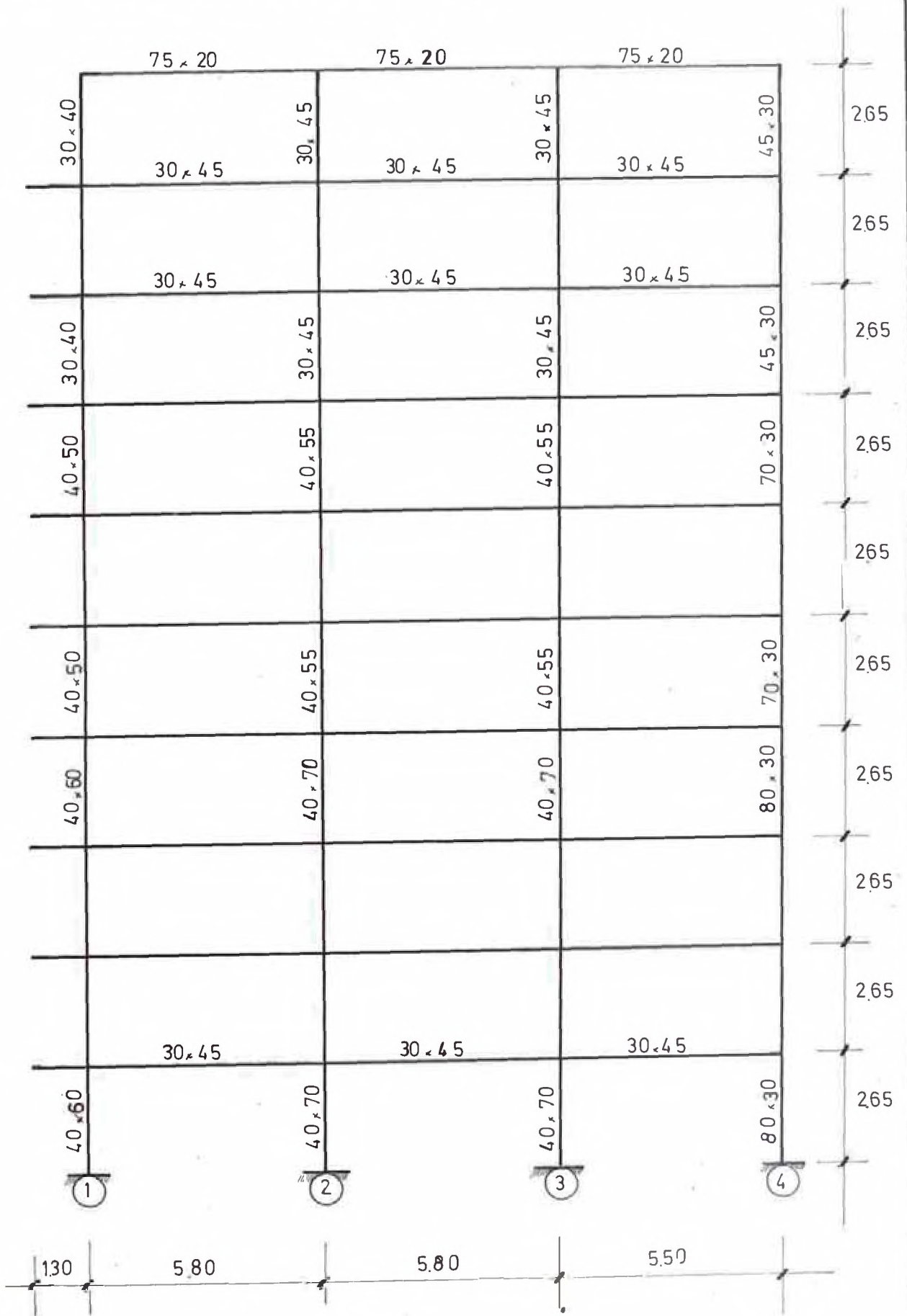
25 %

$$\begin{aligned}
 P &= 175.36 + 467.77 + 467.77 + 471.03 + 474.29 \\
 &+ 474.29 + 478.85 + 483.41 + 483.41 + 483.41
 \end{aligned}$$

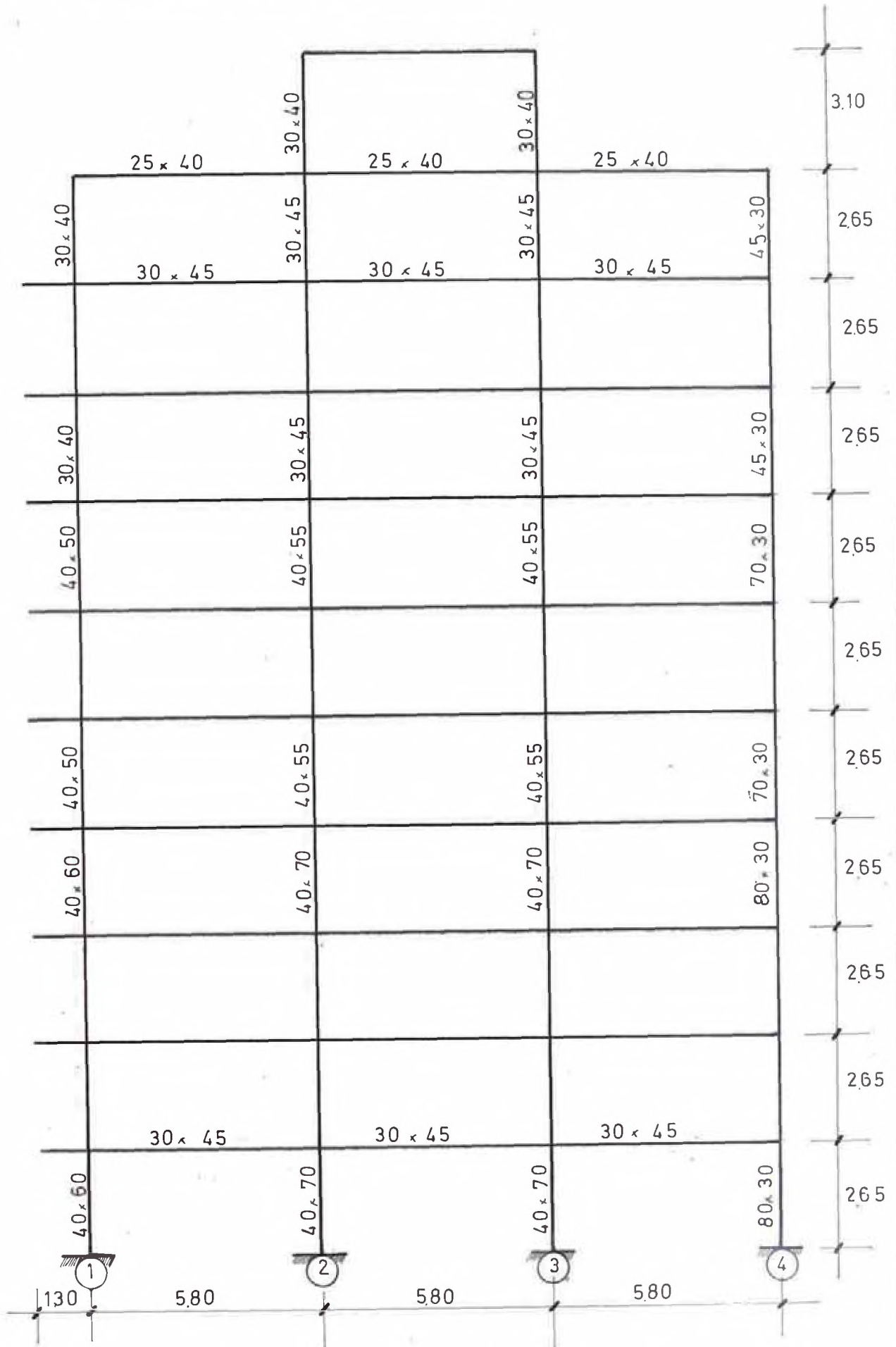
$$H = 0.8 \times 0.8 \times 0.0791 \times 4459.99 = 226 \text{ Tn.}$$



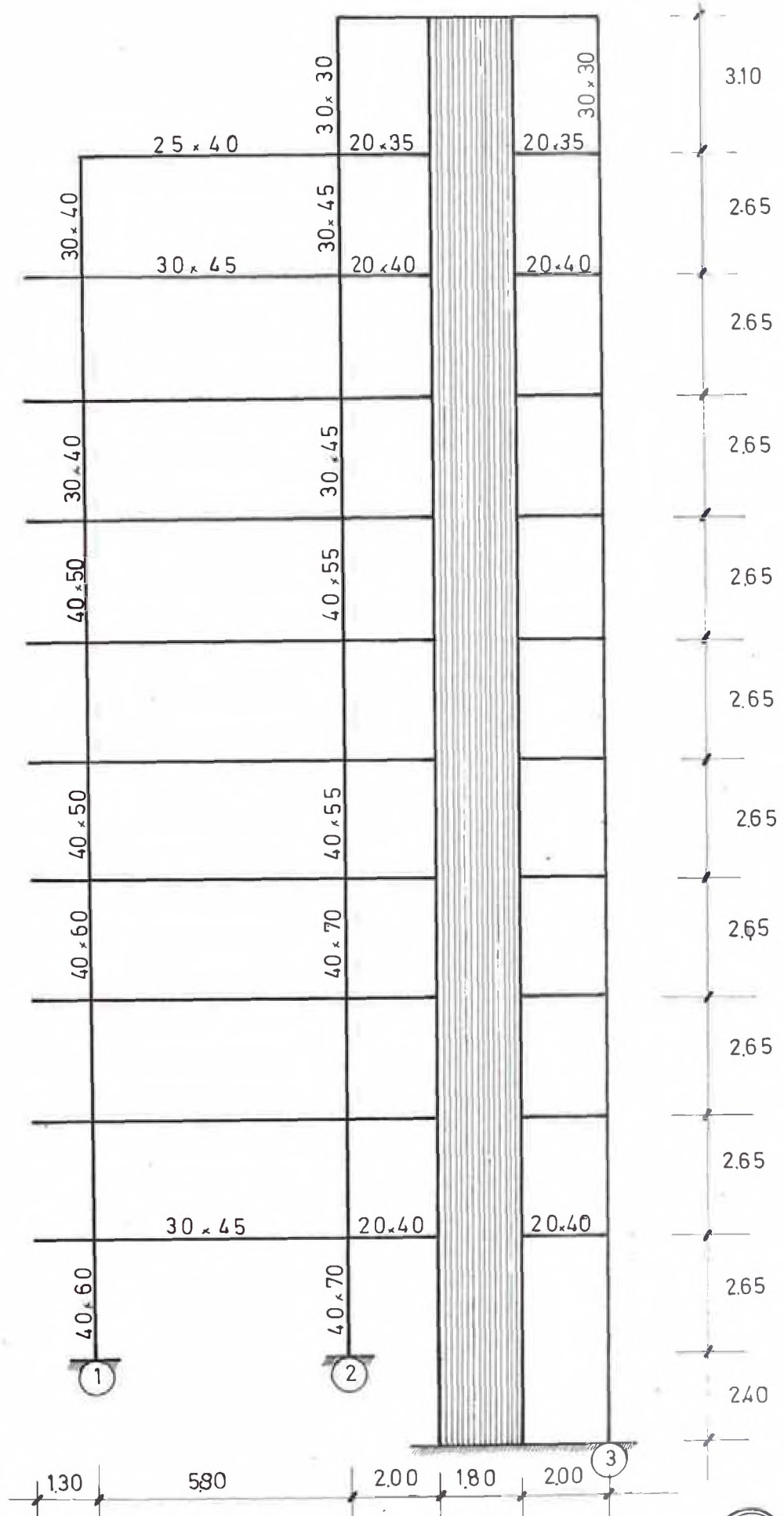
PORTICO - A -



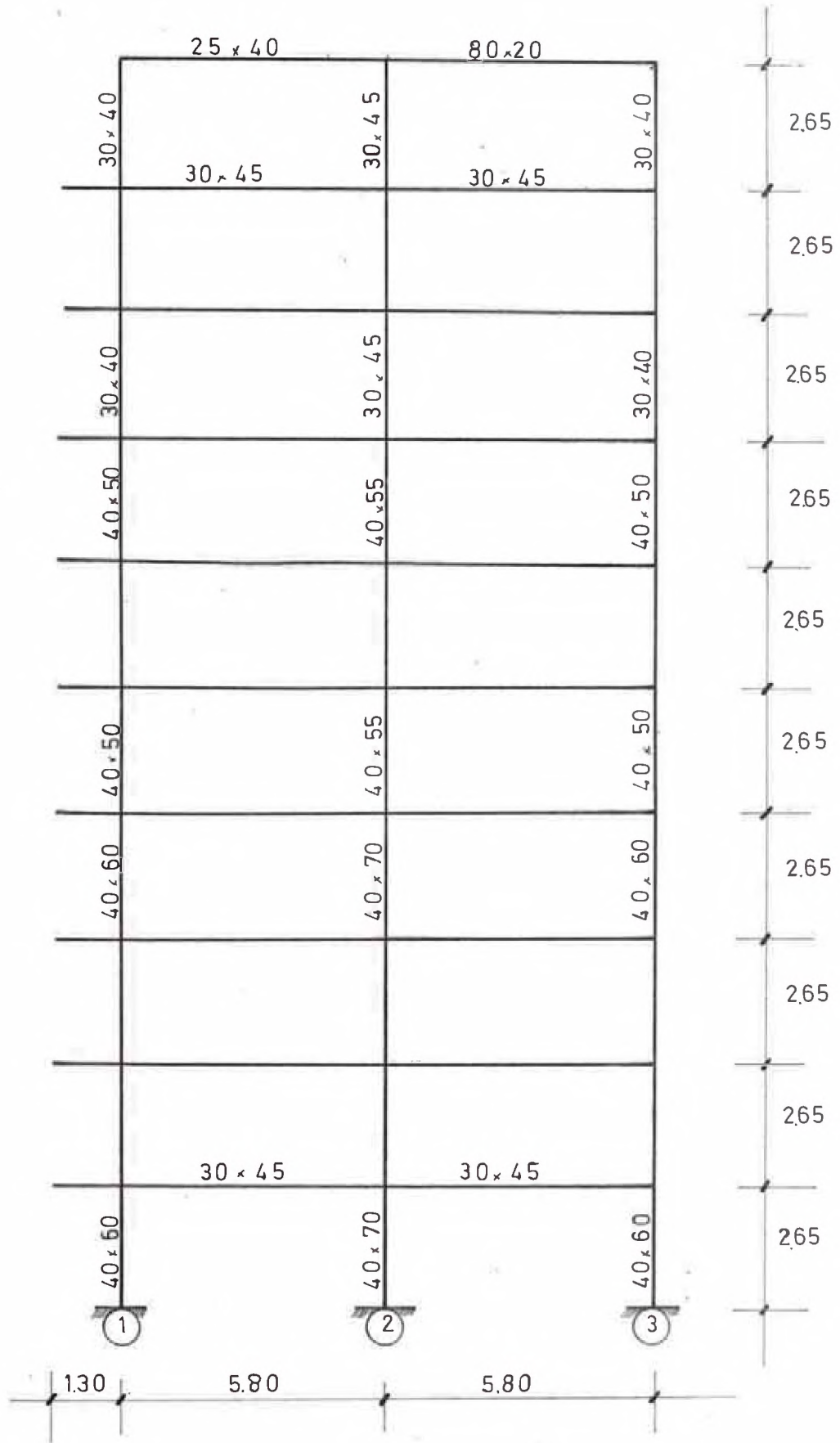
PORTICO - B -



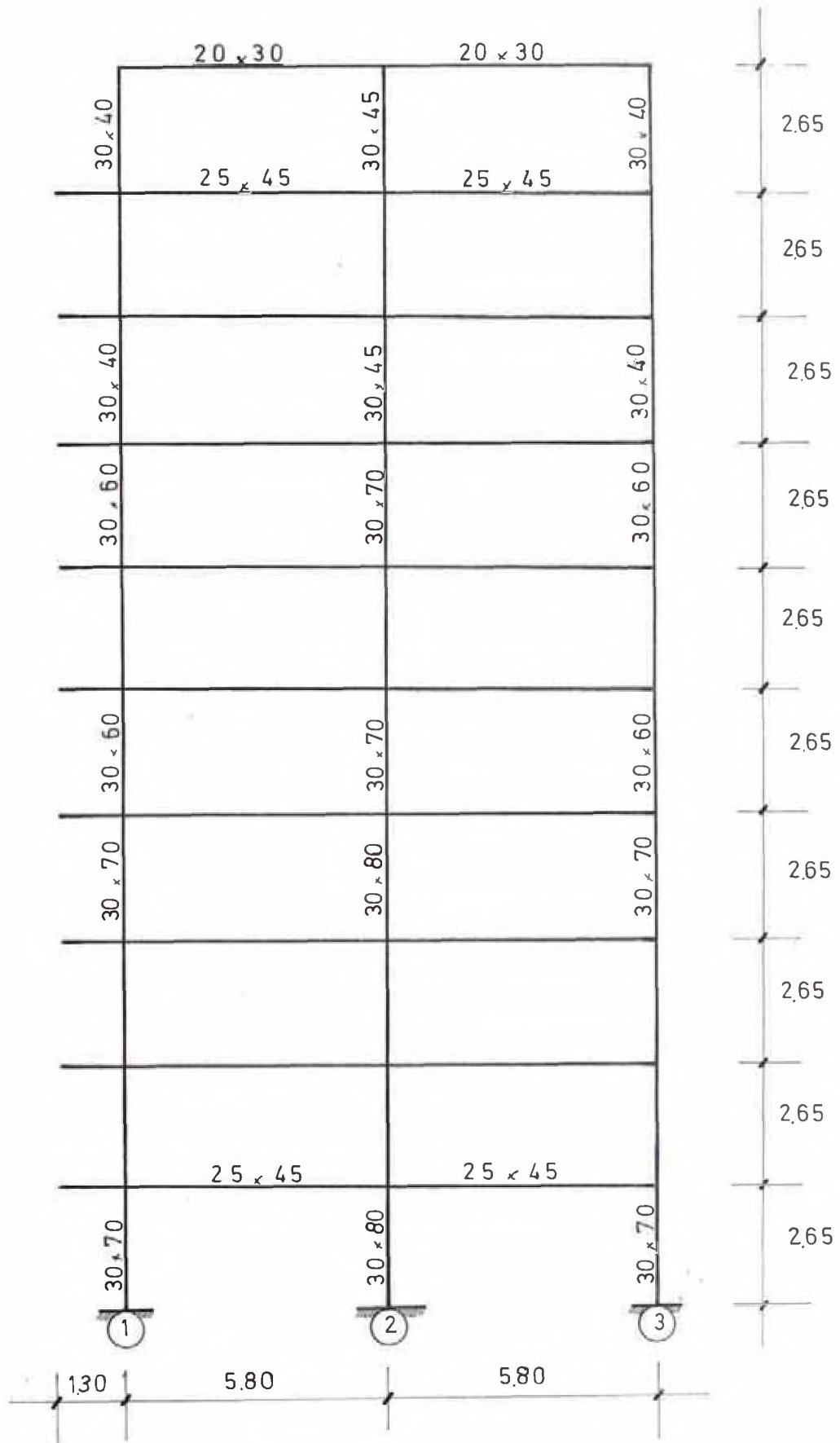
PORTICO - C -



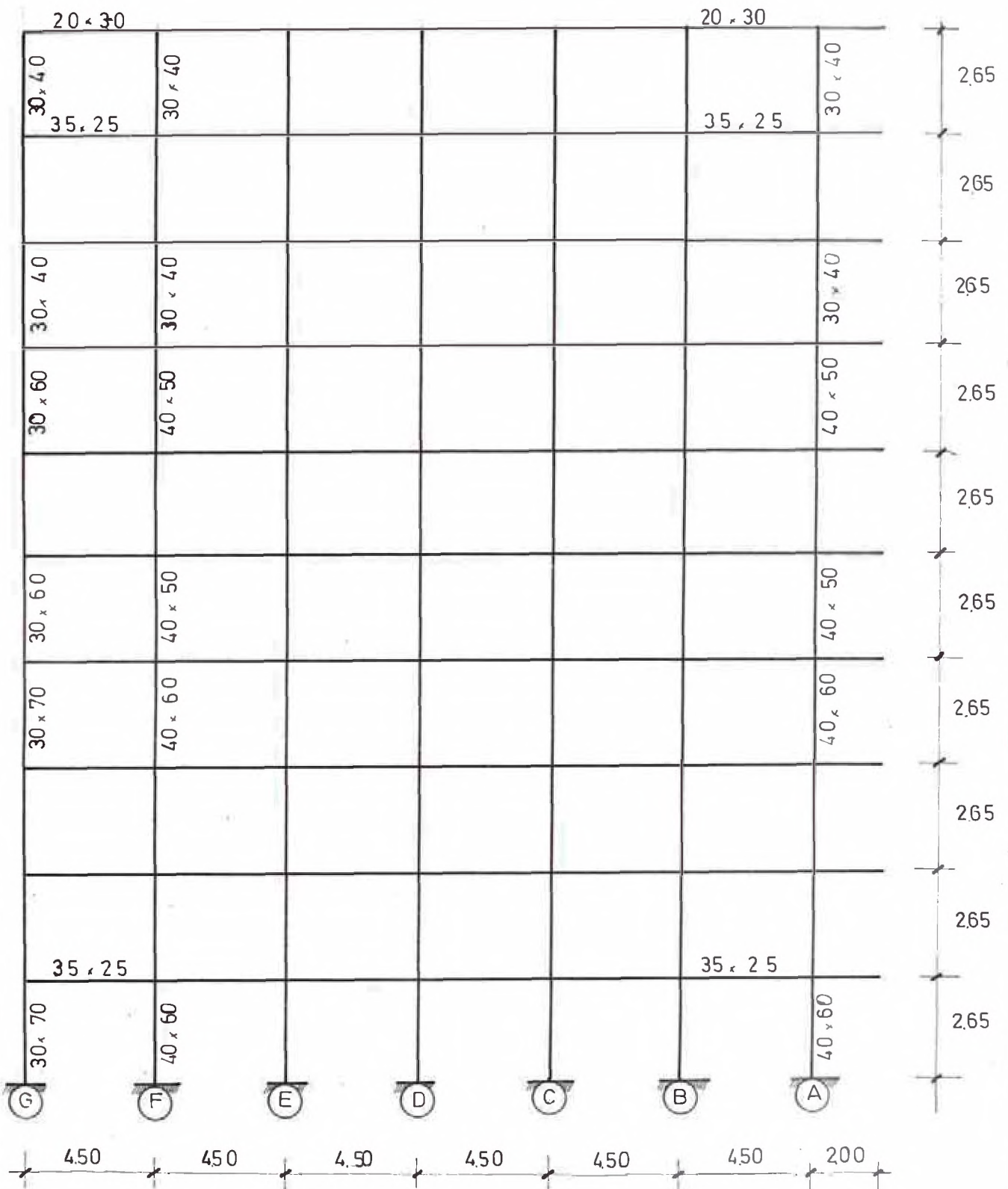
PORTICO - D-



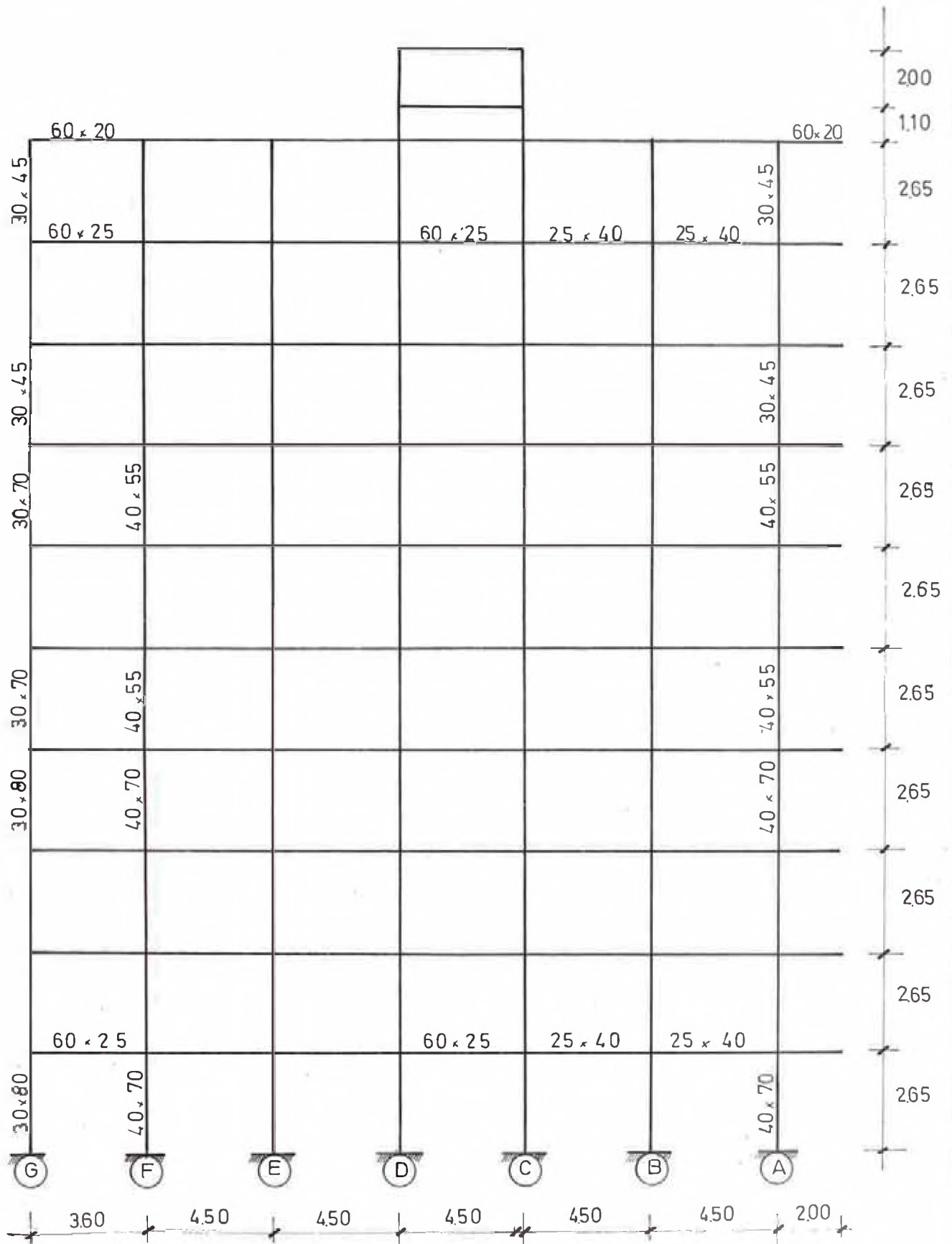
PORTICO - E - F -



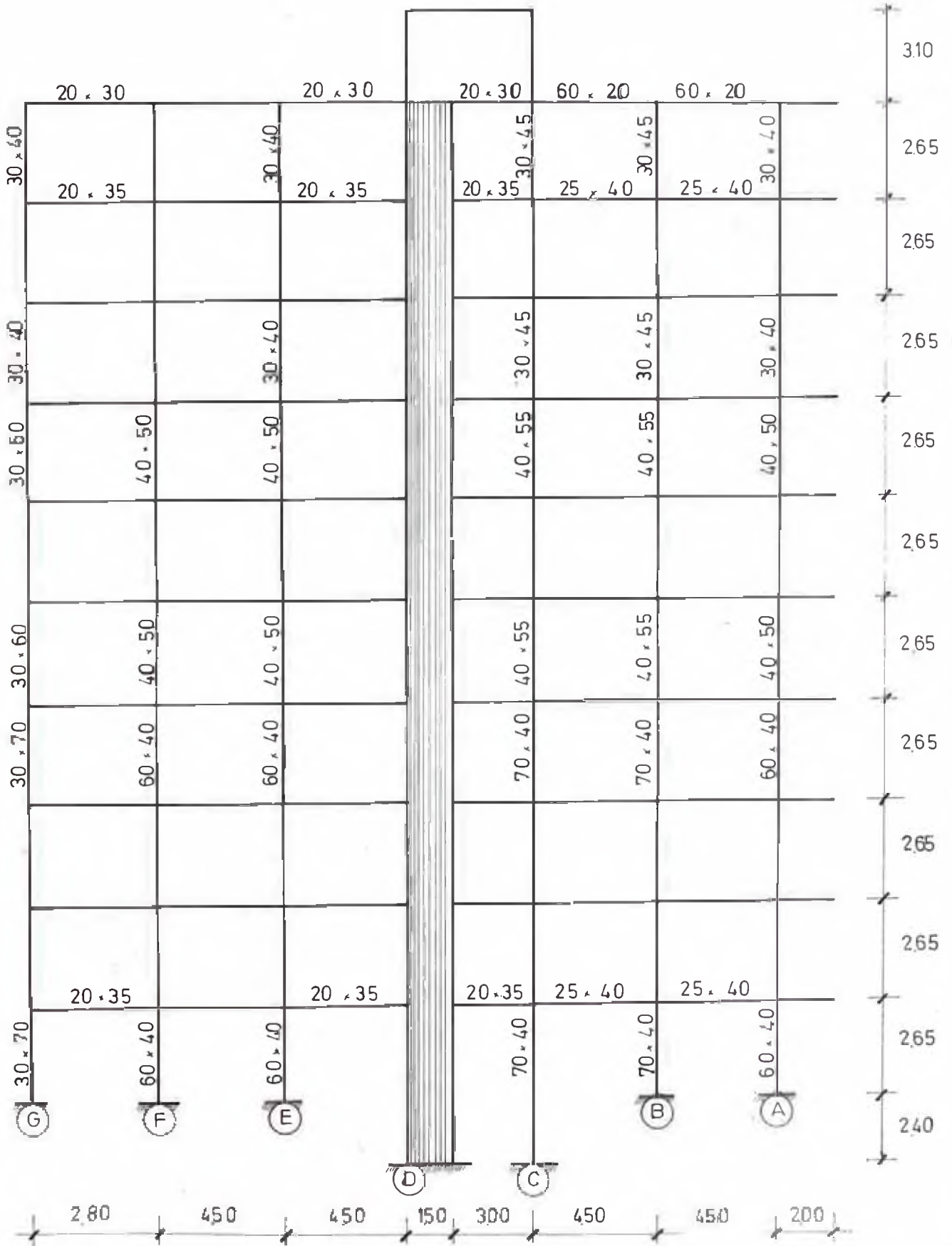
PORTIÇO - G -



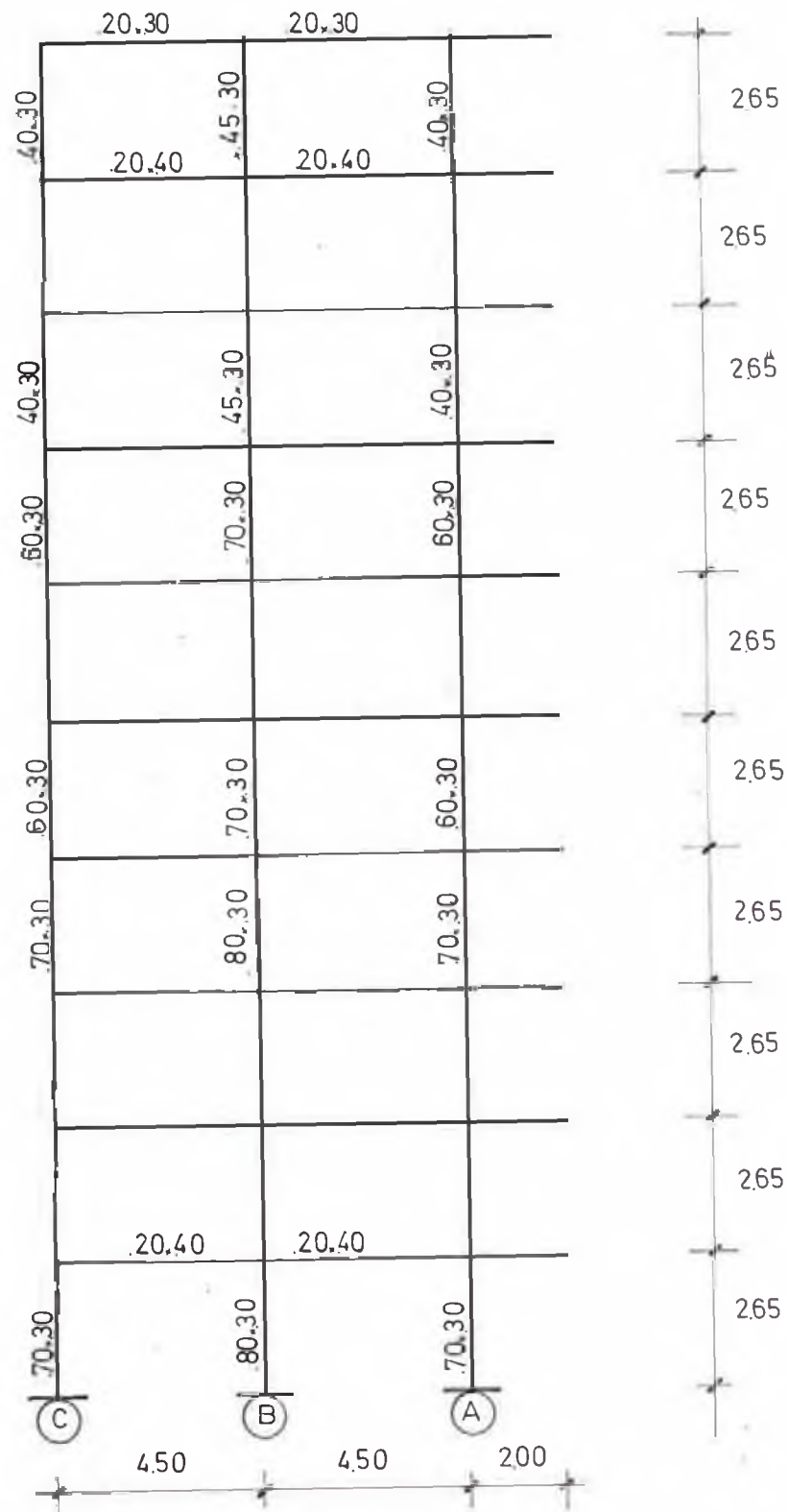
PORTICO -1-



PORTICO - 2 -



PORTICO - 3 -



PORTICO - 4 -

C - A 1

piso	columna b x h	I _c	$K_c^p = \frac{I_x}{L K_e}$	V I G A S		$K_v^p = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} = K_v^p}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aK _c
				b x h	I _x						
10°	30x45	22.8x10 ⁴	8.70	70x20	4.16x10 ⁴	0.72	0.245		0.108		0.94
				70x20	4.16x10 ⁴	0.85					
				75x25	9.8x10 ⁴	1.69					
9°	30x45	22.8x10 ⁴	8.60	75x25	9.8x10 ⁴	2.00	0.429		0.177		1.52
				"	"	1.69					
				"	"	1.69					
8°	30x45	22.8x10 ⁴	8.60	"	"	2.00					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
7°	40x55	55.5x10 ⁴	21.00	"	"	1.69	0.176		0.0639		1.34
				"	"	1.69					
				"	"	2.00					
6°	40x55	55.5x10 ⁴	21.00	"	"	2.00					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
5°	40x55	55.5x10 ⁴	21.00	"	"	1.69	0.0865		0.0416		1.79
				"	"	1.69					
				"	"	1.69					
4°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	2.00					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
3°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	1.69					
				"	"	1.69					
				"	"	1.69					
2°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	2.00					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
1°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	1.69				0.28	12.00
				"	"	1.69					
				"	"	2.00					

C - B1

piso	columna b x h	I _c	$K'_c = \frac{I_x}{L K_c}$	V I G A S		$K'_v = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K'_v}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D=a K _c
				b x h	I _x						
10°	30x40	16x10 ⁴	6.10	75x20	5.01x10 ⁴	0.87	0.395		0.166		1.01
				30x45	22.8x10 ⁴	3.94					

(C - C1) - (C - C1) - (C - E1) - (C - F+)

10°	30x40	16x10 ⁴	6.10	25x40	13.4x10 ⁴	0.87	0.511		0.204		1.24
				30x45	22.8x10 ⁴	3.94					

C - A 2	piso	columna b x h	Ix	$K_c = \frac{I_x}{L \cdot \bar{K}_c}$	V I G A S		$K_v = \frac{I_x}{L \cdot K}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2} \cdot \frac{K_c}{K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.05 + K}{2 + \bar{K}}$	$D_x = a K_c$
					b x h	Ix						
10°	30x45	228x10 ⁴	8.70	8.70	70x20	4.16x10 ⁴	0.72	0.405	0.168	0.168	1.46	
					70x20	4.16x10 ⁴	0.72					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
9°	30x45	228x10 ⁴	8.60	8.60	75x25	9.8x10 ⁴	1.69	0.659	0.246	2.11		
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
8°	30x45	228x10 ⁴	8.60	8.60	75x25	9.8x10 ⁴	1.69	0.266	0.118	2.48		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.69					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
7°	40x55	555x10 ⁴	21.00	21.00	30x45	22.9x10 ⁴	3.94	0.131	0.062	2.66		
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
6°	40x70	114x10 ⁴	43	43	75x25	9.8x10 ⁴	1.68	0.131	0.062	2.66		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
5°	40x70	114x10 ⁴	43	43	75x25	9.8x10 ⁴	1.68	0.131	0.062	2.66		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
4°	40x70	114x10 ⁴	43	43	75x25	9.8x10 ⁴	1.68	0.131	0.062	2.66		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
3°	40x70	114x10 ⁴	43	43	75x25	9.8x10 ⁴	1.68	0.131	0.062	2.66		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
2°	40x70	114x10 ⁴	43	43	75x25	9.8x10 ⁴	1.68	0.131	0.062	2.66		
					75x25	9.8x10 ⁴	1.68					
					30x45	22.9x10 ⁴	3.94					

C - A 3

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L \cdot K_G}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_x}{L \cdot K_G}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 \cdot K_C}$	$\bar{K} = \frac{K}{K \cdot C}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
100	30x40	16x10 ⁴	6.10	70x20	4.16x10 ⁴	0.72	0.245		0.108		0.94
				70x20	4.16x10 ⁴	0.85					
				75x25	9.8x10 ⁴	1.69					
				75x25	9.8x10 ⁴	2.00					
90 80	30x40	16x10 ⁴	6.01	"	"	1.69	0.429		0.177		1.52
				"	"	1.69					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
70 60 50	40x50	41.6x10 ⁴	15.70	"	"	1.69	0.176		0.0639		1.34
				"	"	1.69					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
40 30 20	40x60	72x10 ⁴	27x10	"	"	1.69	0.0865		0.0416		1.79
				"	"	1.69					
				"	"	2.00					
				"	"	2.00					
10	40x60	72x10 ⁴	27x10	"	"	1.69		0.0865		0.28	12.00
				"	"	2.00					

C - A 4.

piso	columna b x h	Ic	$K_c^2 = \frac{I_x}{L K_e}$	V I G A S		$K_v^2 = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^2}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K_v}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	40x30	9x10 ⁴	3.40	70x20	4.16x10 ⁴	0.85	0.42		0.173		0.588
				75x25	9.8x10 ⁴	2.00					
9°	40x30	9x10 ⁴	3.40	75x25	9.8x10 ⁴	2.00	0.589		0.226		0.77
				75x25	9.8x10 ⁴	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
7°	60x30	13.5x10 ⁴	5.09	"	"	"	0.392		0.165		0.839
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
6°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		0.860
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
5°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		2,11
				"	"	"					
4°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		2,11
				"	"	"					
3°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		2,11
				"	"	"					
2°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		2,11
				"	"	"					
1°	70x30	15.8x10 ⁴	5.96	"	"	"	0.335		0.144		2,11
				"	"	"					

C - B.2

piso	columna b x h	Ic	$K_c^i = \frac{I_x}{L K_o}$	V I G A S		$K_v^i = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^i}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K} \frac{v}{c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	30x45	22.8×10^4	8.70	75x20	5.01×10^4	0.87	0.639		0.241		2.10
				75x20	5.01×10^4	0.87					
				30x45	22.9×10^4	3.94					
9° 8°	30x45	22.8×10^4	8.60	"	"	"	0.92		0.315		2.71
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
7° 6° 5°	40x55	55.5×10^4	21.00	"	"	"	0.375		0.158		3.31
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
4° 3° 2°	40x70	114×10^4	43.00	"	"	"	0.184		0.0845		3.64
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	40x70	114×10^4	43.00	"	"	"	0.184		0.315		13.6

C - C2 - C-C3 - Los demas pesos corresponden a la C - E2

piso	columna b x h	I _x	$K_c' = \frac{I_x}{L K_o}$	V I G A S		$K_v' = \frac{I_x}{L K}$	$\bar{K} = \frac{\sum K_v'}{2 K_c'}$	$K = \frac{K_v'}{K_c'}$	$a = \frac{\sum \bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + K}{2 + K}$	Dx = aK _c
				b x h	I _x						
10º	30x45	22.8x10 ⁴	8.70	25x40	13.2x10 ⁴	2.27	0.711		0.263		2.29
				25x40	13.2x10 ⁴	2.27					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					

NOTA: Como C - C3 Tiene diferente altura el valor de Dx seria: $D2 = A2K2 \left(\frac{h}{h}\right)$

$$D2 = 13.6 \times \left(\frac{2.65}{5.05}\right)^2 = 3.56$$

C - C4 Correspondiente a la C E1 Los demas pisos

10º	45x30	10.1x10 ⁴	3.81	25x40	13.2x10 ⁴	2.23	0.819		0.29		1.10
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					

C B 3

piso	columna b x h	Ic	$K'_c = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	V I G A S		$K'_v = \frac{I_y}{L \cdot K_\theta}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2 \cdot K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K} \cdot \frac{v}{c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	30x45	22.8x10 ⁴	8.70	75x20		0.870					1.92
				75x20		0.911					
				30x45	22.9x10 ⁴	4.15		0.565			
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
9°	30x45	22.8x10 ⁴	8.60	30x45	"	3.94					2.75
				30x45	"	3.94					
				30x45	"	4.15		0.94			
				30x45	"	4.15					
7°	40x55	55.5x10 ⁴	21.00	30x45	"	3.94					3.40
				30x45	"	3.94					
				30x45	"	4.15		0.385			
				30x45	"	4.15					
4°	40x70	114x10 ⁴	43	30x45	"	3.94					3.70
				30x45	"	3.94					
				30x45	"	4.15		0.188			
				30x45	"	4.15					
1°	40x70	114x10 ⁴	43	30x45	"	3.94					13.5
				30x45	"	4.15					
								0.188			
									0.314		

piso	columna b x h	Ic	$K_c^p = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	V I G A S		$K_v^p = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{2 \cdot K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.1x10 ⁴	3.81	75x20	5.01x10 ⁴	0.91	0.66		0.248		0.95
9°											
8°	45x30	10.1x10 ⁴	3.81	30x45	22.9x10 ⁴	4.15	1.08		0.35		1.34
7°				"	"	"					
6°				"	"	"					
5°	70x30	15.8x10 ⁴	5.92	"	"	"	0.701		0.26		1.54
4°				"	"	"					
3°				"	"	"					
2°	80x30	21.6x10 ⁴	8.20	"	"	"	0.501		0.104		1.58
1°	80x30	21.6x10 ⁴	8.20	"	"	"		0.501		0.405	3.31

C - D 2

piso	columna b x h	I _c	$K'_c = \frac{I_x}{L K_\theta}$	V I G A S		$K''_v = \frac{I_x}{L K_\theta}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aK _c
				b x h	I _x						
10°	30x45	22.8x10 ⁴	8.70	25x40	13.4x10 ⁴	2.31	0.86		0.301		2.61
				20x35	7.11x10 ⁴	3.56					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
9°	30x45	22.8x10 ⁴	8.60	20x40	10.6x10 ⁴	5.31	1.08		0.351		3.04
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
				20x40	10.6x10 ⁴	5.31					
7°	40x55	55.5x10 ⁴	21.00	30x45	22.9x10 ⁴	3.94	0.44		0.18		3.80
				20x40	10.6x10 ⁴	5.31					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
6°	40x70	114x10 ⁴	43	20x40	10.6x10 ⁴	5.31	0.215		0.096		4.13
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
				20x40	10.6x10 ⁴	5.31					
5°	40x70	114x10 ⁴	43	30x45	22.9x10 ⁴	3.94				0.321	13.5
				20x40	10.6x10 ⁴	5.31					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
4°	40x70	114x10 ⁴	43	20x40	10.6x10 ⁴	5.31					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
				20x40	10.6x10 ⁴	5.31					

C - E 2 C - F 2

piso	columna b x h	Ic	$K_c^p = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	VIGAS		$K_v^p = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{2 \cdot K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	30x45	22.8x10 ⁴	8.70	25x40	13.4x10 ⁴	2.31	0.639		0.241		2.10
				80x10	5.3x10 ⁴	0.915					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
9° 8°	30x45	22.8x10 ⁴	8.60	"	"	"	0.92		0.315		2.71
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
7° 6° 5°	40x55	55.5x10 ⁴	21	"	"	"	0.375		0.158		3.31
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
4° 3° 2°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	"	0.184		0.241		3.64
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	40x70	114x10 ⁴	43	"	"	"	0.184		0.315		13.6
				"	"	"					

PORTICO C - E 3 C - F 3

piso	columna b x h	I _c	$K_c^j = \frac{I_x}{L K_0}$	V I G A S		$K_v^j = \frac{I_x}{L K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aK _c
				b x h	I _x						
10°	30x40	16x10 ⁴	6.10	80x20	5.3x10 ⁴	0.915	0.399		0.167		1.02
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
9° 8°	30x40	16x10 ⁴	6.01	30x45	22.9x10 ⁴	3.94	0.65		0.246		1.48
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
7° 6° 5°	40x50	41.6x10 ⁴	15.70	30x45	22.9x10 ⁴	3.94	0.25		0.111		1.74
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
4° 3° 2°	40x60	72.10 ⁴	27.1	30x45	22.9x10 ⁴	3.94	0.144		0.0671		1.82
				30x45	22.9x10 ⁴	3.94					
1°	40x60	72x10 ⁴	27.1	30x45	22.9x10 ⁴	3.94		0.144		0.301	8.20

C - G I C - G 3

piso	columna b x h	Ic	$K_C^0 = \frac{I_x}{L \cdot K_e}$	V I G A S		$K_V^0 = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_V^0}{2 \cdot K_C}$	$\frac{\bar{K} \cdot v}{K \cdot c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	30x40	16x10 ⁴	6.3	20x30	4.5x10 ⁴	0.76	0.315		0.136		0.855
				25x45	19x10 ⁴	3.21					
9° 8°	30x40	16x10 ⁴	6.3	25x45	19x10 ⁴	3.21	0.51		0.203		1.28
				25x45	19x10 ⁴	3.21					
7° 6° 5°	30x60	54x10 ⁴	20.40	20x45	19.0x10 ⁴	3.21	0.158		0.073		1.48
				20x45	19.0x10 ⁴	3.21					
4° 3° 2°	30x70	86x10 ⁴	32.50	20x45	19.0x10 ⁴	3.21	0.10		0.0475		1.54
				20x45	19.0x10 ⁴	3.21					
1°	30x70	86x10 ⁴	32.00	20x45	19.3x10 ⁴	3.21				0.285	0.25

C - 62

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_K}{L \cdot K_0}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_K}{L \cdot K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 \cdot K_C}$	$\frac{\bar{K} - \frac{K_V}{2}}{K_C}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$\alpha = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	I _K						
10°	30x45	22.9x10 ⁴	8.60	20x30	4.5x10 ⁴	0.76	0.474		0.192		1.65
				25x45	19x10 ⁴	3.21					
				20x30	4.5x10 ⁴	0.76					
				25x45	19x10 ⁴	3.21					
9° 8°	30x45	22.9x10 ⁴	8.60	"	"	"	0.745		0.274		2.35
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
7° 6° 5°	30x70	86x10 ⁴	32.5	"	"	"	0.197		0.09		2.94
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
4° 3° 2°	30x80	127x10 ⁴	48	"	"	"	0.134		0.063		3.04
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	30x80	127.0	48	"	"	"				0.251	12.00

PORTICO SECUNDARIO 1 C - 1

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L \cdot K_0}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_x}{L \cdot K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 \cdot K_C}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{K_C}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	40x30	9x10 ⁴	3.4	20x30	5.4x10 ⁴	1.2	0.326		0.14		0.477
				35.25	4.56x10 ⁴	1.02					
9° 8°	40x30	9x10 ⁴	3.4	35x25	4.56x10 ⁴	1.02	0.299		0.13		0.466
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
7° 6° 5°	60x30	13.4x10 ⁴	5.05	"	"	"	0.20		0.091		0.459
				"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
4° 3° 2°	70x30	15.8x10 ⁴	5.95	"	"	"	0.187		0.086		0.51
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	70x30	15.8x10 ⁴	5.95	"	"	"		0.187	0.314	1.88	

PORTIGO SECUNDARIO 1

(C - 2) (C - 3) (C - 4) (C - 5) (C - 6)

piso	columna b x h	Ic	$K_C^o = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	V I G A S		$K_V^o = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_V^o}{2 \cdot K_C}$	$\bar{K} = K \cdot \frac{v}{K \cdot c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	40x30	9×10^4	3.42	20x30	5.4×10^4	1.2	0.65		0.245		0.84
				20x30	5.4×10^4	1.2					
				35x25	4.56×10^4	1.02					
9°	40x30	9×10^4	3.40	"	"	"	0.60		0.23		0.78
				"	"	"					
				"	"	"					
7°	50x40	26.5×10^4	10.00	"	"	"	0.204		0.093		0.93
				"	"	"					
				"	"	"					
4°	60x40	32×10^4	12.00	"	"	"	0.171		0.079		0.95
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	60x40	32×10^4	12.00	"	"	"		0.171		0.309	3.70
				"	"	"					
				"	"	"					

PORTICO SECUNDARIO 1
(G - 7)

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L K_0}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_x}{L K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 K_C}$	$\frac{\bar{K} - K}{K}$	$\frac{a = \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{a - 0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc		
				b x h	Ix								
10°	30x40	9x10 ⁴	3.42	20x30	5.4x10 ⁴	1.2	0.325		0.14		0.48		
				35x25	4.56x10 ⁴	1.02							
9° 8°	30x40	9x10 ⁴	3.40	35x25	4.56x10 ⁴	1.02	0.30		0.131		0.445		
				"	"	"							
				"	"	"							
				"	"	"							
7° 6° 5°	50x40	26.5x10 ⁴	10.00	"	"	"	0.102		0.0486		0.486		
				"	"	"							
				"	"	"							
				"	"	"							
4° 3° 2°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.085		0.041		0.49		
				"	"	"							
				"	"	"							
				"	"	"							
1°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"			0.085	0.28	3.35		

PORTICO SECUNDARIO 2
C - 1

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L \cdot K_e}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_x}{L \cdot K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 \cdot K_C}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{K_C}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.1x10 ⁴	3.8	60x20	4x10 ⁴	1.11	0.43		0.177		0.671
				60x25	7.8x10 ⁴	2.16					
9°				60x25	7.8x10 ⁴	2.16					
8°	45x30	10.1x10 ⁴	3.8	"	"	"	0.57		0.221		0.84
				"	"	"					
7°				"	"	"					
6°	70x30	25.8x10 ⁴	5.99	"	"	"	0.367		0.153		0.91
5°				"	"	"					
				"	"	"					
4°				"	"	"					
3°	80x30	18x10 ⁴	6.80	"	"	"	0.318		0.137		0.935
2°				"	"	"					
				"	"	"					
1°	80x30	18x10 ⁴	6.80	"	"	"		0.318		0.221	1.50

PORTICO SECUNDARIO 10-2

(C - 2)

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L \cdot K_0}$	V I G A S		$K_V = \frac{I_x}{L \cdot K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 \cdot K_C}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{K_C}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.2×10^4	3.89	60x20	4×10^4	1.11	0.755		0.275		4.06
				60x20	4×10^4	0.89					
				60x25	7.8×10^4	2.16					
9°	45x30	10.2×10^4	3.85	60x25	"	1.73	1.01		0.335		4.29
				60x25	"	2.16					
				60x25	"	2.16					
8°	45x30	10.2×10^4	3.85	60x25	"	1.73	1.01		0.335		4.29
				60x25	"	1.73					
				60x25	"	1.73					
7°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	2.16	0.354		0.15		1.65
				"	"	2.16					
				"	"	1.73					
6°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	1.73	0.354		0.15		1.65
				"	"	1.73					
				"	"	1.73					
5°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	1.73	0.354		0.15		1.65
				"	"	1.73					
				"	"	1.73					
4°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	2.16	0.274		0.12		1.70
				"	"	2.16					
				"	"	2.16					
3°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	1.73	0.274		0.12		1.70
				"	"	1.73					
				"	"	1.73					
2°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	1.73	0.274		0.12		1.70
				"	"	1.73					
				"	"	1.73					
1°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	1.73	0.274	0.274	0.34	0.34	4.85
				"	"	1.73					
				"	"	1.73					

PORTICO SECUNDARIO 2

(C - 3) (C - 4)

piso	columna b x h	Ic	$K_c^p = \frac{I_x}{L K_o}$	V I G A S		$K_v^p = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K} \frac{v}{c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.2×10^4	3.89	60x20	4×10^4	0.89	0.678		0.251		0.975
				60x20	4×10^4	0.89					
				60x25	7.8×10^4	1.73					
9°	45x30	10.2×10^4	3.85	"	"	"	0.90		0.310		1.20
				"	"	"					
				"	"	"					
8°	45x30	10.2×10^4	3.85	"	"	"	0.90		0.310		1.20
				"	"	"					
				"	"	"					
7°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	"	0.315		0.136		1.50
				"	"	"					
				"	"	"					
6°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	"	0.315		0.136		1.50
				"	"	"					
				"	"	"					
5°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	"	0.315		0.136		1.50
				"	"	"					
				"	"	"					
4°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"	0.245		0.11		1.56
				"	"	"					
				"	"	"					
3°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"	0.245		0.11		1.56
				"	"	"					
				"	"	"					
2°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"	0.245		0.11		1.56
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"	0.245		0.11	0.333	4.71
				"	"	"					
				"	"	"					

PORTICO SECUNDARIO - 2

(C - S)

piso	columna b x h	Ic	$K_c^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	VIGAS		$K_v^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{K_c} \frac{I_c}{I_x}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.2×10^4	3.89	60x20	4×10^4	0.89	0.84		0.296		1.15
				60x20	4×10^4	0.89					
				60x25	7.8×10^4	1.73					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
9°	45x30	10.2×10^4	3.85	60x25	7.8×10^4	1.73	1.22		0.38		1.46
				60x25	7.8×10^4	1.73					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
7°	55x40	29.3×10^4	11.00	60x25	7.8×10^4	1.73	0.425		0.175		1.92
				60x25	7.8×10^4	1.73					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
6°	70x40	37.4×10^4	14.20	60x25	7.8×10^4	1.73	0.33		0.142		2.01
				60x25	7.8×10^4	1.73					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
5°	70x40	37.4×10^4	14.20	60x25	7.8×10^4	1.73					5.08
				60x25	7.8×10^4	1.73					
				25x40	7.8×10^4	2.95					
				25x40	7.8×10^4	2.95					

PORTICO SECUNDARIO - 2

(C - 6)

piso	columna b x h	Ic	$K_C = \frac{I_x}{L K_0}$	VIGAS		$K_V = \frac{I_x}{L K_0}$	$\bar{K} = \frac{K_V}{2 K_C}$	$\frac{\bar{K} - K_V}{K_C}$	$\frac{a - \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix					
10°	45x30	10.2x10 ⁴	3.89	60x20	4x10 ⁴	0.89	0.99		0.33	1.28
				60x20	4x10 ⁴	0.89				
				25x40	13.3x10 ⁴	2.95				
9° 8°	45x30	10.2x10 ⁴	3.85	25x40	13.3x10 ⁴	2.95	1.53		0.434	1.67
				"	"	"				
				"	"	"				
7° 6° 5°	55x40	29.5x10 ⁴	11.00	"	"	"	0.536		0.21	2.31
				"	"	"				
				"	"	"				
4° 3° 2°	70x40	37.4x10 ⁴	14.20	"	"	"	0.416		0.172	2.45
				"	"	"				
				"	"	"				
1°	70x70	37.4x10 ⁴	14.20	"	"	"		0.416	0.379	5.39

PORTICO SECUNDARIO - 2

(C - 7)

piso	columna b x h	Ic	$K_c^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	VIGAS		$K_v^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.2×10^4	3.89	60x20	4×10^4	0.89	0.495		0.199		0.77
				25x40	13.3×10^4	2.95					
				25x40	13.3×10^4	2.95					
9°	45x30	10.7×10^4	3.85	25x40	13.3×10^4	2.95	0.77		0.279		1.07
				"	"	"					
				"	"	"					
7°	55x40	29.3×10^4	11.00	"	"	"	0.268		0.118		1.28
				"	"	"					
				"	"	"					
6°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"	0.207		0.094		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
5°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"				0.32	4.55
				"	"	"					
				"	"	"					
4°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
3°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
2°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	70x40	37.4×10^4	14.20	"	"	"					
				"	"	"					
				"	"	"					

PORTICO SECUNDARIO - 3

(C - 1)

piso	columna b x h	Ic	$K_c^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	VIGAS		$K_v^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	40x30	9×10^4	3.4	20x30	5.4×10^4	1.93	0.56		0.247		0.84
				20x35	7.25×10^4	2.55					
9°	40x30	9×10^4	3.4	"	"	"			0.272		0.93
				"	"	"					
7°	60x30	13.4×10^4	5.05	"	"	"	0.505		0.20		1.02
				"	"	"					
4°	70x30	15.8×10^4	5.95	"	"	"	0.43		0.176		1.05
				"	"	"					
1°	70x30	15.8×10^4	5.95	"	"	"		0.43		0.384	2.28
				"	"	"					

PORTICO SECUNDARIO 3
(C - 2) (C - 3)

piso	columna b x h	Ic	$K_C^I = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	V I G A S		$K_V^I = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	$\bar{K} = \frac{K_V^I}{2 \cdot K_C}$	$\frac{\bar{K} - K}{K}$	$\frac{a - 0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix					
10°	40x30	9x10 ⁴	3.44	20x30	5.4x10 ⁴	1.2	0.81		0.289	0.99
				20x30	5.4x10 ⁴	1.2				
				20x35	7.15x10 ⁴	1.58				
				20x35	7.15x10 ⁴	1.58				
9° 8°	40x30	9x10 ⁴	3.40	"	"	"	0.93		0.318	1.02
				"	"	"				
				"	"	"				
				"	"	"				
7° 6° 5°	50x40	21.8x10 ⁴	8.21	"	"	"	0.386		0.162	1.33
				"	"	"				
				"	"	"				
				"	"	"				
4° 3° 2°	60x40	32x10 ⁴	12.10	"	"	"	0.261		0.111	1.34
				"	"	"				
				"	"	"				
				"	"	"				
1°	60x40	32x10 ⁴	12.10	"	"	"		0.261	0.336	4.08
				"	"	"				

PORTICO SECUNDARIO
C-4

piso	columna b x h	Ic	$K_c = \frac{I_x}{L K_e}$	V I G A S		$K_v = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K} \frac{v}{c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	45x30	10.1×10^4	3.81	20x30	3.34×10^4	1.12	0.95		0.322		1.37
				20x35	7.19×10^4	2.39					
				60x20	4×10^2	0.89					
9°	45x30	10.1×10^4	3.81	25x40	13.4×10^2	2.98	1.4		0.411		1.57
				20x35	7.19×10^2	2.39					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
8°	45x30	10.1×10^4	3.81	25x40	13.4×10^2	2.98	0.478		0.192		2.15
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
7°	55x40	29.5×10^4	11.20	20x35	7.19×10^2	2.39	0.38		0.159		2.25
				20x35	7.19×10^2	2.39					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
6°	55x40	29.5×10^4	11.20	25x40	13.4×10^2	2.98					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
5°	70x40	37.5×10^4	14.20	20x35	7.19×10^2	2.39					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
4°	70x40	37.5×10^4	14.20	25x40	13.4×10^2	2.98					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
3°	70x40	37.5×10^4	14.20	25x40	13.4×10^2	2.98					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
2°	70x40	37.5×10^4	14.20	25x40	13.4×10^2	2.98					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					
1°	70x40	37.5×10^4	14.20	25x40	13.4×10^2	2.98					
				25x40	13.4×10^2	2.98					
				20x35	7.19×10^2	2.39					

PORTICO SECUNDARIO 3
C - 5

piso	columna b x h	Ic	$K_c^p = \frac{I_x}{L K_o}$	V I G A S		$K_v^p = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^p}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K_v^p}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K_v^p}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix							
10°	45x30	10.1x10 ⁴	3.81	60x20	4x10 ⁴	0.89	1.01	0.335	1.28	0.335	0.335	1.28
				60x20	4x10 ⁴	0.89						
				25x40	13.4x10 ⁴	2.99						
				25x40	13.4x10 ⁴	2.99						
9° 8°	45x30	10.1x10 ⁴	3.81	"	"	"	1.56	0.436	1.68	0.436	0.436	1.68
				"	"	"						
				"	"	"						
				"	"	"						
7° 6° 5°	55x40	29.5x10 ⁴	11.20	"	"	"	0.53	0.21	2.35	0.21	0.21	2.35
				"	"	"						
				"	"	"						
				"	"	"						
4° 3° 2°	70x40	37.5x10 ⁴	14.20	"	"	"	0.42	0.174	2.46	0.174	0.174	2.46
				"	"	"						
				"	"	"						
				"	"	"						
1°	70x40	37.5x10 ⁴	14.20	"	"	"	0.42	0.38	5.40	0.38	0.38	5.40
				"	"	"						

PORTICO SECUNDARIO 3

C - 6

piso	columna b x h	Ic	$K_c^o = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	V I G A S		$K_v^o = \frac{I_x}{L \cdot K_\theta}$	$\bar{K} = \frac{K_v^o}{2 \cdot K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{\bar{K}}$	$\frac{a = \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{a - 0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	40x30	9x10 ⁴	3.40	60x20	4x10 ⁴	0.89	0.57		0.221		0.751
				25x40	13.4x10 ⁴	2.99					
				"	"	"					
9°	40x30	9x10 ⁴	3.40	"	"	"	0.875		0.305		1.04
				"	"	"					
				"	"	"					
8°	40x30	9x10 ⁴	3.40	"	"	"	0.30		0.13		1.30
				"	"	"					
				"	"	"					
7°	50x40	26.6x10 ⁴	10.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
6°	50x40	26.6x10 ⁴	10.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
5°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
4°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
3°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
2°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.249		0.111		1.34
				"	"	"					
				"	"	"					
1°	60x40	32x10 ⁴	12.00	"	"	"	0.249		0.111	0.334	4.00
				"	"	"					
				"	"	"					

PORTICO SECUNDARIO 4
C 1 - C 3

piso	columna b x h	Ic	$K_c = \frac{I_x}{L K_e}$	V I G A S		$K_v = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v}{2 K_c}$	$\frac{\bar{K} - K}{K}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + K}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$	D = aKc
				b x h	Ix						
10°	30x40	16x10 ⁴	6.02	20x30	4.5x10 ⁴	1.00	0.28		0.123		0.741
				20x40	10.7x10 ⁴	2.38					
9°	30x40	16x10 ⁴	6.02	"	"	"	0.399		0.167		1.01
				"	"	"					
7°	30x60	54x10 ⁴	20.4	"	"	"	0.117		0.055		1.12
				"	"	"					
4°	30x70	86x10 ⁴	32.5	"	"	"	0.073		0.0351		1.14
				"	"	"					
1°	30x70	86x10 ⁴	32.5	"	"	"		0.075		0.276	8.99
				"	"	"					

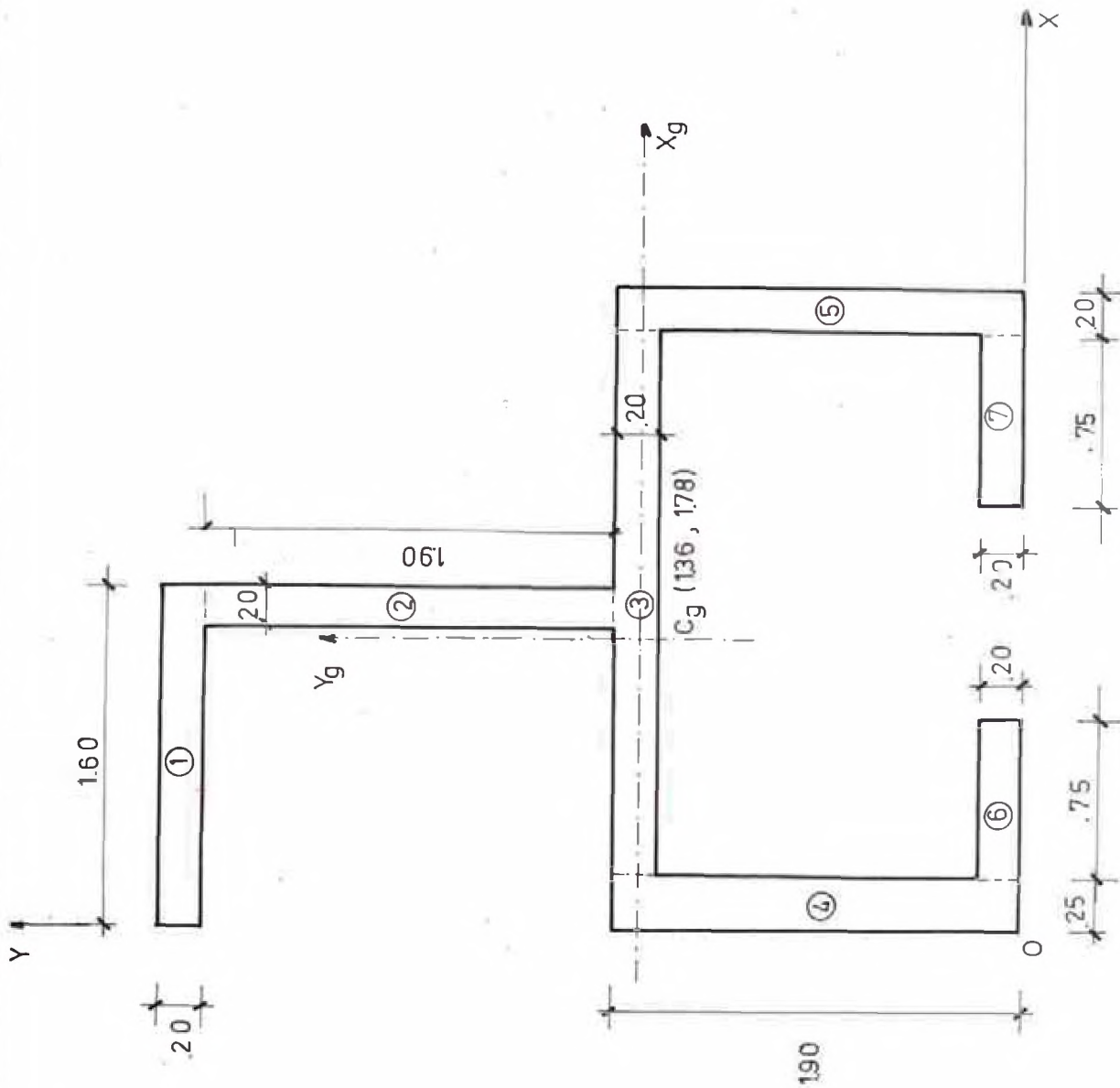
PORTICO SECUNDARIO

C - 2

piso	columna b x h	Ic	VIGAS		$K_c^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	$K_v^0 = \frac{I_x}{L K_o}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{2 K_c}$	$\bar{K} = \frac{K_v^0}{K_c}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	D = aKc
			b x h	Ix							
10°	30x45	22.8x10 ⁴	20x30	4.5x10 ⁴	8.6	1.00	0.394		0.164		1.41
			20x30	4.5x10 ⁴		1.00					
			20x40	10.7x10 ⁴		2.38					
			20x40	10.7x10 ⁴		2.38					
9°	30x45	22.8x10 ⁴	"	"	8.6	"	0.555	0.218		1.88	
"			"	"							
"			"	"							
"			"	"							
7°	30x70	86x10 ⁴	"	"	32.5	"	0.147	0.681		2.22	
6°			"	"		"					
5°			"	"		"					
"			"	"		"					
4°	30x80	128x10 ⁴	"	"	48.5	"	0.985	0.330		16.00	
2°			"	"		"					
"			"	"		"					
"			"	"		"					
1°	30x80	128x10 ⁴	"	"	48.5	"	0.985		0.496	24.10	
"			"	"		"					
"			"	"		"					
"			"	"		"					

DISTRIBUCION DEL CORTE EN CADA NIVEL

Piso	w	h	wh	H	$H \frac{w h}{wh} = F$	v
1	483.41	2.65	1280.00	226	4.76	226.66
2	483.41	5.30	2560.00	226	9.50	221.90
3	483.41	7.95	3840.00	226	14.20	212.40
4	478.85	10.60	5080.00	226	18.90	198.20
5	474.29	13.25	6280.00	226	23.30	179.30
6	474.29	15.90	7510.00	226	28.00	156.00
7	471.03	18.55	8710.00	226	32.40	128.00
8	467.77	21.20	9920.00	226	37.00	95.60
9	467.77	23.85	11100.00	226	41.40	58.60
10	175.36	28.48	4620.00	226	17.20	17.20
			60900.00			



CENTRO DE GRAVEDAD DE LAS PLACAS

escala 1:30

(1) UBICACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD.-

$$\bar{x}_6 = \frac{1.6 \times 0.2 \times 0.80 + 1.90 \times 0.20 \times 1.7 + 2.55 \times 0.20 \times 1.4 + 1.90 \times 0.25 \times 0.125 + 1.90 \times 0.2 \times 2.90}{1.6 \times 0.2 + 1.90 \times 0.20 + 2.55 \times 0.20 + 1.90 \times 0.25 + 1.90 \times 0.2 +}$$

$$\frac{.75 \times 0.20 \times 0.5 + .75 \times 0.20 \times 2.5}{.75 \times 0.20 + .75 \times 0.20} = \frac{.256 + 0.643 + 0.71 + 0.0591 + 1.10}{0.32 + 0.38 + 0.51 + .475 + 0.38}$$

$$\frac{0.075 + 0.375}{0.15 + 0.15} = \frac{3.2181}{2.365} = 1.36$$

$$\bar{y}_6 = \frac{1.6 \times 0.2 \times 3.9 + 1.90 \times 0.2 \times 2.86 + 2.55 \times 0.20 \times 1.80 + 1.90 \times 0.25 \times 0.95}{2.365}$$

$$\frac{1.90 \times 0.2 \times 0.95 + 2 \times 0.75 \times 0.10}{2.365} = \frac{1.25 + 1.09 + 0.2 + 0.45 +}{2.365}$$

$$+ 0.36 + 0.15 = \frac{4.22}{2.365} = 1.78$$

(2) MOMENTO DE INERCIA DEL CONJUNTO RESPECTO a x_6 y y_6 :

$$(1) I_{x6} = \frac{160 \times 20^3}{12} + 160 \times 20 (213)^2 = 14.41 \times 10^7$$

$$(2) I_{x6} = \frac{20 \times (190)^3}{12} + 20 \times 190 (95)^2 = 4.58 \times 10^7$$

$$(3) I_{x6} = \frac{255 \times 20^3}{12} + 255 \times 20 (2)^2 = 0.0190 \times 10^7$$

$$(4) I_{x6} = \frac{25 \times (190)^3}{12} + 190 \times 25 (89)^2 = 6.19 \times 10^7$$

$$(5) I_{x6} = \frac{20 \times (190)^3}{12} + 190 \times 20 (89)^2 = 4.14 \times 10^7$$

$$(6) I_{x6} = \frac{75 \times 20^3}{12} + 75 \times 20 (168)^2 = 0.429 \times 10^7$$

$$(7) I_{x6} = \frac{75 \times 20^3}{12} + 75 \times 20 (168)^2 = \frac{0.429 \times 10^7}{30.297 \times 10^7}$$

$$(1) \quad I_{y6} = \frac{20 \times (160)^3}{12} + 20 \times 160 (57)^2 = 1.72 \times 10^7$$

$$(2) \quad I_{y6} = \frac{190 \times 20^3}{12} + 190 \times 20 (16)^2 = 0.1096 \times 10^7$$

$$(3) \quad I_{y6} = \frac{20 \times (255)^3}{12} + 20 \times 255 (18)^2 = 3.915 \times 10^7$$

$$(4) \quad I_{y6} = \frac{190 \times (25)^3}{12} + 190 \times 25 (124)^2 = 7.325 \times 10^7$$

$$(5) \quad I_{y6} = \frac{190 \times 20^3}{12} + 190 \times 20 (154)^2 = 9.0126 \times 10^7$$

$$(6) \quad I_{y6} = \frac{20 \times (75)^3}{12} + 20 \times 75 (76)^2 = 0.94 \times 10^7$$

$$(7) \quad I_{y6} = \frac{20 \times (75)^3}{12} + 20 \times 75 \times (100)^2 = \frac{1.57 \times 10^7}{24.592 \times 10^7}$$

Deformación por Corte						Deformación por Flexión							
n	Vn	A	Δ_{50}	hn	δ_{50}	Vh. h0.	H0.	2H0.	Kun.	2H0/Kun.	4.Δ80.	3/hn.	δ80.
10	2.59	1	1.53×10^{-4}	265	0.0016	6.8×10^2	6.8×10^2	6.8×10^2	115×10^2	0.0591	206.42	0.0114	2.35
9	13.00	1	7.7×10^{-4}	"	0.03805	34.5×10^2	34.5×10^2	41.3×10^2	114×10^2	0.422	205.94	0.0113	2.33
8	29.30	1	17.4×10^{-4}	"	0.0182	77.5×10^2	118.8×10^2	160.1×10^2	114×10^2	1.40	204.12	0.0113	2.31
7	42.00	1	25×10^{-4}	"	0.0261	111×10^2	229.8×10^2	318.6×10^2	114×10^2	3.05	199.67	0.0113	2.25
6	59.90	1	35.4×10^{-4}	"	0.0369	158×10^2	387.8×10^2	617.6×10^2	114×10^2	5.40	191.22	0.0113	2.15
5	77.50	1	46×10^{-4}	"	0.048	205×10^2	592.8×10^2	980.6×10^2	114×10^2	8.62	177.22	0.0113	2.00
4	92.00	1	54.5×10^{-4}	"	0.057	265×10^2	857.8×10^2	1450.6×10^2	114×10^2	12.80	155.8	0.0113	1.76
3	115.00	1	68×10^{-4}	"	0.071	305×10^2	1162.8×10^2	2020.6×10^2	114×10^2	17.70	125.3	0.0113	1.41
2	114.00	1	85×10^{-4}	"	0.089	381×10^2	1543.8×10^2	2706.6×10^2	114×10^2	23.80	83.80	0.0113	0.945
1	132.00	1	78.3×10^{-4}	"	0.082	350×10^2	1893.8×10^2	3437.6×10^2	114×10^2	30.00	30.00	0.0113	0.34
10	0.655	1	0.39×10^4	265	0.00048	1.74×10^2	1.74×10^2	1.74×10^2	115×10^2	0.0152	195.971	0.0114	2.24
9	7.590	1	4.46×10^4	"	0.00465	20.1×10^2	21.84×10^2	23.68×10^2	114×10^2	0.208	195.748	0.0113	2.21
8	23.50	1	13.9×10^4	"	0.0145	62.1×10^2	83.94×10^2	105.88×10^2	114×10^2	0.93	194.610	0.0113	2.20
7	35.40	1	21×10^4	"	0.0219	94×10^2	177.9×10^2	261.88×10^2	114×10^2	2.30	191.380	0.0113	2.16
6	57.00	1	33.6×10^4	"	0.035	151×10^2	328.9×10^2	506.88×10^2	114×10^2	4.44	184.640	0.0113	2.10
5	79.00	1	46.9×10^4	"	0.049	210×10^2	538.94×10^2	867.88×10^2	114×10^2	7.60	172.600	0.0113	1.96
4	96.00	1	57×10^4	"	0.0391	255×10^2	793.94×10^2	132.88×10^2	114×10^2	11.60	153.400	0.0113	1.74
3	125.00	1	74×10^4	"	0.077	331×10^2	1124.98×10^2	198.88×10^2	114×10^2	16.80	125.000	0.0113	1.42
2	162.00	1	96×10^4	"	0.099	430×10^2	1554.9×10^2	2679.8×10^2	114×10^2	23.50	84.700	0.0113	0.96
1	144.00	1	85.5×10^2	"	0.089	383×10^2	193.94×10^2	3492.88×10^2	114×10^2	30.60	30.600	0.0113	0.346

Distribución del Corte

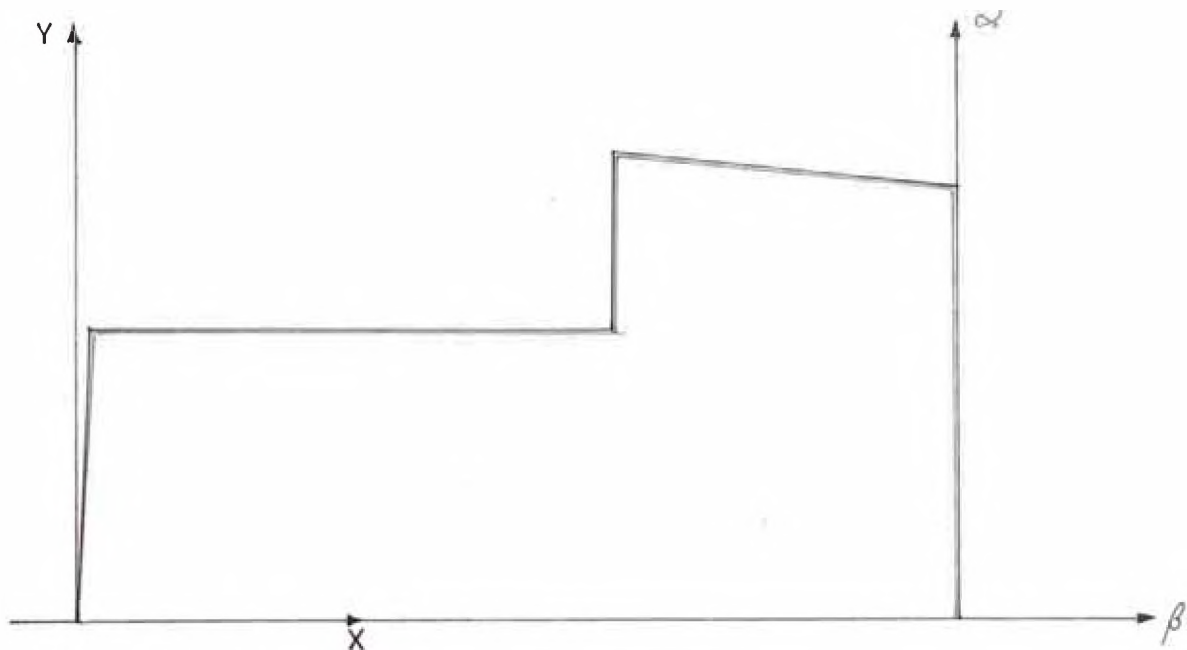
D. de la Placa		Distribución del Corte				
Idn.	Distp.	Vq.	Σ Dc.	Σ Dω.	Σ D.	Vat.
2.3516	1.10	25.05	34.805	1.10	35.905	0.655
2.3380	5.55	66.45	43.195	5.55	48.745	7.590
2.3282	12.60	104.45	43.195	12.60	55.795	23.50
2.2761	18.40	135.85	51.39	18.40	69.70	35.40
2.1869	27.85	163.85	51.39	27.30	78.69	57.00
2.048	37.90	187.16	51.39	37.90	89.29	79.00
1.817	50.50	206.05	57.69	50.50	108.19	96.00
1.487	77.10	220.25	57.69	77.10	134.79	125.00
1.034	140.00	229.25	57.69	140.00	197.69	162.00
0.420	315.00	234.51	196.06	315.00	511.06	144.00
2.2404	0.294	25.05	34.805	0.294	35.099	0.211
2.2146	3.410	66.45	43.195	3.41	46.605	4.88
2.2145	10.60	104.45	43.195	10.60	53.795	20.50
2.1819	16.20	135.85	51.39	16.20	67.59	32.60
2.1350	26.60	163.85	51.39	26.60	77.99	56.10
2.0090	39.50	187.15	51.39	39.50	90.89	81.90
1.7990	54.00	206.05	57.69	54.00	111.69	100.00
1.4970	83.10	220.25	57.69	83.10	140.79	130.00
1.0599	153.00	229.25	57.69	153.00	210.69	164.00
0.4350	330.00	234.51	196.06	330.00	526.05	147.00

Deformación por Flexión

Deformación por corte		Deformación por Flexión											
n	V_n	β	Δ_{sn}	h_n	δ_{sn}	$V_n \cdot h_n$	H_n	$E H_n$	K_{fn}	$E H_n / \text{cm}$	$4 \delta B_n$	$3/h_n$	δ_{sn}
10	3.09	1	183×10^{-4}	265	0.0019	8.2×10^2	8.2×10^2	8.2×10^2	94×10^2	0.0871	285.70	0.0114	3.26
9	16.40	1	9.75×10^{-4}	"	0.0002	43.5×10^2	51.7×10^2	59.9×10^2	93×10^2	0.64	284.98	0.0113	3.22
8	35.40	1	21.00×10^{-4}	"	0.0219	93.6×10^2	145.3×10^2	$207. \times 10^2$	93×10^2	2.23	282.11	0.0113	3.17
7	48.90	1	389×10^{-4}	"	0.0301	130×10^2	275.3×10^2	420.6×10^2	93×10^2	4.54	275.34	0.0113	3.10
6	68.10	1	40.5×10^{-4}	"	0.0421	181×10^2	456.3×10^2	731.6×10^2	93×10^2	7.90	262.90	0.0113	2.96
5	99.00	1	58.9×10^{-4}	"	0.0615	263×10^2	719.3×10^2	1175.6×10^2	93×10^2	12.70	242.30	0.0113	2.74
4	110.00	1	60×10^{-4}	"	0.0630	267×10^2	986.3×10^2	1705.6×10^2	93×10^2	18.40	211.20	0.0113	2.39
3	114.00	1	68×10^{-4}	"	0.0710	302×10^2	1288.3×10^2	2274.6×10^2	93.10^2	24.50	168.20	0.0113	1.90
2	143.00	1	85×10^{-4}	"	0.0890	380×10^2	1668.3×10^2	2956.6×10^2	93.10^2	31.90	111.90	0.0113	1.26
1	148.00	1	88×10^{-4}	"	0.0920	391×10^2	2059.3×10^2	3727.6×10^2	93.10^2	40.00	40.00	0.0113	0.45
10	0.99	1	0.585×10^{-4}	"	0.00609	2.63×10^2	2.63×10^2	2.63×10^2	94×10^2	0.028	267.76	0.0114	3.06
9	10.50	1	6.2×10^{-4}	"	0.00645	27.9×10^2	30.53×10^2	33.16×10^2	93×10^2	0.356	267.38	0.0113	3.03
8	30.10	1	17.9×10^{-4}	"	0.0187	80×10^2	110.53×10^2	141.06×10^2	93×10^2	1.520	265.50	0.0013	3.00
7	43.50	1	26×10^{-4}	"	0.0271	116×10^2	226.53×10^2	337.06×10^2	93×10^2	3.650	260.34	0.0113	2.94
6	66.10	1	39.4×10^{-4}	"	0.0410	176×10^2	402.58×10^2	629.06×10^2	93×10^2	6.75	249.95	0.0113	2.81
5	93.00	1	55×10^{-4}	"	0.0571	246×10^2	648.53×10^2	1050.06×10^2	93×10^2	11.30	231.90	0.0113	2.63
4	95.00	1	56.5×10^{-4}	"	0.0590	251×10^2	899.53×10^2	1548.06×10^2	93×10^2	16.60	204.20	0.0113	2.30
3	120.00	1	71.0×10^{-4}	"m	0.074	319×10^2	1218.53×10^2	2118.06×10^2	93×10^2	22.90	164.70	0.0113	1.86
2	158.00	1	94×10^{-4}	"	0.098	420×10^2	163853×10^2	2857.06×10^2	93×10^2	30.90	110.90	0.0113	1.25
1	160.00	1	95×10^{-4}	"	0.099	425×10^2	206353×10^2	3702.06×10^2	93×10^2	40.00	40.00	0.0113	0.451

D. de la Placa		Distribución del Corte					
Id.	Dup.	Vp.	ΣDc.	ΣDw.	ΣD.	Vw.	
3.2619	0.95	25.05	23.165	0.95	24.115	0.99	
3.7302	5.10	66.45	27.06	5.10	32.16	10.50	
3.1919	11.10	104.45	27.06	11.10	38.16	30.10	
3.1301	15.60	135.85	33.415	15.60	49.02	43.50	
3.0021	22.20	163.85	33.415	22.70	56.12	66.10	
3.0015	33.00	187.15	33.415	33.00	66.42	93.00	
2.453	41.10	206.05	48.525	41.10	89.63	95.00	
1.9710	58.00	220.25	48.525	58.00	106.53	120.00	
1.3490	106.00	229.25	48.525	106.00	154.53	158.00	
0.542	271.00	234.51	126.34	271.00	397.34	160.00	
3.0606	0.324	25.05	23.165	0.324	23.489	0.35	
3.036	3.45	66.45	27.06	3.45	30.51	7.55	
3.0187	10.00	104.45	27.06	10.00	37.06	28.00	
2.9671	14.60	135.85	33.415	14.60	48.15	41.40	
2.8510	23.20	163.85	33.415	23.20	56.615	67.10	
2.6871	34.60	187.15	33.415	34.60	68.015	94.50	
2.359	40.40	206.05	48.525	40.40	88.925	95.00	
1.934	62.00	220.25	48.525	62.00	110.525	124.00	
1.348	117.00	229.25	48.525	117.00	165.525	163.00	
0.550	290.00	234.51	126.34	290.00	416.34	164.00	

CORRECCION POR TORSION:



CALCULO DEL CENTRO DE MASA:

$$x_G = \frac{7.2 \times 21.70 + 43.10 + 23.60 + 300 \times 144 + 9.6 \times 1.06}{7.2 + 43.10 + 300 + 9.6} = \frac{5589}{359.9} = 15.50$$

$$y_G = \frac{7.2 \times 17 + 43.10 + 14.20 + 300 \times 6 + 9.6 \times 4}{359.90} = \frac{2918}{359.9} = 8.10$$

Midiendo el x_G desde el eje seria 11.80.

CORRECCION FOR TORSION :

N°	X6	Y6	Dx	Dy	DxY6	DxY6	$d = \frac{\sum D_x Y_6}{\sum D_x}$	$e - d - Y_6$	$\sum D_x X_6$	$d' = \frac{\sum D_x X_6}{\sum D_x}$	$e' = d' - X_6$	$I_x = \sum D_x Y_6^2$	$I_y = \sum D_x X_6^2$
1°	11.80	8.10	416.34	526.06	3991	3991	9.55	1.45	6870	13	1.20	6140.50	10,620.70
2°	11.80	8.10	165.525	210.69	1823.40	1823.40	11.00	2.90	2500	11.54	0.26	1920.05	4,253.90
3°	11.80	8.10	110.525	140.79	1781.00	1781.00	16.20	8.10	1630	11.80	-	5578.195	3,951.20
4°	11.80	8.10	88.925	110.69	1074.40	1074.40	12.00	3.90	1265	11.60	0.20	2001.90	4,509.70
5°	11.80	8.10	68.02	90.89	530.93	530.93	7.80	-0.30	1135.76	13.90	1.10	1078.20	3,679.20
6°	11.80	8.10	56.61	77.99	530.93	530.93	9.41	1.31	1135.76	14.70	2.90	924.35	4,049.55
7°	11.80	8.10	48.01	67.59	530.93	530.93	11.09	2.99	1135	16.80	5.0	1144.63	5,154.80
8°	11.80	8.10	37.06	53.79	288.34	288.34	7.78	-0.32	667.26	12.70	0.90	595.33	2,277.80
9°	11.80	8.10	30.51	46.60	288.34	288.34	9.40	1.30	667.26	14.40	2.70	788.74	3,223.26
10	11.80	8.10	23.489	35.099	167.85	167.85	7.15	0.95	418.64	12.00	0.20	657.90	2,407.18

$\sum D_x \cdot e$	γ_e	$\alpha_x = 1 + \frac{\sum D_x \cdot e}{I_x + I_y}$	$\sum D_y \cdot e'$	χ_e	$\alpha_y = 1 + \frac{\sum D_y \cdot e'}{I_x + I_y} + (k \cdot a)$
605	3.55	1.128	630	-5.29	0.802
480	5.00	1.30	55	-6.36	0.9433
900	10.25	1.102	-	-	-
346	6.00	1.319	22.10	+6.8	1.0234
20.5	-1.85	0.99214	100	5.46	0.876
74.00	3.45	1.0514	226	3.65	0.834
144	5.10	1.116	339	1.45	0.9216
11.80	1.83	1.00075	48.4	-5.66	0.9905
3950	3.44	1.0339	126	-3.85	0.879
22.40	1.2	1.00875	7	-660	0.9848

CORTES EN COLUMNAS CORREGIDOS POR TORSION.- (PORTICO PRINCIPAL)

Pi- sos	V_T	$\leq D_y$	$V_T / \leq D_y$	D_{yn}	α_y	$D_{yn\alpha}$	$V_n = \frac{V_T}{D_y} D_{yn\alpha}$	$V_n = \frac{V_T}{\leq D_x} D_{yn\alpha}$	Columna
1	234.51	526.00	0.45	8.25 13.60 8.15	0.802	6.60 10.70 6.55	2.95 4.90 2.95	3.65 6.10 3.65	V6 V12 V19
2	229.25	210.69	1.08	1.82 3.64 1.82	0.9433	1.72 3.44 1.72	1.86 3.70 1.86	1.98 3.94 1.98	V6 V12 V19
3	220.25	110.52	2.00	1.82 3.64 1.82	-	- - -	2.86 5.69 2.86	2.86 5.69 2.86	V6 V12 V19
4	206.05	111.69	1.84	1.82 3.64 1.82	1.0234	1.86 3.78 1.86	3.4 6.8 3.4	3.36 6.70 3.36	V6 V12 V16
5	187.15	90.89	2.06	1.74 3.31 1.74	0.876	1.52 2.90 1.52	3.14 5.95 8.14	3.60 3.89 3.60	V6 V12 V19
6	163.85	77.99	2.10	1.74 3.31 1.74	0.834	1.41 2.76 1.45	3.05 5.80 3.05	3.70 7.00 3.70	V6 V12 V19
7	135.87	67.59	2.00	1.74 3.31 1.74	0.9216	1.60 3.06 1.60	3.20 6.10 3.20	3.51 6.70 3.51	V6 V12 V19
8	104.45	53.79	1.95	1.48 2.71 1.48	0.9905	1.47 2.69 1.47	2.77 4.95 2.67	2.86 5.25 2.86	V6 V12 V19
9	66.45	46.60	1.42	1.48 2.71 1.48	0.879	1.30 2.37 1.30	1.86 3.40 1.86	2.11 3.90 2.11	V6 V12 V19
10	25.05	35.099	0.71	1.02 2.10 1.24	0.9848	1.00 2.06 1.20	0.711 1.47 0.865	0.725 1.50 0.880	V6 V12 V19

COSTES DE COLUMNAS CORREGIDOS POR TORSION.- (PORTICO SECUNDARIO)

PI- SOS	V_t	$\leq D_x$	$V_T/\epsilon D_x$	D_{xr}	∞	$D_{xn} \propto$	$V_n = \frac{V_T}{D_x} \cdot D_{xn} \propto$	Column
1	234.51	416.34	0.561	1.5	1.128	1.70	0.95	V10
				4.85		5.50	3.09	V11
				4.71		5.32	2.99	V12
				4.71		5.32	2.99	V13
				5.08		5.71	3.23	V14
				5.39		6.09	3.41	V15
2	229.25	165.525	1.39	0.935	1.39	1.30	1.81	V10
				1.70		2.36	3.28	V11
				1.56		2.18	3.00	V12
				1.56		2.18	3.00	V13
				2.01		2.80	3.87	V14
				2.45		3.41	4.72	V15
3	220.25	110.52	2.00	0.935	1.102	1.87	2.92	V10
				1.70		1.03	2.05	V11
				1.56		1.88	3.74	V12
				1.56		1.72	3.44	V13
				2.01		1.72	3.44	V14
				2.45		2.21	4.48	V15
4	206.05	88.925	2.32	0.935	1.319	1.48	2.95	V10
				1.70		1.22	2.87	V11
				1.56		2.24	5.20	V12
				1.56		2.06	4.80	V13
				2.01		2.06	4.80	V14
				2.45		2.65	6.20	V15
								V16
								V10
								V11
								V12
								V13
								V14
								V15
								V16

Pi- SOS	V_T	ΣD_x	$V_T / \Sigma D_x$	$D_{\&n}$	α	$D_{\&n} \cdot \alpha$	$V_n = \frac{V_T \cdot D_{\&n} \cdot \alpha}{\Sigma D_x}$	Columna
5	187.15	68.02	2.78	0.91	0.99214	0.90	2.504	V10
				1.65		4.56	V11	
				1.50		4.150	1.48	V12
				1.50		4.150	1.48	V13
				1.92		5.299	1.90	V14
				2.31		6.385	2.30	V15
1.28	3.525	1.27	V16					
6	162.85	56.61	2.90	0.91	1.0514	0.92	2.75	V10
				1.65		5.01	1.74	V11
				1.50		4.55	1.51	V12
				1.50		4.55	1.51½	V13
				1.92		5.81	1.94	V14
				2.31		7.01	2.34	V15
1.28	3.89	1.29	V16					
7	135.85	48.01	2.82	0.91	1.11	1.01	2.86	V10
				1.65		5.19	1.84	V11
				1.50		4.69	1.67	V12
				1.50		4.69	1.67	V13
				1.92		6.00	2.14	V14
				2.31		7.21	2.56	V15
1.28	4.00	1.42	V16					
8	104.45	37.08	2.77	.84	1.00075	.84	2.33	V10
				1.29		3.56	1.29	V11
				1.20		3.31	1.20	V12
				1.20		3.31	1.20	V13
				1.46		4.04	1.46	V14
				1.67		4.61	1.67	V15
1.07	2.95	1.07	V16					

Año	V_T	ΣD_k	$V_T / \Sigma D_k$	D_{kn}	α	$D_{kn} \cdot \alpha$	$V_T = \frac{V_T}{\Sigma D_k} \cdot D_{kn} \cdot \alpha$	Columna
9	66.45	30.51	2.21	0.84	1.0339	0.865	1.895	V10
				1.29		1.33	2.91	V11
				1.20		1.24	2.70	V13
				1.46		1.50	3.28	V14
				1.67		1.72	3.75	V15
				1.07		1.10	2.42	V16
10	25.05	23.489	1.06	0.671	1.00875	0.671	0.718	V10
				1.06		1.06	1.12	V11
				0.075		0.975	1.04	V12
				0.975		0.975	1.04	V13
				1.15		1.15	1.23	V14
				1.28		1.28	1.38	V15
0.77	0.77	0.83	V16					

MOVIENTOS EN COLUMNAS

COLUMNA E₁ - E₃

COLUMNA E₂

N°	COLUMNA E ₁ - E ₃			COLUMNA E ₂						
	V	h _y	h(1-y)	M _E = V·h _y	M _U = V·h _y (1-y)	V	h _y	h(1-y)	M _E = V·h _y	M _U = V·h _y (1-y)
1	3.65	3.12	0.47	11.4	1.72	6.10	2.81	0.16	17.20	0.93
2	1.98	1.99	0.66	3.94	1.31	3.94	1.81	0.84	7.11	3.30
3	2.86	1.99	0.66	5.70	1.89	5.69	1.47	1.18	8.35	6.70
4	3.40	1.26	1.39	4.30	4.72	6.80	1.21	1.44	8.22	9.80
5	3.60	1.70	1.45	4.30	5.20	6.85	1.19	1.46	8.15	10.00
6	3.70	1.06	1.59	3.91	5.90	7.00	1.16	1.49	8.10	10.40
7	3.51	0.99	1.66	3.49	5.81	6.70	1.06	1.59	7.10	10.60
8	2.86	1.06	1.59	3.04	4.55	5.25	1.19	1.46	6.25	7.69
9	2.11	1.06	1.59	2.24	3.36	3.90	1.06	1.59	4.15	6.20
10	E ₁	0.66	1.99	0.58	1.76	1.50	1.32	1.33	1.98	2.00
	E ₂	0.725	0.658	1.99	0.48					

CORRECCION NECESARIA AL GRADO DE EMPOTRAMIENTO EN LA COLUMNA BASE.-

Propagamos F.E.M. hacia arriba y determinamos los momentos de corrección..

Luego sumamos los diagramas de momentos obtenidos

Momento que absorbe el suelo (recomendación práctica)

$$T = 3.00 \text{ Kg/cm}^2 \text{ - - - - - } M_S = 0.50 \text{ FEM}$$

Momento a Propagar (FEM - MS)

Momento de corrección.-

(1er piso) $M_1 = \text{F.E.M.} \times CF_1$

(2do piso) $M_2 = M_1 \times CF_2$

(10° piso) $M_{10} = M_9 \times CF_{10}$

$$CF = (1 + 3R) - (1 + 3R)^2 - 1$$

COLUMNA E1 .- E3

Pi- so	F.E.M.	$M_S=0.5FEM$	Mom. Pro pagado	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2 - 1}$	CF	Mn	F.E.M. Mn
10	-	-	-	2.54	2.34	0.20	-	0.48
9	-	-	-	2.96	2.80	0.16	-	2.24
8	1	-	-	2.96	2.80	0.16	-	3.04
7	-	-	-	1.75	1.44	0.31	-	3.49
6	-	-	-	1.75	1.44	0.41	-	3.91
5	-	-	-	1.75	1.44	0.31	0.054	4.30
4	4.30	-	-	1.435	1.04	0.395	0.138	4.162
3	5.70	-	-	1.435	1.04	0.395	0.35	5.35
2	3.94	-	-	1.435	1.04	0.395	0.98	3.05
1	11.40	5.70	5.70	1.435	1.04	0.395	2.25	9.15

COLUMNA E₂.-

Pi- so	FEM	M _B =05	No. Pro pagado	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2-1}$	C _T	M _n	FEM-M _n
10				2.91	2.75	0.16		1.98
9				3.76	3.63	0.13		4.15
8				3.76	3.63	0.13		6.25
7				2.12	1.88	0.24		7.10
6				2.12	1.88	0.24		8.10
5				2.12	1.88	0.24	0.0347	8.15
4	8.22			1.55	1.19	0.33	0.145	8.075
3	8.35			1.55	1.19	0.36	0.404	7.946
2	7.11			1.55	1.19	0.36	1.12	5.99
1	17.20	8.60	8.60	1.55	1.19	0.36	0.10	14.10

PORT. SECUNDARIO 2.-

C - 1

Pi so	FEM	$M_g = 0.5$ FEM	Momento Propag.	(1+3 R)	$\sqrt{(1+3R^2-1)}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	2.29	2.05	0.24	-	-
9	-	-	-	2.71	2.53	0.18	-	-
8	-	-	-	2.71	2.53	0.18	-	-
7	-	-	-	2.10	1.84	0.26	-	-
6	-	-	-	2.10	1.84	0.76	-	-
5	-	-	-	2.10	1.84	0.26	-	-
4	3.4	-	-	1.95	1.67	0.28	-	-
3	2.7	-	-	1.95	1.67	0.28	-	-
2	2.81	-	-	1.95	1.67	0.28	0.0865	2.7235
1	2.2	1.1	1.1	1.95	1.67	0.28	0.309	1.891

PORTICO SECUNDARIO 2

C - 2

Pi so	FEM	$M_g = .5$ FEM	Momento Propag.	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2-1}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	3.26	3.10	0.16	-	-
9	-	-	-	4.04	3.90	0.10	-	-
8	-	-	-	4.04	3.90	0.10	-	-
7	-	-	-	2.06	1.80	0.26	-	-
6	-	-	-	2.06	1.50	0.26	-	-
5	-	-	-	2.06	1.80	0.26	-	-
4	6.2	-	-	1.82	1.52	0.30	0.031	6.179
3	5.09	-	-	1.82	1.52	0.30	0.103	4.987
2	4.46	-	-	1.82	1.52	0.30	0.34	4.12
1	7.55	3.77	3.77	1.82	1.52	0.30	1.03	6.42

PORT. SECUNDARIO IO 2

(c-3) (e - 4)

Pi so	FEM	$M_s = .5$ FEM	Momento Propag.	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2 - 1}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	3.03	2.86	0.17	-	-
9	-	-	-	3.70	3.55	0.15	-	-
8	-	-	-	3.70	3.55	0.15	-	-
7	-	-	-	1.94	1.66	0.28	-	-
6	-	-	-	1.94	1.66	0.28	-	-
5	-	-	-	1.94	1.66	0.28	-	-
4	-	-	-	1.735	1.42	0.315	0.037	5.613
3	-	-	-	1.735	1.42	0.315	0.118	4.092
2	-	-	-	1.735	1.42	0.315	0.373	4.627
1	7.50	3.75	3.75	1.735	1.42	0.315	1.18	6.32

PORT. SECUNDARIO 2.

C - 5

Pi so	FEM	$M_s = .50$ FEM	Momento Propag.	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2 - 1}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	3.52	3.38	0.14	-	-
9	-	-	-	4.65	4.55	0.10	-	-
8	-	-	-	4.65	4.53	0.10	-	-
7	-	-	-	2.27	2.04	0.23	-	-
6	-	-	-	2.27	2.04	0.23	-	-
5	-	-	-	2.27	2.04	0.23	-	-
4	-	-	-	1.98	1.70	0.28	-	-
3	-	-	-	1.98	1.70	0.28	0.082	4.818
2	6.00	-	-	1.98	1.70	0.28	0.291	5.709
1	7.4	3.7	3.7	1.98	1.70	0.28	1.04	6.36

PORT. SECUNDARIO 2

C - 6

Pi so	FEM	$M_s=05$ FEM	Momento Propag.	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2-1}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	3.98	3.85	0.13	-	-
9	-	-	-	5.60	5.40	0.20	-	-
8	-	-	-	5.6	5.40	0.20	-	-
7	-	-	-	2.60	2.40	0.20	-	-
6	-	-	-	2.60	2.40	0.20	-	-
5	-	-	-	2.60	2.40	0.20	-	-
4	9.2	-	-	2.25	2.02	0.23	0.043	7.157
3	7.2	-	-	2.25	2.02	0.23	0.043	7.157
2	6.9	-	-	2.25	2.02	0.23	0.188	6.712
1	7.1	3.55	3.55	2.25	2.02	0.23	0.82	6.28

PORT. SECUNDARIO 2

C - 7

Pi so	FEM	$M_s=05$ FEM	Momento Propag.	(1+3R)	$\sqrt{(1+3R)^2-1}$	C_F	M_u	FEM- M_u
10	-	-	-	2.49	2.28	0.21	-	-
9	-	-	-	3.31	3.16	0.15	-	-
8	-	-	-	3.31	3.16	0.15	-	-
7	-	-	-	1.80	1.50	0.30	-	-
6	-	-	-	1.80	1.50	0.30	-	-
5	-	-	-	1.80	1.50	0.30	-	-
4	-	-	-	1.62	1.27	0.35	0.056	4.844
3	-	-	-	1.62	1.27	0.35	0.46	4.55
2	1.01	-	-	1.62	1.27	0.35	0.46	4.55
1	7.51	3.75	3.75	1.62	1.27	0.35	1.32	6.19

MOMENTOS EN VIGAS (Columna E2) (Columna E1) (Columna E3)

Niveles	$M_{12} + M_{u1}$	$\frac{R_1}{R_1 + R_2}$	Md	$\frac{R_2}{R_1 + R_2}$	M_1	Niveles	$M_{12} + M_{u1}$	$\frac{R_1}{R_1 + R_2}$	Md	$\frac{R_2}{R_1 + R_2}$	M_1
Azotea	2.00	0.72	1.44	0.28	0.56	Asotea	$E_1 1.76$	1.00	1.76	-	-
10	8.18	0.50	4.09	0.50	4.09	10	$E_3 1.44$	1.00	1.44	-	-
9	11.84	0.50	5.92	0.50	5.92	9	3.84	1.00	3.84	-	-
8	16.85	0.5	8.43	0.50	8.43	8	6.79	1.00	6.79	-	-
7	17.50	0.6	8.75	0.50	8.75	7	8.85	1.00	8.85	-	-
6	18.10	0.5	9.05	0.50	9.05	6	9.39	1.00	9.39	-	-
5	17.95	0.5	8.97	0.50	8.97	5	9.11	1.00	9.11	-	-
4	14.67	0.5	7.33	0.50	7.33	4	9.02	1.00	9.02	-	-
3	10.35	0.5	5.17	0.50	5.17	3	6.05	1.00	6.05	-	-
2	5.94	0.5	2.97	0.50	2.97	2	6.66	1.00	6.66	-	-
							2.33	1.00	2.33	-	-

MOMENTOS EN COLUMNAS PORTICO DE ANILAS

COLUMNA C-2

COLUMNA C-1

N°	V	hy	h(1-y)	$M_1 = Vh y$	$M_2 = Vh \cdot (1-y)$	V	hy	h(1-y)	$M_1 = V h y$	$M_2 = Vh (1-y)$
1	0.95	2.35	0.30	2.24	0.285	3.09	2.45	0.20	7.55	0.619
2	1.81	1.56	1.09	2.82	1.970	3.28	1.63	1.02	5.39	3.35
3	2.05	1.32	1.33	2.70	2.73	3.74	1.36	1.29	5.09	4.80
4	2.87	1.19	1.46	3.41	4.20	5.20	1.19	1.46	6.20	7.60
5	2.51	1.19	1.46	3.00	3.66	4.56	1.19	1.46	5.41	6.65
6	2.75	1.14	1.51	3.14	4.15	5.01	1.14	1.51	5.71	7.59
7	2.86	1.06	1.59	3.04	4.55	5.19	1.06	1.59	5.50	8.21
8	2.33	1.06	1.59	2.46	3.70	5.56	1.19	1.46	4.25	5.20
9	1.895	0.98	1.67	1.85	3.15	2.91	1.06	1.59	3.09	4.64
10	0.718	1.01	1.64	0.73	1.18	1.12	1.06	1.59	1.19	1.78

NOMBRITOS EN COLUMNAS PORTICO DE AMARDE

COLUMNA C - 5

COLUMNA C-3 y C - 4

N°	V	hy	h(1-y)	$M_1 = V \cdot h(1-y)$	$M_2 = V \cdot h(1-y)$	V	hy	h(1-y)	$M_1 = V \cdot h_1$	$M_2 = V \cdot h(1-y)$
1	2.99	2.51	0.14	7.50	0.419	3.23	2.30	0.35	7.40	1.13
2	3.00	1.66	0.99	4.96	2.960	3.87	1.55	1.10	6.00	4.24
3	3.44	1.39	1.26	4.78	4.34	4.48	1.32	1.33	5.90	5.95
4	4.80	1.19	1.46	5.81	7.00	6.20	1.19	1.46	7.39	9.05
5	4.15	1.19	1.46	4.94	6.05	5.23	1.19	1.46	6.22	7.65
6	4.55	1.19	1.46	5.40	6.65	5.81	1.19	1.46	6.91	8.50
7	4.69	1.06	1.59	4.96	7.41	6.00	1.11	1.54	6.69	9.25
8	3.31	1.19	1.46	3.95	4.85	4.04	1.19	1.46	4.80	5.90
9	2.70	1.06	1.59	2.86	4.30	3.28	1.07	1.58	3.50	5.19
10	1.04	1.18	1.47	1.22	1.53	1.23	0.85	1.80	1.05	2.21

MOESTRAS EN COLUMNAS PORTICO DE AMARRE

COLUMNA C - 7

COLUMNA C - 6

N°	V	hy	h(1-y)	$M_1 = V \cdot h_y$	$M_2 = V \cdot h(1-y)$	V	hy	h(1-y)	$M_1 = V \cdot h_y$	$M_2 = V \cdot h(1-y)$
1	3.41	2.10	0.55	7.20	1.88	2.89	2.61	0.04	7.55	0.115
2	4.72	1.46	1.19	6.90	5.61	2.92	1.71	0.94	5.00	2.75
3	5.40	1.32	1.33	7.11	7.20	2.95	1.46	1.19	4.31	3.51
4	7.50	1.22	1.43	9.15	10.70	4.10	1.19	1.46	4.87	6.00
5	6.39	1.19	1.46	7.60	4.30	3.53	1.19	1.46	4.20	5.15
6	7.01	1.19	1.46	8.35	10.20	3.89	1.06	1.59	4.11	6.20
7	7.21	1.19	1.46	8.60	10.60	4.00	1.00	1.65	4.00	6.60
8	4.61	1.19	1.46	5.50	6.71	2.45	1.14	1.51	3.36	4.45
9	3.75	1.14	1.51	4.29	5.69	2.42	1.06	1.59	2.56	3.86
10	1.38	0.92	1.73	1.27	2.39	0.83	0.66	1.99	0.55	1.65

MOMENTOS EN VIGAS PORTICO DE ANAJOSTRE

COLUMNA C₁

COLUMNA C₂

Niveles	$M_{12} + Md_1$	$\frac{K_1}{R_1 + R_2}$	Md	$\frac{R_2}{K_1 + R_2}$	M _i	$M_{12} + M_{u1}$	$\frac{K_1}{K_1 + R_2}$	Md	$\frac{R_2}{R_1 + R_2}$	M _i
Azotes	1.18	-	-	1.00	1.18	1.78	0.55	0.98	0.45	0.80
10	3.88	-	-	1.00	3.88	5.83	0.56	3.27	0.44	2.56
9	5.55	-	-	1.00	5.55	8.29	0.56	4.64	0.44	3.65
8	7.01	-	-	1.00	7.01	12.46	0.56	6.95	0.44	5.51
7	7.19	-	-	1.00	7.19	13.09	0.86	7.30	0.44	5.75
6	6.80	-	-	1.00	7.20	13.01	0.56	6.95	0.44	5.48
5	7.20	-	-	1.00	7.20	13.01	0.56	7.30	0.44	5.72
4	6.14	-	-	1.00	6.14	11.00	0.56	6.15	0.44	4.84
3	4.67	-	-	1.00	4.67	8.44	0.56	4.74	0.44	3.72
2	3.105	-	-	1.00	3.105	6.009	0.56	3.36	0.44	2.64
Asosea	1.530	0.50	0.77	0.50	0.77	Columna C-5		1.33	0.50	1.33
	1.980	0.56	1.00	0.50	1.00	2.66	0.50	2.31	0.63	2.94
10	5.52	0.50	2.76	0.50	2.76	6.24	0.37	3.47	0.63	5.91
9	7.71	0.50	3.85	0.50	3.85	9.40	0.37	5.20	0.63	8.85
8	11.36	0.50	5.68	0.50	5.68	14.05	0.37	5.61	0.63	9.59
7	11.61	0.50	5.80	0.50	5.80	15.19	0.37	5.01	0.63	8.59
6	11.45	0.50	5.73	0.50	5.73	13.56	0.37	5.69	0.63	9.65
5	10.34	0.50	5.16	0.50	5.17	15.27	0.37	4.50	0.63	7.70
4	9.03	0.50	4.52	0.50	4.52	12.19	0.37	3.28	0.63	5.59
3	10.02	0.50	5.01	0.50	5.01	8.82	0.37	2.49	0.63	4.25
2	4.83	0.50	2.41	0.50	2.41	6.71	0.37		0.63	

C₃

C₄

C - 7

Niveles	$M_2 + M_{u1}$	$\frac{K_1}{R_1 + R_2}$	M_d	$\frac{K_2}{K_1 + R_2}$	M_1	$M_{12} + M_{u1}$	$\frac{K_1}{K_2 + K_1}$	M_2	$\frac{K_2}{K_1 + R_2}$	M_1
Azet.	2.39	0.50	1.19	0.50	1.19	1.65	1.00	1.65	-	-
10	6.96	0.50	3.48	0.50	3.48	4.41	1.00	4.41	-	-
9	11.00	11.50	5.50	0.50	5.50	7.01	1.00	7.01	-	-
8	16.10	0.50	8.05	0.50	8.05	9.96	1.00	9.96	-	-
7	18.80	0.50	9.40	0.50	9.40	10.20	1.00	10.20	-	-
6	17.65	0.50	8.83	0.50	8.83	9.26	1.00	9.26	-	-
5	18.30	0.50	9.15	0.50	9.15	10.20	1.00	10.20	-	-
4	16.35	0.50	8.17	0.50	8.17	8.38	1.00	8.38	-	-
3	12.72	0.50	6.36	0.50	6.36	7.06	1.00	7.06	-	-
2	8.78	0.50	4.39	0.50	4.39	5.115	1.00	5.115	-	-

C - 6

ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS

a) - VIGAS PORTICO PRINCIPAL

Pi so	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3		
	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$
Azot	1.76 + 1.44	5.80	0.55	0.56 + 1.76	5.80	0.40
10	3.84 + 4.09	5.80	1.37	4.09 + 3.84	5.80	1.37
9	6.79 + 5.92	5.80	2.19	5.92 + 6.79	5.80	2.19
8	8.85 + 8.43	5.80	2.99	8.43 + 8.85	5.80	2.99
7	9.39 + 8.75	5.80	3.11	8.75 + 9.39	5.80	3.11
6	9.11 + 9.05	5.80	3.14	9.05 + 9.11	5.80	3.14
5	9.02 + 8.97	5.80	3.09	8.97 + 9.02	5.80	3.09
4	6.05 + 7.36	5.80	2.31	7.33 + 6.05	5.80	2.31
3	6.66 + 5.17	5.80	2.03	5.17 + 6.66	5.80	2.03
2	2.33 + 2.97	5.80	0.91	2.97 + 2.33	5.80	0.91

b) - VIGAS PORTICO SECUNDARIO

Pi so	TRAMO 1-2			TRAMO 2-3		
	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$
Azot	1.18 + 0.98	3.60	0.60	0.80 + 0.77	4.50	0.35
10	3.88 + 3.27	3.60	1.99	2.56 + 2.76	4.50	1.19
9	5.55 + 4.64	3.60	2.83	3.65 + 3.85	4.50	1.67
8	7.01 + 6.95	3.60	3.86	5.51 + 5.68	4.50	2.49
7	7.19 + 7.30	3.60	4.04	5.57 + 5.80	4.50	2.56
6	6.80 + 6.95	3.60	3.80	5.48 + 5.73	4.50	2.49
5	7.20 + 7.30	3.60	4.04	5.72 + 5.17	4.50	2.41
4	6.14 + 6.15	3.60	3.40	4.84 + 4.52	4.50	2.07
3	4.67 + 4.74	3.60	2.61	3.72 + 5.01	4.50	1.94
2	3.05 + 3.36	3.60	2.80	2.64 + 2.41	4.50	1.12

TRAMO 3-4				TRAMO 4-5		
Pi so	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$	$M_i + M_d$	L	$Q = \frac{M_i + M_d}{L}$
Asot.	0.77 + 1.00	4.50	0.40	+	4.50	
10	2.76 + 2.76	4.50	1.24	2.76 + 3.94	4.50	1.49
9	3.85 + 3.85	4.50	1.71	3.85 + 5.91	4.50	2.17
8	5.68 + 5.68	4.50	2.52	5.68 + 8.85	4.50	3.21
7	5.80 + 5.80	4.50	2.57	5.80 + 9.59	4.50	3.41
6	5.73 + 5.73	4.50	2.54	5.73 + 8.59	4.50	3.20
5	5.17 + 5.17	4.50	2.51	5.17 + 9.65	4.50	3.30
4	4.52 + 4.52	4.50	2.01	4.52 + 7.70	4.50	2.71
3	5.01 + 5.01	4.50	2.26	5.01 + 5.59	4.50	2.36
2	2.41 + 2.41	4.50	1.07	2.41 + 4.25	4.50	1.48

TRAMO 5 - 6				TRAMO 6 - 7		
Asot.	1.33 + 1.19	4.50	0.48	1.19 + 1.65	4.50	0.63
10	3.94 + 3.48	4.50	1.66	3.48 + 4.41	4.50	1.76
9	5.91 + 5.50	4.50	2.54	5.50 + 7.01	4.50	2.78
8	8.85 + 8.05	4.50	3.75	8.05 + 9.96	4.50	4.00
7	9.59 + 9.40	4.50	4.20	9.40 + 10.20	4.50	4.35
6	8.59 + 8.83	4.50	3.86	8.83 + 9.26	4.50	4.00
5	9.65 + 9.15	4.50	4.17	9.15 + 10.20	4.50	4.30
4	7.70 + 8.17	4.50	3.64	8.17 + 8.38	4.50	3.70
3	5.59 + 6.36	4.50	2.64	6.36 + 7.06	4.50	2.97
2	4.25 + 4.39	4.50	1.92	4.39 + 5.12	4.50	2.11

ANALISIS DE LAS CARGAS VERTICALES

ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

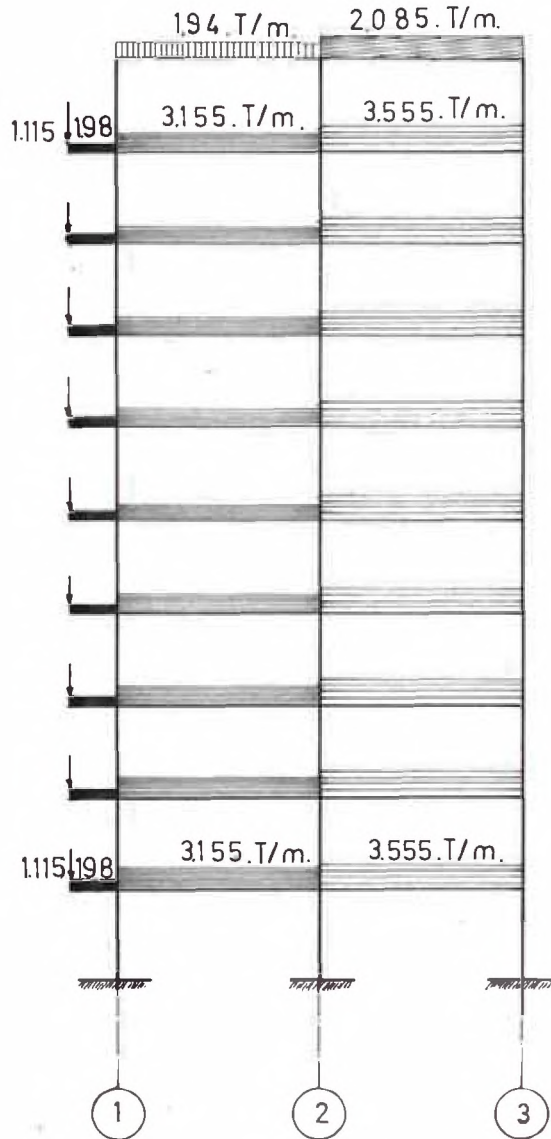
El análisis de cargas verticales se ha hecho con el uso de máquinas computadoras IBM 1620.

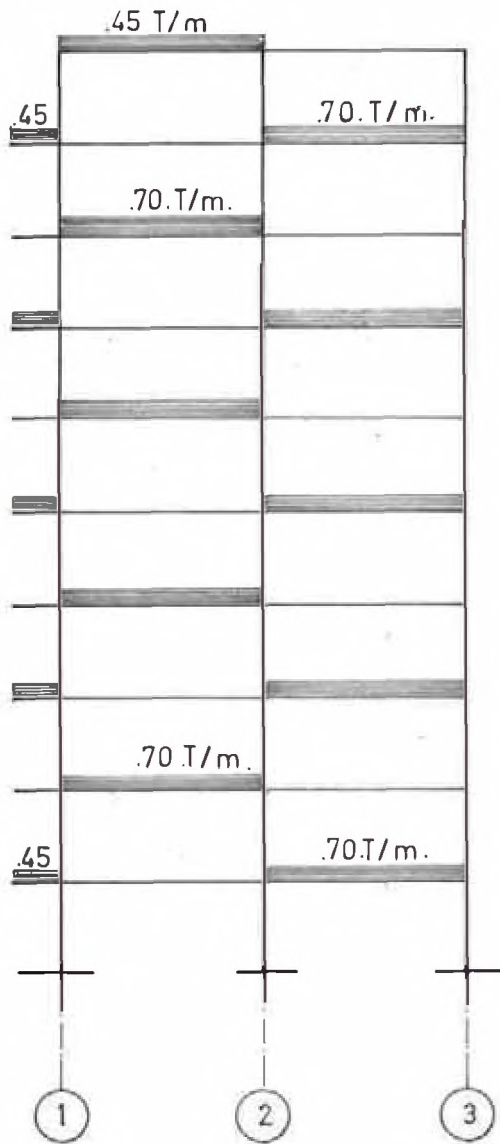
El programa a utilizar fue el de Kani, desarrollado por el Ingeniero Jack López.

El proceso a seguir es el siguiente :

Los datos que son : Luces, alturas, rigideces y las cargas, que son verticales para este caso, son picados en tarjetas y ordenados según el programa. Estas tarjetas son colocadas en la máquina, la cual desarrolla el problema, dando como resultados, los momentos y cortes, tanto para vigas como para columnas según las diferentes posiciones que adjuntamos en los siguientes gráficos.

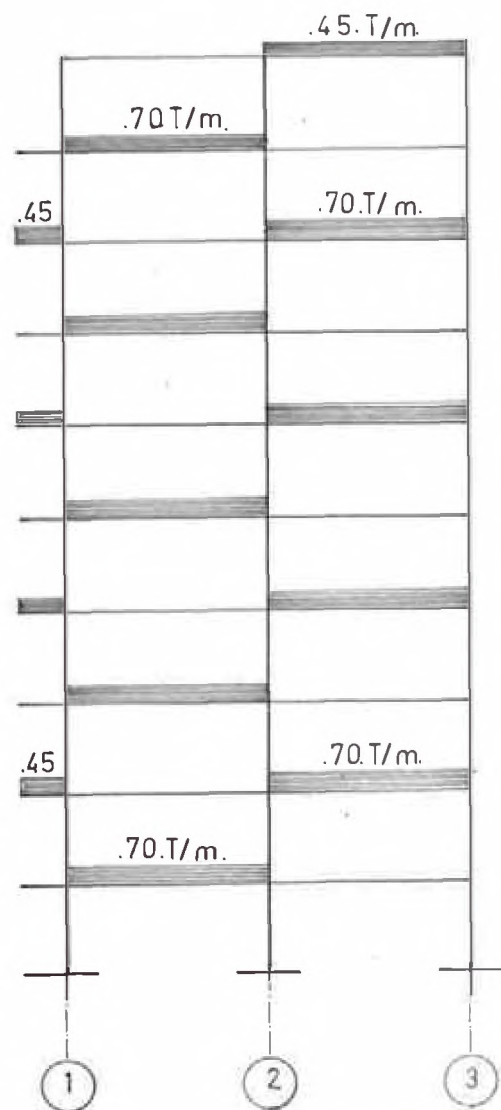
CASO N°1 CARGA MUERTA

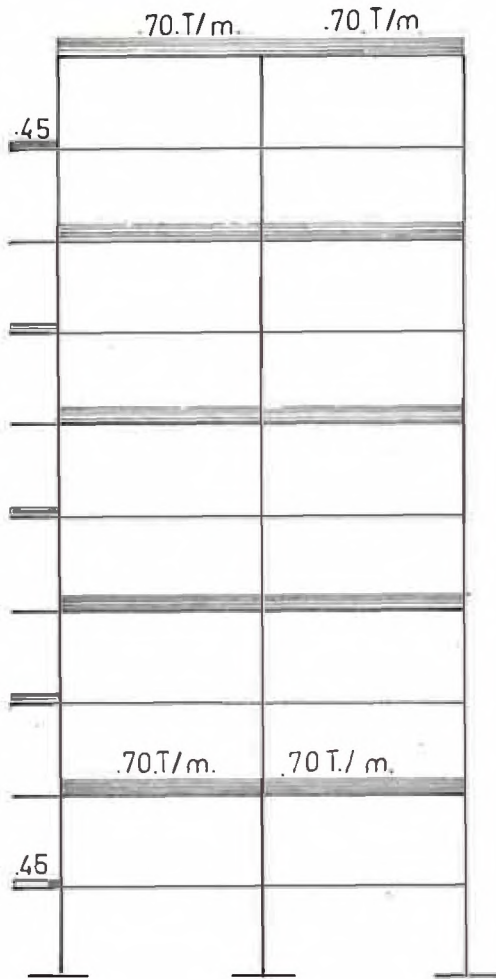




CASO N° 2
SOBRECARGA

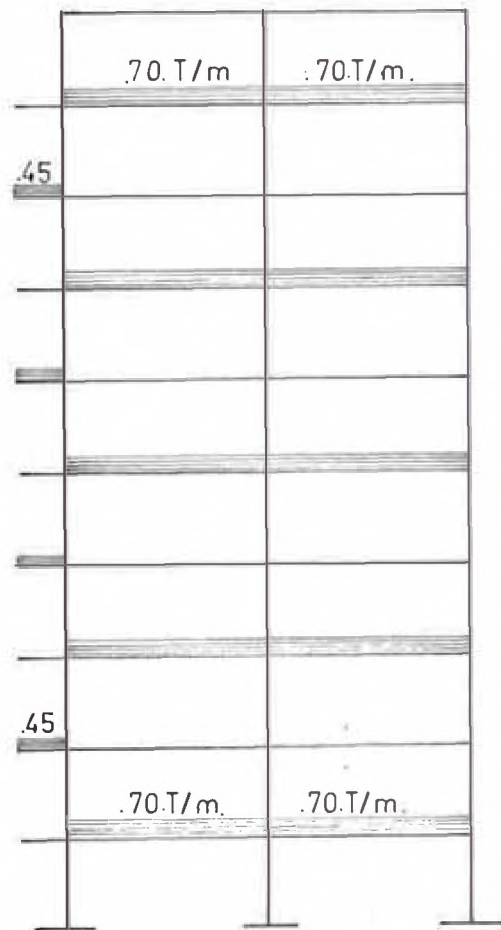
CASO N° 3
SOBRECARGA





CASO N° 4
SOBRECARGA

CASO N° 5
SOBRECARGA



PORTICO PRINCIPAL

CASO N° 1

CARGA MUERTA

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1	1	4.394	- 5.771	5.388	5.863
1	2	6.295	- 5.094	6.253	5.839
2	1	8.585	- 8.909	9.108	9.219
2	2	11.076	- 7.916	10.854	9.764
3	1	8.195	- 9.066	9.013	9.314
3	2	11.301	- 7.543	10.957	9.661
4	1	8.819	- 8.654	9.192	9.135
4	2	11.024	- 8.295	10.779	9.839
5	1	9.100	- 8.460	9.274	9.053
5	2	10.901	- 8.648	10.697	9.921
6	1	8.976	- 8.555	9.236	9.091
6	2	10.922	- 8.540	10.720	9.898
7	1	9.146	- 8.435	9.286	9.041
7	2	10.837	- 8.780	10.664	9.954
8	1	9.223	- 8.387	9.308	9.019
8	2	10.780	- 8.914	10.631	9.987
9	1	9.162	- 8.450	9.286	9.041
9	2	10.717	- 8.975	10.609	10.009
10	1	8.884	- 8.692	9.197	9.130
10	2	10.579	- 9.044	10.574	10.044

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1	1	- 4.481	- 3.206	2.900	2.900
1	2	- .594	- .937	.578	.578
1	3	4.998	4.221	- 3.479	- 3.479
2	1	- 2.321	- 2.642	1.873	1.873
2	2	- 1.322	- 1.266	.976	.976
2	3	3.642	3.909	- 2.849	- 2.849
3	1	- 2.508	- 2.078	1.730	1.730
3	2	- 1.032	- .887	.724	.724
3	3	3.569	2.938	- 2.455	- 2.455
4	1	- 3.707	- 3.216	2.613	2.613
4	2	- 1.526	- 1.335	1.079	1.079
4	3	5.281	4.504	- 3.692	- 3.692
5	1	- 2.860	- 3.065	2.236	2.236
5	2	- 1.165	- 1.282	.923	.923
5	3	4.057	4.316	- 3.159	- 3.159
6	1	- 2.900	- 2.607	2.078	2.078
6	2	- 1.170	- 1.046	.836	.836
6	3	4.125	3.598	- 2.914	- 2.914

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
7	1	- 3.536	- 3.291	2.576	2.576
7	2	- 1.453	- 1.382	1.070	1.070
7	3	5.075	4.588	- 3.646	- 3.646
8	1	- 2.897	- 3.032	2.237	2.237
8	2	- 1.100	- 1.339	.920	.920
8	3	4.251	4.117	- 3.158	- 3.158
9	1	- 3.061	- 3.787	2.584	2.584
9	2	- 1.012	- 1.768	1.049	1.049
9	3	4.815	4.813	- 3.633	- 3.633
10	1	- 2.078	- 1.814	1.469	1.469
10	2	- .208	- 1.330	.581	.581
10	3	4.138	1.294	- 2.050	- 2.050

CASO N° 2

CARGA VIVA

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1	1	.969	- .972	1.304	1.305
1	2	.217	.090	.053	- .053
2	1	1.162	.181	.231	- .231
2	2	1.866	- 1.354	2.118	1.941
3	1	1.541	- 1.623	2.015	2.044
3	2	.662	.225	.153	- .153
4	1	.854	.240	.188	- .188
4	2	2.026	- 1.462	2.127	1.932
5	1	1.923	- 1.569	2.091	1.968
5	2	.571	.316	.153	- .153
6	1	.719	.275	.171	- .171
6	2	2.102	- 1.514	2.131	1.928
7	1	1.995	- 1.636	2.091	1.968
7	2	.455	.291	.128	- .128
8	1	.568	.293	.148	- .148
8	2	2.162	- 1.579	2.130	1.929
9	1	2.021	- 1.680	2.088	1.971
9	2	.381	.260	.110	- .110
10	1	.442	.236	.117	- .117
10	2	2.136	- 1.646	2.114	1.945

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1	1	- 1.045	.816	.086	.086
1	2	.680	- .978	.112	.112
1	3	- .113	.641	- .199	- .199
2	1	1.035	- .674	- .136	- .136
2	2	- 1.160	.224	.352	.352
2	3	.678	- .104	- .216	- .216

COLUMNA	M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
3 1	- .920	.441	.180	.180
3 2	.678	- .395	- .106	- .106
3 3	- .196	.393	- .974	- .074
4 1	1.727	- .859	- .327	- .327
4 2	- 1.942	.194	.659	.659
4 3	1.022	- .143	- .331	- .331
5 1	- 1.139	1.040	.037	.037
5 2	.730	- 1.040	.117	.117
5 3	- .257	.667	- .154	- .154
6 1	1.321	- .576	- .281	- .281
6 2	- 1.409	- .006	.534	.534
6 3	.754	- .083	- .253	- .253
7 1	- 1.466	1.086	.143	.143
7 2	1.096	- 1.104	.002	.002
7 3	- .312	.699	- .146	- .146
8 1	1.384	- .944	- .165	- .165
8 2	- 1.411	.366	.394	.394
8 3	.796	- .191	- .228	- .228
9 1	- 1.123	.752	.140	.140
9 2	.847	- .882	.013	.013
9 3	- .167	.573	- .153	- .153
10 1	1.878	.379	- .851	- .851
10 2	- 1.542	- 1.657	1.207	1.207
10 3	1.001	- .058	- .355	- .355

CASO N° 3

CARGA VIVA

VIGA	MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1 1	.015	- .304	- .049	.049
1 2	1.206	- 1.125	1.318	1.291
2 1	1.568	- 1.619	2.021	2.038
2 2	.573	.065	.110	- .110
3 1	1.079	.194	.219	- .219
3 2	1.935	- 1.327	2.134	1.925
4 1	1.781	- 1.611	2.059	2.000
4 2	.572	.262	.144	- .144
5 1	.704	.223	.160	- .160
5 2	2.936	- 1.558	2.112	1.947
6 1	1.903	- 1.643	2.074	1.985
6 2	.485	.273	.130	- .130
7 1	.622	.289	.157	- .157
7 2	2.143	- 1.556	2.131	1.928
8 1	2.019	- 1.656	2.092	1.967
8 2	.416	.278	.119	- .119
9 1	.513	.262	.133	- .133
9 2	2.140	- 1.617	2.120	1.939
10 1	1.926	- 1.827	2.047	2.012
10 2	.220	.135	.061	- .061

COLUMNA	M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1 1	- .094	- .968	.401	.401
1 2	- .891	.668	.084	.084
1 3	1.117	.169	- .485	- .485
2 1	- .660	.931	- .102	- .102
2 2	.355	- .935	.218	.218
2 3	- .292	.601	- .116	- .116
3 1	1.026	- .349	- .255	- .255
3 2	- 1.250	- .104	.511	.511
3 3	.684	- .006	- .255	- .255
4 1	- 1.518	1.012	.190	.190
4 2	1.088	- .941	- .055	- .055
4 3	- .341	.699	- .135	- .135
5 1	1.297	- .865	- .162	- .162
5 2	- 1.380	.320	.399	.399
5 3	.762	- .134	- .236	- .236
6 1	- 1.142	.714	.161	.161
6 2	.739	- .582	- .059	- .059
6 3	- .243	.515	- .102	- .102
7 1	1.706	- .946	- .286	- .286
7 2	- 1.882	.306	.594	.594
7 3	.974	- .158	- .307	- .307
8 1	- 1.170	1.043	.047	.047
8 2	.847	- 1.144	.112	.112
8 3	- .217	.641	- .160	- .160
9 1	1.493	- .753	- .279	- .279
9 2	- 1.291	- .213	.567	.567
9 3	.916	- .151	- .288	- .288
10 1	- 1.270	- .793	.779	.779
10 2	1.732	.615	- .885	- .885
10 3	- .082	- .199	.106	.106

CASO N° 4
CARGA VIVA

VIGA	MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1 1	.896	- 1.418	1.214	1.395
1 2	1.375	- 1.053	1.360	1.249
2 1	.359	.197	.096	- .096
2 2	- .081	- .197	- .048	.048
3 1	1.420	- 2.215	1.892	2.167
3 2	2.260	- 1.401	2.178	1.881
4 1	.227	.113	.058	- .058
4 2	- .061	- .123	- .031	.031
5 1	1.695	- 2.084	1.962	2.097
5 2	2.118	- 1.672	2.106	1.953
6 1	.169	.090	.044	- .044
6 2	- .036	- .084	- .020	.020

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
7	1	1.752	- 2.061	1.976	2.083
7	2	2.075	- 1.747	2.086	1.973
8	1	.126	.066	.033	- .033
8	2	- .031	- .070	- .017	.017
9	1	1.798	- 2.040	1.988	2.071
9	2	2.048	- 1.797	2.073	1.986
10	1	.072	.040	.019	- .019
10	2	- .010	- .030	- .007	.007

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1	1	- .888	- .120	.380	.380
1	2	- .072	- .110	.068	.068
1	3	1.008	.183	- .449	- .449
2	1	.042	- .652	.230	.230
2	2	- .020	- .020	.015	.015
2	3	.032	.617	- .245	- .245
3	1	- .723	- .120	.318	.318
3	2	- .013	- .038	.019	.019
3	3	.707	.188	- .337	- .337
4	1	.242	- .762	.196	.196
4	2	- .117	- .076	.073	.073
4	3	- .047	.762	- .269	- .269
5	1	- .872	.007	.326	.326
5	2	- .034	- .055	.033	.033
5	3	.847	.107	- .360	- .360
6	1	.146	- .611	.175	.175
6	2	- .051	- .051	.038	.038
6	3	- .015	.583	- .214	- .214
7	1	- 1.154	.017	.428	.428
7	2	- .042	- .057	.037	.037
7	3	1.112	.124	- .466	- .466
8	1	.189	- .820	.238	.238
8	2	- .055	- .052	.040	.040
8	3	- .038	.777	- .278	- .278
9	1	- .988	- .164	.435	.435
9	2	- .022	- .023	.017	.017
9	3	.936	.261	- .452	- .452
10	1	.420	.176	- .225	- .225
10	2	- .045	- .076	.046	.046
10	3	- .294	- .180	.179	.179

CASO N° 5
CARGA VIVA

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1	1	.102	.051	.026	- .026
1	2	- .024	- .048	- .012	.012

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
2	1	1.421	- 2.222	1.891	2.168
2	2	2.245	- 1.416	2.172	1.887
3	1	.273	.138	.071	- .071
3	2	- .070	- .143	- .036	.036
4	1	1.614	- 2.119	1.943	2.116
4	2	2.169	- 1.582	2.131	1.928
5	1	.205	.109	.054	- .054
5	2	- .049	- .113	- .028	.028
6	1	1.703	- 2.081	1.964	2.095
6	2	2.113	- 1.680	2.104	1.955
7	1	.141	.075	.037	- .037
7	2	- .032	- .074	- .018	.018
8	1	1.787	- 2.045	1.985	2.074
8	2	2.056	- 1.783	2.077	1.982
9	1	.113	.060	.030	- .030
9	2	- .027	- .062	- .015	.015
10	1	1.814	- 2.032	1.992	2.067
10	2	2.044	- 1.807	2.070	1.989
COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1	1	- .146	- .703	.320	.320
1	2	.025	.040	- .024	- .024
1	3	.104	.679	- .295	- .295
2	1	- .682	- .049	.276	.276
2	2	- .035	- .048	.031	.031
2	3	.671	.144	- .308	- .308
3	1	.085	- .401	.119	.119
3	2	- .053	- .030	.031	.031
3	3	.002	.397	- .151	- .151
4	1	- 1.156	- .037	.450	.450
4	2	- .014	- .049	.024	.024
4	3	1.115	.142	- .474	- .474
5	1	.158	- .775	.232	.232
5	2	- .058	- .047	.039	.039
5	3	- .032	.754	- .272	- .272
6	1	- .875	- .066	.355	.355
6	2	- .024	- .044	.025	.025
6	3	.858	.152	- .381	- .381
7	1	.228	- .870	.242	.242
7	2	- .073	- .074	.055	.055
7	3	- .044	.834	- .297	- .297
8	1	- .939	.065	.329	.329
8	2	- .043	- .049	.035	.035
8	3	.902	.065	- .365	- .365
9	1	.155	- .755	.226	.226
9	2	- .059	- .057	.044	.044
9	3	- .019	.736	- .270	- .270
10	1	- 1.063	- .538	.604	.604
10	2	.038	.007	- .017	- .017
10	3	1.041	.513	- .587	- .587

PORTICO SECUNDARIO

CARGA MUERTA

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
1	1	.084	- 1.287	.868	1.536
1	2	.736	- 1.512	1.330	1.675
1	3	.820	- 1.361	1.382	1.623
1	4	.858	- 1.502	1.360	1.645
1	5	.758	- 1.382	1.364	1.641
1	6	.003	- 3.232	.785	2.220
2	1	.425	- 2.197	1.775	2.760
2	2	1.568	- 2.649	2.594	3.075
2	3	1.606	- 2.675	2.597	3.072
2	4	- 1.583	- 2.632	2.601	3.068
2	5	- 1.722	- 3.400	3.047	3.792
2	6	- 1.785	- 3.295	3.084	3.755
3	1	.717	- 1.925	1.932	2.603
3	2	1.775	- 2.439	2.687	2.982
3	3	1.852	- 2.396	2.714	2.955
3	4	1.830	- 2.449	2.697	2.972
3	5	2.079	- 2.901	3.237	3.602
3	6	1.706	- 4.093	2.889	3.950
4	1	.748	- 1.912	1.944	2.591
4	2	1.756	- 2.472	2.676	2.993
4	3	1.802	- 2.450	2.691	2.978
4	4	1.793	- 2.465	2.685	2.984
4	5	1.987	- 3.093	3.174	3.665
4	6	1.807	- 3.599	3.021	3.818
5	1	.777	- 1.891	1.958	2.577
5	2	1.755	- 2.484	2.673	2.996
5	3	1.779	- 2.473	2.680	2.989
5	4	1.775	- 2.480	2.678	2.991
5	5	1.953	- 3.141	3.156	3.683
5	6	1.839	- 3.474	3.056	3.783
6	1	.785	- 1.887	1.961	2.574
6	2	1.758	- 2.480	2.674	2.995
6	3	1.786	- 2.466	2.683	2.986
6	4	1.781	- 2.475	2.680	2.989
6	5	1.965	- 3.123	3.162	3.677
6	6	1.832	- 3.511	3.046	3.793
7	1	.792	- 1.883	1.965	2.570
7	2	1.756	- 2.483	2.673	2.996
7	3	1.780	- 2.471	2.681	2.988
7	4	1.777	- 2.479	2.678	2.991
7	5	1.955	- 3.139	3.156	3.683
7	6	1.845	- 3.463	3.060	3.779

VIGA		MOMEN. IZQ.	MOMEN. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DER.
8	1	.808	- 1.870	1.973	2.562
8	2	1.764	- 2.475	2.677	2.992
8	3	1.787	- 2.466	2.684	2.985
8	4	1.781	- 2.473	2.681	2.988
8	5	1.961	- 3.140	3.158	3.681
8	6	1.858	- 3.431	3.070	3.769
9	1	.832	- 1.845	1.986	2.549
9	2	1.786	- 2.453	2.686	2.983
9	3	1.811	- 2.440	2.695	2.974
9	4	1.805	- 2.452	2.691	2.978
9	5	1.992	- 3.108	3.172	3.667
9	6	1.906	- 3.367	3.095	3.744
10	1	.916	- 1.748	2.036	2.499
10	2	1.877	- 2.359	2.727	2.942
10	3	1.908	- 2.345	2.737	2.932
10	4	1.912	- 2.334	2.741	2.928
10	5	1.767	- 2.478	2.676	2.993
10	6	1.570	- 2.890	2.541	3.128

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
1	1	- .031	.172	- .053	- .053
1	2	.625	.759	- .522	- .522
1	3	.748	.932	- .634	- .634
1	4	1.306	1.114	- .913	- .913
1	5	.470	.814	- .485	- .485
1	6	1.449	1.316	- 1.043	- 1.043
1	7	- 6.907	- 2.772	3.652	3.652
2	1	- .538	- .357	.338	.338
2	2	- .055	.092	- .014	- .014
2	3	.174	.331	- .190	- .190
2	4	.051	.279	- .124	- .124
2	5	.148	.235	- .144	- .144
2	6	.346	.605	- .359	- .359
2	7	- .349	- .964	.495	.495
3	1	- .283	- .254	.202	.202
3	2	.100	.097	- .074	- .074
3	3	.316	.282	- .226	- .226
3	4	.327	.285	- .231	- .231
3	5	.189	.192	- .143	- .143
3	6	.610	.491	- .415	- .415
3	7	- 1.357	- .997	.888	.888
4	1	- .424	- .390	.307	.307
4	2	.092	.114	- .078	- .078
4	3	.468	.418	- .334	- .334
4	4	.455	.408	- .326	- .326
4	5	.340	.317	- .247	- .247
4	6	.807	.734	- .581	- .581
4	7	- 1.799	- 1.542	1.261	1.261

COLUMNA		M. AR.	M. AB.	C. AR.	C. AB.
5	1	- .361	- .351	.269	.269
5	2	.112	.113	- .085	- .085
5	3	.354	.367	- .272	- .272
5	4	.350	.365	- .270	- .270
5	5	.275	.282	- .210	- .210
5	6	.662	.690	- .510	- .510
5	7	- 1.391	- 1.470	1.079	1.079
6	1	- .337	- .326	.250	.250
6	2	.103	.103	- .077	- .077
6	3	.357	.345	- .265	- .265
6	4	.358	.347	- .266	- .266
6	5	.273	.266	- .203	- .203
6	6	.681	.655	- .504	- .504
6	7	- 1.463	- 1.366	1.067	1.067
7	1	- .370	- .350	.272	.272
7	2	.094	.116	- .079	- .079
7	3	.389	.413	- .302	- .302
7	4	.378	.386	- .288	- .288
7	5	.291	.310	- .227	- .227
7	6	.733	.722	- .549	- .549
7	7	- 1.597	- 1.519	1.176	1.176
8	1	- .374	- .351	.273	.273
8	2	.059	.116	- .066	- .066
8	3	.360	.420	- .294	- .294
8	4	.333	.407	- .279	- .279
8	5	.240	.286	- .198	- .198
8	6	.625	.673	- .490	- .490
8	7	- 1.458	- 1.338	1.055	1.055
9	1	- .458	- .384	.318	.318
9	2	- .011	.225	- .080	- .080
9	3	.320	.583	- .341	- .341
9	4	.317	.574	- .336	- .336
9	5	.263	.616	- .332	- .332
9	6	.552	.803	- .511	- .511
9	7	- 1.681	- 1.721	1.283	1.283
10	1	- .495	.028	.176	.176
10	2	- .287	.428	- .052	- .052
10	3	- .032	.555	- .197	- .197
10	4	- .042	.550	- .191	- .191
10	5	.049	.596	- .243	- .243
10	6	.106	.625	- .276	- .276
10	7	- 1.770	- .313	.786	.786

DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO DE VIGAS

Para efectos del diseño de las vigas del pórtico principal, haremos uso de abacos, tanto para flexión como para corte.

El piso de máximos momentos, que en este caso resulta ser el 5º, el diseño lo haremos según el método exacto.

En el caso de las vigas del pórtico secundario dada la poca variación que existe entre los momentos de un piso y otro, uniformizaremos el diseño, tomando los máximos momentos de cada cierto número de pisos según la uniformidad que exista en las envolventes.

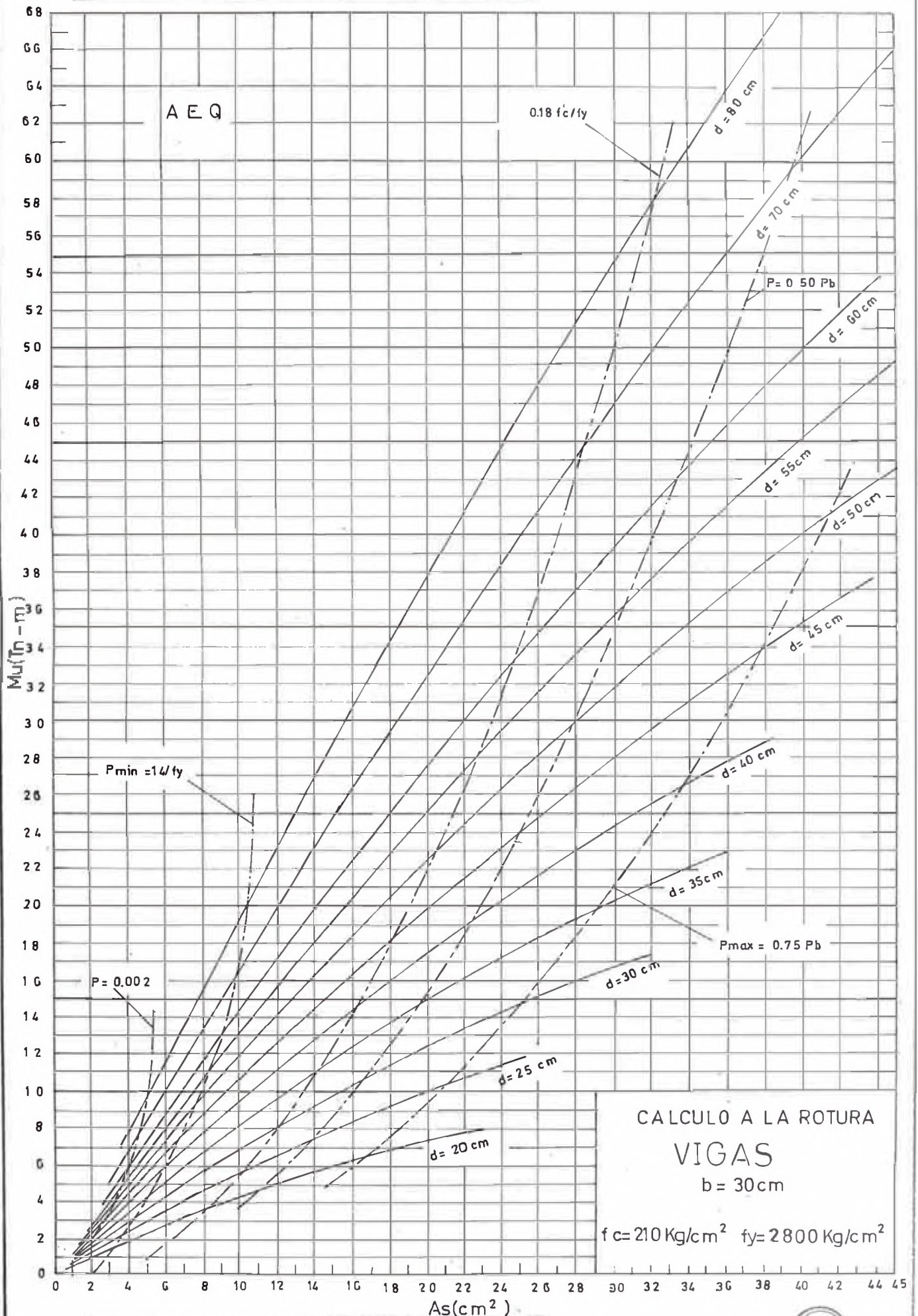
El diseño de estas vigas se hará según el método exacto y también empleando abacos.

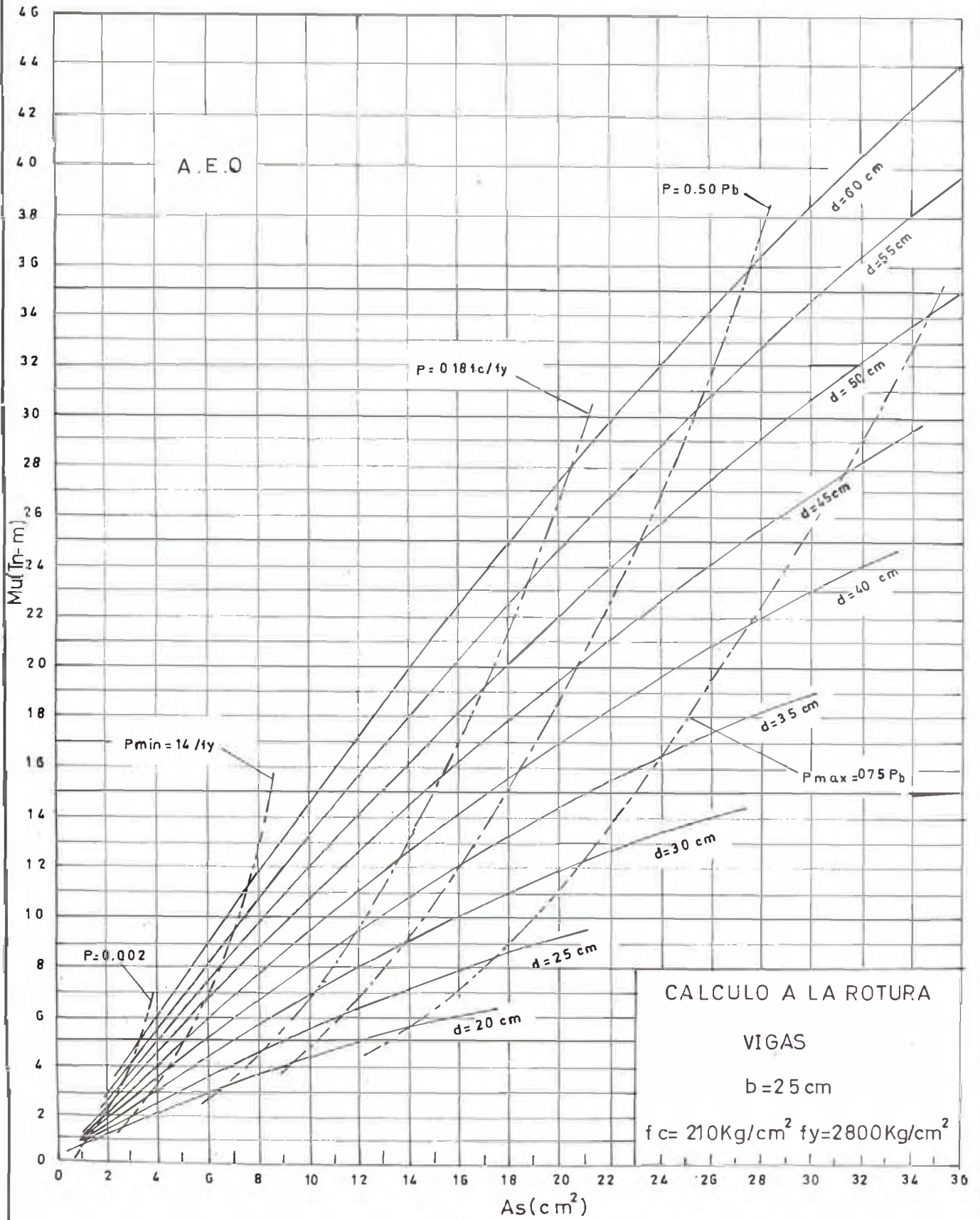
EMPLEO DE ABACOS

Para determinar las áreas de acero en las vigas se ha utilizado los abacos del Instituto de Estructuras que están desarrollados y corregidos por el método de la rotura.

El empleo es el siguiente : Se ubica el gráfico con el (b) correspondiente, así como el (f_y) y (f'_c). En la ordenada ubicamos el momento y con una horizontal intersectamos la curva del (d) de la viga, y, de esa intersección bajamos una vertical al eje de las abscisas, determinando el área de acero.

Para el diseño por corte hacemos uso también de abacos que nos dan la separación y ubicación de los estribos. Para esto en la envolvente total de corte le quitamos el corte que toma el concreto y luego superponemos el abaco en la misma escala con el tipo de estribo a colocar, determinando así el problema que en otro caso su desarrollo sería sencillo pero largo.





CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO - PORTICO PRINCIPAL

PISO	Dimensión cm	d cm	VOLADO	EJE 1 (-)	TRAMO 1-2	TRAMO 1-2	EJE 2 (-)	TRAMO 2-3	TRAMO 2-3	EJE 3 (-)
			M_U Tn-m A_s cm ²	M_U A_s	M'_U A'_s	M''_U A''_s	M_U A_s	M'_U A'_s	M''_U A''_s	M_U A_s
9	30.45	39		14.30 16.80	9.20 10.50		17.20 23.20	10.38 11.90		13.00 14.45
8	30.45	39		17.80 23.30	9.40 10.70		18.50 25.50	11.00 12.80		16.25 18.38
7	30.45	39		19.50 26.50	9.20 10.50		22.00 30.50	10.50 12.10		18.80 25.80
6	30.45	39		21.00 29.50	9.23 10.60		19.40 27.20	15.30 18.30		15.35 18.80
4	30.45	39		19.80 27.20	9.00 10.00		20.75 27.00	10.20 12.00		18.80 24.05
3	30.45	39		16.00 21.00	9.20 10.50		19.00 26.00	9.40 10.70		15.00 19.30
2	30.45	39		17.60 20.22	9.00 10.00		16.40 18.45	9.60 10.80		16.40 18.45
1	30.45	39		12.00 13.00	9.00 9.00		14.60 16.08	9.60 10.80		11.62 12.80

ESPECIFICACIONES

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$

recubrimiento = 4.00 cm
Abaco N° 1

ANALISIS EXACTO VIGA PORTICO PRINCIPAL - 5° PISO

$$M_u = 19.80 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

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

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

$$b = 30$$

$$h = 45 \quad d = 38.78$$

SOLUCION :

$$p_{\max} = 0.75 p_b = 0.0234$$

$$M_u = \phi M'_u = 0.9 \times 0.292 f'_c b d^2 = 0.26 f'_c b d^2$$

$$M_u = 0.26 \times 210 \times 30 \times (38.78)^2 \times 10^{-5} = 26.4 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

1er. Tanteo :

$$a = \frac{d}{5}$$

$$d - \frac{a}{2} = 0.9 d$$

$$\frac{a}{2} = \frac{d}{10}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{19.80 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 38.78} = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{21.6 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 30} = 11.3$$

$$A_s = \frac{19.80 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times (38.78 - \frac{11.3}{2})} = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$M_u = + 9.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$d - \frac{a}{2} = 0.9 d$$

$$A_s = \frac{9 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 3878} = 10.2 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{10.2 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 30} = 5.31$$

$$A_s = \frac{9 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \left(38.78 - \frac{5.31}{2}\right)} = 9.81 \text{ cm}^2$$

$$M_U = - 22.43 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{22.43 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 3658} = 26.8 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{26.8 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 30} = 14.0$$

$$A_s = \frac{22.43 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times \left(36.58 - \frac{14.0}{2}\right)} = 30.0 \text{ cm}^2$$

$$M_U = + 10.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{10 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 38.78} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{11.3 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 30} = 5.91$$

$$A_s = \frac{10 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \left(38.78 - \frac{5.91}{2}\right)} = 11.00 \text{ cm}^2$$

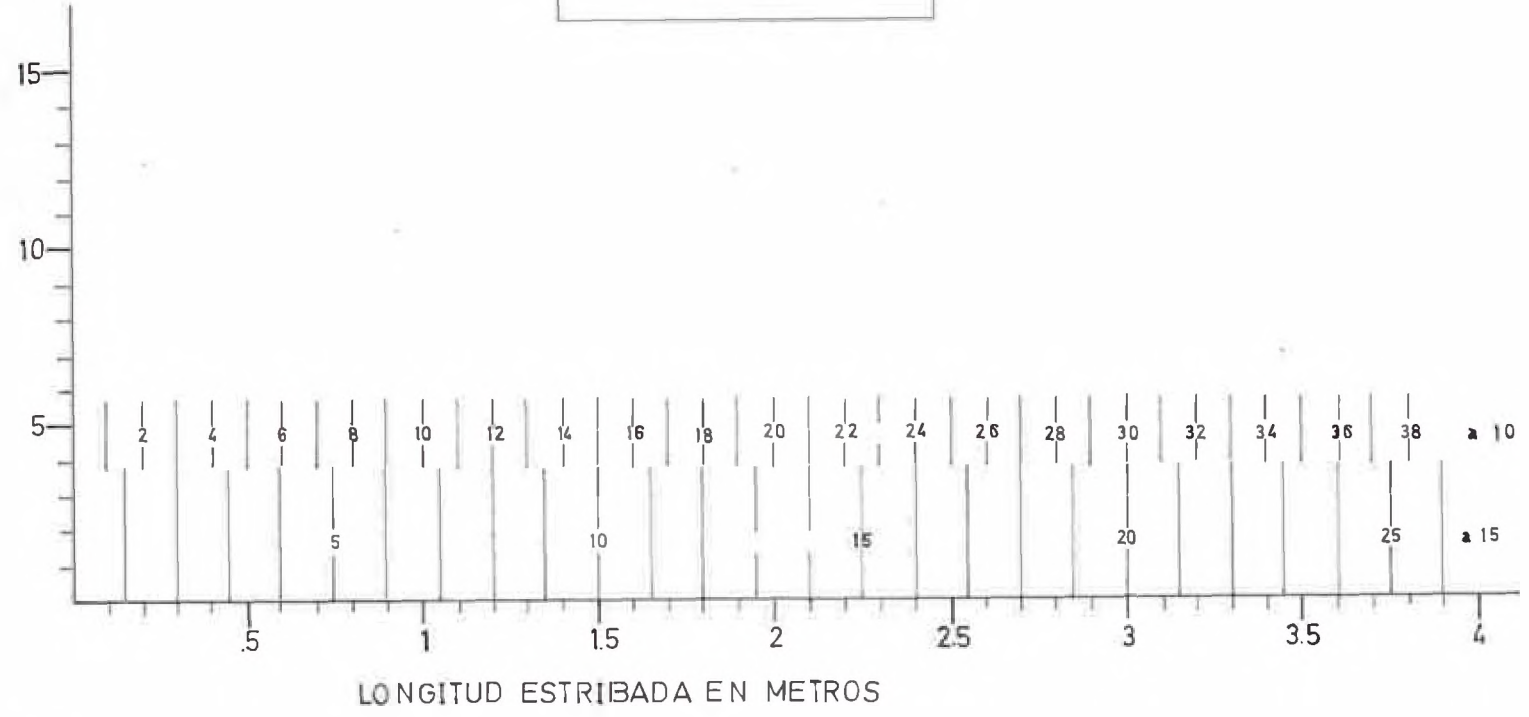
$$M_U = - 19.60 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{19.60 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 38.78} = 22.1 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{22.1 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 30} = 11.6$$

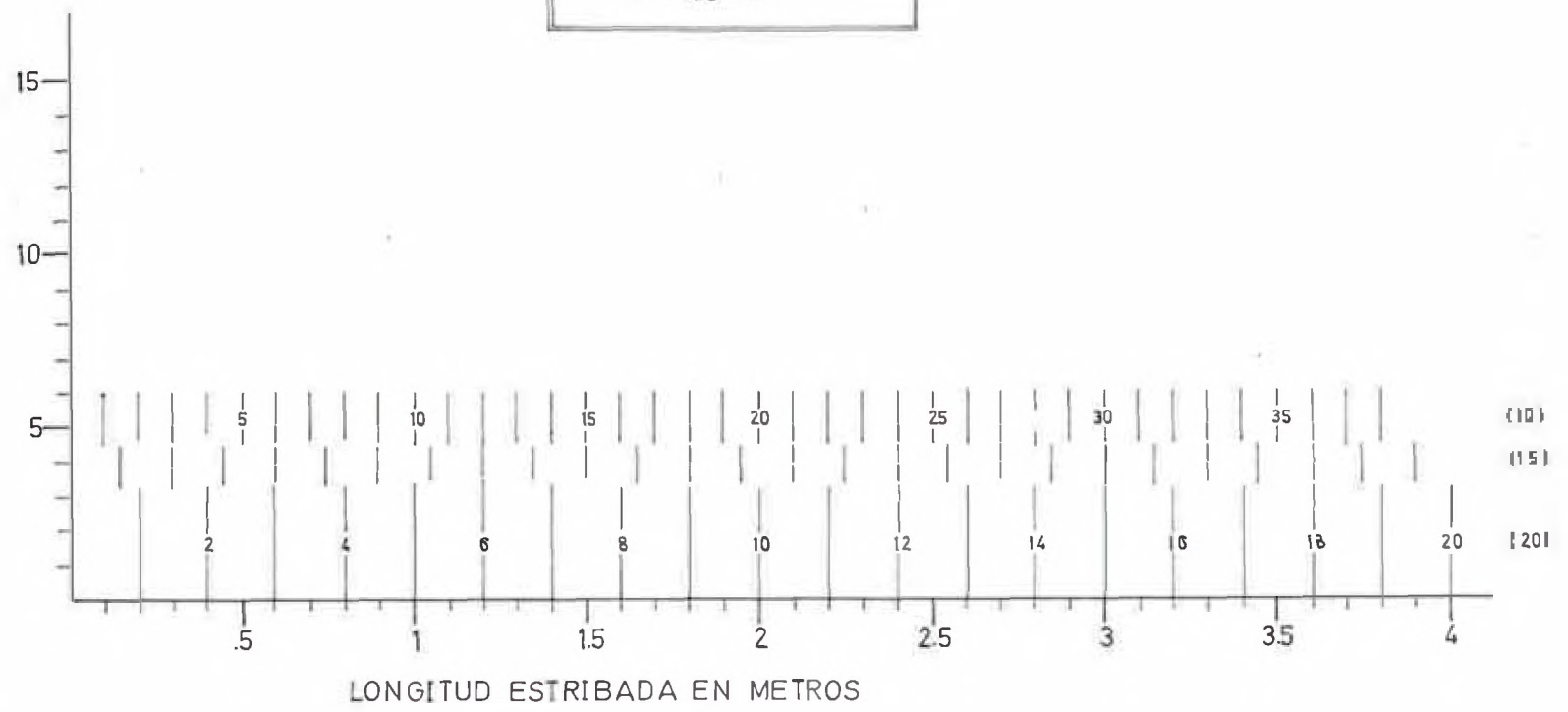
$$A_s = \frac{19.60 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times \left(38.78 - \frac{11.6}{2}\right)} = 23.6 \text{ cm}^2$$

ESTRIBOS
 ϕ 1/4"
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}$
 $d = 35 \text{ cm}$



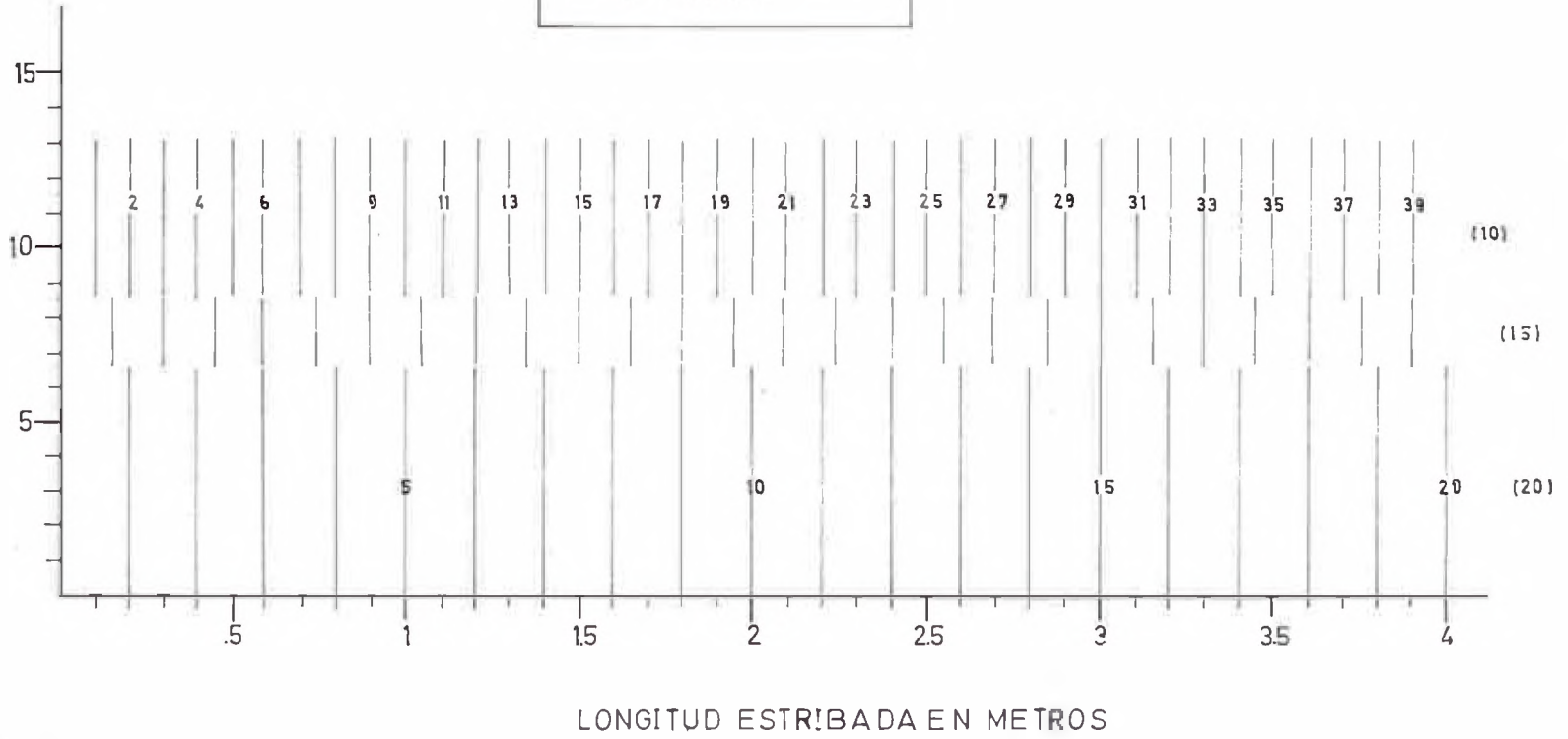
Escala V : 1cm = 2 Tn
H : 1 / 20

ESTRIBOS
 ϕ 1/4"
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}$
 $d = 40 \text{ cm}$



Escala V : 1cm = 2 Tn
H : 1 / 20

ESTRIBOS
 ϕ 3/8"
 $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}$
 $d = 40 \text{ cm}$



Escala V 1cm = 2 Tn
H 1 / 20

DISEÑO POR CORTE

PRIMER TRAMO (IZQ)

$$V_{\max} = 17.00 \text{ T}$$

$$V_d = 15.40 \text{ T}$$

$$v_d = \frac{V_d}{b d} = \frac{15.40}{30 \times 38.80} = 13.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_{u_{\max}} = 2.65 \phi V f'_c = 2.65 \times 0.85 \times V 210 = 32.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad 13.2$$

$$v_{u_c} = 0.53 \phi V f'_c = 0.53 \times 0.85 \times V 210 = 6.55 \text{ Kg/cm}^2 \quad V_u$$

$$V_{u_c} = v_{u_c} b d = 6.55 \times 30 \times 38.80 = 7600 \text{ Kg}$$

$$x_T = L \left(\frac{V_{\max} - V_{u_c}}{V_{\max}} \right) = 3.76 \left(\frac{17 - 7.60}{17} \right) = 3.76 \left(\frac{9.40}{17} \right) = 2.06$$

$$x = 2.06 + 0.388 = 2.448$$

Espaciamiento máximo .-

$$1. \quad v_u \quad 1.59 \phi f'_c = 1.59 \times 0.85 \times V 210 = 19.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad 13.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = 20$$

$$2. \quad S_{\max} = \frac{A_v}{0.0015 b} = \frac{2 \times 0.713}{0.0015 \times 30} = 31.1 \quad 3/8$$

$$S_{\max} = \frac{2 \times 0.315}{0.0015 \times 30} = 14 \quad 1/4$$

admitimos estribos $3/8$

Espaciamiento según requisitos estructurales .-

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_d - V_{u_c}} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 2.8 \times 38.8}{7.8} = 16.8 \text{ cm}$$

$$V_d - V_{uc} = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 2.8 \times 38.8}{20} = 6.50$$

$$x_1 = \frac{V_d - V_{uc}}{V_d - V_{uc}^{max}} \times X_T = \frac{6.50}{9.40} \times 2.06 = 1.43 \text{ m}$$

o sea $2.06 - 1.430 = 0.63$ del apoyo

Longitud cubierta por grupo de estribos Acumulado

1	0.075	0.075	0.075
4	0.15	0.60	0.675
10	0.20	2.00	2.675

PRIMER TRAMO (DER)

$$V^{max} = 16.40 \text{ Tn}$$

$$V_d = 14.50 \text{ Tn}$$

$$V_d = \frac{14.50}{30 \times 38.8} = 12.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = 7.6 \text{ Tn}$$

$$X_T = 3.56 \left(\frac{16.40 - 7.6}{16.40 - 2.6} \right) = 1.90$$

$$X^{real} = 1.90 + 0.388 = 2.288 \text{ m}$$

1.) $1.59 \phi V f_c$ 12.4 $S^{max} = \frac{d}{2} = 19.4 \text{ cm}$

2.) $S^{max} = \frac{2 \times 0.315}{0.0015 \times 30} = 14$ $1/4$

Espaciamientos segun requisitos estructurales :

$$S = \frac{6.9}{0.85 \times 1.42 \times 2.8 \times 38.8} = 1.9$$

$$V_d - V_{uc} = \frac{12.0}{0.85 \times 0.53 \times 2.8 \times 38.8} = 4.84$$

$$x_1 = \frac{4.84}{16.40 - 7.6} \times 1.90 = 0.93 \quad 1.90 - 0.93 = 0.92$$

$$V_d - V_{u_c} = \frac{0.85 \times 0.63 \times 2.8 \times 38.8}{14} = 4.20$$

$$x_1 = \frac{4.20}{16.40 - 7.6} \times 1.90 = 0.82 \quad 1.90 - 0.82 = 1.08$$

		Longitud cubierta por Grupo de Estribos	Acumulado
1	.05	.05	.05
6	.10	.60	.65
3	.12	.36	1.01
10	.14	1.40	2.41

TRAMO 2 (IZQUIERDO)

$$V_{\max} = 18.00$$

$$V_d = 16.60 \quad V_d = \frac{16600}{30 \times 36.60} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 36.6$$

$$V_{u_c} = 6.55 \times 30 \times 36.60 = 7200 \text{ Kg}$$

$$x_T = 3.70 \left(\frac{18 - 7.2}{18} \right) = 2.22$$

$$x_{\text{real}} = 2.22 + 0.366 = 2.586 \quad 2.60$$

1. $1.59 \phi V f'_c \quad 15 \quad \frac{d}{2} = 18.3$

2. $S_{\max} = \frac{2 \times 0.315}{0.0015 \times 30} = 14$

Espaciamiento según requisitos estructurales .-

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 28 \times 36.60}{9.40} = 12$$

$$V_d - V_{uc} = \frac{55.1}{15} = 3.70$$

$$x_1 = \frac{3.70}{18 - 7.2} \times 2.22 = 0.76 \quad 2.22 - 0.76 = 1.46$$

$$V_d - V_{uc} = \frac{55.1}{20} = 2.76$$

$$x_1 = \frac{2.76}{10.8} \times 2.22 = 0.57 \quad 2.22 - 0.57 = 1.65$$

		Longitud cubierta por grupo de estribos	Acumulado
1	.06	0.06	0.06
8	.12	0.96	1.02
4	.15	0.60	1.60
5	.20	1.00	2.60

TRAMO 2 (DERECHO)

$$V_{\max} = 18.00$$

$$V_d = 15.60 \quad V_d = \frac{15.60}{30 \times 38.80} = 13.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 38.80$$

$$V_{uc} = 7600 \text{ Kg}$$

$$x_T = 3.46 \left(\frac{18 - 7.6}{18} \right) = 2.00$$

$$x_{\text{real}} = 2.00 + 0.388 = 2.388$$

$$1. \quad 1.59 \phi V f'_c \quad 13.4 \quad \frac{d}{2} = 19.40$$

2.
$$S_{\max} = \frac{2 \times 0.315}{0.0015 \times 30} = 14 \quad 1/4 \quad \text{Usamos } 3/8''$$

Espaciamiento según requisitos estructurales .-

$$S = \frac{0.85 \times 1.42 \times 2.8 \times 38.80}{8.00} = 15.0$$

$$V_d - V_{uc} = \frac{0.85 \times 1.42 \times 2.8 \times 38.80}{20} = 6.5$$

$$x_1 = \frac{6.50}{18 - 7.6} \times 2.00 = \frac{6.50}{10.4} \times 2.00 = 1.24 \quad 2.00 - 1.24 = 0.76$$

		Longitud cubierta por estribos	Acumulado
1	. 075	0.075	0.075
4	. 15	0.60	0.675
9	. 20	1.80	2.475

Nota.- La verificación por adherencia la haremos en un capítulo posterior.

PORTICO SECUNDARIO

Diseño de las vigas del 1er. y 2° Piso

MAXIMOS MOMENTOS NEGATIVOS.

Apoyo G

$$M_u = 6.18 \text{ Tn} \cdot \text{m} \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \quad d = 19 \text{ cm}$$

Solución :

Máximo momento que admite la viga

$$M_u = \phi M'_u = 0.9 \times 0.292 f'_c \cdot b d^2$$

$$M_u = 0.26 \times 210 \times 60 \times (19)^2 \times 10^{-5} = 11.83 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Sabemos que :

$$s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

1er. Tanteo :

$$a = d/5 \quad d - \frac{a}{2} = 0.9 d$$

$$A_s = \frac{6.18 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 19} = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b} = \frac{14.4 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 60} = 14.4 (0.262)$$

$$a = 3.755$$

$$s = \frac{6.18 \times 10^5}{2.520 \times \left(19 - \frac{3.755}{2}\right)} = \frac{6.18 \times 10^5}{2,520 \times 17.123} = 14.38$$

$$s = 14.35 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 3/4 + 3 \phi 5/8)$$

Apo yo F

$$M_u = 7.10 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{7.10 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 (19)} = \frac{710}{43} = 16.55 \text{ cm}^2$$

$$a = 16.55 \times (0.262) = 4.33$$

$$s = \frac{7.10 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times \left(19 - \frac{4.33}{2}\right)} = \frac{7.10 \times 10^5}{2,520 \times 16.835}$$

$$s = 16.70 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 3/4)$$

Apo yo E

$$M_u = 8.20 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{820}{43} = 19.08 \text{ cm}^2$$

$$a = 19.08 \times (0.262) = 5.00$$

$$s = \frac{8.20 \times 10^5}{2,520 \times 16.5} = 19.73 \text{ cm}^2$$

$$s = 19.73 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi 7/8 + 3 \phi 3/4$$

Apo yo D

$$M_u = 8.00$$

$$s = \frac{800}{43} = 18.61$$

$$a = 18.61 \times (0.262)$$

$$a = 4.88$$

$$s = \frac{8.00 \times 10^5}{2,520 \times 16.56} = 19.30$$

$$s = 19.30 \text{ cm}^2 \quad 3 \phi 7/8 + 3 \phi 3/4$$

Apoyo C

$$M_{\text{izquierdo}}^- = 6.18 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = 14.35 \text{ cm}^2$$

Hacia el lado derecho del apoyo C, la viga toma peralte, de las siguientes dimensiones :

$$b = 25 \text{ cm} \quad h = 40 \quad d = 34 \text{ cm}$$

Máximo momento admisible

$$M_U = \phi M'_U = 0.26 \times 210 \times 25 \times (34)^2 \times 10^{-5} = 15.80 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

Del abaco N° 2 obtenemos :

$$M_{\text{U derecho}}^- = 8.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = 10.15 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 3/4$$

Apoyo B

$$M_U^- = 10.40 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$2 \phi 3/4 + 3 \phi 3/4$$

Apoyo A

$$M_U^- = 11.40 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$s = 15.50$$

$$3 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8$$

Vigas del 3° al 7° Piso

Apoyo G

$$M_U^- = 8.40 \text{ Tn} \cdot \text{m} \quad b = 60 \text{ cms}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \quad d = 19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{840}{43} = 19.57 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 19.57 \cdot (0.262)$$

$$\alpha = 5.10$$

$$A_s = \frac{8.40 \times 10^5}{2,520 \times 16.45} = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20.25 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8")$$

Apoyo F

$$M_U^- = 9.80 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{980}{43} = 22.75 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 22.75 \times (0.262)$$

$$\alpha = 5.98$$

$$A_s = \frac{9.80 \times 10^5}{2,520 \times 16.01} = 24.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 24.40 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8")$$

Apoyo E

$$M_U^- = 9.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{900}{43} = 20.95 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 20.95 \times (0.262)$$

$$\alpha = 5.49$$

$$A_s = \frac{9.00 \times 10^5}{2,520 \times 16.26} = 22.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 22.00 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8)$$

Apoyo D

$$M_{\bar{u}} = 8.90 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{890}{43} = 20.60 \quad \alpha = 20.60 \times (0.262)$$

$$\alpha = 5.41$$

$$A_s = \frac{8.90 \times 10^5}{2,520 \times 16.30} = 21.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 21.65 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8)$$

Apoyo C

$$M_{\text{izquierdo}}^- = 9.00 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 22.00 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8)$$

Apoyo C

Empleo de Abacos (N° 2)

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 34 \text{ cm}$$

$$M_{\bar{u}} \text{ (derecho)} = 12.40 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 17 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 3/4$$

Apoyo B

$$M_u = 13.20 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 22.10 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ capas}) \\ (5 \phi 3/4 + 4 \phi 5/8)$$

Apoyo A

$$M_u = 15.00$$

$$A_s = \text{en compresión}$$

Apoyo A

Acero en compresión

$$b = 25 \qquad d = 34 \qquad d' = 6$$

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

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 15,000 \text{ Kg} \cdot \text{m} \qquad p_1 = 0.75 p_b$$

De la tabla 3

$$P_1 = 0.0186 \qquad K = 0.191$$

Luego

$$A_{s1} = 0.0186 \times 25 \times 34 = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$M_{u1} = 0.191 \times 210 \times 25 \times \frac{34^2}{100} = 11,600$$

$$M_{u2} = 15000 - 11600 = 3400 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$A_{s2} = \frac{340000}{0.9 \times 2800 (34 - 6)} = 4.8 \text{ cm}^2$$

de la figura 4 para $d'/d = 6/34 = 0.177$

$$f'_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego

$$A'_s = \frac{340000}{0.9 \times 2800 (34 - 6)} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.8 + 4.8 = 20.6 \text{ cm}^2$$

Vigas del 8° y 9° Piso

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 19 \text{ cm}$$

Apoyo G

$$M_U = 6.80 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{680}{43} = 15.80 \text{ cm}^2 \quad a = 15.8 \times (0.262)$$

$$a = 4.15$$

$$A_s = \frac{6.80 \times 10^5}{2,520 \times 16.93} = 15.95$$

$$A_s = 15.95 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8)$$

Apoyo F

$$M_U = 7.10 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 16.70 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 3/4)$$

Apoyo E

$$M_U = 6.88 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{688}{43} = 16.00 \text{ cm}^2 \quad a = 16 \times (0.262) = 4.20$$

$$A_s = \frac{6.88 \times 10^5}{2,520 \times 16.9} = 16.18$$

$$A_s = 16.18 \text{ cm}^2 \quad (5 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8)$$

Apoyo D

$$M_U = 7.10 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 16.70 \text{ cm}^2 \quad (6 \phi 3/4)$$

Apoyo C

$$M_{\text{izquierda}}^- = 6.15 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{615}{43} = 14.30 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 14.30 \times (0.262)$$

$$\alpha = 3.75$$

$$A_s = \frac{6.15 \times 10^5}{2,520 \times 18.13} = 13.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13.80 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 3/4 + 1 \phi 5/8)$$

Apoyo C

Empleo de Abacos (N° 2)

$$M_{\text{derecho}}^- = 8.60 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 10.70 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 3/4)$$

Apoyo B

$$M_U = 9.60 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 12.60 \text{ cm}^2$$

$$(3 \phi 3/4 + 2 \phi 5/8)$$

Apoyo A

$$M_U = 12.80$$

$$A_s = 14.60 \text{ cm}^2$$

$$(4 \phi 3/4 + 2 \phi 5/8)$$

Diseño de la viga del 10° Piso

Máximos Momentos Negativos

Características Generales

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2 \quad h = 20 \text{ cm}$$

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

Solución :

Máximo Momento Admisible

$$M_u = M'_u = 0.26 \times 210 \times 60 \times (14)^2 \times 10^{-5}$$

$$M_u = 6.42 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Apoyo G

$$M_u = 1.40 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{1.40 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \times 0.9 \times 14} = \frac{140}{31.75} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \times b} = \frac{4.41 \times 2,800}{0.85 \times 210 \times 60} = 4.41 \times (0.262)$$

$$a = 1.15$$

$$A_s = \frac{1.4 \times 10^5}{0.9 \times 2,800 \left(14 - \frac{1.15}{2}\right)} = \frac{1.4 \times 10^5}{2,520 \times 13.425} = 4.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0.005 \times 60 \times 14 = 4.20 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 1/2)$$

Apoyos F, E, D

$$M_u = 2.60$$

$$A_s = \frac{260}{31.75} = 8.20 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 8.20 (0.262)$$

$$\alpha = 2.15$$

$$A_s = \frac{2.60 \times 10^5}{2,520 \times 12.915} = 8.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.03 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 1/2 + 3 \phi 5/8)$$

Apo yo C

$$M_u = 3.06$$

$$A_s = \frac{306}{31.75} = 9.67 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 9.67 \times (0.262)$$

$$\alpha = 2.53$$

$$A_s = \frac{3.06 \times 10^5}{2,520 \times 12.74} = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.60 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 1/2 + 3 \phi 5/8)$$

Apo yo B

$$M_u = 2.80 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$A_s = \frac{280}{31.75} = 8.84 \quad \alpha = 8.84 \times (0.262) = 2.31$$

$$A_s = \frac{2.80 \times 10^5}{2,520 \times 12.85} = 8.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.63 \text{ cm}^2 \quad (3 \phi 1/2 + 3 \phi 5/8)$$

Apo yo A

$$M_u = 5.48$$

$$A_s = \frac{548}{31.75} = 14.18 \quad \alpha = 14.18 \times (0.262) = 3.70$$

$$A_s = \frac{5.48 \times 10^5}{2,520 \times 12.15} = 16.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.93 \text{ cm}^2 \quad (4 \phi 3/4 + 3 \phi 5/8)$$

MOMENTOS POSITIVOS

1° y 2° Pisos

(Tramos diseñados por el método exacto)

TRAMO (G F)

$$M_u = 4.60 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{460}{43} = 10.87 \quad \alpha = 10.87 (0.262) = 2.85$$

$$s = \frac{4.60 \times 10^5}{2.520 \times 17.58} = 10.42 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 1.00 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{100}{43} = 2.33 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 0.262 \times 2.33 = 0.607$$

$$s = \frac{1.00 \times 10^5}{2.520 \times 18697} = 2.13 \text{ cm}^2 \quad (s \text{ m\u00edn.} = 5.7 \text{ cm}^2) \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 3.60 \text{ tn} \cdot \text{m}$$

$$s = \frac{360}{43} = 8.40 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 0.262 \times 8.40 = 2.20$$

$$s = \frac{3.60 \times 10^5}{2.520 \times 17.90} = 8.00 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4 - 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

TRAMO F E

$$M_u = 2.50$$

$$s = \frac{250}{43} = 5.62 \text{ cm}^2 \quad \alpha = 0.262 \times 5.62 = 1.52$$

$$s = \frac{2.50 \times 10^5}{2.520 \times (18.24)} = 5.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{sm. } 5.70 \text{ cm.}) \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 1.40 \text{ tn.} \quad s \text{ m\u00edn.} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 3.25 \text{ tn - m}$$

$$s = \frac{325}{43} = 7.56 \text{ cm}^2 \quad a = 7.56 \times (0.262) = 1.98$$

$$s = \frac{3.25 \times 10^5}{2.520 \times 18.01} = 7.20 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4 - 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

TRAMO (E - D)

$$M_u = 3.80$$

$$s = \frac{380}{43} = 8.83 \quad a = 0.262 \times 8.83 = 2.33$$

$$s = \frac{3.80 \times 10^5}{2.520 \times 17.83} = 8.42 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 1.60 \text{ tn - m} \quad s \text{ m\u00edn.} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4$$

$$M_u = 3.18$$

$$s = \frac{318}{43} = 7.38 \text{ cm}^2 \quad a = 7.38 \times (0.262) = 1.93$$

$$s = \frac{3.18 \times 10^5}{2.520 \times 18.035} = 8.00 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4 - 1 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

TRAMO D - C

$$M_U = 4.20 \text{ tn} - \text{m}$$

$$s = \frac{420}{43} = 9.78 \quad a = 0.262 \times 9.78 = 2.505$$

$$s = \frac{4.2 \times 10^5}{2.520 \times 17.75} = 9.50 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4 - 2 \emptyset 5/8$$

$$M_U = 1.30 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{sm} \quad 5.70 \text{ cm}^2$$

$$M_U = 1.20 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{sm} \quad 5.70 \text{ cm}^2$$

VIGAS 3er á 7mo. Piso

TRAMO G - F

$$M_U = 7.60$$

$$s = \frac{760}{43} = 17.66 \text{ cm}^2 \quad a = 0.262 \times 17.66 = 4.62$$

$$s = \frac{7.60 \times 10^5}{2.520 \times 16.69} = 18.00 \text{ cm}^2 \quad 5 \emptyset 3/4 - 2 \emptyset 5/8$$

$$M_U = 1.20 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{sm.} \quad 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4$$

$$M_U = 6.50$$

$$s = \frac{650}{43} = 15.19 \text{ cm}^2 \quad a = 0.262 \times 15.19 = 3.95$$

$$s = \frac{6.50 \times 10^5}{2.520 \times 17.03} = 15.20 \text{ cm}^2 \quad 4 \emptyset 3/4 - 2 \emptyset 5/8$$

TRAMO F - E

$$M_u = 5.00 \text{ tn} - \text{m}$$

$$s = \frac{500}{43} = 11.60 \quad a = 11.60 \times 0.262 = 3.05$$

$$s = \frac{5.00 \times 10^5}{2.520 \times 17.48} = 11.39 \text{ cm}^2 \quad 4 \emptyset 3/4$$

$$M_u = 1.40 \quad s_{\text{mín.}} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4$$

$$M_u = 4.30 \text{ tn} - \text{m}$$

$$s = \frac{430}{43} = 10 \text{ cm}^2 \quad a = 0.262 \times 10 = 2.62$$

$$s = \frac{4.30 \times 10^5}{2.520 \times 17.59} = 9.70 \text{ cm}^2 \quad 3 \emptyset 3/4 - 1 \emptyset 5/8$$

TRAMO E - D

$$M_u = 4.90 \text{ tn} - \text{m}$$

$$s = \frac{490}{43} = 11.40 \quad a = 0.262 \times 11.40 = 2.98$$

$$s = \frac{4.9 \times 10^5}{2.520 \times 17.51} = 11.18 \text{ cm}^2 \quad 4 \emptyset 3/4$$

$$M_u = 1.60 \text{ tn} - \text{m} \quad s_{\text{m}} = 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4$$

$$M_u = 4.30 \quad s_{\text{m}} = 9.70 \text{ cm}^2 \quad 3 \emptyset 3/4 - 1 \emptyset 5/8$$

TRAMO D - C

$$M_U = 5.00 \quad s = 11.39 \text{ cm}^2 \quad 4 \emptyset 3/4$$

$$M_U = 1.70 \quad s = 5.70 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4$$

$$M_U = 4.30 \text{ tn} - \text{m} \quad s = 9.70 \text{ cm}^2 \quad 3 \emptyset 3/4 - 1 \emptyset 5/8$$

8° y 9° Piso

TRAMO G - F

$$M_U = 5.60$$

$$s = \frac{560}{43} = 13.00 \quad a = 13 \times 0.252 = 3.4$$

$$s = \frac{5.6 \times 10^5}{2.520 \times 17.3} = 12.80 \text{ cm}^2 \quad 4 \emptyset 3/4 - 2 \emptyset 5/8$$

$$M_U = 1.25 \quad s_{\text{min.}} = 5.7 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4$$

$$M_U = 3.20$$

$$s = \frac{320}{43} = 7.48 \quad a = 7.48 \times 0.262 = 1.96$$

$$s = \frac{320 \times 10^5}{2.520 \times 18.02} = 7.10 \text{ cm}^2 \quad 2 \emptyset 3/4 - 1 \emptyset 5/8$$

TRAMOS F E ; E D ; D C.

$$s \text{ m\u00edn.} = 5.70 \text{ cm}^2$$

10 mo Piso

$$s \text{ m\u00edn.} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Viga P\u00f3rtico Secundario 1\u00b0 y 2\u00b0 Piso .-

TRAMO (C - B)

$$a) M_U = 4.50 \text{ tn - m} \quad A_s = 5.30 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset 3/4 - 2 \text{ } \emptyset 5/8$$

$$b) M_U = 2.20 \text{ tn - m} \quad A_s \text{ m\u00edn.} = 4.60 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/4 - 1 \text{ } \emptyset 5/8$$

$$c) M_U = 4.20 \text{ tn - m} \quad A_s = 5.00 \text{ cm}^2$$

TRAMO (B - A)

$$a) M_U = 5.60 \text{ tn - m} \quad A_s = 6.50 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset 3/4 - 2 \text{ } \emptyset 5/8$$

$$b) M_U = 2.00 \text{ tn - m} \quad A_s \text{ m\u00ednimo} = 4.60 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset 3/4 - 1 \text{ } \emptyset 5/8$$

$$c) M_U = 4.80 \text{ tn - m} \quad A_s = 5.80 \text{ cm}^2 \quad 1 \text{ } \emptyset 3/4 - 2 \text{ } \emptyset 5/8$$

VIGA PORTICO SECUNDARIO 3\u00b0, 4\u00b0, 5\u00b0, 6\u00b0, 7\u00b0

TRAMO (C - B)

$$a) M_U = 9.18 \text{ tn - m} \quad s = 11.70 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset 3/4$$

$$b) M_U = 2.20 \text{ tn - m} \quad sm = 4.60 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset 3/4$$

$$c) M_U = 8.50 \text{ tn - m} \quad s = 10.60 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset 3/4$$

TRAMO (B - A)

$$a) M_U = 9.00 \text{ tn - m} \quad s = 11.00 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset 3/4$$

$$b) M_U = 2.00 \text{ tn - m} \quad sm = 4.60 \text{ cm}^2 \quad 2 \text{ } \emptyset 3/4$$

$$c) M_U = 8.50 \text{ tn - m} \quad s = 10.60 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset 3/4$$

VIGA PORTICO SECUNDARIO 8°, 9° Piso

TRAMO (C - B)

a) $M_u = 4.90$

b) $M_u = 2.30$

c) $M_u = 3.30$

$= 5.60 \text{ cm}^2$ sm

$= 4.60 \text{ cm}^2$ sm

$= 4.60 \text{ cm}^2$ sm

TRAMO (B - A)

a) $M_u = 4.63$

b) $M_u = 2.20$

c) $M_u = 4.00$

$= 5.40 \text{ cm}^2$ sm

$= 4.60 \text{ cm}^2$ sm

$= 4.60 \text{ cm}^2$ sm

VIGA PORTICO SECUNDARIO 10° Piso

s mínimo en todos sus tramos.

$= 4.60 \text{ cm}^2$ sm

ADHERENCIA Y ANCLAJE

$$L_{du} = \frac{A_s f_y}{U' u \sum o}$$

$$u = \frac{V_u}{\phi \sum o J d}$$

$$J = 7/8 = 0.872$$

$$\phi = 0.85$$

$$u = \frac{V_u}{0.85 \times 0.872 \times \sum o D}$$

Secciones críticas para adherencia por Flexión .-

1) Donde el V es máx.

1. En la cara del apoyo.
2. En puntos de terminación y de doblado de barras.
3. En puntos de inflexión para momentos (-)

Cuando se combinan varillas.

$$u = \frac{V}{(A_s / A_{s2}) \sum o_2 l d}$$

$$\left(\frac{A_s}{A_{s2}} \right) \sum o_2 = \frac{4 A_s}{D_2} = \sum o$$

D_2 = Diámetro de vara más gruesa

$$U = \frac{V}{\sum o J d}$$

SECCIONES CRITICAS EN ELEMENTOS CONTINUOS .

Para varillas negativas.-

- a) Las caras de los apoyos
- b) Secciones donde las varillas se doblan - $\frac{d}{3}$

Para varillas positivas + -

c) Punto de inflexión.

ESFUERZOS MAXIMOS DE DISEÑO .- Según el ACI - 318 - 63

$$U u = 4.5 \frac{f'c D}{}$$

Para varillas de capa inferior + -

$$U u = 6.4 \frac{f'c D}{}$$

Capa Superior .- Hay más de 30 cms., de concreto por abajo.

La adherencia por flexión no es de cuidado si el esfuerzo de desarrollo es menor que 0.8 del máximo permisible.

$$u = \frac{As f_y}{L} \leq 0.8 U u \text{ permisible.}$$

		a	b	c	
	Viga	(-) V cara apoyo	(-) VD ó Corte	V P.I ()	
1° Tramo	1	16.40 2Ø 7/8 - 2Ø 3/4	10.60 1Ø 7/8 - 2Ø 3/4	10.80 2Ø 3/4	
1° Tramo		14.80 3Ø 7/8	12.20 2Ø 7/8	12.50 2Ø 3/4	
2° Tramo		17.30 3Ø 7/8 - 1Ø 3/4	14.80 1Ø 7/8 - 1Ø 3/4	12.60 2Ø 7/8 - 1Ø 3/4	
2° Tramo		16.50 2Ø 7/8 - 2Ø 3/4	14.40 2Ø 3/4	12.40 2Ø 7/8 - 1Ø 3/4	
2° Tramo		16.40 5Ø 3/4 - 2Ø 7/8	12.40 3Ø 3/4 - 2Ø 7/8	15.00 2Ø 3/4	
1° Tramo	2	15.00 6Ø 3/4	11.60 4Ø 3/4	14.00 2Ø 3/4	
2° Tramo		17.40 7Ø 3/4	12.60 5Ø 3/4	14.50 2Ø 3/4	
2° Tramo		17.00 3Ø 7/8 - 3Ø 3/4	7.80 3Ø 3/4	- -	
1° Tramo		3	15.80 4Ø 7/8 - 2Ø 3/4	12.20 4Ø 7/8	13.80 2Ø 3/4
1° Tramo			15.00 5Ø 7/8	10.00 3Ø 7/8	- -
2° Tramo	17.40 7Ø 7/8		12.00 5Ø 7/8	16.70 2Ø 3/4	
2° Tramo	17.00 4Ø 3/4 - 2Ø 7/8		15.00 2Ø 7/8 - 2Ø 3/4	15.60 2Ø 3/4	
1° Tramo	4		16.80 7Ø 7/8	11.80 5Ø 7/8	- -
1° Tramo		16.00 7Ø 7/8	12.00 5Ø 7/8	- -	
2° Tramo		17.80 7Ø 7/8	11.00 5Ø 7/8	- -	
2° Tramo		17.80 4Ø 7/8 - 2Ø 1"	12.80 2Ø 1 - 2Ø 7/8	- -	
1° Tramo		5	17.00 3Ø 1 - 2Ø 7/8	11.40 2Ø 7/8 - 2Ø 1"	- -
1° Tramo	16.40 4Ø 1" - 2Ø 3/4		12.80 4Ø 1"	- -	
2° Tramo	18.00 4Ø 3/4 - 4Ø 1"		13.40 2Ø 3/4 - 4Ø 1"	18.00 2Ø 3/4	
2° Tramo	18.00 4Ø 1" - 1Ø 7/8		13.80 4Ø 1"	- -	
2° Tramo	17.00 3Ø 1 - 2Ø 7/8		11.40 2Ø 7/8 - 2Ø 1"	- -	

		a	b	c
	Viga	(-) V cara apoyo	(-) VD ó Corte	V P.I
1° Tramo	6	16.80 4Ø 7/8 - 3Ø 1"	12.50 3Ø 1" - 2Ø 7/8	-
1° Tramo		16.60 6Ø 1"	12.00 2Ø 1" - 2Ø 7/8	-
2° Tramo		18.30 2Ø 1" - 3Ø 7/8	11.80 2Ø 7/8	-
2° Tramo		17.80 4Ø 1" - 1Ø 7/8	13.00 1Ø 7/8 - 3Ø 1"	-
1° Tramo	7	16.80 4Ø 1" - 2Ø 7/8	11.80 4Ø 1"	-
1° Tramo		16.40 4Ø 1" - 2Ø 7/8	12.20 4Ø 1"	-
2° Tramo		18.40 6Ø 1"	13.20 4Ø 1"	-
2° Tramo		17.40 4Ø 7/8 - 2Ø 1"	12.80 2Ø 7/8 - 2Ø 1"	-
1° Tramo	8	16.00 6Ø 7/8	7.40 2Ø 7/8	-
1° Tramo		16.40 4Ø 3/4 - 3Ø 7/8	8.00 1Ø 7/8 - 1Ø 3/4	15.00 2Ø 3/4
2° Tramo		19.00 3Ø 7/8 - 4Ø 3/4	10.00 3Ø 3/4	16.70 1Ø 7/8
2° Tramo		16.40 4Ø 1 - 1Ø 7/8	8.60 1Ø 7/8	-
1° Tramo	9	16.20 3Ø 7/8 - 2Ø 3/4	11.80 3Ø 7/8	13.00 2Ø 3/4
1° Tramo		16.60 3Ø 7/8 - 2Ø 3/4	13.20 3Ø 7/8	13.40 2Ø 3/4
2° Tramo		18.80 5Ø 7/8 - 2Ø 3/4	17.30 3Ø 7/8 - 2Ø 3/4	14.40 1Ø 7/8
2° Tramo		16.60 4Ø 7/8	9.60 2Ø 7/8	14.40 1Ø 7/8
1° Tramo	10	9.80 3Ø 3/4	6.40 2Ø 3/4	8.00 2Ø 3/4
1° Tramo		10.60 4Ø 3/4	6.40 3Ø 3/4	8.50 2Ø 3/4
2° Tramo		10.80 9Ø 1"	8.00 3Ø 1"	7.00 4Ø 1"
2° Tramo		10.30 3Ø 7/8 - 3Ø 1"	6.80 3Ø 7/8	8.00 2Ø 3/4

PORTICO PRINCIPAL

VIGA PRIMER PISO (1er TRAMO)

$$a) u = \frac{V D2}{16.4 \times 2.22 \times 10^3} = \frac{\emptyset 4 A_s Jd}{16.4 \times 4 \times 13.46 \times 0.872 \times 38.8} = 23.5 < 28.4$$

$$b) u = \frac{10.60 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 9.58 \times 38.8} = 21.4 < 28.4$$

$$c) u = \frac{V u}{10.80 \times 10^3} = \frac{\emptyset Jd}{10.80 \times 10^3} = \frac{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 38.8}{10.80 \times 10^3} = 31.5 < 42$$

$$a) u = \frac{14.8 \times 10^3}{0.85 \times 20.95 \times 0.872 \times 38.8} = 24.6 < 28$$

$$b) u = \frac{12.20 \times 10^3}{0.85 \times 13.96 \times 0.872 \times 38.8} = 30.4 > 28$$

$$u = \frac{7.76 \times 2800}{13.96 \times 100} = 15.5 < 0.8 \times 28 = 22.5$$

$$c) u = \frac{12.50 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.872 \times 38.8} = 36.5 > 6.4 \times \frac{1.9}{210} = 49$$

VIGA PRIMER PISO (2do TRAMO)

$$a) u = \frac{17.30 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 13.46 \times 0.872 \times 38.8} = 25 < 28.4$$

$$b) u = \frac{14.80 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 6.74 \times 0.872 \times 38.8} = 42$$

$$Ld = \frac{6.74 \times 2800}{0.8 \times 28.4 \times 12.96} = 65$$

$$c) u = \frac{12.60 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 10.6 \times 0.877 \times 38.8} = 23 < 42$$

a) Por comparación $u < u_n$

$$b) \ u = \frac{14.40 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 38.8} = 41.6 > 28.8$$

$$u = \frac{5.70 \times 2800}{11.97 \times 120} = 11 < 0.8 \times 28.8 = 23$$

c) Por comparación $U < U$ permisible

VIGA 2° PISO - PRIMER TRAMO

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

$$c) \ u = \frac{15 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.872 \times 38.8} = 44 < 49$$

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

c) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 2° PISO - SEGUNDO TRAMO

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

c) Por comparación $Uu < U$ permisible.

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 3er PISO - PRIMER TRAMO

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

c) Por comparación $Uu < U$ permisible.

a) Por comparación $Uu < U$ permisible.

b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 3er PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- c) $u = \frac{16.70 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 38.8} = 48 < \frac{6.4 \times 210}{1.9} = 4.9$

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- c) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 4to PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 4to PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- a) $u = \frac{17.80 \times 2.54 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 25.60 \times 0.87 \times 36} = 16.40 < 26$
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 5to PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

VIGA 5to PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) Por comparación $Uu < U$ permisible.
- b) Por comparación $Uu < U$ permisible.

$$c) u = \frac{18 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 38.8} = 52.9 > \frac{6.4 \times 210}{1.9} = 49$$

$$L_d = \frac{5.7 \times 2800}{0.85 \times 11.97 \times 49 \times 0.8} = 37 < 40$$

- a) Por comparación $U_u < U$ permisible.
b) Por comparación $U_u < U$ permisible.

SEXTO PISO - PRIMER TRAMO

$$a) u = \frac{16.8 \times 2.54 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 37.2 \times 0.87 \times 36} = 10.6 < \frac{4.5 \times 210}{2.54} = 25.6$$

- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

$$a) u = \frac{16.60 \times 10^3}{0.85 \times 47.88 \times 0.87 \times 36} = 13.1 < 25.6$$

- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

SEXTO PISO - SEGUNDO TRAMO

$$a) u = \frac{18.30 \times 2.54 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 21.74 \times 0.872 \times 36} = 20.1 < 25.6$$

$$b) u = \frac{11.80 \times 10^3}{0.85 \times 13.96 \times 0.872 \times 38.8} = 29.4 < \frac{4.5 \times 210}{2.22} = 29.6$$

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

SEPTIMO PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

SEPTIMO PISO - SEGUNDO TRAMO

$$a) u = \frac{18.40 \times 10^3}{0.85 \times 47.88 \times 0.872 \times 36} = 14.4 < 25.6$$

- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

OCTAVO PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) $u = \frac{7.40 \times 10^3}{0.85 \times 13.96 \times 0.87 \times 38.8} = 18.6 < 29$
a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) $u = \frac{8 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 6.73 \times 0.87 \times 38.8} = 23.5 < 29.5$
c) $u = \frac{15 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 38.8} = 43.9 < \frac{6.4 \times 210}{1.9} = 49$

OCTAVO PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) $u = \frac{19.00 \times 2.22 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 23.40 \times 0.872 \times 36} = 16.8 < \frac{4.5 \times 210}{2.2} = 24.5$
b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
c) $u = \frac{16.70 \times 10^3}{0.85 \times 6.98 \times 0.87 \times 38.8} = 83 > 49$

$$L_d = \frac{3.88 \times 2800}{6.98 \times 0.8 \times 49} = 40$$

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
b) $u = \frac{8.60 \times 10^3}{0.85 \times 6.98 \times 0.87 \times 38.8} = 34 > 24.5$
 $L_d = \frac{3.87 \times 2800}{6.98 \times 24.5 \times 0.8} = 80$
 $u = \frac{12.80 \times 2.54 \times 10^3}{0.85 \times 4 \times 14 \times 0.87 \times 38.8} = 20 < 24.5$

NOVENO PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $U_u < U$ permisible.
- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- c) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- c) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.

NOVENO PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- c) $L_d = 80$
- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- b) $u = \frac{9.60 \times 10^3}{0.85 \times 13.96 \times 0.872 \times 38.8} = 24 < 24.5$
- c) $L_d = 80$

DECIMO PISO - PRIMER TRAMO

- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- c) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- a) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- b) Por comparación $U_u < U_u$ permisible.
- c) $u = \frac{8.50 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 36} = 26.9 < \frac{6.4}{1.9} \frac{210}{1} = 49$

DECIMO PISO - SEGUNDO TRAMO

- a) $u = \frac{10.80 \times 10^3}{0.85 \times 71.82 \times 0.87 \times 14} = 14.6 < \frac{4.5}{2.54} \frac{210}{1} = 36.5$

$$b) u = \frac{8.00 \times 10^3}{0.85 \times 23.94 \times 0.87 \times 14} = 32.5 < 36.4$$

$$Ld = \frac{15.20 \times 10^3}{23.94 \times 0.8 \times 25.9} = 31$$

c) Por comparación Uu Uu permisible.

$$a) u = \frac{10.30 \times 10^3 \times 2.5}{0.85 \times 26.80 \times 4 \times 0.87 \times 14} = 23 < \frac{6.4}{2.54} \frac{210}{2.54} = 35.4$$

$$b) u = \frac{6.80 \times 10^3}{0.85 \times 20.95 \times 0.87 \times 14} = 31.6 < \frac{4.5}{2.2} \frac{210}{2.2} = 38.4$$

$$Ld = \frac{11.64 \times 2800}{20.95 \times 29.6 \times 0.8} = 65 \text{ cm.}$$

$$c) u = \frac{8.00 \times 10^3}{0.85 \times 11.97 \times 0.87 \times 14} = 64 < \frac{6.4}{1.9} \frac{210}{1.9} = 49$$

$$Ld = \frac{5.70 \times 2800}{11.97 \times 0.8 \times 49} = 35$$

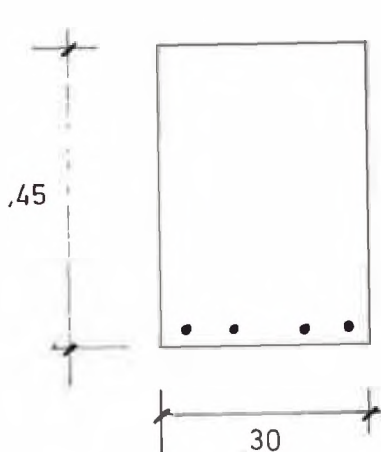
ADHERENCIA PORTICOS SECUNDARIOS .-

En vista que los cortes son pequeños y que en la mayoría sólo se necesita estribos de montaje, la adherencia no va a ser crítica por comparación con los valores del Uu permisible.

CHEQUEO DE DEFLEXIONES

Como en la viga del 6° Piso, segundo tramo, tenemos una cuantía mayor que $0.18 f'_c / f_y$, tenemos que verificar la Deflexión.

Utilizaremos para su efecto, las siguientes expresiones :



$$i_{s/c} = \frac{5}{384} = \frac{W_{s/c} L^4}{E_c I}$$

$$W_{5/4} = 0.70 \text{ tn/m} \quad (\text{servicio})$$

$$W_{CP} = 3.56 \text{ tn/m} \quad (\text{servicio})$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 5.30$$

$$A_s = 19.08 \text{ cm}^2$$

a) Por espesor mínimo $\frac{l}{23} = \frac{530}{73} = 23 \text{ cms.} \quad 45$

no se calcula flecha por espesor mínimo.

b) Por cuantía Si verificamos flecha.

$$p = \frac{19.08}{30 \times 38.8} = 0.0164 \quad 0.18 \times \frac{210}{2800} = 0.0135$$

$$p f_y = 0.0164 \times 2800 = 46 \quad 35 \text{ se usa } I_{cT} \text{ (en toda la sección).}$$

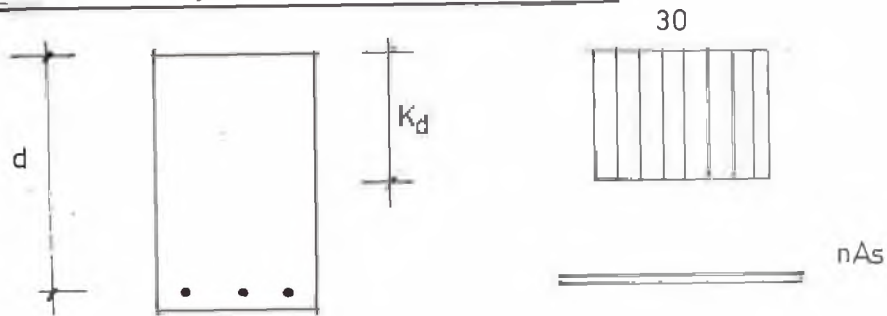
$$k = -np - 2np - (np)^2$$

$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{1.6 \times 10^4 f'_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.6 \times 10^4 \times 210} = 9$$

$$np = 0.148 \quad k = -0.148 - 2(0.148) - (0.148)^2 = -0.148 - 0.318$$

$$k = -0.148 - 0.562 = 0.414$$

$$k_d = 0.414 \times 38.8 = 16 \text{ cm.}$$



$$I_{CT} = \frac{b \times (kd)^3}{3} - n \quad s (d - kd)^2$$

$$I_{CT} = \frac{30 \times (16)^3}{3} - 9 \times 19.08 (38.8 - 16)^2 = 41,000 - 90,000$$

$$I_{CT} = 131,000 = 1.31 \times 10^5 \text{ cm.}$$

FLECHA MAXIMA AL CENTRO

$$A_i \text{ s/c} = \frac{5}{384} \times \frac{7 \times (530)^4}{2.31 \times 10^5 \times 1.31 \times 10^5} = \frac{5 \times 7.9 \times 10^{10}}{2.31 \times 1.31 \times 10^{10} \times 384} = 0.34$$

$$A_i \text{ c p} = 1.73 \text{ cm.}$$

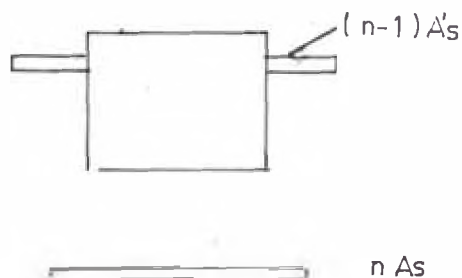
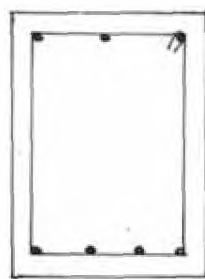
$$A_d \text{ c p} = A_{icp} = 2 \times 1.73 = 3.46$$

$$\tau = 3.46 - 0.34 = 3.80 \text{ cms.}$$

$$\text{máx.} = \frac{l}{360} = \frac{530}{360} = 1.47 \text{ cms.}$$

Como nos sale mucho mayor, usamos acero en compresión.

2 Ø 1 + 10 7/8



$$p - p' = 0.18 \frac{f'c}{f_y}$$

$$0.0164 - 0.012 = 0.0135$$

$$0.0044 = 0.0135$$

DISEÑO DE COLUMNAS

COLUMNA DEL PORTICO PRINCIPAL E-1

PISO	CARGA PERMANENTE				SOBRECARGA				CARGA TOTAL REDUCIDA			
					ACUMULADA		ACUMULADA		SERVICIO	ULTIMA		
					SERVICIO	ULTIMA	SERVICIO	ULTIMA				
10	AL.-	.380 x 4.5 x 3.	= 5.10	8.01	1.5 x 8.01	.100 x 13.5	1.35	2.44	1.35	1.8 x 1.35	9.36	14.44
	VP.-	.25 x .40 x 3. x 2.4	= .72									
	VA.-	.334 x 4.5	= 1.50									
	C.-	.30 x .40 x 2.4 x 2.4	= .69									
			<u>8.01</u>									
9	AL.-	.52 x 4.5 x 3.	= 7.00	20.72	1.5 x 20.72	.20 x 16.03	4.55	8.20	4.00	.88 x 4.55	24.72	38.20
	VP.-	.30 x .45 x 2.9 x 2.4	= 0.94									
	VA.-	.35 x .25 x 4.5 x 2.4	= 0.95									
	V.-		= 3.06									
	C.-	.30 x .40 x 2.65 x 2.4	= 0.76									
			<u>12.71</u>									
8			<u>12.71</u>	33.43	50.00	3.20	7.75	13.90	7.00	1.8 x 7.75	40.43	62.50
	AL.-		= 7.00									
	VP.-		= 0.94									
	VA.-		= 0.95									
	VOLADO		= 3.06									
	C.-	.40 x .50 x 2.65 x 2.4	= 1.28									
			<u>13.23</u>									
7			46.66	70.00	3.20	10.95	19.60	8.70	8.70	1.8 x 14.15	55.36	85.60
	AL.-		= 7.00									
	VP.-		= 0.94									
	VA.-		= 0.95									
	VOLADO		= 3.06									
	C.-	.40 x .50 x 2.65 x 2.4	= 1.28									
			<u>13.23</u>									
6			59.89	89.50	3.20	14.15	25.40	9.85	9.85	1.8 x 14.15	69.74	107.30
	AL.-		= 7.00									
	VP.-		= 0.94									
	VA.-		= 0.95									
	VOLADO		= 3.06									
	C.-	.40 x .50 x 2.65 x 2.4	= 1.28									
			<u>13.23</u>									

PISO	CARGA PERMANENTE				SOBRECARGA				CARGA TOTAL REDUCIDA	
	ACUMULADA		POR PISO (SERVICIO)	ACUMULADA	RED. ACUMULADA		SERVICIO	ULTIMA	SERVICIO	ULTIMA
	SERVICIO	ULTIMA			SERVICIO	ULTIMA				
5		1.5 x 73.12 73.12	.20 x 16.03 3.20	1.8 x 17.35 17.35	.6 x 17.35 10.40	.6 x 31.4 18.80	83.52		128.80	
4	AL.- VP.- VA.- VOLADO C.- .40 x .60 x 2.65 x 2.4 = 1.53 13.48	1.5 x 86.60 86.60	.20 x 16.03 3.20	1.8 x 20.55 20.55	.5 x 20.55 10.20	.5 x 37.00 18.50	96.80		148.50	
3		1.5 x 100.08 100.08	.20 x 16.03 3.20	1.8 x 23.75 23.75	.5 x 23.75 11.90	.5 x 42.8 21.40	111.98		171.40	
2		1.5 x 113.56 113.56	.20 x 16.03 3.20	1.8 x 26.95 26.95	.5 x 26.95 13.50	.5 x 48.50 24.20	127.06		194.20	
1		1.5 x 127.04 127.04	.20 x 16.03 3.20	1.8 x 30.15 30.15	.5 x 30.15 15.10	.5 x 54.10 27.10	142.14		218.10	

COLUMNA DEL PORTICO PRINCIPAL E-2

PISO	CARGA PERMANENTE			SOBRECARGA				CARTA TOTAL REDUCIDA						
	ACUMULADA		POR PISO	ACUMULADA		RED. ACUMULADA		SERVICIO	ULTIMA					
	SERVICIO	ULTIMA	(SERVICIO)	SERVICIO	ULTIMA	SERVICIO	ULTIMA							
10	AL.- $.38 \times 5.8 \times 4.5 = 9.90$ VP.- $.25 \times .40 \times 2.9 \times 2.4 = 0.70$ $.80 \times .20 \times 2.9 \times 2.4 = 1.12$ VA.- $.60 \times .20 \times 4.5 \times 2.4 = 1.30$ M.- = C.- $.3 \times .45 \times 2.65 \times 2.4 = 0.86$ <u>13.88</u>	13.88	1.5 x 13.88	.10 x 26.10	2.61	2.61	1.8 x 2.61	4.70	2.61	4.70	16.49	25.40		
9	AL.- $.52 \times 5.8 \times 4.5 = 13.60$ VP.- $.30 \times .45 \times 5.8 \times 2.4 = 1.88$ VA.- $.60 \times .25 \times 4.5 \times 2.4 = 1.62$ M.- $.2 \times 2.4 \times 2.9 = 1.40$ C.- $.3 \times .45 \times 2.65 \times 2.4 = 0.86$ <u>19.36</u>	33.24	1.5 x 33.24	.20 x 26.10	5.22	7.83	1.8 x 7.83	14.10	.78 y 7.83	.78 x 14.10	6.11	11.00	39.35	61.00
8	<u>19.36</u>	52.60	1.5 x 52.60	.20 x 26.10	5.22	13.05	1.8 x 13.05	23.50	.9 x 13.05	.9 x 23.50	11.70	21.10	64.30	100.10
7	AL.- = 13.60 VP.- = 1.88 VA.- = 1.62 M.- = 1.40 C.- $.40 \times .55 \times 2.65 \times 2.4 = 1.40$ <u>19.90</u>	72.40	1.5 x 72.40	.20 x 26.10	5.22	18.27	1.8 x 18.27	33.00	.8 x 18.27	.8 x 33.00	14.70	26.50	87.10	195.50

PISO	CARGA PERMANENTE				SOBRECARGA				CARGA TOTAL REDUCIDA	
		ACUMULADA		POR PISO (SERVICIO)	ACUMULADA		RED. ACUMULADA SERVICIO	SERVICIO	SERVICIO	ULTIMA
		SERVICIO	ULTIMA		SERVICIO	ULTIMA				
		1.5 x 92.30	1.8 x 23.49	.20 x 26.10	1.8 x 23.49	.7 x 23.49				
	<u>19.90</u>	92.30	139.00	5.22	23.49	16.40		108.70		168.60
		1.5 x 112.20	1.8 x 28.71	.20 x 26.10	1.8 x 28.71	.6 x 28.71				
	<u>19.90</u>	112.20	168.00	5.22	28.71	17.30		129.50		199.00
	AL. - VP. - VA. - M. - C. -	13.60 1.88 1.62 1.40 .40 x .70 x 2.65 x 2.4 =	1.5 x 132.48	.20 x 26.10	1.8 x 33.93	.5 x 33.93				
4	<u>20.28</u>	132.48	198.00	5.22	33.93	61.00		149.48		228.50
		1.5 x 152.76	1.8 x 39.15	.20 x 26.10	1.8 x 39.15	.5 x 39.15				
	20.28	152.76	230.00	5.22	39.15	70.60		172.36		265.10
		1.5 x 173.04	1.8 x 44.37	.20 x 26.10	1.8 x 44.37	.5 x 44.37				
	20.28	173.04	260.00	5.22	44.37	80.00		195.14		300.00
		1.5 x 193.32	1.8 x 49.59	.20 x 26.10	1.8 x 49.59	.5 x 49.59				
1	20.28	193.32	290.00	5.22	49.59	89.20		218.22		334.60

COLUMNA DEL PORTICO PRINCIPAL E-3

PISO	CARGA PERMANENTE		SOBRECARGA					CARGA TOTAL REDUCIDA			
	ACUMULADA		POR PISO (SERVICIO)	ACUMULADA		RED. ACUMULADA					
	SERVICIO	ULTIMA		SERVICIO	ULTIMA	SERVICIO	ULTIMA				
10	AL.- $.38 \times 2.9 \times 4.5 = 4.95$ VP.- $.80 \times .20 \times 2.9 \times 2.4 = 1.11$ VA.- $.20 \times .50 \times 4.5 \times 2.4 = 1.08$ C.- $.30 \times .40 \times 2.65 \times 2.4 = 0.77$ <u>7.91</u>	7.91	1.30	1.30	1.30	1.30	2.34	2.34	9.21	14.24	
9	AL.- $.52 \times 2.9 \times 4.5 = 6.80$ VP.- $.30 \times .45 \times 2.9 \times 2.4 = 0.94$ VA.- $.20 \times .35 \times 4.5 \times 2.4 = 0.76$ M.- $.36 \times 1.50 \times 4.50 = 2.44$ C.- $.30 \times .40 \times 2.65 \times 2.4 = 0.77$ <u>11.71</u>	19.62	2.60	2.60	3.90	7.00	1.8 x 3.90	7.00	3.90	23.52	36.40
8	<u>11.71</u>	31.33	2.60	2.60	6.50	11.70	1.8 x 6.50	9 x 11.70	5.85	37.18	57.60
7	AL.- $= 6.80$ VP.- $= 0.94$ VA.- $= 0.76$ M.- $= 2.44$ C.- $.40 \times .50 \times 2.65 \times 2.4 = 1.28$ <u>12.22</u>	43.55	2.60	2.60	9.10	16.40	1.8 x 9.10	.8 x 16.40	7.30	50.85	78.20
6	<u>12.22</u>	55.77	2.60	2.60	11.70	21.20	1.8 x 11.70	.7 x 21.20	8.20	63.97	98.30

PISO	CARGA PERMANENTE			SOBRECARGA				CARGA TOTAL REDUCIDA			
		ACUMULADA		POR PISO	ACUMULADA		RED. ACUMULADA				
		SERVICIO	ULTIMA	(SERVICIO)	SERVICIO	ULTIMA	SERVICIO	ULTIMA			
5			1.5 × 67.99	.20 × 13.00		1.8 × 14.30	.6 × 14.30	.6 × 25.80			
		<u>12.22</u>	67.99	102.00	2.60	14.30	25.80	8.60	15.50	76.59	117.50
4-	AL. - = 6.80		1.5 × 80.46	.20 × 13.00		1.8 × 16.90	.5 × 16.90	.5 × 30.50			
	VP. - = 0.94										
	VA. - = 0.76										
	M. - = 2.44										
	C.. - .40 × .60 × 2.65 × 2.4 = 1.53										
		<u>12.47</u>	80.46	121.00	2.60	16.90	30.50	8.45	15.20	88.91	136.91
3			1.5 × 92.93	.20 × 13.00		1.8 × 19.50	.5 × 19.50	.5 × 35.10			
		<u>12.47</u>	92.93	139.00	2.60	19.50	35.10	9.71	17.60	102.64	156.60
2			1.5 × 105.40	.20 × 13.00		1.8 × 22.10	.5 × 22.10	.5 × 39.90			
		<u>12.47</u>	105.40	158.00	2.60	22.10	39.90	11.10	19.95	116.50	177.95
1			1.5 × 117.87	.20 × 13.00		1.8 × 24.70	.5 × 24.70	.5 × 44.60			
		<u>12.47</u>	117.87	177.00	2.60	24.70	44.60	12.35	22.30	130.22	199.30

DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.-

Para el dimensionamiento de las columnas nos damos como un valor práctico una excentricidad de 0.030 h en los pisos inferiores.

Para los pisos superiores 0.035 h.

La excentricidad de las columnas exteriores, estará dada por la relación :

$$e_{ext} = \frac{P_{u\ int} \times e_{interior}}{P_{u\ ext}}$$

COLUMNA E2.-

Decimo, noveno y octavo - (30 x 45) .

$$P_u = 100.10 \text{ Tn}$$

$$e' = 0.035 \times 2.20 = 0.077$$

$$P_i = 0.01$$

$$m = \frac{f_y}{.85 \times f'_c} = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.70$$

$$P_{tm} = 0.157$$

Entrando al abaco $d/t = 0.90$

$$e'/t = 0.172$$

$$K = 0.63$$

$$b \times t = \frac{P_u}{\phi \times K \times f'_c} = \frac{100100}{0.7 \times 0.63 \times 210} = 1080 \text{ cm}^2$$

(30 x 45) Ok.

Setimo, sexto, quinto - (40 x 55)

$$P_u = 199.00 \text{ Tn}$$

$$e' = 0.035 \times 2.20 = 0.077$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 15.7$$

$$P_{tm} = 0.157$$

Entrando a l Abaco: $d/t = 0.90$

$$e'/t = 0.14$$

$$K = 0.68$$

$$b \times t = \frac{199000}{0.7 \times 0.68 \times 210} = 2000 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 55) \quad \text{Ok.}$$

Cuarto, tercero, segundo, primero. (40 x 70)

$$P_u = 334.60 \text{ Tn.}$$

$$e' = 0.030 \times 2.35 = 0.0705$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 15.7$$

$$P_{tm} = 0.157$$

Entrando al abaco $d/t = 0.90$

$$e'/t = 0.10$$

$$K = 0.75$$

$$b \times t = \frac{334600}{0.7 \times 0.75 \times 210} = 2800 \quad (40 \times 70) \quad \text{OK.}$$

NOTA: Estas dimensiones las tomamos como típicas para todas las co
lumnas interiores.

COLUMNA E 1:

Decimo noveno octavo (30 x 40)

$$P_u = 62.50$$

$$e' = \frac{100.10 \times 0.077}{62.50} = 0.112$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 15.7$$

$$P_{tm} = 0.157$$

Entrando al Abaco.- $d/t = 0.88$

$$e'/t = 0.28$$

$$K = 0.54$$

$$b \times t = \frac{62500}{0.7 \times 0.54 \times 210} = 800 \text{ cm}^2 \quad (30 \times 40) \quad (\text{OK})$$

Septimo, Sexto, Quinto.- (40 x 50)

$$P_u = 128.80$$

$$e' = \frac{199.00 \times 0.077}{128.80} = 0.12$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 15.7$$

$$P_{tm} = .157$$

Entrando al Abaco.- $d/t = 0.90$

$$e'/t = 0.24$$

$$K = 0.58$$

$$b \times t = \frac{128800}{0.7 \times 0.58 \times 210} = 1520 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 50)$$

Cuarto, Tercero Segundo Primero (40 x 60)

$$P_u = 218.10 \text{ Ton}$$

$$e' = \frac{334.60 \times 0.0705}{218.10} = 0.108$$

$$P_t = 0.01$$

$$m = 15.7$$

$$P_{tm} = .157$$

Entrando al Abaco.- $d/t = 0.90$

$e'/t = 0.18$

$K = 0.63$

$$b \times t = \frac{218100}{0.7 \times 0.63 \times 210} = 2350 \text{ cm}^2 \quad (40 \times 60)$$

NOTA: Las dimensiones de estas columnas las adoptamos para las columnas exteriores de fachada.

DISEÑO DE COLUMNAS

Para el metrado se ha empleado al igual que en vigas, el sistema de area de influencia y además hemos hecho la reducción de sobrecarga cuyo cuadro presentamos.

La tabulación de las cargas lo presentamos en el metrado hecho para dimensionamiento previo.

C - E1

10°	30 x 40	h = 2.25
9° 8°	30 x 40	h = 2.20 m
7°, 6° 6°	40 x 50	h = 2.20 m
4°, 3°, 2° 1°	40 x 60	h = 2.20 m.

Nivel	P_D	P_L	$1.5P_D$	$1.8P_L$	P_u	$1.25(D+L)$	$1.25 S$	P_u
		1.35	12.00	2.44	14.44			
10	8.01					11.70	1.13	12.83
9		4.00	31.00	7.20	38.20			
9	20.72					31.00	3.38	34.38
		7.00	50.00	12.50	62.50			
8	33.43					51.50	6.88	57.38
		8.70	70.00	15.60	85.60			
7	46.66					69.10	11.63	80.73
		9.85	89.50	17.80	107.30			
6	59.89					87.00	16.51	103.51
		10.40	110.00	18.80	128.80			
5	73.12					105.00	21.45	126.45
		10.20	120.00	18.50	148.50			
4	86.60					121.00	26.27	147.27
		11.90	150.00	21.40	171.40			
3	100.08					140.00	29.91	169.91
		13.50	170.00	24.20	194.20			
2	113.56					159.00	33.07	192.07

C - E2

10	30 x 45	h = 2.25
8, 9	30 x 45	h = 2.20
7, 6, 5	40 x 55	h = 2.20
4, 3, 2, 1	40 x 40	h = 2.20

Nivel	P_D	P_L	$1.5P_D$	$1.8P_D$	P_u	$1.25(D+L)$	$1.25 S$	P_u
			20.70	4.70	25.40			
10	18.88	2.61				20.60	0.38	20.98
			50.00	11.00	61.00			
9	33.24	6.11				49.50	0.38	49.88
			79.00	21.10	100.10			
8	52.60	11.20				80.50	0.38	80.88
			108.00	26.50	134.50			
7	72.40	14.70				109.00	0.38	109.38
			139.00	29.60	168.60			
6	92.30	16.40				137.00	0.38	137.38
			168.00	31.00	199.00			
5	112.20	17.30				163.00	0.38	163.38
			198.00	30.50	228.50			
4	132.48	17.30				182.00	0.38	182.28
			230.00	35.10	265.10			
3	152.76	19.60				216.00	0.38	216.38
			260.00	40.00	300.00			
2	173.04	22.10				245.00	0.38	245.38
			290.00	44.60	334.60			
1	193.32	24.90				274.00	0.38	274.38

C - E3

10 30 x 40 h = 2.40
 9, 8 30 x 40 h = 2.20
 7, 6, 5 40 x 50 h = 2.20
 4, 3, 2, 1 40 x 60 h = 2.20

Nivel P_D	P_L	1.5 P_D	1.8 P_L	P_u	1.25 (D+L)	1.25 S	P_u
		11.90	2.34	14.24			
7.91	1.30				11.60	0.75	12.35
		29.40	7.00	36.40			
19.62	3.90				29.50	3.00	32.50
		47.00	10.60	57.60			
31.33	5.85				46.60	6.50	53.10
		65.10	13.10	78.20			
43.55	7.30				63.80	11.25	75.05
		83.50	14.80	98.30			
55.77	8.20				80.00	16.13	96.13
		102.00	15.50	117.50			
67.99	8.60				96.00	21.07	117.07
		121.00	15.20	136.91			
80.46	8.45				111.00	25.89	136.89
		139.00	17.00	156.60			
92.93	9.71				129.00	29.53	158.53
		158.00	19.95	177.95			
105.40	11.10				146.00	32.69	172.69
		177.00	22.30	199.30			
117.87	12.35				163.00	34.19	197.19

REDUCCION POR ESBELTEZ.-

Según el Reglamento A.C.I. Para construcciones de concreto armado (ACI 318 - 63) en su sección 916 tenemos:

a - 3) - En el caso de miembros restringidos para los cuales se permite el desplazamiento lateral relativo de los extremos, el diseño se hará usando el factor proporcionado por la ecuación (9 - 4) esto es, con la longitud efectiva h' .

$$R_v = 1.07 - 0.008 h'/r \quad 1.0$$

Cuando el diseño está regido por cargas laterales de corta duración tales como viento, o sismo, el factor R puede ser aumentado en 10 por ciento lo que es equivalente a usar.

$$R = 1.18 - 0.009 h'/r \quad 1.0$$

NOTA; El factor r puede tomarse igual 0.30 veces el peralte total en el sentido de la flexión para una columna rectangular.

$$h' = 2h (0.78 + 0.22 r') \quad 2h \quad \text{Si } r' \leq 25$$

$$h' = h (0.78 + 0.22 r') \quad h \quad \text{Si } r' > 25$$

$$r' = \frac{K \text{ col}}{K \text{ vigas}}$$

C - El SENTIDO PRINCIPAL:

Nivel	K_C	K_V	r'	r'_{promed}	h'	$r=30t$	R_V	$R_H=1.1 R_V$
10°	.91	.245	2.9					
9	1.44	.420	3.81	3.36	3.42	0.12	0.85	0.94
8	1.46	.420	3.47	3.64	3.44	0.12	0.84	0.92
7	2.15	.428	5.01	4.24	3.76	0.12	0.82	0.90
6	2.84	.428	5.98	5.50	4.39	0.15	0.84	0.92
5	2.84	.428	5.98	5.98	4.60	0.15	0.82	0.90
4	4.57	.445	10.50	8.24	5.71	0.15	0.77	0.85
3	6.54	.445	14.80	12.65	7.88	0.18	0.72	0.79
2	6.54	.445	14.80	14.80	8.85	0.18	0.88	0.75
1	6.33	.445	14.20	14.50	9.15	0.18	0.664	0.73
0			1.00	1.00	2.35	0.18	0.806	0.89

C - E2 SENTIDO PRINCIPAL:

Nivel	K_c	K_v	r'	r' promed. h'	$r = .30t$	R_v	$R_H = 1.1P_v$
10	1.02	0.342	2.99	2.73	0.135	0.886	0.97
9	2.06	0.84	2.46	2.47	0.135	0.898	0.98
8	2.08	0.84	2.47	2.47	0.135	0.874	0.96
7	3.54	0.856	4.14	3.30	0.135	0.878	0.962
6	5.00	0.856	5.82	4.98	0.165	0.850	0.93
5	5.00	0.856	5.82	5.82	0.165	0.816	0.899
4	7.70	0.88	8.75	7.28	0.165	0.815	0.898
3	10.40	0.88	11.80	10.27	0.210	0.786	0.861
2	10.40	0.88	11.80	11.80	0.210	0.770	0.850
1	10.05	0.88	11.40	11.60	0.210	0.981	1.00
0			1	1.00	0.210		

C - E3

SENTIDO PRINCIPAL

Nivel	K_c	K_v	r'	r' promed.	h'	$r=.30t$	R_v	$R_H=1.1R_v$
10	0.665	.097	6.85					
9	1.395	.420	3.31	5.08	4.55	0.12	0.768	0.84
8	1.46	.420	3.47	3.39	3.35	0.12	0.848	0.93
7	2.15	.428	5.01	4.24	3.76	0.12	0.82	0.90
6	2.84	.438	5.98	5.50	4.39	0.15	0.84	0.92
5	2.84	.428	5.98	5.98	4.60	0.15	0.82	0.90
4	4.69	.445	10.50	8.24	5.71	0.15	0.77	0.85
3	6.54	.445	14.80	12.65	7.88	0.18	0.72	0.79
2	6.54	.445	14.80	14.80	8.85	0.18	0.68	0.75
1	6.33	.445	14.20	14.50	9.15	0.18	0.664	0.73
0			1.00	1.00	2.35	0.18	0.806	0.89

REDUCCION POR ESBELTEZ PORTICO DE AMARRE:

C B - 2

Nivel	K_c	K_v	r'	r -promed.	h'	$r=0.30t$	R_v	$R_H=1.1R_v$
10	.455	0.190	2.40					
9	.919	0.376	2.44	2.42	2.96	0.09	0.816	0.90
8	.928	0.374	2.49	2.46	2.91	0.09	0.81	0.89
7	.928	0.386	2.40	2.44	2.89	0.09	0.814	0.90
6	1.98	0.386	5.10	3.75	3.55	0.12	0.834	0.92
5	2.68	0.386	6.91	6.00	4.64	0.12	0.76	0.85
4	3.04	0.386	7.90	7.40	5.29	0.12	0.72	0.80
3	3.40	0.386	8.80	8.35	5.80	0.12	0.684	0.75
2	3.40	0.386	8.80	8.80	6.00	0.12	0.67	0.74
1	3.10	0.386	8.00	8.40	5.81	0.12	0.684	0.765
0			1.00	1.00	2.35	0.12	0.913	1.00

DISEÑO DE COLUMNAS.- Para el Diseño propiamente dicho de elementos a flexo compresión haremos uso de familias de curvas de interacción con coordenadas adimensionales. En el eje de ordenadas se tienen los valores de:

$$K = \frac{P'u}{bt f'c} \quad \text{y en las abcisas :} \quad \frac{K e'}{t}$$

$$\frac{K e'}{t} = \frac{M'u}{bt^2 f'c} = \frac{P'u \times e'}{bt^2 f'c}$$

cada curva corresponde a un valor particular de P_t^m donde

$$P_t = \frac{A_{st}}{bt} \quad \text{y} \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$$

Para columnas con estribos el factor de reducción es $\phi = 0.70$ este factor se aplica tanto $M'u$ como a $P'u$.

Además el reglamento nos da para el diseño una excentricidad mínima igual. de $0.10 t$.

Para nuestro caso específico el concreto a utilizarse es de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y el acero a utilizar es de $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

$$m = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.70$$

COLUMNA E 1

Nivel	b x t	P _u	M _u	e	d/t	R	$\frac{P_u}{R}$	$\frac{e'}{t}$	bt f'c
10	30 x 40	14.44	7.20	0.50	0.70	0.85	17.00	1.25	176,000
		12.83	7.40	0.58	0.70	0.94	13.60	1.45	176,000
		38.20	4.90	0.128	0.70	0.84	45.50	0.32	176,000
9	30 x 40	34.38	6.20	0.18	0.70	0.42	37.40	0.45	176,000
		62.50	4.20	0.067	0.70	0.82	76.00	0.167	176,000
8	30 x 40	57.38	7.60	0.132	0.70	0.90	64.00	0.33	176,000
		85.60	6.80	0.08	0.75	0.84	102.00	0.16	294,000
7	40 x 50	80.73	10.80	0.134	0.75	0.92	88.00	0.268	294,000
		107.30	5.80	0.054	0.75	0.82	131.00	0.108	294,000
6	40x 50	103.51	9.40	0.089	0.75	0.90	116.00	0.178	294,000
		128.80	5.10	0.05	0.75	0.77	168.00	0.10	294,000
5	40 x 50	126.45	8.90	0.0705	0.75	0.85	148.00	0.14	294,000
		148.50	6.80	0.06	0.80	0.72	206.00	0.10	470,000
4	40 x 60	147.27	9.80	0.067	0.80	0.79	186.00	0.122	470,000
		171.40	5.80	0.06	0.80	0.68	251.00	0.10	470,000
3	40 x 60	169.91	11.20	0.066	0.80	0.75	226.00	0.11	470,000
		194.20	6.50	0.060	0.80	0.664	290.00	0.10	470,000
2	40 x 60	192.07	10.00	0.052	0.80	0.73	256.00	0.10	470,000
		218.10	4.00	0.060	0.80	0.806	270.00	0.10	470,000
1	40 x 60	212.57	17.70	0.084	0.80	0.89	240.57	0.14	470,000

$m = 15.7$ $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $m = 11.8$ $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$K = \frac{P_u}{\phi b t f'c}$	$P_t - m$	P_t	A_{st}	ϕ	FALLA
0.097	0.36	0.023	27.60	6 ϕ 1"	T
0.077	0.34	0.0216	26.00		T
0.259	0.08	1%	12.00	6 ϕ 1"	T
0.211	0.14	1%	12.00		T
0.432	0.08	1%	12.00		C
0.365	0.52	0.032	38.50	8 ϕ 1"	C
0.348	-	1%	20.00	8 ϕ 3/4	C
0.300	0.05	1%	20.00		C
0.445	-	1%	20.00	8 ϕ 3/4	C
0.395	0.04	1%	20.00		C
0.570	0.18	0.0114	23.00		C
0.505	0.16	0.102	20.40	8 ϕ 7/8	C
0.440	-	1%	24.00	8 ϕ 7/8	C
0.396	-	1%	24.00	v	C
0.530	0.11	1%	24.00	8 ϕ 7/8	C
0.478	0.02	1%	24.00		C
0.610	0.27	0.0229	55.00		C
0.540	0.14	0.0118	28.40	12 ϕ 1"	C
0.570	0.20	0.0170	41.00		C
0.505	0.18	0.0152	36.50	12 ϕ 1"	C

COLUMNA E 2

CONDICION 1.5 D + 1.8 L

Nivel	b x t	P _u	M _u	e'	g	R	$\frac{P_u}{R}$	$\frac{e'}{t}$	∅ bt f'c
10	30 x 45	25.40	3.10	0.122	0.72	0.886	28.60	0.27	177,000
9	30 x 45	61.00	3.20	0.053	0.72	0.898	68.00	0.118	177,000
8	30 x 45	100.10	3.00	0.045	0.72	0.874	114.00	0.10	177,000
7	40 x 55	134.50	4.00	0.055	0.77	0.874	154.00	0.10	322,000
6	40 x 55	168.60	3.50	0.055	0.77	0.850	198.00	0.10	322,000
5	40 x 55	199.00	3.40	0.055	0.77	0.816	244.00	0.10	322,000
4	40 x 70	228.50	4.40	0.070	0.82	0.815	280.00	0.10	550,000
3	40 x 70	265.10	4.00	0.070	0.82	0.786	337.00	0.10	550,000
2	40 x 70	300.00	4.00	0.070	0.82	0.77	390.00	0.10	550,000
1	40 x 70	334.60	4.80	0.070	0.82	0.981	342.00	0.10	550,000

$m = 15.7$ $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $fy = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$K = \frac{Pu}{A_d f'c}$	P_{cs}	P_t	A_d	ϕ	PALDA
0.162	-	1%	13.5	4 ϕ 7/8	T
0.385	-	1%	13.5	4 ϕ 7/8	C
0.645	0.38	0.0241	32.5	8 ϕ 1"	C
0.430	-	1%	22.00	8 ϕ 1"	C
0.615	0.295	0.0188	41.50	10 ϕ 1"	C
0.750	0.60	0.0383	84.00	18 ϕ 1"	C
0.510	0.08	2%	28.00	18 ϕ 3/4	C
0.611	0.30	0.0255	71.200	18 ϕ 1"	C
0.710	0.50	0.0424	120.00	24 ϕ 1"	C
0.620	0.30	0.0255	71.20	24 ϕ 7/8	C

COLUMNA E 3

Nivel	b x t	P_u	M_u	e	g	R	$\frac{P_u}{R}$	$\frac{e'}{t}$	$\phi_{bt} f'c$
10	30 x 40	14.24	8.80	0.62	0.70	0.768	18.60	1.55	176,000
		12.35	8.60	0.70	0.70	0.840	14.60	1.75	176,000
		36.40	6.40	0.176	0.70	0.848	43.00	0.44	176,000
9	30 x 40	32.50	7.60	0.234	0.70	0.930	35.00	0.58	176,000
		57.60	5.40	0.094	0.70	0.82	70.00	0.235	176,000
8	30 x 40	53.10	8.60	0.162	0.70	0.90	59.00	0.405	176,000
7		78.20	8.00	0.102	0.75	0.84	93.00	0.203	294,000
7	40 x 50	75.05	12.00	0.16	0.75	0.92	82.00	0.32	294,000
		98.30	7.00	0.071	0.75	0.82	120.00	0.142	294,000
6	40 x 50	96.13	11.00	0.114	0.75	0.90	106.00	0.23	294,000
		117.50	6.40	0.054	0.75	0.77	154.00	0.108	294,000
5	40 x 50	117.07	10.60	0.09	0.75	0.85	138.00	0.180	294,000
		136.91	8.00	0.060	0.80	0.72	190.00	0.100	470,000
4	40 x 60	136.89	11.30	0.082	0.80	0.79	173.00	0.136	470,000
		156.60	6.80	0.060	0.80	0.68	231.00	0.10	470,000
3	40 x 60	158.53	12.20	0.077	0.80	0.75	210.00	0.128	470,000
		177.95	7.80	0.060	0.80	0.664	268.00	0.10	470,000
2	40 x 60	172.69	11.00	0.063	0.80	0.73	237.00	0.105	470,000
		199.30	6.60	0.060	0.80	0.806	248.00	0.10	470,000
1	40 x 60	197.19	16.60	0.084	0.80	0.89	222.00	0.14	470,000

$m = 15.7$ $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $m = 11.8$ $fy = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$K = \frac{P_u}{\phi b t f'c}$	P_{tm}	P_t	A_{st}	ϕ	FALLA
0.106	0.48	0.030	35.90	8 ϕ 1"	T
0.083	0.45	0.028	33.60		T
0.245	0.15	1%	12.00	8 ϕ 7/8"	T
0.200	0.24	0.0153	18.40		
0.40	0.19	0.0121	14.50	8 ϕ 7/8"	C
0.335	0.36	0.023	27.60		C
0.316	-	1%	20.00		C
0.280	0.08	1%	20.00	8 ϕ 3/4	C
0.410	-	1%	20.00	8 ϕ 3/4	C
0.360	0.07	1%	20.00		C
0.52	0.10	1%	20.00		C
0.47	0.20	0.0127	25.50	10 ϕ 3/4	C
0.405	-	1%	24.00		C
0.491	0.04	1%	24.00	10 ϕ 3/4	C
0.448	0.01	1%	24.00	10 ϕ 3/4	C
0.57	0.20	0.0170	41.00		C
0.505	0.08	1%	24.00	10 ϕ 1"	C
0.529	0.102	1%	25.00		C
0.475	0.06	1%	24.00	10 ϕ 3/4	C

La columna E-2 en el caso de la hipotesis de carga 1.25 (D + L + s) ha sido diseñada a flexo - compresión biaxial, en el que la determinación de la carga última resistente P_u se ha hecho por el método de Bresler, que no es exacta pero da resultados buenos para fines de diseño y que puede ser escrita en forma de una fórmula de interacción,

$$\frac{1}{P'_u} = \frac{1}{P'_x} + \frac{1}{P'_y} - \frac{1}{P'_o}$$

En donde P_x = carga última, si se considera e_x ; $e_y = 0$

P_y = carga última, si se considera e_y ; $e_x = 0$

P_o = carga última, si se considera $e_y = 0$; $e_x = 0$

$$P_o = \phi (0.85 (A_g - A_s) f'_c + A_s f_y)$$

COLUMNA # 2

N	b x t	x	M _u	P _u	e'	e'/t	g	R _h	P _{tm}	P _t
10	30 x 45	P	4.40	20.98	0.174	0.58	0.60	0.90	0.157	1%
		S	3.60							
9	30 x 45	P	8.60	49.88	0.173	0.385	0.72	0.98	0.205	1.3%
		S	5.20							
8	30 x 45	P	9.80	80.88	0.104	0.27	0.72	0.96	0.47	3%
		S	6.00							
7	40 x 55	O	14.0	109.39	0.074	0.23	0.77	0.962	0.157	1%
		P	9.40							
6	40 x 55	P	12.40	137.38	0.069	0.174	0.75	0.92	0.157	1%
		S	7.80							
5	40 x 55	O	12.20	163.38	0.091	0.166	0.77	0.93	0.157	1%
		P	7.00							
4	40 x 70	P	12.70	182.38	0.075	0.136	0.77	0.899	0.314	1%
		S	8.30							
3	40 x 70	O	12.90	216.38	0.046	0.115	0.75	0.80	0.118	1%
		P	6.00							
2	40 x 70	P	10.80	245.38	0.069	0.10	0.82	0.861	0.118	1%
		S	6.40							
1	40 x 70	O	25.00	274.38	0.028	0.10	0.75	0.74	0.118	1%
		P	10.00							

FLEXO - COMPRESION BIAXIAL

K	Rh f'c bt	Px	Pu	Ast	
0.21	275,000	57.90			
0.16	256,000	41.00	27.50	13.50	
		194.00			
0.30	279,000	84.00			
0.31	252,000	78.00	58.00		
		181.00			
0.47	272,000	128.00			
0.48	256,000	123.00	82.00	40.50	8 Ø 1"
		243.00			
0.410	444,000	182.00			
0.420	426,000	205.00	138.00		
		315.00			
0.46	428,000	196.00			
0.50	395,000	198.00	152.00		
		291.00			
0.58	413,000	240.00			
0.62	371,000	231.00	167.00		
		356.00			
0.53	700,000	520			
0.52	590,000	306	320.00		
		505			
0.54	675,000	365			
0.56	580,000	325	256		
		515			
0.54	669,000	360			
0.56	600,000	336	260		
		519			

ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS.-

Para miembros sujetos a carga axial, además de cortante y flexión se aplica:

$$V_c = \phi \left(0.50 f'c + \frac{175 P_w V_d}{M'} \right) \leq 0.9 \phi f'c \left(1 + 0.028 \frac{N}{A_g} \right) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$M' = M - N \left(\frac{4t - d}{8} \right)$$

V = cortante total en la sección

M = momento flector en la sección

N = carga normal en la sección

$$P_w = \frac{A_w}{b'd}$$

A_g = area de la sección

$$V_u = \frac{2 M^{Ru}}{H'}$$

M^2 = capacidad de momento de la columna

H' = altura libre

$$\begin{aligned} \phi 0.504 f'c &= 6.21 \text{ Kg/cm}^2 && \text{Para } f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 7.10 \text{ Kg/cm}^2 && \text{Para } f'c = 280 \text{ "} \end{aligned}$$

Hemos determinado el V_u haciendo las dos combinaciones o sea 1.5 CM + 1.8 CV y 1.25 (C.M + C V + S) y tomamos la mayor luego Determinar el V_u dividiendo el V_u entre bd y podemos ver que solo para el primer factor $\phi 0.50 f'c$ es mayor que el V_u .
Por lo tanto no se necesita estribos.

COLUMNA E 2

	N	M	$\frac{4t - d}{8}$	$N \left(\frac{4t - d}{8} \right)$	$M' = N - N \left(\frac{4t - d}{8} \right)$
10	4.40	20.98	0.175	3.65	0.75
9	8.60	49.98	0.175	8.70	-0.10
8	9.80	80.88	0.175	17.20	-7.40
7	14.00	109.39	0.212	23.20	-9.20
6	12.40	137.38	0.212	29.00	-16.60
5	12.20	163.38	0.212	34.50	-22.30
4	12.70	182.38	0.270	49.00	-36.30
3	12.90	216.38	0.270	58.00	-45.10
2	10.80	245.38	0.270	66.00	-55.80
1	25.00	274.38	0.270	74.00	-49.00

COLUMNA B 3

	M	N	$\frac{4t - d}{8}$	$N \left(\frac{4t - d}{8} \right)$	$M' = M - N \left(\frac{4t - d}{8} \right)$
10	8.80	12.35	0.156	1.92	6.88
9	7.60	32.50	0.156	5.09	2.51
8	8.60	53.10	0.156	8.30	0.30
7	12.00	75.05	0.194	14.60	-2.60
6	11.00	96.13	0.194	18.60	-7.60
5	10.60	117.07	0.194	22.60	-12.00
4	11.30	136.89	0.231	26.50	-15.20
3	12.20	156.60	0.231	30.60	-18.40
2	11.00	172.69	0.231	33.50	-22.50
1	16.60	197.19	0.231	38.00	-21.40

COLUMNA C - E3

	COLUMNA C - E1				COLUMNA C - E3					
$V_u(Tn)$	Sec.	$V_u (kg/cm^2)$	$V'c = \phi \cdot 50$ f_c	V_u	Sec.	V_u	$V'c = \phi \cdot 50$ $f'c$	$\frac{0.175 P_w V_d}{M'}$	V_c	$V_u - V_c$
10	30 x 40	4.80	6.21	5.90	30 x 40	5.61	6.21	-	-	-
9	30 x 40	5.05	6.21	6.59	30 x 40	6.30	6.21	0.082	6.29	0.01
8	30 x 40	5.85	6.21	7.05	30 x 40	6.70	6.21	0.830	7.04	-
7	30 x 40	4.55	6.21	9.60	30 x 50	5.35	6.21	-	-	-
6	30 x 50	4.40	6.21	7.90	30 x 50	4.40	6.21	-	-	-
5	30 x 50	4.22	6.21	7.59	30 x 50	4.20	6.21	-	-	-
4	40 x 60	3.70	7.10	8.00	40 x 60	3.64	7.10	-	-	-
3	40 x 60	3.10	7.10	6.82	40 x 60	3.11	7.10	-	-	-
2	40 x 60	2.23	7.10	7.60	40 x 60	3.45	7.10	-	-	-
1	40 x 60	2.70	7.10	7.85	40 x 60	3.56	7.10	-	-	-

CIMENTACION

CIMENTACION

La solución a adoptar para la cimentación del pórtico principal es la de zapatas aisladas debido a que no están en el límite de propiedad, y además comparando la carga vertical con el momento, este es pequeño.

ZAPATA E 1

$$P_u = 218.10 \text{ Tn}$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Sec} \quad 40 \times 60$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el dimensionamiento de la zapata utilizaremos los gráficos y consideraciones de la Tesis de Grado del Ing° Julio Arango.

$$\text{Carga de Servicio} = 142.14 \text{ Tn}$$

entramos al gráfico con esta carga, con la resistencia del terreno y calidad de concreto y determinamos el lado de la zapata como si fuese cuadrada.

$$L = 2.30 \text{ m} \quad A = 5.30 \text{ cm}^2$$

Como tenemos una sección de columna cuadrada, se tendrán las nuevas dimensiones de las zapatas aumentando un lado y disminuyendo el otro en una cantidad igual a la semi-diferencia que existe entre los lados de la columna.

$$L' = \frac{60 - 40}{2} = 10 \text{ cm} \quad L_1 = 2.30 - .10 = 2.20 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.30 + .10 = 2.40 \text{ m}$$

Peralte efectivo por punzamiento :

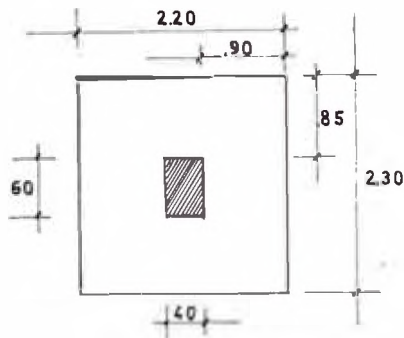
Este valor lo determinamos con gráficos. Entramos a los gráficos con la carga de rotura para la columna y con la sección de la columna

$$P_u = 218.10 \text{ t}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de Acero y espaciamiento de varillas :



Entramos a los gráficos con la longitud de volado y con una recta horizontal - intersectamos la curva de peralte efectivo, luego bajamos una vertical a la abscisa y determinamos el área de acero, prolongamos esta vertical y determinamos el espaciamiento de varillas.

$$A_s = 16.5 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8 \quad .12 \text{ (capa inferior)} \text{ (lado menor)}$$

$$A_s = 16.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 5/8 \quad .125 \text{ (capa superior)} \text{ (lado mayor)}$$

Adherencia y transferencia de esfuerzo :

Para aceros cuyas corrugaciones cumplen con las normas ASTM A305 el esfuerzo permisible de adherencia por anclaje es

$$U_u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{175}}{1.588} = 42.5 \quad 56 \text{ Kg/cm}^2$$

La longitud de desarrollo es :

$$L_d = .85 - 7.5 = 77.5 \text{ cm}$$

El esfuerzo de desarrollo es :

$$U = \frac{A_s f_y}{L_D} = \frac{1.98 \times 2800}{77.5 \times 4.987} = 14.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad U_u$$

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna:

El esfuerzo de compresión en la base

$$f_c = \frac{218,100}{40 \times 60} = 91 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo permisible es :

$$f_{c_u} = 1.9 \times .375 f'_c = 1.9 \times .375 \times 175 = 125 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c_u} > f_c$$

Para barras en compresión el esfuerzo de desarrollo por anclaje es :

$$3.4 \phi V f'_c = 3.4 \times 0.85 V 175 = 38.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad 56$$

y la longitud de anclaje requerida es :

$$L_d = \frac{A_s f_y}{U} = \frac{3.88 \times 2800}{6.98 \times 38.3} = 41 \text{ cm} < 45$$

ZAPATA E 2

$$P = 218.22 \text{ Tn}$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Lado zapata cuadrada} = 2.80$$

$$f_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = \frac{70 - 40}{2} = 15$$

Lado de zapata rectangular

$$L_1 = 2.80 - .15 = 2.65$$

$$L_2 = 2.80 + .15 = 2.95$$

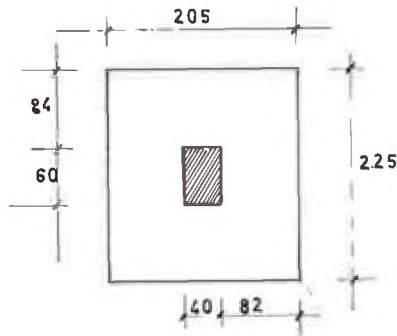
Peralte efectivo por punzonamiento :

$$P_u = 334.60 \text{ Tn}$$

$$d = 57 \text{ cm}$$

$$A_c = 2800 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero y espaciamiento de varillas



$$A_s = 21 \text{ cm}^2 \quad \phi \ 3/4 \quad .135$$

$$A_s = 21 \text{ cm}^2 \quad \phi \ 3/4 \quad .135$$

Verificación por adherencia :

$$U_u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{175}}{1.905} = 35.5 \text{ Kg/cm}^2 \quad 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_d = 112 - 7.5 = 104.5 \text{ cm}$$

$$U = \frac{2.85 \times 2800}{104.5 \times 5.99} = 13 \text{ Kg/cm}^2 \quad U_u$$

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna

$$f_c = \frac{334.60}{40 \times 70} = 120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c_u} = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 125 \text{ Kg/cm}^2 \quad 120$$

Longitud de anclaje en Dowels

$$3.4 \phi \sqrt{f'_c} = 3.40 \times 0.85 \sqrt{175} = 38.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_d = \frac{5.07 \times 2800}{7.98 \times 38.3} = 46.5 \text{ cm} \quad 57 \text{ cm}$$

ZAPATA E 3

$$P_{\text{servicio}} = 130.22 \quad L = 2.15$$

$$L_1 = 2.05$$

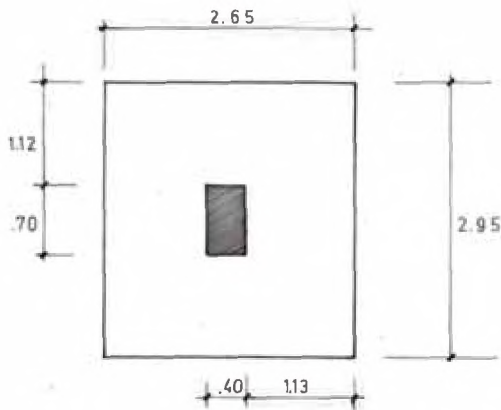
Lados de zapata

$$L_2 = 2.25$$

Peralte por punzonamiento :

$$P_u = 199.30 \quad d = 39 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero y espaciamiento :



$$A_s = 15.5 \text{ cm}^2 \quad \phi 5/8 \quad .13$$

$$A_s = 17.25 \text{ cm}^2 \quad \phi 5/8 \quad .11.5$$

Comprobación por adherencia :

$$U_u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{175}}{1.588} = 42.5 \quad 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_d = 82 - 7.5 = 74.5$$

$$U = \frac{1.98 \times 2800}{74.5 \times 4.987} = 15 \quad U_u$$

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna :

$$f_c = \frac{199.30}{40 \times 60} = 83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c_u} = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 125 \text{ Kg/cm}^2 \quad 83 \text{ Kg/cm}^2$$

Longitud de anclaje en Dowels :

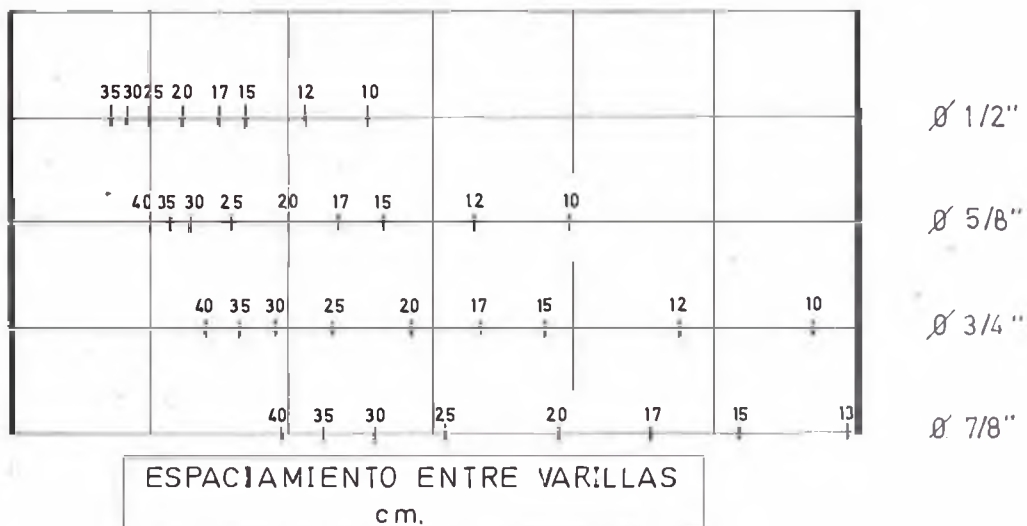
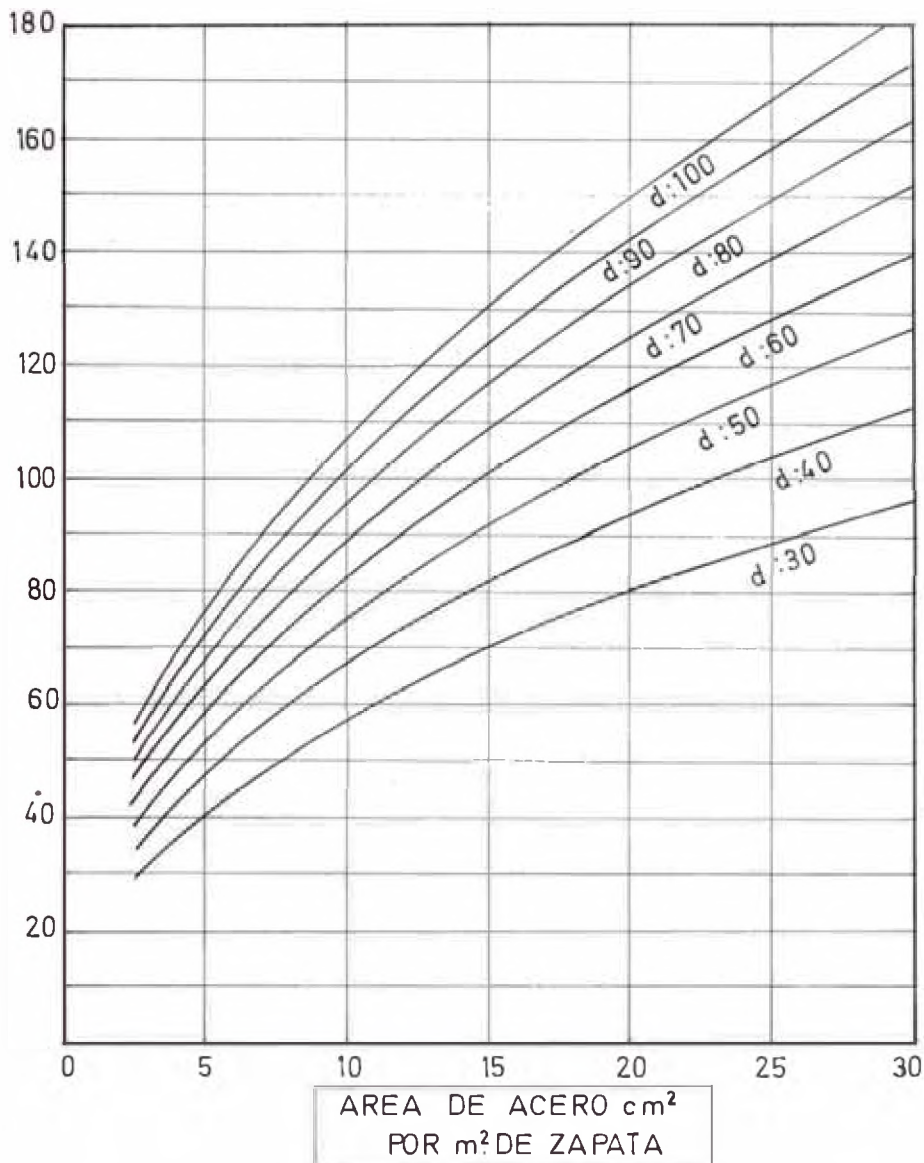
$$3.4 \phi \sqrt{f'_c} = 3.4 \times 0.85 \sqrt{175} = 38.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_d = \frac{3.88 \times 2800}{6.98 \times 38.3} = 41 \quad d = 39$$

Como no hay altura lo que hacemos es usar dos espigas de anclaje por cada barra de la columna . $2 \phi 5/8$

$$L_d = \frac{2 \times 1.98 \times 2800}{9.975 \times 38.3} = 30 \text{ cm} \quad 39$$

$\sigma = 3 \text{ Kg/cm}^2$ $F_y = 2.800 \text{ Kg/cm}^2$



MUROS DE SOSTENIMIENTO

MUROS DE SOSTENIMIENTO

DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO

$$C_a = \cos \frac{\cos \phi - \cos^2 \phi - \cos^2 \phi}{\cos \phi + \cos^2 \phi - \cos^2 \phi}$$

$$\phi = 0$$

$$\cos \phi = 1$$

$$K_a = \frac{1 - \cos^2 \phi}{1 + \cos^2 \phi} \quad (\text{Design. of concrete structures})$$

GEORGE WINTER

CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE RELLENO.-

$$\gamma = 120 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^3} \approx 1.96 \text{ Tn/m}^3 \times 1960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\phi = 35^\circ \text{ (valor práctico)}$$

$$K_a = \frac{1 - \cos^2 35}{1 + \cos^2 35} = \frac{1 - (0.841)^2}{1 + (0.841)^2} = \frac{1 - 0.71}{1 + 0.71} = \frac{0.29}{1.54} = 0.30$$

Se tomará un factor de carga de 1.3 lo que da :

$$K_a = 0.3 \times 1.3 = 0.39 \quad (\text{Para cotura})$$

Coefficiente de fricción entre concreto t el suelo = 0.5

Coefficiente de fricción entre suelo y suelo = 0.62

Presión del terreno en condiciones de servicio = 3 Kg/cm²

" " " " " " " rotura = 6 "

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

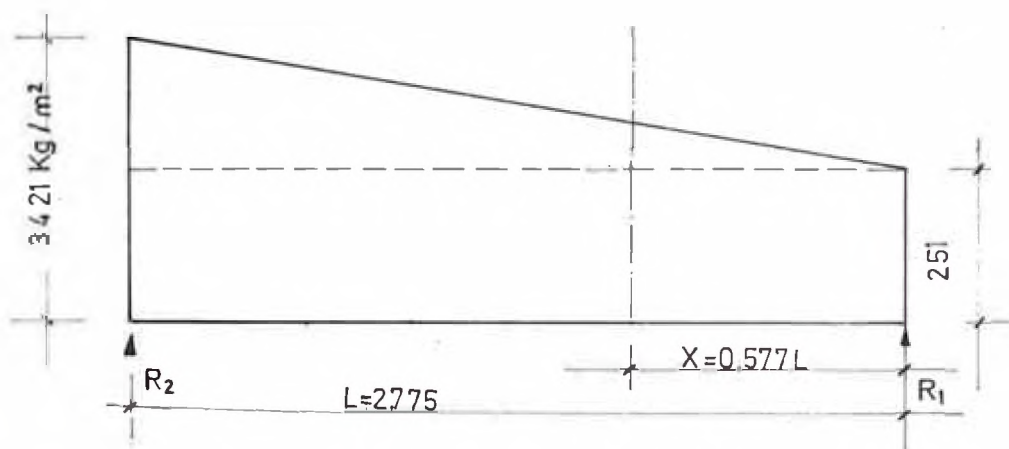
DISEÑO DEL MURO.- (1)

$$\text{Espesor de la base} = \frac{2.40}{12} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{s/c de rotura} = 18 \times 500 = 900 \text{ Kg/m}^2$$

Presión sobre el muro = 0.39 x 900 = 251 Kg/m² (uniforme en toda la altura)

$$\text{Carga muerta} = 1.5 \times 1960 = 2940 \text{ Kg/m}^3$$



CALCULO DE REACCIONES.-

$$R_1 = \frac{L}{2} \left(w_1 + \frac{w_2 L}{3} \right) = \frac{(2.775)}{2} \left(251 + \frac{3170}{3} \right) = 1.38 \times 1311 = 1810 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{L}{2} \left(w_1 + \frac{2 w_2 L}{3} \right) = \frac{(2.775)}{2} \left(251 + \frac{2 \times 3170}{3} \right) = 1.38 \times 2361 = 3260 \text{ Kg.}$$

$$M_{\max} = \left(w_1 L + \frac{w_2 L^2}{2} \right) \frac{L}{8} = \left(699 + \frac{9800}{2} \right) \frac{2.775}{8} = 1770 \text{ Kg} - \frac{m}{m}$$

Posición del momento máx.-

$$x = 0.577 \times 2.775 = 1.60 \text{ m.}$$

Area de Acero para $M_{\text{máx.}}$

$$a = 1 \quad A_s = \frac{177}{0.9 \times 2.8 (15 - 0.5)} = 4.85 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \emptyset 1/2 \quad .25$$

$$a = \frac{4.85 \times 2.8}{0.85 \times .21 \times 100} = 0.76$$

$$A_{\text{min}} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

ESFUERZO CORTANTE.-

$$v = \frac{3260}{15 \times 100} = 2.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.52 \times 0.85 \quad 210 = 6.55 \text{ Kg/cm}^2 \quad 2.2 \text{ Kg/cm}^2$$

ADHERENCIA.-

$$u = \frac{v}{\emptyset \quad \text{o} \quad \text{j.d.}} = \frac{3260}{0.85 \times 3.97 \times 0.8 \times 15 \times 4} = 20$$

$$U_{\text{max}} = \frac{6.39 \quad 210}{1.27} = 73 \quad 56.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad 20 \text{ OK.}$$

TIPO DE FALLA ACTUANDO COMO COLUMNA.-

- Carga de losa sotano $.85 \times 1.00 \times 0.15 \times 2400 \times 1.5 = 460 \text{ Kg.}$
- Sobrecarga $1.00 \times .85 \times 200 \times 1.8 = 306 \text{ "}$
- Peso Muro $0.20 \times 1.00 \times 1.60 \times 2400 \times 1.5 = \underline{1150}$
1916 Kg.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{177000}{1960} = 92 \text{ cm.}$$

$$e_s = \frac{p'm (d - d') + 0.1 d}{(p' - p)m + 0.6}$$

$$p = \frac{4.85}{100 \times 15} = 0.00325$$

$$p' = \frac{p}{3} = \frac{0.00325}{3} = 0.00108 \text{ (suponemos)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.6$$

$$d = 20 - 5 = 15$$

$$d' = 20.8 = 12$$

$$e_b = \frac{0.00108 \times 15.6 \times 3 + 0.1 \times 15}{0.00217 \times 15.6 + 0.6} = \frac{0.055 + 1.5}{0.03459 + 0.6} = \frac{1.555}{0.6349} = 2.44$$

• e_b ... La falta es de tracción con lo cual, la armadura calculada para flexión simple es el más desfavorable.

Compresión en las losas.-

$$f'_c = \frac{R_1}{b \times d} = \frac{1810}{100 \times 15} = 1.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad f'_c \text{ permitido}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA.-

Carga de Metrado	1916 Kg.
Peso de Muro 0.20 x 1.00 x 1.175 x 2400 x 1.5	= 840 "
Peso de Zapata 5 %	= 138 "
	2894 Kg.

$$\text{ancho necesario} = x = \frac{2.8.9.4}{3 \times 100} = 9.6 \text{ cm.}$$

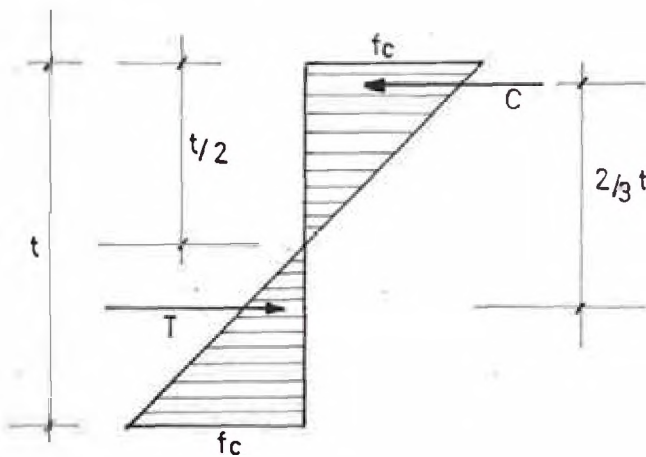
$$\text{asumimos } x = 50 \text{ cm}$$

$$= \frac{2716}{100 \times 50} = 0.54 \text{ Kg/cm}^2 = 5400 \text{ Kg/m}^2$$

Momento actuando en la cara del muro.

$$M = \frac{L^2}{2} = \frac{5400 \times 0.25^2}{2} = 169 \text{ Kg-m} \quad 16900 \text{ Kg-m}$$

El f'_c permisible para fibras extremas en Tracción es de 5.00 Kg/cm^2
para concreto de 140 Kg/cm^2



$$c = f_c \times \frac{t}{2} \times \frac{b}{2} = \frac{f_c t b}{4}$$

$$M = \frac{2}{12} f t^2 b.$$

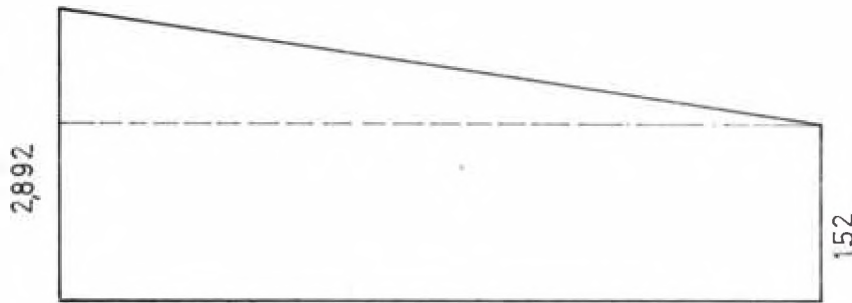
$$t = \frac{6 M}{f_c b} = \frac{6 \times 16900}{5 \times 100}$$

$$t = 14.2$$

$$\text{asumimos } t = 30 \text{ cm.}$$

... La sapata no necesitará armadura.

DISEÑO MURO SOSTENIMIENTO 3-3.-



s/c de rotura - $1.8 \times 200 = 360 \text{ Kg/m}^2$

Presión sobre el muro - - - $.39 \times 360 = 152 \text{ Kg/m}^2$

Carga muerta - - - - $1.5 \times 1960 = 2940 \text{ Kg/m}^3$

Presión sobre el muro -- $0.39 \times 2940 \times 2.40 = 2740 \text{ Kg/m}^2$ en la base.

Calculo de Reacciones.-

$$R_1 = \frac{2.775}{2} (152 + \frac{2892}{3}) = 1540 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{2.775}{2} (152 + \frac{2 \times 2892}{3}) = 2860 \text{ Kg.}$$

$$M_{\text{máx}} = (w_1 L + \frac{w_2 L^2}{2}) \frac{L}{8} = (421 + \frac{7500}{2}) \frac{2.775}{8} = 1450 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

Posición momento Máx - $x = 0.577 \times 2.775 = 1.60$

Area de Acero para $M_{\text{máx}}$ =

$$a = 0.6 \quad A_s = \frac{145}{0.9 \times 2.8 \times (15.0.3)} = 3.66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a = \frac{3.66 \times 2.8}{0.85 \times .21 \times 100} = 0.58$$

$$A_{s_{mib}} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 1/2 \quad .30$$

ESFUERZO CORTANTE.-

$$v = \frac{2860}{15 \times 100} = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \times 210 = 6.55 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{OK})$$

ADHERENCIA.-

$$u = \frac{v}{\emptyset \circ Jd} = \frac{2860}{0.85 \times 3.97 \times 0.8 \times 15} = 20$$

$$U_{\text{max}} = \frac{6.39 \times 210}{1.27} = 73 \quad 56.2 \text{ Kg/cm}^2 \quad 20 \quad (\text{OK})$$

TIPO DE FALTA ACTUANDO COMO COLUMNA.-

- Carga de losa sotano - $2400 \times 0.50 \times 0.15 \times 1.00 \times 1.5 = 270 \text{ Kg}$
 - Sobrecarga - - - - - $200 \times 1.00 \times 0.5 \times 1.8 = 180 \text{ "}$
 - Peso Murp - - - - - $0.20 \times 1.00 \times 1.6 \times 2400 \times 1.5 = 1150 \text{ "}$
- 1600 Kg.

$$e = \frac{M}{P} = \frac{145000}{1600} = 90.5 \text{ cm.}$$

$$e \quad e_b$$

Compresión en las losas.-

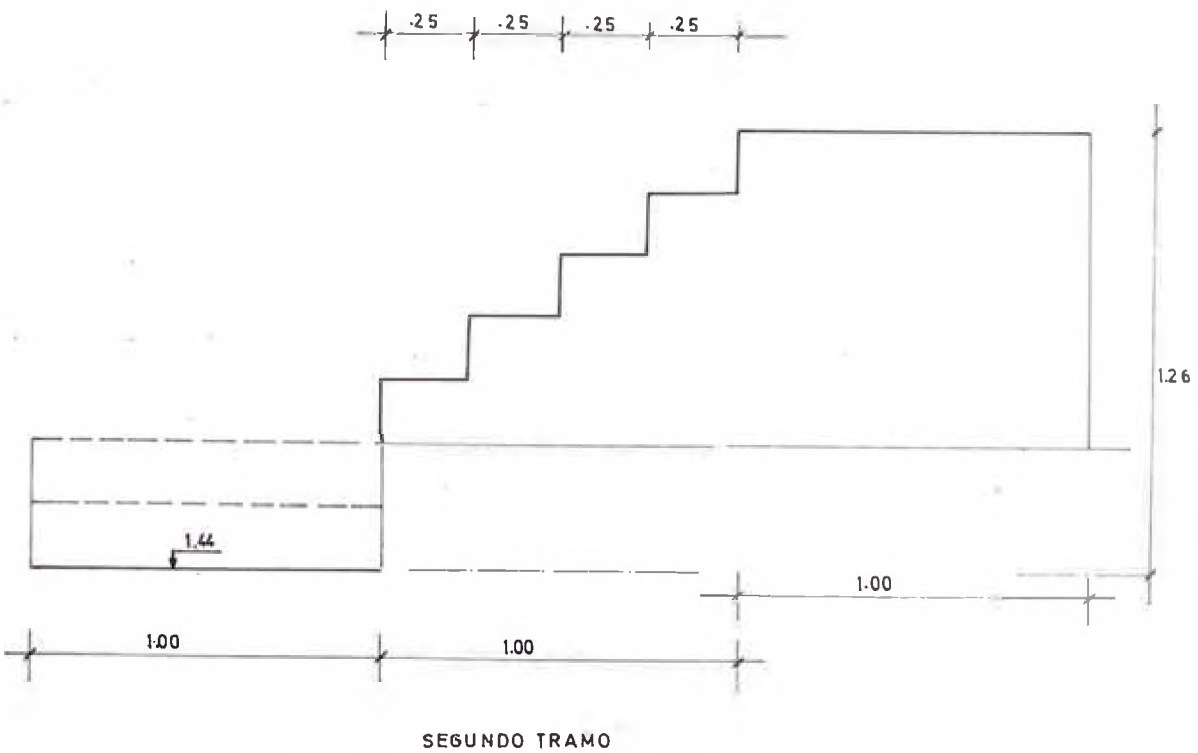
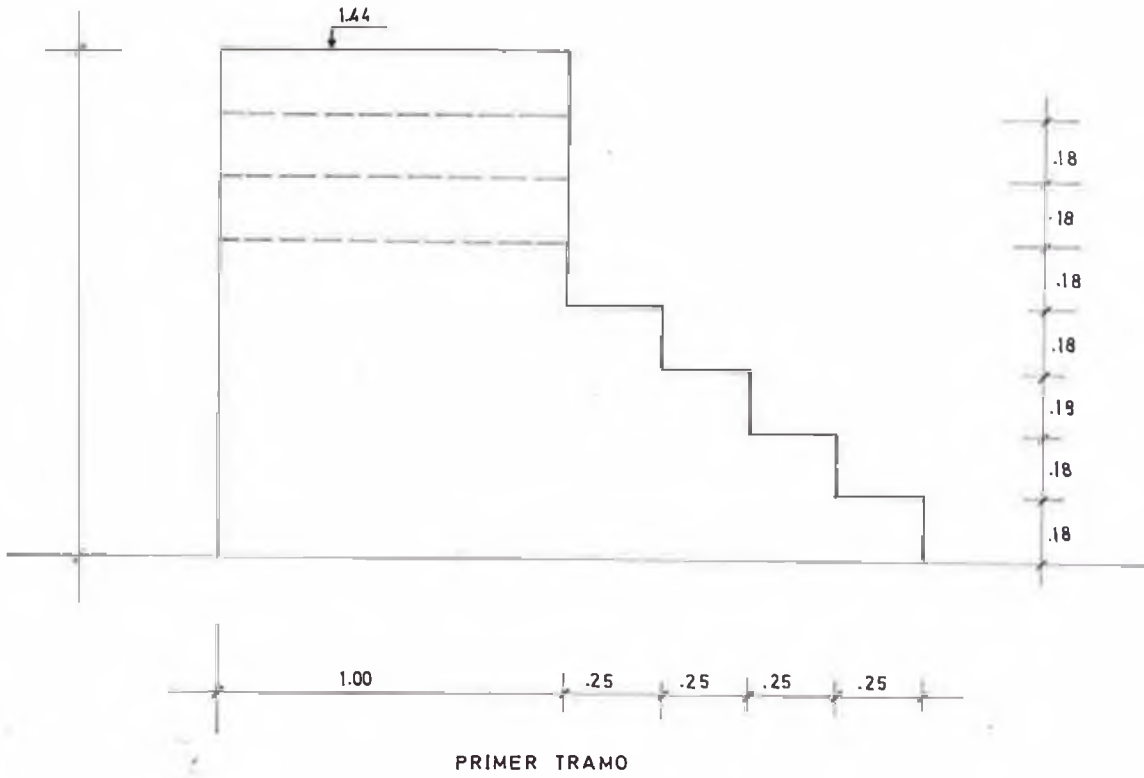
$$f'_c = \frac{R_1}{bd} = \frac{1540}{100 \times 15} = 1.02 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c \text{ permitido}$$

DISEÑO DE ZAPATA.- Por continuidad asumimos las mismas dimensiones que la calculada anteriormente.

DISEÑO DE ESCALERAS

E S C A L E R A S

I.- SOTANO - PRIMER PISO



METRADO CARGAS:

	.12 x 1.10 x 1.00 x 2400 = 316 Kg			
Peso prop.	2 x .18 x .30 x 2400 = 260 "			
	.18 x .40 x 2400 = 173 "			
acabado	1.00 x 1.00 x 100 = $\frac{100}{843}$ Kg.	849 Kg/m x 1.5 = 1270		
	s/c	350 " x 1.8 = $\frac{630}{1900}$		
		Kg/m.		

Peso prop. (1.14 x 0.09) x 1.00 x 1.00 x 2400 = 550 Kg/m²

Acabado = $\frac{100}{843}$ "

CM = 650 650 Kg/m x

x 1.5 = 980

CM x 1.8 = $\frac{630}{1610}$ Kg/m

MOMENTOS

$$M_{(1)} = \frac{wL^2}{8} = \frac{(980 + 63)}{8} \cdot 2.3^2 = - 1,070 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(1)} = \frac{w}{2L^2} x^2 - 3x^2L + 2L^2 x \quad dx = \frac{290}{2(2.3)^2} \cdot \frac{(1.1)^2}{4} -$$

$$- 2.3 (1.1)^3 + (2.3)^2 (1.1)^2 = 105 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{\text{max}} = - 1,175 \text{ Kg-m}$$

$$M^{(+)} = \frac{wL^2}{14} = \frac{(980 + 630)(2.3)^2}{14} = 605 \text{ Kg-m}$$

$$M^{(+)} = - 105 - 290 \times 1.1 (0.86 - 0.55) + 242 (0.86)$$

$$= - 105 - 99 + 209 = 15 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{max}}^{(+)} = 605 + 15 = 620 \text{ Kg-m}$$

En la base de la escalera vamos a considerar un momento equivalente a 1/3 del momento positivo.

$$M_{u_{max}} = 0.26 f'_c b d^2 = 0.26 \times 175 \times 100 (9)^2 = 3700 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de las aereas de acero.-

$$M_u = - 1,175 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{- 117.5}{0.9 \times 2.8 (9.06)} = 5.51 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ } \emptyset \text{ 1/2}$$

$$a = 1.2 \quad a = \frac{5.61 \times 2.8}{0.85 \times .175 \times 100} = 1.04 \quad (\text{OK})$$

$$M_u = - 305 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{- 30.5}{0.9 \times 2.8 (9.02)} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset \text{ 3/8}$$

$$a = 0.40 \quad a = \frac{1.37 \times 2.8}{.85 \times .175 \times 100} = 0.26 \quad (\text{OK})$$

$$M_u = + 620 \text{ Kg-m} \quad A_s = \frac{+ 620}{0.9 \times 2.8 (9.04)} = 2.87 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ } \emptyset \text{ 3/8}$$

$$a = 0.80 \quad a = \frac{2.87 \times 2.8}{0.85 \times .175 \times 100} = 0.5 \quad (\text{OK})$$

$$A_{s_{min}} = 0.002 b t = 0.002 \times 100 \times 12 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{temp}} = 0.002 b t = \emptyset \text{ 3/8 } \approx 30$$

DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA:

$$P = 2586 \text{ Kg/m}$$

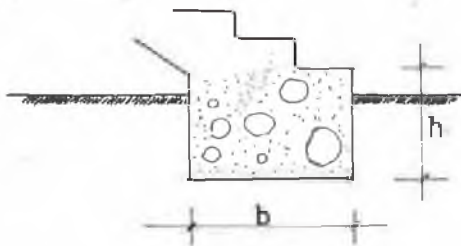
$$\text{Peso muro} = 0.05 P = 129 \text{ Kg/m}$$

$$\text{area de apoyo} = \frac{2586 + 129}{3} = 900$$

Como se está tomando por metro.

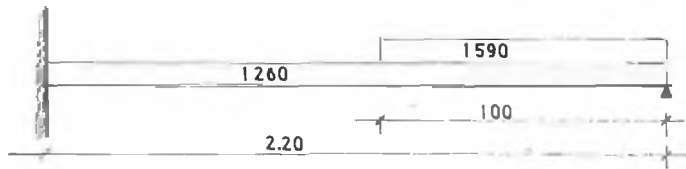
$$b = \frac{900}{100} = 9 \text{ cm,}$$

Tomamos como mínimo 30 cm..



Como tiene un momento asumido una altura $h = 40 \text{ cm}$.

DISEÑO DE VIGA DE ESCALERA EN TECHO DE SOTANO:



Losa. $12 = 1.00 \times .12 \times 2400 = 289 \text{ Kg/m}$
 Acabado $= 1.00 \times 100 = 100 \text{ ''}$
 p.p $= .25 \times .30 \times 2400 = 210 \text{ ''}$

$w_{D_u} = 599 \text{ Kg/m} \times 1.5 = 900 \text{ Kg/m}$

$w_{L_u} = 200 \text{ Kg/m} \times 1.8 = 360 \text{ Kg/m}$

$w_{uT} = 1260 \text{ Kg/m}$

Carga de escalera $w'_u = 1590 \text{ Kg/m}$

Consideramos superposición de efectos :

$M_1^{(-)} = \frac{1260 \times 2.2^2}{8} = - 760 \text{ Kg-m}$

$M_1^{(+)} = \frac{1260 \times 2.2^2}{14} = + 435 \text{ Kg-m.}$

$M_1^{(+)} = \frac{w}{2L^2} (x^2 - 3x^2L + 2L^2) dx = - 384 \text{ Kg-m}$

$M = - 180$



$M_T^{(-)} = - 1144 \text{ Kg-m}$

$M_T^{(+)} = 255 \text{ Kg-m}$

$M_{u_{max}} = 0.26 f'_c b d^2$

$= 0.26 \times 210 \times 30 \times (20)^2$

$= 6600.00 \text{ Kg-cm.}$

Cálculo de reacciones.-

$$R_{T1} = 2259 \text{ Kg}$$

$$R_{T2} = 2081 \text{ Kg}$$

$$M_{u_{max}} = 6600 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de áreas de acero.-

$$a = 1.00$$

$$A_s = \frac{114.4 \text{ Tn-cm}}{0.9 \times 2.8 (20.05)} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{2.31 \times 2.8}{0.85 \times .21 \times 30} = 1.22 \text{ (Ok)}$$

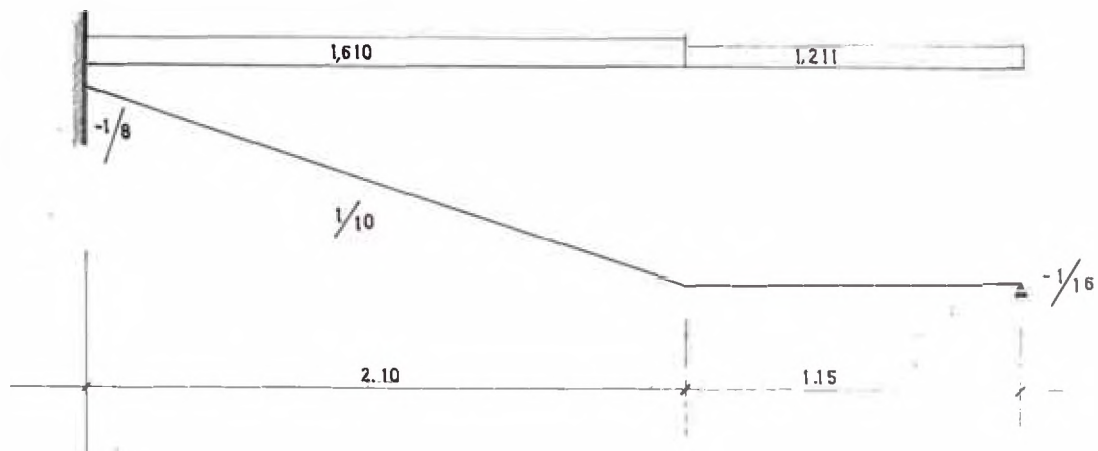
$$A_{s_{mi}} = 0.005 \times 30 \times 80 = 3 \text{ cm}^2 \quad 3 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2$$

Verificación por corte.-

$$V_d = 2259 - 1260 \times .70 = 2259 - 252 = 2007 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{2007}{30 \times 20} = 3.34 \quad v_c$$

ESCALERA TRAMO TIPICO.-



Carga en descanso.-

$$p.p - .12 \times 2400 = 287 \text{ Kg/m}$$

$$\text{acabado} - 100 \times 1.00 = 100 \text{ Kg/m}$$

$$w_{Du} = 387 \times 1.5 = 581 \text{ Kg/m}$$

$$w_{Lu} = 350 \times 1.8 = 630 \text{ "}$$

$$w_{Du} + w_{Lu} = 12 + 1 \text{ Kg/m}$$

$$M_- = \frac{1610 \times (3.25)^2}{8} = 2110 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_{u \max} = 0.26 f'_c b d^2$$

$$M_- = \frac{1610 \times (3.25)^2}{16} = 1060$$

$$0.26 \times 175 \times 1. (.09)^2 = 3200 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

$$M_+ = \frac{1610 \times (3.25)^2}{10} = 1700$$

Cálculo de las áreas de acero.-

$$a = 1 \quad A_s = \frac{211 \text{ Tn-cm}}{0.9 \times 2.8 \times (9 - 0.5)} = 9.8 \text{ cm}^2 \quad \phi 5/8 \quad .20$$

$$a = \frac{10.7 \times 2.8}{0.85 \times .175 \times 100} = 2$$

$$A_s = \frac{106}{0.9 \times 2.8 \times 8.5} = 4.95 \quad \phi 1/2 \quad .25$$

Cálculo de Reacciones.-

$$R = \frac{1610 \times 3.25}{2} = 2620 \text{ Kg/m}$$

$$CH = \frac{2110 - 1060}{3.25} = \frac{1050}{3.25} = 322$$

$$R_{\text{placa}} = 2620 + 322 = 2940 \text{ Kg/m}$$

DISEÑO DE LA CISTERNA

C I S T E R N A

1.º: CALCULO DEL VOLUMEN. NECESARIO.-

Según el número de Pisos y del personal que habitarán en c/u de ellos, considerando que cada persona consume 300 lts/día.

Piso Tipico	2° al 9°	8 Pisos
	16 personas x 8 pisos	= 128
	12 " x 1 "	= 12
	Guardiania	= 2
		<hr/> 142

TOTAL = 150 Personas

Luego consumo total = $150 \times 300 = 45,000$ Lts.

Luego el volumen diario de la cisterna será 45 m^3

Dimensiones exteriores de la Planta.- 5×5

Altura necesaria

$$45 = 5 \times 5 \cdot h \quad h = 45/25 = 1.80 \text{ m}$$

Rebose = 0.20 mts.

Espesor de la tapa = 0.15 (0.20 mts) 30 cm.

Espesor del fondo = 0.20 mt.

Altura total interior = 2.00 mts.

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

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

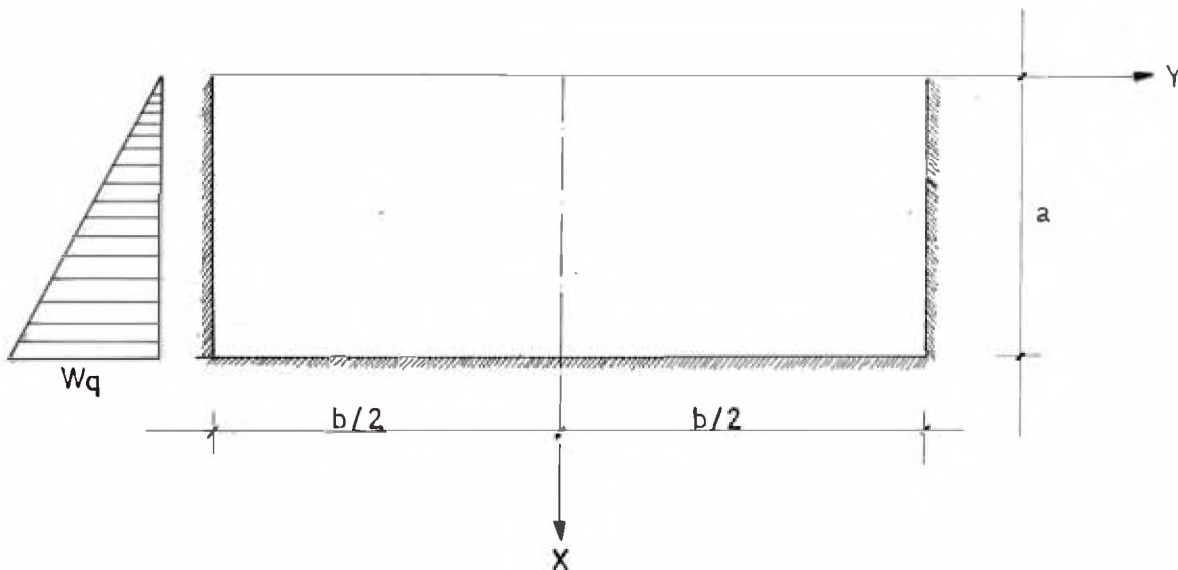
D I S E Ñ O

1).- PAREDES DE LA CISTERNA.-

Se calcula estas paredes como losas armadas en dos sentidos, sometidas a carga triangular, (presión hidrostática) mediante los coeficientes que dá el informe del P. C. A. para la condición de losa empotrada en un lado (base = 5.00 mt) y dos lados adyacentes. (altura = 2.00 mt) y articulado en el otro lado (- 5.00 mts) (TABLA III) 1951

Esc. 1/50

$$W = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$



Para

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

Relaciones

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

(estacionamiento)

$$b/a = 5/2 = 2.50$$

$$c/a = 5/2 = 2.50$$

Condiciones de carga

(1) Carga de suelo + s/e

(2) Carga de suelo + carga agua.

Necesitamos conocer la altura equivalente de la s/c para lo cual tenemos.

$$h_{equiv} = s/c/1,800 = 500/1,800 = 0.277$$

$$\begin{aligned} \text{Luego altura total} &= 2.00 + 0.30 + 0.277 \\ &= 2.577 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$\text{Ahora } = K_a = 0.27$$

$$\begin{aligned} \gamma H \cdot K_a &= 1,800 \times 2.85 \times 0.27 \\ &= 1,400 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\gamma H \cdot K_a = 1,40 \text{ Tn/m}^2$$

Por semejanza de Δ^s

$$\frac{C}{1.4} = \frac{0.5 n}{2.5 n} \quad C = 1.4 \times 0.577/2.577$$

$$C = 0.313 \text{ Tn/m}^2$$

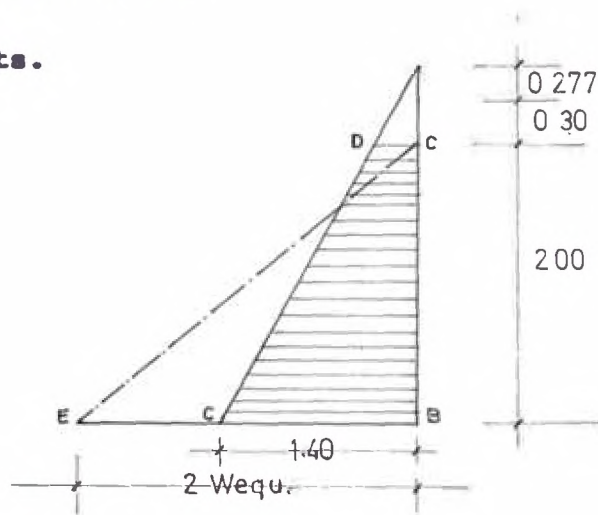
Ahora necesitamos, conocer el peso específico del terreno, equivalente a una carga de agua, para lo cual igualamos areas.

$$\text{Area} = ABE = \text{Area DABC.}$$

$$E = \frac{C + 1.4}{2} = 2.00 = \frac{0.313 + 1.4}{2} \times 2 = 1.713$$

$$\text{Area} = DABC =$$

$$\text{Area} = ABE = \frac{1}{2} \cdot 2 w_{equil} \cdot x \cdot 2 = 2^w w_{equival.}$$

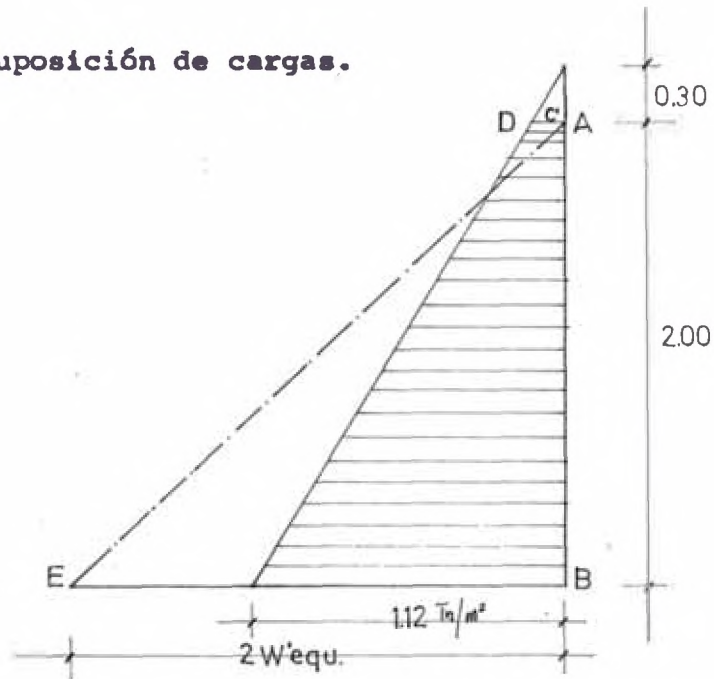


Luego $2 w_{equi} = 1.713$

$w_{equi} = 1.713/2 = 0.8565$

$w_{equiv} = .8565$

Cálculo de w' 2° suposición de cargas.



Cálculo 2da. condición de carga.-

Carga del terreno + carga de agua

1° carga del terreno

$H K_a = 1,800 \times 2.30 \times 0.27 = 1.12$
 Tn/m^3

Por semejanza de triangulos

$\frac{C'}{1.12} = \frac{0.30}{2.30}$ $C' = 0.146 Tn/m^2$

Cálculo w'' equivalente.

AREA ABE = Area D A B C

$$\frac{1}{2} \times 2 \ w''_{\text{equiv.}} \ (2) = \frac{0.146 + 1.12}{2} \ x^2$$

$$2 \ w''_{\text{equiv.}} = 1.266 \qquad w''_{\text{equiv}} = 0.633$$

$$w'_{\text{equi}} = w_{\text{agua}} - w''_{\text{equiv.}}$$

$$w' = 1.000 - 0.633 = 0.367$$

$$w' = 0.367$$

TABLA DEL P. C.A.

COEFICIENTES DE MOMENTOS .-

b/a	x/a	y=0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.5	1/4	+0.031	+0.011	+0.021	+0.010	-0.008	-0.038
	1/2	+0.052	+0.017	+0.036	+0.017	-0.012	-0.062
	3/4	.047	+0.015	+0.036	+0.014	-0.011	-0.055

1ª. Condición de carga.- Carga de suelo + s/c

$$\text{Momento} = \text{coef.} \times w \times a^3 = \text{Coef.} \times 0.8565 \times (2)^3 = \text{coef.} \times 6.83$$

NOTA: el signo (-) de los coeficientes indican

Tracciones en la cara donde actua la carga. En esta 1ª. condición en la cara exterior.

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.5	1/4	+0.211	0.075	0.144	0.0683	-0.055	-0.261
	1/2	+0.356	+0.116	0.246	0.116	-0.082	-0.425
	3/4	+0.322	+0.103	0.246	0.096	-0.075	-0.377

2da. Condición de carga.- Carga de suelo + agua.

$$\text{Momento} = \text{coefic.} \times w \times a^3 = \text{coef.} \times 0.367 \times (2)^3 = \text{coef.} \times 2.936$$

NOTA: Los coeficientes van a ser los mismos; el signo menos nos indica Tracciones en la cara interior de la pared.

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.5	1/4	0.091	+0.0323	0.0615	0.02936	-0.0234	-0.112
	1/2	0.152	+0.0496	0.105	+0.0496	-0.035	-0.182
	3/4	0.138	+0.044	0.105	0.041	-0.0323	-0.161

Cálculo del espesor de los muros.-

$$f'_c = 175 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{\max} = -0.425 \text{ Tn-m}$$

$$d = \frac{425 \times 10^2}{15.60 \times 100} = 5.21 \text{ cm}$$

$$t = 5.21 + 1.90 + 4 = 11.11 \text{ cm} \quad 15 \text{ cm.}$$

$$d = 15 - 5.9 = 9.1$$

$$A_s = \frac{M}{t_s S_d} = \frac{M}{1400 \times 0.875 \times 9.1} = \frac{M}{11100}$$

Areas de Acero para 1ra. condición de carga.- Suelo + s/c.-

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		A _{sx}	A _{sy}	A _{sx}	A _{sy}	A _{sx}	A _{sy}
2.5	1/4	1.91	0.675	1.30	0.615	-0.495	-2.35
	1/2	3.21	1.04	2.22	1.04	-0.74	-3.84
	3/4	2.90	0.93	2.22	0.87	-0.68	-3.4

Areas de acero para la 2da. condición.-

agua + suelo.-

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		A _{sx}	A _{sy}	A _{sx}	A _{sy}	A _{sx}	A _{sy}
2.5	1/4	0.82	0.28	0.55	0.265	-0.21	-1.01
	1/2	1.37	0.45	0.95	0.45	-0.315	-1.64
	3/4	1.24	0.40	0.95	0.37	-0.28	-1.45

SECCIONES SOMETIDAS A FLEXO TRACCION.-

Se tomara en cuenta la 2da. condición de cargas.

$$M_{\max} = - 0.182$$

El esfuerzo cortante lo calculamos de la tabla N° 7 en donde.

$$V = 0.4116 \times w a^2 = 0.4116 \times 0.367 \times 4 = 0.592 \text{ Tn/m}$$

$$T = 0.592 \text{ Tn/m.}$$

DISEÑO DE LOSA EN LA DIRECCION HORIZONTAL.-

Para el cálculo del area de acero tomamos los momentos máximos.

$$y = 0 \quad M = + 0.027 \times 1000 \times (1.75)^3 = 145 \quad \text{Kg-m/m}$$

$$M = - 0.022 \times 1000 \times (1.75)^3 = 118 \quad "$$

$$y = \frac{b}{4} \quad M = + 0.013 \times 1000 \times (1.75)^3 = 70 \quad "$$

$$M = - 0.015 \times 1000 \times (1.75)^3 = 80 \quad "$$

$$y = \frac{b}{2} \quad M = - 0.086 \times 1000 \times (1.75)^3 = 460 \quad "$$

$$A_s = \frac{11800}{1400 \times .873 \times 9.1} = 1.02 \quad A_{sm} \quad \phi \quad 3/8 \quad .35$$

$$A_s (+) = \frac{14500}{1400 \times .873 \times 9.1} = 1.3 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sm} = 0.002 \times 100 \times 9.1 = 1.82 \quad \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \phi \quad 3/8 \quad .35$$

REFUERZO NEGATIVO:

$$M = 460 \quad \text{Kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$V = 1280 \quad \text{Kg/m}$$

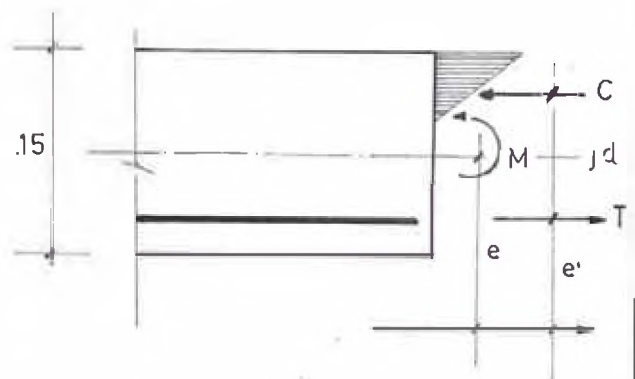
$$A_s = \frac{T (e' + jd)}{f_y j d}$$

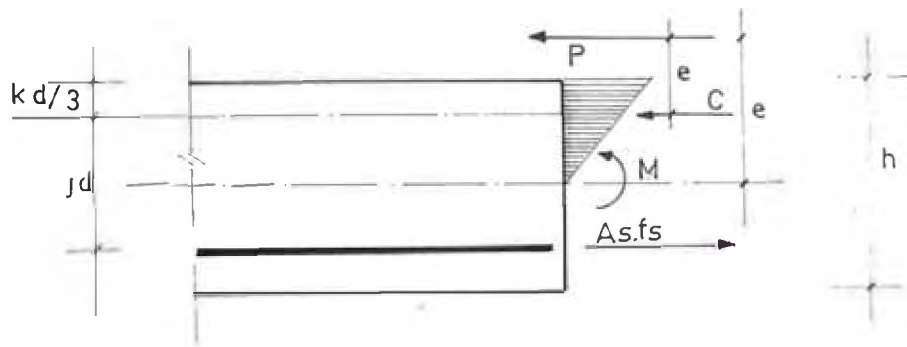
$$e = \frac{460}{1280} = 0.36$$

$$J = 0.873$$

$$d = 9.1$$

$$e' = 36 - 1.6 = 34.4$$





$$A_s = \frac{1280 (34.4 + 0.873 \times 9.1)}{1400 \times 0.873 \times 9.1} = 4.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 1/2 \quad .25$$

$$A_{s_{mi}} = 0.002 \times 100 \times 9.1 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

DISEÑO DE LOSA EN LA DIRECCION VERTICAL.-

Las secciones verticales están sometidas a una compresión axial cuyas cargas son :

peso propio - $1.75 \times 1.00 \times .15 \times 2400 = 630 \text{ Kg/m}$

peso tapa - - - - - = $\frac{1250}{1880} \text{ Kg/m}$

$$M_x = - 568 \text{ Kg} \frac{\text{-m}}{\text{m}}$$

$$e = \frac{568}{1880} = 0.30$$

$$A_s = \frac{P e'}{f_s j_d}$$

$$e' = 30 - \frac{0.873 \times 9.1}{2} = 30 - 4 = 26$$

$$A_s = \frac{1880 \times 26}{1400 \times 0.873 \times 9.1} = 4.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 1/2 \quad .30$$

DISEÑO PARA LA RELACIÓN $\frac{b}{a} = 3.00$.

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
3.00	0	0	+0.025	0	+0.014	0	-0.082
	1/4	+0.010	+0.019	+0.007	+0.013	-0.014	-0.071
	1/2	+0.005	+0.010	+0.008	+0.010	-0.011	-0.055
	3/4	-0.033	-0.004	-0.018	-	-0.006	-0.028
	1	-0.126	-0.025	-0.092	-0.018	0	0

$$M_{\max} = 0.126 \times 1000 \times 1.73^3 = 651 \text{ Kg-m}$$

$$d = \frac{651 \times 100}{15.8 \times 100} = 6.41$$

$$t = 6.41 + 5.9 = 12.31 \quad \text{asumimos } t = 15. \text{ cm}$$

$$d = 9.1 \text{ cm.}$$

$$V_{\max} = 0.41 \times 1000 \times (1.75)^2 = 1280 \text{ Kg/m}$$

$$d = \frac{1280}{4.2 \times 100} = 3.05 \text{ cm.}$$

DISEÑO DE LOSA EN LA DIRECCION HORIZONTAL°

$$M = + 0.025 \times 1000 \times (1.75)^3 = + 134.00$$

$$y = 0 \quad M = - 0.025 \times 1000 \times (1.75)^3 = - 134.00$$

$$M = + 0.014 \times 1000 \times (1.75)^3 = + 75$$

$$y = \frac{b}{4} \quad M = - 0.018 \times 1000 \times (1.75)^3 = - 96$$

$$y = \frac{b}{2} \quad M = - 0.082 \times 1000 \times (1.75)^3 = - 305$$

$$A_s^{(+)} = \frac{13400}{1400 \times 0.873 \times 9.1} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.002 \times 100 \times 9.1 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi \text{ 3/8} \quad .35$$

REFUERZO NEGATIVO:

$$M = - 305 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

$$V = 1280$$

$$e = \frac{305}{1280} = 23.9$$

$$e' = 23.9 - 1.6 = 22.3$$

$$A_s = \frac{1280 (22.3 + 0.873 \times 9.1)}{1400 \times 0.873 \times 9.1} = 3.48 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi \text{ 1/2} \quad .35$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.002 \times 100 \times 9.1 = 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero vertical.-

peso propio - - - - - 630 Kg/m

peso tapa - - - - - 590 "

1220 Kg/m

$$M = 641 \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

$$e = \frac{641}{1220} = 53 \text{ cm}$$

$$e' = 53 - 4 = 49$$

$$A_s = \frac{1220 \times 49}{1400 \times 0.873 \times 9.1} = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi \text{ 1/2} \quad .25$$

DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

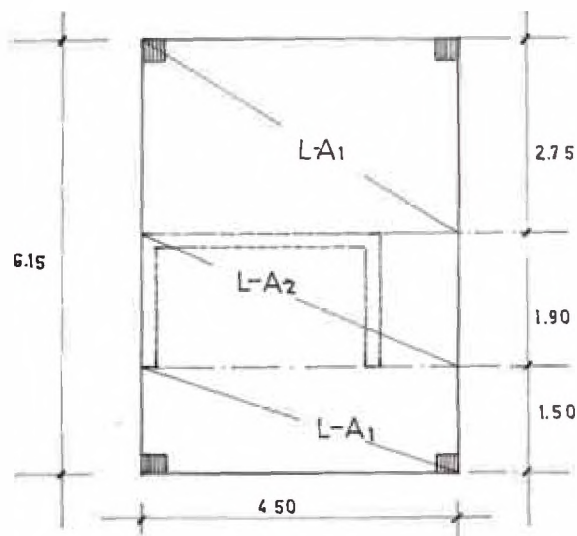
TANQUE DE AGUA

Análisis y Diseño

Para el análisis estructural de las paredes del tanque hemos utilizado el método del Portland CEMENT ASSOCIATION (P. C. A) con sus respectivas tablas.

Para el acto del diseño de la tapa, seguimos el Método III del A. C. I.

1.- DISEÑO DE LA LOSA INFERIOR



DISEÑO DE LA LOSA L - A₁:

Según criterio Peabody para determinar los momentos:

$$M_{\text{apoyos}} = - \frac{w L^2}{16} = \frac{2110 \times (4.2)^2}{16} = 2320$$

$$d = \frac{x^1}{x^b} = \frac{2820 \times 100}{15.8 \times 100} = 12.1$$

$$t = 12.1 + 3.3 = 15.4 \quad 15 \quad (\text{cambiamos dimensión})$$

METRADO:

$$\text{Peso propio} = .175 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 420$$

$$\text{Peso agua} = 1.0 \times 1.75 \times 1000 = \underline{1750}$$

2170 Kg/m.

$$M_{\text{apoyo}} = \frac{21 \times 4.2^2}{16} = 2400.$$

$$d = \frac{240000}{15.8 \times 10} = 12.3$$

$$c = 12.3 + 3.3 = 15.6 \quad 17.5$$

$$d = 17.5 - 3.3 = 14.2$$

$$M^+ = \frac{2170 \times 4.2^2}{10} = 3340 \quad \text{Kg-m}$$

$$d = \frac{3340 \times 100}{15.8 \times 100} = 14.5$$

$$t = 14.5 + 3.3 = 17.8 \text{ cm} \quad (\text{O.K.})$$

$$V = \frac{2170 \times 4.2}{2} = 4580 \text{ Kg.}$$

$$= \frac{4580}{14.2 \times 100} = 3.21 \quad 0.42 \quad 210 = 4.2 \quad (\text{OK})$$

$$A_{\text{a}}^{(-)} = \frac{240000}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 13.9 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \emptyset 3/4 \quad .20$$

$$A_{\text{a}}^{(+)} = \frac{33400}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 19.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 3/4 \quad .15$$

$$A_{\text{aE}} = 0.0025 \times 100 \times 14.2 = 3.55 \quad \emptyset 1/2 \quad .35$$

ADHERENCIA :

$$V_d = 4580 - 2170 \times .142 = 4580 - 309 = 4271 \text{ Kg.}$$

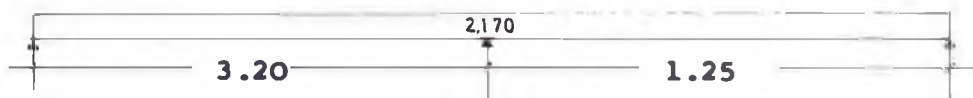
$$u = \frac{4271}{35.91 \times 0.878 \times 14.2} = 9.55$$

$$\frac{8.23 \times 210}{2.85} = 16.4 \quad 9.55 \quad (\text{OK})$$

DISEÑO DE LA LOSA A - 2

Cálculo de los Momentos, mediante el método de Cross, de dos ciclos.

CALCULO DE LOS MOMENTOS:



	1.00		0.28	0.72		1.00
M_D	-1840		-1840	-285		-285
$M_D + L$	-1840		-1840	-285		-285
	-216		-920	-143		+558
	-2056		-2760	-428		+273
	+2056		+650	-1680		-273
	-1390	+1000	-2110	-2108	-	-214

Tomamos para el momento en los apoyos extremos $1/16 w \cdot L^2$.

Areas de Acero.-

$$A_s = \frac{139000}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 7.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_B = \frac{211000}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 12.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_B = \frac{21400}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 1.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_B^+ = \frac{100000}{1400 \times 0.873 \times 14.2} = 5.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

CALCULO DE REACCIONES:

$$R_1 = \frac{2170 \times 3.20}{2} = 3500 \quad R_1 = 3500 - 225 = 3275 \text{ Kg/m}$$

$$CH = \frac{2110 - 1390}{3.20} = + 225 \quad R'_2 = 3500 + 225 = 3725 \text{ Kg/m}$$

$$R_1 = \frac{2170 \times 1.25}{2} = 1360 \quad R''_2 = 1360 + 1520 = 2880 \text{ Kg/m}$$

$$CH = \frac{2110 - 214}{1.25} = 1520 \quad R_3 = 1360 - 1520 = - 160 \text{ Kg/m}$$

$R_2 = 6605$

DISEÑO DE LA TAPA :

METRADO :

$$\text{Peso Propio} = .125 \times 1.00 \times 1.00 \times 2400 = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$s/c \quad - \quad w_T = \frac{75}{375} \text{ Kg/m}^3$$

Por considerarl la losa de la tapa como una losa cimplmente apo-
yada en sus cuatro lados los momentos negativos seran

$$C_A = C_B = 0$$

Para momentos positivos :

Carga Muerta

$$C_A = 0.058$$

$$C_B = 0.0214$$

Carga Viva

$$C_A = 0.058$$

$$C_B = 0.0214$$

$$M_A^+ = 0.058 \times 300 \times 4.5^2 + 0.058 \times 75 \times 5.85^2 = 504 \quad \frac{\text{Kg-m}}{\text{m}}$$

$$M_B^+ = 0.0214 \times 300 \times 4.5^2 + 0.0214 \times 75 \times 5.85^2 = 185 \quad "$$

$$d = \frac{504 \times 100}{15.8 \times 100} = 5.65 \text{ cm.}$$

$$t = 5.65 + 2 + 1 = 8.65 \quad 12.5$$

$$d = 12.5 - 3 = 9.5 \text{ cm.}$$

Verificación por corte.-

$$V_A = 0.74 \times 375 \times 4.50 = 1250 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 0.27 \times 375 \times 5.85 = 590 \quad "$$

$$v = \frac{1250}{9.5 \times 100} = 1.32 \quad 4.2 \quad (\text{OK})$$

Areas de Acero.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{18500}{1400 \times 0.873 \times 9.5} = 1.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

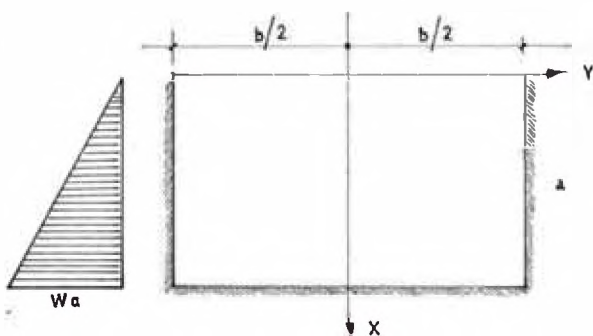
$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{50400}{1400 \times 0.873 \times 9.5} = 4.35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \emptyset \ 1/2 \quad .30$$

$$A_{s_{mi}} = 0.002 \times 9.5 \times 100 = 1.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

DISÑO DE LAS PAREDES LATERALES.-

Los coeficientes para momentos los obtenemos de las Tablas del P.

C. A.



$a = 1.75$

$\frac{b}{a} = 2.50$

$b = 4.20$

$a = 1.75$

$\frac{b}{a} = 3.00$

$b = 5.55$

b/a	x/a	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.50	0	0	+ .027	0	+ .013	0	- .074
	1/4	+ .012	+ .022	+ .007	+ .013	- .013	- .086
	1/2	+ .011	+ .014	+ .008	+ .010	- .011	- .053
	3/4	- .021	- .001	- .010	+ .001	- .005	- .027
	1	- .006	- .022	- .077	0		0

$M = C w a^3 = - 0.106 \times 1,000 \times 1.75^3 = 568 \text{ Kg-m}$

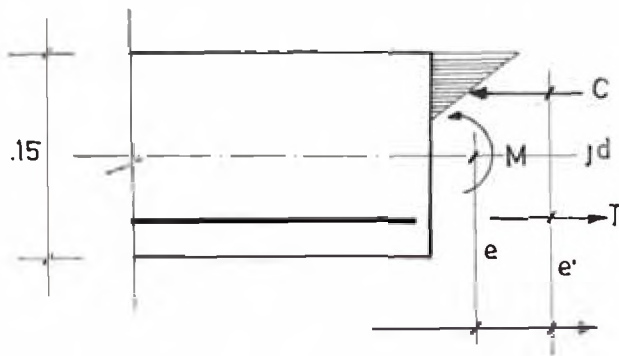
$d = \sqrt{\frac{568 \times 100}{15.8 \times 100}} = 6 \text{ cm.}$

$t = 6 + 1.9 + 4 = 11.9 \text{ asumimos } t = 15 \text{ cm.}$

$\frac{b}{a} = 2 \text{ usamos } \frac{b}{a} = 0.4 \text{ } d = 9.1 \text{ cm.}$

$\therefore v_{\text{máx}} = 0.41 w a^2 = 0.41 \times 1000 \times (1.75)^2 = 1280 \text{ Kg/m}$

$d = \frac{1280}{4.2 \times 100} = 3.05 \text{ cm.}$



$$e = \frac{M}{T} = \frac{0.188}{0.592} = 0.306$$

$$e' = 0.306 - 0.016 = 0.290$$

$$A_s = \frac{+ (e' + jd)}{f_s jd}$$

$$A_s = \frac{0.592 (0.29 + 0.875 \times 0.091)}{1.4 \times 0.875 \times 0.091} = 1.96 \text{ cm}^2$$

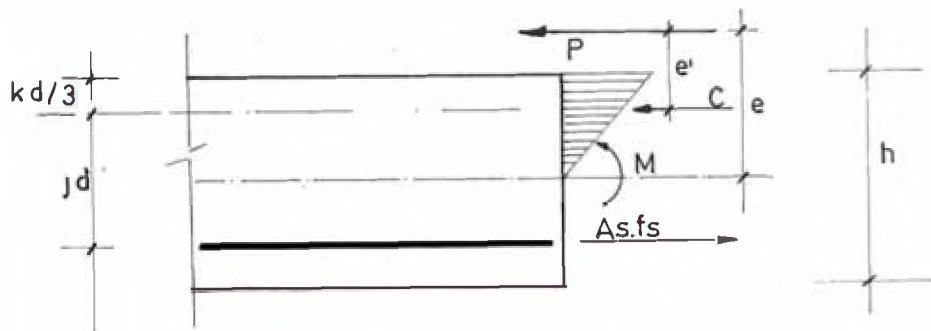
Ø 3/8 35

SECCIONES SOMETIDAS A FLEJO COMPRESION.-

Para este analisis aplicaremos la primera condición de cargas.

$$M = 0.425 \frac{Tn-m}{m}$$

$$V = 0.4116 \times 0.8565 \times 4 = 1.36 \text{ Tn/m}$$



$$e' = e - \frac{h}{2} + \frac{Kd}{3} = \frac{M}{P} - \frac{h}{2} + \frac{Kd}{3}$$

$$e' = \frac{0.425}{1.36} - \frac{0.15}{2} + 0.006 = 0.314 - 0.075 + 0.006 = 0.245$$

$$A_s = \frac{1.36 \times 0.245}{1.4 \times 0.87 \times 0.091} = 3.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø 3/8} \quad .25$$

Cálculo de flexo compresión en medio de la cara.

$$P = \frac{1}{2} w a^2 C = \frac{1}{2} \times 0.856 \times 2^2 \times 5 = 8.56$$

$$T = \frac{8.56}{15} = 0.57$$

$$e = \frac{0.356}{0.57} = 0.62$$

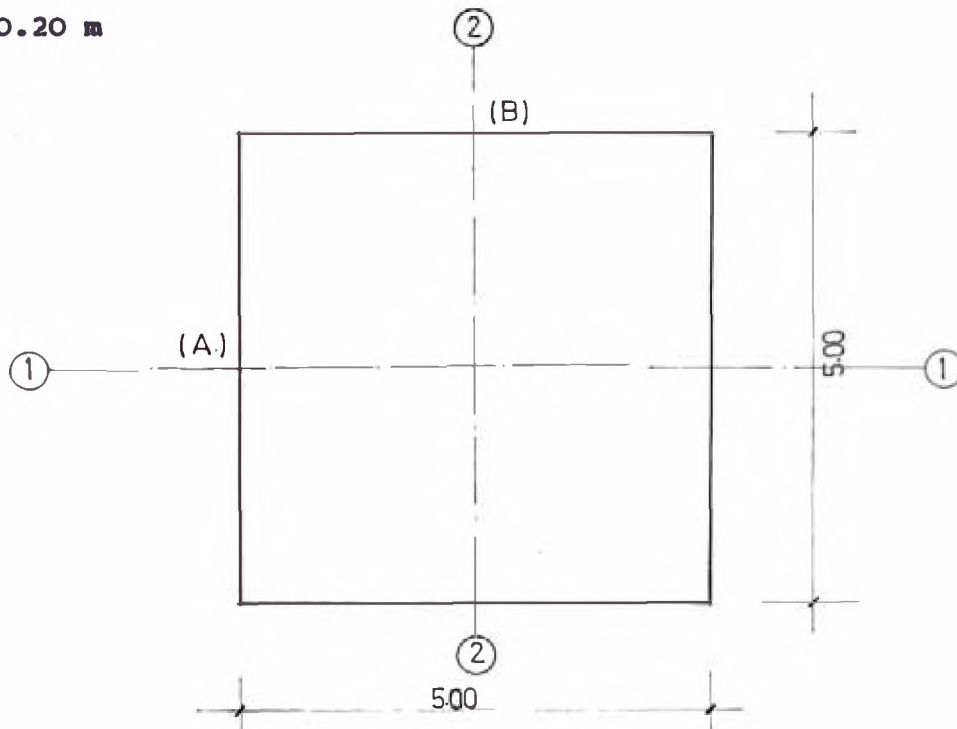
$$M = 0.356$$

$$e' = 0.62 - \frac{0.15}{2} + 0.006 = 0.551$$

$$A_s = \frac{0.57 \times 0.551}{1.4 \times 0.875 \times 0.091} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 3/8 \quad .25$$

DISEÑO DE LA TAPA

$e = 0.20 \text{ m}$



El análisis se hará como el de los armada en 2 sentidos.

Método 3 AC.I.

$m = A/B = 4.80/4.80 = 1.00$

M.carga muerta $M_A^+ = C_A \cdot w \cdot A^2$ $C_A = 0.036$

$M = 1.00$

$M_B^+ = C_B \cdot w \cdot B^2$ $C_B = 0.036$

M.carga viva $M_A^+ = C_A \cdot w' \cdot A^2$ $C_A = 0.036$

$M = 1.00$

$M_B^+ = C_B \cdot w' \cdot B^2$ $C_B = 0.036$

Momentos de diseño $M_A^+ = C_A (w + w') A^2$

$$M_B^+ = C_B (w + w') B^2 \dots\dots\dots (1)$$

Metrado Peso propio = 0.20 x 2,400 = 480..... Kg/m²

$$C.M = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$C.V = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Reemplazando valores en (1).

$$M_A^+ = M_B^+ = 0.036 (480 + 500) \cdot (4.8)^2$$

$$M_A^+ = M_B^+ = 0.036 (980) \cdot (23.04)$$

$$M_A^+ = M_B^+ = 810 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de d.

$$d = \sqrt{\frac{810 \times 100}{15.6 \times 100}} = \sqrt{55.20} = 7.5 \text{ cm.}$$

Para un espesor de 15 cm.

Metrado. Peso propio = 0.15 x 2,400 = 360 Kg/m²

Carga Viva = 500 Kg/m²

El Momento será :

$$M_A^+ = M_B^+ = 0.036 (360 + 500) (4.8)^2$$

$$= 0.036 (860) (23.04)$$

$$M_A^+ = M_B^+ = 710 \text{ Kg/m}$$

Luego d será = 6.60 cm.

Comprobación por Corte.

$$V_B = V_a = C (w + w') A = 0.94 \times 860 \times \frac{4.8}{2}$$

$$V_B = V_a = 810 \times 2.4 = 1,940 \text{ Kg/m}$$

$$v = \frac{1,940}{6.6 \times 100} = 2.94 \text{ Kg/m}^2$$

$$v = 2.94 \text{ Kg/m}^2 \quad 4 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{O.K.})$$

REFUERZO :

$$\text{Momento} = 710 \text{ Kg-m} = 71,000 \text{ Kg-m}$$

$$A_s^{(+)} = \frac{71,000}{f_s j \cdot d} = \frac{71,000}{1,400 \times 0.87 \times 12} = 4.85 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 1/2 \quad .25$$

$$A_s^{(-)} = \frac{4.8^5}{3} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s \min} = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4 \text{ cm}^2/\text{m} = \emptyset 1/2 \quad .50$$

DISEÑO LOSA DE FONDO.-

Aplicamos el criterio de W.5 Grey en su libro Reinforced Concrete Reservorioe Tanks).

Para un espesor de losa $t = 15 \text{ cm}.$

$\emptyset 1/2 \quad .30$ (malla)

DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA:

Metrado cargas.-

$$\text{Muro} - 2.00 \times 0.15 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acción tapa + s/c} \text{ -----} = 1940 \text{ "}$$

$$\begin{array}{r} \text{Peso Zapata 5 \%} \\ \hline 133 \\ \hline 2793 \text{ Kg-m} \end{array}$$

$$t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

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

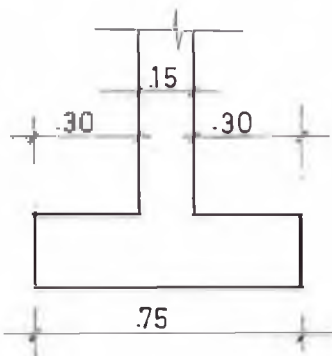
Area de Zapata :

$$t = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{t} = \frac{27.93}{3} = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$w_{un} = \frac{2660}{.75} = 3550 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sec. crítica} = \frac{3550 \times 0.30}{2} = 531 \text{ Kg-m}$$



Altura necesaria:

$$d = \frac{531 \times 100}{12.5 \times 100} = 6.5 \text{ cm}$$

$$h = 6.5 + 7 = 13.5$$

Dimensionamiento mínimo de zapata h = 30 cm

$$d = x 30 - 7.5 - 0.63 = 21.87 \text{ cm}$$

Cálculo de armadura.-

$$A_s = \frac{53100}{1400 \times 0.88 \times 21.87} = 1.98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{mínimo}} = 0.002 \times 100 \times 21.87 = 4.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ø 3/8 .15

DISEÑO DEL ASCENSOR

DISEÑO

DISEÑO DE LOSA DE PISO.-

Espesor mínimo = $\frac{1.30}{25} = 5.2$ cm. Daremos 10 cms. a esta losa

Metrado de Cargas.-

$$W_D = 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg-m}^2 \quad v_D = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 1000 \text{ Kg/m}^2 \quad v_L = \underline{1800} \text{ "}$$

$$W_u = 2160 \text{ Kg/m}^2$$

Diseño por m de ancho.

$$W_u = 2160 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = \frac{2160 \times 1.3^2}{8} = 457 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{45700}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 7} = 2.87 \text{ cm}^2 \quad \phi \text{ } 3/8 \quad .25$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ " } \phi \text{ } 3/8 \quad .25$$

$$A_{st} = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 \quad \phi \text{ } 1/4 \quad .12.5$$

$$V_u = 2160 \times 0.66 = 1400 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{1400}{100 \times 10} = 1.4 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.54 \text{ Kg/cm}^2$$

METRADO DE CARGAS EN LAS PLABAS

Piso	PL-1				PL-2				PL-3			
	Tanque	P. Propio	Auger	Total	Tanque	P. Propio	Auger	Total	Tanque	P. Propio	Máq.	Tot
10°	10.810	2.55 Tn	-	13.36	6.61	2.30	-0.35	8.56	2.17	5.20	22.92	30.29
9°	-	2.70	7.08Tn	9.78	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
8°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
7°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
6°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
5°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
4°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
3°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
2°	-	2.70	9.64	12.04	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	4.30
1°	-	4.12	-	4.12	-	2.30	-0.90	1.40	-	4.30	-	10.80
Parcial	-	-	-	112.26	-	-	-	21.16	-	-	-	75.49

	PL-4				PL-5			PL-0			
	P. Propio	Escaler.	Aloger.	total	Tanque	P. Propio	Viga	Total	Maquin.	P. Propio	total
10°	-	5.88	0.24	6.02	32.10	-		32.10	22.92	3.20	26.12
9°	2.55	5.88	0.39	8.82	-	1.71	1.00	2.71	-	3.20	3.20
8°	2.55	5.88	0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
7°	2.55	5.88	-0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
6°	2.55	5.88	-0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
5°	2.55	5.88	-0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
4°	2.55	5.88	-0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
3°	2.55	5.88	-0.39	8.82	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
2°	2.55	5.88	-0.39	8.88	-	1.71	3.71	5.42	-	3.20	3.20
1°	2.55	4.00	-0.39	8.54	-	3.51	3.71	7.22	-	3.20	3.20
Parcial				85.06	-			77.32	-		55.12

DISEÑO DE LA CAJA DE ASCENSOR

El esfuerzo de compresión permisible:

$$f_c = 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40e} \right)^3 \right]$$

$$\begin{aligned} f_c &= 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{405}{40 \times 25} \right)^3 \right] = 0.225 \times 210 \left[1 - (0.405)^3 \right] \\ &= 0.225 \times 210 (1 - 0.068) \\ &= 44.5 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

MURO 1:

$$f_c = \frac{112260}{190 \times 25} = 23.5 \text{ Kg/cm}^2 < 44.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{405}{40 \times 20} \right)^3 \right] = 0.225 \times 210 \times 0.874 = 41 \text{ Kg/cm}^2$$

MURO 4:

$$f_c = \frac{85060}{200 \times 20} = 21.5 \text{ Kg/cm}^2 < 41 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo éstas dos condiciones las mas criticas y viendo que los esfuerzos de compresión en los muros son menores que los permisibles colocamos armadura de Repartición y temperatura.

Esfuerzo Horizontal .- 0.0025 b x t

Esfuerzo Vertical .- 0.0015 b x t

R.H 0.0025 x 100 x 25 = 6.25 cm² Ø 1/2 @ 20

R.V 0.0015 x 100 x 25 = 37.7 cm² Ø 3/8 @ .20

R H 0.0025 x 100 x 20 = 5.00 cm²/m Ø 1/2 @ .25

R V 0.0015 x 100 x 20 = 3.00 cm²/m Ø 3/8 @ .25

REFUERZO EN VANOS.- 2 \emptyset 5/8 alrededor de cualquier abertura

Colocación del refuerzo.- Capítulo 22 - 2202 (g) del A.C.I (318
63) los muros de mzs de 25 cm. de espesor, tendrán el refuerzo en cada
dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

DISEÑO DE ZAPATA DE CAJA DE ASCENSOR.-

$$w = 264.03 \text{ Tn.}$$

$$= 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ "}$$

$$\text{Peso Zapata} = 0.05 \times 264.03 \text{ Tn.} = 13.20 \text{ Tn.}$$

$$\text{Area} = \frac{264.03 + 1320}{3} = \frac{277050}{3} = 92000 \text{ cm}^2 \quad 4.80 \times 1.90$$

$$w_u = \frac{264.03}{480 \times 1.90} = 29.00 \text{ Tn/m}^2$$

$$M_A = 0.095 \times 29 \times (1.5)^2 = 6.2 \text{ Tn-m/m}$$

$$M_B = 0.006 \times 29 \times (2.95)^2 = 1.52 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Mudado} = \frac{29 \times 1.00 \times (0.70)^2}{2} = 7.10 \text{ Tn- m/m}$$

$$V_A = 0.94 \times 29 = 27.3 \text{ Tn.} \times \frac{1.50}{2} = 20.4 \text{ Tn/m}$$

$$V_B = 0.06 \times 29 = 5.65 \text{ Tn.} \times \frac{2.95}{2} = 8.35 \text{ Tn/m}$$

$$V_{\text{volado}} = 29 \times 1.00 \times (0.7) = 20.4 \text{ Tn/m}$$

$$d_H = \sqrt{\frac{710000}{12.5 \times 100}} = 29.9$$

$$d_V = \frac{20400 \text{ Kg}}{100 \times 3.9} = 52 \text{ cm.}$$

$$h_T = 80 \quad d = 80 - 7.5 - 1.4 = 71.10 \text{ cm}$$

Cálculo de las areas de acero.-

$$A_{sA} = \frac{620000}{1400 \times .88 \times 68.30} = 7.35 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 5/8 \quad .25$$

$$A_{sB} = \frac{152000}{1400 \times .88 \times 71.10} = 1.73 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 3/8 \quad .40$$

$$A_{sV} = \frac{710000}{1400 \times .88 \times 71.10} = 8.4 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \emptyset 5/8 \quad .20$$

ADHERENCIA:

$$u = \frac{V}{\ell_o J d}$$

$$M_{\max} = 20.4 \text{ Tn/m}$$

PERKINSON - El corte máximo se toma 75 % mayor que \bar{V} promedio para losas cuadradas; 50 % mayor que \bar{V} promedio para losas rectangulares.

$$V = 1.5 \times 204 = 30.6 \text{ Tn.}$$

$$\frac{229 \sqrt{f'c}}{D}$$

$$L_d = \frac{3.96 \times 1400}{9.97 \times 19} = 29.5 + 20\% = 40 \text{ cm.}$$

Punzonamiento.- $b_o = 2 \times 2.25 + 0.80 \times 2 = 4.50 + 1.60 = 6.10$

$$V = 264.03 - 29 \times 2.25 \times 0.80 = 264.03 - 52.00 = 212.03 \text{ Tn.}$$

$$v = \frac{212,030}{610 \times 71.10} = 4.9 < v_c = 0.5 \sqrt{175} = 6.6 \quad (\text{OK}).$$

DISEÑO ZAPATA CORRIDA.-

DATOS:

$$w = \frac{162,380 \text{ Kg}}{3.60} = 45,000 \text{ Kg/m}$$

$$c_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Peso zapata. $0.05 \times 45,000 = 2250 \text{ Kg/m}$

$$L = \frac{45000 + 2250}{100 \times 3} = 1.60$$

$$w_u = \frac{45000}{160 \times 100} = 2.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Por igualdad damos un $d = 71.70$ y un $h = 80 \text{ cm.}$

$$w_u \text{ m}^2 \frac{b}{2} = 2.81 \times (70)^2 \times 50 = 690,000 \text{ Kg-cm}$$

$$m = \frac{L - e}{2} = \frac{160 - 20}{2} = 70$$

$$A_s = \frac{690\,000}{1400 \times 0.88 \times 71.10} = 7.85 \text{ cm}^2 \quad \emptyset 5/8 \text{ a } .25$$

$$A_{snp} = \emptyset 3/8 \text{ a } .30$$

Adhencia.-

$$u = \frac{v}{\epsilon_o J d} = \frac{2.01 \times 100 \times 70}{19.95 \times 0.88 \times 91.10} = 12.3 \quad 26.8$$

DISEÑO DE MEZCLAS

DISEÑO DE MEZCLAS

El diseño de mezclas se ha efectuado siguiendo la dosificación al peso. (Apuntes del Ingeniero Jaime de las Casas).

Las dosificaciones que se van a efectuar son aquellas utilizadas para diseñar los diferentes elementos estructurales.

1er. CASO :

$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, concreto sin pruebas preliminares. compactado por medios manuales, piedra partida tamaño máximo de 3/4" peso específico húmedo y superficialmente 2700, con 1 % de humedad libre o superficial; absorción 0.7 %. Arena de igual peso específico que la piedra y absorción 1 %, módulo de finesa de 3.00, humedad libre en la arena 3 %. Cemento atcocong Sol. AST.M.C-340-SST peso específico 3,070.

SOLUCION:

Como se hace sin pruebas preliminares, es conveniente escoger la relación agua-cemento conservadora tomamos 7 galones por saco , en peso $7/11.3 = 0.62$.

Suponiendo que esta obra se va a construir en la costa y que la temperatura de esta zona son moderadas ($10^\circ - 28^\circ$) no se necesita consideración especial.

Teniendo además en consideración que el concreto será, consolidado por medios manuales, escogemos el máximo asentamiento recomendado "6" (15 cms).

Luego vamos a la tabla A-agua en litros por M^3 de concreto

Para un asentamiento de 6" y un tamaño máximo de agregado de 3/4" se necesitarán 213 litros y la cantidad de aire probable 2 %.

En seguida vamos a la tabla B volumen de piedra por unidad de volumen de concreto, para un tamaño máximo de 3/4" y un módulo de arena de 300 lts. se necesitará 0.59.

Peso volumetrico seco 1480

Peso volumétrico corregido - $1480 \times 1.007 = 1490$

Peso de Piedra por M^3 es: $0.59 \times 1490 = 880$ Kg.

Peso de cemento por M^3 es: $213/0.62 = 344$ Kg (8.1 sacos)

Los volúmenes sólidos por M^3 de concreto con agregados húmedos y superficialmente secos son:

Agua	213 litros	=	0.23	m^3	
Cemento	344/3070	=	0.112	"	
Piedra	8.80/2700	=	0.326	"	
Aire	2%	=	0.020	"	
			0.671		

Por diferencia el volumen solido de arena es: $1,000 - 0.671 = 0.329 m^3$ peso de la arena por M^3 de concreto es = $0.329 \times 2700 = 889$ Kg.

Agua	213 Lts	
Cemento	344 Kg (8.1 sacos)	
Arena	889 Kg (húmeda y superficialmente seca)	
Piedra	880 Kg " " " "	
Aire	2 %	

CORRECCION POR HUMEDAD EN LOS AGREGADOS:

Arena 889 Kg. Peso de arena húmeda $889 \times 1.03 = 918$ Kg

Piedra 880 Kg " " piedra " $880 \times 1.01 = 890$ "

Humedad libre contenida en la arena - $889 \times 0.03 = 26.6$ Kg ó (lts)

" " " " " piedra $880 \times 0.01 = 8.8$ Kg ó (lts)

Cantidad de agua por añadir- $213 - (26.6 + 8.8) = 177.6$ Pts

DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS:

Agua	177.6 Lts	
Cemento	34.4 (8.1 sacos)	

Arena	918 Kg (Húmedad)
Piedra	890 Kg (")
Aire	2 %

PESOS VOLUMETRICOS SUELTOS.-

Cemento (medido en sacos)	1,500
Arena (suelto y húmedo)	1,445
Piedra (" ")	1,270

DOSIFICACION AL VOLUMEN:

Agua		177,6 lts
Cemento	334/1.5 =	230 lts
Arena	918/1.445 =	632 lts
Piedra	890/1,270 =	700 lts
Aire		2%

$$\frac{230}{230} : \frac{632}{230} : \frac{700}{230} ; \underline{1 : 2.75 : 3.05}$$

con una cantidad de agua por saco de $177.6/8.01 = 22$ lts.

2do. CASO : Para las características de materiales vamos a diseñar una mezcla de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.

Tamaño máximo de piedra partida	2"
Relación agua-cemento	0.575 (6 1/2 galones/saco 42.5)
Sléna	6"
Agua	$= 178 \text{ lts/m}^3$ (Tabla A)
Piedra	$= 0.73 \text{ m}^3/\text{m}^3$ (tabla B)

Peso volumetrico seco 1,600

Peso volumétrico corregido - $1,600 \times 1,007 = 1610$

Peso piedra por M^3 es : $0.73 \times 1610 = 1180 \text{ Kg}$

Peso cemento por M^3 es: $178/0.575 = 310 \text{ Kg}$ (7.3 sacos)

Los volúmenes sólidos por M^3 de concreto con agregados húmedos y superparcialmente secos son:

Agua	178 lts	=	0.178	M^3
Cemento	310/3070	=	0.101	"
Piedra	1180/2700	=	0.436	"
Aire	0.5 %	=	0.005	"
			0.720	M^3

Por diferencia al volumen sólido de arena es: $1,000 - 0.720 = 0.280 M^3$ de concreto es $= 0.28 \times 2700 = 759 \text{ Kg}$.

La dosificación por M^3 de concreto:

Agua	178 Lts
Cemento	310 Kg (7.3 sacos)
Arena	759 Kg
Piedra	1180 Kg
Aire	0.5 %

Corrección por humedad en los agregados.

Arena - 759 Kg. Peso de arena húmeda $759 \times 1.03 = 780 \text{ Kg}$

Piedra - 1180 Kg Peso de piedra húmeda $1180 \times 1.01 = 1195 \text{ Kg}$

Humedad libre contenida en la arena - $780 \times 0.03 = 23.4 \text{ Kg } 6 \text{ (lts)}$

" " " " " piedra - $1180 \times 0.01 = 11.80 \text{ Kg } 6 \text{ (lts)}$

Cantidad de agua por añadir - $178 - (23.4 + 11.8) = 142.80 \text{ lts}$.

Dosificación corregida por agregados húmedos

Agua	142.80 lts
Cemento	310.00 Kas (7.3 sacos)
Arena	780.00 Kas
Piedra	1195.00 Kgs
Aire	0.5 %

Pesos volumétricos sueltos :

Cemento (medido en sacos)	1,500
Arena (suelto y humedo)	1,445
Piedra (" ")	1,400

Clasificación al volumen:

Aqua		142.80	Lts
Cemento	310/1500	206.00	"
Arena	780/1,445	340.00	"
Piedra	1195/1.40	850.00	"
Aire		2 %	

$$\frac{206}{206} : \frac{540}{206} : \frac{850}{206} \quad \underline{1 : 2.62 : 4.14}$$

con una cantidad de agua por saco de $142.80/7.3 = 19.6$ lts.

3er. CASO :

En cimentación de muros de contención tenemos un $f'_c = 140$ Kg/cm².

Lumbr 4"

Tamaño máximo de agregado - 2"

Relación Agua-Cemento- 8 galones usa/saco (42.5 Kg) = $8/11.3 = 0.71$

TABLA A.- Agua en Lts. por M³ de concreto = 100 lts.

Aire 0.5 %

TABLA B.: Volumen de piedra por unidad de volumen de concreto

0.73

Peso volumétrico seco 1.600

" " corregido $1,600 \times 1.007 = 1614.$

Peso de piedra por M³ es $0.73 \times 1610 = 1180$

Peso de cemento por M³ es $168/0.71 = 236$ Kg (5.57 sacos)

Volúmenes sólidos por M^3 de concreto con agregados húmedos y superficialmente secos son:

	Agua	168 Lts =	0.168 M^3
	Cemento	236/3070 =	0.077 "
Piedra	Piedra	1180/2700 =	0.436 "
	Aire	0.5 % =	<u>0.005 "</u>
			0.686 M^3

Por diferencia el volumen solido de arena es $- 1,000 - 0.686 = 0.314$ peso de arena por M^3 de concreto $- 0.314 \times 2700 = 849$ Kg.

La aplicación por M^3 de concreto.

Agua	168	lts
Cemento	236	Kg
Arena	849	"
Piedra	1180	"
Aire	0.5 %	

Corrección por humedad en los agregados.

Arena - 849 - Peso de arena humeda $849 \times 1.03 = 874$ Kg

Piedra 1180 - Peso de piedra " $1180 \times 1.01 = 1195$ "

Humedad libre contenida en la arena $- 874 \times 0.03 = 26.4$ Kg ó (lts)

" " " " " piedra $- 1195 \times 0.01 = 11.95$ " " "

Cantidad de agua por añadir $168 (26.4 + 11.95) = 129.65$ lts.

DOSIFICACION CORREGIDA CON AGREGADOS HUMEDOS

Agua	129.65	lts
Cemento	236	Kg
Arena	874	"
Piedra	1195	"
Aire	0.5 %	

Agua	129.65	Lts
Cemento	236	Kgs
Arena	874	"
Piedra	1195	"
Aire	0.5 %	

Pesos volúmetricos sueltos.-

Cemento (Medido en sacos)	1,500
Arena (suelta y húmeda)	1,445
Piedra (" ")	1,400

DOSIFICACION AL VOLUMEN

Agua		129.65	Lts
Cemento	236/1,500	158	"
Arena	874/1,445	605	"
Piedra	1195/1,400	850	"
Aire	0.5 %		

$$\frac{158}{158} : \frac{605}{158} : \frac{850}{158} \quad \underline{1 : 3.82 : 5.40}$$

Cantidad de agua por saco = $129.65 \cdot 5.57 = 23.3$ lts.

PRESUPUESTO

DESCRIPCION	UNID	METRADO	COSTO UNIT.	PRESUPUESTO
<u>ESCALERAS</u>				
a- concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	M ²	14.32	520.50	25,336.68
b- encofrado	M ²	105.56	68.80	7,262.53
c- fierro	Kg	1044.00	7.96	8,300.24
<u>ASCENSOR</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	86.25	542.50	46,790.63
b- encofrado	M ²	712.16	68.18	41,433.47
c- fierro	Kg	3898.00	7.96	31,028.08
<u>CIMENTACION DE ASCENSOR</u>				
a- concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	11.76	457.90	5,374.80
<u>SISTEMA</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	13.21	542.50	7,166.43
b- concreto $f'_c = 175$ "	M ³	4.65	528.82	2,459.01
c- encofrado	M ²	67.00	58.18	3,898.06
d- fierro	Kg	678.80	7.96	5,363.25
<u>TANQUE ELEVADO</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	15.35	542.50	8,337.38
b- encofrado	M ²	124.40	58.18	7,237.59
c- fierro	Kg	1016.00	7.96	8,087.36
T O T A L:				428,410.35

P R E S U P U E S T O

DESCRIPCION	UNID	METRADO	COST.UNITAR.	PRESUPUEST
<u>ZAPATA DE COLUMNAS</u>				
a- Concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	10.17	545.31	5,545.80
b- fierro	Kg	639.	7.96	5,086.44
<u>COLUMNAS</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	6.72	542.50	3,645.60
concreto $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	6.84	628.10	4,296.21
b- encofrado	M ²	121.14	37.40	4,530.64
c ⁺ fierro	Kg	3290.00	7.96	26,188.40
<u>VIGAS</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	10.37	562.50	5,833.13
b- encofrado	M ²	270.34	61.57	16,644.83
c- fierro	Kg	8930.00	7.96	71,082.80
<u>LOSAS</u>				
a- concreto $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	0.763	542.50	431.93
b- encofrado	M ²	5.53	72.60	401.48
c- fierro	Kg	51.00	7.96	405.96
<u>MUROS DE CONTENCION</u>				
a- concreto $f'_c = 210$	M ³	4.30	542.50	2332.75
b- encofrado	M ²	20.16	58.18	1172.91
c- fierro	Kg	270.80	7.96	2155.57
<u>ALIGERADOS</u>				
a- concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	M ³	58.60	551.79	32,334.89
b- encofrado	M ²	590.00	33.40	19,706.00
c ⁺ bloques	u	5850.00	3.17	18,544.50
d- fierro	Kg	3183.00	7.96	

- BIBLIOGRAFIA -

- SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS.
por Kiyoshi Muto.
- STATICALLY INDETERMINATE STRUCTURES.
por Chu - Kia Wang.
- CALCULO DE PORTICOS DE VARIOS PISOS
por G. Kani.
- DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES.
por George Winter.
- REINFORCED CONCRETE FUNDAMENTALS.
por Phil M. Ferguson.
- THEORY AND PRACTICE OF REINFORCED CONCRETE.
por Clarence W. Dunham.
- MANUAL OF STANDARD PRACTICE FOR DETAILING REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES.
del American Concrete Institute.
- ULTIMATE STRENGTH DESIGN OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS. A.
C.I. PUBLICATION, SP - 7.
- PUBLICACIONES DEL P.C.A.
- APUNTES DE CLASE
por el Ing° Bernardo Fernández.
- APUNTES DE CLASE
por el Ing° Biaggio Arbulú.
- APUNTES DE CLASE.
por el Ing° Roberto Montes
- APUNTES DE CLASE
por el Dr. Ricardo Yamashiro.
- TESIS DE GRADO DEL ING° JULIO ARANGO.
