

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LINEA DE CONSTRUCCION

TESIS DE GRADO

ESTRUCTURA DE CONCRETO
ARMADO CON DISEÑO SISMICO

LIZANDRO R. PEZUA VIVANCO

PROMOCION 1966

LIMA - PERU

1967

A MIS QUERIDOS PADRES

MI SINCERO AGRADECIMIENTO AL
ING.

Juan Sarmiento Espejo.
POR EL ASESORAMIENTO QUE ME
HA BRINDADO EN EL PRESENTE
PROYECTO.

- I N D I C E -

	Pag.
ESTRUCTURACION	1
DISEÑO ANTISISMICO	36
ALIGERADOS	112
ANALISIS ESTRUCTURAL	158
DISEÑO DE VIGAS	199
DISEÑO DE COLUMNAS	232
DISEÑO DE ZAPATAS	253
ASCENSOR	271
DISEÑO DE ESCALERAS	276
DISEÑO DE TANQUE ELEVADO	289
DISEÑO DE LA CISTERNA	296
DISEÑO DE MEZCIAS	304
METRADO Y PRESUPUESTO	311
BIBLIOGRAFIA	316

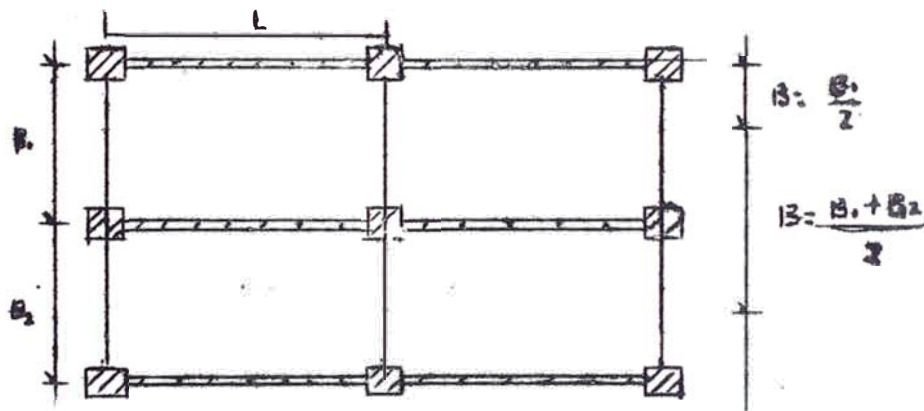
ESTRUCTURACION

En base al proyecto arquitectónico y tratando de no modificarlo por razones estructurales, se ha estudiado la mejor estructuración, haciendo un análisis previo del comportamiento de la estructura en conjunto.

Los aligerados se orientarán en la dirección de los ejes 1,2,3, etc. para tener la menor luz, y no en la otra dirección porque daría lugar a la existencia de vigas principales peraltadas en los ejes 2,3,6 y 7, contraviniendo la distribución arquitectónica; además, se desea que la flexión principal en las columnas actúe en el plano de su mayor rigidez y esto se consigue ubicando las vigas principales en los ejes A,B,C,D, y E.

DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE VIGAS

Se usará las fórmulas: $h = \frac{L}{K}$, $b = \frac{B}{20}$



L = Luz libre ; K = Coeficiente que depende del uso del local
(en este caso, por ser viviendas K = 11)

B = Ancho de influencia de las vigas.

$B = \frac{B_1 + B_2}{2}$ (para vigas intermedias)

$B = \frac{B_1}{2} \times 1,2$ (para vigas exteriores)

Cuando las secciones están regidas por requisitos arquitectónicos o cuando se desea una sección determinada, en general, se puede transformar la sección hallada con la equivalente dada por la fórmula.

$$b_o h_o^2 = b_1 h_1^2$$

VIGAS DE LA AZOTEA

A) PRINCIPALES EXTERIORES

V-A-1-4, V-A-5-8, V-E-1-4, V-E-5-8

Luz libre $L = 4.65 - 10\% (4.65) = 4.20$

$$h_o = \frac{4.20}{11} = 38 \text{ cm}, \quad b_o = 1.2 \times \frac{3.80}{2} \times \frac{1}{20} = 11.2 \text{ cm}$$

$$\text{Si } b_1 = 25, \quad h_1 = h_o \sqrt{\frac{b_o}{b_1}} = 40 \sqrt{\frac{12}{25}} = 28 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

∴ Se tiene $b = 25, h = 30 \text{ cm}$

B) PRINCIPALES INTERIORES

V-B-1-4, V-C-1-4, V-D-1-4, V-B-5-8, V-C-5-8,
V-D-5-8

$$h_o = \frac{4.20}{11} = 38 \text{ cm} \quad b_o = \frac{1}{20} \left(\frac{3.65 + 3.85}{2} \right) = 20 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}, \quad h_1 = 40 \sqrt{\frac{20}{25}} = 37.6 \text{ cm} \sim 40 \text{ cm}.$$

Se tiene $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 40 \text{ cm}$

c) ARRIOSTRAMIENTO

Por razones de arquitectura serán vigas chatas, luego
 $h = 25 \text{ cm}$; el ancho se tomará 2 veces la altura por razones
 sísmicas $b = 2 h = 50 \text{ cm}$

$$b = 50 \text{ cm}; \quad , \quad h = 25 \text{ cm}$$

VIGAS DEL PISO TIPICOA) PRINCIPIALES EXTERIORES

VPT-A-1-4, VPT-A-5-8, VPT-E-1-4, VPT-E-5-8

$$h_o = \frac{4.20}{11} = 38 \text{ cm.} \quad b_o = 1.2 \times \frac{3.80}{2} \times \frac{1}{20} = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}, \quad h_1 = 40 \sqrt{\frac{12}{25}} = 28 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

Luego se tiene $b = 25 \text{ cm}$ y $h = 30 \text{ cm}$

B) PRINCIPALES INTERIORES

VPT-B-1-4, VPT-C-1-4, VPT-D-1-4

VPT-B-5-8, VPT-C-5-8, VPT-D-5-8

$$h_o = \frac{4.20}{11} = 38 \text{ cm} \quad 40 \text{ cm}$$

$$b_o = \frac{1}{20} \left(\frac{3.65 + 3.85}{2} \right) = 20 \text{ cm}$$

$$b_1 = 25 \text{ cm}, \quad h_1 = 40 \sqrt{\frac{20}{25}} = 37.6 \sim 45 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}, \quad h = 45 \text{ cm.}$$

C) ARRIOSTRE

VPT-2-A-E, VPT-3-A-E, VPT-6-A-E, VPT-7-A-E

Vigas chatas de $h = 25 \text{ cm}$, $b = 2h = 50 \text{ cm}$

ALIGERADO

$$\text{Altura} = \frac{\text{Luz máxima entre apoyos}}{25} = \frac{390}{25} = 16 \text{ cm}$$

usamos aligerados de 25 cm en todos los pisos.

DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE COLUMNAS

La columna más cargada es la C-6 y por tanto determinaré la mínima sección que le corresponde para uniformizar luego las demás columnas en sus secciones, haciendo variar dichas secciones sólo cada 3 pisos según las exigencias de carga.

Metrado de cargas de la columna C- 6

a) metrado al nivel 10.40 m:

Azotea:

$$\begin{aligned} D &= 21700 + 2825 = 24525 \\ L &= 1385 + 378 = \underline{1763} \\ \text{Total} &= 26288 \end{aligned}$$

Niveles 6^o y 7^o:

$$\begin{aligned} D &= 30100 + 2825 = 32925 \\ L &= 2780 + 755 = \underline{3535} \\ \text{Total} &= 36460 \end{aligned}$$

Peso columna:

$$P_c = .30 \times .90 \times 2.15 \times 2400 = 1390 \text{ Kg}$$

∴ La carga total P es :

$$\begin{aligned} P &= 26288 + 2 \times 36460 + 3 \times 1390 \\ P &= 26288 + 72920 + 4170 = 103378 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

b) Metrado al nivel 0.00:

$$\text{Azotea} \quad D = 24525$$

$$L = \underline{1763}$$

$$\text{Total} = 26288$$

Niveles 3° , 4° , 5° , 6° y 7°

$$D = 32925$$

$$L = \underline{3535}$$

$$\text{Total} = 36460$$

Nivel 2° :

$$D = 30861 + 2825 = 33686$$

$$L = 2775 + 755 = \underline{3530}$$

$$\text{Total} = 37216$$

Peso columna = 1390 Kg.

∴ La carga total P en este nivel (0.00) es:

$$P = 26288 + 5 \times 36460 + 37216 + 7 \times 1390$$

$$P = 26288 + 182300 + 37216 + 9750 = 257554 \text{ Kg}$$

Tenemos la siguiente fórmula de diseño:

$$P_u = .85 A_g f'_c + A_s f_y$$

Para tener cargas últimas tomaremos un factor promedio de 1.6

$$\left(P_u = \frac{1.5 + 1.8}{2} P = 1.65 P \right)$$

Para tomar en cuenta el momento flector que se va a producir se usa un coeficiente de flexión que vale:

Para pisos altos : 1.35

Para pisos intermedios: 1.15

Para pisos bajos: 1.00

Tomaré la cuantía mínima $P_q = 0.01$

$$\therefore 1.6 P \times \text{cof. de flex.} = .85 A_g f'_c + A_s f_y$$

$$1.6 \quad P \times \text{coef. flex.} = .85 \times 210 A_G + 2800 \times .01 A_G$$

$$1.6 \quad P \times \text{coef. flex.} = 206 A_G$$

$$A_G = \frac{1.6 \quad P \quad \text{coef. flex.}}{206}$$

$$\text{Piso nivel 10.40 m.} \quad \frac{A_G 1.6 \times 103378 \times 1.35}{206}$$

$$A_G = 1082 \text{ cm}^2$$

$$\text{Piso nivel 0.00 :} \quad A_G = \frac{1.6 \times 257554 \times 1.00}{206}$$

$$A_G = 2000 \text{ cm}^2$$

Por tanto asumo las siguientes secciones de columnas:

$$5^{\circ}, 6^{\circ} \text{ y } 7^{\circ} \text{ pisos: } .30 \times .60 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$1^{\circ}, 2^{\circ}, 3^{\circ} \text{ y } 4^{\circ} \text{ pisos: } .30 \times .70 = 2100 \text{ cm}^2$$

METRADO DE CARGAS

Se ha de efectuar el metrado en vigas y escaleras separando la acción de las cargas muertas y vivas a fin de determinar las reacciones soportes, Según las condiciones de apoyo de las vigas estas son simplemente apoyadas, excepto las vigas de borde VP-4-B-D y VP-5-B-D que son de dos tramos y se debe efectuar Cross para obtener las reacciones de apoyo.

Los pesos muertos considerados son:

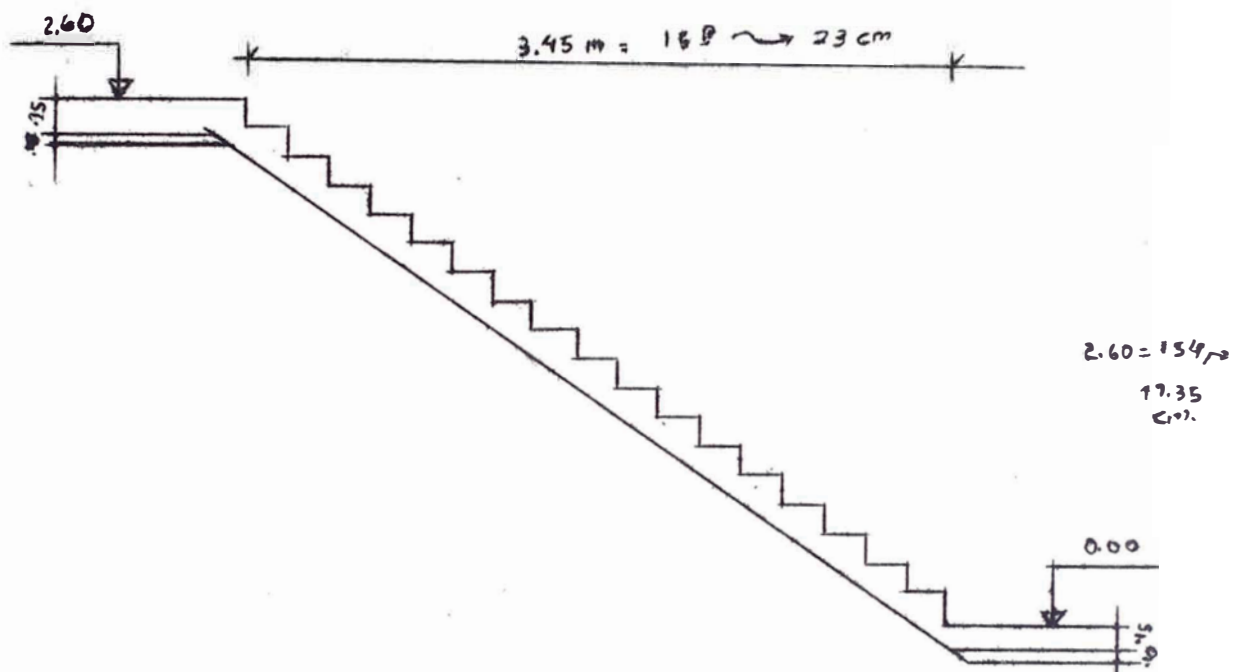
Peso propio aligerado h= .25	=	350	Kg/m ²
Tabiquería móvil	=	150	Kg/m ²
Piso acabado	=	100	Kg/m ²
Ventanales	=	100	Kg/m ²
Muro pandereta .25 (terminado)	=	360	Kg/m ²

n Muro pandereta .15 (terminado) = 200 Kg/m²

En el metrado se ha seguido el proceso siguiente:

- 1° = Esquema de cargas
- 2° = Metrado de cargas
- 3° = Reacción en los soportes.

METRADO DE CARGAS EN LA ESCALERA



Cálculo del peso propio de la escalera por metro de longitud y por metro de ancho (Por metro de longitud horizontal)

$$\text{Losa : } x \frac{1}{\cos \alpha} \times .15 \times 2400 =$$

$$\cos \alpha = \frac{23}{\sqrt{23^2 + 17.35^2}} = \frac{23}{\sqrt{831.76}} = 0.797$$

$$\text{Losa: } 1 \times \frac{1}{0.797} \times 0.15 \times 2400 = 451 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Escalones : } 15 \times \frac{1}{2} \times 23 \times .174 \times 2400 = 720 \text{ Kg/ml}$$

1171 Kg/ml horz. y por m. de ancho.

Losas tramos "a" y "c"

$1 \times 1 \times .25 \times 2400 = 600 \text{ Kg/ml Horz. y por m. de ancho.}$

Metrado:

Escalera:

Peso propio = $.85 \times 1171 = 995 \text{ Kg/ml}$

Sobrecarga = $.85 \times 400 = 340 \text{ Kg/ml}$

Losas "a" "c"

Peso propio = $.85 \times 600 = 510 \text{ Kg/ml}$

Muros = $1.00 \times .60 \times 200 = 120 \text{ Kg/ml}$

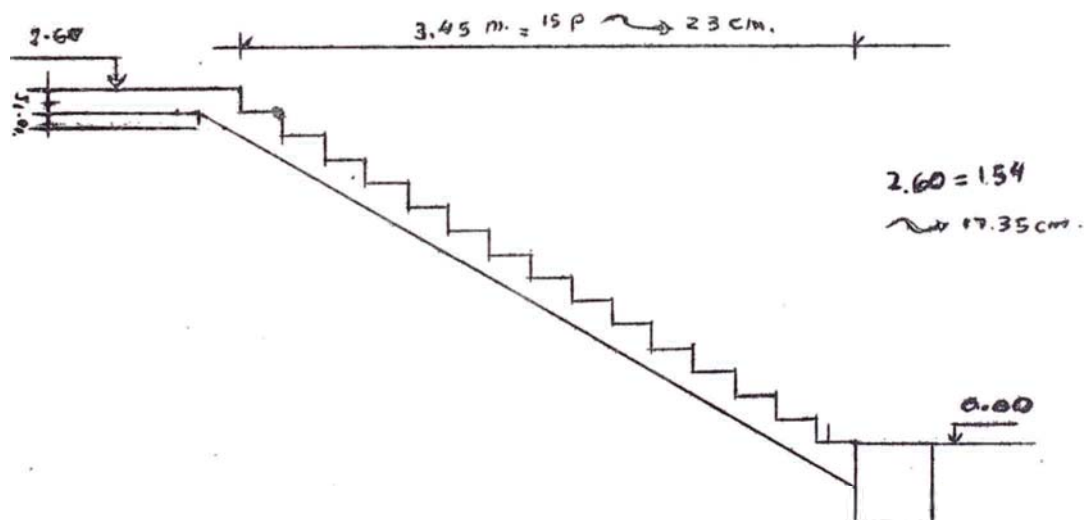
Sobrecarga = $.85 \times 400 = 340 \text{ Kg/ml}$

Ventanales = $1.00 \times 1.75 \times 100 = 175 \text{ Kg/ml}$

REACCIONES EN LOS SOPORTES

ELEMENTO	CM	CV
Viga VPT - 4-B-D	2863 Kg	1070 Kg
Viga VPT - 5-B-D	2863 Kg	1070 Kg

METRADO ESCALERA DEL 1^{er} al 2^o PISO



Losa : 451 Kg/ml
 Escalones : $\frac{720}{1171}$ Kg/ml horz. y por m. de ancho

Losa tramo "a"

$1 \times 1 \times .25 \times 2400 = 600$ Kg/ml Horz. por m. de ancho

Metrado

Escalera:

Peso propio = $.85 \times 1171 = 995$ Kg/ml
 S/C = $.85 \times 400 = 340$ Kg/ml

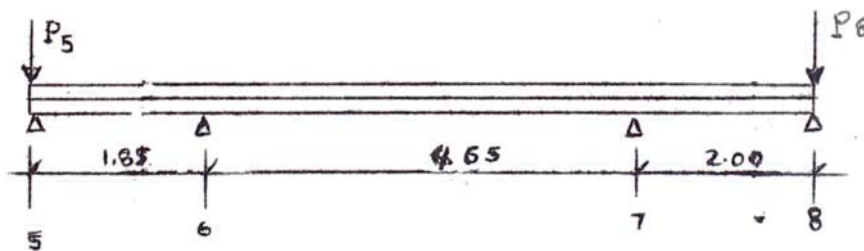
Losa "a"

Peso propio = $.85 \times 600 = 510$ Kg/ml
 Muro = $1.00 \times 0.60 \times 200 = 120$ Kg/ml
 Ventanal = $1.00 \times 1.75 \times 100 = 175$ Kg/ml
 S/C = $.85 \times 400 = 340$ Kg/ml

REACCIONES EN LCS SOPORTES

ELEMENTO	CM	CV
Viga 2° P-4-B-D	2197	829
Zapata - Z - 1P-4"-C"-D	2380	829

Viga VPT - A - 5 - 8 (.25 x .30)



a) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25 x 30 x 2400		180	2056
	Por aligerado	350	1.75	612	
	Tabiquería móvil	150	1.75	262	
	Piso terminado	100	1.75	175	
	Muro	360	2.30	827	
	Sobrecarga	200	1.75	350	

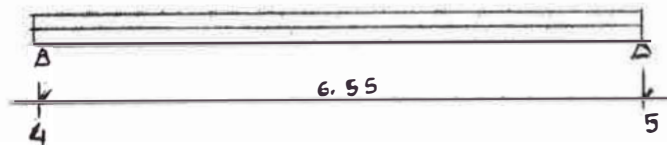
b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
F ₅	Muro	200	1.75x1.00	350	404
	Ventanal	100	.40x1.75	54	
P ₈	Muro	200	1.75x.60	210	516
	Ventanal	100	1.75x1.75	306	

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Columna A-6	8790	1440
Columna A-7	9580	1540

Viga VPT - B' - 4 - 5 (.25 x .45)



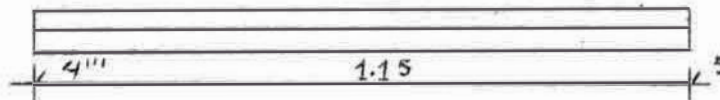
a) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	Peso propio	.25 x .45x2400		270	1790
	Por aligerado	350	1.20	420	
	Piso terminado	100	1.20	120	
	Muro	200	2.15	430	
	Muro	200	0.60	120	
	Muro	200	0.60	120	
	Ventanal	100	2x1.55	310	
	Sobrecarga	200	1.20	240	

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Viga VPT - 4-B-D	5875	785
Viga VPT - 5-B-D	5875	785

viga VPT - C' - 4'''-5 (.25 x .25)



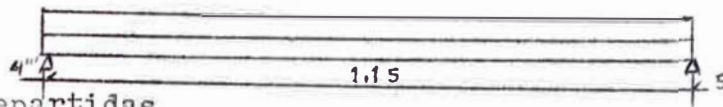
a) Carga Repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25 x .25x2400		150	1005
	Por aligerado	350	1.90	665	
	Piso terminado	100	1.90	190	
	Sobrecarga	200	1.90	380	

b) Reacciones en los soportes.

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Viga VPT + 5 - B - D	573	216
Placa C' - 4'''	573	216

Viga VPT - C" - 4" - 5 (.25 x .25)



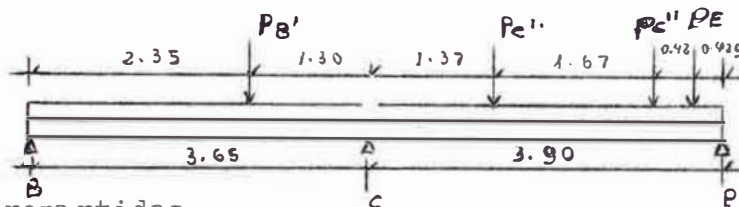
a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L _I	Parcial	Total
único	Peso propio	.25x.25x2400		150	465
	Peso aligerado	350	0.70	245	
	Piso termino	100	0.70	70	
	Sobrecarga	200	0.70	140	

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	C. MUERTA	CARGA VIVA
Viga VPT - 5 - B - D	265	80
Placa C" - 4"	265	80

Viga VPT - 5 - B - D (.25 x .45)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L _I	Parcial	Total
B-C	Peso propio	.25x.45x2400		270	1465
	Peso aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	Muro	200	2.15	430	
	Muro	200	1.00	200	
	Ventanal	100	1.15	115	
	Sobrecarga	200	1.00	200	
C-D	Peso propio	.25x.45x2400		270	1545
	Por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	Muro	200	2.15	430	
	Muro	200	1.80	360	
	Ventanal	100	0.35	35	
	Sobrecarga	200	1.00	200	

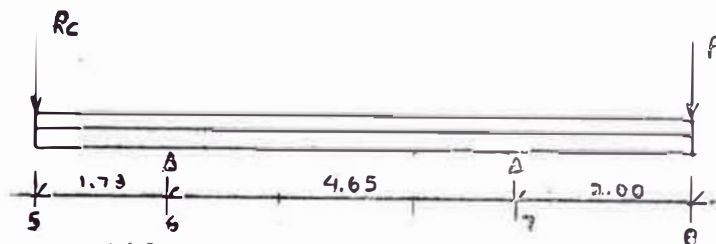
b) cargas concentradas

Tramo	Tipo de carga	Carga muerta	Carga viva	Total
B-C	PB'	5875	785	6660
C-D	PC'	573	216	789
	PC''	265	80	345
	PE	2863	1070	3933

c) Reacciones en los sonortes

ELEMENTO	Carga muerta	Carga viva	Total
Viga VPT - B - 5 - 8	3449	421	3870
Viga VPT - C - 5 - 8	12767	1970	14737
Viga VPT - D - 5 - 8	4740	1270	6010

Viga VPT - C - 5 - 8 (.25 x .45)



a) cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25x.45x2400	.	270	2631
	Por aligerado	350	3.52	1235	
	Piso terminado	100	3.52	352	
	Muro	360	2.15	774	
	Sobrecarga	200	3.52	704	

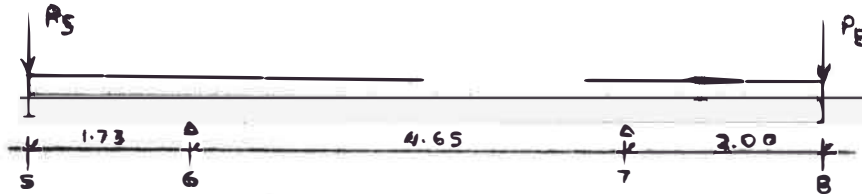
b) Cargas concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
R _c				CM 12767 CV 1970	14737
	Muro	200	3.52x.60	424	1040
	Ventanal	100	3.52x1.75	616	

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna C - 6	30100	2780
Columna C - 7	7777	3130

Viga VPT - D + 5 - 8 (.25 x .45)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25x.45x2400		270	2772
	Por aligerado	350	3.45	1210	
	Tabiquería móvil	150	3.45	517	
	Piso terminado	100	3.45	345	
	Muro	200	2.15	430	
	Sobrecarga	200	3.45	690	

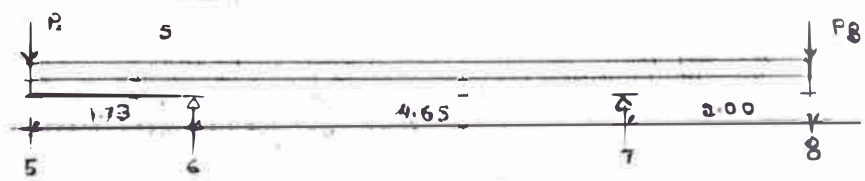
b) Cargas concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _D			6010	6553
	Muro	200	1.62x1.00	324	
	Ventanal	100	1.62x1.35	219	
P ₈	Muro	200	3.45x.60	414	1017
	Ventanal	100	3.45x1.75	603	

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna D - 6	19500	2710
Columna D - 7	11270	3065

Viga VPT - B - 5 - 8 (.25 x .45)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25x.45x2400		270	
	Por aligerado	350	3.44	1200	
	Tabiquería móvil	150	3.44	514	
	Fiso terminado	100	3.44	344	
	Muro	200	2.15	430	2758
	Sobrecarga	200	3.44	688	688

b) Cargas concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _B			3870	
	Muro	200	1.74x1.0	348	
	Ventanal	100	1.74x1.35	235	4453
P ₈	Muro	200	3.44x.60	413	
	Ventanal	100	3.44x.75	602	1015

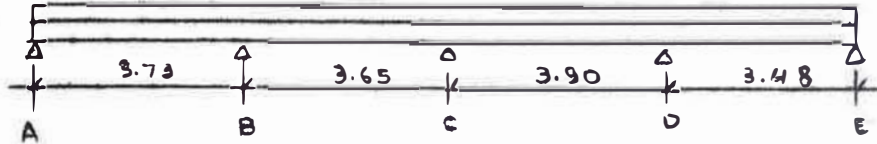
c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna B - 6	15650	2710
Columna B - 7	12968	3060

VIGAS DE ARRIOSTRE DEL PISO TÍPICO

Viga - ATT - 7 - A - E (.50 x .25)

= Viga - ATT - 6 - A - E



a) Cargas uniformes

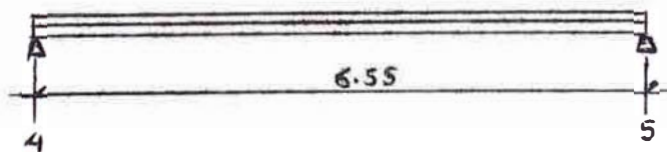
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
A-B	Peso propio	.50x.25x2400		299	
=B-C	Por aligerado	350	1.00	350	
=C-D	Piso terminado	100	1.00	100	749
=D-E	Sobrecarga	200	1.00	200	200

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna A - 7	1404	373
Columna B - 7	2751	738
Columna C - 7	2825	755
Columna D - 7	2762	738
Columna E - 7	1303	348

VIGAS DE LA AZOTEA

Viga PA' - B' - 4 - 5 (.25 x .40)



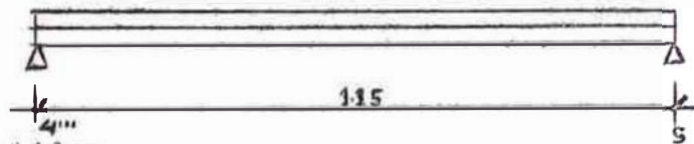
a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Teso propio	.25x.40x2400		240	
	Por aligerado	350	1.20	420	
	Piso terminado	100	1.20	420	
	Muro	360	0.60	216	996
	Sobrecarga	100	1.20	120	120

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA PERMANENTE	CARGA VIVA
Viga PA - 4 - B - D	3260	393
Viga PA - 5 - B - D	3260	393

Viga PA - C' - 4" - 5 (.25 x .25)



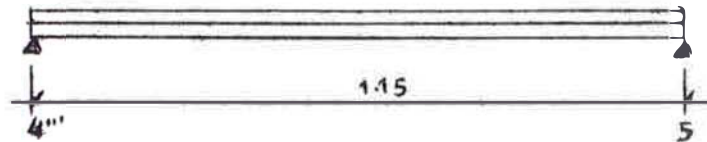
a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Teso propio	.25x.25x2400		150	
	Por aligerado	350	1.90	665	
	Piso terminado	100	1.90	190	1005
	Sobrecarga	100	1.90	190	190

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Viga PA - 5 - B - D	573	108
Placa C' - 4"	573	108

Viga PA - C" - 4" - 5 (.25 x .25)



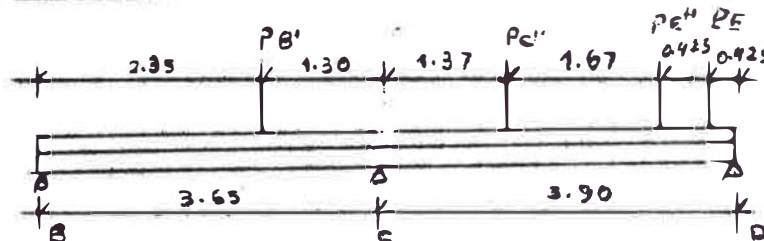
a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único	Peso propio	.25x.25x2400		150	
	Por aligerado	350	0.70	245	
	Piso terminado	100	0.70	70	465
	Sobrecarga	100	0.70	70	70

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Viga PA - 5 - B - D	265	40
Flaca C" - 4"	265	40

Viga PA - 5 - B - D (.25 x .40)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
B - C	Peso propio	.25x.40x2400		240	
	Por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	Muro	360	0.60	216	906
	Sobrecarga	100	1.00	100	100
C - D	Peso propio	.25x.40x2400		240	
	Por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	690
	Sobrecarga	100	1.00	100	100

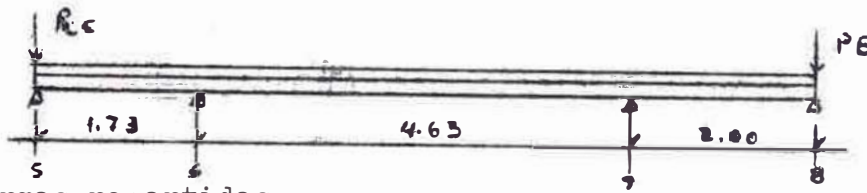
b) Cargas concentradas

Tramo	Tipo de carga	Carga muerta	Carga viva	Total
B - C	PB'	3260	393	3653
C - D	PC'	573	108	681
	PC''	265	40	305
	PE	2863	1070	3933

c) Reacciones en los soportes

Elemento	Carga muerta	Carga viva	Total
Viga PA - B - 5 - 8	2394	134	2528
Viga PA - C - 5 - 8	10501	372	10873
Viga PA - D - 5 - 8	1667	149	1816

Viga PA - C - 5 - 8 (.25 x .40)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
único.	Peso propio	.25x.40x2400		240	
	Por aligerado	350	3.52	1235	
	Piso terminado	100	3.52	352	1827
	Sobrecarga	100	3.52	352	352

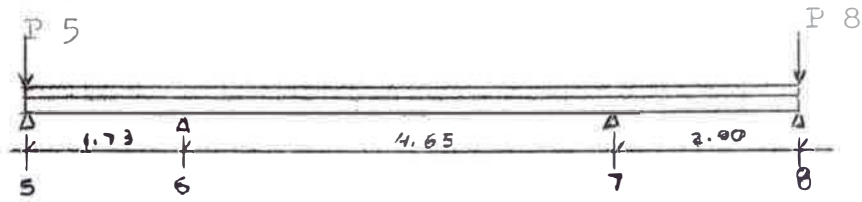
b) Cargas concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
R _c				10873	10873
P ₈	Parapeto	360	3.52x.60	762	762

c) Reacciones en los soportes

Elemento	Carga muerta	Carga viva
Columna C - 6	21700	1385
Columna C - 7	5235	1565

VIGA PA - D - 5- 8 (.25 x .40)



a) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	Peso propio	.25 x .40 x 2400		240	
	Peso aligerado	350	3.45	1210	
	Piso terminado	100	3.45	345	1795
	Sobrecarga	100	3.45	345	345

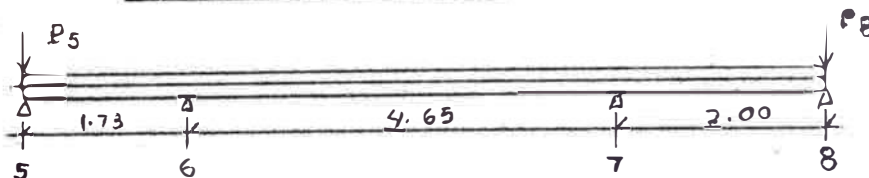
b) Cargas Concentradas

Carga	Tiro de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
F _S	R _D			1816	
	parapeto	360	1.62x.60	350	2166
F _B	parapeto	360	3.45x.60	743	743

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna D-6	9720	1360
Columna D-7	8239	1530

VIGA PA - B - 5 - 8 (.25 x .40)



a) Cargas Repartidas

21

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	Peso propio	.25x.40x2400		240	
	Por aligerado	350	3.44	1200	
	Piso terminado	100	3.44	344	1784
	Sobrecarga	100	3.44	344	344

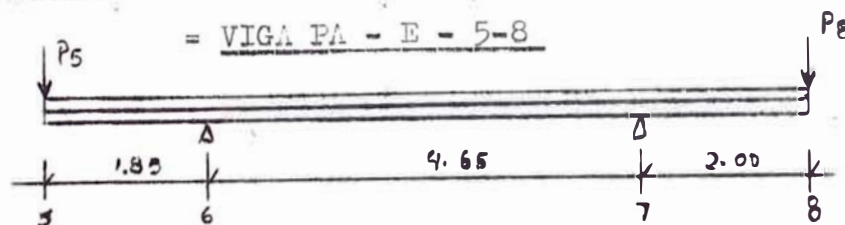
b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _B			2528	
	parapeto	360	1.74x.60	375	2903
P ₈	parapeto	360	3.44x.60	742	742

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
columna B-6	10700	1357
Columna B-7	7895	1523

VIGA PA - A- 5-8 (.25 x 30)



a) Cargas Uniformes

Tramo	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25 x .30 x2400		180	
	Por aligerado	350	1.74	610	
	Piso terminado	100	1.74	174	
	Muro	360	0.60	216	1180
	Sobrecarga	100	1.74	174	174

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₂	Parcial	Total
P ₅	Muro	360	1.74x.60	376	376
P ₈	Muro	360	1.74x.60	376	376

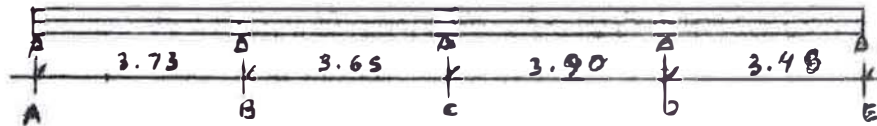
c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTOS		CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna	A-6	5220	714
Columna	A-7	5572	766

VIGAS DE ARRIOSTRE DE LA AZOTEA

VIGA APA - 7 - A - E (.50 x .25)

= VIGA APA - 6 - A - E



a) Cargas Uniformes

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
A-B	peso propio	.50x.25x2400		299	
=B-C	por aligerado	350	1.00	350	
=C-D	piso terminado	100	1.00	100	749
≠D-E	sobrecarga	100	1.00	100	100

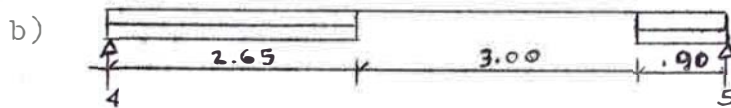
b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO		CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna	A-7	1400	187
Columna	B-7	2765	370
Columna	C-7	2825	378
Columna	D-7	2764	369
Columna	E-7	1304	174

VIGAS DEL 2º PISO

VIGA 2 P - B' - 4 - 5 (.25 x .45)



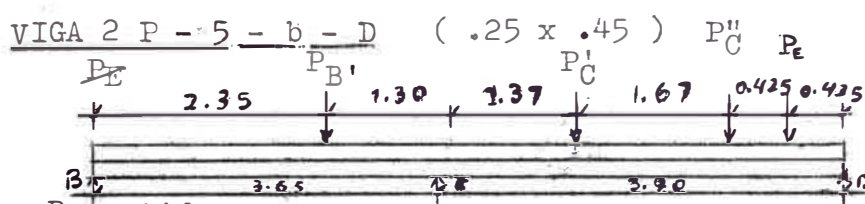


A) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Tptal
Unico	a)Peso propio	.25x.45x2400		270	2755 670
	b)Por aligerado	350	3.35	1170	
	b)Piso terminado	100	3.35	335	
	a)Muro	200	2.15	430	
	a)Muro	200	0.60	120	
	a)Muro	200	0.60	120	
	a)Ventanal	100	2x1.55	310	
	c)Sobrecarga	200	3.35	670	

B) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA			CARGA VIVA
	a)	b)	Total	Total
Viga 2P-4-B-D	4100	3275	7375	1455
Viga 2P-5-B-D	4100	2065	6165	920



a) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
B-C	peso propio	.25x.45x2400		270	1465 200
	por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	muro	200	2.15	430	
	muro	200	1.00	200	
	ventanas	100	1.15	115	
	sobrecarga	200	1.00	200	

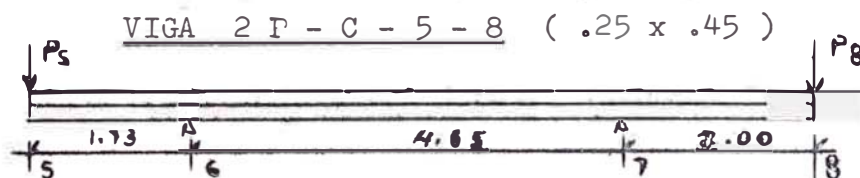
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
C - D	peso propio	.25x.45x2400		270	1545
	por aligerado	350	1.00	350	
	piso terminado	100	1.00	100	
	muro	200	2.15	430	
	muro	200	1.80	360	
	ventanal	100	0.35	35	
	sobrecarga	200	1.00	200	

b) Cargas Concentradas

Tramo	Tipo de carga	C. muerta	C. viva	Total
B-C	P _{B'}	6165	920	7085
C-D	P _{C'}	573	216	789
	P _{C''}	265	80	345
	P _E	2863	1070	3933

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Viga 2P-B-5-8	3665	267
Viga 2P-C-5-8	14287	944
Viga 2P-D-5-8	5570	299



a) Cargas Repartidas

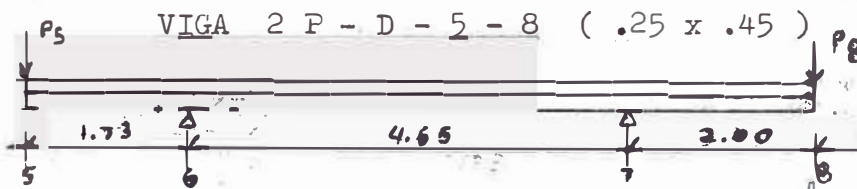
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.45x2400		270	2631
	por aligerado	350	3.52	1235	
	piso terminado	100	3.52	352	
	muro	360	2.15	774	
	sobrecarga	200	3.52	704	

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _c			15231	15231
P _B	Muro	200	3.52x.60	424	1040
	ventanal	100	3.52x1.75	616	

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna C-6	30861	2775
Columna C-7	7510	3125



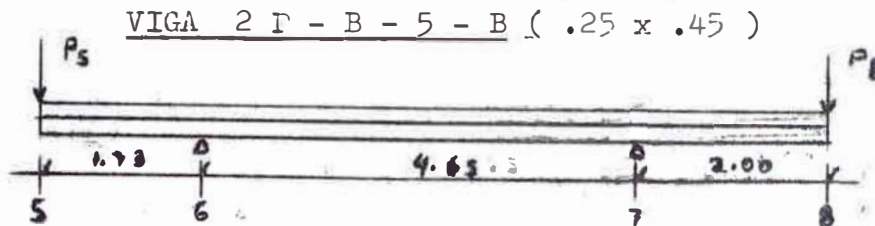
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	Peso propio	.25x.45x2400		270	2772
	Por aligerado	350	3.45	1210	
	Tabiquería móvil	150	3.45	517	
	Piso terminado	100	3.45	345	
	Muro	200	2.15	430	
	Sobrecarga	200	3.45	690	

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _D			5869	6412
	Muro	200	1.62x1.00	324	
	Ventanal	100	1.62x1.35	219	
P	Muro	200	3.45x.60	414	1017
	Ventanal	100	3.45x1.75	603	

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna D-6	19229	2725
Columna D-7	11400	3055



a) Cargas Repartidas

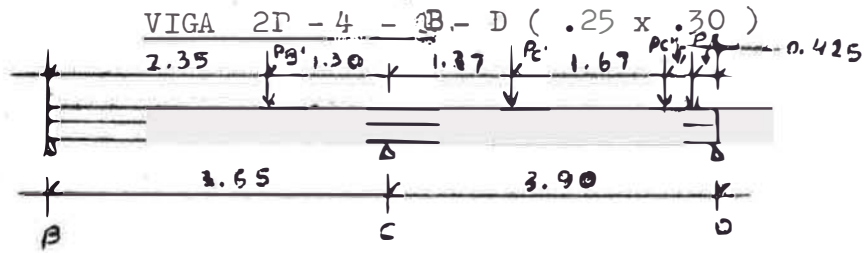
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.45x2400		270	2758
	por aligerado	350	3.44	1200	
	tabiquería móvil	150	3.44	514	
	piso terminado	100	3.44	344	
	muro	200	2.15	430	
	sobrecarga	200	3.44	688	

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₅	R _B			3932	4515
	Muro	200	1.74x1.00	348	
	Ventanal	100	1.74x1.35	235	
P _B	Muro	200	3.44x.60	413	1015
	Ventanal	100	3.44x1.75	602	

c) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna B-6	16680	2710
Columna B-7	12000	3060



a) Cargas Repartidas

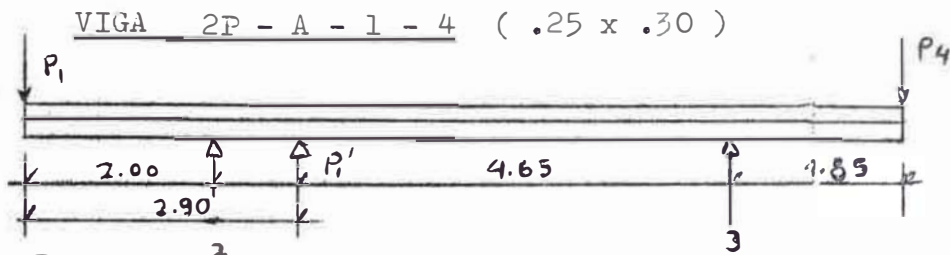
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
B-C	Peso propio	.25x.45x2400		270	
	Por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	Muro	200	2.15	430	
	Muro	200	1.00	200	
	Ventanal	100	1.15	115	1465
	Sobrecarga	200	1.00	200	200
C-D	Peso propio	.25x.45x2400		270	
	Por aligerado	350	1.00	350	
	Piso terminado	100	1.00	100	
	Muro	200	2.15	430	
	Muro	200	1.80	360	
	Ventanal	100	0.35	35	1545
	Sobrecarga	200	1.00	200	200

b) Cargas Concentradas

Tramo	Tipo de carga	Carga muerta	Carga viva	Total
B-C	P _{B'}	7375	1455	8830
C-D	P _{C'}	573	216	789
	P _{C''}	265	80	345
	P _E	2197	829	3026

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Viga 2 P-B-1-4	4120	267
Viga 2 P-C-1-4	15580	944
Viga 2 P-D-1-4	4640	299

a) Cargas Repartidas²

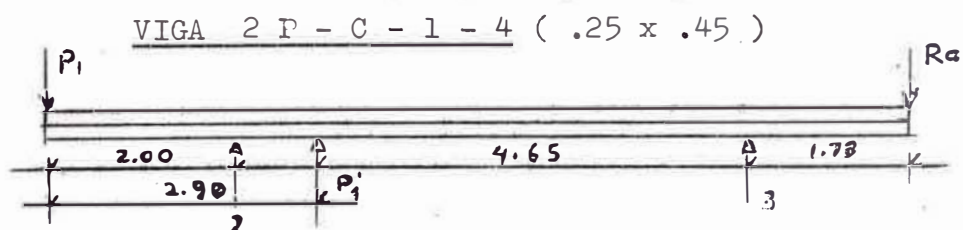
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	Peso propio	.25x.30x2400		180	
	Por aligerado	350	1.75	612	
	Tabiquería móvil	150	1.75	262	
	Piso terminado	100	1.75	175	
	Muro	360	2.30	827	2056
	Sobrecarga	200	1.75	350	350

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₁	Muro	200	1.75x.60	210	
	Ventanal	100	1.75x1.75	306	516
P' ₁	Alero (reacción)				2870
P ₄	Muro	200	1.75x1.00	350	
	Ventanal	100	.40x1.35	54	404

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna A-2	7270 + 6990	1535
Columna A-3	8230	1440



a) Cargas Repartidas

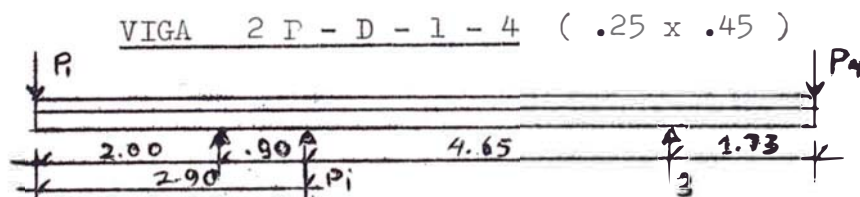
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.45x2400		270	
	por aligerado	350	3.52	1235	
	piso terminado	100	3.52	352	
	muro	360	2.15	774	2631
	sobrecarga	200	3.52	704	704

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₁	Muro	200	3.52x.60	424	
	Ventanal	100	3.52x1.75	616	1040
P' ₁	Alero				5770
R _C					16524

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna C-2	2394 + 14055	3120
Columna C-3	31400	2780



a) Cargas Repartidas

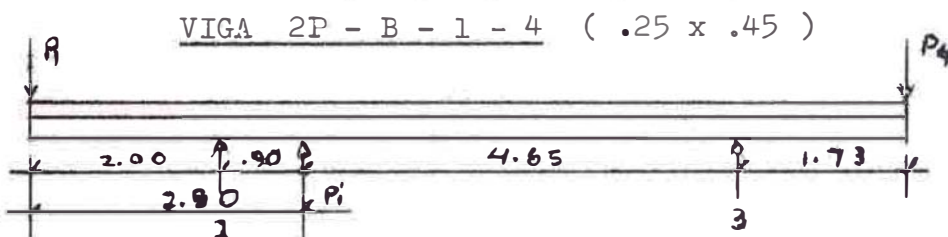
Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.45x2400		270	
	por aligerado	350	3.45	1210	
	Tabiquería móvil	150	3.45	517	
	piso terminado	100	3.45	345	
	muro	200	2.15	430	2772
	Sobrecarga	200	3.45	690	690

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
F ₁	Muro	200	3.45x.60	414	1017
	Ventanal	100	3.45x1.75	603	
F' ₁	Alero				5620
F ₄	R _D			4939	5482
	Muro	200	1.62x1.00	324	
	Ventanal	100	1.62x1.35	219	

c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna D-2	7129 + 13720	3055
Columna D-3	16950	2725



a) Cargas Repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.45x2400		270	2758
	por aligerado	350	3.44	1200	
	tabiquería móvil	150	3.44	514	
	piso terminado	100	3.44	344	
	muro	200	2.15	430	
	sobrecarga	200	3.44	688	

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₁	Muro	200	3.44x.60	413	1015
	Ventanal	100	3.44x1.75	602	
P' ₁	Alero				5620
P ₄	R _B			4387	4970
	Muro	200	1.74x1.00	348	
	Ventanal	100	1.74x1.35	235	

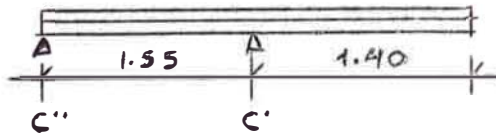
c) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	CARGA MUERTA	CARGA VIVA
Columna B-2	8275 + 13720	3060
Columna B-3	15250	2710

METRADO EN CASA DE MÁQUINAS

Techo casa de máquinas- aligerado h= .20 m

VIGA TCM - 4" (.25 x 40)
= VIGA TCM - 4"

Cargas Uniformes

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
Unico	peso propio	.25x.40x2400		240	912
	peso aligerado	320	1.60	512	
	piso terminado	100	1.60	160	
	sobrecarga	70	1.60	112	

$$W' = 5200 \text{ Kg/m}^2$$

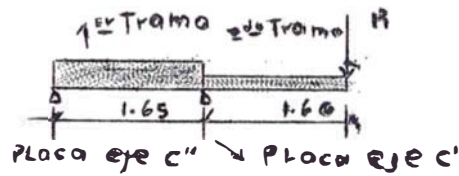
$$\text{Debido a } P_6 \dots W'' = \frac{2 P_6}{A} = \frac{2 \times 400}{3.20 \times 1.65} = 151 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore W = W' + W'' = 5351 \text{ Kg/m}^2$$

En el voladizo, la carga uniformemente repartida es:

$$W = \frac{2 P_7}{A} = \frac{2 \times 500}{3.20 \times 1.60} = 195 \text{ Kg/m}^2$$

METRADO DE LA LOSA DEL PISO (POR m. DE ANCHO)



a) Cargas repartidas

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
1 ^o	peso propio	.20x1x2400	1	480	5351
	losa de repartición	.20x1x2400	1	480	
	por equipo y S/C	5351	1	5351	
2 ^o	peso propio	.20x1x2400	1	480	480
	por equipo y S/C	195	1	195	195

2

b) Cargas Concentradas

Carga	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁ xL ₁	Parcial	Total
P ₁	muro (.15m)	200	2.30x1	460	460

Reacciones en los soportes (por m. de ancho de losa)

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Placa eje C''	-20	4257
Placa eje C'	2830	4875

VIGA - PCM - 4" - C' - C (.25 x .40)



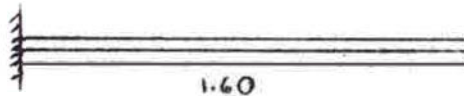
a) Cargas Uniformes.

Tramo	Tipo de Carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
unico	peso propio	.25x.40x2400		240	
	por losa	480	1	480	
	piso terminado	100		100	
	muro	200	1	200	1020
	sobrecarga	195	1	195	195

b) Reacciones en los soportes

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Placa eje 4"	1635	312

VIGA - PCM - 4" - 6' - C



a) Cargas Uniformes

Tramo	Tipo de carga	Carga por m ²	L ₁	Parcial	Total
unico	peso propio	.25x.40x2400		240	
	por losa	480	1	480	
	piso terminado	100	1	100	
	muro	200	1	200	1020
	sobrecarga	195	1	195	195

b) Reacciones en los Soportes

ELEMENTO	C. MUERTA	C. VIVA
Placa eje 4"	1635	312

CAPACIDAD DEL TANQUE Y CISTERNA

Considerando un gasto de agua de 300 lt./persona/día y sabiendo que en el primer piso que es para tiendas y oficinas pueden consumir agua 4 personas en total (ya que no habitan allí); en cambio en los pisos típicos (6), a 4 departamentos por piso, hay en total 24 departamentos y considerando 3 personas por departamento se tiene 72 personas, más las 4 del 1^{er} piso hacen un total de 76 personas.

Al día se consume $300 \times 76 = 22800$ lt.
 Por precaución contra incendios = 10,000 lt.
 $32,800$ lt.

Son en total 32.8 m^3

La capacidad de la cisterna es de $2/3 \times 32.8 = 21.9 \text{ m}^3$

La capacidad del tanque es $1/3 \times 32.8 = 10.90 \text{ m}^3$

Dimensiones de la cisterna:

$$3.2 \times 3.20 \text{ h} = 21.9$$

interiores

$$h = 2.14 + .30 = 2.45$$

Dimensiones del tanque elevado:

interiores

$$3.65 \times 4.40 \text{ h} = 10.9$$

$$h = 0.68 + .30 = 1.00 \text{ m.}$$

CARGAS POR ENCIMA DE LA AZOTEA

METRADO DEL TANQUE ELEVADO

Peso del agua: $1.00 \times 3.65 \times 4.40 \times 1000 = 16000$ Kg

Peso de las losas del fondo y techo: $2 \times 4.15 \times 4.90 \times .20 \times 2400 = 19500$ Kg

Peso de las paredes verticales: $16.10 \times 1.00 \times .25 \times 2400 = \underline{9660}$ Kg
 45160 Kg

Reacciones en los soportes

Columna	C - 2	=	11250	Kg
Columna	C - 3	=	11250	Kg
Columna	D - 2	=	11250	Kg
Columna	D - 3	=	11250	Kg

DISEÑO ANTISISMICO

Se empleará el método del Dr Muto para la determinación de los esfuerzos cortantes y momentos flectores debidos al sismo, en los elementos estructurales. Se tomará en cuenta las recomendaciones contenidas en el "Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisismico".

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Metrado de cargas para sismo (Obtenido con algunas variantes del metrado de cargas general)
- b) Determinación de rigideces de los elementos.
- c) Cálculo de los valores "D" para columnas.
- d) Distribución del cortante en altura.
- e) Cálculo de los valores "D" en placas
- f) Determinación de los puntos de inflexión.
- g) Localización del centro de corte,
- h) Corrección del cortante por torsión.
- i) Determinación del cortante tomado por las columnas.
- j) Cálculo de los momentos y cortantes que actúan en vigas y columnas.
- k) Corrección por grado de empotramiento de la cimentación.

METRADO DE CARGAS

Especificaciones complementarias:

Las cargas por encima de la azotea (tanque elevado y casa de máquinas) se considera que producen una fuerza horizontal igual al 12% del peso total, como un corte uniforme adicional para todos los niveles.

Las cargas de cada piso se suponen concentradas como fuerza horizontal al nivel de los aligerados; además, por ser el edificio para viviendas se considera sólo el 25% de la sobrecarga.

METRADO DE CARGAS PARA SISMOS

NIVEL	TIPO DE CARGA	COL A-2	COL A-3	COL A-6	COL A-7	COL B-2	COL B-3	COL B-6	COL B-7	Total
cargas por encima de la zotea	techo casa de máquinas									
	losa piso C.M.									
	Tanque elevado									
Azotea (18-20m)	Por vigas	6972	6620	6620	6972	10660	13465	13465	10660	
	peso propio col	498	498	498	498	475	475	475	475	
	25% S/C	239	225	225	239	472	432	432	472	
	TOTAL	7709	7343	7343	7709	11607	14372	14372	11607	82062
6º y 7º Niveles	Por vigas	10984	10194	10194	10984	15719	18401	18401	15719	
	peso propio col	994	994	994	994	938	938	938	938	
	25% S/C	478	453	453	478	947	862	862	947	
	TOTAL	12456	11641	11641	12456	17604	20201	20201	17604	123804
5º Nivel	Por vigas	10984	10194	10194	10984	15719	18401	18401	15719	
	peso propio col	1076	1076	1076	1076	1005	1005	1005	1005	
	25% S/C	478	453	453	478	947	862	862	947	
	TOTAL	12538	11723	11723	12538	17671	20268	20268	17671	124400
3º y 4º Niveles	Por vigas	10984	10194	10194	10984	15719	18401	18401	15719	
	peso propio	1160	1160	1160	1160	1080	1080	1080	1080	
	25% S/C	478	453	453	478	947	862	862	947	
	TOTAL	12522	11807	11807	12522	17746	20343	20343	17746	125036
2º Nivel	Por vigas	15664	9634	9634	15664	14751	19431	19431	14751	
	peso propio col	1160	1160	1160	1160	1080	1080	1080	1080	
	25% S/C	476	452	452	476	950	862	862	950	
	TOTAL	17300	11246	11246	17300	16781	21373	21373	16781	133400
1º Nivel	Peso propio col	580	580	580	580	540	540	540	540	4480

NIVEL	TIPO DE CARGAS	COL E-2	COL E-3	COL E-6	COL E-7	Placa eje C'	Placa eje C"	Placa eje TOTAL
cargas por encima de la azotea	a) Peso losa piso de la C. de M.					9050	-	
	b) Peso propio placa					2660	2660	
	c) Muro de C.M.					-	1700	
	d) 25% S/C					3900	3400	
	TOTAL					15610	7760	23370
Azotea (18.20 m)	a) Por vigas	6972	6620	6620	6972	1146	530	
	b) Por aligerado	-	-	-	-	1910	-	245
	c) Peso propio col. o placas	498	498	498	498	2250	3550	656
	d) 25% S/C	239	225	225	239	191	20	16
	TOTAL	7709	7343	7343	7709	5497	4100	919
6º y 7º Niveles	a) Por vigas	10984	10194	10194	10984	1146	530	
	b) Por aligerado	-	-	-	-	1910	-	245
	c) Peso propio col. o placas	994	994	994	994	3690	7100	2180
	d) 25% S/C	478	453	453	478	381	40	35
	TOTAL	12456	11641	11641	12456	7127	7670	2460
5º Nivel	a) Por vigas	10984	10194	10194	10984	1146	530	
	b) Por aligerado	-	-	-	-	1910	-	245
	c) Peso propio col. o placas	1076	1076	1076	1076	3690	7100	2180
	d) 25% S/C	478	453	453	478	381	40	35
	TOTAL	12538	11723	11723	12538	7127	7670	2460

NIVEL	TIPO DE CARGAS	PLACA EJE 4"	PLACA EJE 4"	COL.C'-4"	COL.C'-4"	COL.C'-4"	COL.C'-4"	COL.C'-4"	TOTAL
cargas por encima de la azotea	a)Techo casa de máquinas	-	-	2525	2525	165	165	-	-
	b)Peso propio col o placas	1007	1007	345	345	345	345	-	-
	c)Peso losa piso ascensor	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)Por vigas P.C.M.	1635	1635	-	-	-	-	-	-
	d)Por muros C.M.	645	645	-	-	-	-	-	-
	e) 25% S/C	78	78	14	14	14	14	-	-
	TOTAL	3365	3365	2884	2884	524	524	14	13515
Azotea (18,20m)	a)Por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)Por aligerado	-	245	-	-	-	-	-	-
	c)Peso propio placas	1090	10	-	-	-	-	-	-
	d)25% S/C	-	-	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	1090	1353	-	-	-	-	-	2143
6° y 7° Niveles	a)por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)Por aligerado	-	245	-	-	-	-	-	-
	c)peso propio placas	2180	2180	-	-	-	-	-	-
	d) 25% S/C	-	35	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	2180	2460	-	-	-	-	-	4640
5° Nivel	a)Por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)Por aligerado	-	245	-	-	-	-	-	-
	c)Peso propio placas	2180	2180	-	-	-	-	-	-
	d) 25% S/C	-	35	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	2180	2460	-	-	-	-	-	4640
3° y 4° Niveles	a)Por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)Por aligerado	-	245	-	-	-	-	-	-
	c)Peso propio placas	2180	2180	-	-	-	-	-	-
	d) 25% S/C	-	35	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	2180	2460	-	-	-	-	-	4640
2° Nivel	a)Por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)por aligerados	-	245	-	-	-	-	-	-
	c)Peso propio placas	2180	2180	-	-	-	-	-	-
	d) 25% S/C	-	35	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	2180	2460	-	-	-	-	-	4640
1er Nivel	a)Por vigas	-	-	-	-	-	-	-	-
	b)por aligerados	-	245	-	-	-	-	-	-
	TOTAL	2180	2460	-	-	-	-	-	4640
	Peso propio placas	1090	1090	-	-	-	-	-	2180

CALCULO DE RIGIDECEs DE VIGAS
Y COLUMNAS

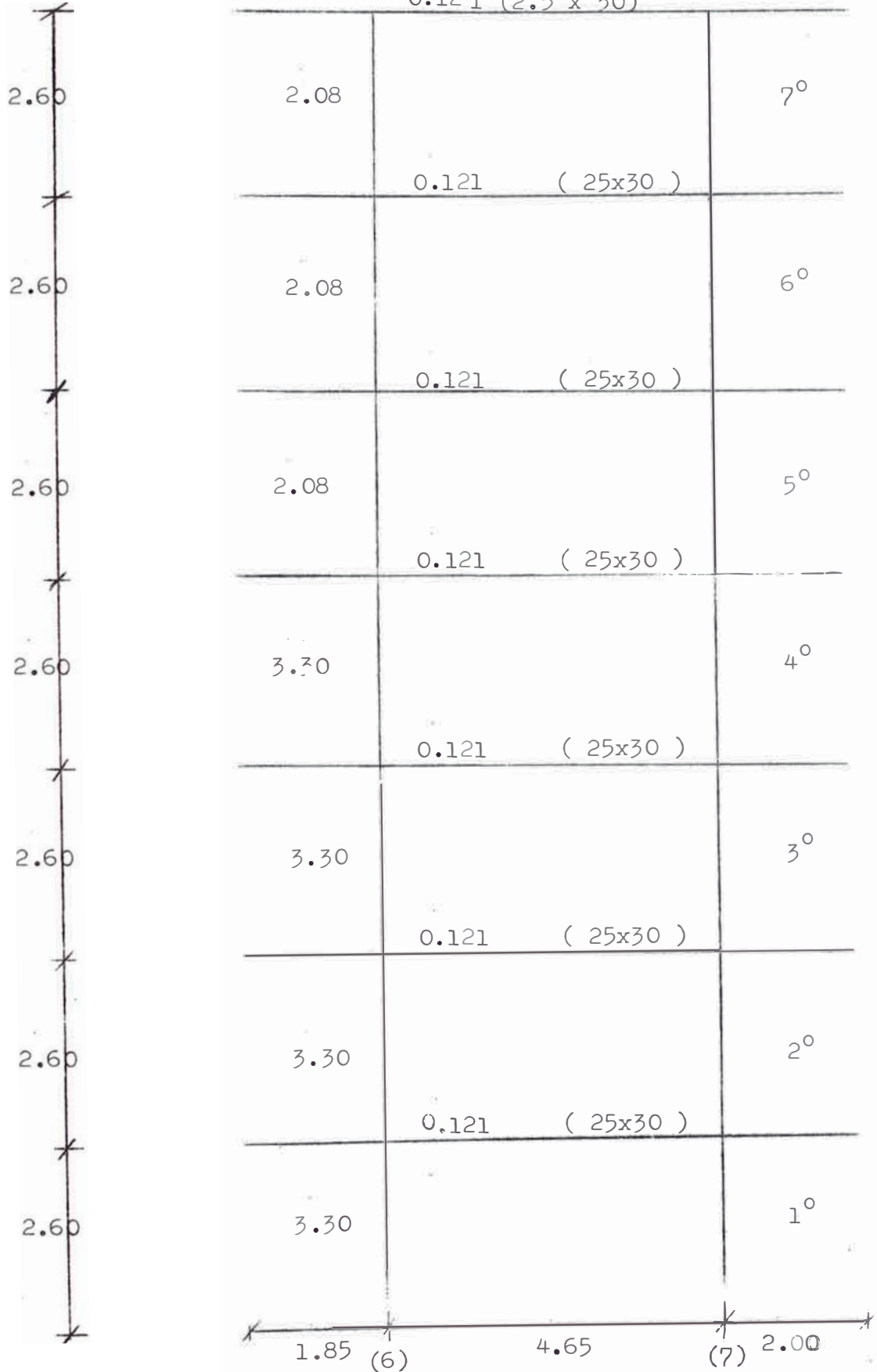
PORTICO C = (entre ejes 5-8)

(1)	(25x40)	0.286	
2.08			(2)
			7°
(3)	0.407	(25 x 45)	(4)
2.08			(5)
	0.407	(25 x 45)	(6)
2.08			(7)
	0.407	(25 x 45)	(8)
3.30			(9)
	0.407	(25 x 45)	(10)
3.30			(11)
	0.407	(25 x 45)	(12)
3.30			(13)
	0.407	(25 x 45)	(14)
1.73			(15)
(6)	4.65	4.65	(16)
			(7) 2.00

CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I=1/12 \cdot b \cdot h^3 \times 10^3$	$K=I/l \times 10^3$
		b	h	L		
Azotea	Viga PA-C-6-7	.25	.40	4.65	1.33	0.286
del 2° al 7°	Viga VPT-C-6-7	.25	.45	4.65	1.89	0.407
del 1° al 5°	Columna C-6yL-7	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 5° al A	Columna C-6yC-7	.30	.60	2.60	5.41	2.08

PORTICO A = E (entre ejes 5 - 8)
0.121 (2.5 x 30)



CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES

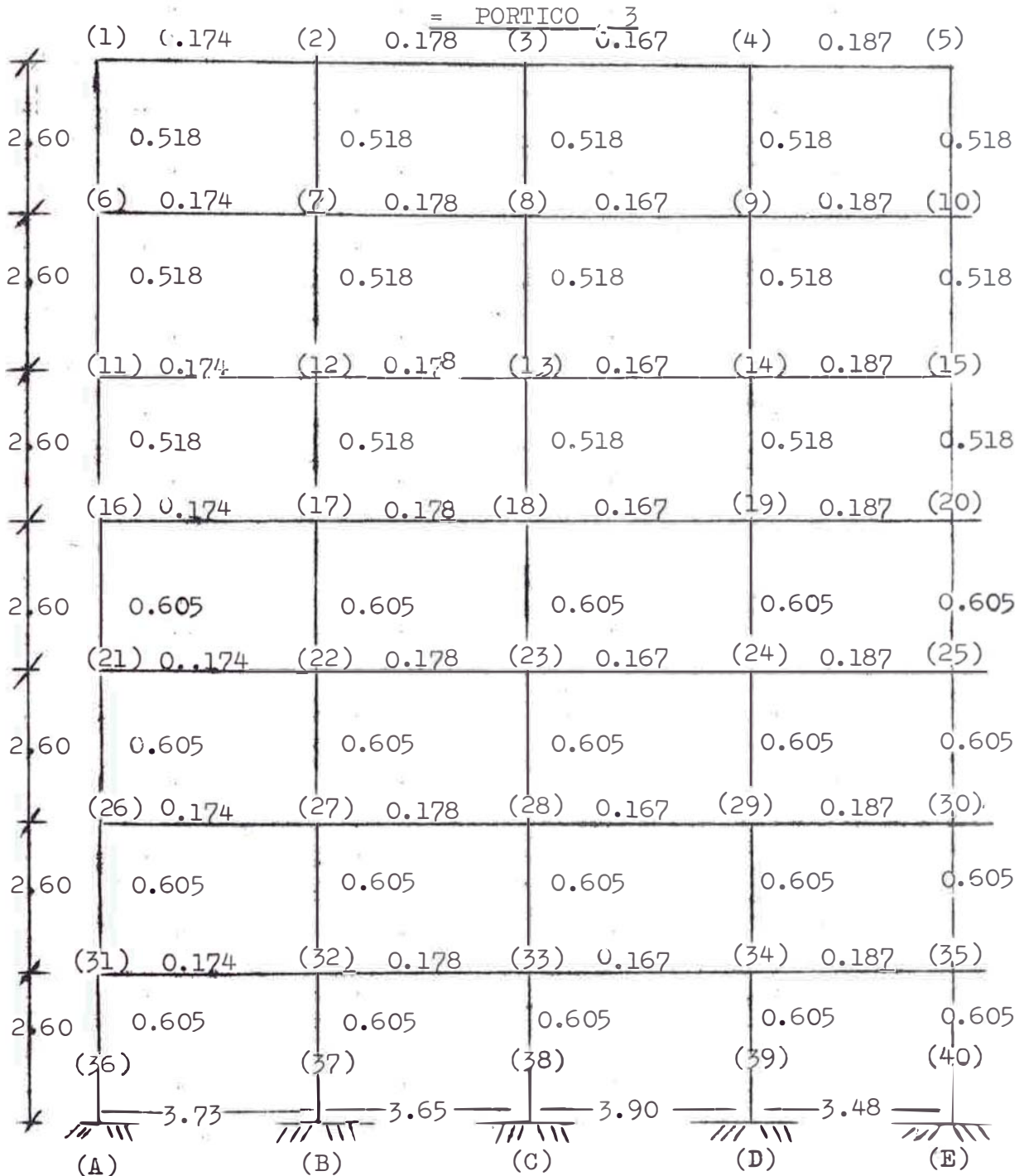
NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = \frac{1}{12} bh^3 \times 10^3$	$K = \frac{I}{L} \times 10^3$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA-A-6-7	.25	.30	4.65	0.563	0.121
del 2 ^o a 7 ^o	Viga VPT-A-6-7	.25	.30	4.65	0.563	0.121
del 1 ^o a 15 ^o	Columna A-6yA-7	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 5 ^o a A ₂	Columna A-6yA-7	.30	.60	2.60	5.41	2.08

PORTICO B = D (entre ejes 5-8)

CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = \frac{1}{12} bh^3 \times 10^3$	$K = \frac{I}{L} \times 10^3$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA-B5-8	.25	.40	4.65	1.33	0.286
del 2 ^o a 17 ^o	Viga VPT-B-5-8	.25	.45	4.65	1.89	0.407
del 1 ^o a 15 ^o	Columna B-6yB-7	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 5 ^o a 1a A	Columna B-6yB-7	.30	.60	2.60	5.41	2.08

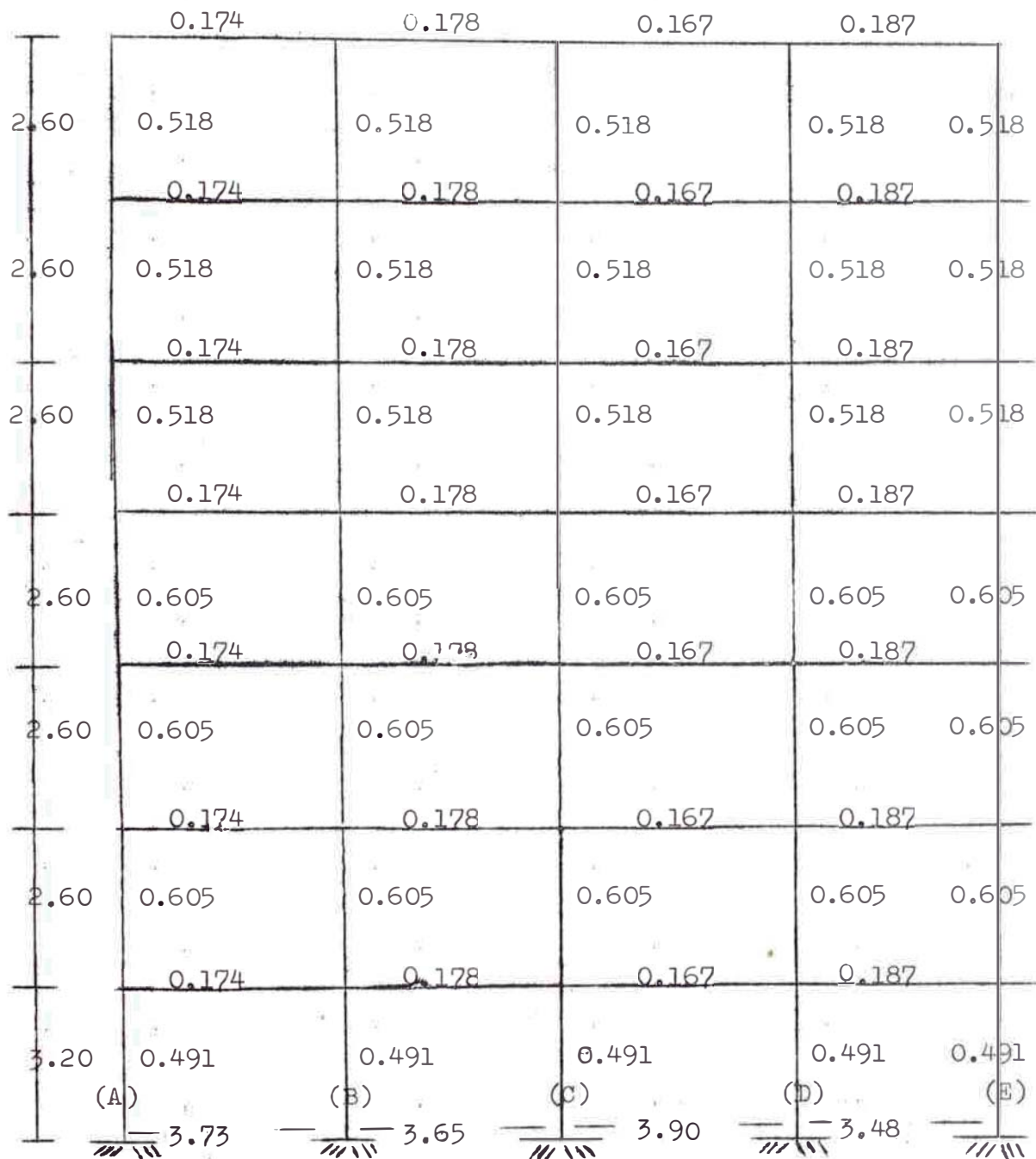
PORTICO 6 = PORTICO 7



CARACTERÍSTICAS DE LAS SECCIONES

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES		I = 1/12 bh ³ x 10 ³	K' = I/Lx10
		.50	.25		
Azotea	Viga PA -6-A-B	.50	3.73	0.651	0.174
	Viga PA -6-B-C	.50	3.65	0.651	0.178
	Viga PA -6-C-D	.50	3.90	0.651	0.167
	Viga PA -6-D-E	.50	3.48	0.651	0.187
del 2° al 7°	Viga VPT 6-A-B	.50	3.73	0.651	0.174
	Viga VPT-6-B-C	.50	3.65	0.651	0.178
	Viga VPT-6-C-D	.50	3.90	0.651	0.167
	Viga VPT-6-D-E	.50	3.48	0.651	0.187
del 1° al 5°	Columnas: A-6	.70	2.60	1.57	0.605
	B-6, C-6, D-6, E-6				
del 5° a la A _Z	Columnas: A-6	.60	2.60	1.35	0.518
	B-6, C-6, D-6 y E-6				

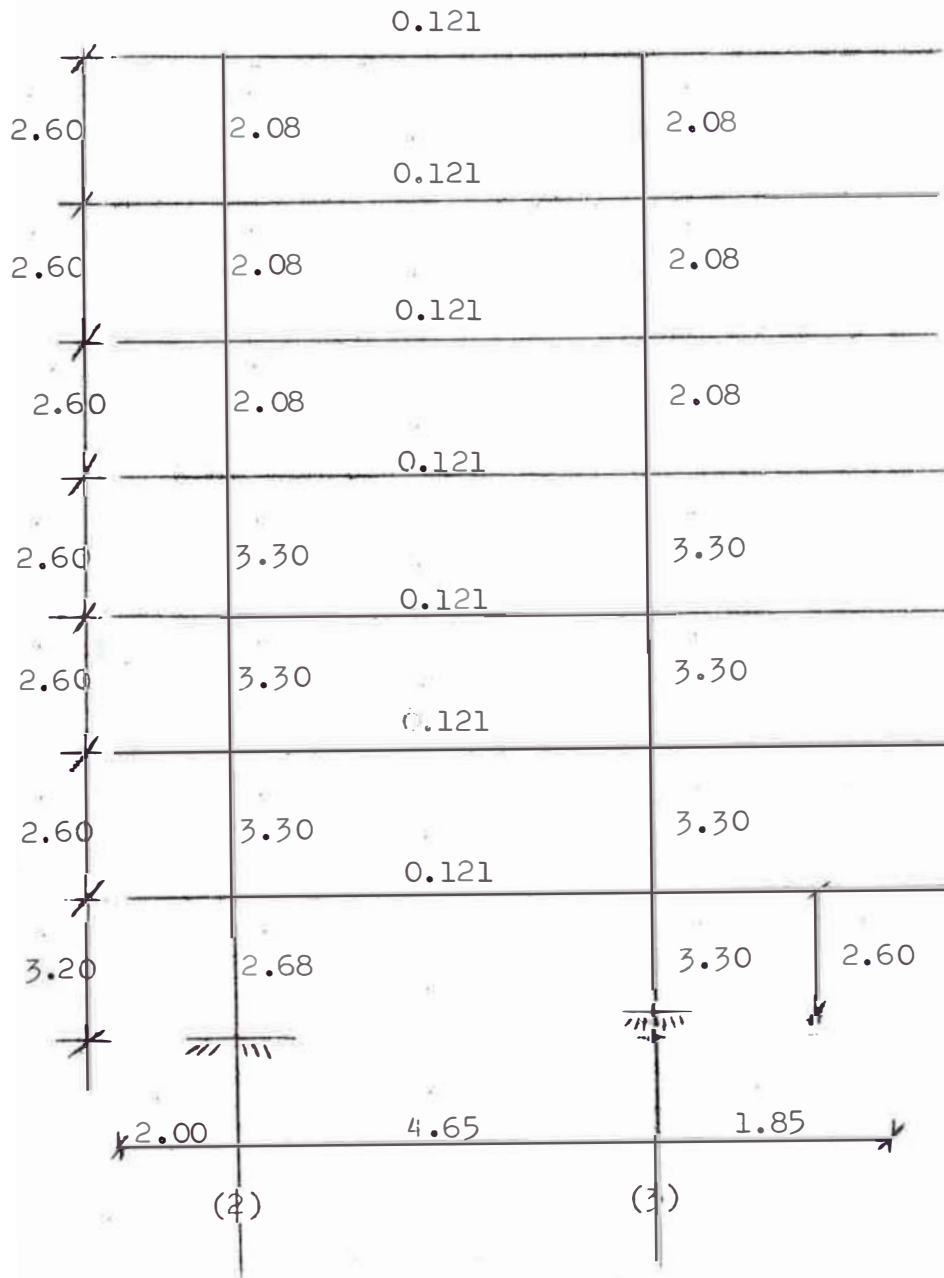
PORTICO 2



CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = 1/12 bh^3 \times 10^3$	$K = I/L \times 10^3$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA - 2-A-B	.50	.25	3.73	0.651	0.174
	Viga PA - 2-B-C	.50	.25	3.65	0.651	0.178
	Viga PA - 2-C-D	.50	.25	3.90	0.651	0.167
	Viga PA - 2-D-E	.50	.25	3.48	0.651	0.187
del 2° al 7°	Viga PT - 2-A-B	.50	.25	3.73	0.651	0.174
	Viga PT - 2-B-C	.50	.25	3.65	0.651	0.178
	Viga PT - 2-C-D	.50	.25	3.90	0.651	0.167
	Viga PT - 2-D-E	.50	.25	3.48	0.651	0.187
del 1° al 2°	Columnas: A-2 B-2, C-2, D-2 y E-2	.70	.30	3.20	1.57	0.491
	Columnas: A-2 B-2, C-2, D-2, y E-2	.70	.30	2.60	1.57	0.605
del 2° al 5°	Columnas: A-2 B-2, C-2, D-2, y E-2	.60	.30	2.60	1.35	0.518
del 5° a la A	Columnas: A-2 B-2, C-2, D-2 y E-2					

PORTICO A = E (entre ejes 1-4)



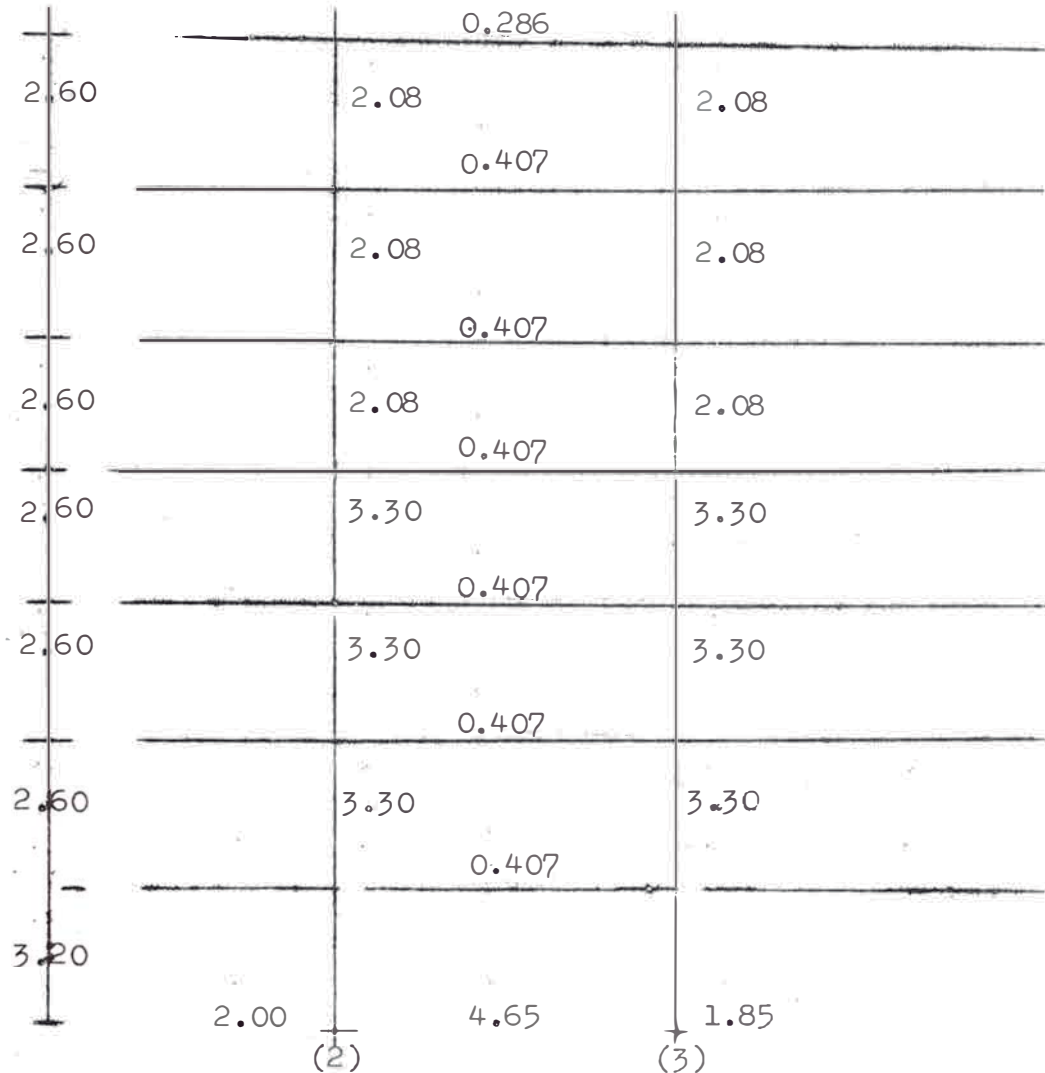
CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = \frac{1}{12} bh^3 \times 10^3$	$K = \frac{I \times 10^3}{L}$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA-A-1-4	.25	.30	4.65	0.563	0.121
del 2 ^o al 7 ^o	Viga VPT-A-1-4	.25	.30	4.65	0.563	0.121
del 1 ^o al 2 ^o	Columna A-2	.30	.70	3.20	8.60	2.68
	Columna A-3	.30	.70	2.60	8.60	3.30
del 2 ^o al 5 ^o	Columnas A-2yA-3	.30	.70	2.60	8.60	3.30
del 5 ^o a la A	Columnas A-2yA-3	.30	.60	2.60	5.42	2.08

PORTICO B = D (entre ejes 1-4)

NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = \frac{1}{12} bh^3 \times 10^3$	$K = \frac{I \times 10^3}{L}$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA-B-1-4	.25	.40	4.65	1.33	0.286
del 2 ^o al 7 ^o	Viga VPT-B-1-4	.25	.45	4.65	1.89	0.407
del 1 ^o al 2 ^o	Columna B-2	.30	.70	3.20	8.60	2.68
	Columna B-3	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 2 ^o al 5 ^o	Columna B-2yB-3	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 5 ^o a la A	Columna B-2yB-3	.30	.60	2.60	5.41	2.08

PORTICO C (entre ejes 1-4)



CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES						
NIVEL	ELEMENTO	DIMENSIONES			$I = \frac{1}{12} bh^3 \times 10^3$	$K = \frac{I}{L}$
		b	h	l		
Azotea	Viga PA-C-1-4	.25	.40	4.65	1.33	0.286
del 2 ^o al 7 ^o	Viga VPT-C-1-4	.25	.45	4.65	1.89	0.407
del 1 ^o al 2 ^o	Columna C-2	.30	.70	3.20	8.60	2.68
	Columna C-3	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 2 ^o al 5 ^o	Columnas C-2 y C-3	.30	.70	2.60	8.56	3.30
del 5 ^o al A	Columnas C-2 y C-3	.30	.60	2.60	5.41	2.08

CALCULO DE LOS VALORES "D"

En el caso general tenemos que:

$$D = a K_c \left[\frac{12 E K_o}{h^2} \right]$$

Donde:

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad ; \quad \bar{K} = \frac{\sum K_B}{2 K_c}$$

Siendo : K_B = rigidez relativa de la viga

K_c = rigidez relativa de la columna

$\sum K_B$ = sumatorio de las rigideces de las vigas que concurren a la columna (arriba y abajo).

$$K = \frac{I}{L} \times \frac{1}{K_o} \quad \left. \vphantom{\frac{I}{L}} \right\} \begin{array}{l} \text{Rigideces de las vigas y columnas} \\ K_o = 1000 \end{array}$$

$$\left[\frac{12 E K_o}{h^2} \right]$$

se toma como una constante para todos los elementos

En el caso de tener una columna un extremo (empotrado)

D. vale: $D = a K_c \left[\frac{12 E K_o}{h^2} \right]$

donde=

$$a = \frac{.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad y \quad \bar{K} = \frac{\sum K_B}{K_c}$$

Con estas fórmulas hacemos los calculos respectivos

VALORES D DEL PORTICO C (TRAMO 5- 8)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECES DE LAS VIGAS				$\sum K$	K_c	\bar{K}	a	D
		superiores		inferiores						
		izq.	der.	izq.	der.					
7°	C-6yC-7	-	0.286	-	0.407	0.693	2.08	0.167	.0772	0.161
5°y6°	C-6yC-7	-	0.407	-	0.407	0.814	2.08	0.195	.0890	0.185
2°y3°y4°	C-6yC-7	-	0.407	-	0.407	0.814	3.30	0.123	.0579	0.191
1°	C-6yC-7	-	0.467	-	-	0.467	3.30	0.142	.300	0.990

VALORES "D" DEL PORTICO A = E (tramo 5-8)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				$\sum K$	K_c	\bar{K}	a	D
		IORES		INFERIORES						
		izq.	der.	izq.	der.					
5°,6°y7°	A-6yA-7	-	0.121	-	0.121	0.242	2.08	.0582	.0282	.0586
2°,3°y4°	A-6yA-7	-	0.121	-	0.121	0.242	3.30	.0367	.0180	.0594
1°	A-6yA-7	-	0.121	-	-	0.121	3.30	.0367	.0263	.0868

VALORES "D" DEL PORTICO B=D (tramo 5-8)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				$\sum K$	K_c	\bar{K}	a	D
		superiores		inferiores						
		izq.	der.	izq.	der.					
7°	B-6yB-7	-	0.286	-	0.407	0.693	2.08	.167	.0770	.160
5°y6°	B-6yB-7	-	0.407	-	0.407	0.814	2.08	.195	.0888	.184
2°,3°y4°	B-6yB-7	-	0.407	-	0.407	0.814	3.30	.123	.0581	.192
1°	B-6yB-7	-	0.407	-	-	0.407	3.30	.123	.294	.970

VALORES "D" DEL PORTICO 6 = PORTICO 7 = PORTICO 3

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				$\sum K$	K_c	\bar{K}	a	D
		superiores		inferiores						
		izq.	der.	izq.	der.					
5°,6°y7°	A-6	-	0.174	-	0.174	0.348	0.518	.336	.143	.0740
5°,6°y7°	E-6	0.187	-	0.187	-	0.374	0.518	.361	.153	.0791
5°,6°y7°	B-6	0.174	0.178	0.174	0.178	0.704	0.518	.678	.253	.131
5°,6°y7°	C-6	0.178	0.167	0.178	0.167	0.690	0.518	.665	.249	.129
5°,6°y7°	D-6	0.167	0.187	0.167	0.187	0.708	0.518	.682	.254	.131
2°,3°y4°	A-6	-	0.174	-	0.174	0.348	0.605	.284	.124	.0750
2°,3°y4°	B-6	0.174	0.178	0.174	0.178	0.709	0.605	.582	.225	.136
2°,3°y4°	C-6	0.178	0.167	0.178	0.167	0.690	0.605	.570	.222	.134
2°,3°y4°	D-6	0.167	0.187	0.167	0.187	0.708	0.605	.585	.226	.137
2°,3°y4°	E-6	0.187	-	0.187	-	0.374	0.605	.309	.133	.0805
1°	A-6	-	0.174	-	-	0.174	0.605	.288	.345	.209
1°	B-6	0.174	0.178	-	-	0.352	0.605	.581	.419	.254
1°	C-6	0.178	0.167	-	-	0.345	0.605	.570	.416	.252
1°	D-6	0.167	0.187	-	-	0.354	0.605	.585	.420	.254
1°	E-6	0.187	-	-	-	0.187	0.605	.309	.350	.212

VALORES "D" DEL PORTICO 2

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				ΣK	K_c	\bar{K}	a	D
		superior		inferior						
		izq.	der.	izq.	der.					
5°,6°y7°	A-2	-	0.174	-	0.174	0.348	0.518	.336	.143	.074
5°,6°y7°	B-2	0.174	0.178	0.174	0.178	0.174	0.518	.678	.253	.131
5°,6°y7°	C-2	0.178	0.167	0.178	0.167	0.690	0.518	.665	.249	.129
5°,6°y7°	D-2	0.167	0.187	0.167	0.187	0.708	0.518	.682	.254	.131
5°,6°y7°	E-2	0.187	-	0.187	-	0.374	0.518	.361	.153	.079
2°,3°y4°	A-2	-	0.174	-	0.174	0.348	0.605	.284	.124	.075
2°,3°y4°	B-2	0.174	0.178	0.174	0.178	0.704	0.605	.582	.225	.136
2°,3°y4°	C-2	0.178	0.167	0.178	0.167	0.690	0.605	.570	.222	.134
2°,3°y4°	D-2	0.167	0.187	0.167	0.187	0.708	0.605	.585	.226	.137
2°,3°y4°	E-2	0.187	-	0.187	-	0.374	0.605	.309	.133	.081
1°	A-2	-	0.174	-	-	0.174	0.491	.395	.362	.178
1°	B-3	0.174	0.178	-	-	0.352	0.491	.716	.449	.221
1°	C-2	0.178	0.167	-	-	0.345	0.491	.703	.445	.218
1°	D-2	0.167	0.187	-	-	0.354	0.491	.721	.448	.220
1°	E-2	0.187	-	-	-	0.187	0.491	.381	.370	.182

VALORES "D" DEL PORTICO A (tramo 1-4)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				ΣK	K_c	\bar{K}	a	D
		superiores		inferiores						
		izq.	der.	izq.	der.					
5°,6°y7°	A-2 yA-3	-	0.121	-	0.121	0.242	2.08	.0582	.0282	.0586
2°,3°y4°	A-2 yA-3	-	0.121	-	0.121	0.242	3.30	.0366	.0154	.0509
1°	A-2	-	0.121	-	-	0.121	2.68	.0452	.266	.714
1°	A-3	0.121	-	-	-	0.121	3.30	.0367	.263	.869

VALORES "D" DEL PORTICO B (tramo 1-4)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				ΣK	K_c	\bar{K}	a	D
		SUPERIOR		INFERIOR						
		izq.	der.	izq.	der.					
7 ^o	B-2yB-3	-	0.286	-	0.407	0.693	2.08	.167	.077	.160
5 ^o y6 ^o	B-2yB-3	-	0.407	-	0.407	0.814	2.08	.195	.089	.184
2 ^o , 3 ^o y4 ^o	B-2yB-3	-	0.407	-	0.407	0.814	3.30	.123	.0581	.192
1 ^o	B-2	-	0.407	-	-	0.407	2.68	.152	.304	.815
1 ^o	B-3	0.407	-	-	-	0.407	3.30	.123	.294	.970

VALORES "D" DEL PORTICO C (tramo 1-4)

NIVEL	COLUMNA	RIGIDECEZ DE LAS VIGAS				ΣK	K_c	\bar{K}	a	D
		SUPERIOR		INFERIOR						
		Izq.	Der.	Izq.	der.					
7 ^o	C-2yC-3	-	0.286	-	0.407	0.693	2.08	.167	.077	.160
5 ^o y6 ^o	C-2yC-3	-	0.407	-	0.407	0.814	2.08	.195	.089	.184
2 ^o , 3 ^o y4 ^o	C-2yC-3	-	0.407	-	0.407	0.814	3.30	.123	.0581	.192
1 ^o	C-2	-	0.407	-	-	0.407	2.68	.152	.304	.815
1 ^o	C-3	0.407	-	-	-	0.407	3.30	.123	.294	.970

DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN ALTURA

La fuerza horizontal o cortante total en la base del edificio : H es :

$$H = UKCP$$

Donde:

a) U- Coeficiente que depende del uso de la edificación y el índice sísmico de la región.

En nuestro caso U= 0.8 para edificio de oficinas y departamentos y región 2 sísmica (Lima)

b) K= Factor de modificación en el que se tiene en cuenta la

respuesta de una estructura a una excitación sismica de acuerdo a su grado de amortiguamiento flexibilidad, ductilidad y capacidad de absorción de energía varía según los tipos de estructuraciones.

Para nuestro caso $K = 0.80$ por tratarse de un edificio cuyos porticos se diseñan para resistir por lo menos el 25% del cortante en la base del edificio.

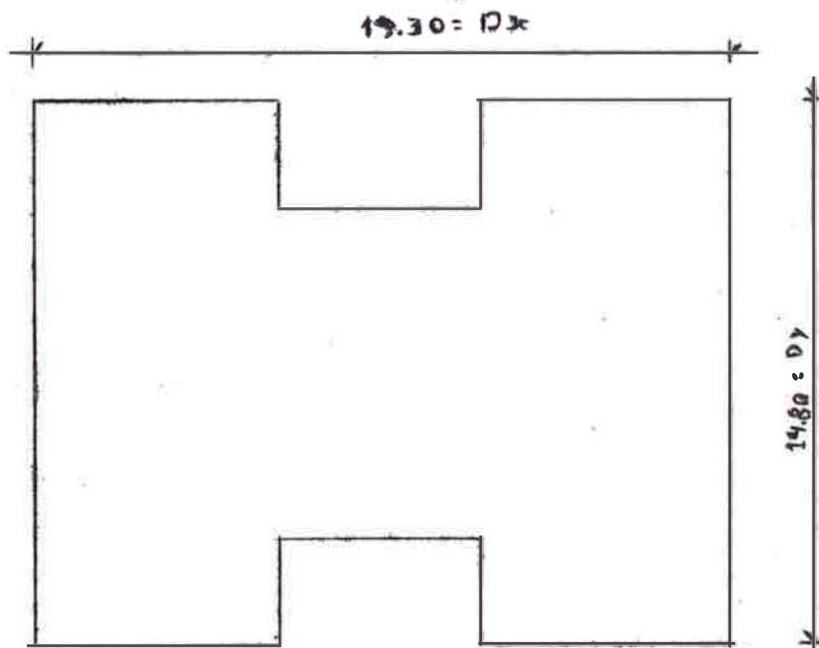
Los porticos deben ser capaces de tomar el 25% de la fuerza horizontal total y el 100% debe ser soportado por todos los elementos resistentes, haciendose la distribución de acuerdo al principio de rigideces relativas.

- c) C = Coeficiente que determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la sobrecarga que debe tomarse como cortante en la base. Se expresa por la fórmula:

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

Siendo T = período de vibración fundamental

$$T = 0.07 h \sqrt{D}$$



$$T_x = .07 \frac{h}{\sqrt{D_x}} = .07 \times \frac{18.20}{\sqrt{19.30}} = .249$$

$$T_y = .07 \frac{h}{\sqrt{D_y}} = .07 \times \frac{18.20}{\sqrt{14.80}} = .332$$

$$C_x = \frac{.05}{\sqrt[3]{T_x}} = \frac{.05}{\sqrt[3]{.249}} = .0795$$

$$C_y = \frac{.05}{\sqrt[3]{T_y}} = \frac{.05}{\sqrt[3]{.332}} = .0724$$

d) Reemplazando valores hallamos H:

$$H_x = UK C_x P$$

$$P = 2502.121 \text{ Tn}$$

$$H_x = 0.8 \times 0.8 \times .0795 \times 2502.121$$

$$H_x = 128 \text{ Tn}$$

$$H_y = UK C_y P$$

$$H_y = 0.8 \times 0.8 \times .0724 \times 2502.121$$

$$H_y = 116 \text{ Tn}$$

$$e) F_i = H_i \frac{W_i h_i}{\sum W h_i}$$

PISO	Ah	h _i	W _i (Tn)	W _i h _i	F _{ix}	F _i _y	V _x	V _y
Azotea	2.60	18.20	244.793	4460	23.20	21.00	23.20	21.00
7°	2.60	15.60	368.305	5730.5	29.80	27.00	53.00	48.00
6°	2.60	13.00	368.305	4775	24.80	22.50	77.80	70.50
5°	2.60	10.40	369.829	3840	20.00	18.10	97.80	88.60
4°	2.60	7.80	371.401	2895	15.00	13.60	112.80	102.20
3°	2.60	5.20	371.401	1930	10.05	9.10	122.85	111.30
2°	2.60	2.60	388.707	1012	5.275	4.76	128.13	116.06
1°	2.60	0.00	19.38	0.0	0.0	0.0	128.13	116.06
Total			2502.12	24642	128.13	116.06		

Las constantes que se han usado valen:

$$m_x = \frac{H_x}{\sum w_i h_i} = \frac{128}{24642} = .00520$$

$$m_y = \frac{H_y}{\sum W_i h_i} = \frac{116}{24642} = .00471$$

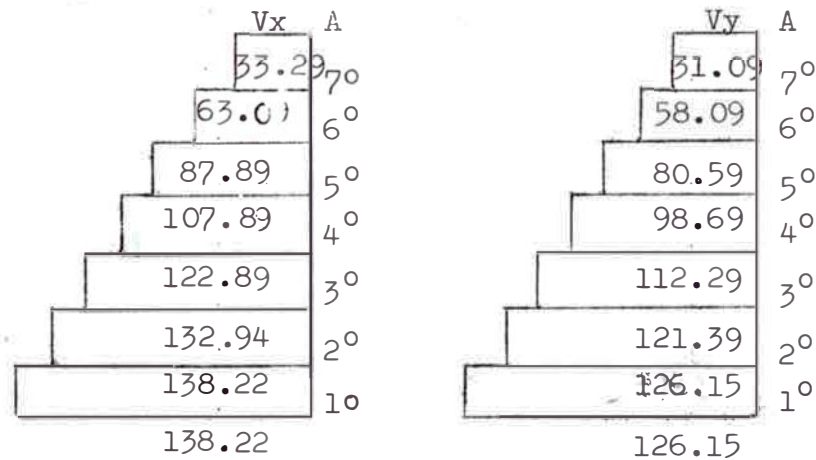
Las cargas por encima de la azotea se considera aplicadas como fuerza horizontal en un valor del 12% para todos los pisos.

Cargas por encima de la azotea = 84.076 Tn

Cortante adicional en cada nivel = .12x84.076=10.09 Tn

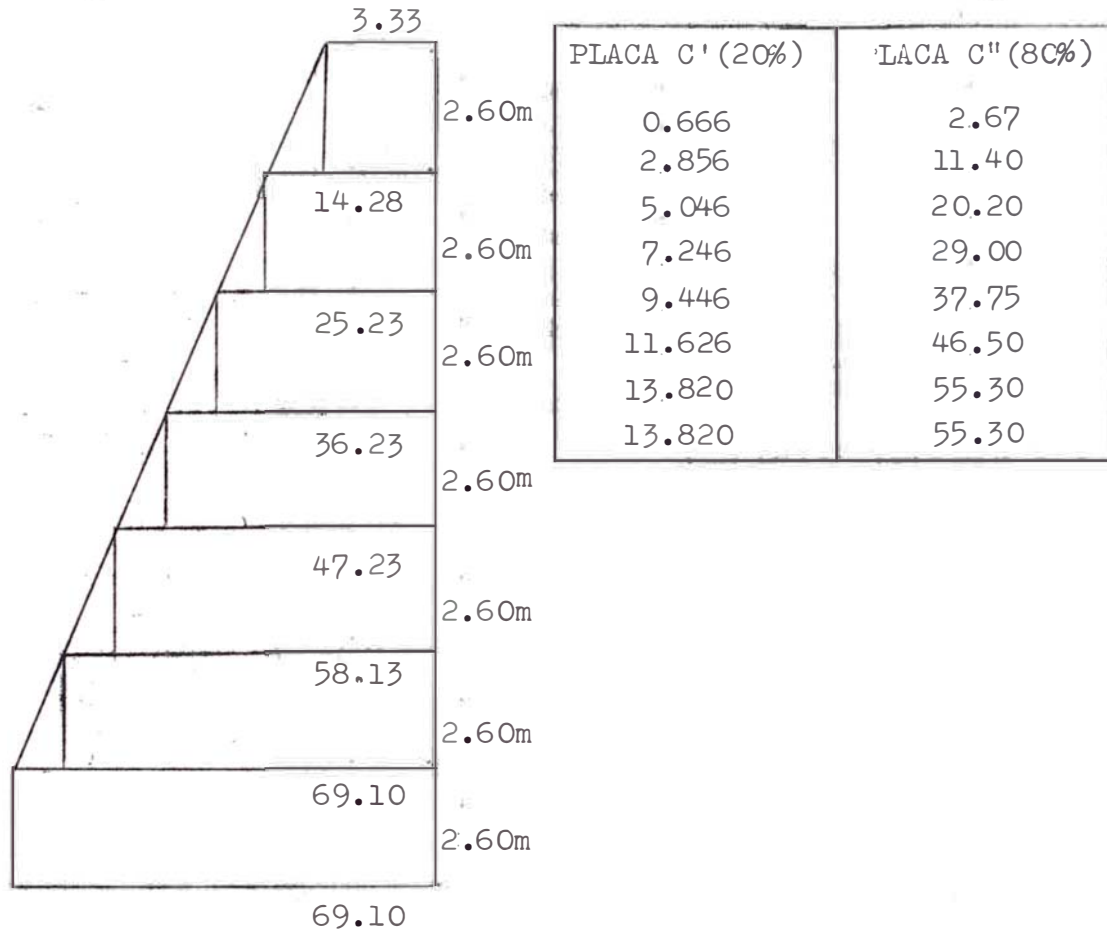
∴ El cortante final en cada nivel es :

PISO	V_x (Tn)	V_y (Tn)
Azotea	33.29	31.09
7°	63.09	58.09
6°	87.89	80.59
5°	107.89	98.69
4°	122.89	112.29
3°	132.94	121.39
2°	138.22	126.15
1	138.22	126.15



CALCULO DE LOS VALORES "D" EN PLACAS

Asumiendo que en la dirección del eje "x" las placas absorben el 50% del cortante en el 1^{er} piso y el 10% en el último piso; variando linealmente tenemos para la primera aproximación.



PLACA EJE C' 1^{er} TANTEO

m	V _n (Tn)	K	A _{wn} x 10 ³ (cm)	Δ _{sn} x 10 ⁻³	K _o	h _n (cm)	S _{Bn}
7 ^o	0.666	1.2	3	0.266	10 ³	260	.0282
6 ^o	2.856	1.2	3	1.19	10 ³	260	.126
5 ^o	5.046	1.2	3	2.02	10 ³	260	.214
4 ^o	7.246	1.2	3	2.90	10 ³	260	.308
3 ^o	9.446	1.2	3	3.78	10 ³	260	.401
2 ^o	11.626	1.2	3	4.64	10 ³	260	.491
1 ^o	13.820	1.2	3	5.51	10 ³	260	.585

$$A_{Sn} = \frac{K V_n}{A w_n}$$

$$S_{sn} = 27.6 \frac{K_o}{h_n} A_{Sn}$$

S_B

	V _n (Tn)	h _n (cm)	V _n ^{h_n} nx10 ²	M' _n x10 ²	2M _n x10 ²	K _n	$\frac{2M_n}{K_n} \times 10$	4A _{Bn} x10	$\frac{3}{h_n}$	S _{Bn}
7 ^o	.666	260	1.73	1.73	1.73	13.80	1.25	871.25	.0115	99.90
6 ^o	2.856	260	7.44	9.17	10.90	13.80	7.90	862.10	.0115	98.80
5 ^o	5.046	260	13.10	22.27	31.44	13.80	22.70	831.50	.0115	95.40
4 ^o	7.246	260	18.80	41.07	63.34	13.80	45.7	763.10	.0115	87.50
3 ^o	9.446	260	24.55	65.62	106.69	13.80	77.2	640.20	.0115	73.40
2 ^o	11.626	260	30.20	95.82	161.44	13.80	117.50	445.5	.0115	53.50
1 ^o	13.820	260	35.90	131.72	227.54	13.80	164.0	164.0	.0115	18.80

$$K_n = \frac{I}{L} \times \frac{1}{K_0} = 1/12 \times \frac{25 (120)^3}{260} \times \frac{1}{1000} = 13.80$$

VALOR de D

n	V	S _{sn}	S _{Bn}	S _t	D
7 ^o	0.666	.0	99.90	99.9	.00667
6 ^o	2.856	.1	98.8	98.9	.0290
5 ^o	5.046	.2	95.4	95.6	.0528
4 ^o	7.246	.3	87.5	87.8	.0825
3 ^o	9.446	.4	73.4	73.8	.128
2 ^o	11.626	.5	53.5	54.0	.215
1 ^o	13.820	.6	18.8	19.4	.710

S_B

n	$V_n(Tn)$	$h_n(cm)$	$V_n h_n \times 10^2$	$M' n \times 10^2$	$2M' n \times 10^2$. Km	$\frac{2M' n \times 10^2}{Km}$	$4 \Delta B_{nx} \times 10$	$\frac{\sum}{h_n}$	S _{Bn}
7 ^o	2.67	260	6.94	6.94	6.94	705	.0981	68.22	.0115	7.83
6 ^o	11.40	260	29.60	36.54	43.48	705	.615	67.50	.0115	7.75
5 ^o	20.20	260	52.50	89.04	125.58	705	1.78	65.10	.0115	7.49
4 ^o	29.00	260	75.40	164.44	253.48	705	3.58	59.74	.0115	6.36
3 ^o	37.75	260	97.90	262.34	426.78	705	6.04	50.12	.0115	5.75
2 ^o	46.50	260	121.00	383.34	645.68	705	9.14	34.94	.0115	4.01
1 ^o	55.30	260	144.00	527.34	910.68	705	12.9	12.9	.0115	1.48

$$K_n = \frac{I}{L} \times \frac{1}{K_0} = \frac{1}{12} \times \frac{25 (445)^3}{260} \times \frac{1}{1000} = 705$$

VALOR DE "D"

n	V	S _{sn}	S _{Bn}	S _t	D
7°	2.67	.0	7.83	7.8	0.342
6°	11.40	.1	7.75	7.9	1.44
5°	20.20	.2	7.5	7.7	2.62
4°	29.00	.3	6.9	7.2	4.02
3°	37.75	.4	5.8	6.2	6.09
2°	46.50	.5	4.0	4.5	10.30
1°	55.30	.6	1.5	2.1	26.40

CORTANTE QUE ABSORBEN LAS PLACAS

7° Piso: $V_x = 33.29$
 $\Sigma D \text{ columnas} = 2.40$ $D \text{ placas} = .01 \text{ y } .341$
 $\Sigma D \text{ placas}^3 =$
 $= 2.75$

$$V_{c'} = \frac{33.29 \times .01}{2.75} = .121$$

$$V_{c''} = \frac{33.29 \times .34}{2.75} = 4.12$$

6° Piso : $V_x = 63.09$

$\Sigma D \text{ columnas} = 2.66$; $D \text{ placas} = .03 \text{ y } 1.44$
 $\Sigma D \text{ placas} = 1.47$
 $\Sigma D = 4.13$

$$V_{c'} = \frac{63.09 \times .03}{4.13} = 0.458$$

$$V_{c''} = \frac{63.09 \times 1.44}{4.13} = 22.0$$

5^o Piso : $V_x = 2.66$ D placas = .05 y 2.62

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.66 \\ \Sigma D \text{ placas} &= \underline{2.67} \\ \Sigma D &= 5.33 \end{aligned}$$

$$V_{c'} = \frac{87.89 \times .05}{5.33} = 0.825$$

$$V_{c''} = \frac{87.89 \times 2.62}{5.33} = 43.20$$

4^o Piso : $V_x = 107.89$ D placas : .08 y 4.02

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.72 \\ \Sigma D \text{ placas} &= \underline{4.10} \\ \Sigma D &= 6.82 \end{aligned}$$

$$V_{c'} = \frac{107.89 \times .08}{6.82} = 1.27$$

$$V_{c''} = \frac{107.89 \times 4.02}{6.82} = 63.60$$

3^{er} Piso : $V_x = 122.89$ D placas : .13 y 6.09

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.72 \\ \Sigma D \text{ placas} &= \underline{6.22} \\ &8.94 \end{aligned}$$

$$V_{c'} = \frac{122.89 \times .13}{8.94} = 1.79$$

$$V_{c''} = \frac{122.89 \times 6.09}{8.94} = 83.90$$

2^o Piso : $V_x = 132.94$ D placas : .22 y 10.30

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.72 \\ \Sigma D \text{ placas} &= \underline{10.52} \\ \Sigma D &= \underline{13.24} \end{aligned}$$

$$V_{c'} = \frac{132.94 \times .22}{13.24} = 2.21$$

$$V_{c''} = \frac{132.94 \times 10.30}{13.24} = 104.0$$

1^{er} Piso : $V_x = 138.22$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 17.87$$

$$D \text{ placas} : .71 \text{ y } 26.40$$

$$\Sigma D \text{ placas} = \underline{27.11}$$

$$\Sigma D = 44.98$$

$$V_{c'} = \frac{138.22 \times 0.71}{44.98} = 2.18$$

$$V_{c''} = \frac{138.22 \times 26.4}{44.98} = 81.0$$

2^o TANTEO

PLACA EJE C'

S_s

n	$V_n(Tn)$	K	$A_{vn} \times 10^3 (cm)$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	$h_n (cm)$	S_{sn}
7 ^o	.121	1.2	3	.0484	10^3	260	.00513
6 ^o	.458	1.2	3	.184	10^3	260	.0195
5 ^o	.825	1.2	3	.330	10^3	260	.0350
4 ^o	1.27	1.2	3	.509	10^3	260	.0540
3 ^o	1.79	1.2	3	.716	10^3	260	.0760
2 ^o	2.21	1.2	3	.885	10^3	260	.0947
1 ^o	2.18	1.2	3	.872	10^3	260	.0925

$$A_{Sn} = \frac{K V_n}{A_{wn}}$$

$$S_{sn} = 27.6 \frac{K_o}{h_n} A_{Sn}$$

S_B

n	V_n (Tn)	h_n (cm)	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4AB_n$	$\frac{3}{h_n}$	S_{Bn}
7°	.121	260	.314	.31	.31	13.80	2.24	1672.0	.0115	19.20
6°	.458	260	1.19	1.50	1.81	13.80	13.1	1656.7	.0115	19.10
5°	.825	260	2.14	3.64	5.14	13.80	37.2	1606.4	.0115	19.10
4°	1.27	260	3.30	6.94	10.58	13.80	76.6	1492.6	.0115	17.20
3°	1.79	260	4.65	11.59	18.53	13.80	13.40	1282.0	.0115	14.70
2°	2.21	260	5.75	17.34	28.93	13.80	28.20	866.0	.0115	9.96
1°	2.18	260	5.66	23.00	40.34	13.80	292.0	292.0	.0115	3.36

VALOR D

n	V	S_s	S_B	S_t	D
7°	.121	-	19.2	19.2	0.00630
6°	.458	-	19.1	19.1	0.0240
5°	.825	-	19.1	19.1	0.0432
4°	1.27	.1	17.2	17.3	0.0734
3°	1.79	.1	14.7	14.8	0.121
2°	2.21	.1	10.0	10.1	0.220
1°	2.18	.1	3.4	3.5	0.622

PLACA EJE C"

2° TANTEO

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{Sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7°	4.12	1.2	11.13	.444	10^3	260	.0471
6°	22.00	1.2	11.13	2.37	10^3	260	.252
5°	43.20	1.2	11.13	4.66	10^3	260	.494
4°	63.60	1.2	11.13	6.86	10^3	260	.728
3°	83.90	1.2	11.13	9.05	10^3	260	.960
2°	104.00	1.2	11.13	11.20	10^3	260	1.19
1°	81.00	1.2	11.13	8.72	10^3	260	.924

n	V _n	h _n	V _n h _n x 10 ²	M' n x 10 ²	2M _n x 10 ²	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	4AB _n	$\frac{3}{h_n}$	S _{Bn}
7 ^o	4.12	260	10.7	10.7	10.7	705	1.52	1428.3	.0115	16.4
6 ^o	22.00	260	57.2	67.9	78.6	705	11.10	1415.7	.0115	16.3
5 ^o	43.20	260	112.0	179.9	247.8	705	35.10	1369.5	.0115	15.8
4 ^o	63.60	260	165.0	344.9	524.8	705	74.20	1260.2	.0115	14.5
3 ^o	83.90	260	218.0	562.9	907.8	705	129.0	1057.0	.0115	12.2
2 ^o	104.00	260	270.0	832.9	1395.8	705	198.0	730.0	.0115	8.39
1 ^o	81.0	260	210.0	1042.9	1875.8	705	266.0	266.0	.0115	3.06

VALOR D

n	V	S _s	S _B	S _t	D
7 ^o	4.12	.1	16.4	16.5	.249
6 ^o	22.00	.3	16.3	16.6	1.32
5 ^o	43.20	.5	15.8	16.3	2.65
4 ^o	63.60	.7	14.5	15.2	4.19
3 ^o	83.90	1.0	12.2	13.2	6.35
2 ^o	104.00	1.2	8.4	9.6	10.80
1 ^o	81.00	1.0	3.1	4.1	19.70

CORTANTE QUE ABSORBEN LAS PLACAS

7^o Piso $V_x = 33.29$
 ΣD columnas = 2.40 D placas = .01 y 1.25
 ΣD placas = .26
 2.66

$$V_{c'} = \frac{33.29 \times .01}{2.66} = 0.125 \quad ; \quad V_{c''} = \frac{33.29 \times 1.25}{2.66} = 3.14$$

6^o Piso $V_x = 63.09$
 ΣD columnas = 2.66 D Placas : .02 y 1.32
 ΣD placas = 1.34
 4.00

$$V_{c'} = \frac{63.09 \times .02}{4.00} = 0.316 \quad V_{c''} = \frac{63.09 \times 1.32}{4.00} = 20.80$$

5^o Piso:

$$V_x = 87.89$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.66$$

$$D_w = .04 \text{ y } 2.65$$

$$\Sigma D_w = 2.69$$

$$\Sigma D = 5.35$$

$$V_{c'} = \frac{87.89 \times .04}{5.35} = .658$$

$$V_{c''} = \frac{87.89 \times 2.65}{5.35} = 43.60$$

4^o Piso:

$$V_x = 107.89$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.72$$

$$D_w = .07 \text{ y } 4.19$$

$$\Sigma D_w = 4.26$$

$$\Sigma D = 6.98$$

$$V_{c'} = \frac{107.89 \times .07}{6.98} = 1.08$$

$$V_{c''} = \frac{107.89 \times 4.19}{6.98} = 64.8$$

3^{er} Piso :

$$V_x = 122.89$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.72$$

$$D_w = .12 \text{ y } 6.35$$

$$\Sigma D_w = 6.47$$

$$\Sigma D = 9.19$$

$$V_{c'} = \frac{122.89 \times .12}{9.19} = 1.61$$

$$V_{c''} = \frac{122.89 \times 6.35}{9.19} = 85.0$$

2^o Piso :

$$V_x = 132.94$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.72$$

$$D_w = .22 \text{ y } 10.80$$

$$\Sigma D_w = 11.02$$

$$\Sigma D = 13.74$$

$$V_{c'} = \frac{132.94 \times .22}{13.74} = 2.13$$

$$V_{c''} = \frac{132.94 \times 10.80}{13.74} = 105.0$$

1^{er} Piso:

$$V_x = 138.22$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 17.87$$

$$D_w = 0.62 \text{ y } 19.7$$

$$\Sigma D_w = 20.32$$

$$\Sigma D = 38.19$$

$$V_{c'} = \frac{138.22 \times .62}{38.19} = 2.24 \quad V_{c''} = \frac{138.22 \times 19.7}{38.19} = 71.10$$

COMPROBACION POR CORTE

Según el ACI, el esfuerzo permisible en el concreto:

$$V_u = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$$

El Reglamento en cuanto a fuerzas laterales en su sección 09,c) dice " Para elementos que soportan esfuerzos debidos sólo a fuerzas laterales ocasionadas por sismos o la presión del viento, los esfuerzos unitarios permisibles pueden incrementarse en un tercio."

$$\therefore V'_u = 1.33 \times 4.2 = 5.6 \text{ Kg/cm}^2$$

El corte máximo en placas es:

$$V_{\text{máx}} = \frac{1}{K} V'_u \times A = \frac{1}{1.2} \times 5.6 \times 3000 = 14000 \text{ Kg.}$$

$$V_{\text{máx}} = 14 \text{ Tn.}$$

Como en todos los pisos los cortantes actuantes en esta placa (eje c') sean menores que 14 Tn., no se corrige para la placa del eje c":

$$V_{\text{máx}} \text{ permisible} = 1/1.2 \times 5.6 \times 11130 = 51800 \text{ Kg} = 51.8 \text{ Tn.}$$

notamos que los cortes actuantes del 1^{er} al 4^o piso son mayores y por tanto necesitamos corregir los cortes en dichos pisos es posible disminuir los esfuerzos variando la deformación plástica localizada (factor B). Si se aumenta el valor de "B" en un piso "n", aumenta la deformación por corte S_{gn} , disminuye el valor D de la placa y consecuentemente el corte V_n .

Se considera que el exceso de corte que debía absorber la placa, es repartido a los demás elementos del piso. Determinamos valores B de modo que al calcular los cortantes no excedan al permisible o en todo caso que se aproximen al máximo esto se realiza por tanteos y al final obtenemos para los pisos por corregir los siguientes valores:

 S_{sn}

n	V_n	K	B	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7°	4.12	1.2	1	11.13	.444	10^3	260	.0471
6°	22.00	1.2	1	11.13	2.37	10^3	260	.252
5°	43.20	1.2	1	11.13	4.66	10^3	260	.494
4°	63.60	1.2	12	11.13	6.86	10^3	260	8.76
3°	83.90	1.2	15	11.13	9.05	10^3	260	14.40
2°	104.00	1.2	15	11.13	11.20	10^3	260	17.90
1°	81.00	1.2	5	11.13	8.72	10^3	260	4.61

VALORES "D" FINALES

n	V_n	S_{sn}	S_{Bn}	S_t	D
7°	4.12	.05	16.40	16.45	.249
6°	22.00	.25	16.30	16.55	1.32
5°	43.20	.50	15.80	16.30	2.65
4°	63.60	8.76	14.50	23.26	2.73
3°	83.90	14.40	12.20	26.60	3.15
2°	104.00	17.90	8.39	26.29	3.96
1°	81.00	4.61	3.06	7.67	10.5

Los cortes finales son:

$$\underline{7^\circ \text{ Piso}} : V_x = 33.29$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.40 \quad D_w = .01 \text{ y } .25$$

$$\Sigma D_w = \frac{0.26}{2.66}$$

$$V_{c'} = .125$$

$$V_{c''} = 3.14$$

$$\underline{6^\circ \text{ Piso}} : V_x = 63.09$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.66 \quad D_w = .02 \text{ y } 1.32$$

$$\Sigma D_w = \frac{1.34}{2.66}$$

$$\Sigma D = 4.00$$

$$V_{c'} = 0.316$$

$$V_{c''} = 20.80$$

5^o Piso :

$$V_x = 87.89$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.66$$

$$\Sigma D_w = \underline{2.69}$$

$$\Sigma D = 5.35$$

$$D_w = .04 \text{ y } 2.65$$

$$V_{c'} = .658$$

y

$$V_{c''} = 43.6$$

4^o Piso :

$$V_x = 107.89$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.72$$

$$\Sigma D_w = \underline{2.80}$$

$$\Sigma D = 5.52$$

$$D_w = .07 \text{ y } 2.73$$

$$V_{c'} = \frac{107.89 \times .07}{5.52} = 1.37$$

$$V_{c''} = \frac{107.89 \times 2.73}{5.52} = 53.4$$

3^{er} Piso :

$$V_x = 122.89$$

$$\Sigma D \text{ columna} = 2.72$$

$$\Sigma D_w = \underline{3.27}$$

$$\Sigma D = 5.99$$

$$D_w = .12 \text{ y } 3.15$$

$$V_{c'} = \frac{122.89 \times .12}{5.99} = 2.46$$

$$V_{c''} = \frac{122.89 \times 3.15}{5.99} = 64.7$$

2^o Piso :

$$V_x = 132.94$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.72$$

$$\Sigma D_w = \underline{4.18}$$

$$\Sigma D = 6.90$$

$$D_w = .22 \text{ y } 3.96$$

$$V_{c'} = \frac{132.94 \times .22}{6.90} = 4.24$$

$$V_{c''} = \frac{132.94 \times 3.96}{6.90} = 76.4$$

1^{er} Piso :

$$V_x = 138.22$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 17.87$$

$$\Sigma D_w = \underline{11.12}$$

$$\Sigma D = 28.99$$

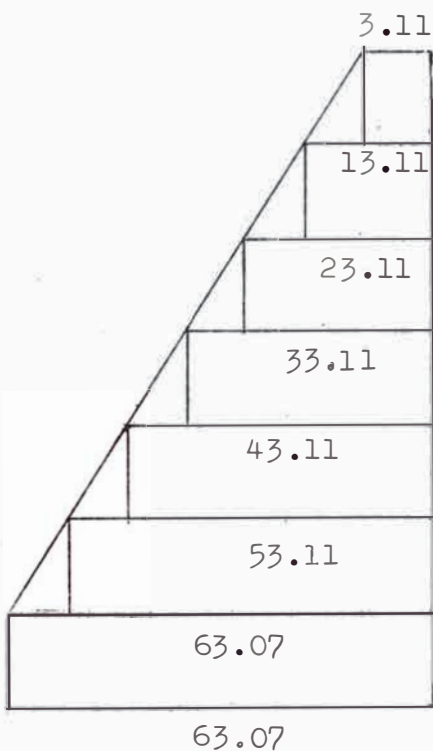
$$D_w = 0.62 \text{ y } 10.5$$

$$V_{c'} = \frac{138.22 \times .62}{28.99} \quad 2.94 \quad V_{c''} = \frac{138.22 \times 10.5}{28.99} = 50.0$$

PLACAS EN LA DIRECCION DEL EJE

EJE "Y"

Asumiremos que las placas en esta dirección absorben el 50% del cortante en el 1^{er} piso, variando linealmente hasta absorber el 10% en el último piso.



PLACA EJE 4'	PLACA EJE 4''	PLACA EJE 4'''
28%	36%	36%
0.87	1.12	1.12
3.66	4.72	4.72
6.46	8.32	8.32
9.26	11.90	11.90
12.10	15.60	15.60
14.90	19.20	19.20
17.60	22.80	22.80

PLACA EJE 4'

1^{er} TANTEO

S_s n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{Sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7 ^o	0.87	1.2	2.85	0.367	10^3	260	.0390
6 ^o	3.66	1.2	2.85	1.54	10^3	260	.163
5 ^o	6.46	1.2	2.85	2.72	10^3	260	.288
4 ^o	9.26	1.2	2.85	3.90	10^3	260	.414
3 ^o	12.10	1.2	2.85	5.10	10^3	260	.541
2 ^o	14.90	1.2	2.85	6.28	10^3	260	.666
1 ^o	17.60	1.2	2.85	7.42	10^3	260	.787

Esta placa que corresponde a la caja del incinerador tiene una abertura de 40 x 40, entonces se debe aplicar la corrección necesaria a la deformación por corte S_s , antes hallada.

1° Se determina P

$$P = \frac{\sqrt{\text{Area de la abertura}}}{\text{area total}} = \sqrt{\frac{40^2}{260 \times 190}} = 0.178$$

Como $p < 0.4$, es una pared con abertura pequeña por tanto se modifica la deformación por corte S_s , en la siguiente forma:

$$S_F = \frac{1}{r} S_s$$

Donde $r = (1.0 - 1.25p)$

$$r = 1.0 - 1.25 \times 0.18 = 0.78$$

$$S_F = \frac{1}{0.78} S_s = 1.28 S_s$$

Luego tenemos:

n	V_n	S_{sn}	S_{Fn}
7°	0.87	.039	.0500
6°	3.66	.163	.209
5°	6.46	.288	.369
4°	9.26	.414	.530
3°	12.10	.541	.692
2°	14.90	.666	.852
1°	17.60	.787	1.01

S_{Bn}

V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4 AB_n$	$\frac{3}{h_n}$	S_{Bn}
0.87	260	2.26	2.26	2.26	33.1	6.33	4663.4	.0115	53.7
3.66	260	9.51	11.77	14.03	33.1	42.30	4614.3	.0115	53.1
6.46	260	16.80	28.57	40.34	33.1	122	4450	.0115	51.2
9.26	260	24.10	52.67	81.24	33.1	245	4083	.0115	47.0
12.10	260	31.40	84.07	136.74	33.1	414	3424	.0115	39.4
14.90	260	38.80	122.87	206.94	33.1	625	2385	.0115	27.4
17.60	260	45.70	168.57	291.44	33.1	880	880	.0115	10.10

$$K_n = \frac{I}{L} \times \frac{1}{K_o} = \frac{1}{12} \times \frac{15 \times (190)^3}{260} \times \frac{1}{1000} = 33.1$$

La deformación total en este caso es:

$S_{tn} = S_{Fn} + S_{Bn}$ (despreciando la debida a la rotación del suelo ya que su resistencia es grande)

VALOR D

n	V_n	S_F	S_B	S_t	D
7°	0.87	.1	53.70	53.8	.0161
6°	3.66	.2	53.10	53.3	.0687
5°	6.46	.4	51.20	51.6	.125
4°	9.26	.5	47.0	47.5	.194
3°	12.10	.7	39.4	40.1	.301
2°	14.90	.9	27.4	28.3	.526
1°	17.60	1.0	10.1	11.1	1.58

Nota.- Al calcular S_B , se debe tomar como inercia I de la sección el promedio de los valores de inercia considerada con hueco y sin hueco, pero como existe en este caso tan pequeña diferencia, despreciamos esta consideración.

PLACA EJE 4" = PLACA EJE 4" 1^{er} TANTEO

S_s

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7°	1.12	1.2	4.75	0.280	10^3	260	.0296
6°	4.72	1.2	4.75	1.18	10^3	260	.125
5°	8.32	1.2	4.75	2.09	10^3	260	.221
4°	11.90	1.2	4.75	2.97	10^3	260	.314
3°	15.60	1.2	4.75	3.90	10^3	260	.412
2°	19.20	1.2	4.75	4.80	10^3	260	.508
1°	22.80	1.2	4.75	5.70	10^3	260	.602

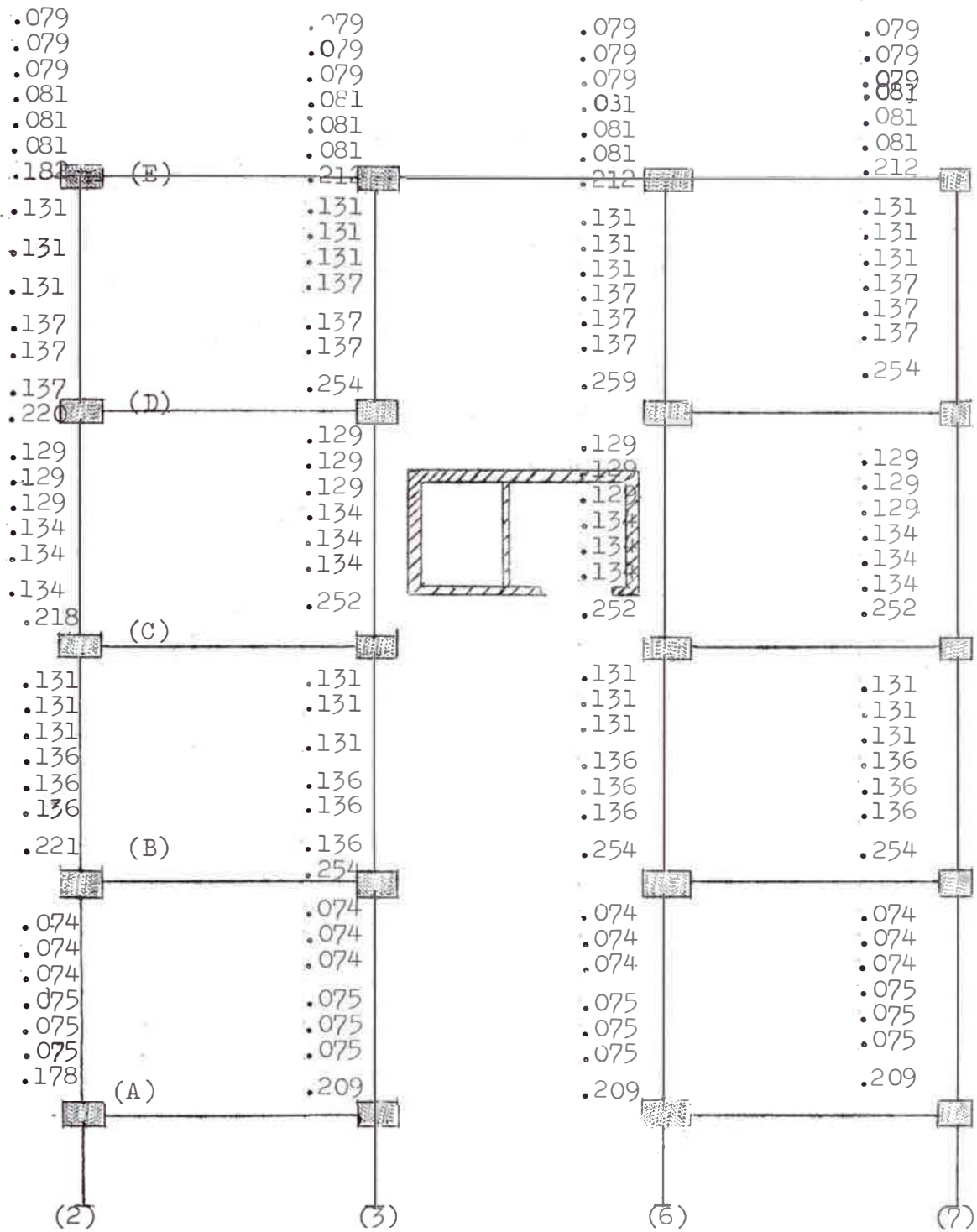
S_B

n	V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$\frac{4 \cdot D_n}{h_n}$	$\frac{3}{h_n}$	S_{Bn}
7°	1.12	260	2.90	2.90	2.90	55	5.26	3613.7	.0115	41.4
6°	4.72	260	12.30	15.20	18.10	55	32.8	3575.6	.0115	39.9
5°	8.32	260	21.60	36.80	52.0	55	94.4	3448.4	.0115	39.6
4°	11.90	260	31.0	67.80	104.6	55	190	3164	.0115	36.3
3°	15.60	260	40.5	108.30	176.1	55	320	2654	.0115	32.2
2°	19.20	260	50.0	158.30	266.6	55	485	1849	.0115	21.2
1°	22.80	260	59.2	217.50	375.8	55	687	682	.0115	7.82

$$K = \frac{I}{L} \times \frac{1}{K_o} = \frac{1}{12} \times \frac{25 \times (190)^3}{260} \times \frac{1}{1000} = 55.0$$

VALOR "D"

n	V	S_s	S_B	S_t	D
7°	1.12	.0	41.4	41.4	.027
6°	4.72	.1	39.9	40.0	.118
5°	8.32	.2	39.6	39.8	.210
4°	11.90	.3	36.3	36.6	.325
3°	15.60	.4	32.2	32.6	.479
2°	19.20	.5	21.2	21.7	.885
1°	22.80	.6	7.8	8.4	2.71



CORTANTE QUE ABSORBEN LAS PLACAS7° Piso:

$$V_y = 31.09$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.18$$

$$D_w = .016 \quad .027 \quad .027$$

$$\Sigma D_w = \underline{0.070}$$

$$\Sigma D = 2.25$$

$$V_{4'} = \frac{31.09 \times .06}{2.25} = 0.221$$

$$V_{4''} = V_{4'''} = \frac{31.09 \times .027}{2.25} = 0.374$$

6° Piso:

$$V_y = 58.09$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.18$$

$$D_w = .07, .12, .12$$

$$\Sigma D_w = \underline{0.31}$$

$$D = 2.49$$

$$V_{4'} = \frac{58.09 \times .07}{2.49} = 1.63$$

$$V_{4''} = V_{4'''} = \frac{58.09 \times .12}{2.49} = 2.80$$

5° Piso:

$$V_y = 80.59$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.18$$

$$D_w = .125, .21, .21$$

$$\Sigma D_w = \underline{0.545}$$

$$\Sigma D = 2.725$$

$$V_{4'} = \frac{80.59 \times .125}{2.725} = 3.70$$

$$V_{4''} = V_{4'''} = \frac{80.59 \times .21}{2.725} = 6.21$$

4° Piso:

$$V_y = 98.69$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.25$$

$$D_w = .19, .33, .33$$

$$\Sigma D_w = \underline{0.85}$$

$$\Sigma D = 3.10$$

$$V_{4'} = \frac{98.69 \times .19}{3.10} = 6.05$$

$$V_{4''} = V_{4'''} = \frac{98.69 \times .33}{3.10} = 10.5$$

3^{er} Piso:

$$V_y = 112.29$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.25$$

$$D_w = 0.30, 0.48, 0.48$$

$$\Sigma D_w = \underline{1.26}$$

$$\Sigma D = 3.51$$

$$V_{4'} = \frac{112.29 \times 3.0}{3.51} = 9.56 \quad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{112.29 \times 4.8}{3.51} = 15.3$$

2° Piso:

$$V_y = 121.39$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.25 \quad D_w = .53, .89, .89$$

$$\Sigma D_w = 2.31$$

$$\Sigma D_w = 4.56$$

$$V_{4'} = \frac{121.39 \times 5.3}{4.56} = 14.1 \quad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{121.39 \times 8.9}{4.56} = 23.6$$

1^{er} Piso:

$$V_y = 126.15$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 4.56 \quad D_w = 1.58, 2.71, 2.71$$

$$\Sigma D_w = 7.00$$

$$\Sigma D_w = 11.56$$

$$V_{4'} = \frac{126.15 \times 1.58}{11.56} = 17.2 \quad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{126.15 \times 2.71}{11.56} = 29.4$$

2° TANTEO

PLACA EJE 4' : $\int F_n$

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}	S_{Fn}
7	.221	1.2	2.85	.0930	10^3	260	.00985	.0126
6	1.63	1.2	2.85	.685	10^3	260	.0725	.0926
5	3.70	1.2	2.85	1.56	10^3	260	.165	.211
4	6.05	1.2	2.85	2.54	10^3	260	.269	.344
3	9.56	1.2	2.85	4.02	10^3	260	.426	.544
2	4.10	1.2	2.85	5.92	10^3	260	.627	.800
1	7.20	1.2	2.85	7.23	10^3	260	.766	.979

S_{Bn}

n	V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4AB_n$	$\frac{3}{h_n}$	S_{Bn}
7°	.221	260	.575	0.58	0.58	33.1	1.75	3194.95	.0115	36.7
6°	1.63	260	4.24	4.82	5.40	33.1	16.3	3176.9	.0115	36.5
5°	3.70	260	9.62	14.44	19.26	33.1	58.3	3102.3	.0115	35.6
4°	6.05	260	15.7	30.14	44.58	33.1	135	2909	.0115	33.5
3°	9.56	260	24.8	54.94	85.08	33.1	257	2517	.0115	29.0
2°	14.10	260	36.7	91.64	146.58	33.1	442	1818	.0115	21.0
1°	17.20	260	44.8	136.44	228.08	33.1	688	688	.0115	7.91

VALOR " D "

n	V_n	S_F	S_B	S_t	D
7°	.221	.0	36.7	36.7	.00602
6°	1.63	.1	36.5	36.6	.0445
5°	3.70	.2	35.6	35.8	.103
4°	6.05	.3	33.5	33.8	.179
3°	9.56	.5	29.0	29.5	.324
2°	14.10	.8	21.0	21.8	.646
1°	17.20	1.0	7.9	8.9	1.93

PLACA EJE 4" = PLACA EJE 4" S_s

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7°	0.374	1.2	4.75	.0945	10^3	260	.0100
6°	2.80	1.2	4.75	.708	10^3	260	.0750
5°	6.21	1.2	4.75	1.57	10^3	260	.167
4°	10.50	1.2	4.75	2.66	10^3	260	.282
3°	15.30	1.2	4.75	3.87	10^3	260	.411
2°	23.60	1.2	4.75	5.96	10^3	260	.632
1°	29.40	1.2	7.44	7.44	10^3	260	.789

S_B

n	V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4AB_n$	$\frac{\bar{z}}{h_n}$	S_{Bn}
7°	0.374	260	.971	.97	.97	55	1.76	3223.56	.0115	37.1
6°	2.80	260	7.26	8.23	9.20	55	16.7	3205.1	.0115	36.9
5°	6.21	260	16.1	24.33	32.56	55	59.2	3129.2	.0115	36.0
4°	10.50	260	27.3	51.63	75.96	55	138	2932	.0115	33.7
3°	15.30	260	39.8	91.43	143.06	55	260	2534	.0115	29.1
2°	23.60	260	61.4	152.83	244.26	55	443	1831	.0115	21.0
1°	29.40	260	76.4	229.23	382.06	55	694	694	.0115	7.98

VALOR D

n	V_n	S_{sn}	S_{Bn}	S_t	D
7°	.374	.0	37.1	37.1	.0101
6°	2.80	.1	36.9	37.0	.0755
5°	6.21	.2	36.0	36.2	.171
4°	10.50	.3	33.7	34.0	.308
3°	15.30	.4	29.1	29.5	.518
2°	23.60	.6	21.0	21.6	1.09
1°	29.40	.8	8.0	8.8	3.34

CORTANTES QUE ABSORBEN LAS PLACAS

7° Piso:

$$V_y = 31.09$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 2.18 \quad D_w = .006, .010, .010$$

$$\Sigma D_w = \underline{0.026}$$

$$\Sigma D_w = 2.206$$

$$V_{4'} = \frac{31.09 \times .006}{2.206} = .0845' \quad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{31.09 \times .010}{2.206} = .141$$

6° Piso:

$$V_y = 58.09$$

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.18 & D_w &= .045, .076, .076 \\ \Sigma D_w &= \underline{0.197} \\ \Sigma D &= 2.377 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{58.09 \times .045}{2.377} = 1.10$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{58.09 \times .076}{2.377} = 1.86$$

5° Piso:

$$V_y = 80.59$$

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.18 & D_w &= .103, .171, .171 \\ \Sigma D_w &= \underline{0.445} \\ \Sigma D &= 2.625 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{80.59 \times .103}{2.625} = 3.17$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{80.59 \times .171}{2.625} = 5.26$$

4° Piso:

$$V_y = 98.69$$

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .179, .308, .308 \\ \Sigma D_w &= \underline{0.795} \\ \Sigma D &= 3.045 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{98.69 \times .179}{3.045} = 5.80$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{98.69 \times .308}{3.045} = 9.96$$

3er Piso:

$$V_y = 112.29$$

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .324, .518, .518 \\ \Sigma D_w &= \underline{1.360} \\ \Sigma D &= 3.61 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{112.29 \times .324}{3.61} = 10.05$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{112.29 \times .518}{3.61} = 16.1$$

2° Piso:

$$V_y = 121.39$$

$$\begin{aligned} \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .646, 1.09, 1.09 \\ \Sigma D_w &= \underline{2.826} \\ \Sigma D &= 5.076 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{121.39 \times 0.646}{5.076} = 15.4$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{121.39 \times 1.09}{5.076} = 26.0$$

1^{er} Piso

$$V_y = 126.15$$

$$\Sigma D \text{ columnas} = 4.56$$

$$D_w = 1.93, 3.34, 3.34$$

$$\Sigma D_w = 8.61$$

$$\Sigma D = 13.17$$

$$\therefore V_{4'} = \frac{126.15 \times 1.93}{13.17} = 18.5$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{126.15 \times 3.34}{13.17} = 31.9$$

3^{er} TANTEO

PLACA EJE 4'

 ϵ_{Fn}

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	ϵ_{sn}	ϵ_{Fn}
7°	.085	1.2	2.85	.0358	10^3	260	.00380	.00486
6°	1.10	1.2	2.85	.462	10^3	260	.0489	.0625
5°	3.17	1.2	2.85	1.33	10^3	260	.141	.180
4°	5.80	1.2	2.85	2.44	10^3	260	.258	.330
3°	10.05	1.2	2.85	4.23	10^3	260	.448	.573
2°	15.40	1.2	2.85	6.47	10^3	260	.685	.875
1°	18.50	1.2	2.85	7.78	10^3	260	.823	1.05

 ϵ_{Bn}

1	V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4AB_n$	$\frac{3}{h_n}$	ϵ_{Bn}
7°	.085	260	.221	.22	.22	33.1	.664	3087.36	.0115	35.4
6°	1.10	260	2.86	3.08	3.30	33.1	9.95	3076.75	.0115	35.3
5°	3.17	260	8.25	11.33	14.41	33.1	43.4	3023.4	.0115	34.7
4°	5.80	260	15.1	26.43	37.76	33.1	114	2866	.0115	32.9
3°	10.05	260	26.2	52.63	79.06	33.1	239	2513	.0115	28.8
2°	15.40	260	39.5	92.13	144.76	33.1	437	1837	.0115	21.2
1°	18.50	260	48.1	140.23	232.36	33.1	700	700	.0115	8.04

VALOR D

n	V_n	S_F	S_B	S_t	D
7°	.085	.0	35.4	35.4	.00240
6°	1.10	.1	35.3	35.4	.0310
5°	3.17	.2	34.7	34.9	.0907
4°	5.80	.3	32.9	33.2	.175
3°	10.05	.6	28.8	29.4	.342
2°	15.40	.9	21.2	22.1	.696
1°	18.50	1.1	8.0	9.1	2.03

PLACA EJE 4" = PLACA EJE 4"

(TERCER TANTEO)

S_s

n	V_n	K	$A_{wn} \times 10^3$	$A_{sn} \times 10^{-3}$	K_o	h_n	S_{sn}
7°	.14	1.2	4.75	.0354	10^3	260	.00374
6°	1.86	1.2	4.75	.470	10^3	260	.0497
5°	5.26	1.2	4.75	1.33	10^3	260	.141
4°	9.96	1.2	4.75	2.52	10^3	260	.267
3°	16.1	1.2	4.75	4.06	10^3	260	.429
2°	26.0	1.2	4.75	6.56	10^3	260	.694
1°	31.9	1.2	4.75	8.05	10^3	260	.851

S_B

n	V_n	h_n	$V_n h_n \times 10^2$	$M_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	Km	$\frac{2M_n}{Km}$	$4AB_n$	$\frac{3}{h_n}$	S_{Bn}
7°	.14	260	.364	.36	.36	55	.654	3116.45	.0115	35.8
6°	1.86	260	4.84	5.20	5.56	55	10.1	3105.7	.0115	35.6
5°	5.26	260	13.7	18.90	24.1	55	43.8	3051.8	.0115	35.0
4°	9.96	260	25.9	44.8	63.7	55	116	2892	.0115	33.2
3°	16.1	260	41.9	86.7	131.5	55	239	2537	.0115	29.2
2°	26.0	260	67.6	154.3	241.0	55	438	1860	.0115	21.4
1°	31.9	260	83.0	237.3	391.6	55	711	711	.0115	8.15

VALOR D

n	V _n	S _{sn}	S _{Bn}	S _{tn}	D
7°	.14	.0	35.8	35.8	.00391
6°	1.86	.1	35.6	35.7	.0520
5°	5.26	.1	35.0	35.1	.150
4°	9.96	.3	33.2	33.5	.297
3°	16.1	.4	29.2	29.6	.544
2°	26.0	.7	21.4	22.1	1.18
1°	31.9	.9	8.2	9.1	3.50

VALORES QUE YA TIENEN SUFICIENTE APROXIMACION

CHEQUEO POR CORTE:PLACA EJE 4'

$$V_{\text{máx}} = (1/1.2) \times 5.6 \times 2850 \text{ Kg} = 13300 \text{ Kg} = 13.3 \text{ Tn}$$

Se nota que hay que corregir los dos primeros pisos, luego después de varios tanteos para determinar valores de B llegamos al resultado siguiente:

PLACA EJE 4'

n	V _n	K	B	A _{wn} x10 ³	A _{Sn} x10 ⁻³	K _o	h _n	δ _{sn}	ΣFn
7°	.085	1.2	1	2.85	.0358	10 ³	260	.0038	.00466
6°	1.10	1.2	1	2.85	.462	10 ³	260	.0489	.0625
5°	3.17	1.2	1	2.85	1.33	10 ³	260	.141	.180
4°	5.80	1.2	1	2.85	2.44	10 ³	260	.258	.330
3°	10.05	1.2	1	2.85	4.23	10 ³	260	.448	.573
2°	15.40	1.2	10	2.85	6.47	10 ³	260	.6.85	8.75
1°	18.50	1.2	12	2.85	7.78	10 ³	260	9.86	.12.60

N	V _n	F	B	T	D
7°	.085	.0	35.4	35.4	.0024
6°	1.10	.1	35.3	35.4	.031
5°	3.17	.2	34.7	34.9	.0907
4°	5.80	.3	32.9	32.2	.175
3°	10.05	.6	28.8	29.4	.342
2°	15.40	8.8	21.2	30.0	0.515
1°	18.50	12.6	8.04	20.64	0.895

PLACA 4" = PLACA 4"'

n	V _n	K	B	A _{wnx10³}	A _{snx10⁻³}	K _o	h _n	S _{sn}
7°	.14	1.2	1	4.75	.0354	10 ³	260	.00374
6°	1.86	1.2	1	4.75	.470	10 ³	260	.0497
5°	5.26	1.2	1	4.75	1.33	10 ³	260	.141
4°	9.96	1.2	1	4.75	2.52	10 ³	260	.267
3°	16.10	1.2	1	4.75	4.06	10 ³	260	.429
2°	26.0	1.2	12	4.75	6.56	10 ³	260	7.72
1°	31.9	1.2	15	4.75	8.05	10 ³	260	12.80

S_B permanece igual

VALOR D

n	V_n	S_{sn}	S_{Bn}	S_{tn}	D
7°	.14	.0	35.8	35.8	.00391
6°	1.86	.1	35.6	35.7	.0520
5°	5.26	.1	35.0	35.1	.150
4°	9.96	.3	33.2	33.5	.297
3°	16.10	.4	29.2	29.6	.544
2°	26.0	7.7	21.4	29.1	.892
1°	31.9	12.8	8.2	21.0	1.52

Los cortantes finales son:

7° Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 31.09 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.18 & D_w &= .002, .004, .004 \\
 \Sigma D_w &= \underline{0.010} \\
 \Sigma D &= 2.19
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{31.09 \times .002}{2.19} \qquad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{31.09 \times .004}{2.19} =$$

6° Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 58.09 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.18 & D_w &= .031, .052, .052 \\
 \Sigma D_w &= \underline{0.135} \\
 \Sigma D &= 2.315
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{58.09 \times .031}{2.315} \qquad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{58.09 \times .052}{2.315} =$$

5° Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 80.59 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.18 & D_w &= .091, .15, .15 \\
 \Sigma D_w &= \underline{0.39} \\
 \Sigma D &= 2.57
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{80.59 \times .091}{2.57} \qquad V_{4''} = V_{4''' } = \frac{80.59 \times .15}{2.57} =$$

4^o Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 98.69 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .175, .297, .297 \\
 \Sigma D_w &= \underline{0.769} \\
 &= 3.019
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{98.69 \times .175}{3.02}$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{98.69 \times .297}{3.02}$$

3^{er} Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 112.29 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .342, .544, .544 \\
 \Sigma D_w &= \underline{1.430} \\
 \Sigma D &= 3.68
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{112.29 \times .342}{3.68}$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{112.29 \times .544}{3.68}$$

2^o Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 121.39 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 2.25 & D_w &= .515, .892, .892 \\
 \Sigma D_w &= \underline{2.299} \\
 \Sigma D &= 4.549
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{121.39 \times .515}{4.549} = 13.7$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{121.39 \times .892}{4.549} = 23.7$$

1^{er} Piso:

$$\begin{aligned}
 V_y &= 126.15 \\
 \Sigma D \text{ columnas} &= 4.56 & D_w &= .895, 1.52, 1.52 \\
 \Sigma D_w &= \underline{3.935} \\
 \Sigma D &= 8.495
 \end{aligned}$$

$$V_{4'} = \frac{126.15 \times .895}{8.495} = 13.3$$

$$V_{4''} = V_{4''' } = \frac{126.15 \times 1.52}{8.495} = 22.5$$

PUNTOS DE INFLEXION

Las alturas de los puntos de inflexión se calculan usando tablas preparadas por Mutto. Se obtienen valores expresados en porcentaje de la altura de cada piso (y) dados por:

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$

Donde:

y_0 = Altura standard obtenida a base de rigideces iguales de vigas, altura de entrepisos iguales y diagrama de carga triangular. Se determina con el valor de \bar{K} y la ubicación del piso n en un edificio de m pisos.

Tabla 1 A

y_1 = Término de corrección debido a la variación de valores de las rigideces de las vigas tanto superiores como inferiores. Se obtiene en la tabla 2, entrando con el valor de \bar{K} y

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

Donde: K_1 y K_2 = rigideces de las vigas que concurren en la parte superior de la columna.

K_3 y K_4 = rigideces de las vigas que concurren en la parte inferior de la columna.

y_2 = Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente superior. Se obtiene en la tabla 3 entrando con los valores de \bar{K} y $\alpha_2 = \frac{h_u}{h}$; siendo:

h_u = Altura del piso inmediato superior al considerado.

h = Altura del piso considerado.

y_3 = Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente inferior. Se obtiene en la tabla 3, con los valores de \bar{K} y $\alpha_3 = \frac{h_L}{h}$ donde: h_L = altura del piso

inmediato inferior al considerado

h = Altura del piso considerado.

PUNTOS DE INFLEXIONPORTICO C

(entre ejes 6 y 7)

NIVEL	COLUMNA	y_0	y_1	y_2	y_3	y
7°	C-6, C-7	.08	.16	-	-	0.24
6°	C-6, C-7	.19	-	-	-	.19
5°	C-6, C-7	.29	-	-	-	.29
4°	C-6, C-7	.36	-	-	-	.36
3°	C-6, C-7	.54	-	-	-	.54
2°	C-6, C-7	.77	-	-	-	.77
1°	C-6, C-7	1.18	-	-	-	1.18

PORTICO 7

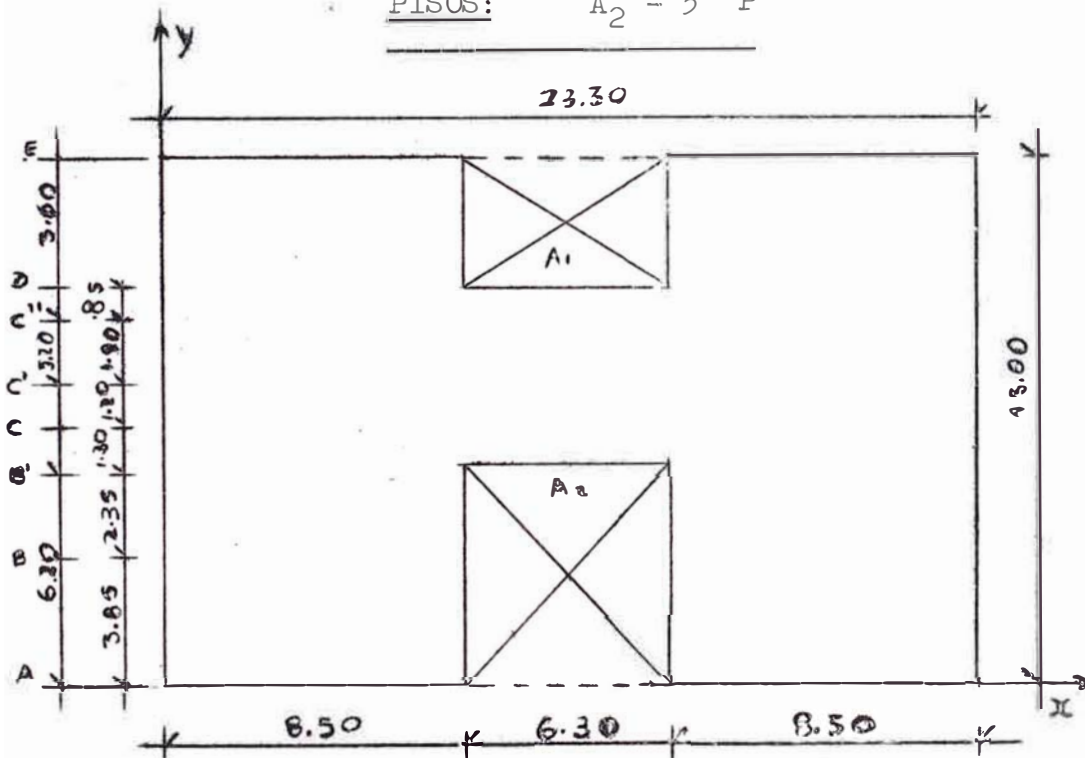
NIVEL	COLUMNA	y_0	y_1	y_2	y_3	y
7°	A-7	.17	-	-	-	.17
6°	A-7	.32	-	-	-	.32
5°	A-7	.37	-	-	-	.37
4°	A-7	.40	-	-	-	.40
3°	A-7	.50	-	-	-	.50
2°	A-7	.61	-	-	-	.61
1°	A-7	.91	-	-	-	.91
7°	B-7	.30	-	-	-	.30
6°	B-7	.40	-	-	-	.40
5°	B-7	.45	-	-	-	.45
4°	B-7	.45	-	-	-	.45
3°	B-7	.50	-	-	-	.50
2°	B-7	.55	-	-	-	.55
1°	B-7	.71	-	-	-	.71
7°	C-7	.30	-	-	-	.30
6°	C-7	.40	-	-	-	.40
5°	C-7	.45	-	-	-	.45
4°	C-7	.45	-	-	-	.45
3°	C-7	.50	-	-	-	.50
2°	C-7	.55	-	-	-	.55
1°	C-7	.71	-	-	-	.71

PORTICO 7

NIVEL	COLUMNA	y_0	y_1	y_2	y_3	y
7°	D-7	.30	-	-	-	.30
6°	D-7	.40	-	-	-	.40
5°	D-7	.45	-	-	-	.45
4°	D-7	.45	-	-	-	.45
3°	D-7	.50	-	-	-	.50
2°	D-7	.55	-	-	-	.55
1°	D-7	.71	-	-	-	.71
7°	E-7	.18	-	-	-	.18
6°	E-7	.33	-	-	-	.33
5°	E-7	.38	-	-	-	.38
4°	E-7	.41	-	-	-	.41
3°	E-7	.50	-	-	-	.50
2°	E-7	.59	-	-	-	.59
1°	E-7	.89	-	-	-	.89

DETERMINACION DEL CENTRO DE GRAVEDAD GEOMETRICO

PISOS: $A_2 - 3^{\circ} P$



El centro de gravedad geométrico se calcula por medio de las formulas :

$$\bar{x} = \frac{\sum(A \cdot x)}{\sum A} ; \quad \bar{y} = \frac{\sum(A \cdot \bar{y})}{\sum A}$$

Para este caso por haber simetría respecto a un eje paralelo al eje "y", \bar{x} valdrá

$$\bar{x} = \frac{23.30}{2} = 11.65 \text{ m.}$$

En cambio \bar{y} vale:

$$\bar{y} = \frac{A_T \cdot y - (A_1 \cdot y_1 + A_2 \cdot y_2)}{A_T - (A_1 + A_2)}$$

Siendo:

$$A_T = 23.30 \times 15 = 349.5 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 6.30 \times 3.60 = 22.68 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 6.30 \times 6.20 = 39.06 \text{ m}^2$$

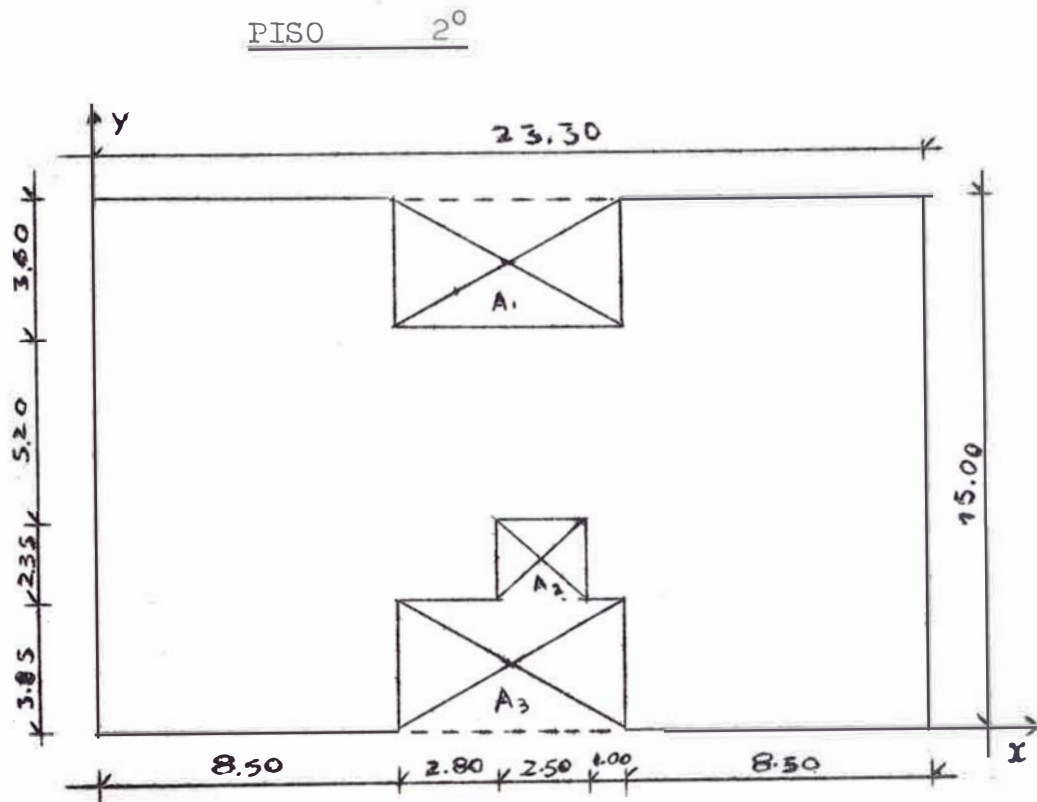
$$y = 15/2 = 7.5 \text{ m}$$

$$y_1 = 6.20 + 5.20 + 1.80 = 13.20$$

$$y_2 = \frac{6.20}{2} = 3.10 \text{ m}$$

$$\therefore \bar{y} = \frac{349.5 \times 7.5 - (22.68 \times 13.2 + 39.06 \times 3.10)}{349.5 - (22.68 + 39.06)}$$

$$\bar{y} = \frac{2620 - 299 - 121}{349.5 - 61.74} = \frac{2200}{287.76} = 7.64$$



$$\bar{x} = \frac{A_T \cdot \bar{x} - (A_1 x_1 + A_2 x_2 + A_3 x_3)}{A_T - (A_1 + A_2 + A_3)}$$

Siendo:

$$A_2 = 2.50 \times 2.35 = 5.875 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 6.30 \times 3.85 = 24.255 \text{ m}^2$$

$$x_1 = x_3 = x = 11.65$$

$$x_2 = 8.50 + 2.80 + 1.25 = 12.55 \text{ m}$$

$$\bar{x} = \frac{349.5 \times 11.65 - (22.68 \times 11.65 + 5.875 \times 12.55 + 24.255 \times 11.65)}{349.5 - (22.68 + 5.875 + 24.255)}$$

$$\bar{x} = \frac{11.65 (302.565) - 5.875 \times 12.55}{349.5 - 52.81} = \frac{3525 - 73.75}{349.50 - 52.81}$$

$$\bar{x} = 11.63 \text{ m}$$

\bar{y} = está dado por:

$$\bar{y} = \frac{A_T \cdot y - (A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3)}{A_T - (A_1 + A_2 + A_3)}$$

Siendo:

$$y = 7.5 \text{ m}$$

$$y_1 = 3.85 + 2.35 + 5.20 + 1.80 = 13.20$$

$$y_2 = 3.85 + 1.175 = 5.025$$

$$y_3 = 1.925$$

$$\therefore \bar{y} = \frac{349.5 \times 7.5 - (22.68 \times 13.20 + 5.875 \times 5.025 + 24.255 \times 1.925)}{349.5 - (22.68 + 5.875 + 24.255)}$$

$$\bar{y} = \frac{2550 - (299 + 29.5 + 46.75)}{296.69} = \frac{2550 - 375.25}{296.69} = \frac{2174.75}{296.69}$$

$$\bar{y} = 7.32$$

DETERMINACION DEL CENTRO DE CORTE

El centro de masas o de corte de un piso "i", es el centro de gravedad del piso considerado y de los pisos que estan por encima de el. Se calcula a base de los centros geométricos de gravedad de cada piso dados por sus coordenadas, antes halladas, \bar{x} e \bar{y} ; y por los pesos de cada piso, obtenidos del metrado de cargas para sismos.

El centro de gravedad geométrico de la azotea al 3er piso (pisos típicos) es el mismo y por lo tanto los centros de corte de estos pisos coincidirán con los centros de gravedad individuales de cada piso.

Para determinar el centro de corte del 2º piso si hay necesidad de aplicar las siguientes fórmulas:

coordenadas del centro de corte.

$$\bar{x}_G = \frac{\sum (W \bar{x})}{\sum W} \quad \bar{y}_G = \frac{\sum (W \bar{y})}{\sum W}$$

El cálculo se presenta en forma tabulada:

Piso	W (Tn)	$\sum W$	C. G. Geométrico		W \bar{x}	W \bar{y}	$\sum (W\bar{x})$	$\sum (W\bar{y})$	C. corte	
			\bar{x} (m)	\bar{y} (m)					\bar{x}_G	\bar{y}_G
A _z -3 ^o	2094.034	2094.034	11.65	7.64	24400	16000	24400	16000	11.65	7.54
2 ^o	388.707	2482.741	11.63	7.32	4530	2845	28930	18845	11.65	7.60

DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ

Centro de rigidez de un piso es el centro de gravedad de las rigideces de los elementos resistentes de la estructura, es decir, columnas y placas del piso, representadas las rigideces por los valores "D".

El centro de rigidez se calcula con las fórmulas:

$$\bar{y}_R = \frac{\sum (D_x) y}{\sum D_x} \quad \bar{x}_R = \frac{\sum (D_y) x}{\sum D_y}$$

Donde:

x, y son las coordenadas de los elementos respecto de los ejes considerados.

También calcularemos las inercias de rigidez del piso en conjunto, usando la misma tabulación.

Estas inercias de rigidez del piso se obtienen con:

$$I_x = \sum (D_x y^2) - \bar{y}_R^2 \sum D_x$$

$$I_y = \sum (D_y x^2) - \bar{x}_R^2 \sum D_y$$

Los valores de I_x e I_y se usan al hacer la corrección por torsión.

Piso	eje	D_x	y	$(D_x)y$	$(D_x)y^2$	eje	D_y	x	$(D_y)x$	$(D_y)x^2$
Azotea	A	.24	0	0	0	2	.544	2.00	1.09	2.18
Nivel:	B	.64	3.85	2.465	9.51	3	.544	6.65	3.62	24.10
18.20	C	.64	7.50	4.80	36.00	4'	.002	9.45	.0189	.179
	C'	.01	8.70	0.087	-757	4''	.004	10.20	.0408	.417
	C''	.25	10.60	2.64	28.0	4'''	.004	13.90	.0556	.777
	D	.64	11.40	7.30	83.2	6	.544	16.65	9.05	151.0
	E	.24	15.0	3.60	54.0	7	.544	21.30	11.60	247.0
		2.66		20.892	211.467		2.186		25.4753	425.653
		$\bar{y}_R = \frac{20.892}{2.66} = 7.85$ $I_x = 211.467 - 7.85^2 \times 2.66$ $I_x = 47.167$				$\bar{x}_R = \frac{25.475}{2.186} = 11.7$ $I_y = 425.653 - 11.7^2 \times 2.186$ $I_y = 125.653$				
7° Piso	A	.24	0	0	0	2	.544	2.00	1.09	2.18
Nivel:	B	.72	3.85	2.77	10.7	3	.544	6.65	3.62	24.1
	C	.74	7.50	5.55	46.7	4'	.031	9.45	0.293	2.77
	C'	.02	8.70	0.174	1.515	4''	.052	10.20	0.531	5.41
	C''	1.32	10.60	14.0	148.0	4'''	.052	13.90	0.724	10.10
	D	.72	11.40	8.2	93.4	6	.544	16.65	9.05	151.0
	E	.24	15.00	3.6	54.0	7	.544	21.30	11.60	247.0
		4.00		34.294	354.315		2.311		26.908	442.56
		$\bar{y}_R = \frac{34.294}{4.00} = 8.59$ $I_x = 354.315 - 8.59^2 \times 4.00$ $I_x = 58.315$				$\bar{x}_R = \frac{26.908}{2.311} = 11.65$ $I_y = 442.56 - 11.65^2 \times 2.311$ $I_y = 128.06$				

Piso	eje	D _x	y	(D _x)y	(D _x)y ²	eje	D _y	x	(D _y)x	(D _y)x ²
6 ^o Piso Nivel:	A	.24	0	0	0	2	.544	2.00	1.09	2.18
	B	.72	3.85	2.77	10.7	3	.544	6.65	3.62	24.10
	C	.74	7.50	5.55	46.7	4'	.091	9.45	0.86	8.12
	C'	.04	8.70	0.348	3.07	4''	.15	10.20	1.53	15.60
	C''	2.65	10.60	28.10	298.0	4'''	.15	13.90	2.08	28.90
	D	.72	11.40	8.20	93.4	6	.544	16.65	9.05	151.00
	E	.24	15.00	3.60	54.0	7	.544	21.30	11.60	247.00
			5.35		48.568	505.83		2.567		29.83
$\bar{y}_R = \frac{48.568}{5.35} = 9.09$ $I_x = 505.83 - 9.09^2 \times 5.35$ $I_x = 61.83$						$\bar{x}_R = \frac{29.83}{2.567} = 11.6$ $I_y = 476.90 - 11.6^2 \times 2.567$ $I_y = 130.90$				
5 ^o Piso Nivel:	A	.22	0	0	0	2	0.563	2.00	1.13	2.26
	B	.76	3.85	2.93	11.3	3	.563	6.65	3.75	24.90
	C	.76	7.50	5.70	42.7	4'	.175	9.45	1.65	15.60
	C'	.07	8.70	0.61	5.31	4''	.297	10.20	3.04	31.00
	C''	2.73	10.60	28.90	306	4'''	.297	13.90	4.13	57.50
	D	.76	11.40	8.65	98.8	6	.563	16.65	9.38	156
	E	.22	15.00	3.30	49.5	7	.563	21.30	12.00	256
			5.52		50.09	513.61		3.021		35.08
$\bar{y}_R = \frac{50.09}{5.52} = 9.08$ $I_x = 513.61 - 9.08^2 \times 5.52$ $I_x = 57.61$						$\bar{x}_R = \frac{35.08}{3.021} = 11.62$ $I_y = 543.26 - 11.62^2 \times 3.021$ $I_y = 133.26$				

Piso	Eje	D_x	y	$(D_x)y$	$(D_x)y^2$	eje	D_y	x	$(D_y)x$	$(D_y)^2 x^2$
4 ^o Piso Nivel	A	.22	0	0	0	2	.563	2.00	1.13	2.26
	B	.76	3.85	2.93	11.30	3	.563	6.65	3.75	24.90
	C	.76	7.50	5.70	42.70	4'	.342	9.45	3.23	30.6
	C'	.12	8.70	1.045	9.10	4''	.544	10.20	5.55	56.5
	C''	3.15	10.60	33.40	355	4'''	.544	13.90	7.57	105.0
	D	.76	11.40	8.65	98.8	6	.563	16.65	9.38	156
	E	.22	15.00	3.30	49.5	7	.563	21.30	12.0	256
		5.99		55.025	526.40		3.685		42.61	631.26
$\bar{y}_R = \frac{55.025}{5.99} = 9.19$ $I_{x'} = 526.40 - 9.19^2 \times 5.99$ $I_{x'} = 19.40$					$\bar{x}_R = \frac{42.61}{3.685} = 11.6$ $I_{y'} = 631.26 - 11.6^2 \times 3.685$ $I_{y'} = 137.26$					
3 ^{er} Piso Nivel:	A	.22	0	0	0	2	.563	2.00	1.13	2.26
	B	.76	3.85	2.93	11.30	3	.563	6.65	3.75	24.9
	C	.76	7.50	5.70	42.7	4'	.515	9.45	4.87	46.0
	C'	.22	8.70	1.91	16.6	4''	.892	10.20	9.08	92.5
	C''	3.96	10.60	42.0	445	4'''	.892	13.90	12.40	172
	D	.76	11.40	8.65	98.8	6	.563	16.65	9.38	156
	E	.22	15.00	3.30	49.5	7	.563	21.30	12.0	256
		6.90		64.49	663.9		4.551		52.61	749.66
$\bar{y}_R = \frac{64.49}{6.9} = 9.34$ $I_{x'} = 663.9 - 9.34^2 \times 6.90$ $I_{x'} = 61.9$					$\bar{x}_R = \frac{52.61}{4.551} = 11.6$ $I_{y'} = 749.66 - 11.6^2 \times 4.551$ $I_{y'} = 135.66$					

CALCULO DEL MOMENTO DE TORSION

Según el Proyecto de Normas Peruanas de Diseño antisísmico, el momento de torsión en cada entrepiso se determina con las siguientes fórmulas:

$$T_i = F_i (1.5 e_i + 0.05 b_x)$$

$$T_i = F_i (e_i - 0.05 b_x)$$

De éstas la más aplicable es la primera por lo que la usaremos.

En esta fórmula:

T_i = momento de torsión en el nivel i

F_i = fuerza horizontal en el nivel i (V_x , V_y)

e_i = excentricidad estática en el nivel i

b_x = Dimensión del edificio en dirección perpendicular a la que se está analizando.

Como consideramos actuando el sismo en 2 direcciones, vamos a llamar :

T_x = Momento de torsión, al entrar la fuerza sísmica en la dirección "x", usaremos V_x , e_y , b_y

T_y = momento de torsión, al entrar la fuerza sísmica en la dirección "y", usaremos, V_y , e_x , b_x .

Las excentricidades e_x , e_y en las direcciones de los ejes x e y , son las distancias entre los centros de gravedad (centros de corte) y los centros de rigidez por cada piso.

Las dimensiones b_x , b_y , valen:

$$b_x = 23.30$$

$$b_y = 15.00 \quad \text{Para todos los pisos.}$$

DIRECCION EJE " X "

Piso	V_x	\bar{y}_G	\bar{y}_R	e_y	b_y	T_x	I_x+I_y	$\frac{T_x}{I_x+I_y}$
A ₂	33.29	7.64	7.85	0.21	15	35.4	172.82	.204
7	63.09	7.64	8.59	0.95	15	127	186.375	.740
6	87.89	7.64	9.09	1.45	15	256	192.73	1.33
5	107.89	7.64	9.08	1.44	15	314	190.87	1.64
4	122.89	7.64	9.19	1.55	15	377	156.66	2.41
3	132.94	7.64	9.34	1.70	15	439	197.56	2.23
2	138.22	7.60	8.69	1.09	15	329	535.81	.614
1	138.22							

DIRECCION EJE " Y "

Piso	V_y	\bar{x}_G	\bar{x}_R	e_x	b_x	T_y	I_x+I_y	$\frac{T_y}{I_x+I_y}$
A ₂	31.09	11.65	11.70	0.05	23.30	38.8	172.82	.224
7	58.09	11.65	11.65	-	23.30	68.0	186.375	.366
6	80.59	11.65	11.60	0.05	23.30	100.5	192.73	.520
5	98.69	11.65	11.62	0.03	23.30	120	190.87	.628
4	112.29	11.65	11.60	0.05	23.30	139.5	156.66	.892
3	121.39	11.65	11.60	0.05	23.30	151	197.56	.765
2	126.15	11.65	11.70	0.05	23.30	157	535.81	.293

CORTANTE FINAL CORRECCION POR
TORSION SISMICA

$$V_f = \frac{V_x}{\sum D_x} \times D_x \pm \frac{T_x}{I_x + I_y} (D_x) y$$

Teniendo en estudio los porticos C y 7, hallaremos unicamente los valores V_f para dichos porticos, empezaremos por encon-

trar los V_f en cada eje y luego ya de cada elemento.

En la fórmula anterior:

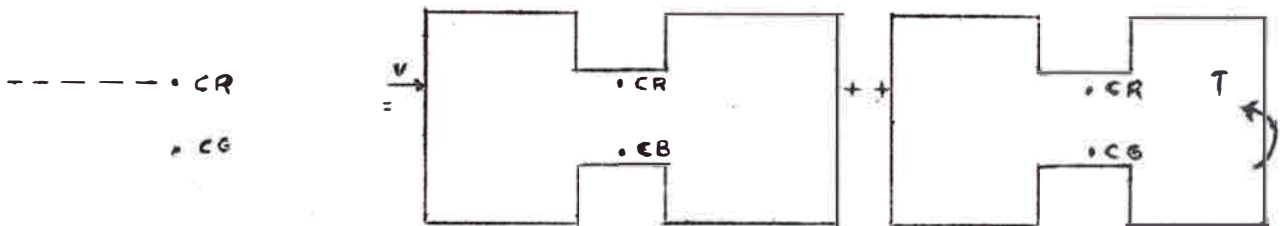
V_f = cortante final en cada eje.

$V_{x, y}$ = cortante que actúa en cada piso.

T = momento de torsión.

$\frac{T}{I_x + I_y}$ = factor hallado anteriormente.

y = coordenada del eje respecto a los nuevos ejes coordenados que pasan por el centro de rigidez.



Según el Proyecto de Normas Peruanas de D.A., la fuerza cortante actúa con una excentricidad e' igual a

$$e' = 1.5 e + 0.05 b_x$$

Al corregir los cortantes debido a torsión se tendrá que para algunos elementos situados en un eje determinado los cortantes serán aumentados por el efecto torsor y para otros elementos de un mismo eje la cortante disminuirá por el mismo efecto torsor, entonces para este caso de disminución de cortante no se tendrá en cuenta la corrección por torsión.

Por observación de la posición de la fuerza cortante actuante en un piso determinado y la ubicación de ejes más o

menos distantes de la línea de acción de dicha fuerza, se notará en que caso la torsión aumenta la fuerza cortante o la disminuye.

Para facilidad, entonces, asignaremos signo positivo para las coordenadas "y" al sector del cuadrante de las coordenadas que pasan por el centro de rigidez, donde actúa la fuerza cortante del piso y sólo se corregirá por torsión para los ejes que tengan "y" positivo, o sea que estén dentro de dicho sector.

Los cálculos los presentamos en la siguiente tabulación:

CALCULO DE V_f EN EJES				SENTIDO "X"			
Piso	Eje	D_x	y	$\frac{V_x D_x}{\Sigma D_x}$	$D_x (y)$	$\frac{T_x (D_x) y}{I_x + I_y}$	V_f
Azotea	C	.64	+0.35	.8.01	+.224	+.0457	8.056
	C'	.01	-0.85	.125	-.008	-.0016	0.125
	C''	.25	-2.75	3.13	-.687	-.140	3.13
7°	C	.74	+1.09	11.7	+.806	+.597	12.30
	C'	.02	-0.11	0.316	-.0022	-.00163	0.316
	C''	1.32	-2.01	20.8	-2.65	-1.96	20.80
6°	C	.74	+1.59	12.2	+1.18	+1.57	13.77
	C'	.04	+0.39	.658	+ .0156	+ .0208	0.681
	C''	2.65	-1.51	43.6	-4.00	-5.32	43.60
5°	C	.76	+1.58	14.8	+1.19	+1.95	16.75
	C'	.07	+0.38	1.37	+ .0266	+ .0435	1.414
	C''	2.73	-1.52	53.3	-4.15	-6.79	53.30
4°	C	.76	+1.69	15.6	+1.28	+3.09	18.69
	C'	.12	+0.49	2.46	+ .0588	+ .142	2.602
	C''	3.15	-1.41	64.7	-4.44	-10.7	64.70
3°	C	.76	+1.84	14.6	+1.58	+ 3.52	18.12
	C'	.22	+0.64	4.24	+ .141	+ .314	4.55
	C''	3.96	-1.26	76.4	-4.99	-11.1	76.40
2°	C	3.77	+1.19	17.9	+4.48	+ 2.74	20.64
	C'	.62	-0.01	2.95	- .00620	- .00380	2.95
	C''	10.50	-1.91	50.0	-20.1	-12.3	50.00

CALCULO DE V_f DIRECCION "Y"

Piso	Eje	D_y	x	$D_y x$	$\frac{V_y D_y}{\sum D_y}$	$\frac{T_y}{I_x + I_y} (D_y) x$	V_f
Azotea	4'	.002	+2.25	.00450	0.0285	+.00101	.030
	4"	.004	+1.50	.00600	0.0570	+.00134	.058
	4'''	.004			0.0570		.057
	7	.544			7.75		7.75
7°	4'	.031			.779		.779
	4"	.052			1.31		1.31
	4'''	.052			1.31		1.31
	7	.544			13.7		13.70
6°	4'	.091			2.86		2.86
	4"	.15			4.71		4.71
	4'''	.15			4.71		4.71
	7	.544			17.1		17.10
5°	4'	.175			5.72		5.72
	4"	.297			9.71		9.71
	4'''	.297			9.71		9.71
	7	.563			18.4		18.40
4°	4'	.342			10.4		10.40
	4"	.544			16.6		16.60
	4'''	.544			16.6		16.60
	7	.563			17.1		17.10
3°	4'	.515			13.7		13.70
	4"	.892			23.7		23.70
	4'''	.892			23.7		23.70
	7	.563			15.0		15.0
2°	4'	.895	+2.25	2.01	13.3	+.590	13.89
	4"	1.52	+1.50	2.28	22.5	+.669	23.17
	4'''	1.52			22.5		22.5
	7	1.181			17.5		17.5

CALCULO DE V_f EN CADA ELEMENTO

DIRECCION "X"

Piso	Eje	$V_{f\text{eje}}$	D eje	Col	D col	$\frac{Dcol}{Deje}$	$V_f \frac{Dcol}{Deje} = V_{f\text{col}}$
Azotea	C	8.056	.64	C - 6	.16	0.25	2.02
				C - 7	.16	0.25	2.02
7°	C	12.30	.74	C - 6	.19	0.257	3.16
				C - 7	.19	0.257	3.16
6°	C	13.77	.74	C - 6	.19	0.257	3.54
				C - 7	.19	0.257	3.54
5°	C	16.75	.76	C - 6	.19	0.250	4.18
				C - 7	.19	0.250	4.18
4°	C	18.69	.76	C - 6	.19	0.25	4.63
				C - 7	.19	0.25	4.63
3°	C	18.12	.76	C - 6	.19	0.25	4.53
				C - 7	.19	0.25	4.53
2°	C	20.64	3.77	C - 6	.99	0.263	5.43
				C - 7	.99	0.263	5.43

CALCULO DE V_f EN CADA ELEMENTO

DIRECCION "y"

Piso	Eje	$V_{f\text{eje}}$	D eje	Col	D col	$\frac{Dcol}{Deje}$	$V_f \frac{Dcol}{Deje} = V_{f\text{col}}$
Azotea	7	7.75	.544	A - 7	.074	0.136	1.055
				B - 7	.131	0.241	1.87
				C - 7	.129	0.237	1.84
				D - 7	.131	0.241	1.87
				E - 7	.079	0.145	1.125
7°	7	13.70	.544	A - 7	.074	0.136	1.86
				B - 7	.131	0.241	3.30
				C - 7	.129	0.237	3.24
				D - 7	.131	0.241	3.30
				E - 7	.079	0.145	1.985
6°	7	17.10	.544	A - 7	.074	0.136	2.32
				B - 7	.131	0.241	4.12
				C - 7	.129	0.237	4.05
				D - 7	.131	0.241	4.12
				E - 7	.079	0.145	2.48

CALCULO DE V_f EN CADA ELEMENTO DIRECCION "y"

(continuación)

Piso	Eje	V_f eje	D eje	col	D col	$\frac{D \text{ col}}{D \text{ eje}}$	$V_f \frac{D \text{ col} = V_f \text{ col}}{D \text{ eje}}$
5°	7	18.40	.563	A - 7	.075	0.133	2.44
				B - 7	.136	0.242	4.45
				C - 7	.134	0.238	4.37
				D - 7	.137	0.243	4.47
				E - 7	.081	0.144	2.65
4°	7	17.10	.563	A - 7	.075	0.133	2.28
				B - 7	.136	0.242	4.14
				C - 7	.134	0.238	4.07
				D - 7	.137	0.243	4.16
				E - 7	.081	0.144	2.46
3°		15.0	.563	A - 7	.075	0.133	1.99
				B - 7	.136	0.242	3.67
				C - 7	.134	0.238	3.56
				D - 7	.137	0.243	3.64
				E - 7	.081	0.144	2.16
2°	7	17.50	1.18	A - 7	.209	0.177	3.10
				B - 7	.254	0.215	3.76
				C - 7	.252	0.214	3.74
				D - 7	.254	0.215	3.76
				E - 7	.212	0.180	3.15

MOMENTOS EN COLUMNAS Y VIGAS

Los momentos de flexión en las columnas se calculan por medio de las siguientes fórmulas :

Momento en la cabeza de la columna (momento superior)

$$M_S = V_f h (1 - y)$$

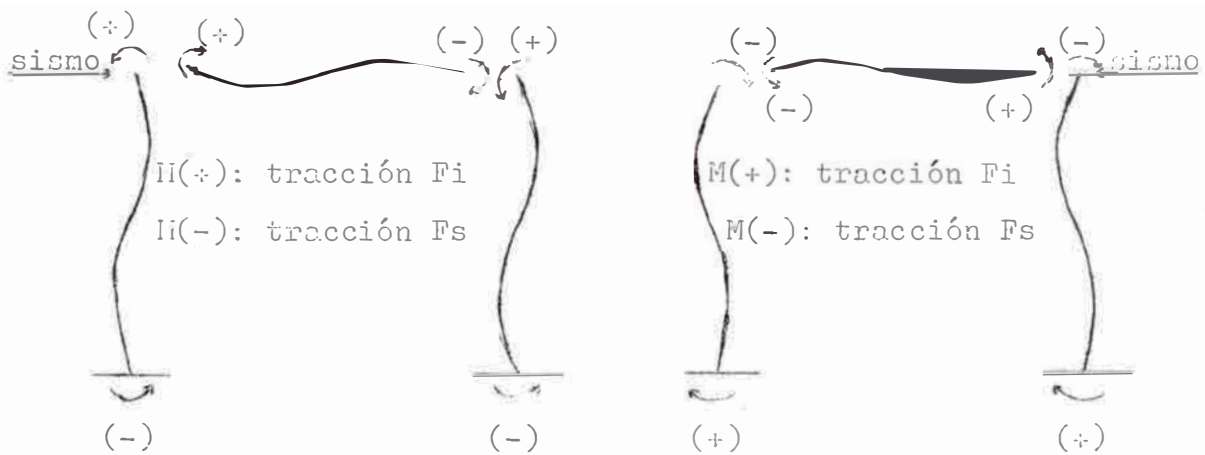
Momento al pie de la columna (momento inferior)

$$M_i = V_f \quad h y$$

Siendo:

y = distancia de la parte inferior de la columna al punto de inflexión.

CONVENCION DE SIGNOS



Para los signos de columnas miramos la estructura de derecha a izquierda.

PORTICO "C"

Piso	Columna	V_f (Tn)	h(m)	y	1-y	M_S (Tn-m)	M_i (Tn-m)
7°	C - 6	2.02	2.60	0.24	0.76	3.98	1.26
	C - 7	2.02	2.60	0.24	0.76	3.98	1.26
6°	C - 6	3.16	2.60	0.19	0.81	6.65	1.56
	C - 7	3.16	2.60	0.19	0.81	6.65	1.56
5°	C - 6	3.54	2.60	0.29	0.71	6.52	2.66
	C - 7	3.54	2.60	0.29	0.71	6.52	2.66
4°	C - 6	4.18	2.60	0.36	0.64	6.95	3.92
	C - 7	4.18	2.60	0.36	0.64	6.95	3.92

PORTICO " C "

Piso	Columna	V_f (Tn)	h(m)	y	1-y	M_S (Tn-m)	M_i (Tn-m)
3°	C - 6	4.63	2.60	0.54	0.46	5.53	6.50
	C - 7	4.63	2.60	0.54	0.46	5.53	6.50
2°	C - 6	4.53	2.60	0.77	0.23	2.71	9.06
	C - 7	4.53	2.60	0.77	0.23	2.71	9.06
1°	C - 6	5.43	2.60	1.18	-0.18	-2.54	16.7
	C - 7	5.34	2.60	1.18	-0.18	-2.54	16.7

PORTICO " 7 "

Piso	Columna	V_f (Tn)	h(m)	y	1-y	M_S (Tn-m)	M_i (Tn-m)
7°	A - 7	1.06	2.60	.17	0.83	2.28	0.467
	B - 7	1.87	2.60	.30	0.70	3.41	1.46
	C - 7	1.84	2.60	.30	0.70	3.34	1.44
	D - 7	1.87	2.60	.30	0.70	3.40	1.46
	E - 7	1.13	2.60	.18	0.82	2.41	0.530
6°	A - 7	1.86	2.60	.32	0.68	3.29	1.55
	B - 7	3.30	2.60	.40	0.60	5.13	3.43
	C - 7	3.24	2.60	.40	0.60	5.04	3.37
	D - 7	3.30	2.60	.40	0.60	5.13	3.43
	E - 7	1.99	2.60	.33	0.67	3.46	1.71
5°	A - 7	2.32	2.60	.37	0.63	3.80	2.23
	B - 7	4.12	2.60	.45	0.55	5.90	4.81
	C - 7	4.05	2.60	.45	0.55	5.79	4.74
	D - 7	4.12	2.60	.45	0.55	5.90	4.81
	E - 7	2.48	2.60	.38	0.62	4.00	2.45
4°	A - 7	2.44	2.60	.40	0.60	3.81	2.54
	B - 7	4.45	2.60	.45	0.55	6.35	5.20
	C - 7	4.37	2.60	.45	0.55	6.25	5.12
	D - 7	4.47	2.60	.45	0.55	6.37	5.23
	E - 7	2.65	2.60	.41	0.59	4.06	2.82

PORTICO " 7 "

Piso	Columna	V_f (Tn)	h(m)	y	1-y	M_s (Tn-m)	M_i (Tn-m)
3°	A - 7	2.28	2.60	.50	0.50	2.97	2.96
	B - 7	4.14	2.60	.50	0.50	5.37	5.37
	C - 7	4.07	2.60	.50	0.50	5.28	5.28
	D - 7	4.16	2.60	.50	0.50	5.40	5.41
	E - 7	2.46	2.60	.50	0.50	3.19	3.19
2°	A - 7	1.99	2.60	.61	0.39	2.02	3.16
	B - 7	3.62	2.60	.55	0.45	4.24	5.17
	C - 7	3.56	2.60	.55	0.45	4.16	5.09
	D - 7	3.64	2.60	.55	0.45	4.25	5.20
	E - 7	2.16	2.60	.59	0.41	2.30	3.30
1°	A - 7	3.10	2.60	.91	0.09	0.725	7.30
	B - 7	3.76	2.60	.71	0.29	2.84	6.94
	C - 7	3.74	2.60	.71	0.29	2.82	6.90
	D - 7	3.76	2.60	.71	0.29	2.84	6.94
	E - 7	3.15	2.60	.89	0.11	0.901	7.27

MOMENTOS DE FLEXION EN LAS VIGAS






Los momentos en los extremos de las vigas se determinan distribuyendo los momentos de cada nudo a las vigas correspondientes, proporcionalmente a sus rigideces, o sea multiplicado por sus coeficientes de repartición.

La fuerza de corte en una viga se determina sumando los momentos extremos y dividiendo por su longitud, este valor no servirá para determinar la fuerza axial en las columnas.

	$M = 3.98$	$M=3.98$	
280	$M=3.98$ $V=2.02$ $N=1.71$ $M = 7.91$	$V=1.71$ $M=7.91$	$M = 3.98$ $V = 2.02$ $N = 1.71$ $M = 1.26$
280	$M=6.65$ $V=3.16$ $N=5.11$ $M = 8.08$	$V=3.40$ $M=8.08$	$M = 6.65$ $V = 3.16$ $N = 5.11$ $M = 1.56$
280	$M=6.52$ $V=3.54$ $N=8.59$ $M = 9.61$	$V=3.48$ $M=9.61$	$M = 6.52$ $V = 3.54$ $N = 8.59$ $M = 2.66$
280	$M=6.95$ $V=4.18$ $N=12.71$ $M = 9.45$	$V=4.12$ $M=9.45$	$M = 6.95$ $V = 4.18$ $N = 12.71$ $M = 3.92$
280	$M=5.53$ $V=4.63$ $N=16.77$ $M = 9.21$	$V = 4.06$ $M=9.21$	$M = 5.53$ $V = 4.63$ $N = 16.77$ $M = 6.50$
280	$M=2.71$ $V=4.53$ $N=20.73$ $M = 6.52$	$V = 3.96$ $M=6.52$	$M = 2.71$ $V = 4.53$ $N = 20.73$ $M = 9.06$
280	$M=2.54$ $V=5.43$ $N=23.53$ $M=16.7$	$V = 2.80$ 	$M = 2.54$ $V = 5.43$ $N = 23.53$ $M = 16.7$
	(6)	(7)	

4.65 m.

$M=2.28$ $M=1.69$ $M=1.72$ $M=1.72$ $M=1.62$ $M=1.60$ $M=1.80$ $M=2.41$

$V=1.06$ $M=2.28$ $V=1.06$ $N=1.06$ $M=3.76$ $M=3.26$ $M=0.47$	$V=0.968$ $M=3.41$ $V=1.87$ $N=0.09$ $M=3.33$ $M=3.34$ $M=1.46$	$V=0.825$ $M=3.34$ $N=1.84$ $N=0.14$ $M=3.14$ $M=3.11$ $M=1.44$	$V=1.21$ $M=3.40$ $V=1.87$ $N=0.38$ $M=3.48$ $M=3.99$ $M=1.46$	$V=1.21$ $M=2.41$ $V=1.13$ $N=1.21$ $M=0.53$
$V=1.88$ $M=3.29$ $V=1.86$ $N=2.94$ $M=5.35$ $M=4.61$ $M=1.55$	$V=1.83$ $M=5.13$ $V=3.30$ $N=0.14$ $M=4.72$ $M=4.7$ $M=3.43$	$V=1.60$ $M=5.04$ $V=3.24$ $N=0.37$ $M=4.44$ $M=4.44$ $M=3.37$	$V=2.15$ $M=5.13$ $V=3.30$ $N=0.93$ $M=4.40$ $M=4.93$ $M=5.7$ $M=3.43$ $M=1.71$	$V=2.15$ $M=3.46$ $V=1.99$ $N=3.36$ $M=1.71$
$V=2.68$ $M=3.80$ $V=2.32$ $N=5.62$ $M=6.04$ $M=5.50$ $M=2.2$	$V=2.59$ $M=5.90$ $V=4.12$ $N=0.23$ $M=5.66$ $M=5.6$ $M=4.81$	$V=2.26$ $M=5.79$ $V=4.05$ $N=0.70$ $M=5.33$ $M=5.27$ $M=4.74$	$V=3.06$ $M=5.90$ $V=4.12$ $N=1.73$ $M=5.91$ $M=6.54$ $M=4.81$ $M=2.45$	$V=3.06$ $M=4.00$ $V=2.48$ $N=6.42$ $M=2.45$
$V=3.10$ $M=3.81$ $V=2.44$ $N=8.72$ $M=5.51$ $M=5.21$ $M=2.54$	$V=3.10$ $M=6.35$ $V=4.45$ $N=0.23$ $M=5.36$ $M=5.36$ $M=5.20$	$V=2.72$ $M=6.25$ $V=4.37$ $N=1.08$ $M=5.14$ $M=5.01$ $M=5.12$	$V=3.57$ $M=6.37$ $V=4.47$ $N=2.58$ $M=5.62$ $M=6.01$ $M=5.23$ $M=2.82$	$V=3.57$ $M=4.6$ $V=2.65$ $N=9.99$ $M=2.82$
$V=2.88$ $M=2.97$ $V=2.28$ $N=11.60$ $M=4.98$ $M=4.75$ $M=2.96$	$V=2.94$ $M=5.37$ $V=4.14$ $N=0.17$ $M=4.86$ $M=4.8$ $M=5.37$	$V=2.60$ $M=5.20$ $V=4.07$ $N=1.42$ $M=4.57$ $M=4.56$ $M=5.28$	$V=3.34$ $M=5.40$ $V=4.16$ $N=3.32$ $M=5.10$ $M=5.3$ $M=5.41$ $M=3.19$	$V=3.34$ $M=3.15$ $V=2.46$ $N=13.33$ $M=3.19$
$V=2.61$ $M=2.02$ $V=1.99$ $N=14.21$ $M=3.89$ $M=3.96$ $M=3.16$	$V=2.67$ $M=4.24$ $V=3.62$ $N=0.11$ $M=4.05$ $M=4.0$ $M=5.17$	$V=2.34$ $M=4.16$ $V=3.56$ $N=1.75$ $M=3.83$ $M=3.79$ $M=5.09$	$V=3.02$ $M=4.25$ $V=3.64$ $N=4.00$ $M=4.25$ $M=4.20$ $M=5.20$ $M=3.30$	$V=3.02$ $M=2.30$ $V=2.16$ $N=16.35$ $M=3.30$
$V=2.10$ $M=0.73$ $V=3.10$ $N=16.31$ $M=7.30$	$V=2.22$ $M=2.84$ $V=3.76$ $N=0.01$ $M=6.94$	$V=1.95$ $M=2.82$ $V=3.74$ $N=2.02$ $M=6.90$	$V=2.42$ $M=2.84$ $V=3.76$ $N=4.47$ $M=6.94$	$V=2.42$ $M=0.90$ $V=3.15$ $N=13.77$ $M=7.27$
 A) 3.73	 (B) 3.65	 (C) 3.90	 (D) 3.48	 (E)

CORRECCION POR GRADO DE EMPOTRAMIENTO DE LA
CIMENTACION

Esta corrección se hace por que la cimentación no ofrece las condiciones necesarias para un empotramiento perfecto, tal como se ha sumido en nuestro caso.

Podemos tomar

$$\bar{K} = \frac{K_B}{K_C} \quad \text{puesto que tenemos } f=3 \text{ Kg/cm}^2$$

El factor de corrección es

$$C_F = (1 + 3 \bar{K}) - \sqrt{(1 + 3 \bar{K})^2 - 3 \bar{K}}$$

Si M_S = momento en la cabeza de la columna
 M_i = momento en la base de la columna.

Los momentos corregidos son:

$$M'_S = M_S + C_F M_S = (1 + C_F) M_S$$

$$M'_i = M_i - C_F M_i = (1 - C_F) M_i$$

TABULANDO TENEMOS:

Columna	\bar{K}	C_F	M_S	M_i	M'_S	M'_i
C-6, C-7	0.14	0.41	-2.54	16.7	-3.58	9.85
A - 7	0.29	0.29	0.73	7.30	0.940	5.18
B - 7	0.58	0.19	2.84	6.94	3.38	5.61
C - 7	0.57	0.19	2.82	6.90	3.36	5.58
D - 7	0.59	0.18	2.84	6.94	3.35	5.68
E - 7	0.31	0.28	0.90	7.27	1.15	5.24

A L I G E R A D O S

En el análisis de aligerados para obtener las máximas momentos positivos y negativos así como cortes, emplearemos 2 métodos:

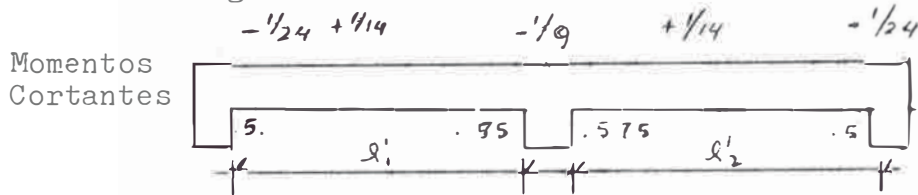
MÉTODO DE COEFICIENTES DEL ACI (Reglamento ACI, sección 904 - C)

Usaremos este método en todos los casos en que se cumplan las exigencias del citado artículo, que son las siguientes:

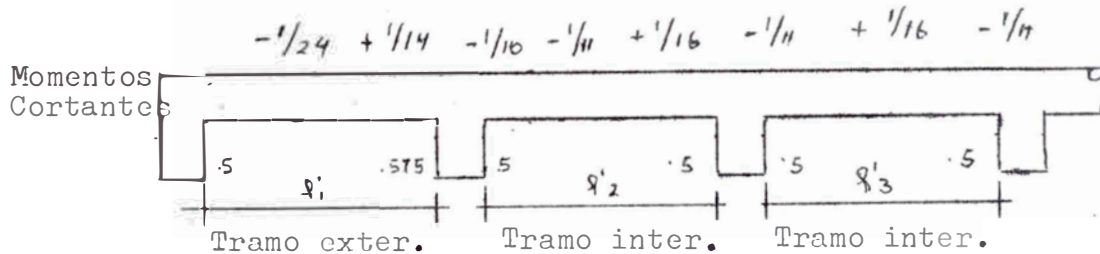
- a) En el caso de dos o más tramos aproximadamente iguales, (el mayor de dos tramos adyacentes no excederá al menor en más de . 20%
- b) Las cargas unitarias deberán ser uniformemente distribuidas.
- c) La carga viva unitaria no deberá exceder tres veces la carga muerta unitaria.

Los coeficientes para momentos y fuerzas cortantes son:

Losas o vigas de dos tramos.



Losas o vigas de varios tramos.



MÉTODO DE HARDY CROSS

Usaremos este método en los casos en que no se cumplan las condiciones anteriormente expuestas.

En ambos métodos usaremos las cargas de diseño a la rotura

$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

ALIGERADOS DE LA AZOTEA

ALIGERADO PISO AZOTEA TIPO 1 (AL. PA. -1)

Solución por coeficientes del código ACI

Metro de cargas:

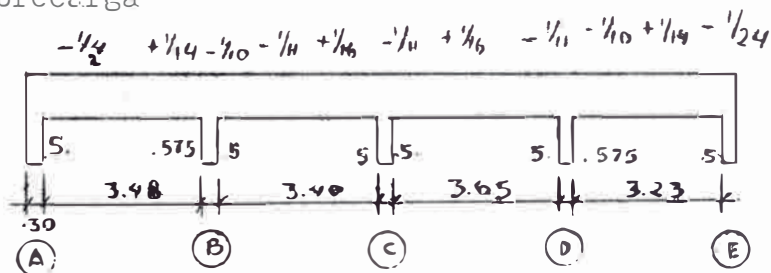
a) Cargas permanentes:

- Peso propio aligerado ($t = 0.25$ m.) = 350
 - Peso piso acabado (cubertura y cielo raso) = 100
- $D = 450 \text{ Kg/m}^2$

b) Cargas vivas :

Sobrecarga

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



La carga para diseño a la rotura es:

$$U = 1.5 \times 4.50 + 1.8 \times 100 = 675 + 180 = 855 \text{ Kg / m}^2$$

Como en metro (1m.) de ancho hay 2.5 viguetas, la carga por vigueta es:

$$W_u = \frac{855}{2.5} = 342 \text{ Kg/ml}$$

Los momentos máximos positivos y negativos son :

$$M_A(-) = -1/24 \times 342 (3.48)^2 = -172.5 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{AB}^{\downarrow} = +1/14 \times 342 (3.48)^2 = +297 \text{ Kg-m.}$$

$$M_B = -1/10 \times 342 \left(\frac{3.48 + 3.40}{2} \right)^2 = -405 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{BC} = +1/16 \times 342 (3.40)^2 = +248 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = -1/11 \times 342 \left(\frac{3.40 + 3.65}{2} \right)^2 = -386 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{CD} = +1/16 \times 342 (3.65)^2 = +285 \text{ Kg-m.}$$

$$M_D = -1/10 \times 342 \left(\frac{3.65 + 3.23}{2} \right)^2 = -405 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{DE} = +1/14 \times 342 (3.23)^2 = +254 \text{ Kg-m.}$$

$$M_E = -1/24 \times 342 (3.23)^2 = -148 \text{ Kg-m.}$$

ESFUERZOS CORTANTES

$$V_A = .5 \times 342 \times 3.48 = 594 \text{ Kg.}$$

$$V_B \text{ (Tramo A-B)} = 5.75 \times 342 \times 3.48 = 684 \text{ Kg.}$$

$$V_B \text{ (Tramo B-C)} = .5 \times 342 \times 3.40 = 580 \text{ Kg.}$$

$$V_C \text{ (Tramo B-C)} = .5 \times 342 \times 3.40 = 580 \text{ Kg.}$$

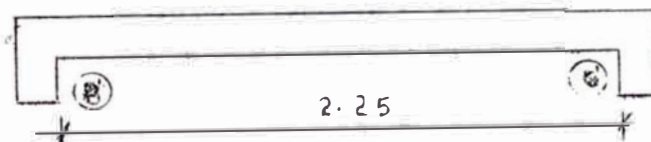
$$V_C \text{ (Tramo C-D)} = .5 \times 342 \times 3.65 = 623 \text{ Kg.}$$

$$V_D \text{ (Tramo C-D)} = .5 \times 342 \times 3.65 = 623 \text{ Kg.}$$

$$V_D \text{ (Tramo D-E)} = .575 \times 342 \times 3.23 = 635 \text{ Kg.}$$

$$V_E = .5 \times 342 \times 3.23 = 551 \text{ Kg.}$$

ALIGERADO (AL - PA-2) Metodo por coeficiente del ACI



del metrado de cargas :

$$W_u = 342 \text{ Kg./ml por vigueta}$$

momentos :

$$M_{B'} = M_{C'} = - 1/24 \times 342 \times (2.25)^2 = 72.5 \text{ Kg-m}$$

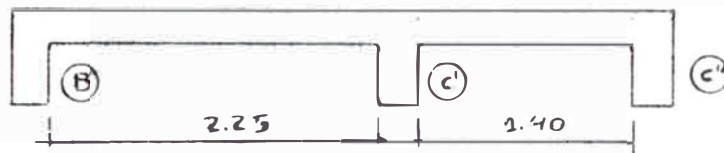
$$M_{C''} = + \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{24} \right) \times 342 \times (2.25)^2 = 1/12 \times 342 \times 2.25^2 = 145 \text{ Kg.}$$

Cortantes :

$$V_{B'} = V_{C'} = .5 W_u l = .5 \times 342 \times 2.25 = 384 \text{ Kg.}$$

ALIGERADO (AL - PA - 3)

Método de Cross



$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

$$342 = 270 + 72$$

Haremos, para simplificar, 2 cross, de la manera siguiente:

1^{er} Cross : $W = 100 \text{ Kg/ml}$ en el tramo B'-C'

B'		C'		C''
2.50		1.65		
$K_1 = I/l_1 = 1$		$K_2 = I/l_2 = 1.52$ coeficiente de repart,		
		$\frac{K_2 X}{K_1 X}$		
1	.396	.603		
+52.1	-52.1	0		0
+ 10.3	+20.6	+ 31.4		+15.7
<u>-62.4</u>	<u>-31.2</u>	- 7.85		<u>-15.7</u>
+ 7.75	+15.5	+ 23.55		+11.77
<u>- 7.75</u>	- 3.87	- 5.88		<u>-11.77</u>
+ 1.93	+ 3.87	+ 5.90		+ 2.95
<u>- 1.93</u>	- 0.97	- 4.47		<u>- 2.95</u>
+ 0.48	+ 0.97	+ 1.47		+ 0.73
<u>- 0.48</u>	- 0.24	- 0.37		<u>- 0.73</u>
+ 0.12	+ 0.24	+ 0.37		+ 0.18
<u>- 0.12</u>	- 0.06	- 0.09		<u>+ 0.18</u>
	+ 0.06	+ 0.09		
0	-47.2	+47.12		0

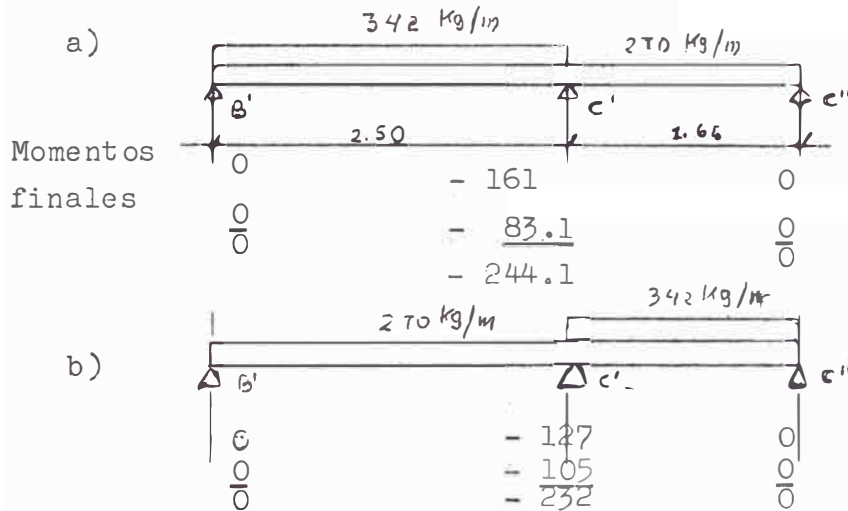
2° Cross W 100 Kg/ml en el Tramo C' - C''

1	.396	.603	1
0	0	+52.1	-52.1
-10.3	-20.5	-31.4	-15.7
<u>+10.3</u>	+ 5.3	+33.9	<u>+67.8</u>
-7.75	-15.5	-23.7	-11.8
<u>+7.75</u>	+ 3.87	+ 5.9	<u>+11.3</u>
-1.93	- 3.87	- 5.9	- 2.95
<u>+1.93</u>	+ 0.97	+ 1.47	<u>+ 2.95</u>
-0.482	- 0.965	- 1.475	- 0.737
<u>+0.482</u>	+ 0.241	+ 0.368	<u>+ 0.737</u>
	<u>+ 0.241</u>	<u>- 0.368</u>	
0	-30.8	+30.9	0

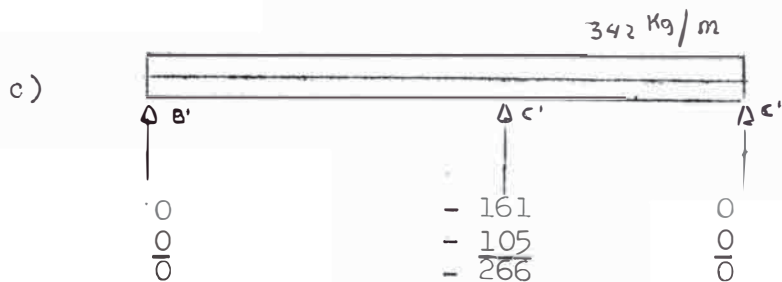
Las combinaciones de cargas son:

Para máximos momentos positivos:

Por superposición de momentos obtenemos los valores siguientes:



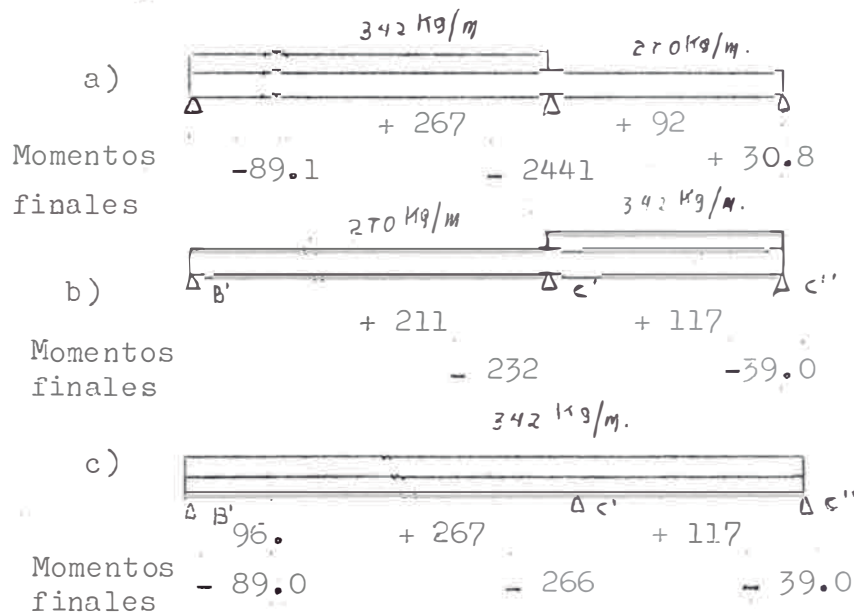
Para máx momentos negativos:



La envolvente se obtiene por superposición de los casos a, b, y c.

Como los apoyos no son exactamente simplemente apoyados sino que tienen algún empotramiento, o sea que la viga absorbe parte del momento, se usa generalmente el coeficiente $-1/24$ para dichos apoyos con la carga correspondiente a cada caso, de trazar la envolvente después de incluir estos valores.

Los resultados finales de las combinaciones de cargas son :

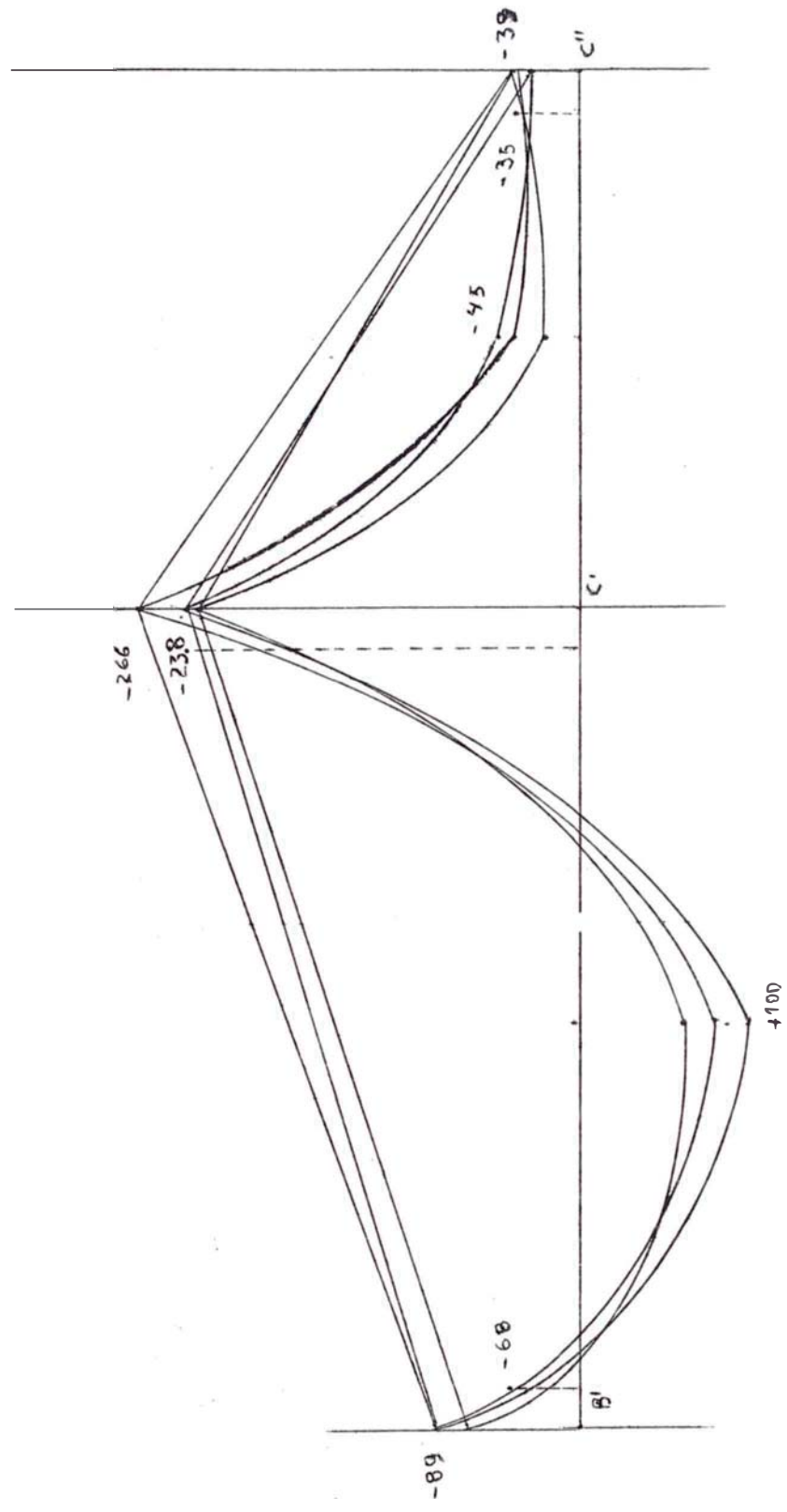


Nota Los momentos colocados al E son los momentos isostaticos correspondientes calculados por $M = 1/8 Wl^2$

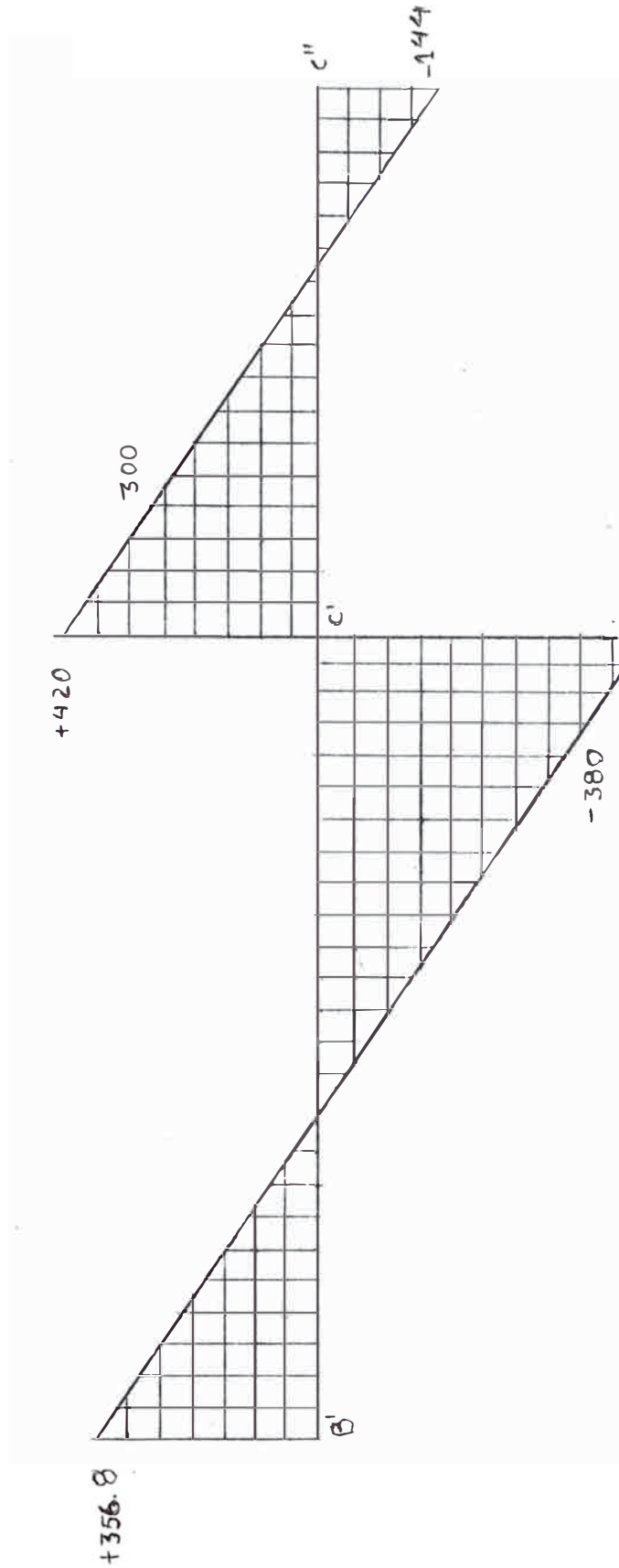
ENVELOVENTE DE ESFUERZOS CORTANTES

Por haber unicamente cargas repartidas, se trazara la envolvente directamente usando la envolvente de momentos flectores, para el efecto se dibuja primero los diagramas isostaticos con la condición de carga más desfavorable correspondiente a cada tramo y luego se corrige por la acción de los momentos flectores.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS PARA EL
(AL PA 3)



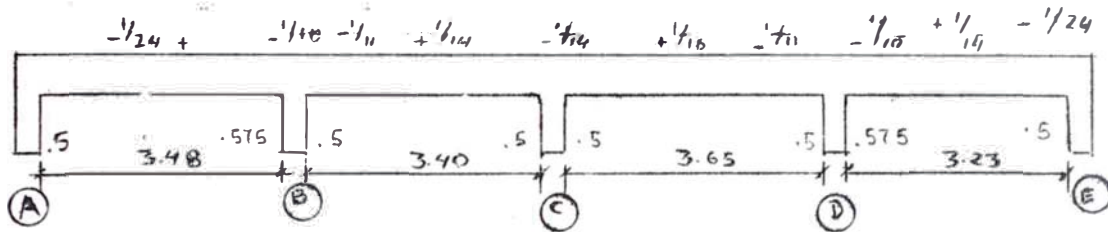
ENVOLVENTE DE ESFUERZOS CORTANTES
(AL - PA - 3)



ALIGERADOS DEL PISO TIPICO

ALIGERADO (AL - PT- 1)

(Método por coeficientes)



Distribución de cargas:

a) Cargas Permanentes

Peso propio aligerado	= 350
Acabado	= 100
D=	450

b) Cargas Vivas

Sobrecarga	← L= 200
------------	----------

$$\therefore U = 1.5 \times 450 + 1.8 \times 200 = 675 + 360 = 1035 \text{ Kg/m}^2$$

La carga por vigueta es:

$$W_u = \frac{1035}{2.5} = 414 \text{ Kg/ml}$$

Los momentos máximos son:

$$M_A = -1/24 \times 414 \times 3.48^2 = -159 \text{ Kg-m}$$

$$M_{AB} = +1/14 \times 414 \times 3.48^2 = +272 \text{ Kg-m}$$

$$M_B = -1/10 \times 414 \times \left(\frac{3.48 + 3.40}{2} \right)^2 = -490 \text{ Kg-m}$$

$$M_{BC} = +1/14 \times 414 \times 3.40^2 = 343 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = -1/11 \times 414 \times \left(\frac{3.40 + 3.65}{2} \right)^2 = -466 \text{ Kg-m}$$

$$M_{CD} = +1/16 \times 414 \times 3.65^2 = 346 \text{ Kg-m}$$

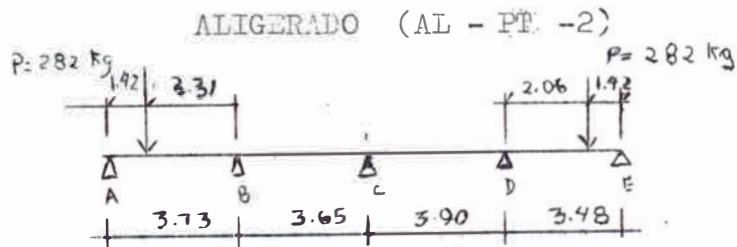
$$M_D = -1/10 \times 414 \times \left(\frac{3.65 + 3.23}{2} \right)^2 = 489 \text{ Kg-m}$$

$$M_{DE} = +1/14 \times 414 \times 3.23^2 = +308 \text{ Kg-m}$$

$$M_E = -1/24 \times 414 \times 3.23^2 = -180 \text{ Kg-m}$$

Esfuerzos Cortantes

$$\begin{aligned}
 V_A &= .5 \times 414 \times 3.48 = 720 \\
 V_B \text{ (Tramo A-B)} &= .575 \times 414 \times 3.48 = 830 \\
 V_B \text{ (Tramo B-C)} &= .5 \times 414 \times 3.40 = 705 \\
 V_C \text{ (Tramo B-C)} &= .5 \times 414 \times 3.40 = 705 \\
 V_C \text{ (Tramo C-D)} &= .5 \times 414 \times 3.65 = 735 \\
 V_D \text{ (Tramo C-D)} &= .5 \times 414 \times 3.65 = 735 \\
 V_D \text{ (Tramo D-E)} &= .575 \times 414 \times 3.23 = 770 \\
 V_E &= .5 \times 414 \times 3.23 = 668
 \end{aligned}$$

INERCIAS POR CROSS

$$U = 1.5 D + 1.8 L$$

$$414 = 270 + 144$$

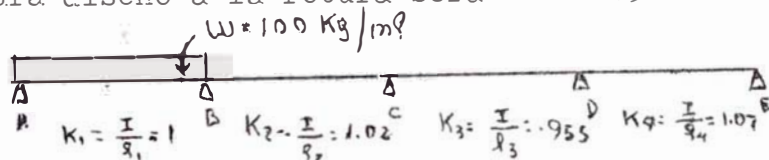
Hacemos 4 cross para cargas uniformemente distribuidas de valor $W = 100 \text{ Kg/ml.}$ y un cross para carga concentrada.

Valor de la carga concentrada P

$$P = 200 \times 2.35 \times 1 = 470 \text{ Kg.}$$

$$\text{Por vigueta ser\u00e1 entonces : } \frac{470}{2.5} = 188 \text{ Kg.}$$

Para dise\u00f1o a la rotura ser\u00e1 $P_u = 1.5 \times 188 = 282 \text{ Kg.}$

1er Cross tramo cargado A-B

Los coeficientes de Reperti\u00f3n son $C = \frac{K_{ix}}{\sum K_{ix}}$

1 ^{er.} Cross		B	C	D	E		
1	.495	.505	.516	.484	.471	.529	1
+116	-116	0	0	0	0	0	0
+ 28.65	+	<u>+58.4</u>	+29.2				
<u>-144.65</u>	-72.32	-7.55	-1.1	-14.1	-7.05		
+19.8	+ .6	+40.4	+20.2	+1.66	+ .2	+ <u>.73</u>	+1.86
<u>-19.8</u>	- 9.9	-5.65	-11.0	-10.6	-5.28	-0.93	<u>-1.86</u>
+ 3.85	+	+.8	+ 3.92	+ 1.46	+2.2	+ <u>.29</u>	+1.64
<u>- 3.85</u>	- 1.92	-1.39	- 2.8	- 2.60	-1.30	-0.82	<u>-1.64</u>
+ 0.81	+ 1.6	+ 1.68	+ 0.84	+ 0.5	+1.00	+1.12	+0.56
<u>- 0.81</u>	-		-0.62	-.648			<u>-0.56</u>
0	- 93.91	+93.74	+24.29	-24.29	-6.39	+6.39	.0

2^o Cross. (Tramo Cargado B-C) $w = 100 \text{ Kg/m}^2$

A	B	C	D	E			
1	.495	.505	.516	.484	.471	.529	1
0	0	+111	-111	0	0	0	0
<u>-27.5</u>	<u>-55</u>	<u>-56.0</u>	-28				
<u>+27.5</u>	+13.75	+35.85	<u>+71.7</u>	<u>+67.3</u>	+33.65		
-12.3	<u>-24.6</u>	<u>-25</u>	-12.5	- 7.95	-15.9	<u>-17.75</u>	-8.87
<u>+12.3</u>	+ 6.15	+ 5.27	<u>+10.55</u>	<u>+ 9.90</u>	+ 4.95	+ 4.43	<u>+8.87</u>
- 2.83	<u>- 5.65</u>	<u>- 5.77</u>	- 2.88	- 2.21	<u>- 4.42</u>	<u>- 4.96</u>	-2.48
<u>+ 2.83</u>	+ 1.41	+ 2.46	<u>+ 1.23</u>	<u>+ 1.24</u>	+ 1.23	+ 1.24	<u>+2.48</u>
- 0.67	<u>- 1.34</u>	<u>- 1.38</u>	- 0.69	- 0.58	<u>- 1.16</u>	<u>- 1.31</u>	-0.65
<u>+ 0.67</u>			<u>- 0.65</u>	<u>+ 0.62</u>			<u>+0.65</u>
0	-65.28	+65.28	-69.54	+69.54	+18.35	-18.35	0

3^{er} Cross (tramo cargado C-D)

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

A		B		C		D		E
3.73		3.65		3.90		3.48		
1	.495	.505	.516	.484	.71	.529	1	
0	0	0	0	+126.5	-126.5	0	0	
		-32.6	-65.2	-61.3	-30.65			
				+36.9	+73.8	+33.35		+41.67
		-9.5	-19	-17.9	-8.95	-20.33		-41.67
+10.4	+20.8	+23.3	+10.65	+7	+14	+15.73		+7.89
-10.4	-5.2	-4.54	-9.09	-8.56	-4.23	-3.94		-7.89
+2.41	+4.82	+4.92	+2.46	+1.93	+3.37	+4.35		+2.17
-2.41	-1.20	-1.14	-2.27	-2.12	-1.06	-1.03		-2.17
+0.58	+1.16	+1.18	+0.59	+0.51	+1.01	+1.13		
-0.58			-0.57	-0.53				
0	+20.38	-20.38	-82.43	+82.43	-78.76	+78.76	0	

4^o Cross (Tramo cargado D-E)

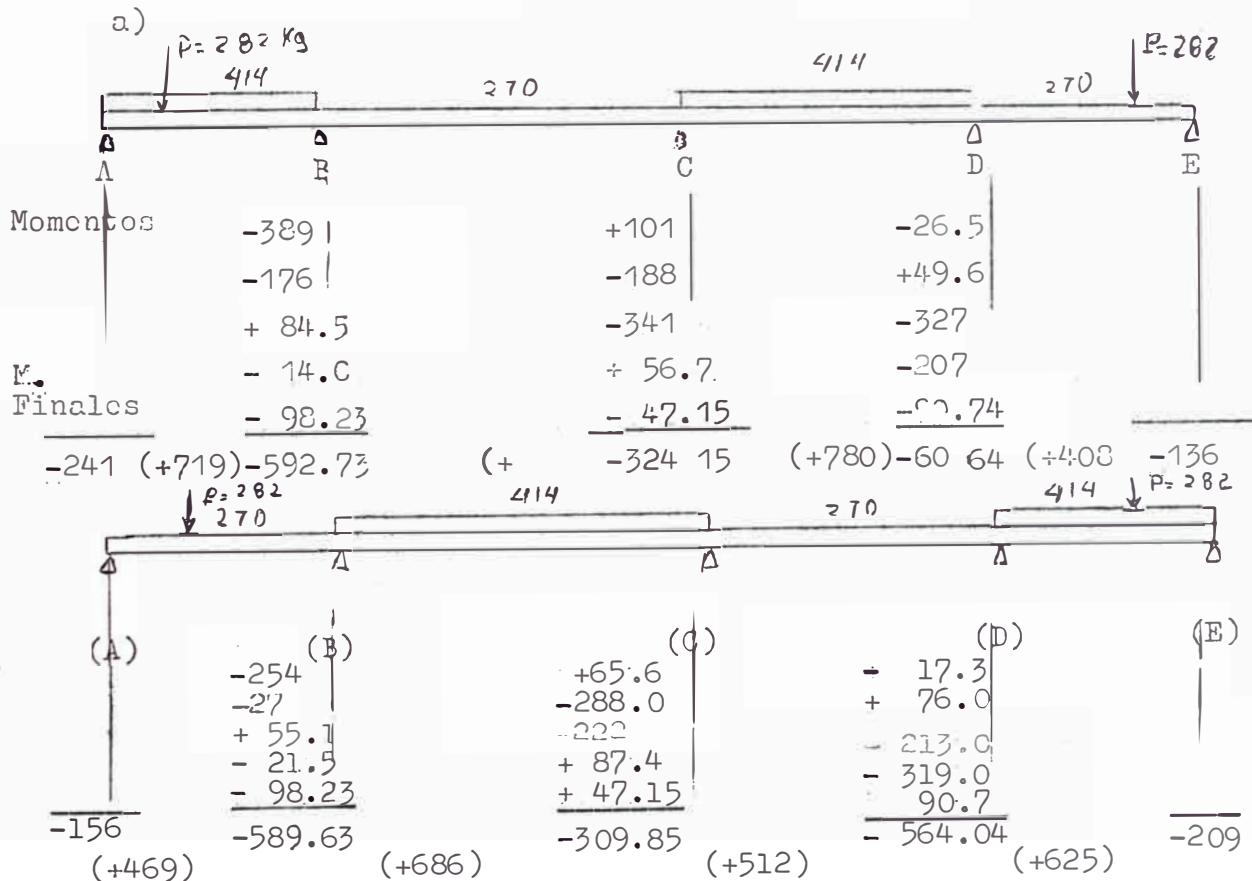
$w = 100 \text{ Kg/m}^2$

A		B		C		D		E
1	.495	.505	.516	.489	.417	.529	1	
0	0	0	0	0	0	-101	-101	
				-23.75	-47.5	-53.5		-26.75
						+63.87		+127.75
				-15.05	-30.1	-33.77		-16.88
		+10	+20	+18.80	+9.40	+8.44		+16.88
-2.47	-4.95	-5.05	-2.52	-4.18	-8.39	-9.45		-4.72
+2.47	+1.23	+1.73	+3.36	+3.25	+1.62	+2.36		+4.72
-0.73	-1.46	-1.50	-0.75	-0.94	-1.88	-2.10		-1.05
+0.73			+0.87	+0.82				+1.05
0	-5.18	+5.18	+21.06	-21.06	-76.85	+76.85	0	

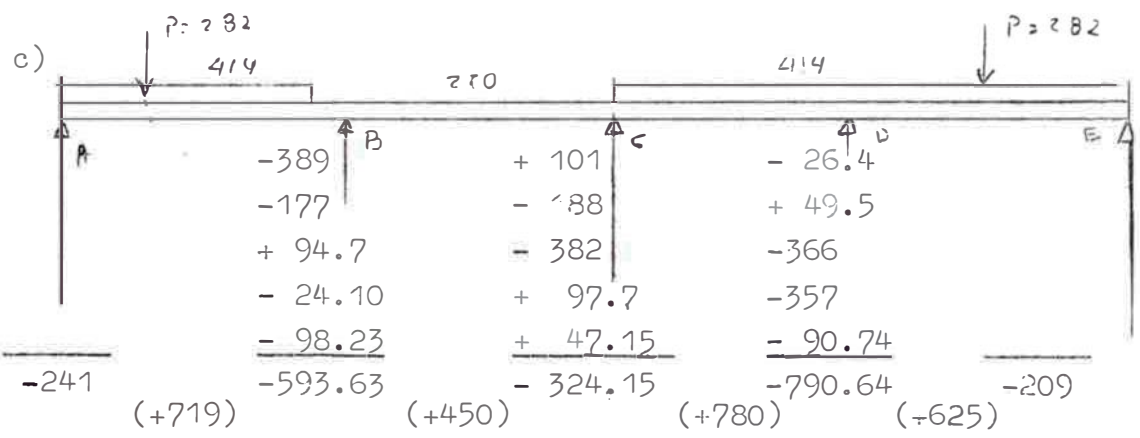
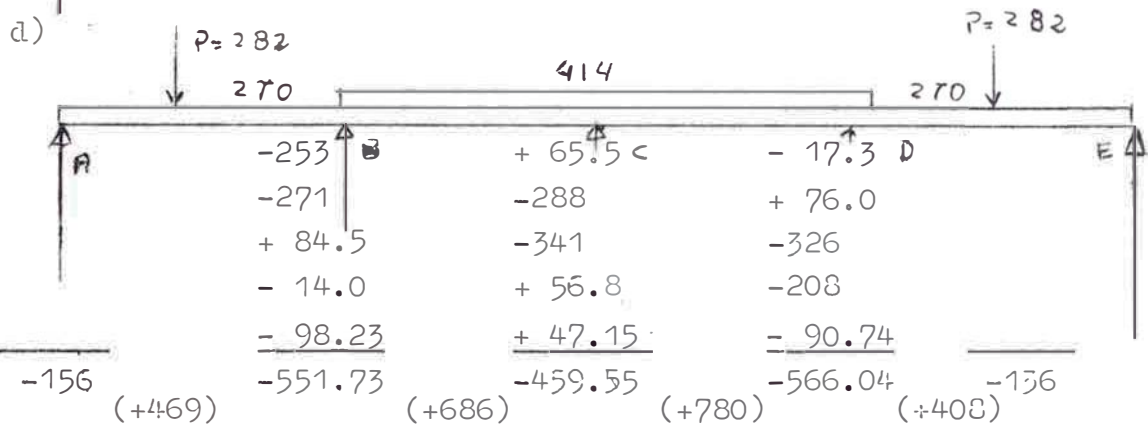
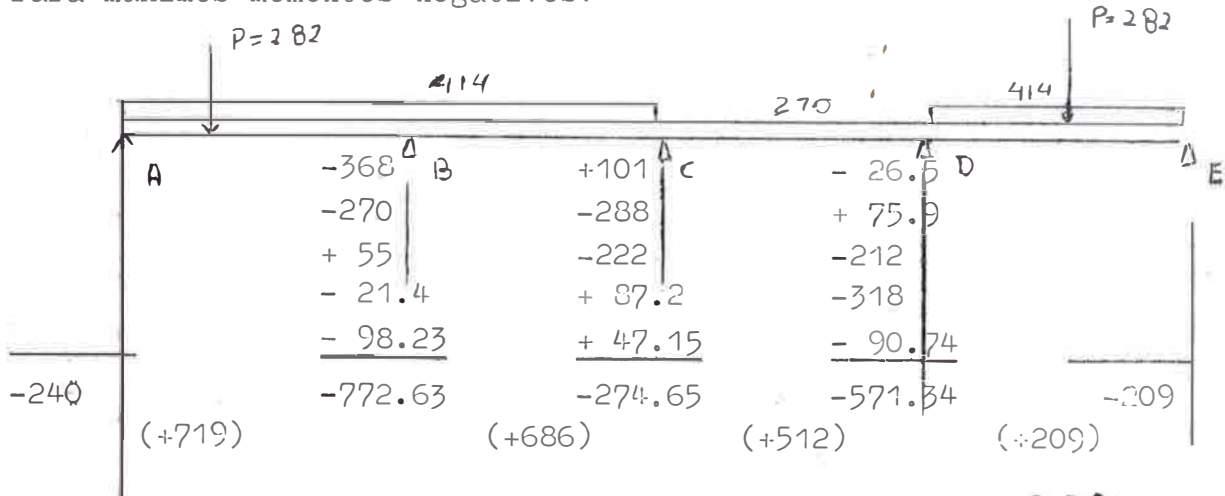
5° C cross (Cargas Concentradas) P=282 Kg

1.42		3.31		2.06		1.42	
3.73		3.65		3.90		3.48	
1	.495	.505	.516	.48	.471	.529	1
+154	-94.6	0	0	0	0	+96.7	-140
-154	-77.0					+70.0	+140
+42.25	+84.9	+86.7	+43.3	-39.2	-78.4	-33.2	-44.1
-42.45	-21.22	-1.06	-2.12	-1.98	-0.99	+22.05	+44.1
+5.5	-11.28	+11.28	+5.64	-4.98	-9.96	-11.10	-5.55
-5.5	-2.75	-0.17	-0.34	-0.32	-0.16	+2.77	+5.55
+0.72	+1.44	+1.48	+0.74	-0.61	-1.23	-1.33	-0.69
-0.72			-0.67	-0.63			+0.69
0	-98.23	+98.23	+47.15				

Las combinaciones de cargas para máximas momentos son:
 Para máximos momentos positivos:



Para máximos momentos negativos:

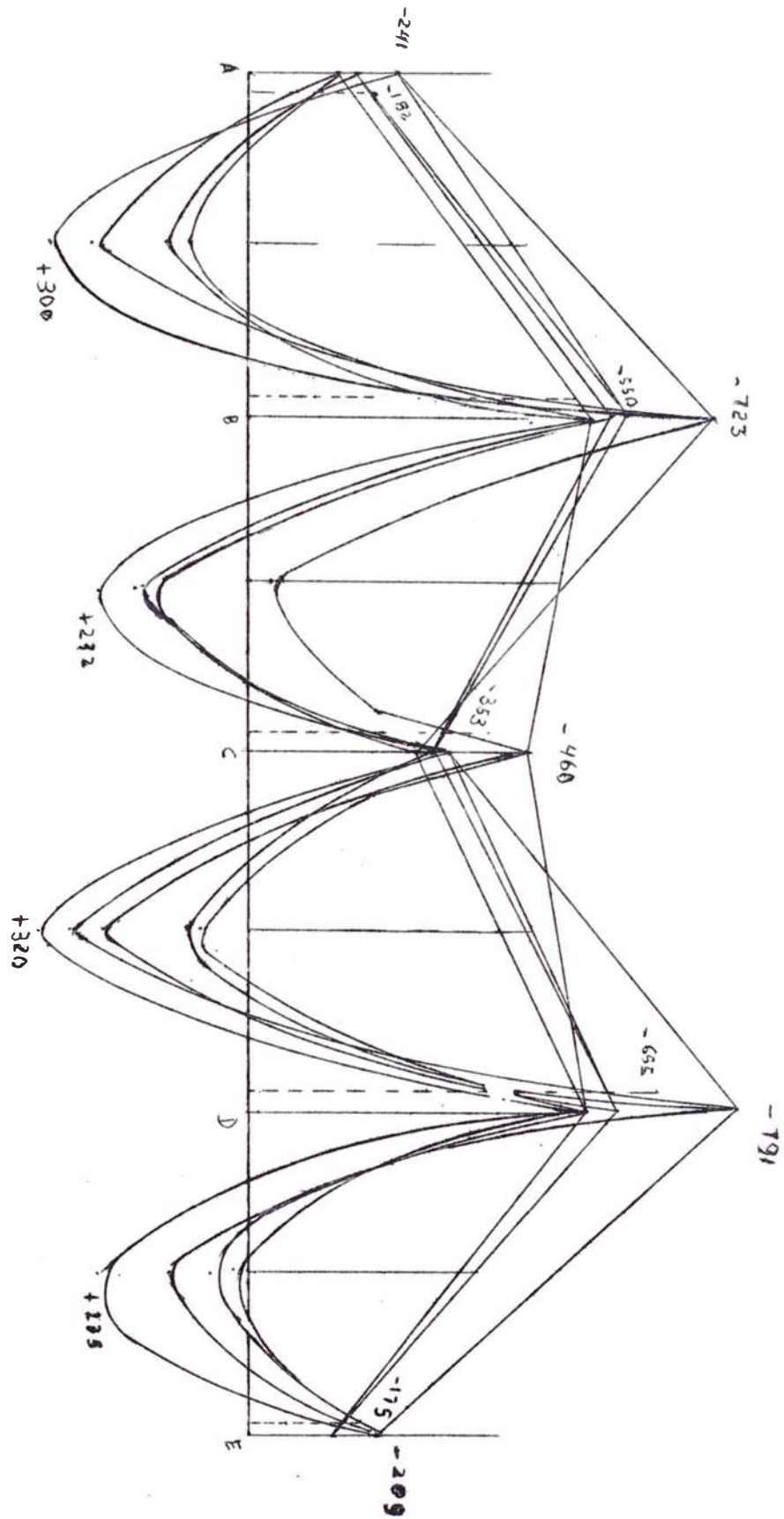


Trasamos luego la envolvente de las 5 combinaciones de carga anteriores.

Nota

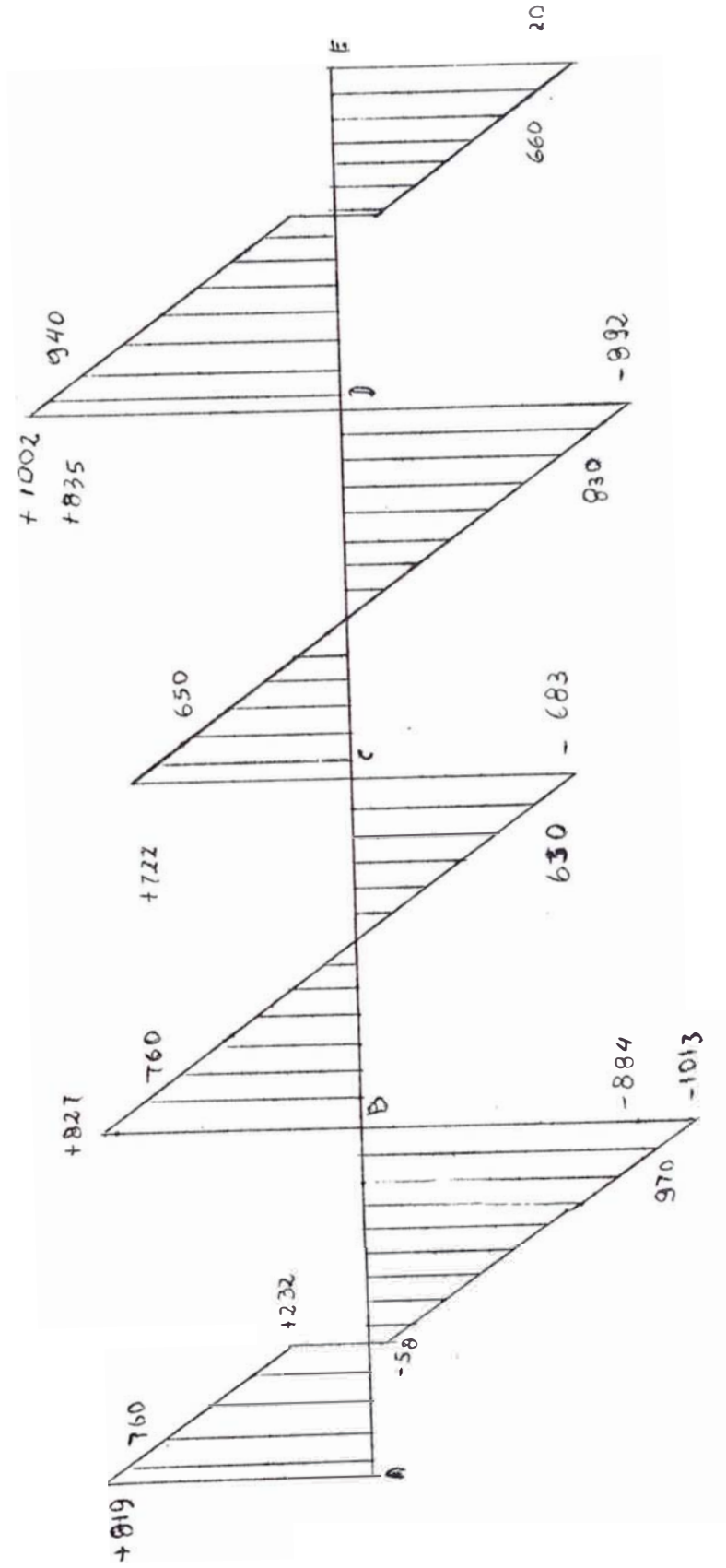
Los valores entre parentesis corresponden a los momentos-isostaticos ex. cada tramo $(1/8 Wl)^2$

Envolvente de Momentos de AL-PT-2



Envolvente de Ezfuerzos Cortantes

AL- PT- 2



ALIGERADO AL - PT - 3

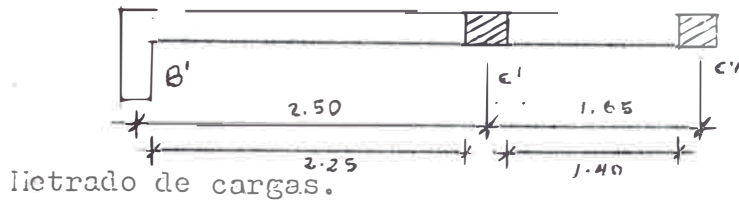


Diagrama de cargas.

La carga por vigueta es $W_u = 414 \text{ Kg/ml}$.

$$414 = 1.5 \times 1.80 + 1.8 \times 80$$

$$414 = 270 + 144$$

Solución por cross

Hacemos 2 Cross

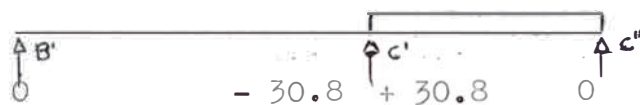
1^{er} Cross : $W = 100 \text{ Kg/ lm}$. en el tramo B'C'



(Resuelto anteriormente para el aligerado similar de la azo
tea)

$$0 \quad -47.2 \quad +47.2 \quad 0$$

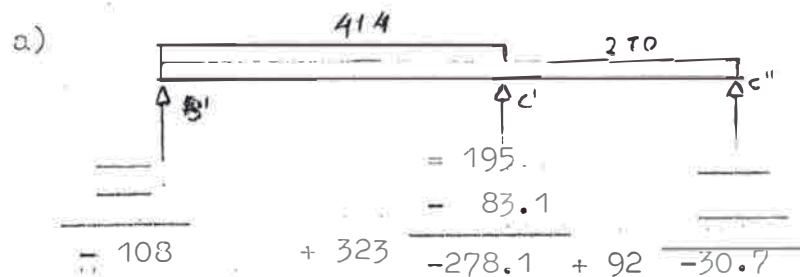
2^{do} Cross : $W = 100 \text{ Kg/ml}$. en el tramo C' C''



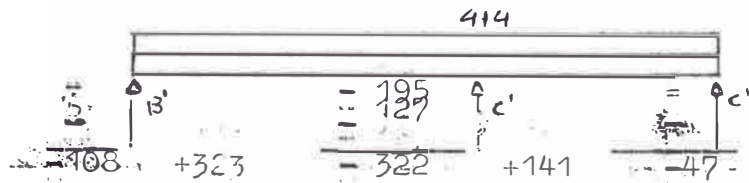
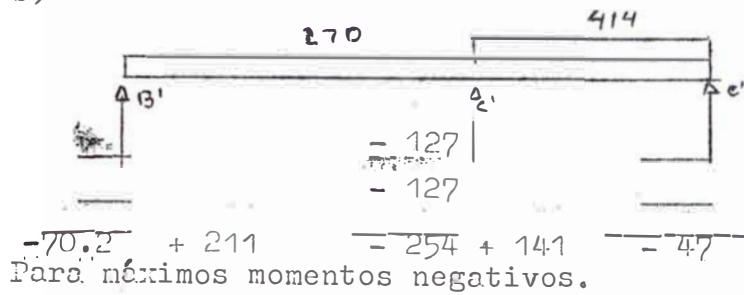
Las combinaciones de cargas son:

Para máximos momentos positivos

Por superposición obtenemos los valores siguientes:



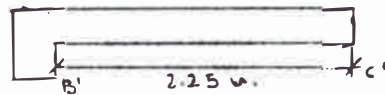
b)



Con estos valores trazamos la envolvente de momentos flectores y luego deducimos la de fuerzas cortantes

ALIGERADO AL- PT- 4

Solución por coeficientes del ACI



Del metodo de cargas $\therefore W_u = 414 \text{ Kg/ml}$.

Momentos

$$M_{B'} = M_{C'} = -1/24 \times 414 \times 2.25^2 = 87.5 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C''} = (1/8 - 1/24) \times 414 \times 2.25^2 = 175 \text{ Kg-m}$$

Cortantes

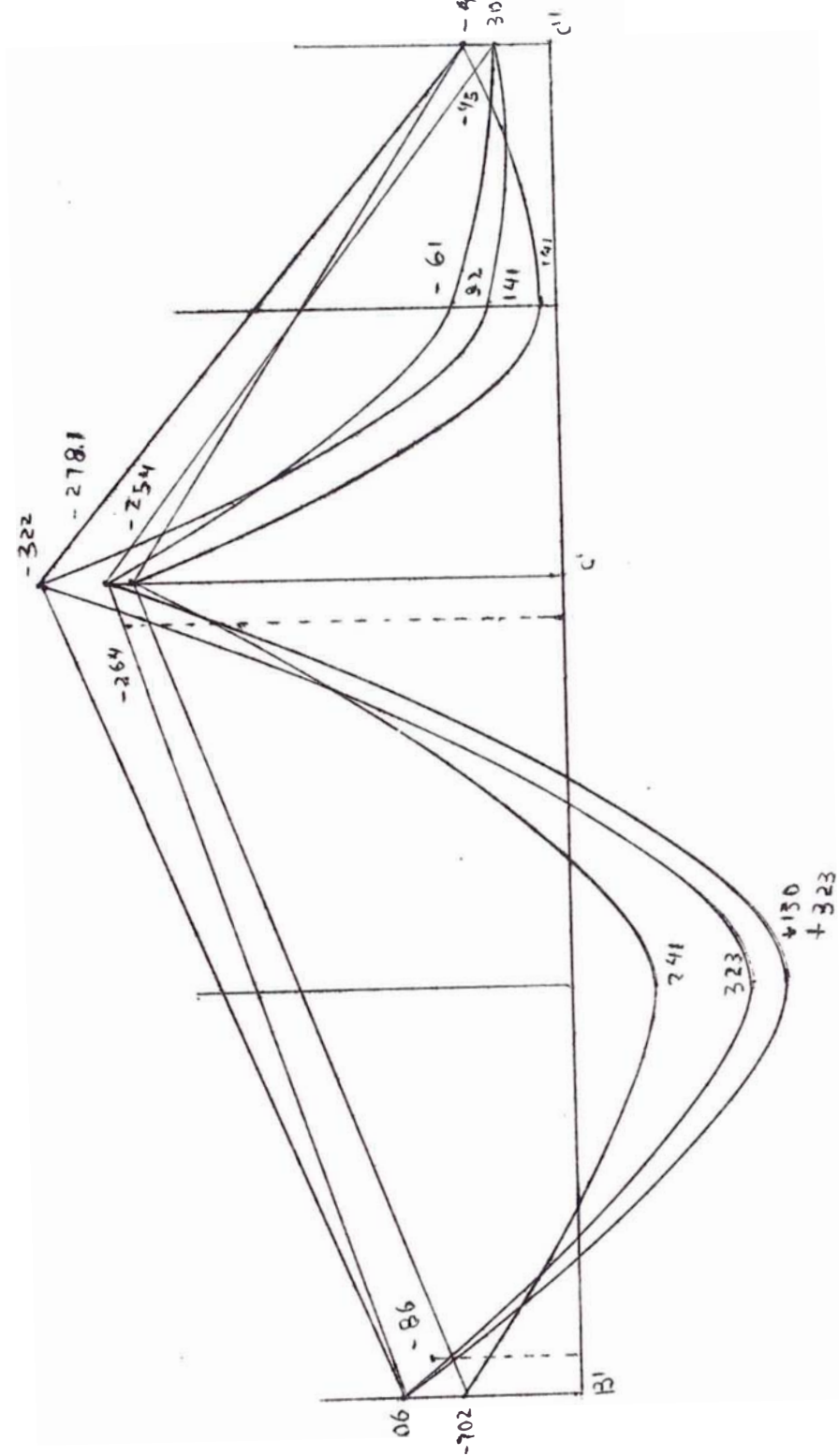
$$V_{B'} = V_{C'} = .5 W_u l = .5 \times 414 \times 2.25 = 466 \text{ Kg}$$

ALIGERADOS DEL 2^{do} Piso

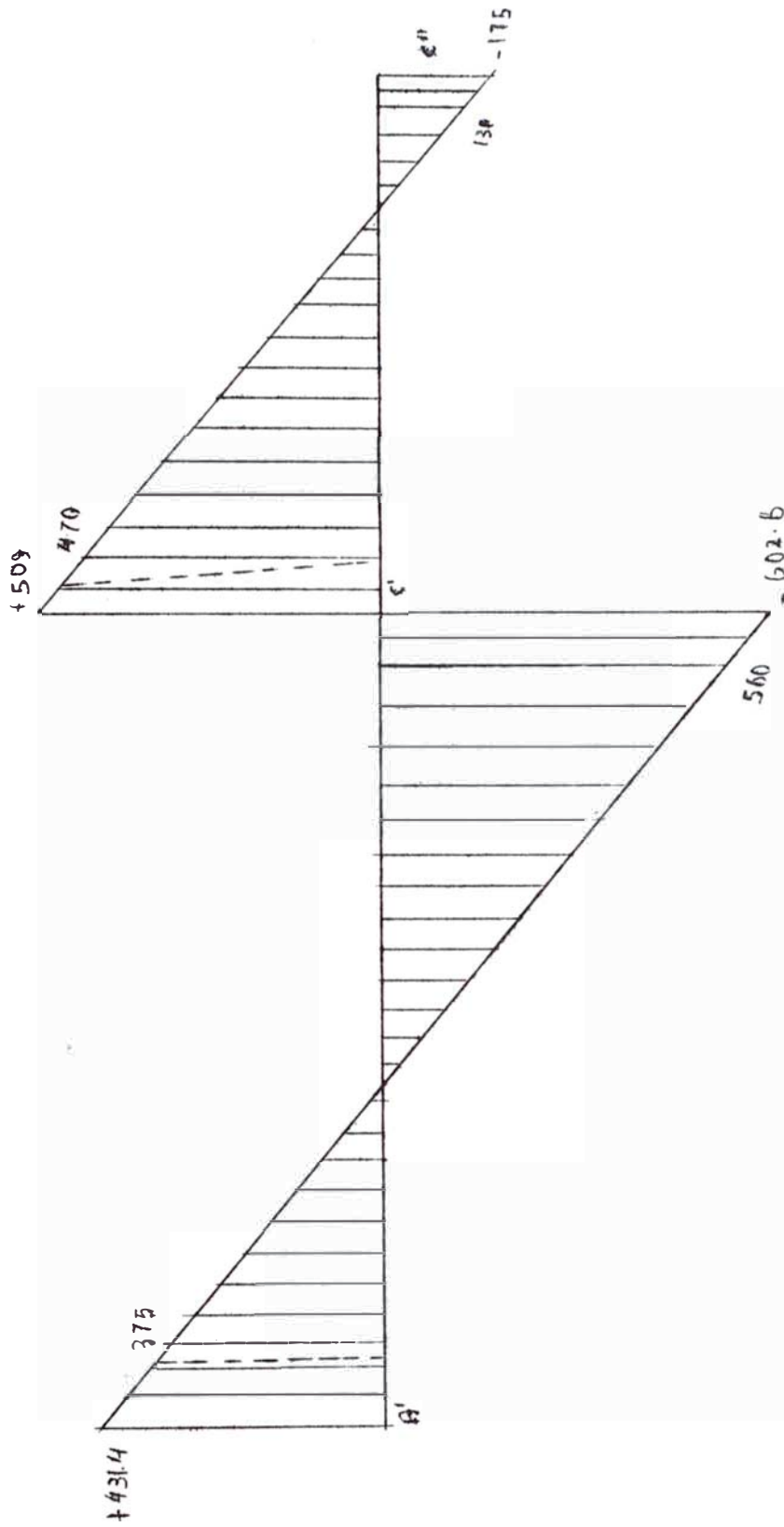
$$AL - 2 P - 1 \quad = \quad AL-PT -1$$

$$AL - 2 P - 2 \quad = \quad AL-PT -2$$

ENVOLVENTES DE MOMENTOS PARA
EL AL PT 3

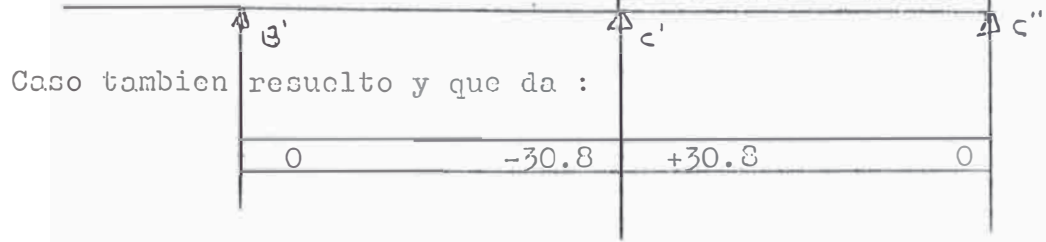


ENVOLVENTES DE ESFUERZOS CORTANTES
AL FT 3



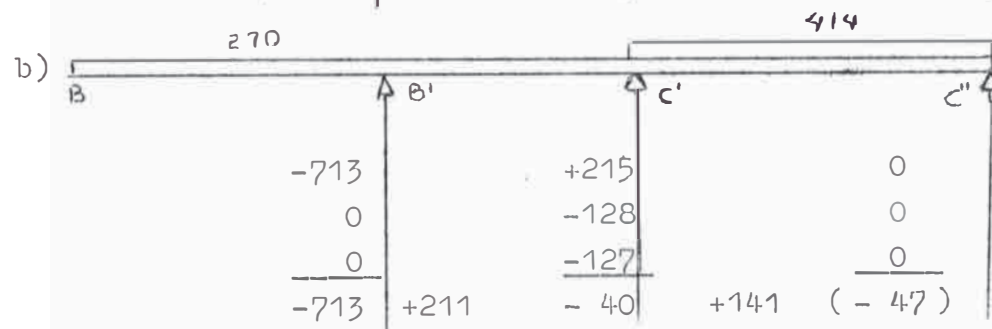
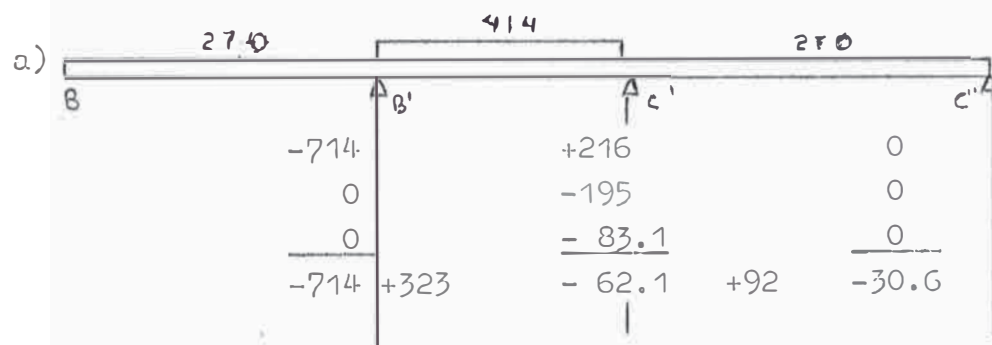
3^{er} Cross : Tramo cargado C'C''

100 kg/m

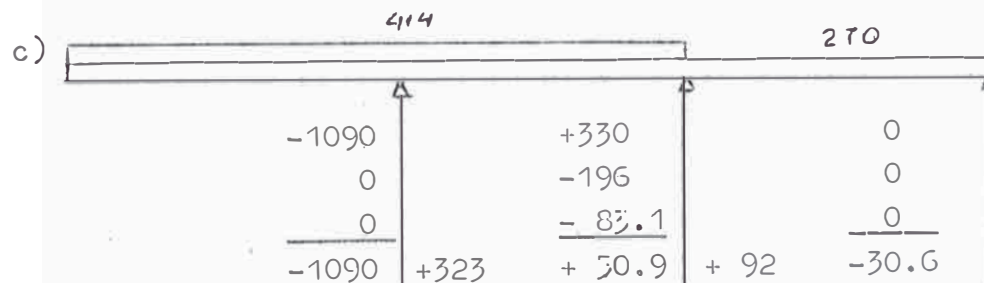


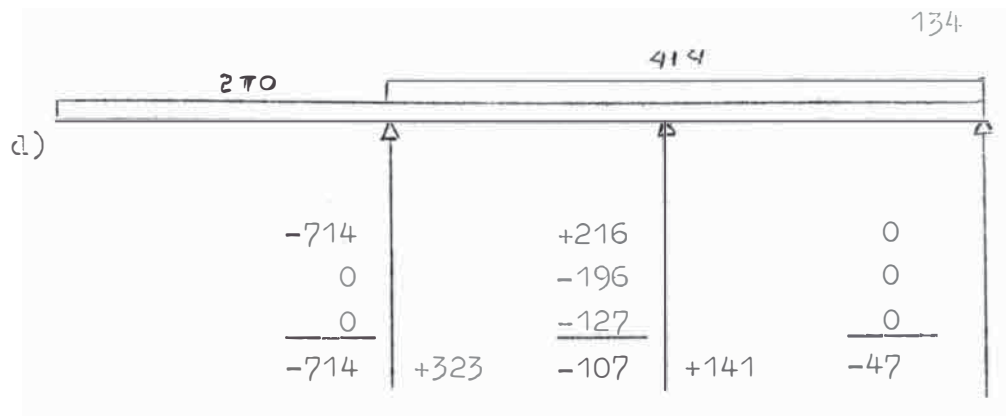
Las combinaciones de carga son :

Para máximos momentos positivos.



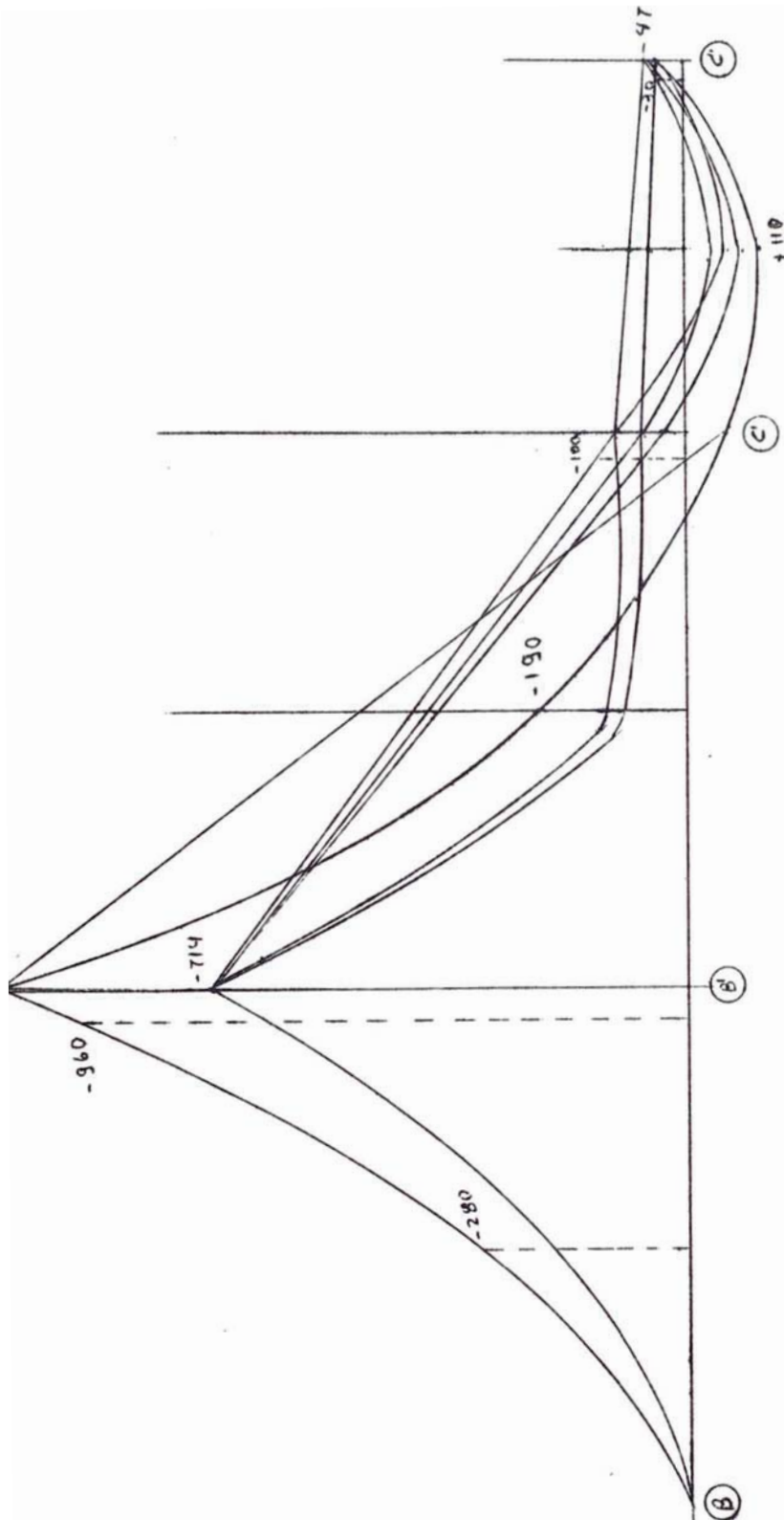
Para máximos momentos Negativos.



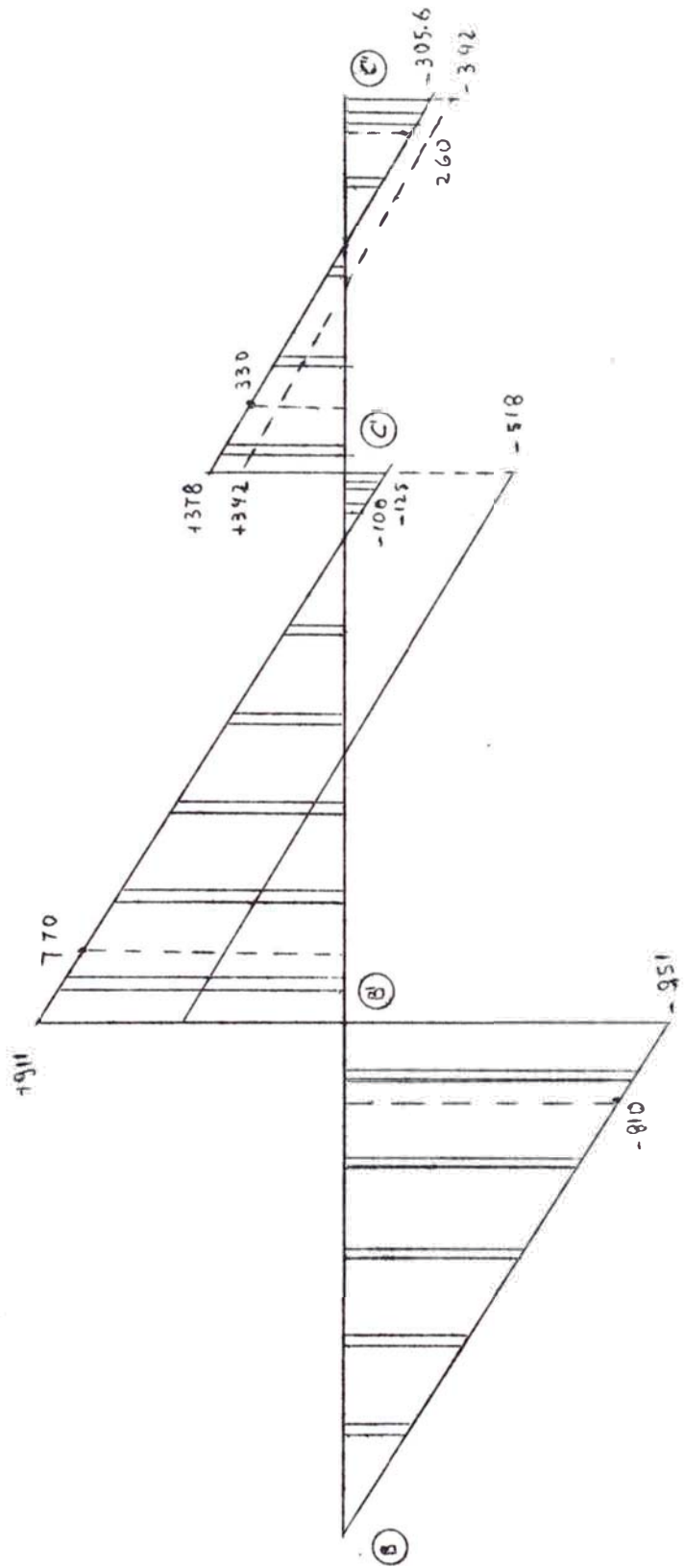


Con estos valores graficamos la envolvente de momentos y como siempre luego hallamos la de cortes.

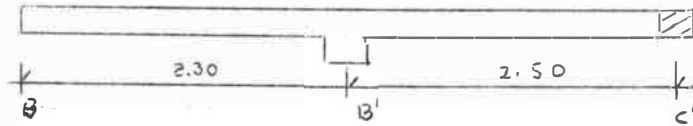
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES
DEL AL- PT- 3



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS CORTANTES
DEL AL- PT- 3



Solución por Cross



$$U = 1.50 + 1$$

$$414 = 270 + 144$$

1^{er} Cross : Tramo cargado B B'



La carga de 100 Kg/ml. produce un momento en B' de :

$$M_R (100 \text{ Kg/ml.}) = \frac{100 \times 2.3^2}{2} = -264$$

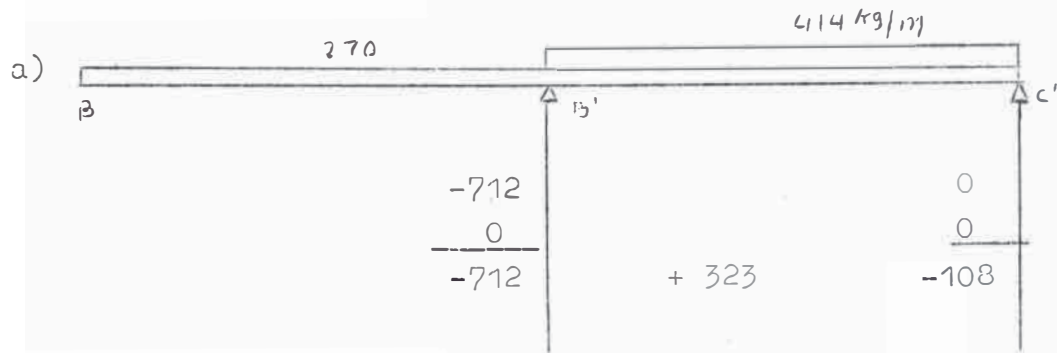
100 kg/ml	
Δ	Δ c'
1	1
0	0
264	0
-66	+132
+66	-132
	+ 55
	- 22
+264	0

2^{do} Cross : Tramo cargado B' C'

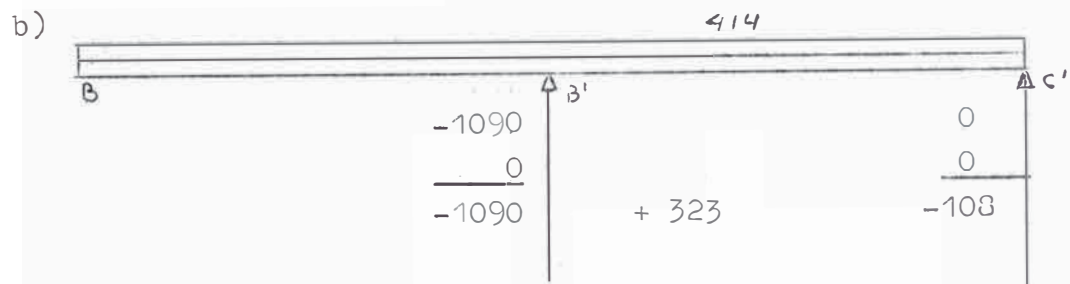
B	B'	C'
	+52	-52
	-52	-26
	+39	+78
	-39	-20
		+20
	0	0

Las combinaciones de carga son :

Máximos momentos positivos.

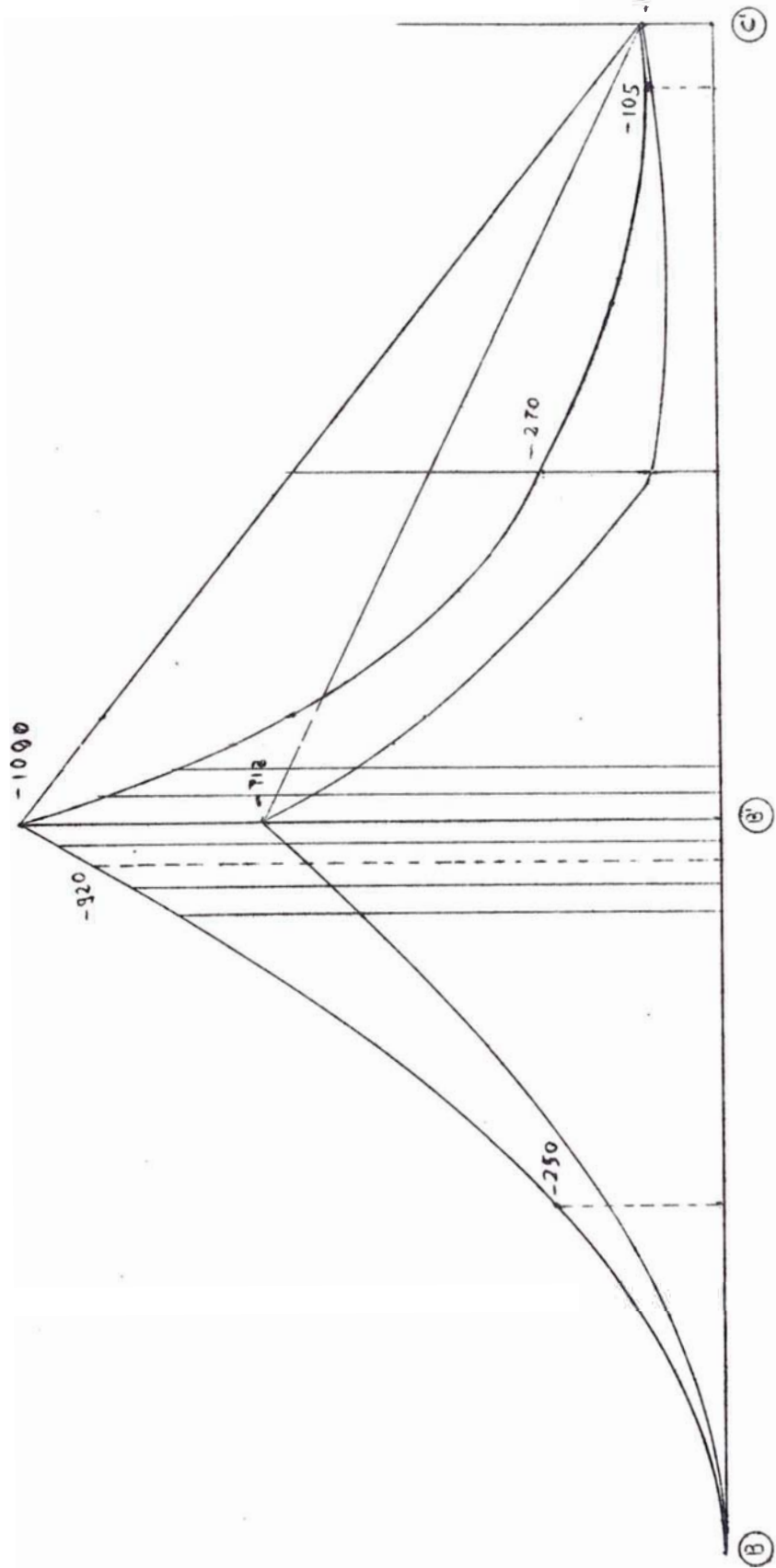


Máximos momentos Negativos.

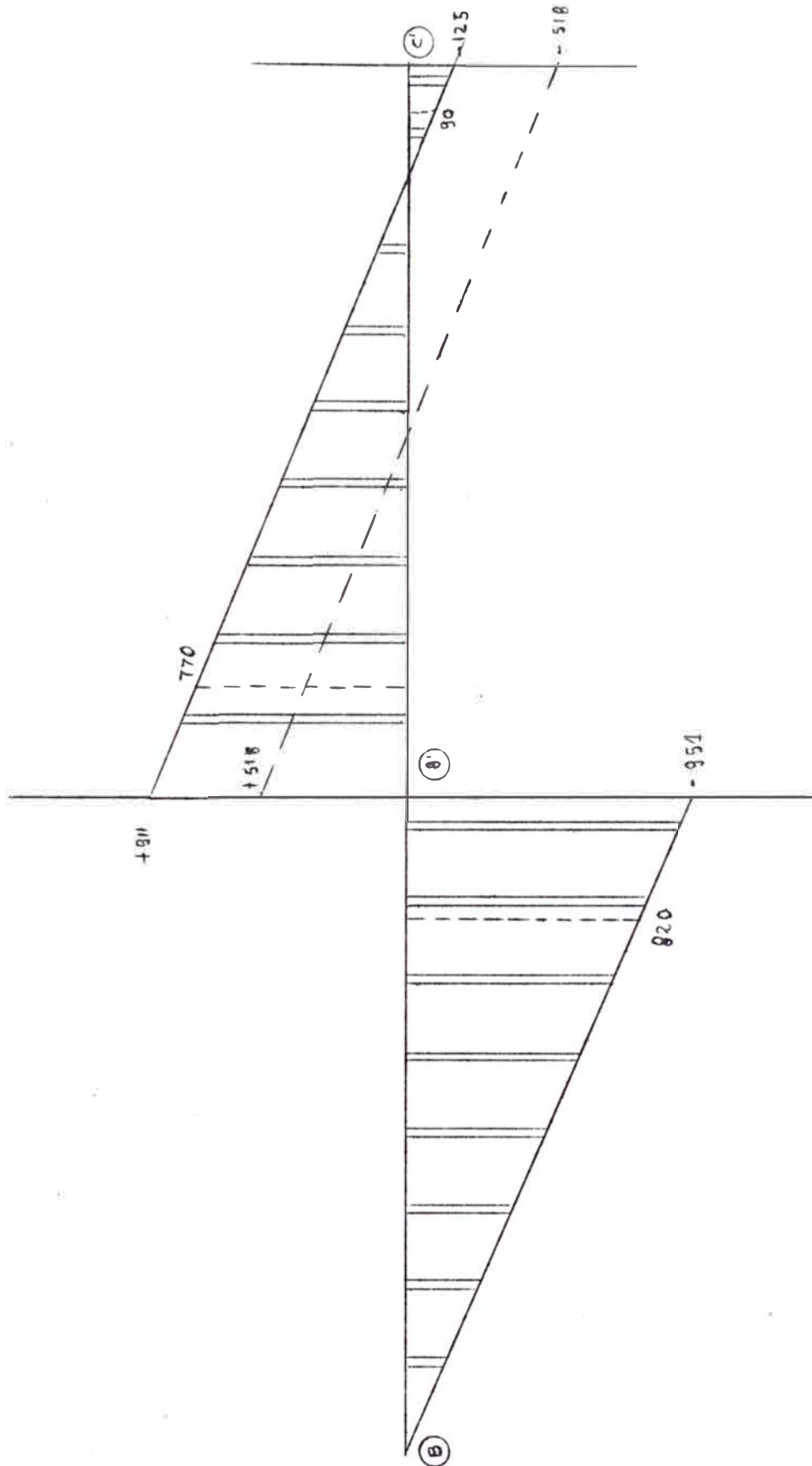


Con estos valores trazamos la envolvente.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES
DEL AL - 2 P - 1

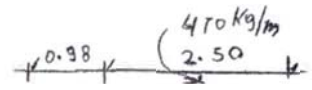


ENVOLVENTE DE CORTES
DEL AL - 2 P - 4



VIGUETA PILO TIPICO 2'
VGT - PT -2'

La carga permanente está dada por :
2.80 0.93 470 kg/m 270 kg/m



La carga repartida por tabiqueria es :

$W = 200 \times 2.35 = 470 \text{ Kg/ml.}$

Según la teoría de Solinger, ésta vigueta toma los 2/3 de la carga y las adyacentes a 1/6 cada una, entonces la carga para la vigueta $2/3 \times 470 = 313 \text{ Kg/ml.}$

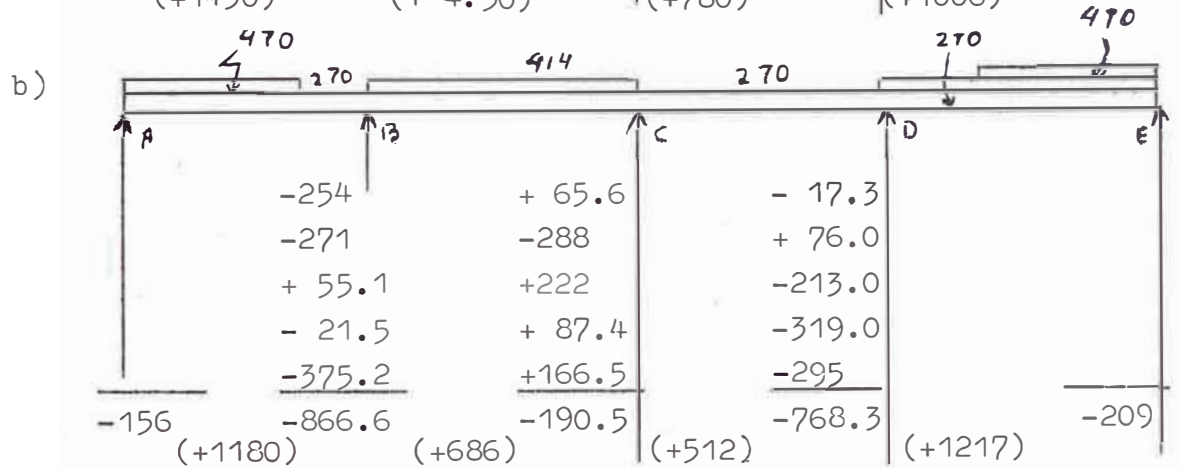
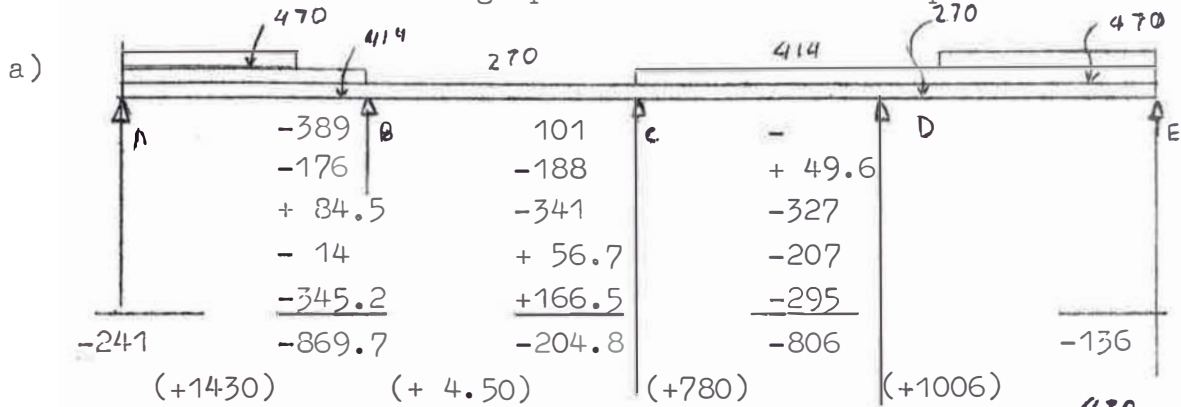
Para diseño a la rotura será :

$1.5 \times 313 = 470 \text{ Kg/ml.} = w_u$

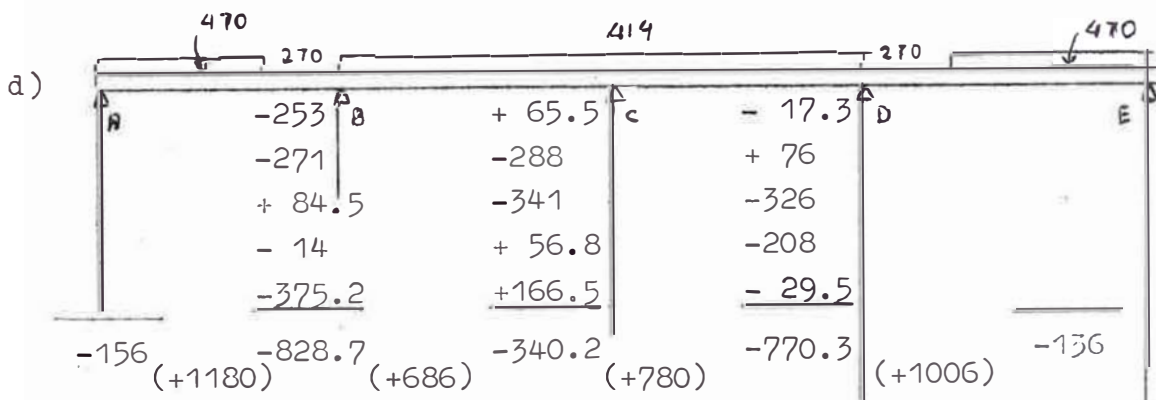
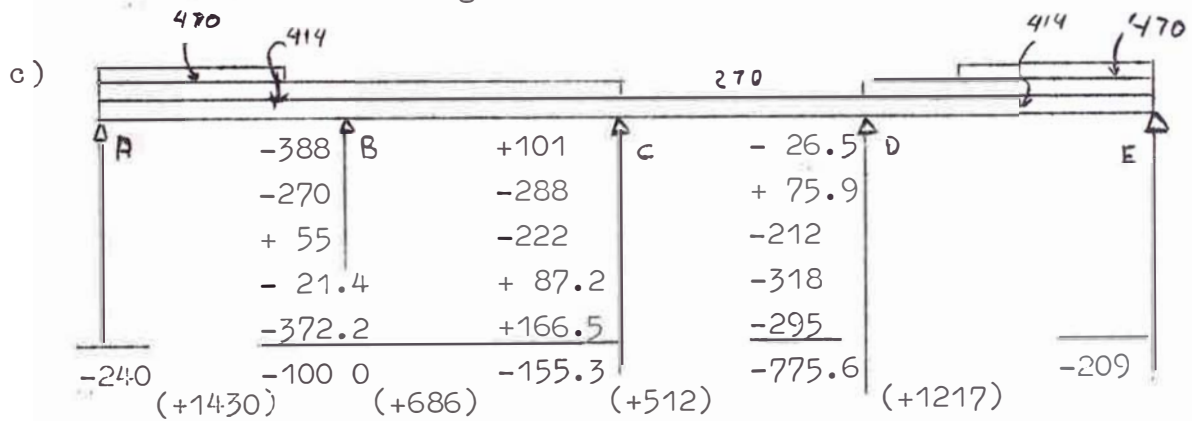
Haremos un cross para el caso.

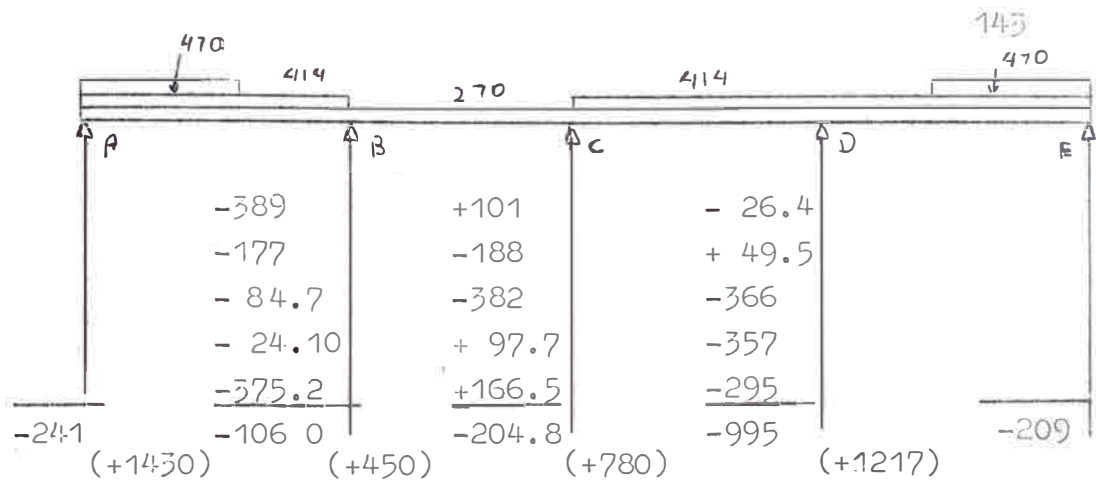
	A-B (3.73)		B-C (3.65)		C-D (3.90)		D-E (3.48)	
	2.80	0.93				0.98	2.50	
	470 kg/m						470 kg/m	
1	.495	.505	.516	.484	.471	.529	1	
+507	-409	0	0	0	0	+310	-450	
+101	+202	+207	+103			+225	+450	
-603	-304		+76	-126	-252	-283	-141	
+75	+151	+153		-16		+70	+141	
-75	-37	-10	-19.1	-17.9	-33	-37	-18	
+12	+23.3	+23.7	+12		-9	+9	+18	
-12	-6	-3.1	-6.2	-5.8	-2.9		+0.75	
+2.2	+4.5	+4.61	+2.3	+0.7	+1.37	+1.53	-0.75	
-2.2			-1.55	-1.45				
0	-375.2	+375.2	+166.45	-166.45	-295.5	+295.5	0	

Las combinaciones de carga para máximos momentos positivos son:



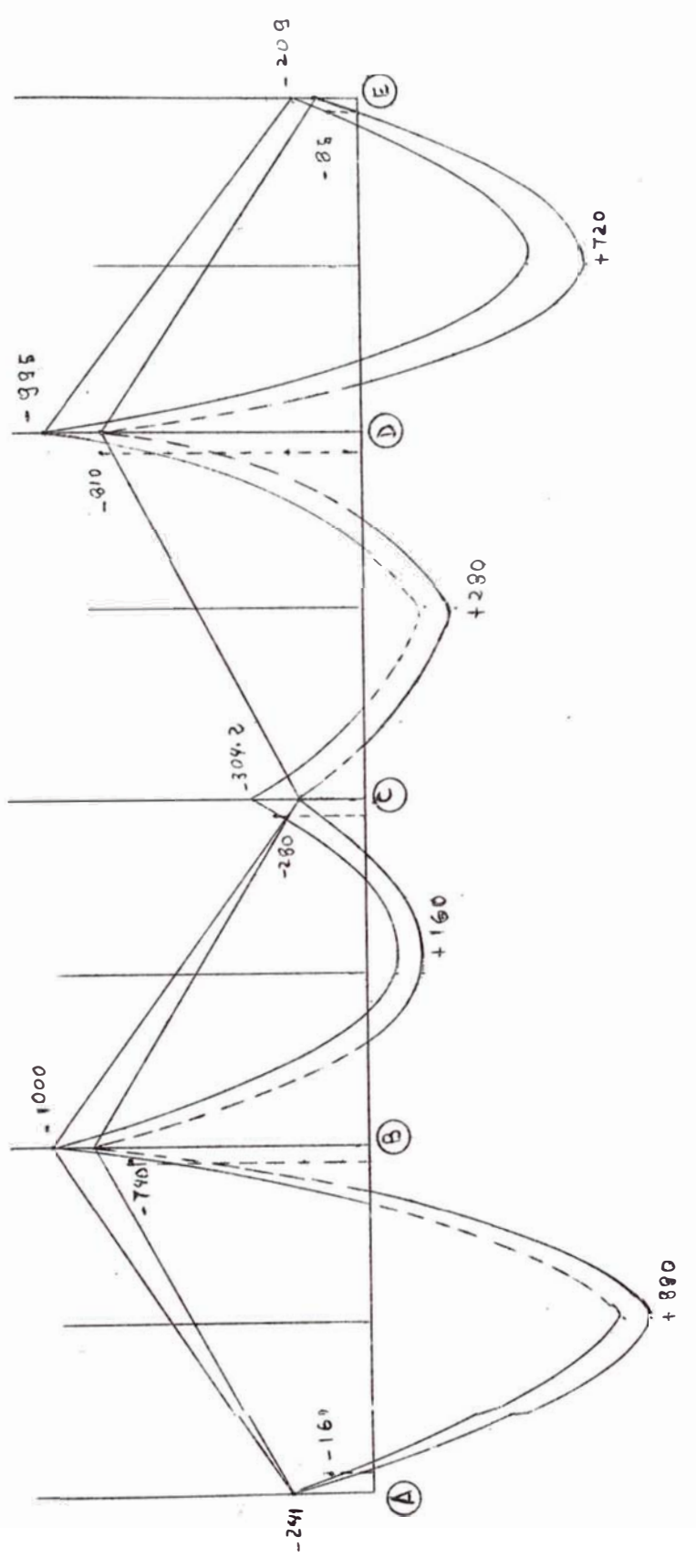
Para máximos momentos Negativos.



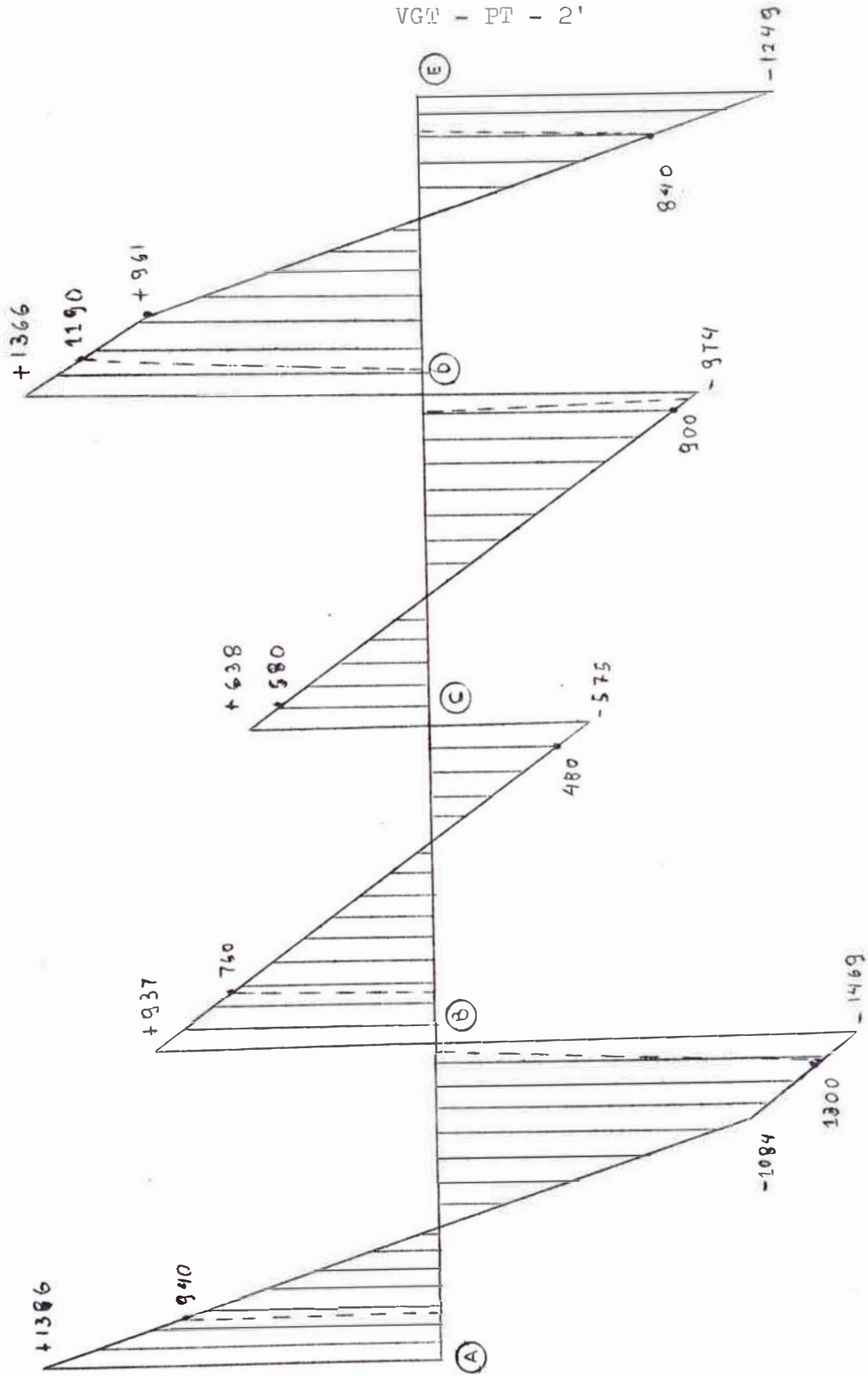


Trazamos luego las envolventes de las 5 combinaciones de carga anteriores.

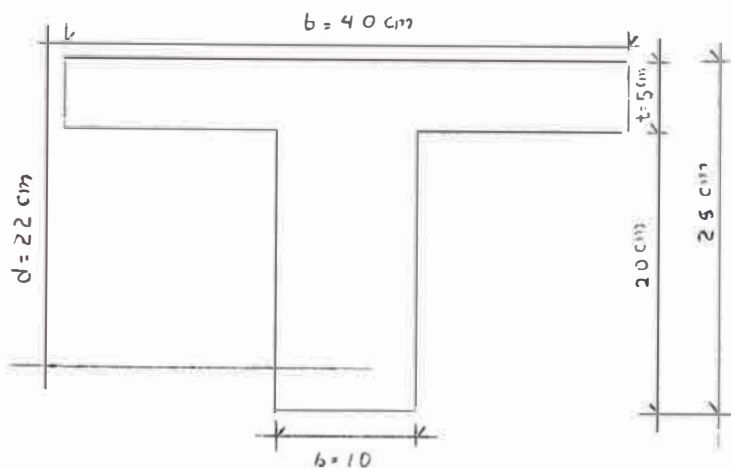
ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES VGT - PT - 2'



ENVOLVENTE DE ESFUERZOS CORTANTES
VGT - PT - 2'



DISEÑO POR FLEXIÓN



Peralte efectivo $d = 25 - (2+1) = 22$ cm.

1° Para momentos positivos

momento máximo positivo que pueden tomar las viguetas para que trabajen como rectangulares.

$$M_u = \phi \left[A_s F_y (d - \frac{a}{2}) \right]$$

donde: $a = \frac{A_s f_y}{.85 F'_c b} = .392 A_s$

$$a = 5 \text{ cm.}$$

$$d = 22 \text{ cm.}$$

$$b = 40 \text{ cm.}$$

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

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

$$A = .392 A_s, \quad A = 5 \text{ cm}, \quad A_s = \frac{5}{.392} = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$M_u = .9 \times 12.8 \times 2800 (22 - 2.5) = 630,000 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = 6300 \text{ Kg-m}$$

Para valores de $M_u < 6300 \text{ Kg-m}$ las viguetas
Trabajan como vigas rectangulares y en caso contrario-
como vigas "T"

2° Momentos negativos

Calculado de "p" balanceado

$$p = 0.85 \times 0.85 \left(\frac{6090}{6090 + 2800} \right) \frac{210}{2800} = 0.037$$

Por reglamento.

$$p = 0.75 \times 0.037 = 0.0277$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$\Lambda_s = p b d = 0.0277 \times 10 \times 22 = 6.1 \text{ cm}^2$$

$$\Lambda = \frac{\Lambda_s F_y}{0.85 f_c' b} = \frac{6.1 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10} = 9.6 \text{ cm.}$$

$$M_u = 0.9 \times 6.1 \times 2800 \left(22 - \frac{9.6}{2} \right) = 2650 \text{ Kg-m}$$

3° Cálculo de cálculo de áreas de acero para momentos negativos menores de 2550 Kg-m

$$d = 22 \text{ cm} \quad F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 10 \text{ cm} \quad F_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{\Lambda_s F_y}{0.85 f_c' b} = \frac{2800 \Lambda_s}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.56 \Lambda_s$$

$$M_u = 0.9 \times 2800 \times 22 \times \Lambda_s - 0.9 \times 2800 \times 0.78 \Lambda_s^2$$

$$\Lambda_s = \frac{55400 - \sqrt{3080000000 - 7880 M_u}}{3940}$$

Fórmula que tabularemos

Para momentos positivos 6300 Kg - m

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

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

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

$$a = \frac{\Lambda_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{2800 \Lambda_s}{7120} = 0.392 \Lambda_s$$

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

$$M_u = 0.9 \times 2800 \times 22 \Lambda_s - 0.9 \times 2800 \times 0.196 \Lambda_s^2$$

$$\Lambda_s = \frac{55400 - \sqrt{3080000000 - 1976 M_u}}{988}$$

Fórmula que vamos a tabular.

4° Cálculo del área mínima de acero que da el reglamento:

a) Negativo

$$\Lambda_s = 0.005 b d$$

$$\Lambda_s = 0.005 (10) (22) = 1.1 \text{ cm}^2.$$

Ahora pasamos al cálculo del área de acero de las viguetas. El tipo de tema correspondiente a la cara de apoyo de las viguetas.

$$A_s \text{ mín} = 0.002 b' h = 0.002 \times 10 \times 25 = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi \text{ } 5/8$$

TIPO DE ALIGRADO	Sección	I_u (10 ⁶ -cm)	M_u (-) 7780 M_u (+) 1976 M_u	(a) $3080 \times 10^6 - (a)$	(b) $\sqrt{(b)}$	(c) $\sqrt{(b)}$	(d) 55400-(c) 55400-(c)	$\frac{d}{988}$ $\frac{3940}{d}$ 988	VARIABLES
AL-PA-1	A	17250	136.1 x 10 ⁶	2943.9 x 10 ⁶	54.2 x 10 ³	1200	.304	1 ϕ 3/8"	
	B	29700	58.6 x 10 ⁶	3021.4 x 10 ⁶	54.9 x 10 ³	500	.506	1 ϕ 3/8"	
	B	40500	319.5 x 10 ⁶	2760.5 x 10 ⁶	52.5 x 10 ³	2900	.736	1 ϕ 1/2"	
	B	24300	49.0 x 10 ⁶	3031 x 10 ⁶	55 x 10 ³	400	.405	1 ϕ 3/8"	
	C	38600	304 x 10 ⁶	2776 x 10 ⁶	52.7 x 10 ³	2700	.685	1 ϕ 1/2"	
	B	28500	56.25 x 10 ⁶	3023.7 x 10 ⁶	55 x 10 ³	400	.405	1 ϕ 3/8"	
	D	40500	319.5 x 10 ⁶	2760.5 x 10 ⁶	52.5 x 10 ³	2900	.736	1 ϕ 1/2"	
	B	25400	50.2 x 10 ⁶	3029.8 x 10 ⁶	55 x 10 ³	400	.405	1 ϕ 3/8"	
	E	14300	117 x 10 ⁶	2965. x 10 ⁶	54.4 x 10 ³	1000	.254	1 ϕ 3/8"	
AL-PA-2	B'	7250	57.0 x 10 ⁶	3023 x 10 ⁶	54.9 x 10 ³	500	.127	1 ϕ 3/8"	
	B	14500	28.6 x 10 ⁶	30.53 x 10 ⁶	55.1 x 10 ³	300	.304	1 ϕ 3/8"	
	C'	7250	57.0 x 10 ⁶	3023 x 10 ⁶	54.9 x 10 ³	500	.127	1 ϕ 3/8"	

TIPO DE ALIGERADO	Sección	(kg-cm)	(a) (-)7780M _u (+)1976M _u	(b) 3080x10 ⁶ -(a)	(c) $\sqrt[3]{(b)}$	(d) 5540-(c) 55400-(c)	$\frac{d}{988}$	VARILLAS
AL-PT-3	B'	6800	53.6x10 ⁶	3026.4x10 ⁶	54.9x10 ³	500	.127	1 ø 3/8"
	E	10000	19.76x10 ⁶	3060.2x10 ⁶	55.3x10 ³	100	.101	1 ø 3/8"
	C'	23800	188 x10 ⁶	289 .2x10 ⁶	53.7x10 ³	1700	.432	1 ø 3/8"
	E	4500	35.0 x10 ⁶	304.5 x10 ⁶	54.9x10 ³	500	.127	1 ø 3/8"
	C''	3500	27.6 x10 ⁶	305.2 x10 ⁶	55.1x10 ³	300	.076	1 ø 3/8"
AL-PT-1	A	15900	12.4x10 ⁶	2956 x10 ⁶	54.1x10 ³	1300	.33	1 ø 3/8"
	E	27200	53.7x10 ⁶	3026.3x10 ⁶	54.9x10 ³	500	.505	1 ø 3/8"
	B	49000	382 x10 ⁶	2698 x10 ⁶	51.9x10 ³	3500	.39	1 ø 3/8"
	E	34300	67.8x10 ⁶	3012.2x10 ⁶	54.8x10 ³	600	.606	1 ø 3/8"
	C	46600	363 x10 ⁶	2717 x10 ⁶	52.1x10 ³	3300	.839	1 ø 3/8"
	E	34600	68.4x10 ⁶	3011.6x10 ⁶	54.8x10 ³	600	.606	1 ø 3/8"
	D	43900	381 x10 ⁶	2699 x10 ⁶	51.9x10 ³	3500	.39	1 ø 1/2"
	E	30800	60.8x10 ⁶	3019.2x10 ⁶	54.9x10 ³	500	.505	1 ø 1/2"
	E	18000	140 x10 ⁶	2940 x10 ⁶	54.1x10 ³	1300	.33	1 ø 3/8"

TIPO DE ALIGERADO	Sección	M_U (Kg-cm)	(a) (-)7780Mu (+)1976Mu	(b) 3080×10^6 (a)	(c) $\sqrt{(b)}$	(d) 55400-(c) 55400-(c)	"A _s " 3040 d 900	VARILLAS
AL-PT-2	A	18200	142×10^6	2938×10^6	54.1×10^3	1300	.53	1 ϕ 3/8"
	B	30000	59.3×10^6	3020.7×10^6	54.9×10^3	500	.505	1 ϕ 3/8"
	B	55000	428×10^6	2652×10^6	51.4×10^3	4000	1.04	1 ϕ 1/2"
	B	25200	45.8×10^6	3034.2×10^6	55×10^3	400	.404	1 ϕ 3/8"
	C	35300	272×10^6	2805×10^6	53×10^3	2400	.61	1 ϕ 3/8"
	B	32000	63.2×10^6	3016.8×10^6	54.8×10^3	600	.606	1 ϕ 3/8"
	D	65500	510×10^6	2570×10^6	50.7×10^3	4700	1.19	1 ϕ 1/2"
	B	23500	46.4×10^6	3033.6×10^6	55×10^3	400	.404	1 ϕ 3/8"
	E	17500	136.5×10^6	2943.5×10^6	54.2×10^3	1200	.505	1 ϕ 3/8"
AL-PT-3	B'	3600	67×10^6	3013×10^6	54.8×10^3	600	.152	1 ϕ 3/8"
	B	15000	25.5×10^6	3054.4×10^6	55.1×10^3	300	.304	1 ϕ 3/8"
	C'	26400	205×10^6	2875×10^6	52.6×10^3	2800	.711	1 ϕ 3/8"
	B	6100	47.5×10^6	3032.5×10^6	55×10^3	400	.404	1 ϕ 3/8"
	C''	4500	35×10^6	3045×10^6	55.1×10^3	300	.304	1 ϕ 3/8"
AL-PT-4	B'	3750	63.1×10^6	3011.9×10^6	54.9×10^3	500	.127	1 ϕ 3/8"
	B	17500	34.6×10^6	3045.4×10^6	55.1×10^3	300	.304	1 ϕ 3/8"
	C'	3750	63.1×10^6	3011.9×10^6	54.9×10^3	500	.127	1 ϕ 3/8"

TIPO DE ALIGERADO	SECCION	I_{u1} (I_{IG} -cm)	(a) $-7780M_u$ (+)1976 M_u	(b) $3080x10^6$ -(a)	(c) \sqrt{b}	(d) 55400-(-)	"P" $\frac{d}{3}$ $\frac{d}{39+0}$ $\frac{a}{258}$ (+,)	VARILLAS
AL-2P-3		20000	218×10^6	2862×10^6	53.4×10^3	2000	.507	1 ϕ 3/8"
		95000	748×10^6	2332×10^6	48.2×10^3	7200	1.33	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8"
		19000	148×10^6	2932×10^6	54.1×10^3	1300	.530	1 ϕ 3/8"
		10000	77.8×10^6	3002.2×10^6	54.7×10^3	700	.178	1 ϕ 3/8"
		11000	21.7×10^6	3058.3×10^6	55.3×10^3	100	.101	1 ϕ 3/8"
		30000	23.4×10^6	3056.6×10^6	55.34×10^3	100	.0254	1 ϕ 3/8"
AL-2P-4	B							
	B	25000	195×10^6	2885×10^6	53.6×10^3	1800	.457	1 ϕ 3/8"
	B'	92000	716×10^6	2364×10^6	48.6×10^3	6800	1.72	1 ϕ 1/2 + 1 ϕ 3/8"
	B	27000	210×10^6	2870×10^6	53.5×10^3	1900	.482	1 ϕ 3/8"
	C'	10500	81.7×10^6	2998.3×10^6	54.7×10^3	700	.178	1 ϕ 3/8"

TIPO DE ALIGERADO	Sección	I_{Uj} (KG-cm)	(a) $g - 780M_u$ (+) 1976Mu	(b) 3080-(-)	(c) b	(d) ^a 55400-(-)	$\frac{A_s}{3990}$ $\frac{d}{900(+)}$	VARELLAS
VGT-PT-2'	A	16000	124.5×10^6	2955.5×10^6	54.3×10^3	1100	.279	1 ϕ 3/8"
	B	33000	174×10^6	2906×10^6	53.9×10^3	1500	1.52	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
	B	74000	576×10^6	2504×10^6	50×10^3	5400	1.37	2 ϕ 3/8"
	B	16000	31.6×10^6	3048.4×10^6	55.2×10^3	200	.202	1 ϕ 3/8"
	C	23000	213×10^6	2862×10^6	53.5×10^3	1900	.462	1 ϕ 3/8"
	B	23000	55.2×10^6	3024.8×10^6	54.9×10^3	500	.505	1 ϕ 3/8"
	D	31000	631×10^6	2449×10^6	49.5×10^3	5900	.150	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
	B	72000	142×10^6	2938×10^6	54.2×10^3	1200	1.21	2 ϕ 3/8"
	E	3500	66.2×10^6	3013.8×10^6	54.8×10^3	600	.152	1 ϕ 3/8"

La comprobación por corte se hace hallando el corte octuante (del diseño) en las zonas críticas, es decir a la distancia "d" de la cara del apoyo, estos valores deben ser menores que el corte máximo permisible por el concreto, porque de lo contrario se necesitará ensanche de las viguetas.

$$\begin{aligned} \text{El concreto puede tomar : } V_c &= .5 \phi \sqrt{f'_c} \\ &= .5 \times .85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luego el corte máximo admirable es:

$$V_{\text{máximo}} = V_c \times b \cdot d = 6.16 \times 10 \times 22 = 1355 \text{ Kg.}$$

Tipo De Aligerado	Sección	Vactuante (Kg) a "D" de la cara de apoyo	Vmáximo (kg) admisible
AL-PA-1	AB	594	1355
	BA	684	
	BC	580	
	CB	580	
	CD	623	
	DC	623	
	DE	635	
	ED	551	
AL-PA-2	B'C'	384	1355
	C'B'	384	
AL-PA-3	B'C'	240	1355
	C'B'	380	
	C'C"	300	
	C"C'	120	

Tipo De Aligerado	Sección	V Actuante (Kg) a"D"de la cara de apoyo	V máximo (Kg) admisible
AL-PT-1	AB	720	1355
	BA	830	
	BC	705	
	CB	705	
	CD	735	
	DC	735	
	DE	770	
	ED	668	
AL-PT-2	AB	760	1355
	BA	970	
	BC	760	
	CB	630	
	CD	650	
	DC	830	
	DE	940	
	ED	660	
AL-PT-3	B'C'	375	1355
	C'B'	560	
	C'C''	470	
	C''C'	130	
AL-2P-3	B B'		1355
	B'B	810	
	B'C'	770	
	C'B'	100	
	C'C''	340	
	C''C'	260	
AL-2P-4	B B'	-	1355
	B'B	820	
	B'C'	770	
	C'B'	90	

Tipo De Aligerado	Sección	Actuante(Kg) a "D" de la carga de apoyo	máximo (Kg) admisible
VGT-PT-2'	AB	940	1355
	BA	1300	
	BC	780	
	CB	480	
	CD	580	
	DC	300	
	DE	1190	
	ED	840	

Como se observa de los cuadros anteriores, para todas las viguetas el Vactuante es menor que el corte máximo permisible, es decir que no será necesario ensanches.

CHEQUEO DE ADHERENCIA Y ANCLAJE

Esfuerzos máximos

$$U_u = \frac{V_u}{\phi \sum o_j d} \quad (\text{adherencia}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$U_u = \frac{A_s F_s}{\sum o L} \quad (\text{anclaje}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

Esfuerzos permisibles :

Para varillas en tracción que no sean de caja superior

$$V_u = \frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} \leq 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

(Este para fierros según la norma ASTM A-305)

La notación es:

d = distancia de la fila extrema en compresión al Centroides del refuerzo de tracción.

D = diámetro nominal de la barra, centímetros.

o = Suma de perimetros de todas las barras efectivas que cruzan la sección en el lado de tracción y son del mismo tamaño.

Para diferentes tamaños se vera $\sum o = \frac{4 A_s}{D}$ donde $A_s =$

area total de acero y D es el diámetro de la varilla mayor.

j = relación entre la distancia del centroide de compresión al centroide de tracción y el peralte \underline{d}

U_u = resistencia máxima en adherencia

V_u = fuerza cortante total máxima

Los esfuerzos según (1) y (2) deben ser menores que las permisibles

El chequeo se realiza en las siguientes puntos críticos:

- Cara de apoyos (para las varillas negativas)
- Puntos de cortado y doblez de barras en tracción dentro del claro (Varillas negativas)
- Puntos de inflexión para máximos momentos positivos (Para varillas positivas)

Haremos el chequeo de adherencia por anclaje.

Según (2), la longitud mínima para desarrollar por adherencia el máximo esfuerzo de fluencia es la que se conoce por "Longitud de desarrollo" (LD)

$$L_d = \frac{A_s F_y}{U_u \sum_o}$$

Donde $U_u = 0.8 \left(6.4 \sqrt{\frac{f'_c}{D}} \leq 56 \text{ Kg/cm}^2 \right)$

Para : $D = \frac{3}{8}''$; $U_u = 0.8 (97.3 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2)$

$D = \frac{1}{2}'' \rightarrow U_u = 0.8 (73.0 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2)$

Por tanto usaremos el esfuerzo límite $U_u = 0.8 (56) = 44.8 \text{ Kg/cm}^2$

$$\therefore L_d = \frac{A_s \times 2800}{44.8 \sum_o} = 62.5 \frac{A_s}{\sum_o}$$

Para barras de diámetros diferentes $\sum_o = 4 A_s / D$;

$D = 3/8''$; $\sum_o = 4.20 A_s$

$D = 1/2''$; $\sum_o = 3.15 A_s$

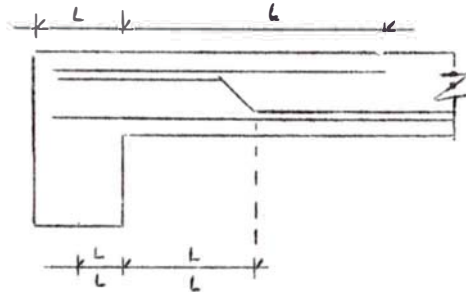
Las longitudes mínimas de desarrollo son:

Para 1 ϕ 3/8" : $L_d = 62.5 \times 0.713/3 = 14.9 \text{ cm}$

Para 1 ϕ 1/2" : $L_d = 62.5 \times 1.27/4 = 19.9 \text{ cm}$

Para 1 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2" : $L_d = 62.5 \times 1.98/6.23 = 19.9 \text{ cm}$.

Del armado y doblado etc. del fierro de los aligerados se tiene para cualquier caso un tipo así :



Entonces, comparando con las longitudes de desarrollo halladas se tendrá que si se cumple que $L > L_d$, las viguetas serán satisfactorias por adherencia; en caso contrario se toman las longitudes mínimas L_d .

REFUERZO POR CONTRACION Y TEMPERATURA

Segun el ACI Secc. 817- a :

$$A_s = 0.0025 bt = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de 1/4":

$$\text{Espaciamiento } S = 100 \times \frac{0.315}{1.25} = 25.2 \text{ cm}$$

$$\text{límites : } S \begin{cases} 5t = 25 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Luego se usará : $\phi 1/4" @ 25 \text{ cm}$.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Este análisis se hace con el objeto de determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes producidas en los elementos de las pórticos en estudio, debido a la acción de las cargas verticales y sismos de acuerdo con las combinaciones de dichas cargas, según las fórmulas que da el reglamento del A.C.I para hallar los momentos últimos y que son:

$$\begin{aligned} M_u &= 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} \\ M_u &= 1.25 (\text{CM} + \text{CV} + \text{S}) \\ M_u &= .9 \text{ CM} + 1.1 \text{ S} \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta en cada caso las hipótesis de sobrecarga y la reversibilidad del sismo que puede entrar en ambos sentidos de cada dirección en que se estudie el edificio.

Para el cálculo de momentos para cargas de peso propio y sobrecarga usaremos el método de Kani.

Se efectuará para el pórtico "C" cálculos para peso propio y para las diversas hipótesis de sobrecarga para obtener máximos momentos positivos y negativos. Para el pórtico " " se hará un solo Kani para peso propio, que se combinará con los efectos sísmicos.

Antes de aplicar el método Kani se han determinado previamente los momentos de empotramiento perfecto y los factores de giro y corrimiento, a base de las rigideces relativas de vigas y columnas.

La distribución se ha realizado en planos que adjuntamos ,
llevándose hasta la aproximación deseada.

FACTORES DE GIRO Y CORRIMIENTO

Para el metodo Kani, los valores de los factores de giro es
tan dados por $D = -1/2 K/\sum K$; es decir que se obtienen
repartiendo proporcionalmente a las rigideces de todas las
barras que concurren en el nudo, el valor total ($-1/2$).
El factor de corrimiento se usa para tomar en cuenta los des-
plazamientos horizontales de los nudos, se obtienen reparti-
endo el valor ($-3/2$) proporcionalmente a las rigideces rela-
tivas de las columnas en un determinado nivel.

FACTORES DE EMPOTRAMIENTO

Con los valores de las cargas obtenidas en el metrado de car-
gas y considerando la reducción de sobrecarga en vigas, espe-
cificada anteriormente, obtenemos los valores de los momen-
tos de empotramiento tal como haremos a continuación.

Los calculos de las diferentes hipotesis de sobrecarga se
muestran en los planos adjuntos.

FACTORES DE GIRO PORTICO "C"

Nudo 1

$$D_{1-2} = -1/2 \times \frac{0.29}{2.37} = D_{2-4} = -0.0612$$

$$D_{1-3} = -1/2 \times \frac{2.08}{2.37} = D_{2-4} = -0.438$$

Nudo 3

$$D_{3-4} = D_{4-3} = -1/2 \times \frac{0.41}{4.57} = -0.0448$$

$$D_{3-1} = -1/2 \times \frac{2.08}{4.57} = -0.228 = D_{4-2}$$

$$D_{3-5} = -1/2 \times \frac{2.08}{4.57} = -0.228 = D_{4-6}$$

Modulo 5 :-
D

$$D \quad 5-6 = -1/2 \times \frac{0.41}{4.57} = -0.0446 = D \quad 6-5$$

$$D \quad 5-3 = -1/2 \times \frac{2.08}{4.57} = -0.228 = D \quad 6-4$$

$$D \quad 5-7 = -1/2 \times \frac{2.08}{4.57} = -0.228 = D \quad 6-8$$

Modulo 7 :-

$$D \quad 7-8 = -1/2 \times \frac{0.41}{5.79} = -0.0365 = D \quad 8-7$$

$$D \quad 7-5 = -1/2 \times \frac{2.08}{5.79} = -0.18 = D \quad 8-6$$

$$D \quad 7-9 = -1/2 \times \frac{3.30}{5.79} = -2.85 = D \quad 8-10$$

Modulo 9 :-

$$D \quad 9-10 = -1/2 \times \frac{0.41}{7.01} = -0.0289 = D \quad 10-9$$

$$D \quad 9-7 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 10-8$$

$$D \quad 9-11 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 10-12$$

Modulo 11 :-

$$D \quad 11-12 = -1/2 \times \frac{0.41}{7.01} = -0.0292 = D \quad 12-11$$

$$D \quad 11-9 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 12-10$$

$$D \quad 11-13 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 12-10$$

Modulo 13 :-

$$D \quad 13-14 = -1/2 \times \frac{0.41}{7.01} = -0.0292 = D \quad 14-15$$

$$D \quad 13-11 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 14-12$$

$$D \quad 13-15 = -1/2 \times \frac{3.30}{7.01} = -0.236 = D \quad 14-16$$

FACTOR DE CORRIMIENTO

Para las columnas del 5^o al 9^o piso da:

$$-\frac{3}{2} \times \frac{2.08}{2 \times 2.08} = -0.75$$

y para las del 1^{er} al 4^o piso da:

$$-\frac{3}{2} \times \frac{3.30}{2 \times 3.30} = -0.75$$

REDUCCION DE SOBRECARGA

Se efectúa con el criterio del área de influencia de las vigas, con la fórmula:

$$R = 0.8 \% \times \text{Área de influencia}$$

Si el área de influencia es $\geq 15 \text{ m}^2$

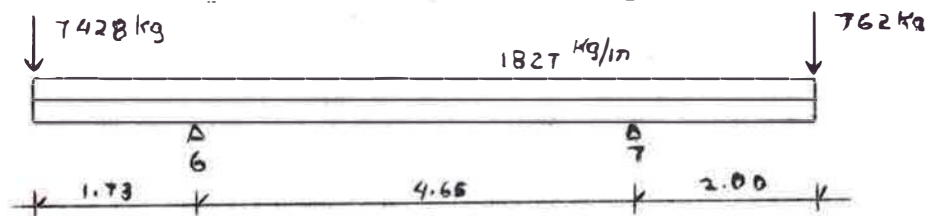
∴ Tenemos para el tramo 6-7

$$R = 0.80 \times 4.65 \times 3.52 = 13.10 \%$$

En los volados no hay reducción por ser

$$A_i < 15 \text{ m}^2$$

Momentos de empotramiento : Peso Propio



Momento en el volado de 1.73 :

$$M_i = \frac{1}{2} \times 1827 \times 1.73^2 + 7428 \times 1.73 = 2700 + 12800$$

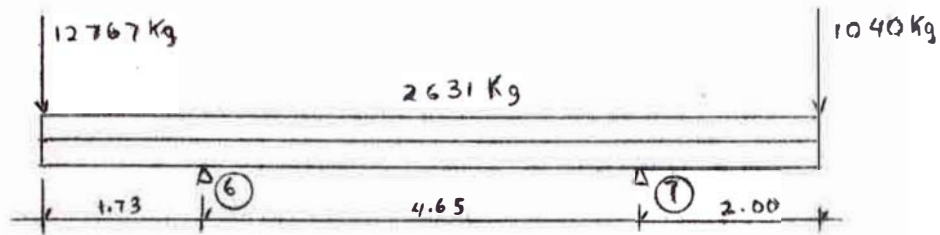
$$M_i = 15500 \text{ Kgm}$$

Momento en el volado de 2 m.

$$M_i = \frac{1}{2} \times 1827 \times 2^2 + 762 \times 2.00 = 5178 \text{ Kgm}$$

$$M_{i \text{ 6-7}} = M_{i \text{ 7-6}} = \frac{1}{12} w l^2 = \frac{1}{12} \times 1827 \times 4.65^2 = 3300 \text{ Kgm}$$

Piso Tipico



Momento en el volado de 1.73 m.

$$M_i = 1/2 \times 2631 \times 1.73^2 + 12767 \times 1.73 = 3880 + 22000$$

$$M_i = 25880 \text{ Kg m}$$

Momento en el volado de 2.00m.

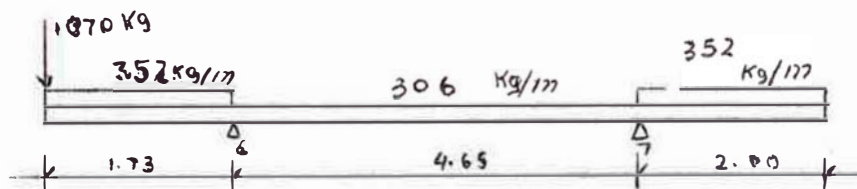
$$M_i = 1/2 \times 2631 \times 2^2 + 1040 \times 2 = 7342 \text{ Kgm}$$

Momento en el tramo central

$$M_{6-7} = 1/12 \times 2631 \times 4.65^2 = 4750 \text{ Kg m.}$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO S/C

AZOTEA



Momento en el volado de 1.73m.

$$M_i = 1/2 \times 352 \times 1.73^2 + 1070 \times 1.73 = 528 + 1850$$

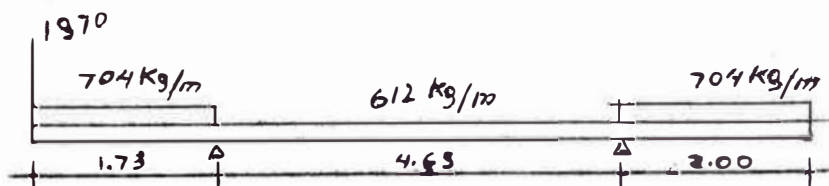
$$M_i = 2378 \text{ Kgm}$$

Momento en el volado de 2.00 m:

$$M_i = 1/2 \times 352 \times 2^2 = 704 \text{ Kgm.}$$

$$M_{6-7} = M_{7-6} = 1/12 \times 306 \times 4.65^2 = 554 \text{ Kgm.}$$

Piso Tipico



Momento en el volado de 1.73 :

$$M = 1/2 \times 704 \times 1.73^2 + 1970 \times 1.73 = 1060 + 3400$$

$$M = 4460 \text{ Kgm.}$$

Momento en el volado de 2.00m :

$$M = 1/2 \times 704 \times 2^2 = 1408 \text{ Kgm.}$$

$$M_{6-7} = M_{7-6} = 1/12 \times 612 \times 4.63^2 = 1110 \text{ Kgm.}$$

FACTORES DE GIRO FORTICO " 7 "

Hudo 1 .-

$$D_{1-2} = -1/2 \times \frac{0.174}{0.692} = -0.126$$

$$D_{1-6} = -1/2 \times \frac{0.518}{0.692} = -0.375$$

Hudo 2 .-

$$D_{2-1} = -1/2 \times \frac{0.178}{0.87} = 0.1$$

$$D_{2-7} = -1/2 \times \frac{0.518}{0.87} = -0.298$$

$$D_{2-3} = -1/2 \times \frac{1.02}{0.87} = -0.102$$

Hudo 3 .-

$$D_{3-2} = -1/2 \times \frac{0.178}{0.863} = -0.103$$

$$D_{3-8} = -1/2 \times \frac{0.518}{0.863} = -0.301$$

$$D_{3-4} = -1/2 \times \frac{0.167}{0.863} = -0.0968$$

Hudo 4 .-

$$D_{4-3} = -1/2 \times \frac{0.167}{0.872} = -0.0957$$

$$D_{4-9} = -1/2 \times \frac{0.518}{0.872} = -0.297$$

$$D_{4-5} = -1/2 \times \frac{0.187}{0.872} = -0.107$$

Ítudo 5 .-

$$D \quad 5-4 = -1/2 \times \frac{0.187}{0.705} = -0.133$$

$$D \quad 5-10 = -1/2 \times \frac{0.518}{0.705} = -0.368$$

Ítudo 6 .-

$$D \quad 6-1 = -1/2 \times \frac{0.518}{0.872} = -0.214$$

$$D \quad 6-7 = -\frac{1/2 \times 0.174}{1.21} = 0.072$$

$$D \quad 6-11 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.21} = 0.214$$

Ítudo 7 .-

$$D \quad 7-6 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.388} = 0.0626,$$

$$D \quad 7-2 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.388} = 0.187$$

$$D \quad 7-8 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.388} = 0.0641$$

$$D \quad 7-12 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.388} = 0.187$$

Ítudo 8 .-

$$D \quad 8-7 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.381} = 0.0644$$

$$D \quad 8-3 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.381} = 0.188$$

$$D \quad 8-9 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.381} = 0.0604$$

$$D \quad 8-13 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.381} = 0.188$$

Ítudo 9 .-

$$D \quad 9-8 = -1/2 \times \frac{0.157}{1.39} = -0.0601$$

$$D \quad 9-4 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.39} = -0.186$$

$$D \quad 9-10 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.39} = 0.0673$$

$$D \quad 9-14 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.39} = -0.186$$

..udo 10 .- D

$$10-9 = -1/2 \times \frac{0.137}{1.223} = 0.0764$$

$$D \quad 10-5 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.223} = 0.211$$

$$D \quad 10-15 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.223} = 0.211$$

Iudo 11 .- D

$$11-6 = 1/2 \times \frac{0.518}{1.31} = 0.214$$

$$D \quad 11-12 = 1/2 \times \frac{0.174}{1.21} = 0.072$$

$$D \quad 11-16 = 1/2 \times \frac{0.158}{1.21} = 0.214$$

Iudo 12 .- D

$$12-11 = 1/2 \times \frac{0.174}{1.388} = 0.0626$$

$$D \quad 12-7 = 1/2 \times \frac{0.518}{1.388} = 0.187$$

$$D \quad 12-13 = 1/2 \times \frac{0.178}{1.388} = 0.0641$$

$$D \quad 12-17 = 1/2 \times \frac{0.518}{1.388} = 0.187$$

Iudo 13 .- D

$$13-12 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.381} = 0.0644$$

$$D \quad 13-8 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.381} = 0.188$$

$$D \quad 13-14 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.381} = 0.0604$$

$$D \quad 13-18 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.381} = 0.188$$

Iudo 14 .- D

$$14-13 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.39} = 0.0601$$

$$D \quad 14-9 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.39} = 0.186$$

$$D \quad 14-15 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.39} = 0.0673$$

$$D \quad 14-19 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.39} = 0.186$$

Índice 15 .-

$$D \quad 15-14 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.223} = 0.0764$$

$$D \quad 15-10 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.223} = 0.211$$

$$D \quad 15-20 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.223} = 0.211$$

Índice 16 .-

$$D \quad 16-11 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.297} = 0.2$$

$$D \quad 16-17 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.297} = 0.0671$$

$$D \quad 16-21 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.297} = 0.234$$

Índice 17 .-

$$D \quad 17-16 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.475} = 0.059$$

$$D \quad 17-12 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.475} = 0.176$$

$$D \quad 17-18 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.475} = 0.0604$$

$$D \quad 17-22 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.475} = 0.205$$

Índice 18 .-

$$D \quad 18-17 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.468} = 0.0606$$

$$D \quad 18-13 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.468} = 0.176$$

$$D \quad 18-19 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.468} = 0.0568$$

$$D \quad 18-23 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.468} = 0.206$$

Índice 19 .-

$$D \quad 19-18 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.477} = 0.0565$$

$$D \quad 19-14 = -1/2 \times \frac{0.518}{1.477} = 0.175$$

$$D \quad 19-20 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.477} = 0.0634$$

$$D \quad 19-24 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.468} = 0.205$$

Itudo 20 .-

$$D_{20-19} = -1/2 \times \frac{0.187}{1.31} = 0.0714$$

$$D_{20-15} = -1/2 \times \frac{0.518}{1.31} = 0.198$$

$$D_{20-25} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.31} = 0.231$$

Itudo 21 .-

$$D_{21-16} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

$$D_{21-22} = -1/2 \times \frac{0.174}{1.384} = 0.0628$$

$$D_{21-26} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

Itudo 22 .-

$$D_{22-21} = -1/2 \times \frac{0.174}{1.562} = 0.0556$$

$$D_{22-17} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

$$D_{22-23} = -1/2 \times \frac{0.178}{1.562} = 0.0570$$

$$D_{22-27} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

Itudo 23 .-

$$D_{23-22} = -1/2 \times \frac{0.178}{1.555} = 0.0572$$

$$D_{23-18} = \quad \quad \quad \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

$$D_{23-24} = -1/2 \times \frac{0.167}{1.555} = 0.0536$$

$$D_{23-28} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

Itudo 24 .-

$$D_{24-23} = -1/2 \times \frac{0.167}{1.564} = 0.0534$$

$$D_{24-19} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.193$$

$$D_{24-25} = -1/2 \times \frac{0.187}{1.564} = 0.0597$$

$$D_{24-29} = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.193$$

Índice 25 .-

$$D 25-24 = -1/2 \times \frac{0.186}{1.397} = 0.067$$

$$D 25-20 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217$$

$$D 25-30 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217$$

Índice 26 .-

$$D 26-21 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

$$D 26-27 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.384} = 0.0628$$

$$D 26-31 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

Índice 27 .-

$$D 27-26 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.562} = 0.0556$$

$$D 27-22 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

$$D 27-28 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.562} = 0.057$$

$$D 27-32 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

Índice 28 .-

$$D 28-27 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.555} = 0.0572$$

$$D 28-23 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

$$D 28-29 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.555} = 0.0536$$

$$D 28-33 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

Índice 29 .-

$$D 29-28 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.564} = 0.0534$$

$$D 29-24 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.193$$

$$D 29-30 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.564} = 0.0597$$

$$D 29-34 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.0597$$

Iľudo 30 .-

$$D \quad 30-29 = -1/2 \times \frac{0.187}{1.397} = 0.067$$

$$D \quad 30-25 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217$$

$$D \quad 30-35 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217$$

Iľudo 31 .-

$$D \quad 31-26 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

$$D \quad 31-32 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.384} = 0.0628$$

$$D \quad 31-36 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.384} = 0.218$$

Iľudo 32 .-

$$D \quad 32-31 = -1/2 \times \frac{0.174}{1.562} = 0.0556$$

$$D \quad 32-27 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

$$D \quad 32-33 = -1/2 \times \frac{0.176}{1.562} = 0.057$$

$$D \quad 32-37 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.562} = 0.194$$

Iľudo 33 .-

$$D \quad 33-32 = -1/2 \times \frac{0.178}{1.555} = 0.0572$$

$$D \quad 33-28 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

$$D \quad 33-34 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.555} = 0.0536$$

$$D \quad 33-34 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.555} = 0.194$$

Iľudo 34 .-

$$D \quad 34-33 = -1/2 \times \frac{0.167}{1.564} = 0.0534$$

$$D \quad 34-29 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.193$$

$$D \quad 34-35 = -1/2 \times \frac{0.137}{1.564} = 0.0597$$

$$D \quad 34-39 = -1/2 \times \frac{0.605}{1.564} = 0.193$$

Ejemplo 35 :-

$$\begin{aligned} \text{I)} \quad 35-34 &= -1/2 \times \frac{0.187}{1.397} = 0.067 \\ \text{II)} \quad 35-30 &= -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217 \\ \text{III)} \quad 35-40 &= -1/2 \times \frac{0.605}{1.397} = 0.217 \end{aligned}$$

FACTORES DE CORRIMIENTO PORTICO " 7 "

Para todas las columnas del 1^{er} al 4^o Piso serán :

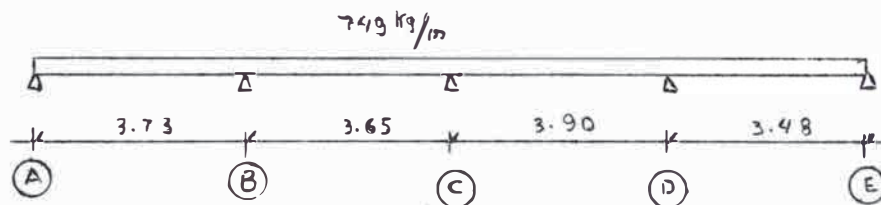
$$- \frac{3}{2} \times \frac{0.605}{5 \times 0.605} = -0.3$$

y para las columnas del 5^o al 7^o pisos serán

$$- \frac{3}{2} \times \frac{0.518}{5 \times 0.518} = -0.3$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO : PISO PROPIO

Azotea



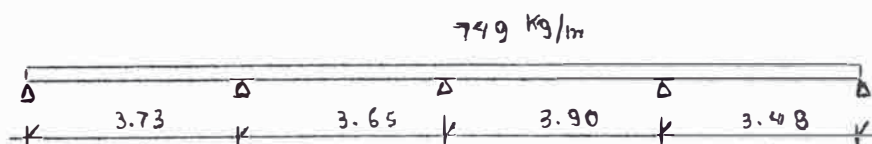
$$I_{ab} = M_{ba} = 1/12 \times 749 \times 3.73^2 = 870 \text{ Kgm.}$$

$$I_{bc} = I_{cb} = 1/12 \times 749 \times 3.65^2 = 830 \text{ Kgm.}$$

$$I_{cd} = I_{dc} = 1/12 \times 749 \times 3.90^2 = 948 \text{ Kgm.}$$

$$I_{de} = I_{ed} = 1/12 \times 749 \times 3.48^2 = 755 \text{ Kgm.}$$

Piso Tipico
















∴ Los momentos de empotramiento serán iguales que en el caso de la azotea.






ENVOLVENTE DE MOMENTOS

Una vez efectuado el análisis de cargas verticales y sismos estamos en condiciones de trazar los gráficos de envolventes para cada combinación de cargas según exige el reglamento ACI. Para facilitar esta tarea presentamos a continuación los valores tabulados de las diferentes combinaciones de cargas. La convención de signos será la misma que se expuso en el capítulo anterior de sismos.

ENVOLVENTE DE MOMENTO, PORTICO " C "

VIGAS


Cargas	Viga Azotea APA-C-5-8			
	Vol. Izq.	Tramo Central		Vol. Der.
	M 6-v	M 6-7	M 7-6	M 7-v
C.M.	-15.5	-8.25	+0.96	-5.2
H.V.1 	- 2.38	-1.06	-0.16	0
C.V.2 	0	-0.67	-0.22	0
C.V.3 	0	-0.47	-0.59	-0.70
 S	0	+3.98	-3.98	0
 S	0	-3.98	+3.98	0
Combinación de cargas				
1.5 CM + 1.8 CV 1	-27.49	-14.31	+1.15	-7.80
1.5 CM + 1.8 CV 2	-23.20	-13.61	+1.04	-7.80
1.5 CM + 1.8 CV 3	-23.20	-13.25	+0.38	-9.06
1.25 (CM+CV1)  +S	-23.37	-6.65	-3.98	-6.51
1.25 (CM+CV2)  +S	-19.40	-6.16	-3.06	-6.51
1.25 (CM+CV3)  +S	-19.40	-5.91	-4.52	-7.34
1.25 (CM+CV1)  +S	-22.37	-16.61	+5.98	-6.51
1.25 (CM+CV2)  +S	-19.40	-16.12	+5.90	-6.51
1.25 (CM+CV3)  +S	-19.40	-15.87	+5.44	-7.34
0.9 CM + 1.1  +S	-14.00	-3.05	-3.51	-4.69
0.9 CM + 1.1  S	-14.00	-11.81	+5.25	-4.69

Cargas	Viga 7 PT-C-5-8				Viga 6 Pt -C-5-8			
	Vol. Izd.	Tramo Central		Vol. Der.	Vol. Izq.	Tramo Central		Vol. Der.
	I: 6-v	M 6-7	+ 1.79	M 7 -V	M 6-v	M 6-7	M 7-6	I: 7-v
C.M	-25.8	-11.96	+ 1.78	- 7.4	-25.8	-11.58	+1.26	-7.40
C.V 1 	- 4.46	- .1	- 0.48	0	- 4.46	-1.91	-0.47	0
C.V 2 	0	- 1.38	- 0.54	0	0	- 1.27	-0.67	0
C.V 3 	0	- 1.05	- 1.05	- 1.41	0	- 1.07	-1.04	-1.41
	0	+ 7.91	- 7.91	0	0	+ 8.08	-8.08	0
	0	- 7.91	+ 7.91	0	0	- 8.08	+8.08	0
Combinación de cargas								
1.5 CM+1.8CV1	-46.90	-21.41	+1.80	-11.10	-46.87	-20.84	+1.05	-11.10
1.5 CM+1.8CV2	-38.80	-20.49	+1.70	-11.10	-38.80	-19.69	+0.50	-11.10
1.5 CM+1.8CV3	-38.80	-19.89	+0.78	-13.64	-38.80	-19.33	+0.02	-13.54
1.25 (CM+CV1+S)	-37.78	-7.47	-8.27	- 9.27	-37.80	- 6.79	-9.11	- 9.27
1.25 (CM+CV2+S)	-32.20	-6.83	-8.35	- 9.27	-32.20	- 5.99	-9.36	- 9.27
1.25 (CM+CV3+S)	-32.20	-6.43	-8.99	-11.03	-32.20	- 5.74	-9.32	-11.04
1.25 (CM+CV1+S)	-37.78	-27.25	+11.51	-9.27	-37.80	-26.99	+11.09	- 9.27
1.25 (CM+CV2+S)	-32.20	-26.61	+11.43	-9.27	-32.20	-26.19	+10.84	- 9.27
1.25 (CM+CV3+S)	-32.20	-26.21	+10.79	-11.03	-32.20	-25.94	-10.38	-11.04
0.9 CM+1.1 S	-22.40	+ 2.09	- 7.11	- 6.68	-23.20	- 1.52	-7.75	- 6.68
0.9 CM+1.1 S	-22.40	-19.51	+10.31	-6.68	-23.20	-19.30	+10.03	- 6.63

Cargas	Viga 5 FT-C-5-8			Viga 4 FT-C-5-3				
	Vol. Izd.	Tramo	Central	Vol. Der.	Vol. Izd.	Tramo	Central	Vol. Der.
	II 6-v	II 6-7	II 7-6	II 7-v	II 6-v	II 6-7	II 7-6	II 7-v
C.M.	-25.8	-10.63	+0.56	-7.40	-25.8	-10.06	+0.00	-7.40
C.V. 1	-4.46	-1.76	-0.59	0	-4.46	-1.64	-0.30	0
C.V. 2	0	-1.41	-0.57	0	0	-1.29	-0.72	0
C.V. 3	0	-1.11	-1.02	-1.41	0	-1.13	-1.01	-1.41
→ S	0	+9.61	-9.61	0	0	+9.45	-9.45	0
← S	0	-9.61	+9.61	0	0	-9.45	+9.45	0
Combinación de cargas								
1.5 CM+1.0CV1	-41.73	-19.16	-0.22	-11.10	-46.63	-18.85	-1.10	-11.10
1.5 CM+1.0CV2	-33.70	-18.53	-0.18	-11.10	-38.60	-18.22	-1.18	-11.10
1.5 CM+1.0CV3	-33.70	-18.00	-0.99	-13.64	-38.60	-17.84	-1.70	-13.64
1.25(CM+CV1+S)	-37.77	-3.50	-12.05	-9.25	-37.75	-3.45	-12.55	-9.26
1.25(CM+CV2+S)	-32.20	-3.06	-12.01	-9.25	-32.20	-3.02	-12.60	-9.26
1.25(CM+CV3+S)	-32.20	-2.69	-12.57	-11.01	-32.20	-2.81	-12.93	-11.03
1.25(CM+CV1+S)	-37.77	-27.50	+11.96	-9.25	-37.35	-27.05	+11.63	-9.26
1.25(CM+CV2+S)	-32.20	-27.06	-11.99	-9.25	-32.20	-26.62	+11.00	-9.26
1.25(CM+CV3+S)	-32.20	-26.69	+11.43	-11.01	-32.20	-26.41	+10.64	-11.03
0.9 CM+1.1 S	-23.20	+1.03	-10.09	-6.65	-23.20	+0.87	-10.33	-6.67
0.9 CM+1.1 S	-23.20	+20.17	-11.11	-6.65	-23.20	-19.93	+10.47	-6.67

VIGA 3 PT- C 5-8

VIGA 2 PT - C - 5 - 8

Cargas	Vol. Izd.	Tramo	Central	Vol. Der.	Vol. Izd.	Tramo	Central	Vol. Der.
	M 6-v	M6-7	M7-6	M 7-v	M 6-v	M 6-7	M 7-6	M 7-v
C.M	-25.3	-9.69	-0.27	-7.40	-25.00	-8.68	-1.39	-7.40
C.V 1 	4.46	-1.64	-0.68	0	- 4.46	-1.67	-0.62	0
C.V 2 	0	-1.32	-0.72	0	0	-1.15	-0.94	0
C.V 3 	0	-1.12	-1.03	-1.41	0	-1.00	-1.18	-1.41
 S	0	+9.21	-9.21	0	0	+6.52	-6.52	0
 S	0	-9.21	+9.21	0	0	-6.52	+6.52	0
Combinación de cargas								
1.5 CH+1.8C.V1	-46.73	-17.35	-1.63	-11.10	-46.68	-16.01	-3.20	-11.10
1.5 CH+1.8C.V2	-38.70	-16.77	-1.71	-11.10	-38.60	-15.07	-3.77	-11.10
1.5 CH+1.8C.V3	-38.70	-16.42	-2.26	-13.64	-38.60	-14.00	-4.00	-12.64
1.25(CH+CV1+S)	-37.78	-2.65	-12.69	- 9.24	-37.78	- 4.74	-10.66	-9.24
1.25(CH+CV2+S)	32.20	- 2.25	-12.74	- 9.24	-32.20	- 4.09	-11.07	- 9.24
1.25(CH+CV3+S)	-32.20	- 2.00	-13.13	-11.00	-32.20	- 3.90	-11.37	-11.00
1.25(CH+CV1+S)	-37.78	-25.65	+10.31	- 9.24	-37.78	-21.04	+ 5.54	- 9.24
1.25(CH+CV2+S)	-3	-25.25	+10.26	- 9.24	-32.20	-20.39	+ 5.23	- 9.24
1.25(CH+CV3+S)	32.20	-25.00	+ 9.87	-11.00	-32.20	-20.20	+ 4.93	-11.00
0.9 CH +1.1S	-23.20	+ 1.38	-10.34	- 6.67	-23.20	- 0.64	- 8.43	- 6.65
0.0 CH +1.1S	-23.20	-	+		-23.20	-15.00	+ 5.93	- 6.65

Ahora calcularemos los momentos isostáticos en el centro de luz y en los puntos cuartos, que es igual a 0.75 veces el momento isostáticos en el centro de luz.

En los voladizos el momento al centro del voladizo es igual a $1/8 Wl^2$

CALCULO DE LOS MOMENTOS ISOSTATICOS

portico " c" : Vigas

azotea

a) Isostático de la fórmula $1.5 CM + 1.8 CV$

Vol. Izr. : $CM = 1827 \text{ Kg/ml.}$

Carga concentrada = 7428 Kg.

$CV = 352 \text{ Kg/ml.}$ y carga concentrada $P=1070 \text{ Kg.}$

además $1.5 CM + 1.8 CV = 3383 \text{ Kg/ml.}$

$1.5 \times 7428 = 11,150 \text{ Kg/ml.}$

$1.8 \times 1070 = 1930 \text{ Kg.}$

$$M_D = 3383 \times 1.73^2 + 11150 \times \frac{1.73}{2} + 1930 \times \frac{1.73}{2}$$

$$M_D = 12580 \text{ Kgm} = 12.58 \text{ Tn-m}$$

Vol. Der. : $CM = 1827 \text{ Kg/ml}$ y carga concentrada = 762 Kg.

$CV = 352 \text{ Kg/ml}$

$1.5 CM + 1.8 CV = 3383 \text{ Kg/ml.}$

además $1.5 \times 762 = 1140 \text{ Kg.}$

$$M_D = 1/8 \times 3383 \times 2^2 + 1140 \times 1$$

$$M_D = 2831 \text{ Kg-m} = 2,83 \text{ Tn-m}$$

Tramo 6-7 :

$CM = 1827 \text{ Kg/ml.}$

$CV = 306 \text{ Kg/ml.}$

$\therefore 1.5 CM + 1.8 CV = 3301 \text{ Kg/m}$

$$M_D = 1/8 \times 3301 \times 4.65^2 = 8980 \text{ Kgm} = 8.98 \text{ Tn-m}$$

$$M (1/4L) = .75 \times 8.98 = 6.72 \text{ Tn-m}$$

B) Isostático de la fórmula $1.25 (CM+CV)$

Tramo 6-7 : $CM = 1827 \text{ Kg/ml.}$

$CV = 306 \text{ Kg/ml.}$

$1.25 (CM+CV) = 2673 \text{ Kg/m.}$

$$I_{\bar{E}} = 1/8 \times 2673 \times 4.65^2 = 7250 \text{ Kg/m} \approx 7.25 \text{ Tn-m}$$

$$I_i (1/4 L) = .75 \times 7.25 = 5.43 \text{ Tn-m}$$

C) Isostático de la fórmula : 0.9 CM

Tramo 6-7 : CM = 1827 Kg/ml.

$$0.9 \text{ CM} = 1650 \text{ Kg/ml.}$$

$$I_{\bar{E}} = 1/8 \times 1650 \times 4.65^2 = 4.47 \text{ Tn-m}$$

$$I_i (1/4L) = .75 \times 4.47 = 3.35 \text{ Tn-m}$$

TIPOS TÍPICOS

a) Isostático de la fórmula : 1.5 CM + 1.8 CV

Vol. Izr. : CM = 2631 Kg/ml y carga concentrada = 12767 Kg

CV = 704 Kg/ml y carga concentrada = 1970 Kg.

$$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} = 5220 \text{ Kg/ml.}$$

Además $1.5 \times 12767 = 19100 \text{ Kg.}$

$$1.8 \times 1970 = 3550 \text{ Kg.}$$

$$I_{\bar{E}} = 1/8 \times 5220 \times 1.73^2 + 22650 \times \frac{1.73}{2} = 21.56 \text{ Tn-m}$$

$$I_{\bar{E}} = 21.56 \text{ Tn-m.}$$

Vol. Der. : CM = 2631 Kg/ml. y carga concentrada de 1040 Kg.

CV = 704 Kg/m

$$1.5 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV} = 5220 \text{ Kg/m.}$$

también $1.5 \times 1040 = 1560 \text{ Kg.}$

$$I_{\bar{E}} = 1/8 \times 5220 \times 2^2 + 1560 \times 1$$

$$I_{\bar{E}} = 4.17 \text{ Tn-m.}$$

Tramo Cental (6-7) : CM = 2631 Kg/m.

CV = 612 Kg/m.

$$1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV} = 5050 \text{ Kg/m.}$$

$$I_{\bar{E}} = 1/8 \times 5050 \times 4.65^2 = 13.7 \text{ Tn-m.}$$

$$I_{\bar{E}} = 13.70 \text{ Tn-m.}$$

$$I_i (1/4 L) = .75 \times 13.70 = 10.30 \text{ Tn-m.}$$

b) Isostático de la fórmula 1.25 (CM+CV)

Tramo 6-7 : LM = 2631 Kg/m.

CV = 612 Kg/m.

1.25 (CM+CV) = 4054 Kg/m.

$I_{\text{E}} = 1/8 \times 4054 \times 4.65^2 = 11.00 \text{ Tn-m.}$

II (1/4 L) = .75 x 11.0 = 8.21 Tn-m.

c) Isostáticos de la fórmula 0.9 CM

Tramo 6-7 : CM = 2631 Kg/m.

0.9 CM = 2370 Kg/m.

$I_{\text{E}} = 1/8 \times 2370 \times 4.65^2 = 6.43 \text{ Tn-m}$

II (1/4 L) = .75 x 6.43 = 4.85 Tn-m.

En la base a los calculos anteriores de los momentos tanto hiperestáticos como isostáticos, graficamos los envolventes que figuran en los planos.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS DEL PÓRICO DE ARRIOSTRE "7" : VIGAS

Por este pórtico no será necesario aplicar 2 de las 3 combinaciones de carga que indica el reglamento; por no haber sobrecarga no se aplicará la combinación 1.5 CM+1.5 CV; además tampoco se usará la combinación 0.9 CM+ 1.1S por dar de hecho valores menores que los queda la combinación 1.25 (CM+ CV + S) que en este caso será la única que aplicaremos. Siguiendo el mismo procedimiento de tabulación determinaremos los valores de dichas combinaciones de cargas para la fórmula 1.25 (CM+ S).

Vigas	Cargas y Comb.	M _{AB}	M _{BA}	M _{BC}	M _{CB}	M _{CD}	M _{DC}	M _{DE}	M _{ED}
APA-7-A-E	CH ↓ S ↓ S	-0.68	-0.95	-0.84	-0.84	-0.94	-0.94	-0.87	-0.57
		+2.28	-1.69	+1.72	-1.72	+1.62	-1.60	+1.80	-2.41
		-2.28	+1.69	-1.72	+1.72	+1.62	+1.60	-1.80	+2.41
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+2.00	-3.31	+1.10	-3.20	+0.84	-3.18	+1.16	-3.73
AP-7-7-A-E	CH ↓ S ↓ S	-0.81	-0.90	-0.82	-0.85	-0.86	-0.93	-0.81	-0.59
		+3.76	-3.26	+3.33	-3.34	+3.14	-3.11	+3.46	-3.99
		-3.76	+3.26	-3.33	+3.34	-3.14	+3.11	-3.46	+3.99
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+3.69	-5.21	+3.13	-5.23	+2.73	-5.06	+3.35	-3.36
AP6-7-A-E	CH ↓ S ↓ S	-0.78	-0.90	0.84	-0.84	-0.94	-0.94	-0.82	-0.57
		+5.35	-4.61	+4.72	-4.72	+4.44	-4.40	+4.93	-5.71
		-5.35	+4.61	-4.72	+4.72	-4.44	+4.40	-4.93	+5.71
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+5.72	-6.39	+4.85	-6.95	+4.35	-6.63	+5.15	-7.98
APS-7-A-E	CH ↓ S ↓ S	-0.79	-0.91	-0.82	-0.85	-0.94	-0.94	-0.82	-0.57
		+6.04	-5.50	+5.66	-5.66	+5.33	-5.27	+5.91	-6.51
		-6.04	+5.50	-5.66	+5.66	-5.33	+5.27	-5.91	+6.51
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+6.59	-8.03	+6.07	-8.15	+5.49	-7.78	+6.38	-8.98
		-8.57	+5.75	-8.11	+6.03	-7.85	+5.42	-8.42	+7.30

Vigas	Cargas y comb.	M_{AB}	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}	i_{BC}	i_{DE}	M_{ED}
AP1-7-1-E	CH ↑ S	-0.79	-0.91	-0.82	-0.85	-0.94	-0.94	-0.81	-0.69
		+5.51	-5.21	+5.36	-5.36	+5.14	-5.01	+5.62	-6.01
		-5.51	+5.21	-5.36	+5.36	-5.14	+5.01	-5.62	+6.01
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+5.91	-7.64	+5.67	-7.76	+5.27	-7.44	+6.01	-8.37
AP3-7A-E	CH ↑ S	-0.79	-0.91	-0.82	-0.85	-0.94	-0.94	-0.81	-0.69
		+4.98	-4.75	+4.86	-4.87	+4.57	-4.56	+5.10	-5.39
		-4.98	+4.75	-4.86	+4.87	-4.57	+4.56	-5.10	+5.39
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	+5.23	-7.07	+5.05	-7.14	+4.53	-6.88	+5.37	-7.59
AP2-7-A-E	CH ↑ S	-0.78	-0.90	-0.84	-0.84	-0.94	-0.94	-0.82	-0.67
		+3.89	-3.96	+4.05	-4.08	-3.85	+3.83	-3.70	+4.25
		-3.89	+3.96	-4.05	+4.08	-3.83	+3.70	-4.25	+4.20
	1.25 (CH+S) 1.25 (CH+S)	-3.88	-6.07	+4.00	-6.15	+3.61	-5.91	+4.25	-6.07
		-5.84	+3.83	-6.10	+4.05	-5.97	+3.53	-5.35	+4.39

**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS ISOSTÁTICOS PORTICO
DE ARRIOSTRE " 7 " : VIGAS**

Procediendo de la misma manera que antes:

a) Isostático de la fórmula 1.25 (CM+3)

Estos valores serán los correspondientes a un W de carga muerta únicamente y siendo dicha carga igual en todos los pisos q' tendremos para todas las vigas de este portico :

$$\begin{aligned} CH &= 749 \text{ Kg/m.} \\ 1.25 CH &= 935 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

Tramo A - b

$$\begin{aligned} M_{\text{E}} &= 1/8 \times 935 \times 3.73^2 = 1.63 \text{ Tn-m} \\ M (1/4L) &= .75 \times 1.63 = 1.22 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Tramo B-C

$$\begin{aligned} M_{\text{E}} &= 1/8 \times 935 \times 3.65^2 = 1.56 \text{ Tn-m} \\ M (1/4L) &= .75 \times 1.56 = 1.17 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

Tramo C-D :

$$\begin{aligned} M_{\text{E}} &= 1/8 \times 935 \times 3.9^2 = 1.75 \text{ Ton-m} \\ M (1/4L) &= .75 \times 1.75 = 1/32 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Tramo D-E :

$$\begin{aligned} M_{\text{E}} &= 1/8 \times 935 \times 3.48^2 = 1.42 \text{ Ton-m} \\ M (1/4L) &= .75 \times 1.42 = 1.06 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Usando estos momentos isostáticos que se cuelgan de las líneas que unen los hiperestáticos trazaremos los envolventes que se muestran en los planos.

ENVOLVENTES DE CORTE PARA VIGAS PORTICO " C "

CORTANTES EN Tn

Combinaciones de carga	V PA -C-5-8				V 7PT-C-5-3			
	V 6-v	V 6-7	V 7-6	V 7-v	V 6-v	V 6-7	V 7-6	V 7-v
$V_i = 1.5C_{II} + 1.3C_V$ $V = F(1.5C_{II} + 1.3C_{V1}) + V_i$ $V = F(1.5C_{II} + 1.3C_{V3}) + V_i$	-18.94	+ 7.68	+7.68	+7.91	-31.67	+11.30	-11.30	+12.00
$V_i = 1.25(C_{II} + C_V)$ $V = F1.25(C_{II} + C_{V1}) + V_i$ $V = F1.25(C_{II} + C_{V3}) + V_i$	-15.3	+ 6.21	+6.21	+6.41	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62
$V_i = .9(C_{II})$ $V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$ $V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$	- 9.55	+3.83	+3.83	+3.93	-15.58	+5.50	-5.50	+ 5.65
COMBINACIONES de cargas	V 6 PT-C-5-8				V 5 PT-C-5-3			
	V 6-v	V 6-7	V 7-6	V 7-v	V 6-v	V 6-7	V 7-6	V 7-v
$V_i = 1.5C_{II} + 1.3C_V$ $V = F(1.5C_{II} + 1.3C_{II}) + V_i$ $V = F(1.5C_{II} + 1.3C_{V3}) + V_i$	-31.67	+11.60	-11.80	+12.	-31.67	+11.30	-11.30	+12.00
$V_i = 1.25(C_{II} + C_V)$ $V = F(C_{II} + C_{V1}) + V_i$ $V = F(C_{II} + C_{V3}) + V_i$	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62
$V_i = .9(C_{II})$ $V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$ $V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$	-15.58	+ 5.50	- 5.50	+ 5.65	-15.58	+ 5.50	- 5.50	+5.65
$V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$ $V = F(.9C_{II} + 1.1S) + V_i$		+4.16	-6.84			+3.11	- 7.39	
		+11.80	+ 0.80			+12.21	+1.21	

Combinaciones de carga	V 4 PT-C-5-8				V 3 PT-C-5-8			
	V 6-v	V 6-7	V7-6	V7-v	V6-v	V6-7	V7-6	V7-v
$V_i = 1.5CI+1.8CV$ $V = F(1.5CI+1.8CV1)+V_i$ $V = F(1.5CI+1.8CV3)+V_i$	-31.67	+11.80	-11.80	+12.00	-31.67	+11.80	-11.80	+12.00
		+15.61	- 7.99			+15.17	- 3.45	
		+15.28	- 8.32			+14.84	- 3.70	
$V_i = 1.25 (CI+CV)$ $V = F(CI+CV1+S)+V_i$ $V = F(CI+CV3+S)+V_i$	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62
		+17.61	- 1.23			+17.12	- 1.72	
		+ 7.25	-11.59			+7. 04	-11.80	
$V_i = .9 (CI)$ $V = F(.9CI+1.1S)+V_i$ $V = F(.9CI+1.1S)+V_i$	-15.58	+ 5.50	- 5.50	+ 5.65	-15.58	+ 5.50	- 5.50	+5 .65
		+ 3.10	-7.90			+ 2.99	- 8.01	
		+12.02	+ 1.02			+11.67	+ 0.67	
Combinaciones de carga								
	V21T-C-5-8							
	V6-v	V6-7	V7-6	V 7-v				
$V_i=1.5CI+1.8CV$	-31.67	+11.80	-11.80	+12.00				
$V=F(1.5CI+1.8CV1)+V_i$		+14.55	- 9.05					
$V=F(1.5CI+1.8CV3)+V_i$		+14.00	- 7.50					
$V_i = 1.25 (CI+CV)$	-25.60	+ 9.42	- 9.42	+ 9.62				
$V = F(CI+CV1+S)+V_i$		+15.15	- 3.69					
$V = F(CI+CV3+S)+V_i$		+ 7.03	-11.81					
$V_i = .9 (CI)$	-15.58	- 5.55		- 5.65				
$V=F(.9CI+1.1S)+V_i$		+ 3.83	- 7.17					
$V=F(.9CI+1.1S)+V_i$		+10.00	- 1.00					

ENVOLVENTE 3 DE CORTE PARA VIGAS DEL PORTICO "7"

Piso	Combinación de carga	V _{AB}	V _{BA}	V _{BC}	V _{CB}	V _{CD}	V _{DC}	V _{DE}	V _{ED}
Azotea	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 0.32	- 3.16	+ 0.53	- 2.89	+ 0.80	- 2.86	+ 0.22	- 3.04
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 2.96	- 0.52	+ 2.89	- 0.53	+ 2.86	- 0.80	+ 3.25	- 0.01
7	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 0.65	- 4.13	- 0.58	- 4.00	- 0.17	- 3.83	- 1.02	- 4.28
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 4.06	+ 0.58	+ 3.99	+ 0.57	+ 3.84	+ 0.18	+ 4.36	+ 1.10
6	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 1.64	- 5.12	- 1.53	- 4.95	- 0.98	- 4.64	- 2.12	- 5.38
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 5.04	+ 1.56	+ 4.95	+ 1.53	+ 4.64	+ 0.98	+ 5.51	+ 2.25
5	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 2.17	- 5.65	- 2.19	- 5.61	- 1.57	- 5.23	- 2.77	- 6.03
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 5.58	+ 2.10	+ 5.59	+ 2.17	+ 5.23	+ 1.57	+ 6.13	+ 2.87
4	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 1.89	- 5.37	- 1.98	- 5.40	- 1.42	- 5.08	- 2.50	- 5.76
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 5.34	+ 1.86	+ 5.36	+ 1.94	+ 5.08	+ 1.42	+ 5.84	+ 2.58
3	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 1.56	- 5.04	- 1.64	- 5.06	- 1.09	- 4.75	- 2.08	- 5.34
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 4.96	+ 1.48	+ 5.03	+ 1.61	+ 4.75	+ 1.09	+ 5.43	+ 2.17
2	V _i = 1.25 CM	+ 1.74	- 1.74	+ 1.71	- 1.71	+ 1.83	- 1.83	+ 1.63	- 1.63
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	- 0.93	- 4.41	- 1.08	- 4.50	- 0.61	- 4.21	- 1.34	- 4.60
	V = F 1.25 (CM+S) + V _i	+ 4.33	+ 0.85	+ 4.50	+ 1.08	+ 4.27	+ 0.61	+ 4.71	+ 1.45

REDUCCION DE SOBRECARGA EN COLUMNAS

Siguiendo las mismas *normas* que en la parte de *reducciones de sobrecarga* establece que puede efectuarse dichas reducciones según los valores que *aparecen* en la tabla adjunta, y considerando que debido al área de influencia de vigas ya habíamos efectuado una reducción de 13.10% con lo que e tramos a desarrollar los Kanis será necesario aplicar a los momentos obtenidos las correcciones para obtener valores más cercanos debidos a las verdaderas reducciones por piso.

Para tal efecto en la siguiente tabulación presentamos los factores C_1 C_2 , siendo:

C_1 = corrección a la sobrecarga cuando se ha trabajado con 100% de la sobrecarga especificada.

C_2 = corrección a cargas de sobrecarga, cuando se ha trabajado con 86.90% de la sobrecarga especificada (En los Kanis).

Por proporción se establece que:

$$C_2 = \frac{C_1}{0.87} = 1.15 C_1$$

Piso	% Reducción por piso	Factor de Reducción por piso C_1	Sobrecarga especificada	Sobrecarga reducida	Factor C_2 por Reducc. Viga
A	0	1.00	100 Kg/m ²	100 Kg/m ²	1.15
7	0	1.00	200	200	1.15
6	0	1.00	200	200	1.15
5	20	0.80	200	160	0.92
4	40	0.60	200	120	0.69
3	60	0.40	200	80	0.46
2	40	0.60	200	120	0.69

El factor C_1 se usará para corregir las reacciones isostáticas del metrado de cargas, por haberse calculado con el 100% de dichas sobrecargas.

La carga axial por sobrecarga se determina con las reacciones isostáticas de la viga considerando su verdadera sobrecarga y corrigiendo por la acción de los momentos extremos.

MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

Corregidos por la acción de sobrecargas reales, o sea multiplicando los valores dados por el Kani por el factor C_2 (sólo los debidos a carga viva).

COLUMNA C - 6

Piso	Posición carga viva	C		C.V.		→ Sismo		← Sismo	
		M_S	M_I	M_S	M_I	M	M_I	M_S	M_I
7	1	+6.30	-6.10	-0.85	-1.91	+3.98	-1.26	-3.98	+1.26
	2			+1.87	+0.84				
	3			+1.29	+0.78				
	4			-0.65	-1.45				
6	1	+5.80	-5.40	+1.95	+0.805	+6.65	-1.56	-6.65	+1.56
	2			-0.92	-1.84				
	3			-0.93	-1.25				
	4			+1.21	+0.84				
5	1	+6.20	-4.30	-0.96	-1.10	+6.52	-2.26	+5.52	+2.66
	2			+2.01	+0.46				
	3			+1.30	+0.58				
	4			-0.78	-0.80				
4	1	+7.40	-5.60	+2.04	+0.54	+6.95	-3.92	-6.95	+3.92
	2			-0.97	-1.08				
	3			-0.82	-0.75				
	4			+1.30	+0.59				

COLUMNA C-6

Piso	Posi- ción carga viva	C.ii.		C.V.		Sismo		Sismo	
		M _S	M _T	M _S	M _T	M _S	M _T	M _S	M _T
3	1	+6.30	-5.20	-0.63	-0.69	+5.53	-6.50	-5.53	+6.50
	2			+1.32	+0.37				
	3			+0.82	+0.35				
	4			-0.055	-0.48				
2	1	+7.40	-5.00	+0.94	+0.33	+2.71	-9.06	-2.71	+9.06
	2			-0.40	-0.86				
	3			-0.39	-0.75				
	4			+0.63	+0.5				
1	1	+9.60	+2.60	-0.61	+0.48	-2.54	-16.70	+2.54	+16.70
	2			+1.67	-0.18				
	3			+0.93	+0.28				
	4			-0.34	+0.05				

COLUMNA C-7

Piso	Posi- ción carga viva	C.M.		C.V.		Sismo		Sismo	
		M _S	M _T	M _S	M _T	M _S	M _T	M _S	M _T
7	1	-6.97	+5.59	+0.14	+1.22	+3.98	-1.26	-3.98	+1.26
	2			-1.29	-0.22				
	3			-0.06	+0.44				
	4			-0.89	-0.07				
6	1	-5.06	+6.21	-1.21	-0.09	+6.65	-1.56	-6.65	+1.56
	2			+0.23	+1.14				
	3			-0.48	-0.12				
	4			+0.12	+0.51				
5	1	-4.92	+5.58	+0.43	+0.67	+6.52	-2.66	-6.52	+2.66
	2			-1.32	+0.11				
	3			+0.01	+0.46				
	4			-0.33	+0.11				
4	1	-5.90	+6.90	-1.32	+0.03	+6.95	-3.92	-6.95	+3.92
	2			+0.49	+0.73				
	3			-0.29	-0.06				
	4			+0.02	+0.41				

Piso	Posición Carga Viva	C.M.		C.V.		Sismo		Sismo	
		M_S	M_I		M_I	M_S	M_I	M_S	M_I
3	1	-5.20	+6.10	+0.26	+0.46	+5.53	-6.50	-5.53	+6.50
	2			-0.77	+0.01				
	3			+0.02	+0.22				
	4			-0.23	-0.05				
2	1	-4.62	+7.49	-0.51	+0.33	+2.71	-9.06	-2.71	+9.06
	2			+0.19	+0.55				
	3			-0.16	-0.27				
	4			+0.07	+0.53				
1	1	+0.36	+7.22	+0.84	-0.25	-2.54	16.70	+2.54	+16.70
	2			-0.30	+1.05				
	3			+0.06	+0.71				
	4			+0.19	-0.21				

ENVOLVENTES DE MOMENTOS EN COLUMNAS
COLUMNA C - 6

Piso	Posición carga viva.	1.5CM+1.8CV		1.25(CM+CV+S)			1.25(CM+CV+S)	
		M_S	M_I	M	M	M	M	M
7	1	+7.89	+7.89	-12.59	+15.58	-11.59		-8.43
	2	+12.81	+12.81			-8.15	+5.22	
	3							
	4							
6	1	+12.21	+12.21		+18.01	-7.69	+1.37	
	2	+7.22	+7.22	-11.41		-11.00		-7.10
	3							
	4							
5	1			-8.43	+14.70	-10.08		-3.44
	2	+12.92	+12.92		+18.41	-8.13	+2.11	
	3							
	4							
4	1	+14.77	+14.77		+20.49	-11.22	+3.11	
	2			-10.34	+16.74	-13.25		-3.45

Piso	Posición carga viva	1.5 CM+1.8 CV		1.25 (CM+CV+S) →		1.25 (CM+CV+S) ←	
		M _S	M _I	M _S	M _I	M _S	M _I
3	1		-9.04	+14.01	-15.50		+0.78
	2	+11.83		+16.44	-14.16	+2.60	
	3						
	4						
2	1	+12.79		+13.82	-17.14	+7.04	
	2	+10.38	-9.05		- 8.45		-6.19
	3						
	4						
1	1						
	2						
	3	+17.41	3.58	1091	17.88	17.27	23.92
	4						

COLUINA C-7

Piso	Posición carga viva	1.5 CM+1.8 CV			1.25 (CM+CV+S) →		1.25 (CM+CV+S) ←	
		M _S	M _I	M _S	M _I	M _S	M _I	
7		-10.15	+10.58		+6.95		+10.07	
	2	-12.82		-5.33		-15.29	+8.28	
	3							
6	1	- 9.78		+0.47	+5.69	-16.15	+9.62	
	2	- 7.19	+11.36		+7.23		+11.13	
	3							
	4							
5	1		+9.59		+4.50	-13.54	+11.14	
	2	-9.76		+0.25	-3.72	-15.95	+10.26	
	3							
	4							
4	1	-11.23		-0.35		-17.71	+13.56	
	2		+11.61		+4.63	-15.47	+14.43	
	3							
	4							
3	1		+9.98		+0.07	-13.09	+16.33	
	2	-9.19		-0.54		-14.38	+15.75	
	3							
	4							

Piso	Posición carga viva	.5 CM+1.8 CV		1.25 (CM+CV+S)		1.25 (CM+CV+S)	
		M _S	M _I	M _S	M _I	M _S	M _I
2	1	-7.85		-3.03		-9.81	+21.66
	2		+ .89	-2.	-0.70	-8.93	+21.20
	3						
	4						
1	1						
	2	-0.90	+12.69	-3.73	-10.56	+2.53	+31.24
	3						
	4						

En los cuadros anteriores sólo se han calculado los momentos últimos que salen máximos tanto en la cabeza como en la base de los columnas, indicando la posición de sobrecarga que da dichos máximos.

Los momentos estan en Tn-m.

También para el calculo de los envolventes no se ha usado la combinación 0.9 CM+1.15 por no ser crítica.

CARGAS AXIALES EN COLUMNAS

Para calcular las cargas axiales en las columnas consideramos en primer término la acción independiente de la carga permanente y luego sobrecarga y sismo.

- a) La carga muestra esta compuesta por
- 1) Isostático de C.H.? obtenido del metrado de cargas como reacciones soporte en las columnas, e incluye tanto las vigas principales como las de arriostre.

2) Corrección por momentos en vigas del pórtico principal no se aplicará esta corrección para las vigas secundarias por ser las diferencias de momentos debidas al peso propio muy pequeñas.

3) Peso propio de columnas.

b) La carga Viva comprende :

1) Isostáticos de sobrecarga obtenida del metrado de cargas con el 100% de sobrecarga, por esto debe corregirse por el factor " C "; solo se considera las reacciones soportes de las vigas principales porque en las secundarias no se ha considerado sobrecarga.

2) Corrección por momentos en vigas principales; se usara los valores de momentos obtenidos de los Kani para carga viva afectadas del factor " C₂ " y tomando para cada columna la posición de carga viva que de el corte máximo.

3) Carga debido al sismo obtenidas en el análisis sísmico como cargas normales acumulandose en las columnas. Tabulamos a continuación las cargas axiales sobre las columnas para la carga muerta, viva y sísmica.

a) cargas axiales permanentes.

Piso	Cargas debido A:	CARGAS AXIALES (Peso permanente)					
		COLUMNA C - 6			COLUMNA C - 7		
		Cargas Isostáticas	Corrección	Parcial	Cargas Isostáticas	Corrección	Parcial
7	Viga VPA-C-5C Viga APA-7-1-1-1 Peso Propio Col.	21700 2825	+1980	23680 2825 929	5235 2825	-1980	3255 2825 929
	Total	27434			7009		
6	Viga VPT-C-5-C Viga APT-7-1-1-1 Peso Propio Col.	30100 2825	+2960	33060 2825 929	7777 2825	-2960	4317 2825 929
	Total	36814			8571		
5	Viga V6P-C-5-C Viga A6P-7-1-1-1 Peso Propio Col.	30100 2825	+2760	32860 2825 929	7777 2825	-2760	5017 2825 929
	Total	36614			8771		
4	Viga V5P-C-5-C Viga A5P-7-1-1-1 Peso Propio Col.	30100 2825	+2410	32510 2825 1080	7777 2825	-2410	3367 2825 1080
	Total	36415			9272		
3	Viga V4P-C-5-C Viga A4P-7-1-1-1 Peso Propio Col.	30100 2825	+2180	32280 2825 1080	7777 2825	-2180	5597 2825 1080
	Total	36185			9532		

a) Cargas axiales permanentes.

Piso	Cargas Debido A:	CARGAS AXIALES (EN KG PERMANENTE)					
		COLUMNA C-6			COLUMNA C-7		
		Cargas Isostáticas	Corrección	Parcial	Cargas Isostáticas	Corrección	Parcial
2	Viga 321-3-5-3	30100	+2020	32120	7777	-2020	5757
	Viga 122-7-1-1	2825		2825	2825		2825
	Peso propio Col.			1080			1080
	Total	36025			9662		
1	Viga 211-3-5-3	30261	+1570	32431	7510	-1570	5940
	Viga 122-7-1-1	2825		2825	2825		2825
	Peso Propio Col.			1080			1080
	Total	36336			9845		

Nota Las cargas están en Kg.

b) Cargas axiales por sobrecarga

Piso	Cargas Debidas A:	CARGAS AXIALES POR SOBRECARGAS					
		Columnas C-6			Columnas C-7		
		Cargas Isostaticas	Corrección	Total	Cargas Isostaticas	Corrección	Total
7	Viga VII-C-5-8	1535	224	1609	1565	30	1595
6	Viga VII-C-5-8	2730	355	3255	3130	-	3130
5	Viga VI-C-5-8	2789	357	3137	3130	-9	3121
4	Viga V-C-5-8	2220	232	2452	2510	-17	2493
3	Viga IV-C-5-8	1670	142	1812	1880	-17	1863
2	Viga III-C-5-8	1110	97	1207	1250	-11	1239
1	Viga II-C-5-8	1670	155	1825	1880	+28	1903

Nota .- Las cargas estan en Kg.

c) CARGAS AXIALES DEBIDAS PARA CARGA MUERTA: CARGA VIVA Y SISMO.

Ah.

Ahora que ya tenemos por separado la acción de carga muerta, viva y sismo sobre las columnas las tabulamos con el objeto de presentar dichas cargas acumulados en cada nivel y para columna. En cuanto al sismo, se ha obtenido de las certantes en vigas del análisis sísmico, además en la columna "7C" se presentan las cargas axiales cuando el sismo entra en la dirección del pórtico de arriostre.

En el cuadro presentamos las cargas totales acumulados piso a piso.

Cargas axiales totales

139

Piso	Total al nivel	Tipo de carga	Columna C-6		Columna C-7	
			Parcial	Total	Parcial	Total
7	15.6	CM	27.434	27.434	7.009	7.009
		CV	1.609	1.609	1.595	1.595
		Sx	1.710	1.710	1.710	1.710
		Sy			0.140	0.140
6	13.00	CM	36.814	64.248	8.571	15.580
		CV	3.135	4.744	3.130	4.725
		Sx	3.400	5.110	3.400	5.110
		Sy			0.230	0.370
5	10.40	CM	36.614	100.862	8.771	4.351
		CV	3.137	7.881	3.121	7.846
		Sx	3.480	8.590	3.480	8.590
		Sy			0.330	0.700
4	7.80	CM	36.415	137.227	9.227	33.623
		CV	2.452	10.333	2.493	10.339
		Sx	4.120	12.710	4.120	12.710
		Sy			0.380	1.080
3	5.20	CM	36.185	173.462	9.502	43.125
		CV	1.812	12.145	1.863	12.202
		Sx	4.060	16.770	4.060	16.770
		Sy			0.340	1.420
2	2.60	CM	36.025	209.487	9.662	52.787
		CV	1.207	13.352	1.239	13.441
		Sx	3.960	20.730	3.960	20.730
		Sy			0.330	1.750
1	0.00	CM	36.336	245.823	9.845	62.632
		CV	1.825	15.177	1.908	15.349
		Sx	2.800	23.530	2.800	23.530
		Sy			0.270	2.020

NOTA.- Las cargas estan en Tn.

Cargas axiales últimas.

de acuerdo con las combinaciones de carga :

1.5 CM+1.8 CV

1.25 (CM+CV+Sx)

1.25 (CM+CV+Sy)

La combinación : 0.9 CM+ 1.1S nunca va a ser crítica y se la desecha.

CARGAS AXIALES ÚLTIMAS.

Piso	Nivel	Combinación de cargas	Columna C-6	Columna C-7
7	15.60	1.5 CM+1.80CV	44.10	13.37
		1.25 (CM+CV+Sx)	38.45	12.89
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	10.93
6	13.00	1.5 CM +1.8CV	104.93	31.91
		1.25 CM+CV+Sx)	92.72	31.80
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	25.87
5	10.40	1.5 CM+1.8 CV	165.40	50.60
		1.25 (CM+CV+Sx)	146.55	50.93
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	41.11
4	7.80	1.5 CM+1.80 CV	224.60	69.00
		1.25 (CM+CV+Sx)	200.80	70.90
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	56.35
3	5.20	1.5 CM+1.8 CV	281.60	86.60
		1.25 (CM+CV+Sx)	252.20	90.10
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	70.33
2	2.60	1.5 CM+1.8 CV	338.00	103.30
		1.25 (CM+CV+Sx)	304.60	108.80
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	85.09
1	0.00	1.5 CM+1.8 CV	395.30	121.50
		1.25 (CM+CV+Sx)	355.40	126.70
		1.25 (CM+CV+Sy)	---	99.82

NOTA:

Las cargas estan en Tn.

Al suponer que el sismo entra en la dirección del pórtico de arriostre originará momentos en las columnas de dicho pórtico que juntamente con los debidos al sismo entrando en la dirección del pórtico principal, determinaran una acción de flexión biaxial en las columnas; Debido a que sólo se tiene datos del pórtico de arriostre en el eje " 7 " y del porticoprincipal "c" se considerara para la columna C-7 dicha flexión biaxial para tal efecto determinaremos la envolvente de momentos de las columnas del pórtico de arriostre en estudio.

ENVOLVENTE DE MOMENTOS DE LA COLUMNA C-7 EN LA DIRECCION DEL PORMICO DE ARRIOSTRE

Piso	Nivel	Momentos Sísmicos Dirección arriostre		Momentos de peso peso propio del pórtico de arriostre		Momentos últimos 1.25(CI+Cy)		Momentos Últimos reducidos a la carga de apoyo 0.91 M _u	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior
7	15.60-18.20	+3.54	+1.44	-0.08	+0.06	-4.27	+1.87	-3.88	+1.70
6	13.00-15.60	+5.04	+3.37	-0.06	+0.06	-6.38	+4.29	-5.81	+3.91
5	10.40-13.00	+5.79	+4.74	-0.06	+0.06	-7.32	+5.00	-6.66	+5.46
4	7.80-10.4	+6.25	+5.12	-0.05	+0.05	-7.87	+6.40	-7.16	+5.88
3	5.20- 7.80	+5.28	+5.28	-0.05	+0.05	-6.66	+6.66	-6.06	+6.06
2	2.60 - 5.20	+4.16	+5.09	-0.06	+0.06	-5.23	+3.44	-4.81	+5.86
1	0.00-2.60	+2.82	+6.90	+0.04	+0.02	-3.57	+8.55	-3.25	+7.87

Los momentos estan en Tn-m

NOTA: El factor 0.91 es la relación:

$$0.91 = \frac{2.60 - 0.25}{2.60}; \text{ donde } 0.25 \text{ es el peralte de las vigas de arriostre y } 2.60, \text{ la altura de pisos.}$$

D I S E Ñ O D E V I G A S

Conocidas las secciones de las vigas y los momentos actuantes sobre ellas sacados de los envolventes, se trata de determinar el area de acero de acuerdo al proceso general siguiente:

1.- Suponiendo una distribución de acero en una capa 2 ó hasta 3 capas sin que exceda la cuantía máxima permitida: $P_{\text{máx}} = 0.75 P_G$, para cada caso se halla el peralte efectivo "d" correspondiente.

2.- Se emplea la formula de diseño a la rotura

$$M_u = \phi F_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right); \text{ donde: } a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b}$$

Con un A_s dado como el máximo posible de colocar en una, dos o tres capas, se determina para cada caso el M_u correspondiente que viene a ser el máximo momento resistente; estos se comparan con los momentos actuantes (positivos o negativos) y según sean mayores o menores se deducirá que distribución de acero corresponde a cada momento actuante; luego de conocerse si el diseño va a ser en una, dos o tres capas, se procede a calcular el A_s por tanteos, asumiendo un valor "a" se halla A_s de la 1^{ra} fórmula dada y se comprueba el valor asumido con

la 2^{da} formula, hasta que las diferencias de los valores asumidos de "a" sean **minimas**, entonces se habrá determinada el A_s que debe ser mayor que el mínimo obtenido con la cuantía mínima $P_{min} = \frac{14}{F_y}$

3.- En caso de ~~nopoderse~~ absorber el total del momento actuante con el diseño del paso 2, se deberá incrementar la resistencia de las vigas usando acero en la zona de compresión, caso que se expone detalladamente en los ejemplos siguientes:

4.- Además se tendrá en cuenta, que según recomienda el reglamento del ACI si las cuantías:

$P, (p-p'), (P_w-p_f) \quad 0.18 \frac{f'_c}{f_y}$ se calculan las deflexiones a fin de chequear con las **máximas** permitidas esto de hace ante cargas de servicio.

Viga II Pt-C-5-8 (25x45)

a) Momento máximo positivo - $M_u = 7.4 \text{ Tn-m}$.

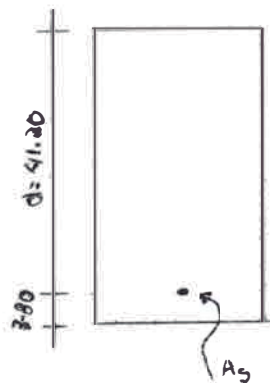
Resolvemos la ecuación de diseño por tanteos :

1.- Asumiendo $a = 8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{740\ 000}{0.9 \times 2800 (41.20 - 4)} = \frac{7400\ 000}{0.9 \times 2800 \times 37.20}$$

$$A_s = 7.90 \text{ cm}^2$$



$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} = \frac{7.9 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 4.96 \text{ cm}$$

2.- Asumo ahora $a = 5 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{740\,000}{0.9 \times 2800 \times 38.70} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{7.6 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 4.75 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{tomamos } A_s = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{La cuantía es } P = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.60}{25 \times 41.20} = 0.00738$$

$$\text{La cuantía mínima es } P_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{2800} = 0.005$$

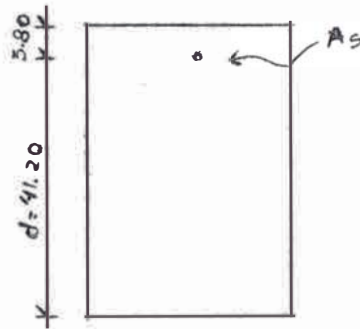
$$\therefore A_s \text{ mín} = 0.005 \times 25 \times 41.20 = 5.15 \text{ cm}^2$$

B) Momento máximo negativo (apoyo izquierdo) : $M_u = 15.50 \text{ Tn-m}$

1.- Asumo $a = 10 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{0.9 \times 2800 \left(\frac{d-a}{2}\right)} = \frac{39.7 M_u}{\left(\frac{d-a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{39.7 \times 15.50}{41.20 - 5} = \frac{39.7 \times 15.50}{36.20} = 17 \text{ cm}^2$$



$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{2800 A_s}{0.85 \times 210 \times 25} = 0.628 A_s$$

$$a = 0.628 \times 17 = 10.65 \text{ cm}$$

Suficiente la aproximación \therefore tomamos $A_s = 17 \text{ cm}^2 > A_s \text{ mín}$

y también chequea $A_s < A_s \text{ máx}$.

$$\text{la cuantía es } P = \frac{17}{25 \times 41.20} = 0.0165$$

c) Momento Máximo Negativo (apoyo derecho) : $M_u = 7.5 \text{ Ton-m}$

1.- Asumiendo $a = 5 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{39.7 \times 7.5}{41.20 - 2.5} = \frac{39.7 \times 7.5}{38.70} = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.628 A_s = 0.628 \times 7.7 = 4.84 \text{ cm}.$$

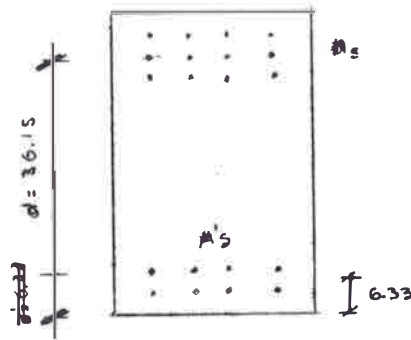
Luego tomamos $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$ (dentro de las limitaciones)

$$\text{La cuantía es } P = \frac{7.7}{25 \times 41.20} = 0.00747$$

d) Momentos máximos negativo (Volado izquierdo): $M_u = 35.50$

Después de varios tanteos se asume la disposición de armadura que se ve en la figura notándose que debido a la limitación de la sección y por actuar un momento grande, se hace necesario reforzar con acero en compresión. con la cuantía máxima $P \text{ máx. } 0.75 P_b = 0.0278$. tenemos un área de acero de tracción A_{s1} , que vale $A_{s1} = 0.0278 \times 25 \times 36.15 = 25.20 \text{ cm}^2$

$$\text{Luego, } a = \frac{25.20 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 15.8 \text{ cm}.$$



y el momento que absorbe junto con el concreto en compresión es $M_1 = 0.9 \times 25.2 \times 2800 (36.15 - 7.90) = 17.90 \text{ Ton-m}$
 ∴ el momento remanente $M_2 = 35.50 - 17.90 = 17.60 \text{ tn-m}$
 será absorbido por el formado por los aceros de tracción A_{s2}

y de compresión A'_s que valen :

$$A_s' = A_{s2} = \frac{M_2}{\phi f_y (d-d')} = \frac{17.60 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (d-d')}$$

$$A_s' = A_{s2} = \frac{M_2 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (d-d')} = \frac{39.7 M_2}{d-d'} \quad (\text{en forma general})$$

$$A_s' = \frac{39.7 M_2}{29.82} = \frac{39.7 \times 17.6}{29.82} = 23.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ total en tracción es: } A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

$$A_s = 25.20 + 23.40 = 48.60 \text{ cm}^2$$

Ya no es necesario realizar la comprobación de que las consideraciones para aplicar las formulas anteriores, se cumplen, es decir que el fierro de compresión fluye, ya que se ha tomado $P - P' = P \text{ max.}$

e) Momento Maximo (-) Volado derecho : $M_u = 8.50 \text{ Tn-m}$

1.- Asumiendo $a = 6 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{39.7 \times 8.5}{41.20 - 3} = 8.82 \text{ cm}^2$$

y a vale, $a = 0.628 \times 8.82 = 5.53 \text{ cm}$

2.- Asumiendo $a = 5.50 \text{ cm}$

Tenemos.

$$A_s = \frac{39.7 \times 8.5}{41.20 - 2.75} = \frac{39.7 \times 8.5}{38.45}$$

$$A_s = 8.77 \text{ cm}^2$$

Comprobación.

$$a = 0.628 A_s = 0.628 \times 8.77 = 5.52 \text{ cm (OK)}$$

habiendo desarrollado como ejemplo el diseño de esta viga, pasaremos luego al calculo en forma tabulada, del resto de vigas.

DISEÑO DE VIGAS DEL PORTICO PRINCIPAL

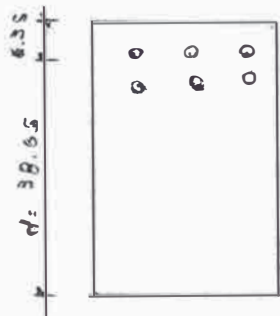
ELEMENTO	M_u	a	A_s	a	A_s	ϕ
Viga II P-T-C-5-8						
a) Max. (+)	7.40	8	7.90	5	7.60	2 ϕ 7/8
b) Max. (-) apoyo izquierdo	15.50	10	17.00		17.00	2 ϕ 1 + 2 ϕ 7/8
c) Max. (-) apoyo derecho	7.50	5	7.70		7.70	2 ϕ 7/8
d) Max. (-) volado Izd.	35.50					
e) Max. (-) volado Der.	8.50	6	8.82	5.50	8.77	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Viga III Lt-C-5-8						
Max. (+)	11	10	12.10	7	11.60	3 ϕ 7/8
Max. (-) apoyo Izd.	19.20	8	22.0	13.80	24.00	4 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4 4 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"
Max. (-) apoyo Der.	9.00	8	9.6	6	9.36	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
max. (-) volado Izq.	35.50					
Max. (-) volado Der.	9.00	6	9.35	5.3	9.30	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Viga IV P-T-C-5-8						
Max. (+)	11.50	8	12.30	7.70	12.20	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4 2 ϕ 1"
Max. (-) apoyo Izq.	20.25	12	24.60	15.40	26.00	6 ϕ 7/8 + 4 ϕ 3/4 5 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8"
Max. (-) apoyo Der.	9.00	6	9.35		9.35	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 2 ϕ 3/4
Max. (-) volado Izd.	36.00					
Max. (-) volado Der.	9.10	6	9.45	5.95	9.45	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4

Elemento	M_u	a	A_s	a	A_s	
Viga V Pt-C-5-8						
Max. (+)	12.10	8	12.90		12.90	2 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Max. (-) apoyo Izq.	22.00					
Max. (-) apoyo der.	9.00	6	9.35		9.35	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Max. (-) volado Izq.	34.00					
Max. (-) volado der.	9.75	6	10.10	6.40	10.20	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Viga VI Pt-C-5-8						
Max. (+)	11	7	11.60		11.60	3 ϕ 7/8
Max. (-) apoyo Izq.	-22.10					
Max. (-) apoyo der.	6.70	7	7.06	4.40	6.82	1 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4
Max. (-) volado Izq.	7.50					
Max. (-) volado der.	10.25	7	10.80	6.70	10.70	2 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4
Viga VII Pt-C-5-8						
Max. (+)	11.75	7	12.40	7.0	12.50	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
Max. (-) apoyo Izq.	22					
Max. (-) apoyo der.	6.10	5	6.26	4	6.20	1 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4
Max. (-) volado Izq.	37.50					
Max. (-) volado der.	10.25	7	10.80	6.70	10.70	2 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4

Elemento	M_u	a	A_s	a	A_s	ϕ
Viga VIII - C-5-8						
a) Max (+)	6.75	4.50	8.13	5.20	8.20	3 ϕ 3/4
b) Max (-) apoyo Izq.	13.60	8.00	13.30	10.80	18.10	3 ϕ + 1 ϕ 7/8
c) Max (-) apoyo der.	2.60	3.00	3.05	1.90	4.40	2 ϕ 3/4 + 4 ϕ 5/8
d) Max (-) volado Izq.	21.50					
e) Max (-) volado der.	6.50	6	8.01	5.00	7.90	3 ϕ 3/4

Debido a la limitación física de cabida del fierro se hizo necesaria la aplicación del material en 2 cajas por ejemplo en el caso de las vigas del III al VII P-T cuando se diseñó para el máx. momento (-) de los apoyos izquierdos.

Para este diseño las secciones adoptan la forma



El momento máximo que puede tomar sin necesidad de acero en compresión es :

$$M_u = \phi A_s F_y (d-a/2)$$

con la cuantía máxima $P_{max} = 0.0278$

$$A_s = 0.0278 \times 25 \times 38.65 = 27 \text{ cm}^2$$

que si puede entrar en 2 capas.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 F'_{cb}} = \frac{27 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 16.9 \text{ cm.}$$

$$\therefore M_u = 0.9 \times 27 \times 2800 (38.65 - 8.45) = 20.50 \text{ tn-m.}$$

Por comparación, se observa que únicamente será posible este diseño para las vigas del III y IV pisos.

Si se aumentara más capas de acero esto no influirá en un aumento del momento resistente, por tanto, tenemos que aumentaba usando acero en la zona de compresión.

Diseño Viga V PT-C-5-8

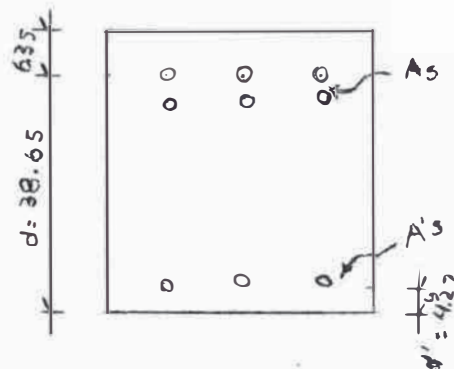
Máximo momento (-) apoyo Izq. : $M_u = 22 \text{ tn-m}$

Parte del momento que es tomado por el acero de tracción considerando la cuantía máxima. M_1

$$P = 0.75 P_b = 0.0278$$

$$\rho_{s1} = 0.0278 \times 25 \times 28.65$$

$$\rho_{s1} = 26.90 \text{ cm}^2$$



$$a = \frac{\rho_{s1} F_y}{0.85 f'_{cb}} = 0.628 \rho_{s1} = 0.628 \times 26.90 = 16.90 \text{ cm.}$$

$$d = \frac{a}{2} = 38.65 - 8.45 = 30.20 \text{ cm.}$$

$$M_1 = \phi \rho_{s1} F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 26.9 \times 2800 (30.20) = 20.50 \text{ Tn-m}$$

El momento remanente $M_2 = M_u - M_1 = 22 - 20.5 = 1.5 \text{ Tn-m}$ debe tomarse con **a** acero en compresión A'_s y acero complementario en tracción ρ_{s2}

$$\rho'_{s2} = \rho_{s2} = \frac{M_2}{\phi f_y (d-d')} = \frac{1.5 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (d-d')} = \frac{39.7 M_2}{d-d'}$$

$$\rho'_{s2} = \frac{39.7 \times 1.5}{34.38} = 1.73 \text{ cm}^2 = 1 \phi 3/4$$

El area total de acero en tracción es:

$$\rho_{s1} = \rho_{s1} + \rho_{s2} = 26.90 + 1.73 = 28.63 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1 + 1 \phi 7/8$$

Nota:.- Como comprobación de que las formulas anteriores es tan bien aplicadas y que el fierro de compresión esta fluyendo, se debe cumplir que :

$$P - P' \geq 0.85 K_1 \frac{F'_c}{F_y} \frac{d'}{d} \frac{6100}{6100 - F_y}$$

En nuestro caso el $P - P' = P \text{ máx.} = 0.0278$

$$0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{2800} \times \frac{4.27}{38.65} \times \frac{610}{6100 - 2800} = 0.011$$

Tenemos luego que $P-P' = 0.0278 > 0.011$ Se cumple que las condiciones antes planteadas están bien aplicadas.

Sin embargo esta comprobación la hemos dicho solo como una muestra ya que más adelante si tomamos $P-P' = P \text{ máx} = 0.0278$

quiere decir que de hecho se cumplirá esa condición anterior

$$P = P' > 0.85 \frac{F'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{6100}{6100 - f_y} \text{ y ya no será necesario comprobar.}$$

DISEÑO VIGA VI PT- C-5-8

Max. Momento (-) apoyo Izq. : $M_u = 22.10 \text{ Tn-m.}$

con la misma disposición del acero de refuerzo que para el caso anterior :

$$A_{s1} = 26.90 \text{ cm}^2$$

$$a = 16.90 \text{ cm}$$

$$d - \frac{a}{2} = 30.20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 20.50 \text{ Tn-m}$$

$$M_2 = 22.10 - 20.50 = 1.60 \text{ Tn-m.}$$

$$A'_{s2} = A_{s2} = \frac{39.7 \times M_2}{d - d'} = \frac{39.7 \times 1.60}{34.38} = 1.84 \text{ cm}^2 = 1 \phi 7/8$$

$$A_s = A'_{s1} + A_{s2} = 26.90 + 1.84 = 28.74 \text{ cm}^2 \quad 6 \phi 1$$

DISEÑO VIGA VII PT- C-5-8

Max. Momento (-) apoyo Izq. : $M_u = 22 \text{ tn-m}$

igual que para viga V Pt-C-5-8 en el mismo apoyo

$$A'_s = 1.73 \text{ cm}^2 = 1 \phi 3/4$$

$$A_s = 1.73 + 26.90 = 28.63 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1 + 1 \phi 7/8$$

DISEÑO VIGA VIII PT-C-5-8

Max. momento para viga V Pt-C-5-8 en el mismo apoyo

$$A_s = 1.73 \text{ cm}^2 = 1 \phi 3/4$$

$$A_u = 1.73 + 26.90 = 28.63 \text{ cm}^2 = 5 \phi 1 + \phi 7/8$$

VIGA III pt-C-5-8

Para máx momento (-) volado izquierdo : $M_u = 35.50 \text{ Tn-m}$

igual que para la viga II $M_1 : A'_s = 23.4 \text{ cm}^2$

$A_s = 6 \phi 7/8; A_s = 9\phi 1 + 1\phi 7/8 \quad A'_s = 48.60 \text{ cm}^2$

VIGA IV PT -C-5-8

Máx. momento (-) volado izquierdo : $M_u = 36.00 \text{ Tn-m}$

$$A_s 1 = 25.20 \text{ cm}^2$$

$$M 1 = 17.90 \text{ Tn-m}$$

$$M 2 = 36 - 17.90 = 18.10 \text{ Tn-m}$$

$$A'_s = A_s 2 = \frac{39.7 \times 18.10}{29.82} = 24.10 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A'_s = 24.10 \text{ cm}^2 = 4 \phi 1\phi + 1\phi 7/8$$

$$A_s = 25.20 + 24.10 = 49.30 \text{ cm}^2 = 9 \phi 1 + 1\phi 7/8$$

VIGA V PT-C-5-8

Máx momento (-) volado izquierdo : $M_u = 34 \text{ Tn-m}$

$$A_s 1 = 25.20 \text{ cm}^2$$

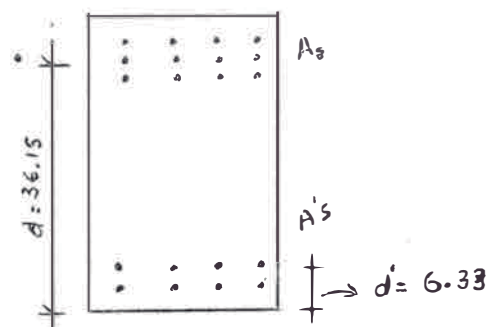
$$M 1 = 17.90 \text{ Tn-m}$$

$$M 2 = 34 - 17.90 = 16.10 \text{ Tn-m}$$

$$A'_s = A_s 2 = \frac{39.7 \times 16.10}{29.82} = 21.4 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A'_s = 21.40 = 5 \phi 7/8 + 1 \phi 3/4$$

$$A_s = 25.20 + 21.40 = 46.60 = 7 \phi 1 + 3 \phi 7/8$$



VIGA VI PT-C-5-8

Max. momento (-) volado izquierdo : $M_u = 37.50 \text{ Tn-m}$

$$I_s 1 = 25.50 \text{ cm}^2$$

$$M 1 = 17.90 \text{ Tn-m}$$

$$M 2 = 37.50 - 17.90 = 19.60 \text{ Tn-m}$$

$$I'_s = I_s 2 = \frac{39.7 \times 19.60}{29.82} = 26 \text{ cm}^2$$

$$I_s I = 25.23 \text{ cm}^2$$

$$I'_s = 26 = 6 \phi 7/8 + 1 \phi 3/4$$

$$I_s = 25.30 + 26 = 51.20 \text{ cm}^2 = 8 \phi 1 + 3 \phi 7/8$$

VIGA VII PT-C-5-8

Max. momento (-) Volado izquierdo = 37.50 Tn-m

igual que viga VI PT

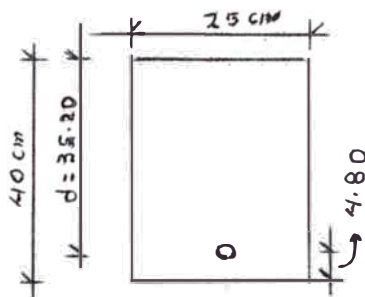
VIGA VIII PT-C-5-8 (AZOTEA)

a) max. momento (+) : $M_u = 6.75$

1.- asumiendo $a = 4.50$

$$I_s = \frac{39.7 \times 6.75}{(35.20 - 2.25)} = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.628 \quad I_s = 5.12$$



2.- Tomando $a = 5.20$

$$I_s = \frac{39.7 \times 6.75}{35.2 - 2.60} = 8.22 \quad (\text{OK})$$

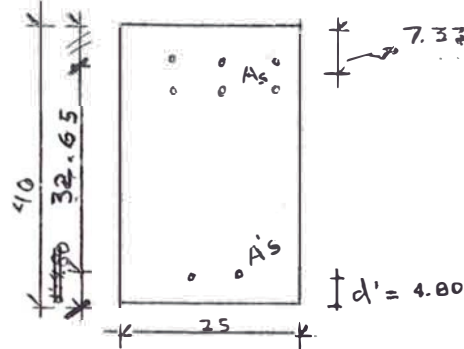
$$\text{El } I_s \text{ min} = 0.005 \times 25 \times 35.20 = 4.40 \text{ cm}^2$$

b) Maximo, momento (-) Volado Izquierdo : $M_u = 21.50 \text{ Tn-m}$
con la cuantia máxima $P = 0.0278$

$$A_s 1 = 0.0278 \times 25 \times 32.65 = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.628 \quad A_s 1 = 14.3 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 \times 22.8 \times 2800 (32.65 - 7.15) = 14.60 \text{ Tn-m}$$

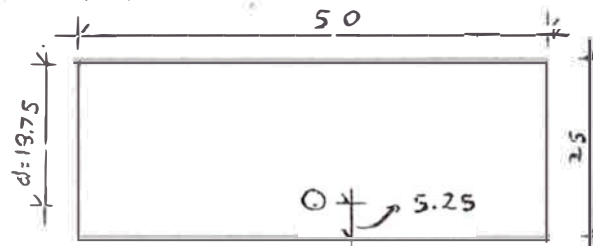


$$A_s 2 = \frac{(21.50 - 14.60) \times 39.7}{32.65 - 4.80} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \phi 3/4 + 2 \phi 5/8$$

$$A_s = A_s 1 + A_s 2 = 22.8 + 9.82 = 32.62 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$A_s = 5 \phi 1 + 2 \phi 7/8$$



VIGAS DE ARRIOSTRE

DISIÑO DE VIGAS DEL PORTICO "7"

Momento máximo resistente de la viga sin necesidad de acero en compresión : M_u

$$A_s = 0.0278 \times 50 \times 19.75 = 27.4 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{27.4 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 50} = 8.56 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 \times 27.4 \times 2800 (19.75 - 4.28) = 10.60 \text{ Tn-m}$$

Por los momentos actuantes que siempre son menores de 10.60 tn-m, se deduce que el diseño será solo con acero en tracción y en una sola caja.

DISEÑO DE LAS VIGAS DE ARRIOSTRE

Viga II-7-I-E		M_u	a	s	a	s	ϕ
Tramo	AB	IP.I - 5.22	5	12.0	3.70	11.60	3 ϕ 7/8 + 1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		IP.D 5.40	4	12.10	3.80	12.00	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		(+) 3.80	4	8.50	2.60	8.18	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
	Bc	II.I 5.40	4	12.10	3.80	12.00	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		II.D 5.50	4	12.30	3.85	12.20	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		(+) 3.90	4	8.72	2.75	8.42	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
	CD	III.I 5.50	4	12.30	3.85	12.20	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		III.P 5.20	5	12.0	3.70	11.60	3 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		(+) 3.50	4	7.82	2.45	7.50	2 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
	DE	III.I 5.50	4	12.30	3.85	12.20	1 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		III.D 5.20	5	12.0	3.70	11.60	3 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
		(+) 4.20	4	9.40	2.90	9.10	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4
Viga IIIP-7-I-E		M_u					
Tramo	AB	III.I 6.60	5	15.20	4.70	15.10	3 ϕ 1"
		III.D 6.30	5	14.50	4.50	14.30	3 ϕ 7/8 + 4 ϕ 3/4 3 ϕ 1"
		(+) 5.20	5	12.00	3.70	11.60	3 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4
	Bc	III.I 6.30	5	14.50	4.50	14.30	3 ϕ 7/8 + 4 ϕ 3/4 3 ϕ 1"
		III.D 6.20	5	14.20	4.46	14.00	2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8
		(+) 4.80	4	10.30	3.30	10.50	3 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4

Viga IIP-71-D		M _u						
Tramo	CD	..I	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2 ∅ 1 + 1 ∅ 7/8
		..D	6.20	5	14.20	4.46	14.00	3 ∅ 1 + 1 ∅ 7/8
		(+)	4.40	4	9.83	3.10	9.60	2 ∅ 1 + 1 ∅ 7/8 + 3 ∅ 3/4"
	D.E	..I	6.50	5	15.00	4.70	14.80	
		..D	6.60	5	15.20	4.70	15.10	3 ∅ 1
		(+)	5.60	4	12.60	3.90	12.40	1 ∅ 7/8 + 3 ∅ 3/4"
Viga IVP-71-D		M _u						
Tramo	AB	..I	6.70	5	15.40	4.80	15.30	4 ∅ 7/8 5 ∅ 3/4" + 1 ∅ 5/8"
		..D	6.80	5	15.60	4.80	15.30	5 ∅ 3/4 + 1 ∅ 5/8
		(+)	5.60	4	12.60	3.90	12.40	1 ∅ 7/8 + 5 ∅ 3/4 + 2 ∅ 1"
	BC	..I	6.80	5	15.60	4.80	15.60	5 ∅ 3/4 + 1 ∅ 5/8
		..D	6.90	5	15.90	5	15.90	5 ∅ 3/4 + 1 ∅ 5/8
		(+)	5.60	4	12.60	3.90	12.40	1 ∅ 7/8 + 5 ∅ 3/4 + 2 ∅ 1"
	CD	..I	6.90	5	15.90	5	15.90	5 ∅ 3/4 + 1 ∅ 5/8
		..D	6.65	5	15.30	4.80	15.20	2 ∅ 7/8 + 3 ∅ 3/4
		(+)	5.00	4	11.20	3.50	11.00	3 ∅ 7/8 + 2 ∅ 1"
	DE	..I	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2 ∅ 7/8 + 5 ∅ 3/4
		..D	7.50	6	17.80	5.60	17.60	4 ∅ 3/4 + 5 ∅ 5/8
		(+)	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2 ∅ 1 + 1 ∅ 7/8

Viga VP-7-1-1		M_u						
Tran	AB	..I.	7.40	6	17.60	5.52	17.30	4ø3/4+3ø5/8
		..D.	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2ø7/8+3ø3/4
		(+)	6.25	6	14.80	4.60	14.20	5ø3/4+1ø5/8
	BC	..I	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2ø7/8+3ø3/4
		..D	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2ø7/8+3ø3/4
		(+)	5.80	4	12.90	4	12.90	5ø3/4+1ø5/8
	CD	..I	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2ø7/8+3ø3/4
		..D	7.00	6	16.60	5.20	16.20	1ø3/4+3ø3/8
		(+)	5.35	6	12.70	4.00	12.00	1ø5/8 + 5ø3/4
	DE	..I	7.50	6	17.80	5.60	17.60	4ø3/4+3ø5/8
		..D	7.90	6	18.80	5.90	18.60	2ø5/8+5ø3/4
		(+)	6.90	5	15.90	5	15.90	5ø3/4+1ø5/8
Viga VIP-7-1-1		M_u		a	\bar{a}_s	a	\bar{a}_s	ϕ
Tramo	AB	..I	7.10	6	16.80	5.30	16.50	5ø3/4+4ø5/8
		..D	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2ø1 + 1ø7/8
		(+)	5.40	4	12.10	3.80	12.00	1ø7/8+3ø3/4 + 2ø1
	BC	..I	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2ø1+1ø7/8
		..D	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2ø1+1ø7/8
		(+)	4.80	4	10.80	3.30	10.50	2ø7/8+4ø3/4+2ø1

Viga VIP-7-1-2								
Tramo	CD	..I	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2 ϕ 1+1 ϕ 7/8
		..D	5.90	5	13.60	4.26	13.30	2 ϕ 1+1 ϕ 7/8
		(+)	4.20	4	9.40	2.90	9.10	1 ϕ 7/8+2 ϕ 1 5/4
	DE	..I	6.20	5	14.20	4.46	14.00	2 ϕ 1+1 ϕ 7/8
		..D	7.20	6	17.10	5.30	16.70	2 ϕ 7/8+2 ϕ 1 3/4
		(+)	6.00	6	14.20	4.46	13.60	2 ϕ 1+ 1 ϕ 7/3
Viga VIP-7-1-2								
Tramo	AB	..I	5.20	5	12	3.70	11.50	3 ϕ 7/8
		..D	4.50	5	10.40	3.20	9.85	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4
		(+)	3.70	4	8.25	2.60	8.00	2 ϕ 3/4 + 1 ϕ 7/8"
	BC	..I	4.50	5	10.40	3.20	9.85	2 ϕ 7/8+ 1 ϕ 3/4
		..D	4.60	4	10.30	3.24	10.10	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4
		(+)	3.00	4	6.70	2.10	6.38	1 ϕ 7/8+2 ϕ 3/4
	CD	..I	4.60	4	10.30	3.24	10.10	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4
		..D	4.50	5	10.40	3.20	9.85	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4
		(+)	2.70	4	6.03	1.90	5.70	2 ϕ 3/4 + 1 ϕ 7/8"
	DE	..I	4.60	4	10.30	3.24	10.10	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4
		..D	5.30	4	11.80	3.70	11.80	2 ϕ 3/4+2 ϕ 7/8
		(+)	4.10	4	9.20	2.86	8.90	1 ϕ 7/8+2 ϕ 3/4

Viga VIII P-7-I-E		M_u						
Tramo	AB	∴I	3.20	3	6.95	2.40	6.87	1∅ 3/4 + 2∅ 5/8
		∴D	2.80	3	6.10	2.10	5.95	3 ∅ 5/8
		(+)	2.20	3	4.78	1.64	4.95	4 ∅ 4 2 ∅ 3/4"
	BC	∴I	2.80	3	6.10	2.10	5.95	3∅ 5/8
		∴D	2.70	3	5.88	1.84	5.70	3∅ 5/8
		(+)	1.20				4.95	4 ∅ 4 2 ∅ 3/4"
	CD	∴I	2.70	3	5.88	1.84	5.70	3∅ 5/8
		∴D	2.70	3	5.88	1.84	5.70	3∅ 5/8
		(+)	1.10				4.95	4 ∅ 4 2 ∅ 3/4"
	DE	∴I	2.80	3	6.10	2.10	5.95	3∅ 5/8
		∴D	3.20	3	6.95	2.40	6.87	1∅ 3/4 + 2∅ 5/8
		(+)	2.40	3	5.20	1.64	5.05	4 ∅ 4 2 ∅ 3/4"

Hemos usado para la tabulación anterior:

$$a = \frac{\rho_s f_y}{0.85 f'_{cb}} = \frac{2800 \rho_s}{0.85 \times 210 \times 50} = 0.314 \rho_s$$

$$\rho_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{M_u}{0.9 \times 2800 (d - \frac{a}{2})} = \frac{39.7 M_u}{d - \frac{a}{2}}$$

$$P_{\min} = \frac{14}{1000} = 0.005$$

$$\rho_{s, \min} = 0.005 \times 50 \times 19.75 = 4.95 \text{ cm}^2$$

EZFUERZO CORTANTE EN VIGAS PORTICO "C"

Para diseño ultimo, limitando la capacidad resistente al corte de las vigas, de modo que primero fallen por flexión, se estipula que el esfuerzo de corte unitario sea $V_u \leq 2.65 \phi \sqrt{f'c}$

Segun el código se tomará para el diseño una sección crítica a una distancia "d" de la cara de apoyo; an cambio para volados de deben considerar como sección crítica la cara de apoyo.

$$V_u \leq 2.65 \phi \sqrt{f'c} \quad 2.65 \times 0.85 \sqrt{210} \leq 32.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Como $V_u = \frac{V_u}{bd} \leq 32.6 \text{ Kg/cm}^2$; en nuestro caso siem

pre se cumple; incluso tomando el V_u máximo

$$V_u \text{ max.} = \frac{29500}{25 \times 36.15} = 32.5 \leq 32.6$$

Limitaciones del refuerzo en el alma:

De acuerdo al código ACI-318-63

a) Cuando se requiera de refuerzo en el alma, se espaciara de modo que cualquier línea a 45; que representa una grieta diagonal en potencia, sea cruzada por lo menos por una línea de refuerzo. Cuando el esfuerzo cortante V_u excede de $1.6 \phi \sqrt{f'c}$ dichas grietas o líneas inclinadas se cruzaran por lo menos por dos líneas de refuerzo de alma.

b) Cuando se requiera de refuerzo de alma, su area no será menor que 0.15 % del area B S, calculada como el producto del ancho del alma por el espaciamento del refuerzo de alma medido a lo largo del eje longitudinal del miembro.

Procedimiento de Diseño de Estribos

1) Se halla el cortante unitario que toma el concreto: V_c

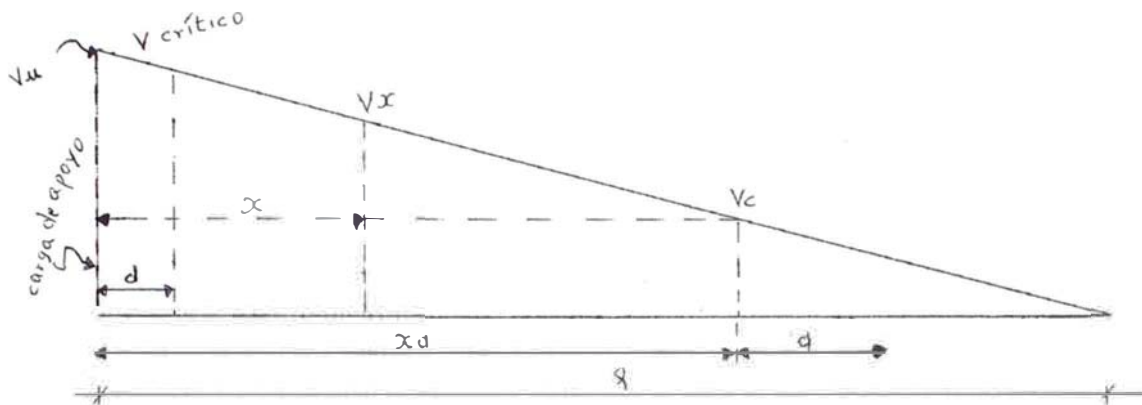
$$V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'c} \text{ (formula simplificada)}$$

$$V_c = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ La fuerza cortante que toma el concreto es $V_c = V_c bd = 6.16 bd$

Se compara el V_c con el V_u crítico; Si $V_u > V_c$ se proporcionará refuerzo de alma para tomar el exceso de corte

2) Se determina la parte de viga que requiere de refuerzo en el alma "a", del diagrama de cortes por proporciones, tenemos :



$$\frac{V_c}{1 - x/a} = \frac{V_u}{1} ; \quad X_a = 1 - \frac{V_c - 1}{V_u}$$

∴ Se requiere refuerzo hasta : $a = X_a + d$

3) De acuerdo con las limitaciones antes expuestas se termina los espaciamientos ; según:

$$\begin{aligned} \text{a) Si } V_u < 1.6 \phi \sqrt{f'c} & ; S \text{ máx} = \frac{d}{2} \\ \text{Si } V_u > 1.6 \phi \sqrt{f'c} & ; S \text{ máx} = \frac{d}{4} \end{aligned}$$

b) Criterio de A_s mínimo; siendo A_v = área de la sección de estribos (Usamos estribos de 3/8")

$$S \text{ máx} = \frac{A_v}{0.0015 b}$$

De acuerdo a) y b) escogemos el menor como S máx.

c) En la sección crítica, el espaciamiento de estribos será : $S = \frac{A_v f_y d \phi}{V_u - V_c}$; y en general

$$S = \frac{A_v f_y d \phi}{V_x - V_c} \quad (1)$$

Por proporciones en la figura : $\frac{V_x - V_c}{X - \bar{x}} = \frac{V_u}{1}$ ②

obtenemos $V_x - V_c = \frac{V_u}{1} (x - \bar{x})$ y llevando éste a ①

Tenemos $S = F \left(\frac{K}{x} \right)$, de donde despejamos "x"
 $x = F(s)$ y dando "S" el valor antes hallado por la
 fórmula 1., obtenemos "SE" que es la distancia hasta la
 cual se requiere el esfuerzo con dicho espaciamiento "S"
 finalmente se cubre con estribos la longitus restante y con
 el espaciamiento dado.

Ya sea por a) ó b) del paso 3º,
 Tomado el menor como S máx.

DISEÑO DE ESTRIBOS ECONÓMICO PRINCIPAL

Viga	Tramo	Vc	d	Vu	a	Smáx	Ssc	Estribos
II-C-5-8	6-7	6.32	41.20	12.20	2.36	20	23.6	1 @ 6; 12 @ 20
	7-6	6.32	41.20	8.60	1.41	20	61	1 @ 5; 7 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	29.50	1.38	9	5.10	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.16	20	33.3	1 @ 6; 6 @ 20
III-C-5-8	6-7	6.16	40	14	2.60	20	17.2	1 @ 10; 14 @ 20
	7-6	6.32	41.20	9	1.66	20	52	1 @ 6; 8 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	29.50	1.38	9	5.10	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.16	20	33.3	1 @ 6; 6 @ 20
IV-C-5-8	6-7	6.16	40	14.25	2.77	20	16.7	1 @ 6; 17 @ 20
	7-6	6.32	41.20	8.75	1.41	20	57	1 @ 5; 7 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	29.50	1.38	9	5.10	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.16	20	33.3	1 @ 6 @ 20
V-C-5-8	6-7	6.16	10.00	15	2.90	20	15.2	1 @ 5; 2 @ 15; 13 @ 20
	7-6	6.32	41.20	9	1.46	20	52	1 @ 6; 7 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	29.50	1.38	9	5.10	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.16	20	33.3	1 @ 6; 6 @ 20

Viga	Tramo	Vc	d	Vu	a	Sm _{ox}	Ssc	Estribos
VI-C-5-8	6-7	6.16	40.	14.50	2.90	20	16.2	1 @ 5; 2 @ 15; 13 @ 20
	7-6	6.32	41.20	7.75	1.15	20	100	1 @ 5; 5 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	30.	1.38	9	5	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.26	20	33.3	1 @ 6; 6 @ 20
VII-C-5-8	6-7	6.16	40.	14.75	2.95	20	15.7	1 @ 5; 2 @ 15; 13 @ 20
	7-6	6.32	41.20	7.25	0.96	20	150	1 @ 6; 5 @ 20
	6-VI	5.58	36.15	30.	1.38	9	5	27 @ 5.10
	7-VD	6.32	41.20	10.50	1.26	20	33.3	1 @ 6; 6 @ 20
VIII-C-5-8	6-7	6.32	41.20	9.50	1.90	20	43.5	1 @ 10; 9 @ 20
	7-6	6.32	41.20	4.00				
	6-VI	5.04	32.65		1.43	8.00	8.85	1 @ 7; 17 @ 8
	7-VD	5.42	35.20		0.90	18	75	1 @ 5; 5 @ 18

NOTA Ssc = espaciamiento en la sección crítica.

DISEÑO DE ESTRIBOS PORTICO DE ARRIOSTRE

Viga	Tramo	V_c	d	V_u	a	$S_{m\acute{a}x}$	S_{sc}	Estribos
II-7-A-E	A-B	6.10	19.75	3.90	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			4.10	-			
	B-C			4.20	-			
	C-B			4.20	-			
	C-D			4.00	-			
	D-C			4.00	-			
	D-E			4.40	-			
	E-D			4.20	-			
III-7-A-E	A-B	6.10	19.75	4.60	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			4.70	-			
	B-C			4.70	-			
	C-B			4.70	-			
	C-D			4.40	-			
	D-C			4.40	-			
	D-E			5.10	-			
	E-D			5.00	-			
IV-7-A-E	A-B	6.10	19.75	5.00	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			5.00	-			
	B-C			5.00	-			
	C-B			5.10	-			
	C-D			4.80	-			
	D-C			4.80	-			
	D-E			5.60	-			
	E-D			5.40	-			

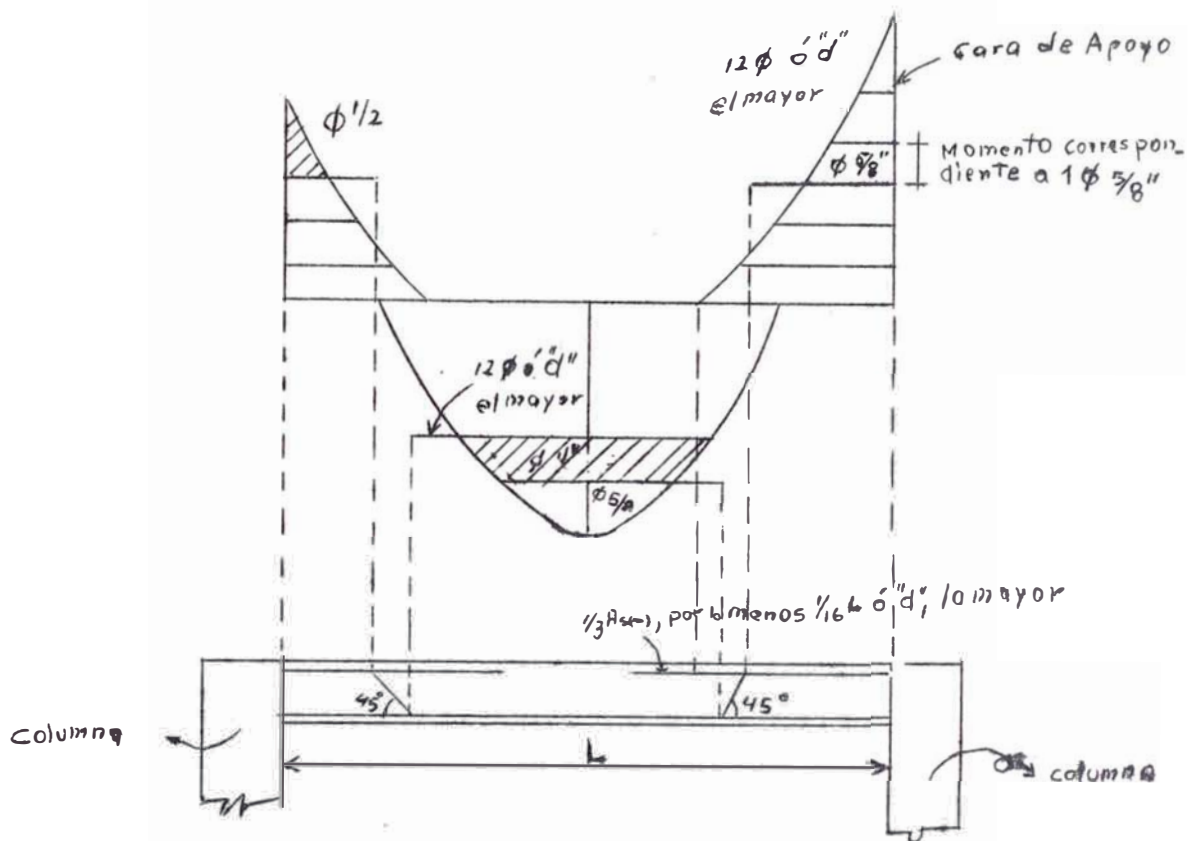
DISEÑO DE ESTRIBOS PORTICOS DE ARRIOSTRE

Viga	Tramo	V_c	d	V_u	a	$S_{m\acute{a}x}$	S_{sc}	Estribos
V-7-A-E	A-B	6.10	19.75	5.20	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			5.40	-			
	B-C			5.20	-			
	C-B			5.30	-			
	C-D			4.80	-			
	D-C			4.80	-			
	D-E			5.80	-			
	E-D			5.80	-			
VI-7-A-E	A-B	6.10	19.75	4.70	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			4.70	-			
	B-C			4.60	-			
	C-B			4.70	-			
	C-D			4.40	-			
	D-C			4.40	-			
	D-E			5.20	-			
	E-D			5.00	-			
VII-7-A-E	A-B	6.10	19.75	3.70	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			3.70	-			
	B-C			3.50	-			
	C-B			3.60	-			
	C-D			3.50	-			
	D-C			3.50	-			
	D-E			4.00	-			
	E-D			3.90	-			
VIII-7-A-E	A-B	6.10	19.75	2.50	-			1 @ 10, resto @ 35
	B-A			2.80	-			
	B-C			2.50	-			
	C-B			2.60	-			
	C-D			2.50	-			
	D-C			2.50	-			
	D-E			2.90	-			
	E-D			2.80	-			

DOBLADO Y CORTE DE FIERROS
PORTICO "C"

El diagrama de momentos de una viga, puede usarse como dia-
grama de requisitos de acero, desde que el área de acero
requerido es proporcional al momento flector

En la figura se ilustra la forma de realizar el doblado.



ADHERENCIA Y ANCLAJE

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier

sección transversal se calcula según :
$$U_u = \frac{V_u}{\phi \sum o_j d}$$

que no debe ser mayor que el μ permisible, calculado ,
como sigue :

Para varillas en tracción con tamaños y corrugaciones según
la norma ASTM A-305 ; Varillas superiores :

$$\mu_p = \frac{4.5 \sqrt{f'c}}{D} \leq 39 \text{ Kg/cm}^2$$

y para varillas que no sean de **capa superior** :

$$U_p = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 56 \text{ Kg/cm}^2$$

En lo que al pórtico principal se refiere, se ha realizado el chequeo para cada viga en las secciones críticas siguientes :

- 1) Cara de apoyo volado izquierdo.
- 2) Cara de apoyo izquierdo del tramo central 6-7
- 3) Sección a $d/3$ del punto superior del doblado de fierro, o de corte.
- 4) Sección correspondiente al punto de inflexión para máximo momento positivo del lado izquierdo en el tramo central
- 5) Cara de apoyo derecho del tramo central 6-7
- 6) Sección a $d/3$ del punto superior de doblado o de corte del lado derecho del tramo central.
- 7) Sección correspondiente al punto de inflexión para máximo momento positivo del lado derecho, en el tramo central.
- 8) Cara de apoyo del volado derecho.

CALCULO POR ADHERENCIA Y ANCLAJE

Elemento	Sección	V_u (tn)	ρ_s	ξ_c (cm)	μ_u (Kg/cm ²)	$k_{per.}$	L_a (cm)
Viga II-C-5-3	1	29.50	9 ϕ 1+1 ϕ 7/8	77.8	14	25.3	86.30
	2	13.60	2 ϕ 1+2 ϕ 7/8	28.20	15.8	25.8	86.00
	3	5.60	1 ϕ 1+1 ϕ 7/8	14.10	20	25.8	-----
	4	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	5	10.40	2 ϕ 7/8	13.90	24.5	29.4	66.50
	6	6.10	2 ϕ 7/8	13.90	14.4	29.4	-----
	7	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	8	10.25	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4	17.20	19.5	29.4	66.40
Viga III-C-5-3	1	29.50	9 ϕ + 1 ϕ 7/8	77.8	14	25.8	86.30
	2	15.40	4 ϕ 7/8 + 3 ϕ 3/4	43.40	12.5	29.4	66.00
	3	3.00	2 ϕ 7/8	13.90	20.5	29.4	-----
	4	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	5	10.30	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4	17.20	19.6	29.4	66.30
	6	7.00	1 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4	12.10	19.0	29.4	-----
	7	-----	-----	-----	-----	-----	-----
	8	10.25	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4	17.20	19.5	29.4	66.40
Viga IV-C-5-3	1	29.50	9 ϕ 1+1 ϕ 7/8	77.8	14	25.8	86.30
	2	15.70	6 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4	47.0	11.8	29.4	66.00
	3	9.40	2 ϕ 7/8 + 1 ϕ 3/4	19.10	17.4	29.4	-----

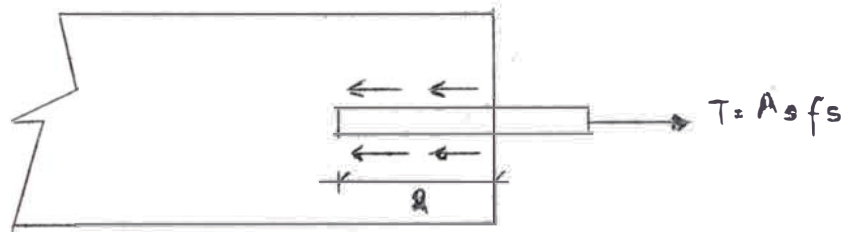
Elem	Sección	V_u (tn)	A_s	ξ_0 (cm)	ρ_u (kg/cm ²)		l_a (cm)
VIGA IV -C-5-8	4	10.50	1 ϕ 7/8+2 ϕ 3/4	17.20	20.0	29.4	36.30
	6	7.10	1 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4	12.10	19.2	29.4	_____
	7	_____	_____	_____	_____	_____	_____
	8	10.25	1 ϕ 7/8 + 2 ϕ 3/4	17.20	19.5	29.4	66.40
Viga V-C-5-C	1	29.50	7 ϕ 1+ 3 ϕ 7/8	74.2	14.7	25.0	85.00
	2	16.40	5 ϕ 1+1 ϕ 7/8	46.0	12.6	25.3	36.00
	3	10	4 ϕ 1+1 ϕ 7/8	38.10	12.1	25.0	_____
	4	_____	_____	_____	_____	_____	_____
	5	10.50	2 ϕ 3/4 +1 ϕ 7/8	17.20	20.0	29.4	66.30
	6	7.25	1 ϕ 3/4+ 1 ϕ 7/8	_____	19.7	29.4	_____
	7	_____	_____	_____	_____	_____	_____
	8	10.50	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4	19.10	18.0	29.4	36.00
Viga VI-C-5-C	1	30	3 ϕ 1.+3 ϕ 7/8	82.20	15.5	25.0	85.00
	2	16	3 ϕ 1	48.0	_____	25.0	85.50
	3	15	5 ϕ 1	43.50	10.5	25.0	_____
	4	15	2 ϕ 7/8	13.90	35.5	41.7	15 cm
	5	9.20	1 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4	12.20	24.0	29.4	65.70
	6	_____	_____	_____	_____	_____	_____
	7	_____	_____	_____	_____	_____	_____
	8	10.50	2 ϕ 7/8 + ϕ 3/4	19.10	18.0	29.4	66.00

CHEQUEO POR ADHERENCIA Y ANCLAJE

ELEMENTO	SECCION	V_u (Tn)	A_s	o (cm)	M_u (kg/cm ²)	U por.	l_a (cm)
Viga VII-C-5-C	1	30.00	8 ϕ 1+3 ϕ 7/8	82.20	13.5	25.8	85.00
	2	16.50	5 ϕ 1+1 ϕ 7/8	46.00	12.7	25.8	85.80
	3	13.40	4 ϕ 1+1 ϕ 7/8	38.10	12.4	25.8	---
	4	14.50	2 ϕ 3/4	12.00	30.5	40.5	15
	5	9.00	1 ϕ 7/8 +1 ϕ 3/4	12.20	24.2	29.4	65.70
	6	---	-----	---	---	---	---
	7	---	-----	---	---	---	---
	8	10.50	2 ϕ 7/8+1 ϕ 3/4	19.10	18.0	29.4	65.00
Viga VIII-C5-C	1	17.50	5 ϕ 1+2 ϕ 7/8	52.20	13.7	25.8	85.50
	2	10.50	3 ϕ 1+1 ϕ 7/8	30.10	13.4	25.8	85.70
	3	8.10	2 ϕ 1+1 ϕ 7/8	22.10	14.1	25.8	---
	4	8.00	2 ϕ 3/4	12.00	25.5	40.5	15
	5	5.10	1 ϕ 3/4+1 ϕ 5/8	10.10	19.4	34.1	49.00
	6	---	-----	---	---	---	---
	7	---	-----	---	---	---	---
	8	7.00	3 ϕ 3/4	18.00	15.0	34.1	48.50

CHEQUEO DE ADHERENCIA Y ANCLAJE PARA LAS VIGAS DEL
PORTICO DE ARRIOSTRE

Presentemos un método diferente y más directo, como lo hicimos en los aligerados, chequeando la adherencia para evitar una falla por este esfuerzo, de modo que hallemos la longitud mínima de las barras para desarrollar por adherencia el máximo esfuerzo de fluencia, o sea, la longitud de desarrollo.



Se debe cumplir que : $A_s F_s = \mu \leq 1$

Para diseño a la rotura

$$ld = \frac{A_s F_y}{\phi U_u \xi_0} \quad ; \quad \text{donde } U_u = 0.8 \left(\frac{6.4 \sqrt{f'c}}{D} \right) \leq 56 \text{ Kg/cm}^2$$

para varillas que no sean de capa superior; y también U_u
 $0.8 \left(\frac{4.5 \sqrt{f'c}}{D} \right) \leq 39 \text{ Kg/cm}^2$, para varillas superiores.
res.

Az Para varillas Superiores.

a) $D = 7/8''$; $U_u = 0.8 \times 29.4 = 23.5 \text{ Kg/cm}^2$

$$ld = \frac{3.88 \times 2800}{0.85 \times 23.5 \times 7} = 77.8 \text{ Cm.}$$

b) $D = 3/4''$; $U_u = 0.8 \times 34.1 = 27.3$; $ld = \frac{2.85 \times 2800}{0.85 \times 27.3 \times 6} = 57.10 \text{ cm}$

c) $D = 1''$; $U_u = 0.8 \times 25.8 = 20.6$; $ld = \frac{5.07 \times 2800}{0.85 \times 20.6 \times 8} = 101 \text{ cm}$

d) $D = 5/8''$; $U_u = 0.8 \times 39 = 31.2$; $ld = \frac{1.98 \times 2800}{0.85 \times 31.2 \times 5} = 41.30 \text{ cm}$

B) Para varillas Que no son superiores.

$$a) D=1" ; U_u = 0.8 \times 36.5 = 29.10; \frac{ld=5.07 \times 2800}{0.85 \times 29.1 \times 3} = 71.30 \text{ cm}$$

$$b) D= 7/8", U_u = 0.8 \times 41.8 = 33.40; \frac{ld=3.88 \times 2800}{0.85 \times 33.4 \times 7} = 54.30 \text{ cm}$$

$$c) D= 3/4" ; U_u = 0.8 \times 48.5 = 38.80; \frac{ld=2.85 \times 2800}{0.85 \times 38.8 \times 6} = 40.20 \text{ cm}$$

$$d) D= 5/8"; U_u = 0.8 \times 56 = 44.70; \frac{ld=1.98 \times 2800}{0.85 \times 44.7 \times 5} = 29.10 \text{ cm}$$

DISÑO DE COLUMNAS

Se presenta el diseño de las columnas del pórtico principal C, es decir las columnas C-6 y C-7

Se considerará para la columna C-6, flexo compresión con la flexión en el sentido del pórtico principal; en cambio, se tomará en cuenta para la columna C-7

flexión en 2 sentidos, debido a que se estudió el pórtico de arriostre " 7 " que cruza el portico principal en dicha columna.

El procedimiento a seguir será diseñar ambas columnas a flexión en un sólo sentido y luego chequearemos para el caso de flexión en el otro sentido, sólo para la columna C-7.

COLUMNAS DEL PORTICO " C " CON FLEXION EN SENTIDO

Del análisis estructural hemos obtenido las cargas axiales-últimas para cada combinación de cargas y tenemos además los momentos últimos correspondientes a estas combinaciones de carga; para entrar al diseño debemos tomar.

P'_{u} = carga axial última y M'_{u} = momento último reducido a la cara de apoyo.

Para hallar M'_{u} , debemos aplicar un factor a los momentos obtenidos de la envolvente (Ya que son valores en los ejes)

$$\frac{2.60 - 0.45}{2.60} = 0.828$$

Piso	COLUMNA C-6			COLUMNA C-7		
	P'_{u}	M'_{u}	$M'_{u \text{ cara apoyo}}$	P'_{u}	M'_{u}	$M'_{u \text{ cara apoyo}}$
7	44.10	12.81	10.60	13.37	12.82	10.50
	38.45	15.18	12.60	12.89	15.29	12.70
6	104.93	12.21	10.10	31.91	11.36	9.40
	92.72	18.01	14.90	31.80	16.15	13.40
5	165.40	12.92	10.70	50.60	9.76	8.10
	146.55	18.41	15.20	50.93	15.95	13.20

Piso	COLUMNA C-6			COLUMNA C-7		
	P'u	M'u	M'u c. apoyo	P'u	M'u	M'u c. de apoyo
4	224.00	14.77	12.20	69.00	11.61	9.60
	200.80	20.49	17.00	70.90	17.71	14.70
3	281.80	11.83	9.76	86.60	9.98	8.26
	252.20	16.44	13.60	90.10	16.33	13.50
2	338.00	12.79	10.60	103.30	12.39	10.70
	304.60	17.14	14.20	108.80	21.90	18.20
1	395.30	17.41	14.40	121.50	12.69	10.50
	355.40	23.92	19.80	126.70	31.24	25.00

1.- REDUCCION DE RESISTENCIA POR ESBELTEZ

La esbeltez se mide por la relación h/r ; siendo h = altura
 r = radio de giro
 Para valores de $h/r \leq 60$ no hay corrección por esbeltez

$$r_v = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad ; \quad I = \frac{bt^3}{12} \quad ; \quad A = bt$$

$$r_v = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \frac{bt^3}{bt}}{\frac{bt}{bt}}} = \sqrt{\frac{t^2}{12}} = 0.29 t$$

Esbeltez de las columnas C-6 y C-7 del 5° al 7° pisos:

$$I = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540,000 \text{ cm}^4; \quad A = 30 \times 60 = 1800 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{540000}{1800} = 17.3 \text{ cm} \quad \therefore h/r = \frac{215}{17.3} = 12.4 < 60$$

Esbeltez de las columnas C-6 y C-7 del 1° al 4° pisos:

$$I = \frac{30 \times 70^3}{12} = 856000 \text{ cm}^4; \quad A = 30 \times 70 = 2100 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{856000}{2100} = 20.15 \text{ cm} \quad \therefore h/r = \frac{215}{20.15} = 10.65 < 60$$

En conclusión no es necesario considerar la esbeltez.

2.- RECUBRIMIENTOS.- Según el código ACI-63, el recubrimiento libre es 4 cm.

3.- ESPACIAMIENTOS.- La distancia libre entre varillas longitudinales no será menor que:

a) 1.5ϕ ; b) 1.5 Tamaño Máx agregado; c) 4 cm; es decir

$$S \geq \begin{cases} \text{a) } 1.5 \phi_{\text{a}} = 1.5 \times 2.54 = 3.8 \text{ cm} \\ \text{b) } 1.5 \text{ tamaño máximo agreg.} = 1.5 \times 2.54 = 3.8 \text{ cm} \\ \text{c) } 4 \text{ cm} \end{cases}$$

∴ Se toma $S = 4 \text{ cm}$

Los espaciamientos de estribos están limitados por :

$$S \leq \begin{cases} \text{a) } 16 \phi_{\text{a}} & \text{Siendo } \phi_{\text{a}} = \text{diámetro de la arma} \\ \text{b) } 48 \phi_{\text{a}} & \text{dura principal} \\ \text{c) } c' \text{ o } b & \phi_{\text{a}} = \text{diámetro de estribo} \end{cases}$$

Aplicaremos las siguientes recomendaciones, de usar :

$$\begin{array}{ll} \text{a) } \phi \ 1/4" & \phi_{\text{a}} = 5/8" , 3/4" \\ \phi \ 3/8" & \phi_{\text{a}} = 7/8" , 1" \\ \phi \ 1/2" & \phi_{\text{a}} = 1" \end{array}$$

b) Diámetro mínimo de armaduras principales $5/8"$

c) Número mínimo de armaduras principales = 4 (Para columnas cuadradas o rectangulares)

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Se usará el método de diseño a flexo-compresión por medio de abacos, en este caso el del ACI, publicación N° 53-25.

a) Los valores de carga y momento que se toman para el diseño son P_u y M_u , mayores que los actuantes P'_u y M'_u , por haber sido estos afectados de un factor de reducción de resistencia ϕ , que para columnas con estribos vale $\phi = 0.70$

$$\text{De modo que se aplica } P_u = \frac{P'_u}{\phi} \text{ y } M_u = \frac{M'_u}{\phi}$$

b) Se halla la excentricidad de la carga con respecto al eje de flexión $e = \frac{M_u}{P_u}$, ésta según el reglamento debe ser como mínimo $e_{\text{min}} = 0.10 t$, siendo t = dimensión de la sección en la dirección de la flexión.

$$\text{c) Se halla } K = \frac{P_u}{bt f'_c} \text{ y luego } K \frac{e}{t}$$

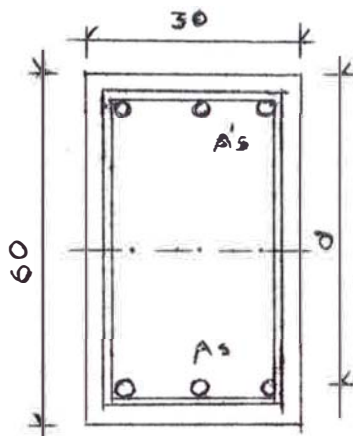
d) Con los valores de K y K_e se entra al diagrama de interacción correspondiente a un valor dado d/t y se halla P_t y la clase de falla; siendo $P_t =$ cuantía del acero y $m =$

$$\frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

c) Como se conoce P_t y también m , se determina la cuantía P_t que debe variar entre el 1 y 8 %

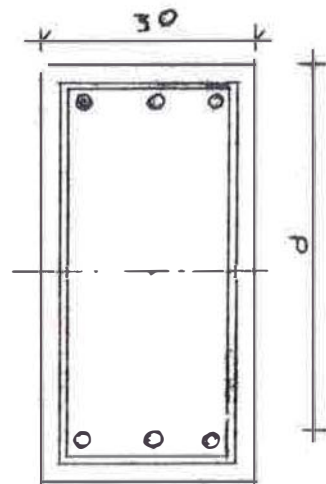
f) Finalmente se determina el $A_{st} = P_t \cdot b \cdot t$

Valores "d"



$$d = 60 - (4 + 1 + 1.25)$$

$$d = 53.75 \approx 54 \text{ cm}$$



$$d = 70 - (4 + 1 + 1.25)$$

$$d = 63.75 \approx 63 \text{ cm}$$

DISEÑO DE COLUMNA C-6

Piso	b	t	P_u	M_u	e	d	d/t	K
7	30	60	63.0	15.1	.24	54	0.9	.167
			55.0	18.0	.33			.146
6	30	60	150	14.4	.96	54	0.9	.597
			132	21.3	.16			.550
5	30	60	236	15.3	.065	54	0.9	.625
			208	21.7	.10			.552
4	30	70	321	17.4	.070	63	0.9	.727
			286	24.2	.085			.647
3	30	70	402	13.9	.070	63	0.9	.910
			360	19.4	.070			.815
2	30	70	484	15.1	.07	63	0.9	1.10
			435	20.2	.07			.985
1	30	70	563	20.5	.07	63	0.9	1.27
			508	28.3	.070			1.15

DISEÑO DE COLUMNA C-6

Piso	K c/t	P_t m	Falla	P_t	A_s	Observaciones
7	.0670	.01	Tracción	.000636	1.14	ϕ min Ver siguiente cuadro
	.0610	.06	Tracción	.00382	6.87	ϕ min Ver siguiente cuadro
6	.0628	.00	Tracción	—	—	ϕ min Ver siguiente cuadro
	.0930	.00	Tracción	—	—	ϕ min Ver siguiente cuadro
5	.0678	.00	Compresión	—	—	ϕ min Ver siguiente cuadro
	.0920	.00	Compresión	—	—	ϕ min Ver siguiente cuadro
4	.0727	.13	Compresión	.00828	17.4	ϕ min Ver siguiente cuadro
	.0735	.05	Compresión	.00318	6.70	ϕ min Ver siguiente cuadro
3	.0910	.39	Compresión	.0248	52.2	$A_s > A_s$ máx físicamente
	.0815	.25	Compresión	.0159	33.4	$A_s > A_s$ máx físicamente
2	.110	.67	Compresión	.0426	89.8	$A_s > A_s$ máx físicamente
	.0935	.50	Compresión	.318	67,0	$A_s > A_s$ máx físicamente
1	.127	.92	Compresión	.0586	123	$A_s > A_s$ máx físicamente
	.115	.74	Compresión	.0470	98.7	$A_s > A_s$ máx físicamente

DISEÑO DE COLUMNA C-2

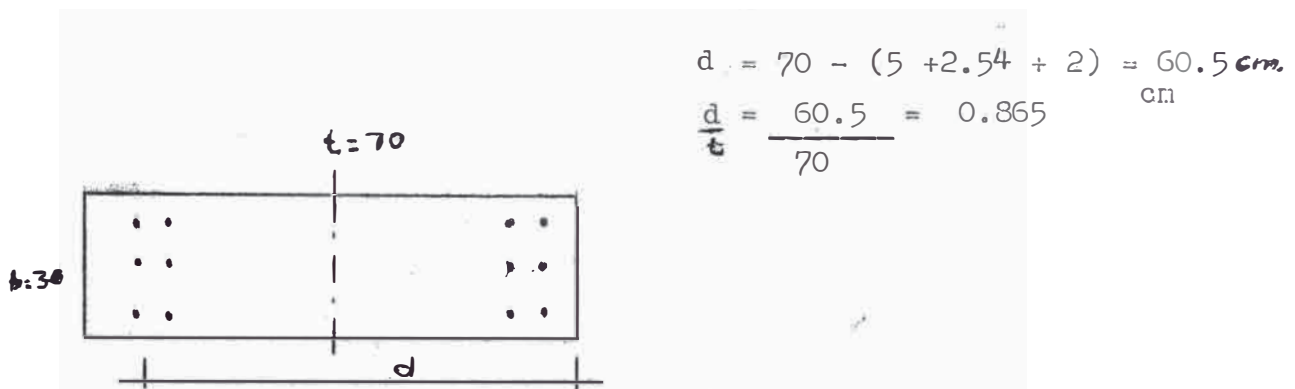
Piso	b	t	P_u	M_u	e	d	d/t	K
7	30	60	19.4	15.1	.78	54	0.9	0.512
			18.4	18.2	.99			0.486
6	30	60	45.5	13.4	.30	54	0.9	.120
			45.4	19.1	.42			.120
5	30	60	72.2	11.50	.16	54	0.9	.191
			72.8	18.8	.26			.193
4	30	70	98.5	13.7	.14	63	0.9	.223
			101	21.0	.21			.229
3	30	70	124	11.8	.095	63	0.9	.281
			123.5	19.2	.15			.291
2	30	70	148	15.2	.10	63	0.9	.335
			156	26.0	.17		0.9	.354
1	30	70	174	15.0	.086	63	0.9	.395
			181	36.8	.20			.410

DISEÑO COLUMNA C-2

Piso	K c/t	Pt m	Falla	Pt	A _s	Observaciones
7	.0664	.13	Tracción	.00828	14.9	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0300	.17	Tracción	.0108	19.4	Diseño final
6	.0600	.03	Tracción	.0019	3.42	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0340	.10	Tracción	.00636	11.4	Ø min Ver cuadro siguiente
5	.0510	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0340		Tracción			Ø min Ver cuadro siguiente
4	.0446	.04	Tracción	.00255	5.36	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0686	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
3	.0380	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0623	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
2	.0477	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
	.0360	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
1	.0486	.00	Tracción	—	—	Ø min Ver cuadro siguiente
	.117	.03	Tracción	.0019	4.00	Ø min Ver cuadro siguiente

OBSERVACIONES AL CUADRO ANTERIOR

Como el reglamento especifica una cuantía mínima $P_q = 0.01$, en seguida se procederá al diseño de las columnas en las que anteriormente salió $P_t < 0.01$; por otra parte se tiene que debido a las limitaciones de espaciamento el A_s máximo físicamente en 1 caja es de $6 \phi 1" = 30.40 \text{ cm}^2$, luego se puede aumentar el A_s admisible físicamente colocando el acero en 2 cajas



NOTA Se deberá entrar al abaco para $d/t = 0.85$ y para $d/t = 0.90$ y se interpola para $d/t = 0.865$

Esta distribución da un A_s máximo = 60.80 cm^2

COLUMNAS CON PORCENTAJE MINIMO DE ARMADURAS

Col.	Piso	bt arquitect.	P _t	d/t	e/t	P _t m	K	b _t estruc.	b _t arq/2	A _s	Observaciones
C-6	7	1800	0.01	0.9	.40	.157	.44	680	900	9	
		1800	0.01	0.9	.55	.157	.265	986	900	9.85	A _s final (7 P)
	6	1800	0.01	0.9	.16	.157	.66	1080	900	10.80	
		1800	0.01	0.9	.27	.157	.54	1160	900	11.60	A _s final (6 P)
	5	1800	0.01	0.9	.108	.157	.73	1540	900	15.40	A _s final (5 P)
		1800	0.01	0.9	.166	.157	.66	1500	900	15.00	
	4	2100	0.01	0.9	.10	.157	.75	2040	1050	20.40	A _s final (4 P)
		2100	0.01	0.9	.121	.157	.72	1890	1050	18.90	
C-7	6	1800	0.01	0.9	.50	.157	.30	722	900	9	
		1800	0.01	0.9	.70	.157	.18	1200	900	12	A _s final (6 p)
	5	1800	0.01	0.9	.266	.157	.55	625	900	9	
		1800	0.01	0.9	.432	.157	.36	961	900	9.61	A _s final (5 P)
	4	2100	0.01	0.9	.200	.157	.61	767	1050	10.50	
		2100	0.01	0.9	.300	.157	.41	1170	1050	11.70	A _s final (4 P)
	3	2100	0.01	0.9	.136	.157	.69	855	1050	10.50	
		2100	0.01	0.9	.214	.157	.59	1040	1050	10.50	A _s final (3 P)
	2	2100	0.01	0.9	.43	.157	.69	1020	1050	10.50	
		2100	0.01	0.9	.242	.157	.57	1300	1050	13.00	A _s final (2 P)
1	2100	0.01	0.9	.123	.157	.71	1160	1050	11.60		
	2100	0.01	0.9	.286	.157	.52	1660	1050	16.60	A _s final (1 P)	

NOTA Se obtiene K de los abacos del ACI; el b Estruct. $\frac{P_u}{K f' c}$ y para el A_s final se escoge el mayor de b_t estruc. ó b_t arq /2

DISEÑO CON ACERO EN 2 CAPAS

COLUMNA C-6

Piso	b	t	c	c/t	d.	d/t	K	K.c/t	Pt. m	P_t	A_s	Observaciones
3	30	70	7	0.10	60.5	0.865	.91	0.091	.412	.0203	56.0	DISEÑO FINAL
	30	70	7	0.10	60.5	0.865	.815	.0815	.278	.0177	37.2	
2	30	70	7	0.10	60.5	0.865	1.10	.110	.705	.0450	94.50	$A_s > A_s$ máx fis
	30	70	7	0.10	60.5	0.865	.985	.099	.528	.0335	70.30	
1	30	70	7	0.10	60.5	0.865	1.28	.128	.965	.0614	129	$A_s > A_s$ máx fis
	30	70	7	0.10	60.5	0.865	1.15	.115	.775	.0494	104	

Nota.- Las columnas del 2 y 1 pisos tiene un A_s mayor que el máximo físicamente posible, de modo que los diseñaremos con una distribución de armadura en todo el área, para lo cual hallaremos las deformaciones y efectuaremos el cálculo por tanteos.

También nótese que ya no es necesario diseñar para los 2 combinaciones de carga como íbamos haciendo hasta ahora, ya que sólo se usa la combinación que da el A_s mayor

DISEÑO CON ARMADURA EN TODA LA SECCION

Para columnas del 1º y 2º pisos C-6, adoptamos una nueva distribución de armadura en primer término con lo máximo de A_s que permite la sección que es $22 \phi 1" = 111.54 \text{ cm}^2$ manteniendo el mismo f'_c y f'_y ; tenemos que dibujar el diagrama de interacción siendo sólo necesario el tramo de compresión, debido a que se tiene la excentricidad mínima $0.1 t = 7 \text{ cm}$; para ello basta con ubicar 2 puntos que son

a) Punto de falla balanceada (M_b, P_b) y b) Punto para carga axial sin excentricidad (P_0)

1) Falla balanceada : hallaremos el diagrama de deformaciones si $K_u d =$ Distancia de la f.n a la fila de compresión más alejada ; $K_w d = \frac{E_u}{E_u + E_y} d$; siendo $d = t - r = 70 - 6 = 64 \text{ cm}$

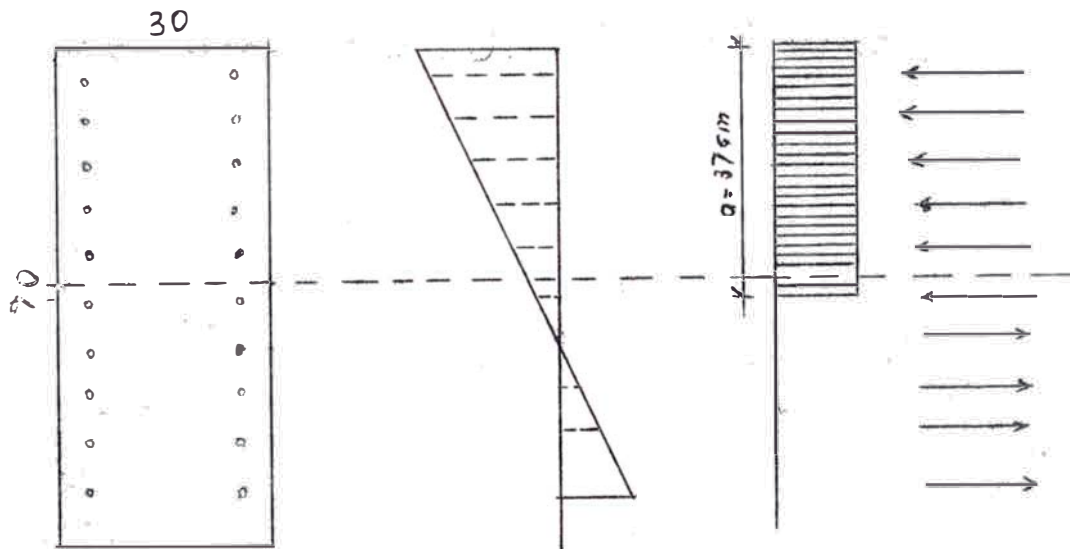
$E_y = \frac{f_s}{E_s}$; para este caso de falla balanceada, el acero extremo de tracción fluirá o sea $f_s = f_y \therefore \xi_y =$

$$\frac{2800}{2 \times 10^6} = 0.0014 \quad K_{ud} = \frac{0.003}{0.003 + 0.0014} \times 64 = 43.6 \text{ cm}$$

La altura del rectángulo de Whitney " a " es:

$$a = 0.85 K_u d = 0.85 \times 43.6 = 37.0 \text{ cm.}$$

DIAGRAMA DE DEFORMACIONES



$f_s = \{E$	Varillas	A_s	P_b	brazo	M_b
2800	3 ϕ 1	15.20	+44100	+ .29	+ 12800
2800	2 ϕ 1	10.13	+28400	+ .22	+ 6230
2800	2 ϕ 1	10.13	+28400	+ .16	+ 4550
2400	2 ϕ 1	10.13	+24300	+ .095	+ 2310
1560	2 ϕ 1	10.13	+15800	+ .03	+ 175
600	2 ϕ 1	10.13	+ 6060	- .04	- 242
200	2 ϕ 1	10.13	- 2020	- .10	+ 202
1100	2 ϕ 1	10.13	-11100	- .165	+ 1830
2000	2 ϕ 1	10.13	-20200	- .23	+ 4650
2800	3 ϕ 1	15.20	-44100	- .29	+ 12800
	22 ϕ 1	111.54	+69640		+ 45605
Cargas debidos al concreto: $P = .85 \times 210 \times 37 \times 30$			+198000	+ .16	+ 31800
			267640		77405

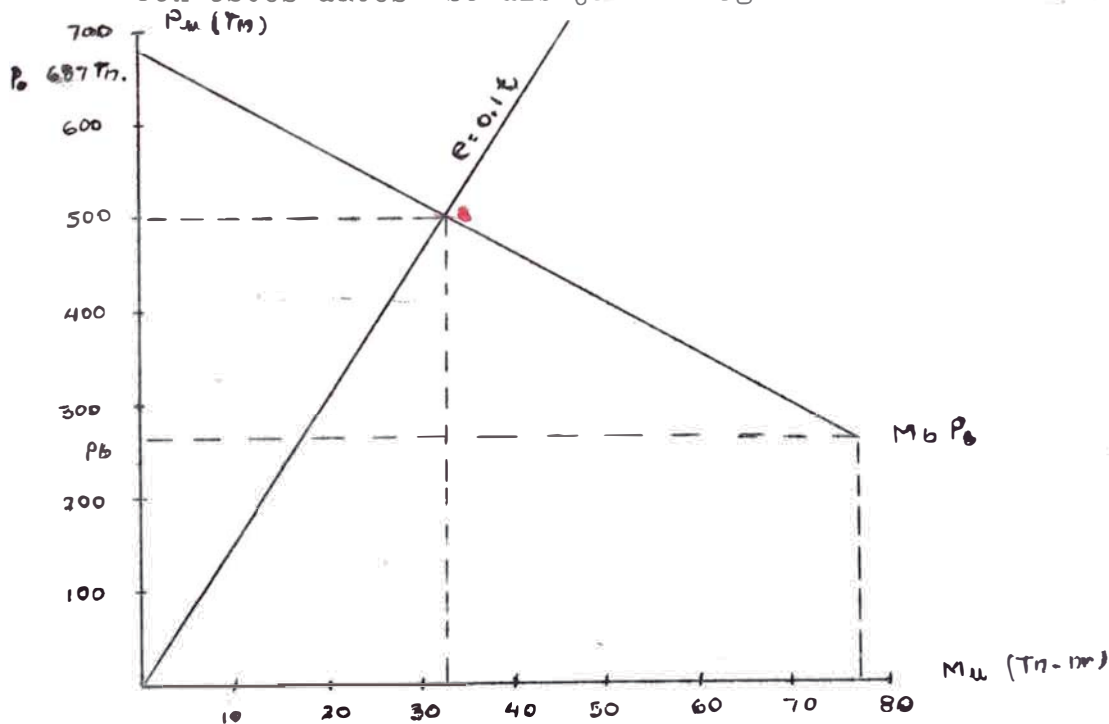
Carga axial:

$$P_o = .85 f'c bt + A_s F_y = .85 \times 210 \times 30 \times 70 + 2800 \times 111.54$$

$$P_o = 687\ 000 \text{ Kg.}$$

La excentricidad $e = \frac{M}{P} = .07$ } Para $P = 0$; $l_i = 0$
Para $P = 500 \text{ T}$;
 $M = 35 \text{ Tn-m}$

Con estos datos se dibuja el diagrama de iteración.



Del diagrama obtenemos para $A_s = 22 \text{ } \phi \text{ } 1''$, una capacidad resistente $P_u = 500 \text{ Tn}$ que cubre el $P_u = 484 \text{ Tn}$ de la columna del 2^o piso C-6

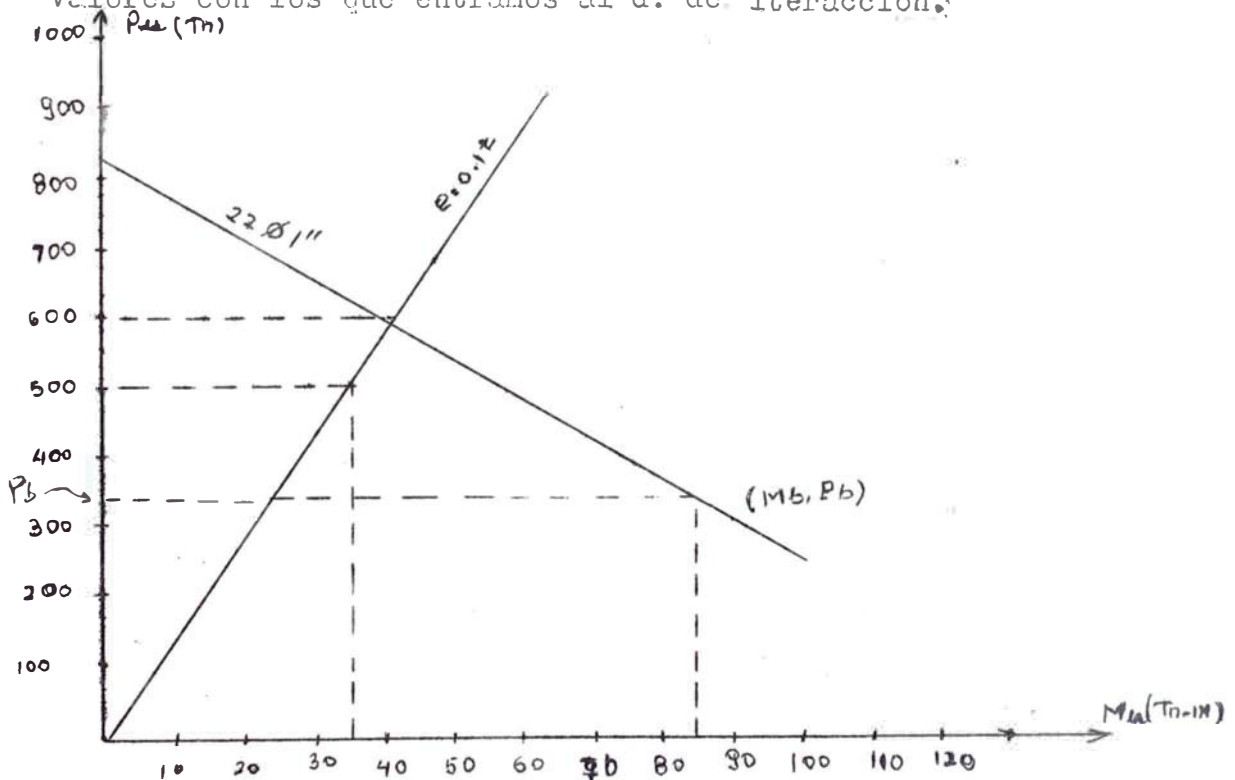
Para la columna del 1 piso de $P_u = 563 \text{ Tn}$, debemos aumentar el f'c a 280 Kg/cm^2 , con la misma distribución anterior de armadura tenemos que el P_u y M_b totales debidos a la armadura son iguales al caso anterior y sólo nos queda por hallar los correspondientes al concreto:

VIRILLAS	A_s	P_b	Barzo	I_b
22 ϕ 1"	111.54	69 640		45 605
Cargas debido al concreto $P = .85 \times 280 \times 37 \times 30$		265 000	.16	42 300
TOTALES		334 640		87 905

La carga axial concéntrica P_o vale:

$$P_o = .85 \times 280 \times 30 \times 70 + 2800 \times 111.54 = 812 000 \text{ Kg.}$$

Valores con los que entramos al d. de iteración:



Del diagrama obtenemos que para $22 \phi 1''$ y $e = 0.1 t$, la máxima capacidad de carga es $P_u = 590 Tn$ que es $> P_u$ actual. Por lo tanto asumiremos $A_s = 22 \phi 1''$ y $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ para la columna C-6 del 1^{er} piso.

Ahora nos queda hacer el chequeo de flexión en dos sentidos para la columna C-7, por tanto consideramos que el sismo entra por la dirección del portico de arriostre "7"

DISÑO DE COLUMNAS CONSIDERANDO EL SISMO ACTUANDO EN LA DIRECCION DEL PORTICO DE ARRIOSTRE.

Momentos y cargas Actuantes columnas C-7

Piso	P_u	M_x	M_y	e_x	e_y	e_x min	e_y min	e_y final	e_x final
7	19.40	15.1	5.54	78	28.5	6	3	78	28.5
6	45.50	13.4	8.30	30	18.2	6	3	30	18.2
5	72.20	11.5	9.50	16	13.2	6	3	16	13.2
4	98.50	13.7	10.20	14	10.4	7	3	14	10.4
3	124.00	11.8	8.67	9.5	7.0	7	3	9.5	7.0
2	148.00	15.2	8.38	10.0	5.66	7	3	10.0	5.66
1	174.00	15.0	11.20	8.6	6.43	7	3	8.6	6.43

Nota : P_u = carga axial máxima entre las combinaciones $1.5D + 1.8L$ ó $1.25 (D+L \pm S_y)$, afectada del factor de reducción $\phi = 0.70$

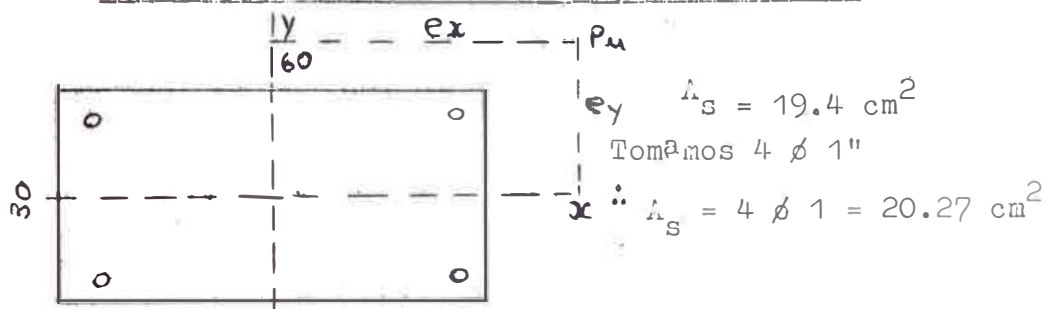
M_x = momentos en la columna en el sentido "x" correspondiente a la carga axial crítica P_u , en la cara de apoyo y afectada de $\phi = 0.70$

M_y = momentos en la columna debidos a la acción del peso propio del portico de arriostre y el sismo entrando en la dirección "y" que se obtiene a la cara de apoyo y también afectadas por el coeficiente ϕ . e_x , e_y = excentricidades obtenidas por $\frac{M_x}{P_u}$ y $\frac{M_y}{P_u}$

Las unidades empleadas son: P_u en tn ; M_x ; M_y en tn-m y e_x , e_y en cm.

Con los valores finales de P_u , e_x y e_y , chequearemos las areas de acero obtenidas para flexión en un solo sentido y si es necesario modificaremos el diseño para satisfacer la flexión en los 2 sentidos.

COMPROBACION DE LA COLUMNA C-7, 7 piso



$$e_x = 78 \text{ cm} \quad e_y = 28.5 \text{ cm}$$

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

$$P_u \text{ admisible} = ?$$

$$m = 15.70 ; P_t = \frac{A_s}{bt} = \frac{20.27}{30 \times 60} = 0.0113$$

$$P_t m = 0.0113 \times 15.70 = 0.177$$

$$x = \rightarrow d/t = 54/60 = 0.9 \rightarrow e_x = \frac{78}{60} = 1.30$$

$$y = \rightarrow d/t = 24/30 = 0.9 \rightarrow e_y/t = \frac{28.5}{30} = 0.95$$

De las abacos se obtienen : $K_x = 0.075$ y $K_y = 0.095$

$$P_x = 0.075 \times 30 \times 60 \times 210 = 28400 \text{ Kg}$$

$$P_y = 0.095 \times 30 \times 60 \times 210 = 36000 \text{ Kg}$$

$$P_o = 0.85 f'_c bt + A_s f_y = 0.85 \times 210 \times 30 \times 60 + 2.27 \times 2800 = 2800$$

$$P_o = 378000 \text{ Kg.}$$

Aplicando la formula de Bresler.

$$\frac{P_u}{P_x} + \frac{P_u}{P_y} - \frac{P_u}{P_o} = 1 ; \text{ en la cual, como se sabe:}$$

P_u = carga biaxial excéntrica (admisible en este caso)

P_x = carga que puede tomar la columna excéntrica cuando $M_y = 0$

P_y = carga que puede tomar la columna excéntrica cuando $M_x = 0$

P_o = carga que puede tomar la columna sin excentricidades.

Esta misma fórmula se aplica en la siguiente forma:

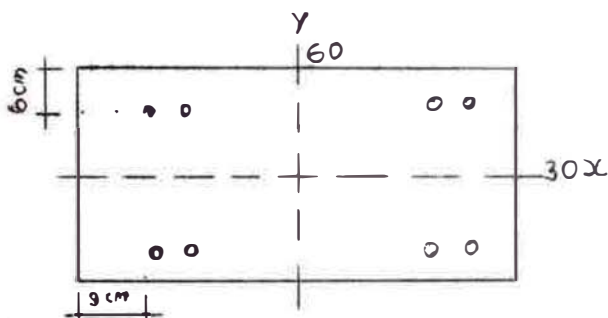
$$P_u = \frac{1}{\frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_o}}$$

$$P_u = \frac{100\,000}{\frac{10^5}{23400} + \frac{10^5}{36000} - \frac{10^5}{378000}} = \frac{100\,000}{3.52 + 2.78 - 0.265} = 16,600 \text{ Kg.}$$

Comparando con el P_u actuante, se tiene que $P_u \text{ adm (16.6)}$

$< P_u \text{ act. (19.4)}$ y como no satisface habrá que modificar la distribución del área de acero, aumentando a $A_s =$

$$8 \text{ } \phi \text{ } 7/8 \text{ " } = 31.03 \text{ cm}^2$$



$$\begin{aligned} x \quad d/t &= 51/60 = 0.85 \\ y \quad d/t &= 24/30 = 0.80 \\ \frac{e_x}{t} \quad 1.30 &; \frac{e_y}{t} = 0.95 \end{aligned}$$

$$P_t = \frac{31.03}{30 \times 60} = 0.0172$$

$$P_t \text{ m} = 0.0172 \times 15.70 = 0.271$$

De los abacos obtenemos $K_x = 0.1$ y $K_y = 0.14$

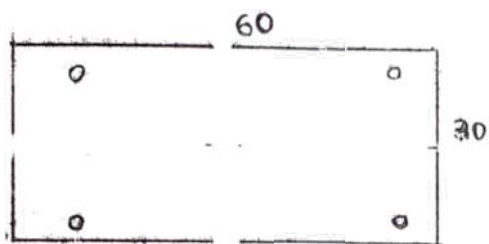
$P_x = 0.1 \times 30 \times 60 \times 210 = 37800 \text{ Kg}$ (chequea flexión en el sentido x, por ser mayor que 19400 Kg)

$$P_y = 0.14 \times 30 \times 60 \times 210 = 53,000$$

$$P_o = 321\,000 + 31.03 \times 2800 = 408,000 \text{ Kg.}$$

$$P_u = \frac{10^5}{2.65 + 1.89 - 0.245} = 23.3 \text{ Tn.}$$

$P_u \text{ admisible (23.3 tn.)} > P_u \text{ actuante (19.4 Tn.)}$; chequea

COLUMNA C-7 6° Piso

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 \text{ necesario)$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \text{ } \phi \text{ 7/8" } = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$e_x = 30 ; e_y = 18.2$$

$$P_t = \frac{15.52}{1800} = 0.0086 ; P_t m = 0.0086 \times 15.70 = 0.135$$

$$x \rightarrow d/t = 0.9 , e_x/t = \frac{30}{60} = 0.5 , K_x = 0.27$$

$$y \rightarrow d/t = 0.8 ; e_y/t = \frac{18.2}{30} = 0.607 ; K_y = 0.18$$

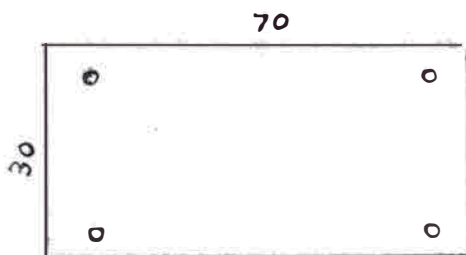
$$P_x = 0.27 \times 30 \times 60 \times 210 = 102,000 \text{ Kg (chequea flexión en este sentido, ya que es mayor que 45,500 Kg)}$$

$$P_y = 0.18 \times 30 \times 60 \times 210 = 67,300 \text{ Kg}$$

$$P_o = 321,000 + 43,500 = 364,500 \text{ Kg}$$

$$P_u = \frac{100,000}{0.98 + 1.47 - 0.275} = 46,100 \text{ Kg}$$

Luego $P_u \text{ adm. (46.1 Tn)} > P_u \text{ act. (45.5 Tn)} \therefore \text{chequea}$

COLUMNA C-7 5° Piso

$$A_s \text{ necesario} = 9.61 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \text{ } \phi \text{ 3/4" } = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{11.40}{1800} = 0.00632$$

$$P_{tm} = 0.00632 \times 15.7 = 0.090$$

$$e_x = 16 , d/t = 0.9 , e_x/t = 16/60 = 0.267 ,$$

$$K_x = 0.518$$

$$e_y = 13.20 , d/t = 0.8 , e_y/t = \frac{13.20}{30} = 0.44 , K_y = 0.25$$

$$P_x = 0.518 \times 30 \times 60 \times 210 = 196,000 \text{ Kg (chequea la flexión en el sentido x ya que es mayor que 72,200 Kg.)}$$

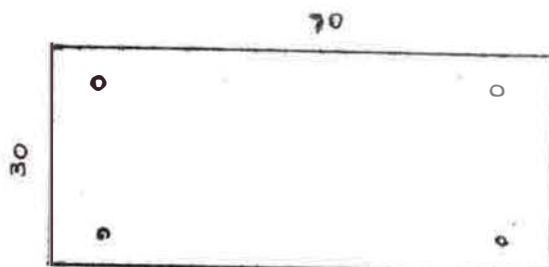
$$P_y = 0.25 \times 30 \times 60 \times 210 = 94500 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 0.85 \times 210 \times 30 \times 60 + 11.4 \times 2800 = 321000 + 31900 = 352,900$$

$$P_u = \frac{100,000}{0.51 + 1.06 - 0.283} = 77,500 \text{ Kg}$$

$$P_u \text{ adm (77.5 Tn)} > P_u \text{ octante (72.2 Tn)} \therefore \text{chequea.}$$

COLUINA C-7 4^o Piso



$$A_s \text{ necesario} = 11.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \phi 7/8" = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{15.52}{30 \times 70} = 0.0074$$

$$P_{tm} = 0.0074 \times 15.70 = 0.115$$

$$e_x = 14, e_x/t = 14/70 = 0.2, d/t = 0.9, K_x = 0.585$$

$$e_y = \frac{10.40}{30}, e_y/t = \frac{-10.40}{30} = 0.347, d/t = 0.8, K_y = 0.385$$

$$P_x = 0.585 \times 30 \times 70 \times 210 = 258000 \text{ Kg (chequea la flexión en el sentido } x, \text{ unicamente, ya que es } > \text{ que } 93500 \text{ Kg)}$$

$$P_y = 0.385 \times 30 \times 70 \times 210 = 170000 \text{ Kg.}$$

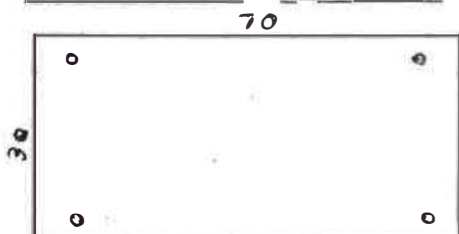
$$P_o = 0.85 \times 210 \times 30 \times 70 + 15.52 \times 2800$$

$$P_o = 373000 + 43500 = 416500 \text{ Kg.}$$

$$P_u = \frac{100000}{0.387 + 0.588 - 0.24} = 136000 \text{ Kg.}$$

$$P_u \text{ ad. (136 Tn.) } > P_u \text{ octante (98.5 Tn.) } \therefore \text{chequea.}$$

COLUINA C-7 3^o Piso



$$A_s \text{ necesario} = 10.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \phi 3/4" = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{11.40}{0.00542}$$

$$P_t m = 2100$$

$$m = 0.00542 \times 15.70 = 0.0851$$

$$e_x = 9.5, \quad e_x/t = \frac{9.5}{70} = 0.136, \quad d/t = 0.9, \quad K_x = 0.63$$

$$e_y = 7.0, \quad e_y/t = \frac{7.0}{30} = 0.233, \quad d/t = 0.8, \quad K_y = 0.48$$

$$P_x = 0.63 \times 30 \times 70 \times 210 = 278000 \quad (\text{chequea la flexión en este sentido, ya que es mayor que } 124000 \text{ Kg})$$

$$P_y = 0.48 \times 30 \times 70 \times 210 = 212000 \text{ Kg.}$$

$$P_o = 373000 + 11.40 \times 2800 = 373000 + 31900 = 404900 \text{ Kg.}$$

$$P_u = \frac{100000}{0.36 + 0.471 - 0.247} = 171000 \text{ Kg.}$$

$$P_u = \text{ad. } (171 \text{ Tn}) > P_u \text{ oct } (124 \text{ Tn}) \therefore \text{Chequea.}$$

COLUMNA C-7 2 Piso

70



$$A_s \text{ necesario} = 13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \text{ } \phi \text{ } 7/8'' = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{15.52}{2100} = 0.0074$$

$$P_t m = 0.0074 \times 15.70 = 0.116$$

$$e_x = 10, \quad e_x/t = \frac{10}{70} = 0.142, \quad d/t = 0.9, \quad K_x = 0.655$$

$$e_y = 5.66, \quad e_y/t = \frac{5.66}{30} = 0.188, \quad d/t = 0.8, \quad K_y = 0.55$$

$$P_x = 0.655 \times 30 \times 70 \times 210 = 289000 \quad (\text{chequea la flexión en este sentido por ser mayor que } 148000 \text{ Kg})$$

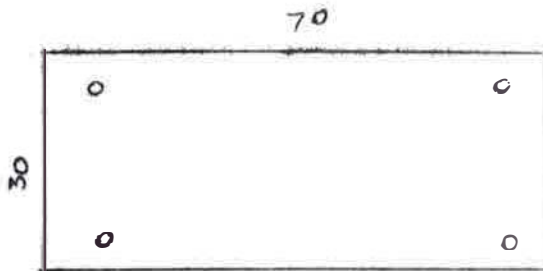
$$P_y = 0.555 \times 30 \times 70 \times 210 = 242000 \text{ Kg}$$

$$P_o = 373000 + 15.52 \times 2800 = 373000 + 43500 = 416500 \text{ Kg}$$

$$P_u = \frac{100000}{0.345 + 0.412 - 0.24} = 194000 \text{ Kg}$$

P_u adm (194 Tn) > P_u oct. (148 Tn) ∴ chequea

COLUMNA C-7 1 Piso



$$A_s \text{ necesario} = 16.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tomamos } A_s = 4 \phi 1" = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$P_t = \frac{20.27}{2100} = 0.00965$$

$$P_{t m} = 0.00965 \times 15.7 = 0.152$$

$$e_x = 8.6, \quad e_x/t = \frac{8.6}{70} = 0.123, \quad d/t = 0.9, \quad K_x = 0.72$$

$$e_y = 6.43, \quad e_y/t = 0.214, \quad d/t = 0.8, \quad K_y = 0.54$$

$P_x = 0.72 \times 30 \times 210 = 318000 \text{ Kg}$ (chequea la flexión en este sentido, por ser mayor que 174000 Kg)

$$P_y = 0.54 \times 30 \times 70 \times 210 = 239000 \text{ Kg}$$

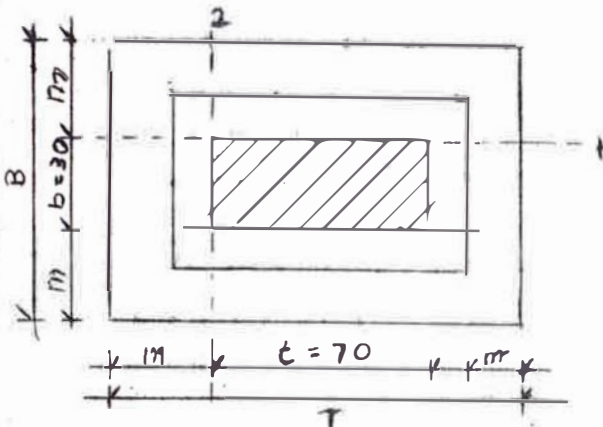
$$P_o = 373000 + 20.27 \times 2800 = 373000 + 57000 = 430000 \text{ Kg}$$

$$P_u = \frac{100000}{0.315 + 0.419 - 0.232} = 200000 \text{ Kg}$$

P_u ad (200 Tn) P_u oct. (174 Tn) ∴ chequea.

DISEÑO DE ZAPATAS

ZAP ATAC- b



El reglamento tolera una excentricidad de 10cm. para que la carga se considere central, en este caso para ser la excentricidad menor de 10 cm. se toma carga concentrica. del metrado de cargas:

$$D = 245.82 \text{ Tn}$$

$$L = 15.18 \text{ Tn}$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2, F_t = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

1°) Área resistente de la zapata:

$$\text{Peso zapata (asumido)} = 0.06 (245.80 + 15.18) = 15.7 \text{ Tn.}$$

$$\text{La carga total es: } 245.62 + 15.18 + 15.7 = 276.70 \text{ Tn.}$$

$$\therefore \text{El área de la zapata } A = \frac{276,700}{3} = 92100 \text{ cm}^2$$

2°) Dimensiones de la zapata:

$$(2m + 30) (2m + 70) = 92100$$

$$4m^2 + 200m + 2100 - 92100 = 0$$

$$\text{Resolviendo } m^2 + 50m - 22500 = 0$$

$$\text{Obtenemos } m = -25 \pm \sqrt{152} = +127 \text{ cm} \approx 130 \text{ cm.}$$

$$\therefore B = 2 \times 130 + 30 = 290 \text{ cm}$$

$$T = 2 \times 130 + 70 = 330 \text{ cm}$$

3°) Carga neta de rotura:

$$1.5 \times 245.82 + 1.8 \times 15.18 = 370 + 27.3 = 397.3 \text{ Tn.}$$

(porque la zapata no produce flexión a si misma)

$$\text{Reacción neta del terreno } T_n = \frac{397300}{290 \times 330} = 4.15 \text{ Kg/cm}^2$$

4°) Cálculo del peralte "d"

a) Por flexión: en los planos 1-1 y 2-2

$$M_{1-1} = 1/2 W l^2$$

$$l = m = 1.30 \text{ m}$$

$$W = \sigma_n T = 4.15 \times 3.30 = 1370 \text{ Kg/cm}$$

$$M_{1-1} = 1/2 \times 137000 \times 1.3^2 = 116000 \text{ Kg m.} = 116 \times 10^5 \text{ Kg cm}$$

$$M_u = \phi P_{\text{máx}} b d f_y (d-a/2) ; \frac{P_{\text{máx}} b d f_y}{0.85 f'_{cb}} = a$$

$$a = \frac{0.0278 \times 2.8 d}{0.85 \times 0.21} = 0.435 d ; a/2 = 0.218 d$$

$$M_u = 0.9 \times 0.0278 \times 330 d \times 2800 (d - 0.218 d)$$

$$M_u = 23100 d^2 - 5040 d^2 = 18060 d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{18060}} = \sqrt{\frac{116 \times 10^5}{18060}} = \sqrt{640} = 25.3 \text{ cm}$$

b) Por punzonamiento

El esfuerzo permisible de corte por punzonamiento es:

$$V_{uc} = \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \sqrt{210} = 12.30 \text{ Kg/cm}^2$$

El perimetro de la sección critica es b_o

$$b_o = 2 (b + 2d/2 + T + 2d/2) = 2 \times 30 + 2d + 2 \times 70 + 2d$$

$$b_o = 4 d + 200$$

El cortante interior que puede absorber la sección V_{uc}

$$V_{uc} = V_{uc} \times b_o \times d = 12.30 (4d + 200) \dots\dots(1)$$

El corte en esta sección critica se halla como la carga de la columna menos la presión neta en el área dentro de dicho perimetro, es decir:

$$V_u = 397300 - 4.15 (30 + d) (70 + d) \dots\dots\dots(2)$$

Igualando (1) y (2) se tiene:

$$49.2 d^2 + 2460 d = - 4.15 d^2 - 415 d + 388580$$

$$53.35 d^2 + 2875 d - 388580 = 0 \text{ Resolviendo se obtiene}$$

$$d = 62.6 \text{ cm} \approx 63 \text{ cm.}$$

La altura de la zapata $h = d + 1.5 \text{ diam.} + 7.5$

$$h = 63 + 3 + 7.5 = 73.5 \text{ cm}$$

Tomamos $h = 75 \text{ cm}$, luego $d = 75 - 10.5 = 64.5 \text{ cm}$

Comprobación por corte

Se hace a la distancia d de la cara de la columna.

Siendo el corte en esta sección $V_u = 4.15 \times 3.30 (130-64.5)$

$$V_u = 89800 \text{ Kg}; V_u = \frac{89800}{330 \times 64.5} = 4.20 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible es $V_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$

chequea luego el peralte es adecuado por corte.

Transferencia de esfuerzos en la base de la columna

Esfuerzo de compresión en la base $f_c = \frac{397300}{30 \times 70} = 189 \text{ Kg/cm}^2$

El máximo permisible es $f_{cu} = 1.9 \times 0.375 f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$

Como $f_{cu} < f_c$ se requiere de pedestal, tomamos las dimensiones de $50 \times 90 \times 10 \text{ cm}$ de altura, ahora el esfuerzo de compresión en la base del pedestal es f_c

$$f_c = \frac{397300}{50 \times 90} = 88.5 < 150$$

Cálculo de longitud de penetración de dowells

a) Longitud de penetración hacia la columna $L = 20 D$ (para $f'_c = > 210$; $f_y = 3500$)

$\phi \text{ col } 1" = \phi \text{ dowells}$

$L = 20 D = 50 \text{ cm}$ (por lo menos)

b) Longitud de penetración en la zapata (L')

Como las losas están en compresión, el esfuerzo de desarrollo por anclaje es $u = 3.4 \phi \sqrt{f'_c} = 3.4 \times 0.85 \sqrt{210}$

$u = 41.9 \text{ Kg/cm}^2 < 56 \text{ Kg/cm}^2$; y la longitud de anclaje requerida será:

$$Ld = \frac{A_s f_y}{\sum o u} = \frac{5.07 \times 2800}{7.98 \times 41.9} = 42.3 \text{ cm}$$

La longitud disponible es: $10+64.5 = L' = 74.5 \text{ cm}$ - Ld de modo que no será necesario los ramales horizontales, sin enlaces por razones constructivas se emplean para fijar adecuadamente los dowells.

Comprobación del peso de la zapata

El peso de la zapata es: $2.90 \times 3.30 \times 0.75 \times 2.4 = 17.2 \text{ Tn}$ que es muy cercano al valor asumido de 15.7 Tn .

Diseño del esfuerzo

El momento en la sección crítica 1-1 es

$M_{1-1} = 11600000 \text{ Kg-cm}$, $d = 61.5 \text{ cm}$ (Nota se ignora la influencia del pedestal por ser pequeño)

Asumimos $a = 5 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{11600000}{0.9 \times 2800 (64.5 - 2.5)} = 74.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación } a = \frac{74.3 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 330} = 3.54 \approx 5 \text{ cm}$$

Distribución en la dirección corta B:

$$\begin{aligned} \text{Ref. en ancho B} &= 2/S+1 ; S = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}} = \frac{3.30}{2.90} = 1.14 \\ \text{Ref. total en dirección B} & \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Ref. ancho B}}{74.3} = 2/1.14+1 ; \text{Ref. ancho B} = 69.5 \text{ cm}^2$$

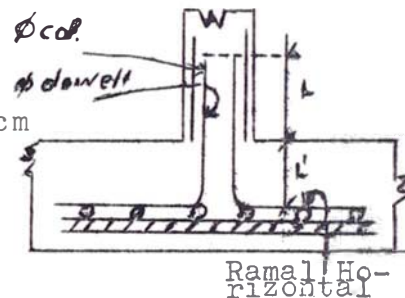
Luego en la parte centrada de ancho B se usará $18 \phi 7/8 = 69.82 \text{ cm}^2$

siendo el espaciamiento $S = 290/18 - 1 = 17 \text{ cm}$

el resto es $1/2 (74.3 - 69.8) \text{ cm}^2$ para cada extremo, o sea 2.3 cm^3 en 20 cm de ancho, da $1 \phi 7/8 = 3.88 \text{ cm}^2$

Distribución en la dirección larga T : es uniforme a todo lo ancho B de la zapata se calcula el A_s con el mismo d anterior

$$M_{2-2} = 1/2 W l^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} P = m = 1.30 \text{ m} \\ W = \sigma_n B = 4.15 \times 290 = 1200 \text{ Kg/cm} \end{array} \right.$$



$$M_{2-2} = 1/2 \times 1200 \times 130^2 = 10'100,000 \text{ Kg-cm}$$

Tomando $a = 4$

$$A_s = \frac{10100000}{0.9 \times 2800 (64.5-2)} = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación: } a = \frac{64 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 290} = 3.45 \approx 4 \text{ cm}$$

$$\text{Usaremos } 17 \text{ } \phi \text{ } 7/8" = 55.94 \text{ cm}^2, \text{ } 280/16 = 17.5 \approx 15 \text{ cm}$$

Comprobación por adherencia

$$\text{Esf. permisible de adh. por anclaje } u = \frac{0.8 \times 6.4 \sqrt{210}}{2.22} = 33.4 \leftarrow 56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Longitud de desarrollo } L_d = \frac{3.88 \times 2800}{11 \times 2.22 \times 33.4} = 46.7 \text{ cm}$$

$$\text{Long. disponible} = m - r = 130 - 7.5 = 122.56 \text{ cm} > 46.7 \text{ cm}$$

∴ Las varillas no se necesitan ganchos.

ZAPATA C - 7

D = 62.63 Tn	}	De las combinaciones 1.5D+1.8L
L = 15.35 Tn		1.25(D+L+S), la más crítica es esta
S _x = 23.53 Tn		último

1^o) Area resistente de la zapata:

$$\text{Peso zapata (asumido)} = 0.04(62.63 + 15.35 + 23.53) = 4.05 \text{ Tn}$$

$$\text{Carga total} = 62.63 + 15.35 + 23.53 + 4.05 = 105.56 \text{ Tn}$$

$$\text{Area de la zapata } A = \frac{105560}{3} = 35200 \text{ cm}^2$$

2°) Dimensiones

$$4 m^2 + 200 m + 2100 - 35200 = 0$$

Resolviendo hallamos $m = 70$ cm

$$\therefore B = 2 \times 70 + 30 = 170 \text{ cm} ; T = 2 \times 70 + 70 = 210 \text{ cm}$$

3°) Carga neta de rotura

$$1.25 (D+L+S) = 1.25 (62.63+15.35+23.53) = 127 \text{ Tn.}$$

$$\text{Reacción neta } T_n = \frac{127000}{170 \times 210} = 3.55 \text{ Kg/cm}^2$$

4°) Cálculo del peralte por punzamiento

$$V_{uc} = 12.30 d (4d + 200) \dots\dots(1)$$

$$V_u = 127000 - 3.55 (30+d) (70+d) \dots\dots(2)$$

Al igualar (1) y (2) se halla $d = 14.8$ 15 cm

$$\therefore h = 15 + 3 + 7.5 \sim 30 \text{ cm} ; d = 30 - 10.5 = 19.5 \text{ cm}$$

No será necesario calcular el peralte por flexión, por no ser crítico.

5°) Comprobación por corte

$$\text{Corte en la sección crítica } V_u = 3.55 \times 210 (70 - 19.5)$$

$$V_u = 37500 \text{ Kg}; V_u = \frac{37500}{210 \times 19.5} = 9.13 \text{ Kg/cm}^2 > 6.16 (V_{uc})$$

Será necesario calcular el peralte por corte.

$$V_u = 3.55 \times 210 (70 - d) = 6.16 \times 210 d$$

sale $d = 25.5$ cm y $h = 25.5 + 3 + 7.5 = 40$ cm

y d vale: $d = 40 - 10.5 = 29.5$ cm ~ 30 cm

Transferencia de esfuerzos

$$\text{Esfuerzo de compresión en la losa } f_c = \frac{127000}{30 \times 70} = 60.5 \text{ Kg/cm}^2$$

El máximo esf. permisible es $f_{cu} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ Kg/cm}^2$

como $f_c < f_{cu}$ no será necesario un pedestal

Longitud de los dowells

a) Long. hacia la columna $L = 20 D = 20 \times 2.54 = 50 \text{ cm}$

b) En la zapata: como la falla de la columna es por tracción
: el esf. de adherencia por anclaje es

$$u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{35.5} = \frac{56}{35.5} \text{ Kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{5.07 \times 2800}{7.98 \times 0.8 \times 35.5} = 62.3 \text{ cm}$$

Como $d = 30 \text{ cm}$, será necesario doblar y colocar horizontalmente los dowells la longitud mínima de:

$$(62.3 - 30) = 32.30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm}$$

Comprobación del peso de la zapata

El peso es: $1.70 \times 2.10 \times 0.40 \times 2.4 = 3.43 \text{ Tn} < 4.05 \text{ Tn}$

De modo que estamos del lado de la seguridad.

Diseño del esfuerzo

a) En la dirección corta (B)

$$M_{1-1} = 1/2 \times 3.55 \times 210 \times 70^2 = 1'830,000 \text{ Kg-cm}$$

Asumiendo $a = 4 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{1830000}{0.9 \times 2800 (30-2)} = 26 \text{ cm}^2$$

Comprobación $a = \frac{26 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 210} = 1.94 \text{ cm}$ (aceptamos, del

lado conservador que $A_s = 26 \text{ cm}^2$)

Ref. ancho B = $2/1.23 + 1$; $S = 2.10/1.70 = 1.23$

Ref. ancho B = 23.3 cm^2 ; o sea 9 ϕ 3/4 @ 19 cm, centrados.

El resto es $1/2 (26-24) = 1 \text{ cm}^2$ para cada extremo, es decir 1 ϕ 3/4 basta

b) En la dirección larga T

$$M_{2-2} = 1/2 \times 3.55 \times 1.70 \times 70^2 = 1'480,000 \text{ Kg cm}$$

asumo $a = 3 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{1480000}{0.9 \times 2800 (30-1.5)} = 20.5 \text{ cm}^2$$

Comprobación

$$a = \frac{20.5 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 170} = 1.90 \text{ cm}$$

La distribución será $8 \phi 3/4'' \text{ @ } 20 \text{ cm}$

Comprobación por adherencia

$$\text{Esf. permisible } u = 0.8 \times \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.91} = 38.8 < 56$$

$$l_d = \frac{2.85 \times 2800}{11 \times 1.91 \times 38.8} = 34.3 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud disponible} = m - 7.5 = 62.5 \text{ Ld}$$

∴ Las varillas no necesitan ganchos

DISEÑO DE PLACAS DEL ASCENSOR

metrado de cargas en placas

Se obtiene del metrado hecho para el análisis antisísmico con la única variante de considerar la sobrecarga efectiva reducida como se hizo para las columnas.

NIVEL	TIPO DE CARGAS	PLACA EJE C'	PLACA EJE C''	PLACA EJE 4''	PLACA EJE 4''	PLACA EJE 4''
Cargas por encima de la azotea	a)cargas de las columnas del cuarto de máquinas (techo C.M.+peso propio de las columnas)	2.87	0.51	-	1.69	1.69
	b)Por muros C.M.		1.70		0.645	0.645
	c)Peso losa piso C.M.	9.05	-			
	d)Por vigas P.C.M.				1.635	1.635
	e)Peso propio placas	2.66	2.66	-	1.007	1.007
	f)s/c (sin reducción)	15.656	13.656	-	0.368	0.368
Azotea (18.20m)	a)Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b)Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c)Peso propio	2.250	3.550	0.656	1.090	1.090
	d)s/c (sin reducción)	0.764	0.080	0.072	-	0.072
7º Nivel	a)Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b)Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c)Peso propio	3.690	7.100	2.130	2.180	2.180
	d)s/c (sin reducción)	1.524	0.160	0.140	-	0.140
6º Nivel	a)Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b)Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c)Peso propio	3.690	7.100	2.180	2.180	2.180
	d)s/c (sin reducción)	1.524	0.160	0.140	-	0.140

NIVEL	TIPO DE CARGA	PLACA EJE C'	PLACA EJE C''	PLACA EJE 4'	PLACA EJE 4''	PLACA EJE 4'''
5° Nivel	a) Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b) Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c) Peso propio	3.690	7.100	2.180	2.180	2.180
	d) S/C (Red. 20%)	1.220	0.128	0.112	-	0.112
4° Nivel	a) Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b) Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c) Peso propio	3.690	7.100	2.180	2.180	2.180
	d) S/C (Red. 40%)	0.913	0.096	0.084	-	0.084
3 ^{er} Nivel	a) Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b) Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c) Peso propio	3.690	7.100	2.180	2.180	2.180
	d) S/C (Red. 60%)	0.610	0.064	0.056	-	0.056
2° Nivel	a) Por vigas	1.146	0.530	-	-	-
	b) Por aligerado	1.910	-	0.245	-	0.245
	c) Peso propio	3.690	7.100	2.180	2.180	2.180
	d) S/C (Red. 40%)	0.913	0.096	0.084	-	0.084
1 ^{er} Nivel	Peso propio	1.440	3.550	1.090	1.090	1.090
0.00 m						
TOTAL DE CARGAS						
EN EL NIVEL 0.00 m						
C M		61.802	58.280	16.541	20.237	21.972
S/C		24.124	14.44	0.688	0.368	1.056
En la tabla anterior, las cargas están en Tn.						

RESUMIENDO EL METRADO ANTERIOR SE TIENE

PLACA EJE C'

NIVEL	PARCIAL				Total acumulado hasta nivel	
	D	L	D+L	1.5D+1.8 L	D+L	1.5 D.+ 1.8 L
Encima de la azotea	14.58	15.656	30.236	50.00	30.236	50.00
Azotea	5.306	0.764	6.070	9.32	36.306	59.32
7°	6.746	1.524	8.270	12.89	44.576	72.21
6°	6.746	1.524	8.270	12.89	52.846	85.10
5°	6.746	1.220	7.966	12.34	60.812	97.44
4°	6.746	0.913	7.659	11.79	68.471	109.23
3°	6.746	0.610	7.356	11.25	75.827	120.48
2°	6.746	0.913	7.659	11.79	83.486	132.27
1°	1.440	-	1.440	2.16	84.926	134.43

PLACA EJE C''

NIVEL	PARCIAL				Total acumulalo hasta	
	D	L	D+L	1.5D+ 1.8L	D + L	Nivel 1.5D+1.8L
Encima de la azotea	4.87	13.656	18.526	31.90	18.526	31.90
Azotea	4.080	0.080	4.160	6.264	22.686	38.164
7°	7.630	0.160	7.790	11.688	30.476	49.852
6°	7.630	0.160	7.790	11.688	38.266	61.540
5°	7.630	0.128	7.758	11.630	46.024	73.170
4°	7.630	0.096	7.726	11.572	53.750	84.742
3°	7.630	0.064	7.694	11.515	61.444	95.257
2°	7.630	0.096	7.726	11.572	69.170	107.329
1°	3.550	-	3.550	5.32	72.720	113.149

PLACA EJE 4'

NIVEL	PARCIAL				Total acumulado hasta	
	D	L	D+L	1.5D+1.8L	D+L Nivel	1.5D+1.8L
Encima de la azotea						
Azotea	0.901	0.072	0.973	1.48	0.973	1.48
7°	2.425	0.140	2.565	3.792	3.538	5.272
6°	2.425	0.140	2.565	3.792	6.103	9.064
5°	2.425	0.112	2.537	3.742	8.64	12.806
4°	2.425	0.084	2.509	3.691	11.149	16.497
3°	2.425	0.056	2.481	3.641	13.630	20.138
2°	2.425	0.084	2.509	3.691	16.139	23.829
1°	1.090	-	1.090	1.640	17.229	25.459

PLACA EJE 4''

Encima de la azotea	4.977	0.368	5.345	8.123	5.345	8.123
Azotea	1.090	-	1.090	1.64	6.435	9.763
7°	2.180	-	2.180	3.27	8.615	13.033
6°	2.180	-	2.180	3.27	10.795	16.303
5°	2.180	-	2.180	3.27	12.975	19.573
4°	2.180	-	2.180	3.27	15.155	22.843
3°	2.180	-	2.180	3.27	17.335	26.113
2°	2.180	-	2.180	3.27	19.515	29.383
1°	1.090	-	1.090	1.64	20.605	31.023

PLACA EJE 4'''

NIVEL	PARCIAL				Total acumulado hasta Nivel.	
	D	L	D+L	1.5D+1.8L	D+L	1.5D+1.8L
Encima de la azotea	4.977	0.368	5.345	8.122	5.345	8.122
Azotea	1.335	0.072	1.407	2.130	6.752	10.252
7°	2.425	0.140	2.565	3.892	9.317	14.144
6°	2.425	0.140	2.565	3.892	11.882	18.035
5°	2.425	0.112	2.537	3.842	14.419	21.878
4°	2.425	0.084	2.509	3.791	16.928	25.669
3°	2.425	0.055	2.481	3.741	19.409	29.410
2°	2.425	0.084	2.509	3.791	21.918	33.201
1 ^{er}	1.090	-	1.090	1.640	23.008	34.841

COMPROBACION DEL ESFUERZO DE COMPRESION

Usando la fórmula empírica que da el A.C.I. para muros de concreto armado, el esfuerzo de compresión permisible es:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

Se chequea sólo en los pisos bajos donde la carga es mayor.

Los esfuerzos en el nivel de la cimentación son:

$$\text{Placa eje C'}: f_c = \frac{134430}{25 \times 120} = 45.00 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Placa eje C'': } f_c = \frac{113149}{25 \times 445} = 10.20 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Placa eje 4'}: f_c = \frac{25469}{20 \times 190} = 6.70 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Placa eje 4'': } f_c = \frac{31023}{25 \times 190} = 6.52 \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{Placa eje 4''': } f_c = 34841 / 25 \times 190 = 7.33 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles para las placas C', C'', 4'' y 4''' son:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{260}{40 \times 25} \right)^3 \right]$$

$$f_c = 89.8 (1 - 0.0176) = 88 \text{Kg/cm}^2$$

Se tiene para estas placas que f_c permisible $>$ f_c

El esfuerzo permisible para la placa 4' es:

$$f_c = 1.9 \times 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{260}{40 \times 20} \right)^3 \right]$$

$$f_c = 89.8 (1 - 0.0343) = 86.90 \text{Kg/cm}^2$$

Luego f_c permisible $>$ f_c

La comprobación por esfuerzos cortantes ya se hizo en el capítulo de Análisis antisísmico, al aplicar la fórmula que da el método Muto, en cuanto a los esfuerzos permisibles en cortante por las placas.

Refuerzo horizontal

$$A_{sh} = 0.0025 \text{ bt}; \text{ para 1 m. de alto de placa}$$

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{cm}^2$$

Se pondrá 2 capas con ϕ 1/2" @ 40cm. de espaciamiento vertical

Refuerzo vertical

$$A_{sv} = 0.0015 \text{ bt} ; \text{ para 1 m. de ancho de placa}$$

$$A_{sv} = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se colocará 2 cajas de ϕ 3/8" @ 35cm. de espaciamiento horizontal.

Cimentación de las placas

Cargas transmitidas por cada placa (D+L):

Placa eje C': 84926

Placa eje C'': 72720

Placa eje 4': 17229

Placa eje 4'': 20605

Placa eje 4''': 23008

$$P = 218483 \text{ Kg.}$$

Se cimentará con una losa armada en un sentido en la dirección de la menor luz.

$$\text{Peso asumido de la losa: } 0.04 \times 218488 = 8740 \text{ Kg.}$$

$$\text{Área necesaria} = \frac{218488 + 8740}{3} = 75800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área que encierran las placas} = 4.50 \times 1.90 = 85500 \text{ cm}^2$$

Será suficiente.

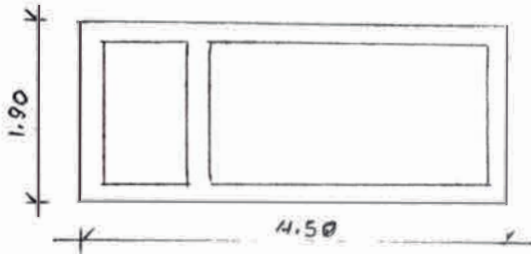
Presión neta:

$$P_u = 134430 + 113149 + 25469 + 31023 + 34841 = 338912$$

$$\tau_u = \frac{338912}{85500} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2 = 39500 \text{ Kg/m}^2$$

Determinación del peralte

a) Por punzonamiento:



$$v_{uc} = \phi \sqrt{f'_c} = 12.30 \text{ Kg/cm}^2$$

El perímetro de la sección crítica es: b_o

$$b_o = 2(400-d) + 2(140-d)$$

$$b_o = 1080 - 4d$$

El cortante a $d/2$ de la cara de la placa es por punzonamiento igual a: $V = \frac{1}{n}(400-d)(140-d) \dots \dots \dots (1)$

El cortante permisible es $V_{uc} = 12.30(1080-4d)d \dots (2)$

Al igualar (1) y (2) se halla $d = 15 \text{ cm}$.

b) Por corte:

A d de la cara de apoyo:

$$v_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2 = 61600 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{39500(0.70 - d)}{d} = 61600; \text{ de aqui, } d = 0.274 \text{ m}$$

Se dará $h = 40 \text{ cm}$. $d = 40 - 10 = 30 \text{ cm}$.

Cálculo del Momento positivo:

$$M_u = 1/8 WL^2 = 1/8 \times 39500 \times 1.65^2 = 13400 \text{ Kg-m.}$$

Asumo $a = 6 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{1340000}{0.9 \times 2800(30 - 3)} = 19.6 \text{ cm}^2$$

Comprobación

$$a = \frac{19.6 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 3.07 \text{ cm.}$$

con $a = 3 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{1340000}{0.9 \times 2800(30 - 1.5)} = 18.6 \text{ cm}^2$$

Comprobación:

$$a = \frac{18.6 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.92 \text{ cm. (OK) ;}$$

Luego $A_s = 18.6 \text{ cm}^2$

Se usará 1 ϕ 3/4" @ 15cm.

Cálculo del momento negativo

En los apoyos consideramos un momento de $1/24WL^2$

$$M = 1/24 \times 39500 \times 1.65^2 = 4500 \text{ Kg-m}$$

Asumo $a = 2 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{450000}{0.9 \times 2800 (30 - 1)} = 6.14 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{6.14 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.97 \text{ cm} \sim 2 \text{ cm.}$$

Se usa $A_s = 6.14 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 1 ϕ 5/8" @ 25cm.

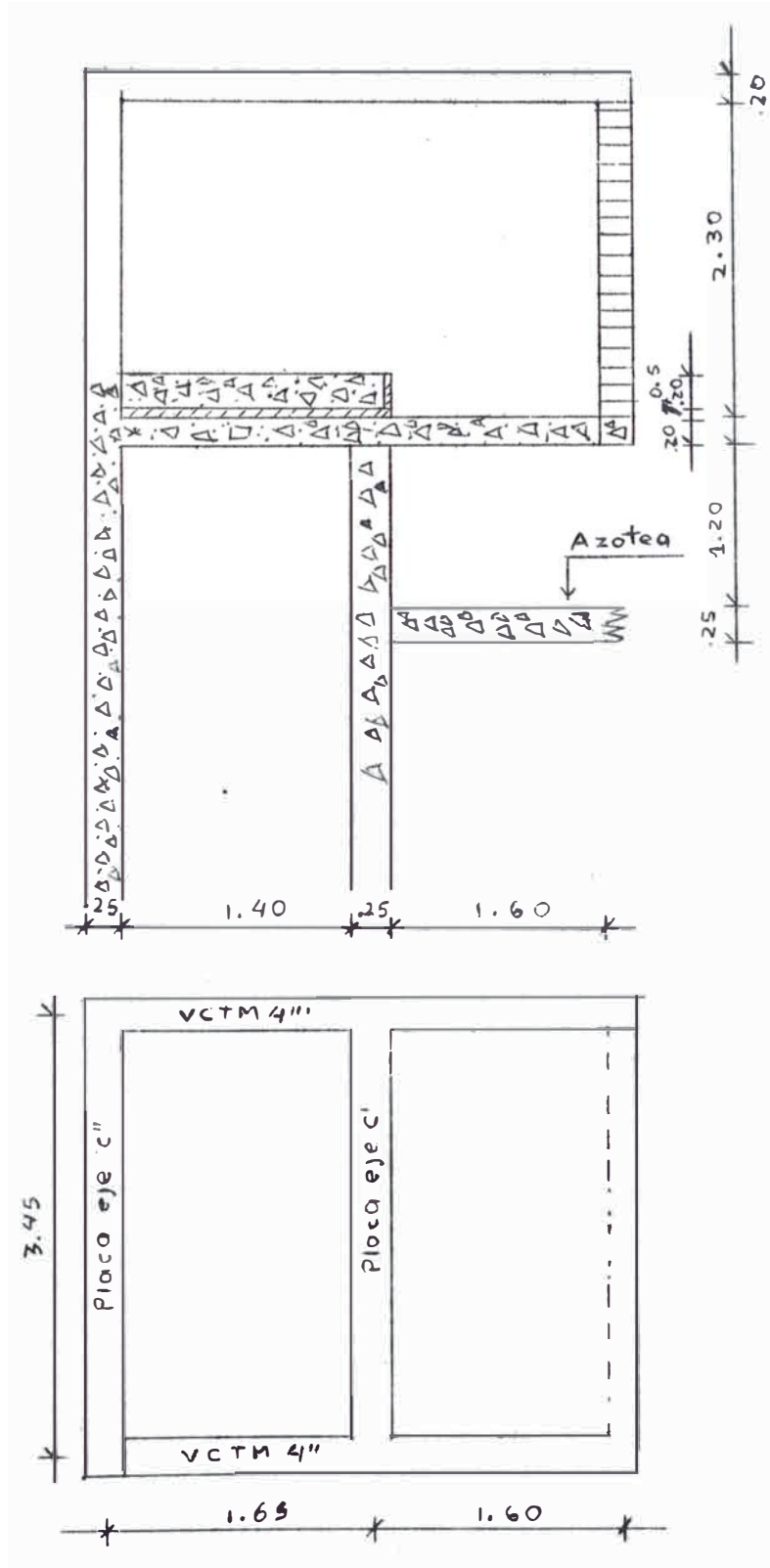
Armadura de Repartición

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2 \quad 1 \phi 5/8" \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Adherencia y anclaje

Se les dará la longitud de desarrollo antes calculadas.

ASCENSOR



TECHO DE CASA DE MAQUINAS

Es un aligerado de 20cm. apoyado en las dos vigas VTCM 4" y VTCM 4"

$$l = 3.45\text{m.} \quad ; \quad l' = 3.20$$

Cargas:

Peso propio 320

Piso terminado $D = \frac{100}{420}$

Sobrecarga $L = 50$

Carga última : $1.5 \times 420 + 1.8 \times 50 = 720 \text{Kg/m}^2 = W_u$

Carga por vigueta $W_u = \frac{720}{2.5} = 287 \text{ Kg/ml.}$

$$M_{(+)} = 1/8 \times 287 \times 3.20^2 = 367 \text{ Kg-m}$$

$$M_{(-)} = 1/24 \times 287 \times 3.20^2 = 122 \text{ Kg-m}$$

$$A_{s(+)} = \frac{M_u}{\phi f_y d} = \frac{36700}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 0.95 \text{cm}^2$$

$$A_{s(+)} \text{ min} = 0.002 \times 40 \times 17 = 1.36 \text{cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 1.36 \text{cm}^2 = 2 \phi 3/8''$$

$$A_{s(-)} = \frac{12200}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 0.316 \text{cm}^2 \quad (1 \phi 3/8'')$$

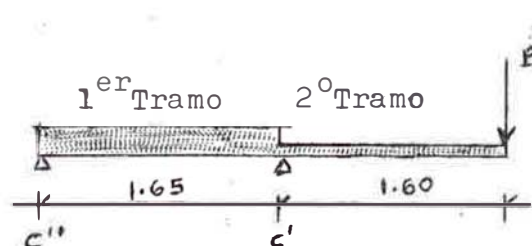
$$V_u = 287 \times 1.60 = 460 \text{Kg.}$$

$$v_u = \frac{460}{10 \times 17} = 2.70 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.16 \text{ (OK)}$$

Piso de Casa de máquinas

Losa armada en un sentido

Del metrado de cargas por metro de ancho.



Se tiene que para cargas últimas, se afectará por el coeficiente 1.5 a las cargas muertas, pero ya no a la sobrecarga por estar incluido este factor al haberse hecho el metrado.

1^{er} Tramo

$$D = 960 \text{ Kg/ml} ; L = 5351 \text{ Kg/ml}$$

$$W_u = 1.5 \times 960 + 5351 = 6791 \text{ Kg/ml}$$

2^o Tramo

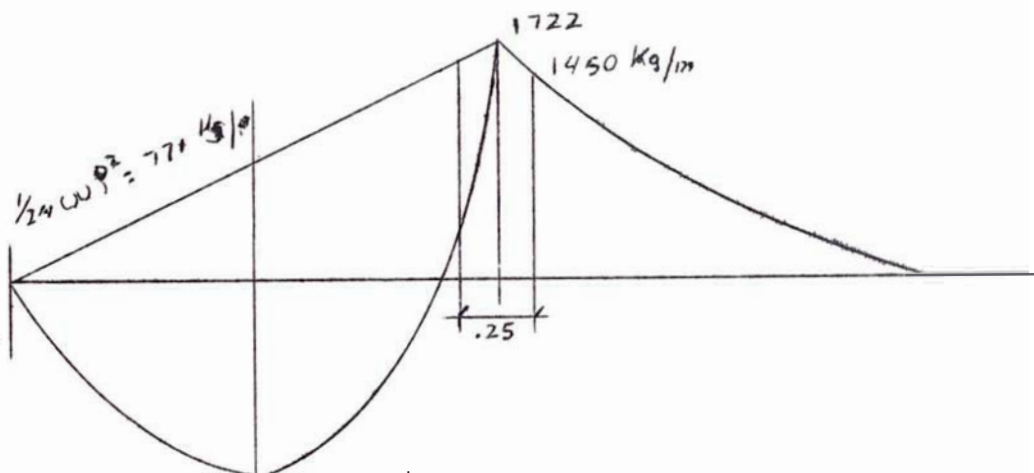
$$D = 480 \text{ Kg/ml} \quad L = 195 \text{ Kg/ml} , P_1 = 460 \text{ Kg}$$

$$W_u = 1.5 (480) + 195 = 720 + 195 = 915 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Además } P_1 = 460 \times 1.5 = 690 \text{ Kg}$$

$$M_V = 690 \times 1.60 + 1/2 \times 915 \times 1.6^2 = 552 + 1170 = 1722 \text{ Kg m}$$

0	+1722	
+2310	- 588	
-2310	+2310	- 1722
1	1	



Eje C' : $M(\pm) = 1375 \text{ Kg/m}$

$$A_s (-) = \frac{145000}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 3.75 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ } \phi \text{ } 3/8 @ 15$$

$$A_s \text{ min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Eje C'':

$$A_{s(-)} = \frac{77100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8'' \text{ @ } 15$$

$$A_{s(+)} = \frac{137500}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 3.55 \phi 3/8'' \text{ @ } 15$$

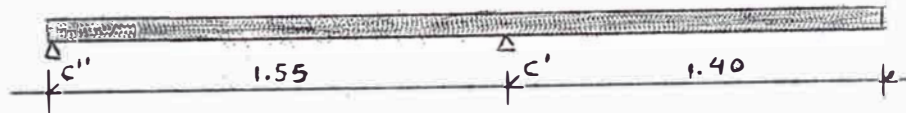
$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 3T = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \therefore S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$V_u = 915 \times 1.60 + 690 = 2060 \text{ Kg.}$$

$$V_u = \frac{2060}{100 \times 17} = 1.21 \text{ Kg/cm}^2 \leftarrow 6.16$$

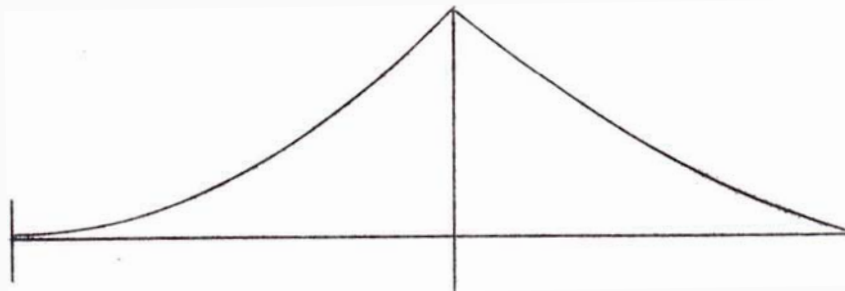
DISEÑO DE VIGAS ESPECIALES

Viga TCM 4'' = Viga TCM 4'' (.25 x .40)



$$D = 912 \text{ Kg/ml} \quad L = 112 \text{ Kg/ml} \quad W_u = 1571 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{c'} (-) = 1/2 \times 1571 \times 1.40^2 = 1530 \text{ Kg/ml}$$



$$A_{s(-)} = \frac{153000}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 35} = 1.92 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2''$$

$$A_s \text{ mín} = 0.002 \times 25 \times 35 = 1.75 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 1571 \times 1.40 = 2200 \text{ Kg}$$

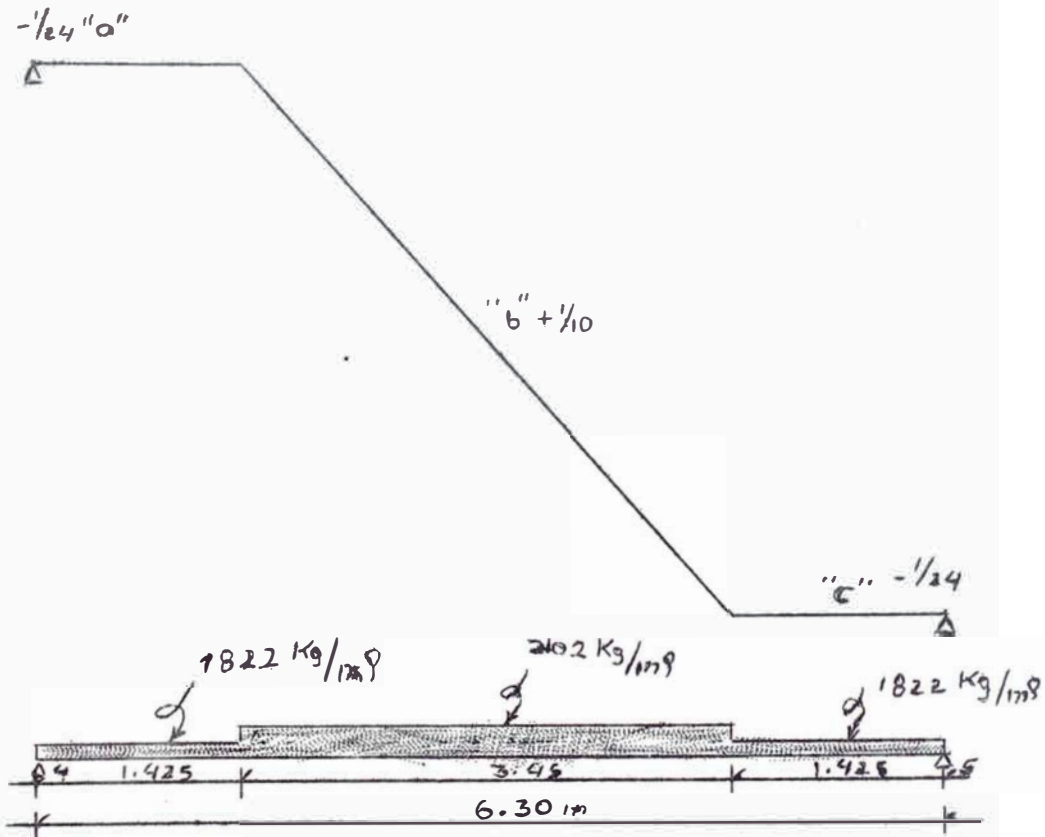
$$V_u = \frac{2200}{25 \times 35} = 2.51 < 6.16 \quad \therefore \text{ No necesita estribos}$$

DISEÑO DE ESCALERAS

ESCALERA DE PISOS TÍPICOS

Consta de un tramo de losa apoyada en sus extremos en vigas, tal como ofrece en la fig. del capítulo de metrado de cargas.

Metrado por coeficientes:



Del metrado de cargas:

Losas "a" y 2C" ; $D = 510 + 120 + 175 = 805 \text{ Kg/ml}$

$L = 340 \text{ Kg/ml}$

$W_u = 1.5 \times 805 + 1.8 \times 340 = 1872 \text{ Kg/ml}$

Losa de escalera (tramo "b"):

$D = 995 \text{ Kg/ml}; L = 340 \text{ Kg/ml}$

$W_u = 1.5 \times 995 + 1.8 \times 340 = 2102 \text{ Kg/ml}$

Las Reacciones $R_4 = R_5 = \frac{1822 \times 2.85 + 2102 \times 3.45}{2} = 6225 \text{ Kg}$

Momento máximo positivo en el centro de luz, considerada la viga simplemente apoyada:

$$M_{(+)} = 6225 \times 3.15 - 1822 \times 1.425 \times 2.438 - \frac{2102 \times 1.725^2}{2} = 10150 \text{ Kg m}$$

Como este valor corresponde al $\gamma'8 W1'$, y se debe usar el 1/10 tendremos que el $M_{(+)}$ de diseño es:

$$M_{(+)} = 8/10 \times 10150 = 8130 \text{ Kg m}$$

Para los momentos negativos de los apoyos, podemos considerar, dada la pequeña diferencia de cargas repartidas, el promedio de ellas para aplicar el coeficiente.

$$\therefore M_{(-)} = 1/24 \times 1915 \times 6.3^2 = 3120 \text{ Kg m}$$

Refuerzo longitudinal: $d = (15 + 17.4/2) - 3 = 20 \text{ cm}$

Asumiendo $a = 6 \text{ cm}$

$$A_{s(+)} = \frac{813000}{0.9 \times 2800(20-3)} = 19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación } a = \frac{19 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 85} = 3.5 \text{ cm}$$

$$\text{Asumiendo } a = 4 \text{ cm} : A_s = \frac{813000}{0.9 \times 2800(20-2)} = 17.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación } a = \frac{17.9 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 85} = 3.3 \checkmark 4 \text{ (OK)}$$

$$\therefore A_s = 17.90 \text{ cm}^2 = 10 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' \text{ (a) } 8 \text{ cm.}$$

$$A_{s(-)} = \frac{312000}{0.9 \times 2800(20-2)} = 6.9 \text{ cm}^2 \text{ (con } a = 4 \text{ cm)}$$

$$\text{Comprobación } \therefore, a = \frac{6.9 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 85} = 1.26 \text{ cm}$$

$$\text{Asumiendo ahora } a = 2 \text{ cm; } A_s = \frac{312000}{0.9 \times 2800(20-1)} = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comprobación } a = \frac{6.52 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 85} = 1.20 \text{ cm} \checkmark 2 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s(-) = 6.52 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Según el ACI la cantidad mínima de esfuerzo longitudinal no será menor que la requerida por contracción y temperatura.

$$A_s \text{ mín} = 0.002 \text{ bt} = 0.002 \times 85 \times 23 = 3.90 \text{ cm}^2 < 6.52$$

Refuerzo de contracción y temperatura $A_{st} = 0.002 \text{ bt}$

$$A_{st} = 0.002 \times 100 \times 23 = 4.6 \text{ cm}^2/\text{ml} = \phi \text{ } 3/8" \text{ a } 15 \text{ cm}$$

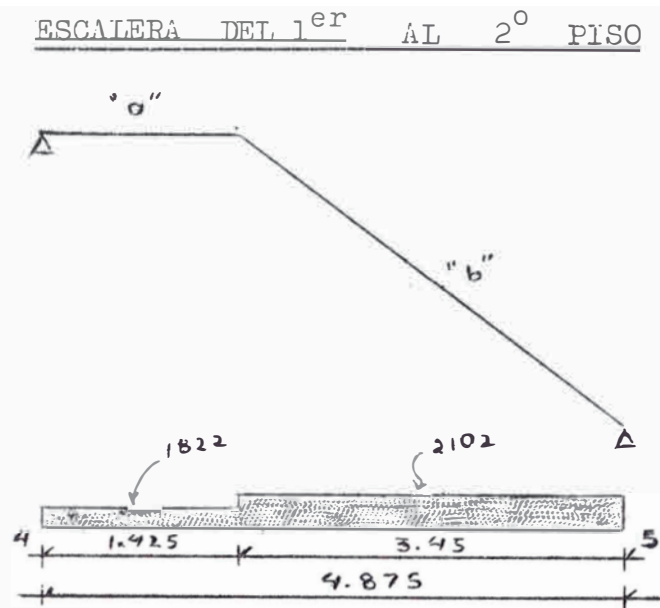
Chequeo del cortante

$$V_{uc} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{El corte unitario a "d" del apoyo es } V_u = \frac{6225 - 1822 \times 20}{85 \times 20}$$

$$V_u = 3.45 < 6.16, \text{ chequea}$$

Adherencia y anclaje Se dará las longitudes de desarrollo a las varillas hasta el esfuerzo de fluencia.



Del metrado de cargas:

Tramo "b" : $D=995 \text{ Kg/ml}$; $L= 340 \text{ Kg/ml}$

$$W_u = 1.5D + 1.8nL = 2102 \text{ Kg/ml}$$

Tramo "a" $D = 805 \text{ Kg/ml}$; $L= 340 \text{ Kg/ml}$

$$W_u = 1.5 D + 1.8 L = 1822 \text{ Kg/ml}$$

Se reemplaza las cargas distribuidas por el promedio, con suficiente aproximación: $W_u = \frac{1822+2102}{2} = 1962 \text{ Kg/ml}$

$$M_{(+)} = 1/10 \times 1962 \times 4.875^2 = 4650 \text{ Kg m.}$$

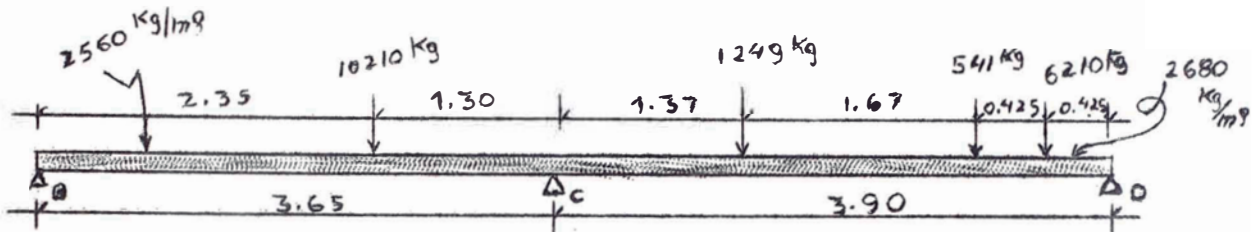
$$M_{(-)} = 1/24 \times 1962 \times 4.875^2 = 1940 \text{ Kg m}$$

$$A_{s(+)} = \frac{465000}{0.9 \times 2800(20-2)} = 10.20 \text{ cm}^2 = 6 \text{ } \phi \text{ } 5/8" \text{ a } 15 \text{ cm}$$

$$A_{s(-)} = \frac{194000}{0.9 \times 2800(20-1)} = 4.05 \text{ cm}^2 = 4 \text{ } \phi \text{ } 1/2" \text{ a } 25 \text{ cm}$$

DISEÑO DE LAS VIGAS DE APOYO DE LAS ESCALERAS

Viga VPT - 5 - B - D (25 x 45).



Nota en la figura aparecen las cargas últimas

A diseño por flexión

a) cálculo de los momentos de empotramiento perfecto:

$$M_{BC} = + \frac{2560 \times 3.65^2}{12} + \frac{10210 \times 2.35 \times 1.3^2}{3.65^2} = + 5870 \text{ Kg m.}$$

$$M_{CB} = - \frac{2560 \times 3.65^2}{12} - \frac{10210 \times 2.35^2 \times 1.3}{3.65^2} = 8320 \text{ Kg m}$$

$$M_{C\emptyset} = + \frac{2680 \times 3.9^2}{12} + \frac{1249 \times 1.37 \times 2.53^2}{3.9^2} + \frac{541 \times 3.04 \times 0.85^2}{3.9^2} +$$

$$\frac{6210 \times 3.475 \times 0.425^2}{3.9^2} = + 4296 \text{ Kg m}$$

$$M_{DC} = - \frac{2680 \times 3.9^2}{12} - \frac{1249 \times 1.37^2 \times 2.53}{3.9^2} - \frac{541 \times 3.04^2 \times 0.85}{3.9^2} -$$

$$\frac{6210 \times 3.475^2 \times 0.425}{3.9^2} = - 5830 \text{ Kg m}$$

1		0.517	0.483		1
+ 5.870		-8.320	+4.296		- 5.830
- 5.870	→	-2.935	+2.915	←	+ 5.830
+ 1.040		+2.080	+1.964		+ 0.982
- 1.040	←	-0.520	-0.491	→	- 0.982
+ 0.361	→	+0.522	+0.489	←	+ 0.245
- 0.361	←	-0.181	-0.125	→	- 0.245
	→	+0.157	+0.147	←	
0		-9.197	+9.197		0

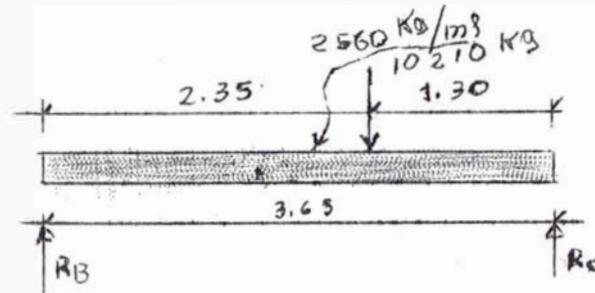
$$1/24 Wl^2 = 1.43 \text{ Tn-m}$$

$$1/24 Wl^2 = 1.70 \text{ Tn-m}$$

Estos son los momentos de hiperestáticas.

Para calcular el isostático, simplificando hallamos sólo el M en el \bar{L} (centro de luz) para cada tramo, valor que se cuelga de la línea que une los momentos hiperestáticos, para así tener el diagrama final.

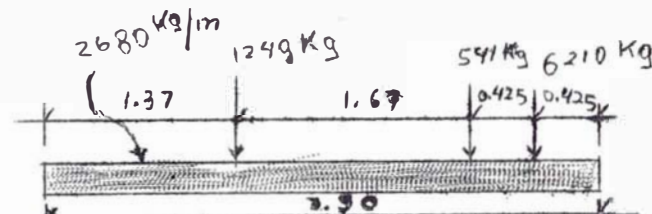
TRAMO B-C



$$3.65 R_B - 10210 \times 1.30 - 2560 \times \frac{3.65^2}{2} = 0 ; R_B = 8330 \text{ Kg}$$

$$M_{CL} = 8330 \times \frac{3.65}{2} - \frac{2560 \times 3.65 \times 3.65}{4} = 10900 \text{ Kg m}$$

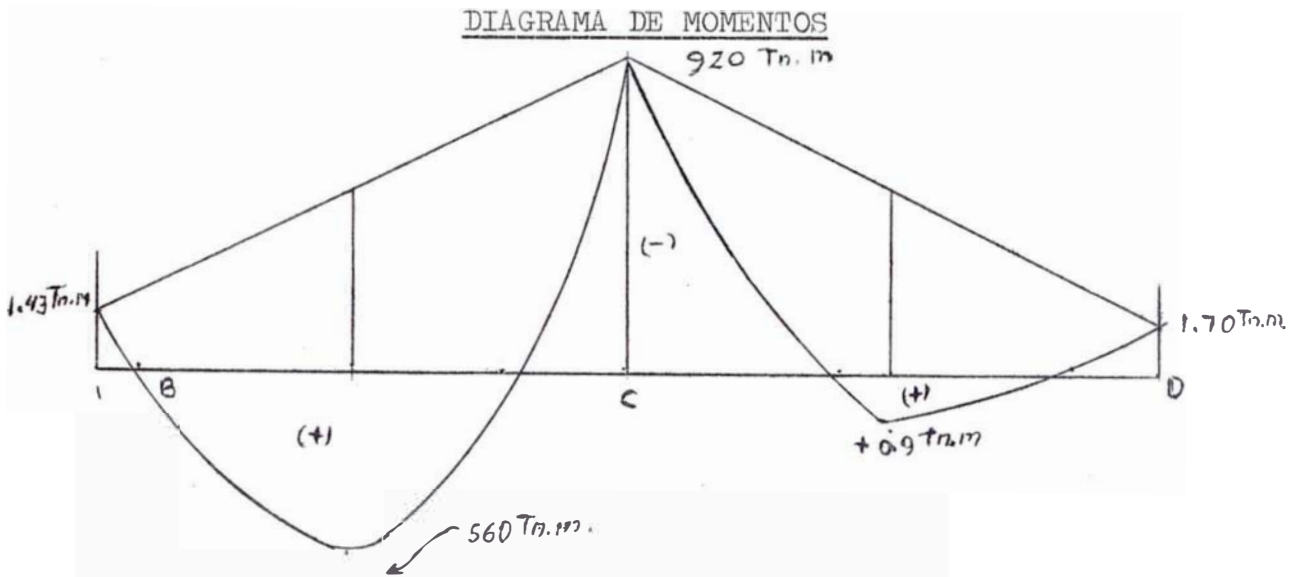
TRAMO C-D



$$3.90 R_C - 2680 \times \frac{3.9^2}{2} - 1249 \times 2.52 - 541 \times 0.85 - 6210 \times 0.425 = 0$$

$$R_C = 6280 \text{ Kg}$$

$$M_{CL} = 6280 \times \frac{3.90}{2} - 2680 \times \frac{3.90 \times 3.90}{4} - 1249 \times 0.58 = +6376 \text{ Kg m}$$



Escala: Long 1: 50

Mm. 1 cm = 2 Tn.m.

Cálculo del esfuerzo longitudinal por flexión:

Tramo BC:

$M(-)$ apoyo B : 1.43 Tn-m , $a = 4$

$$A_s = \frac{143000}{0.9 \times 2800(40-2)} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.49 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 0.935 \text{ cm}$$

$$\text{Con } a = 1; A_s = \frac{143000}{0.9 \times 2800(40-0.5)} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.44 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 0.9 \text{ (OK)} \therefore A_s = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso } A_s \text{ mín} = 0.005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2 \therefore A_s = 5 \text{ cm}^2$$

$M(-)$ apoyo C: 9.20 Tn-m, $a = 5$

$$A_s = \frac{920000}{0.9 \times 2800(40-2.5)} = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{9.7 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 6.08 \quad 5 \text{ (OK)}$$

$$\therefore A_s = 9.7 \text{ cm}^2$$

$$M_{(+)} = 5.60 \text{ Tn-m} ; a = 4$$

$$A_s = \frac{560000}{0.9 \times 2800 (40 - 2)} = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{5.85 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 25} = 3.65 \text{ (OK)}$$

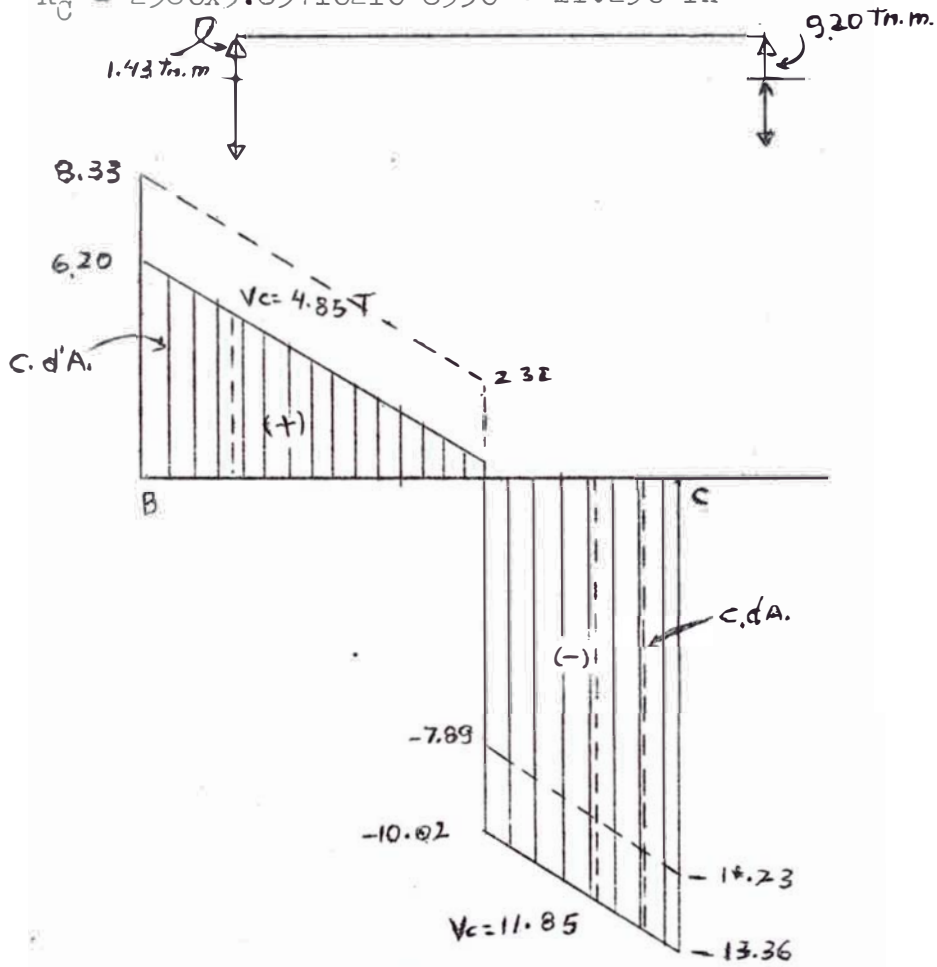
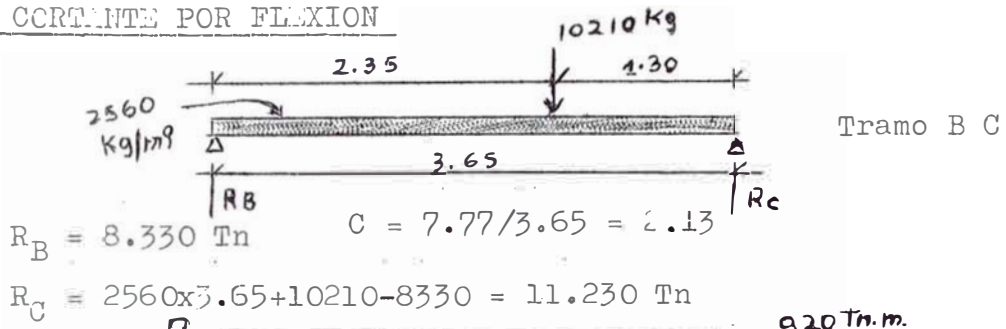
$$\therefore A_s = 5.85 \text{ cm}^2$$

Tramo CD :

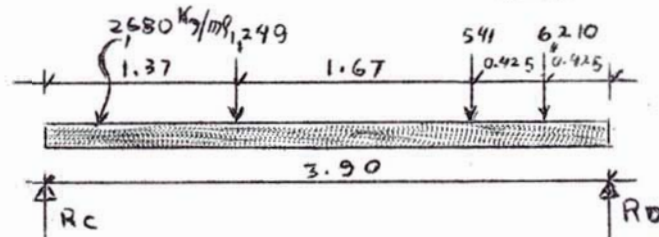
$$M_{(+)} = 0.9 \text{ Tn-m}, \quad A_s \text{ mín} = 5 \text{ cm}^2$$

$$M_{(+)} \text{ apoyo D} = 1.70 \text{ Tn-m}; \quad A_s \text{ mín} = 5 \text{ cm}^2$$

B.- CORTANTE POR FLEXION

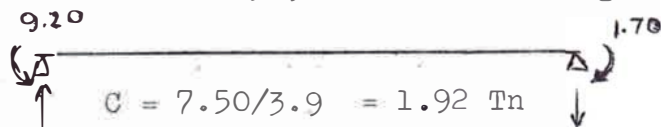


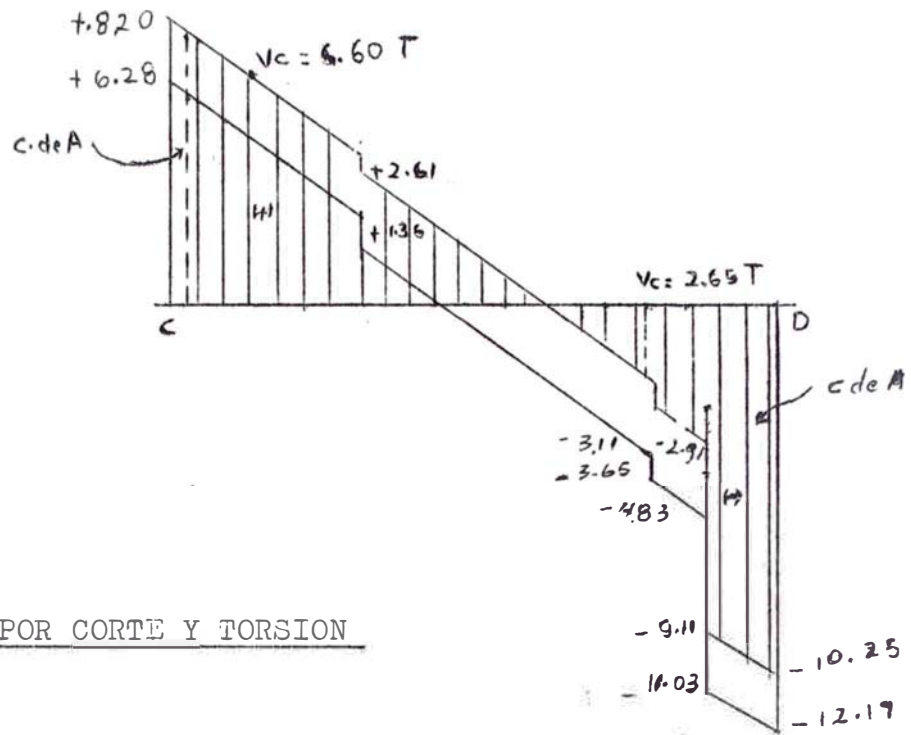
Tramo C D



$R_C = 6280 \text{ Kg}$

$R_D = 1249 + 541 + 6210 + 2680 \times 3.90 - 6280 = 12170 \text{ Kg}$





C.- DISEÑO POR CORTE Y TORSION

TRAMO BC

Es la sección crítica de corte por flexión se tiene un esfuerzo cortante unitario de $V_u = \frac{11850}{25 \times 40} = 11.85 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo de tracción por torsión $\tau = \frac{NM_t}{b^2 h}$

Las normas Australianas dan para $N = 5$ en vigas rectangulares.

En este tramo $M_t = \frac{1}{40} W l'^2$, ocasiona por la viga VPT-B'-

4-5 En dicha viga (ver métrado de carga) : $D = 1790 \text{ Kg/ml}$

y $L = 240 \text{ Kg/ml} \therefore W_u = 2030 \text{ Kg/ml}$, $l' = 6.30 \text{ m}$.

$M_t = 1/40 \times 2030 \times 6.30^2 = 20000 \text{ Kg m}$.

$$\therefore \tau = \frac{5 \times 20000}{25^2 \times 45} = 35.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles :

cuando se coloca armadura $V_{ct} = 0.08 f'c + 5.6 \text{ Kg/cm}^2$

≤ 25.2 , V_{ct} = esf. de tracción que absorbe el concreto por

$$V_{ct} = 0.08 \times 210 + 5.6 = 22.4 \text{ Kg/cm}^2$$

El momento de torsión que podrá tomar el concreto sera:

$$M_{tc} = \frac{ct b^2 h}{n} = \frac{22.4 \times 25^2 \times 45}{5} = 126000 \text{ Kg-cm}$$

El momento torsor actuante es $M_t = 200000 \text{ Kg-cm}$

Momento torsor que deben tomar los estribos M'_t

$$M'_t = M_t - M_{tc} = 200000 - 126000 = 74000 \text{ Kg-cm}$$

Si los recubrimientos son de 4 cm

$$b_1 = 25 - 2 \times 4 = 17 \text{ cm}$$

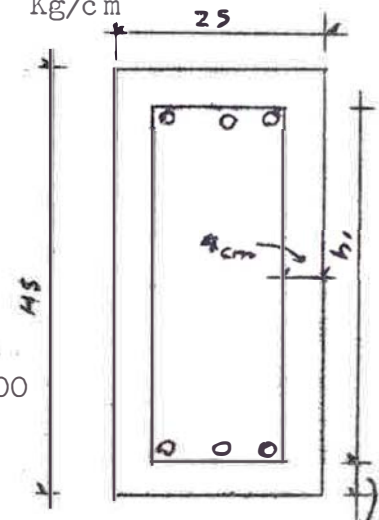
$$h_1 = 45 - 2 \times 4 = 37 \text{ cm}$$

El area de estribos requeridos es :

$$A_{sv} = \frac{M'_t S}{0.8 b_1 h_1 f_s} = \frac{74000 S}{0.8 \times 17 \times 37 \times 1400}$$

$$A_s = 0.150 S \quad ; \text{ usando estribos de } 1/2''$$

$$S = \frac{A_s x}{0.105} = \frac{2 \times 1.27}{0.105} = 24 \text{ cm} \quad , \text{ diagramas cada } 20 \text{ cm}$$



Calculo de espaciamiento de estribos por corte debido a flexión :

$$uc = 0.5 \phi f'c = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = uc b d = 6.16 \times 25 \times 40 = 6160 \text{ Kg.}$$

Por el diagrama de corte, se ve que solo requiere estribos a partir del apoyo C, hasta: $1.30 \text{ m} + 0.40 = 1.70 \text{ m}$

$$V_u = 11.85 \text{ Kg/cm}^2 < 1.6 \phi \sqrt{f'c} \quad \therefore S \text{ máx} = \frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento por requerimiento estructural } S = \frac{A_v f_y d \phi}{V_u V_c}$$

$$S = \frac{2.53 \times 2800 \times 40 \times 0.85}{11850 - 6160} = 42.5 \text{ cm}$$

Se escoge $S \text{ máx} = 20 \text{ cm}$

Como se requiere $1 \phi 1/2''$ cada 20 cm por tensión y otro también cada 20 cm por corte, se colocará $1 \phi 1/2''$ cada 10 cm para cumplir estas solicitaciones simultáneas.

Tramo CD

Estribos por torsión:

$$V_{ct} = 22.4 \text{ Kg/cm}^2, \quad M_{tc} = 126000 \text{ Kg/cm}$$

Momento torsor actuante:

$$M_{t1} = 1/40 (1005 + 380) 0.95^2 = 3120 \text{ Kg cm}$$

$$M_{t2} = 1/40 (465 + 140) 0.95^2 = 13.60 \text{ Kg cm}$$

$$M_{t3} = 1/24 (995 + 340 + 510 + 120 + 340 + 1.75) 6.3^2 = 410000 \text{ Kg/cm}$$

$$M_t = M_{t1} + M_{t2} + M_{t3} = 413,134 \text{ Kg cm}$$

$$M'_t = M_t - M_{tc} = 413134 - 126000 = 287134 \text{ Kg cm}$$

$$A_{sv} = \frac{287134 \text{ S}}{0.8 \times 17 \times 37 \times 1400} = 0.405 \text{ S}, \text{ usando estribos de } 5''/8$$

$$S = \frac{2 \times 1.99}{0.405} = 10 \text{ cm}$$

Cálculo del espaciamiento por corte debido a flexión:

Por el diagrama de cortantes se ve que este tramo entre las secciones críticas por corte, no será necesario colocar estribos ya que el corte que absorbe el concreto es suficiente por tanto sólo será necesario colocar estribos para absorber la torsión, es decir, se usará 1 ϕ 5/8" cda 10 cm.

D.- CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL REQUERIDO
POR TORSION

$$A_{SP} = \frac{M'_t (b_1 + h_1)}{0.8 b_1 h_1 f_s} = A_{sv} \frac{(b_1 + h_1)}{S}$$

Tramo BC: $A_{SL} = 2 \times 1.27 \frac{(17 + 37)}{24} = 5.70 \text{ cm}^2$

De aqui se reparte para la parte superior e inferior, o sea

$$\frac{A_{sl}}{2} = \frac{5.70}{2} = 2.85 \text{ cm}^2, \text{ que es el acero adicional al obtenido por flexión.}$$

Tramo CD:

$$A_{sl} = 2 \times 1.99 (17 + 37) = 2.15 \text{ cm}^2 ; \frac{A_{sl}}{2} = 10.75 \text{ cm}^2$$

REFUERZO LONGITUDINAL TOTAL

TRAMO	PARTE DE VIGA	REFUERZO LONGITUDINAL		TOTAL	VARILLAS
		POR FLEXION	POR TOR - SION		
BC	Superior	9.70	2.85	12.55	3ø 1"
	inferior	5.85	2.85	8.70	3ø 7/8"
CD	superior	9.70	10.75	20.45	4ø 1"
	inferior	5.00	10.75	15.75	4ø 7/8"

REFUERZO TRANSVERSAL TOTAL

TRAMO	ESTRIBOS		
	POR CORTE	POR TORSION	TOTAL
BC	1ø 1/2" @ 20	1 ø 1/2" @ 20	1 ø 1/2" @ 10
CD		1 ø 5/8" @ 10	1 ø 5/8" @ 10

DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO

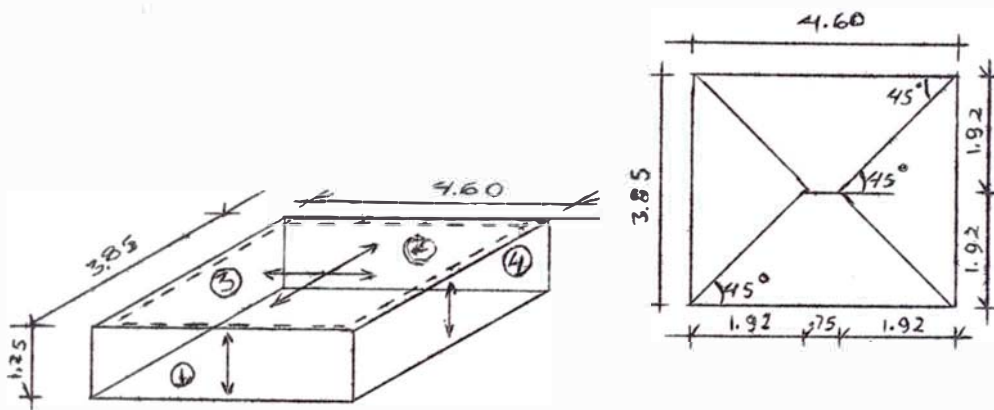
En el capítulo de metrado de cargas se ha determinado las dimensiones del tanque, siendo las interiores de:

$$3.65 \times 4.40 \times 1.00$$

Los espesores son: tapa y paredes 10 cm; fondo = 15 cm y las dimensiones exteriores son:

$$3.85 \times 4.60 \times 1.25$$

ÁREAS DE INFLUENCIA



Se usará para el diseño, expuesto por el autor Aderson Moreyra para el caso de losas armadas en más de una dirección según las proporciones de los lados.

En el gráfico, representamos los bordes a trazo llo como empotramientos perfectos y las de trazo discontinuo como apoyos simples o rótulas.

METRADO DE CARGAS

A) Cargas sobre la tapa:

- Peso propio = $1 \times 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$
- Acabados = 50 Kg/m^2
- Sobrecarga = 150 Kg/m^2
- Carga última = $1.5(240+50)+1.8 \times 150 = 435+270$
- Carga última = 705 Kg/m^2

B) SOBRE EL FONDO

- Peso propio = $1 \times 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$

- Agua = $1.00 \times 1000 = 1000 \text{ Kg/m}^2$
- Carga última $W_u = 1.5 (360 + 1000) = 2040 \text{ Kg/m}^2$

C) SOBRE LAS PAREDES

1) Horizontalmente:

- Empuje de agua = $1.00 \times 1000 = 1000 \text{ Kg/m}^2$ (en el fondo)
- Empuje repartido equivalente = $\frac{1000 + 0}{2} = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$\text{Carga última} = 1.5 \times 500 = 750 \text{ Kg/m}^2$$

2) Verticalmente:

$$\text{Paredes (1) y (2) Longitudinal} = 4.60 \text{ m.}$$

$$\text{Area de influencia} = \left(\frac{4.60 + 0.75}{2} \right) 1.92 = 5.12 \text{ m}^2$$

- Por peso tapa $W_u = 705 \times 5.12/4.60 = 786 \text{ Kg/ml}$
 - Por peso fondo $W_u = 2040 \times 5.12/4.60 = 2270 \text{ Kg/ml}$
 - Peso propio $W_u = 1.5 (.10 \times 1.00 \times 1.25 \times 2400) = 450 \text{ Kg/ml}$
- $$\text{Total } W_u = 3506 \text{ Kg/ml}$$

Paredes (3) y (4) Longitud = 3.85

$$\text{Area de influencia} = 3.85 \times 1.92/2 = 3.70 \text{ m}^2$$

- Peso propio tapa $W_u = 705 \times 3.70/3.85 = 677 \text{ Kg/ml}$
 - Por peso fondo $W_u = 2040 \times 3.70/3.85 = 1960 \text{ Kg/ml}$
 - Peso propio $W_u = 1.5 (.10 \times 1.00 \times 1.25 \times 2400) = 450 \text{ Kg/ml}$
- $$\text{Total } W_u = 3087 \text{ Kg/ml}$$

CALCULO DE MOMENTOS

I) LOSA DE LA TAPA. - Es una losa armada en 2 sentidos, apoyada en las 4 paredes; aplicaremos el metrado 3 del reglamento ACI - 63

$$A = 3.85 \quad B = 4.60 \quad A/B = 0.836$$

$$W_u \text{ muerta} = 435 \text{ Kg/m}^2; \quad W_u \text{ viva} = 270 \text{ Kg/m}^2 \quad W_u \text{ total} = 705 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Momentos negativos: } M_A = M_B = 0$$

- Momentos positivos:

$$M_A = 0.05 \times 435 \times 3.85^2 + 0.05 \times 270 \times 3.85^2 = 526 \text{ Kg/ml}$$

$$M_B = 0.026 \times 435 \times 4.60^2 + 0.026 \times 270 \times 4.60^2 = 385 \text{ Kg/ml}$$

- corte:

$$V_A = (0.66 \times 705) \times 3.85/2 = 895 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = (0.34 \times 705) \times 4.60/2 = 550 \text{ Kg/ml}$$

2) LOSA DE FONDO Losa armada en 2 sentidos, empotrada en los 4 lados

$$A = 3.85 \quad B = 4.60 \quad A/B = 0.84$$

$$W_u \text{ muerta} = 2040 \text{ Kg/m}^2 ; W_u \text{ viva} = 0$$

- Momentos negativos:

$$M_A = 0.06 \times 2040 \times 3.85^2 = 1820 \text{ Kg/ml}$$

$$M_B = 0.031 \times 2040 \times 4.60^2 = 1330 \text{ Kg/ml}$$

- Momentos positivos:

$$M_A = 0.024 \times 2040 \times 3.85^2 = 730 \text{ Kg/ml}$$

$$M_B = 0.012 \times 2040 \times 4.60^2 = 513 \text{ Kg/ml}$$

- Corte:

$$V_B = (0.66 \times 2040) \times 3.85/2 = 2590 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = (0.34 \times 2040) \times 4.60/2 = 1590 \text{ Kg/ml}$$

3) LOSAS PAREDES DE CABECERA 3 y 4

Losa armada en un sentido, empotrada en la base y apoyada en la parte superior, para el momento positivo; y empotrada en la base, como voladizo para el momento negativo.

$$A = 1.25 \quad B = 3.85 \quad A/B = 0.325 < 0.50$$

Por tanto se arma en 1 sentido

$$W_u = 751 \text{ Kg/m}^2$$

Momento positivo:

$$+ M_A = 1/16 \times 750 \times 1.25^2 = 73.30 \text{ Kg m /ml}$$

Momento negativo:

$$M_A = 1/2 \times 750 \times 1.25^2 = 585 \text{ Kgm/ml}$$

$$\text{corte: } V_A = W_u L = 750 \times 1.25 = 938 \text{ Kg/ml}$$

4) LOSAS PAREDES DE COSTADO 1 y 2

Igual al caso anterior 3.

$$A = 1.25 \quad B = 4.60 \quad A/B = 0.27 \quad 0.5 \text{ (armar en un sentido)}$$

Los momentos y corte son iguales al caso anterior.

DISEÑO: CALCULO DEL ACERO

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_d} \quad j = 0.9 \quad r = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - t - \phi \quad \phi = \text{de } 1/2'' \text{ ó } 5/8''$$

$$\text{Para } h = 10 \text{ cm: } d = 10 - 2 - 1.27 = 6.78 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm: } d = 15 - 2 - 1.5 = 11.50 \text{ cm}$$

$$\text{Para } h = 10 \text{ cm: } A_s = \frac{M_u \text{ Kg/ml}}{154}$$

$$\text{Para } h = 15 \text{ cm: } A_s = \frac{M_u \text{ Kgm/ml}}{261}$$

Espaciamiento máximo:

$$S \leq \begin{cases} 3T & \text{ó} \\ 45 \text{ cm, el menor} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Si } T = \quad \text{cm; } S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm} \\ \text{Si } T = 15 \text{ cm; } S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} \end{array}$$

También el $A_s \geq 0.002 \text{ bt}$ (armadura de repartición).

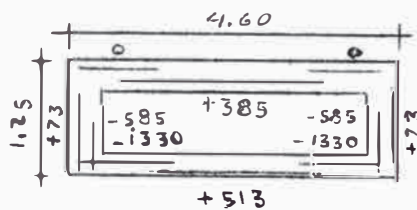
$$\text{Para } T = 10 \text{ cm} \quad A_s \geq 0.002 \times 100 \times 10 \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Para } T = 15 \text{ cm} \quad A_s \geq 0.002 \times 100 \times 15 \geq 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

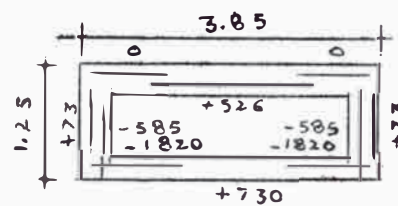
AREAS DE ACERO Y ESPACIAMIENTO EN LAS LOSAS

LOSA	ESPESOR	M_u	A_s	Varillas y spac.
Tapa	10 cm	+ 526	3.40	1 ϕ 1/2" a 30 cm
		+ 385	2.50	1 ϕ 1/2" a 30 cm
Paredes	10 cm	+ 73	2.00 *	1 ϕ 1/2" a 30 cm
		- 585	3.75	1 ϕ 1/2" a 30 cm
Fondo	15 cm	-1820	7.00	1 ϕ 5/8" a 25 cm
		+ 730	3.00 *	1 ϕ 5/8" a 45 cm
		+1330	5.10	1 ϕ 5/8" a 35 cm
		+ 513	3.00 *	1 ϕ 5/8" a 45 cm

A_s obtenido como el mínimo

DISTRIBUCION DEL ACERO Y MOMENTOS

ELEVACION LONGITUDINAL



ELEVACION TRANSVERSAL

Momento admisible por el concreto

Valores de "d" necesarios para absorber máximos momentos:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi \times 0.292 f'_{cb}}} = \sqrt{\frac{M_u}{0.9 \times 0.292 \times 210 \times 100}} = \sqrt{\frac{M_u}{55.2}}$$

$$\text{Tapa: } d = \sqrt{526/55.2} = 3.08 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$\text{Paredes: } d = \sqrt{585/55.2} = 3.25 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$\text{Fondo: } d = \sqrt{1820/55.2} = 5.76 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

CHEQUEO DEL CORTANTE

Cortante unitario admisible por el concreto

$$V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Este total por metro lineal que absorbe el concreto:

$$V_c = V_c \text{ bd} = 6.16 \times 100 \text{ d}$$

Para $d = 6.78$ (paredes y tapa) $V_c = 4170 \text{ Kg/ml}$

Para $d = 11.50$ (fondo) $V_c = 7100 \text{ Kg/ml}$

Valores que son mucho mayores a los actuantes ya calculados.

PAREDES LATERALES COMO VIGAS

$$A'_1/B'_1 = 1.25/4.60 = 0.27 < 0.50 ; A'_3/B'_3 = 1.25/3.85 = 0.325 < 0.50$$

Luego las paredes no se diseñarán como vigas pared, tampoco puede considerárselas simplemente apoyadas, pero si usamos los coeficientes que da el reglamento ACI por el caso más asimilable: $M_{(+)} = 1/14 \text{ WL}^2$

$$M_{(-)} = 1/16 \text{ WL}^2$$

$$l'_1 = 4.00 \text{ m}$$

$$l'_3 = 3.55$$

$$W_1 = 3506 \text{ Kg/ml}$$

$$W_3 = 3087 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{1(+)} = 1/14 \times 3506 \times 4^2 = 4010$$

$$M_{3(+)} = 1/14 \times 3087 \times 3.55^2 = 2800$$

$$M_{1(-)} = 1/16 \times 3506 \times 4^2 = 3506$$

$$M_{3(-)} = 1/16 \times 3087 \times 3.55^2 = 2450$$

$$b = 10 \text{ cm} ; d = 1.25 - 0.15 = 1.10 \text{ m}$$

$$d \text{ necesario} = \sqrt{\frac{4.01000}{0.9 \times 210 \times 0.292 \times 10}} = 27 \text{ cm} < 110 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\phi f_y j_d} = \frac{M \text{ (Kg cm)}}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 110} = \frac{M \text{ (Kg/cm)}}{250000}$$

$$A_{s1} (+) = \frac{401000}{250000} = 1.60 \quad (2 \phi 1/2")$$

$$A_{s1} (-) = \frac{350600}{250000} = 1.40 \quad (2 \phi 1/2")$$

$$A_{s3} (+) = \frac{280000}{250000} = 1.12 \quad (1 \phi 1/2")$$

$$A_{s3} (-) = \frac{245000}{250000} = 0.98 \quad (1 \phi 1/2")$$

Corte:

$$V_1 = W_1 \quad 1' 1/2 = 3506 \times 4/2 = 7012 \text{ Kg}$$

$$V_3 = W_3 \quad 1' 3/2 = 3087 \times 3.55/2 = 54.70 \text{ Kg}$$

REDUCCION DEL CORTE a "d" LEL AFOYO

$$V_1 = \frac{4.00 - 2 \times 1.10}{4.00} = 0.45 \quad V_3 = \frac{3.55 - 2 \times 1.10}{3.55} = 0.380$$

$$V_1 = 0.45 \times 7012 = 3150 \text{ Kg}; \quad V_3 = 0.38 \times 5470 = 2080 \text{ Kg}$$

Cortante admisible por el concreto:

$$V_c = bd = 6.16 \times 10 \times 110 = 6770 \text{ Kg}$$

Con lo que se chequea el corte.

Se concluye en que el diseño de las paredes como vigas sólo adiciona al diseño anterior acero horizontalmente colocado de $2\phi 1/2''$ arriba y abajo en las paredes 1 y 2; y $1\phi 1/2''$ arriba y abajo en las paredes 3 y 4. La disposición del acero se muestra en los planos respectivos.

DISEÑO DE LA CISTERNA

Se ubicará en un área libre del edificio, estará enterrada, sus dimensiones interiores son:

Base : 3.20 x 3.20 ; altura : 2.45 m (incluido Free-board de 0.30 m)

Espesor de las paredes y tapa 10 cm y del fondo 15 cm

Dimensiones exteriores : Base 3.40 x 3.40

Altura total interna : $h = 0.15 + 2.45 + 0.10 = 2.70$ m

Por las dimensiones sacamos la conclusión que corresponde al caso de cajas de agua armadas en más de una dirección, efectuaremos el cálculo en forma aproximada por el proceso que aplica el autor Aderson Moreira y que consiste en calcular las losas como armadas en cruz por la teoría de Marcus , por lo cual usaremos el método 3 de diseño de las losas armadas en 2 sentidos del reglamento ACI , que está basado en ésta teoría.

Para tal efecto se suspenderá la situación de las aristas en cada caso a fin de considerarlas como empotramiento o apoyos simples, teniendo en cuenta para ello que las aristas que poseen grandes momentos debidas a continuidad, tienen valores que se aproximan a empotramiento perfecto y las aristas que poseen pequeños momentos pueden ser asimiladas a apoyos simples .

las aristas verticales, que unen a las paredes entre si serán del tipo de empotramiento perfecto y en cuanto a las aristas horizontales debemos considerar los casos

a) Si la cisterna está vacía, en todas las uniones se presentan grandes momentos debido a la continuidad de las losas.

b) Si la cisterna está llena, las uniones de la tapa y fondo con las paredes poseen pequeños momentos, pudiendo ser asimiladas como apoyos simples.

CARGAS ACTUANTES

a) Sobre la tapa.

$$- \text{Peso propio} = 1 \text{ m}^2 \times 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$- \text{Piso y acabados} = 100 \text{ Kg} / \text{m}^2 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$D = 340 \text{ Kg/m}^2$$

$$\therefore \text{Sobrecarga} = 250 \text{ Kg/m}^2 = L$$

$$\text{carga última } W_u = 1.5 \times 340 + 1.8 \times 250 = 960 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 510 + 450 = 960 \text{ Kg/m}^2$$

b) Sobre el fondo

$$- \text{Debido a cargas en la tapa} : 240 + 100 + 250 = 590 \text{ Kg/m}^2$$

- Peso de paredes repartido:

$$W = \frac{2(3.30 + 3.30) \times 2.70 \times 0.10 \times 2400}{3.30 \times 3.30} = 785 \text{ Kg/m}^2$$

$$- \text{Reacción del terreno} : W = 1375 \text{ Kg/m}^2$$

$$- \text{Reacción última} = 1.5 \times 785 + 960 = 1180 + 960 = 2140 \text{ Kg/m}^2$$

c) Carga sobre el terreno.

La losa de fondo sirve como cimentación, hay que agregar a la carga obtenida el peso del agua y el de la losa del fondo.

$$\sigma_t = 1375 + 2.70 \times 1000 + 0.15 \times 1 \text{ m}^2 \times 2400 = 4435 \text{ Kg/m}^2$$

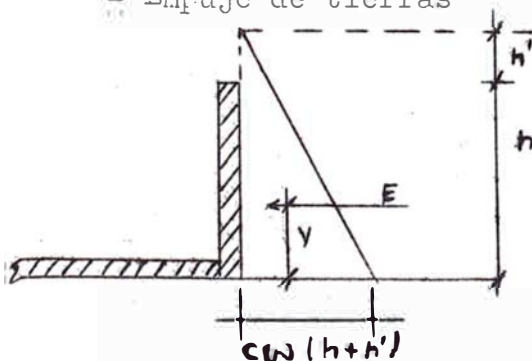
$$\sigma_t = 0.44 \text{ Kg/cm}^2 < 3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ que es el admisible, luego chequea.}$$

d) Carga sobre las paredes :

$$- \text{Empuje de agua} : 3 \times 1000 = 3000 \text{ Kg/m}^2 \text{ (En el fondo)}$$

$$\text{repartiendo uniformemente a lo alto} : W = \frac{3000 + 0}{2} = 1500 \text{ Kg/m}^2$$

- Empuje de tierras



Altura equivalente a la sobrecarga

Sobrecarga : se convierte en una altura equivalente de tierra, con la expresión : h'

$$h' = \frac{s/c}{W} = \frac{250}{1850} = 0.15 \text{ m}$$

Terreno : arena o grava grueso poco permeable cuyo peso específico es $W = 1850 \text{ Kg/m}^3$ y cuyo ángulo de fricción interna es $\phi = 35^\circ$ (valores sacados de Terzaghi).

El empuje está dado por

$E = 1/2 Wh (h + 2 h') c$, donde :

$c =$ coeficiente de presión activa en el fondo, para terreno horizontal ; $C = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = \frac{1 - \text{sen } 35^\circ}{1 + \text{sen } 35^\circ} = 0.27$

$h =$ altura de la pared de la cisterna = 2.70 m

$E = 1/2 \times 1850 \times 2.70 (2.70 + 2 \times 0.15) 0.27 = 2020 \text{ Kg/m}$
ancho.

Repartiendo "E" a todo lo alto en forma uniforme

$$W = 2020/2.70 = 750 \text{ Kg/m}^2$$

Diferencia de empujes : $W = 1500 - 750 = 750 \text{ Kg/m}^2$
(hacia afuera)

- Cargas a considerar :

Cisterna vacía : $+ 750 \text{ Kg/m}^2$ hacia dentro

Cisterna llena : -750 Kg/m^2 hacia afuera

- Cargas fijas últimas :

Cisterna Vacía = $1.5 \times 750 = +1125 \text{ Kg/m}^2$

Cisterna llena : $1.5 \times 750 = 1125 \text{ Kg/m}^2$

Nota Al convertir las cargas triangulares en repartidas uniformemente se ha cometido un pequeño error que es de poca importancia.

CALCULO DE MOMENTOS EN LA LOSA DE LA TAPA

$$A = 3.40 \quad B = 3.40 \quad A/B = 1$$

En general aplicaremos el análisis estudiado anteriormente para deducir los momentos máximos positivos y negativos - que se presentan en las losas, debido a las diversas situaciones de carga, para efecto de tomarlas en cuenta como momentos envolventes en el diseño.

Para el caso específico de la losa de la tapa son las mismas cargas las que actúan estando la cisterna llena o vacía.

Losa armada en 2 sentidos: método 3-ACI-63

Cisterna llena : Momentos (+) máx ; rotulada en los bordes

$$W \text{ viva} = 450 \text{ Kg/m}^2 \quad W \text{ muerta} = 510 \text{ Kg/m}^2$$

$$+ M_A = + M_B = 0.036 \times 510 \times 3.4^2 + 0.036 \times 450 \times 3.4^2$$

$$+ M_A = + M_B = 213 + 188 = 401 \text{ Kg/m. ancho}$$

Cisterna vacía : Momentos (-) máx; empotrado en los bordes

$$- M_A = -M_B = 0.045 \times 510 \times 3.4^2 + 0.045 \times 450 \times 3.4^2$$

$$- M_A = -M_B = 265 + 234 = 499 \text{ Kg/m. ancho}$$

CALCULO DE MOMENTOS EN LOSAS DE PAREDES

Las 4 paredes laterales son iguales y están sometidas a las mismas cargas.

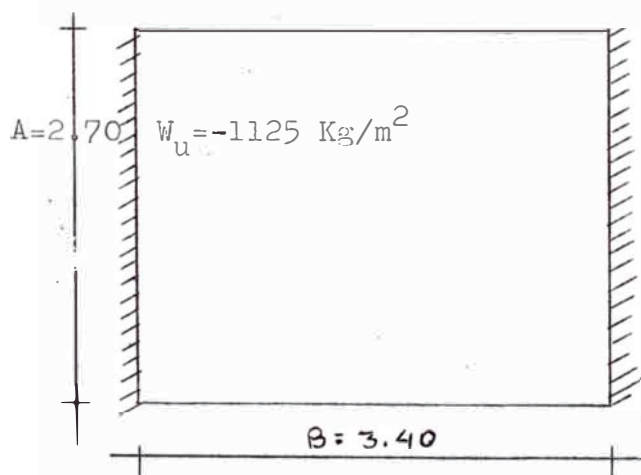
$$A = 2.70 \quad B = 3.40 \quad A/B = 0.795$$

Hipotesis para el cálculo de momentos máximos :

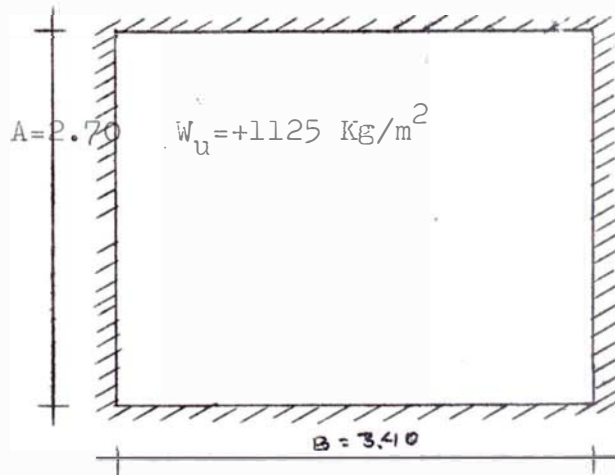
Cisterna llena : aristas verticales empotradas

Cisterna vacía : empotramiento en las 4 aristas.

C. LLENA



C. VACIA



a) Cisterna llena:

-Momentos Negativos:

$$M_A = 0 ; M_B = 0.061 \times 1125 \times 3.4^2 = 795 \text{ Kg/m ancho}$$

- Momentos Positivos:

$$M_A = 0.034 \times 1125 \times 2.7^2 = + 280 \text{ Kg/m. ancho}$$

$$M_B = 0.020 \times 1125 \times 3.4^2 = + 261 \text{ Kg/m. ancho}$$

b) Cisterna vacía :

- Momentos Negativos:

$$M_A = 0.065 \times 1125 \times 2.7^2 = 533 \text{ Kg/m. ancho}$$

$$M_B = 0.027 \times 1125 \times 3.4^2 = 352 \text{ Kg/m. ancho}$$

- Momentos positivos :

$$M_A = 0.026 \times 1125 \times 2.7^2 = 214 \text{ Kg/m. ancho}$$

$$M_B = 0.011 \times 1125 \times 3.4^2 = 144 \text{ Kg/m. ancho}$$

CALCULO DE MOMENTOS EN LA LOSA DE FONDO

Las cargas sobre la losa de fondo son iguales tanto para cisterna llena como vacía ya que la sección del terreno se impronta en el mismo valor del peso de agua, cuando la C. está llena, dando lugar a 2 fuerzas iguales y contrarias que se anulan, y por tanto la reacción del terreno en este caso se reduce al mismo valor que cuando la cisterna está vacía.

Emplearemos la hipótesis siguientes :

Cisterna vacía : momentos negativos máximos ; empotrado en los bordes.

Cisterna vacía : momentos positivos máximos, rotulado en los bordes.

a) Cisterna vacía : $A/B = 1$, $W_u = 2140 \text{ Kg/m}^2$

Momentos Negativos : $M_A = M_B = 0.045 \times 2140 \times 3.4^2 = 1120 \text{ Kg/m. ancho.}$

b) Cisterna llena :

$$W_u \text{ viva} = 450 \text{ Kg/m}^2 \quad W_u \text{ muerta} = 1180 + 510 = 1690 \text{ Kg/m}^2$$

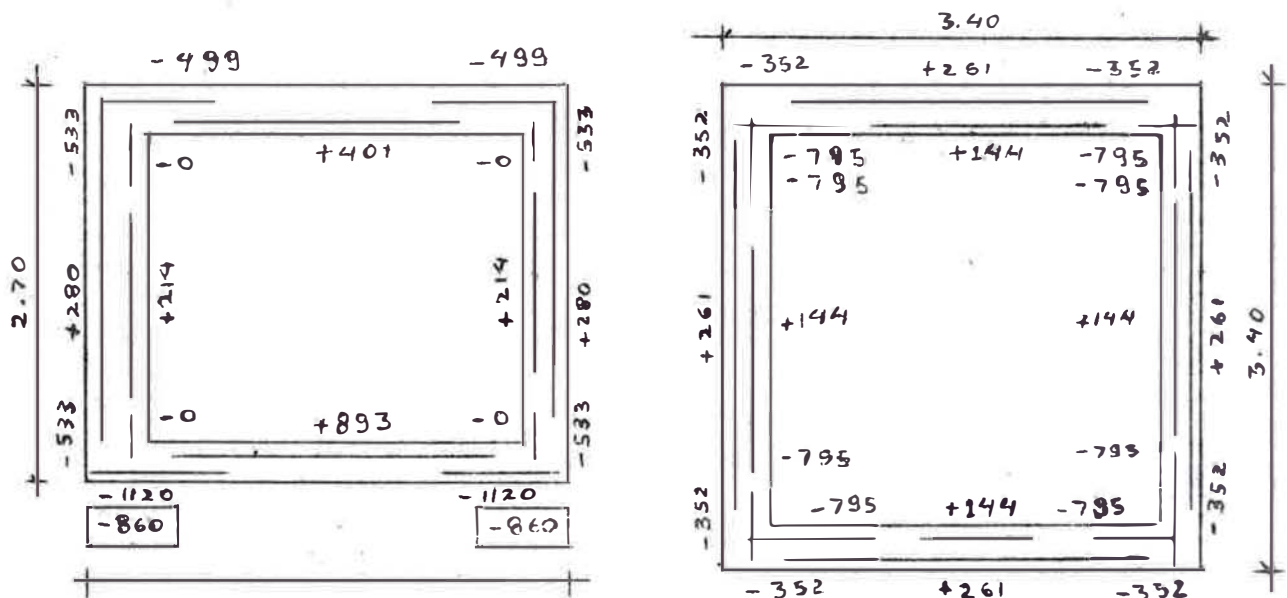
$$\text{Momentos positivos : } M_A = 0.036 \times 1690 \times 3.4^2 + 0.036 \times 450 \times 3.4^2$$

$$M_A = M_B = 705 + 188 = 893 \text{ Kg/m. ancho}$$

Momentos en la cara y Posición del acero .-

Corte Vertical en ambos sentidos.

CORTE HORIZONTAL



NOTA .- Para los nudos cuya diferencia, se repartirá proporcionalmente a sus rigideces a fin de balancear dichos momentos, que son los que aparecen cerrados por rectangulares y servirán para el diseño.

$$Ej \quad K_1 = \frac{1}{2.70} = 0.37$$

$$K_2 = \frac{1}{3.40} = 0.295 \quad \Delta I = 537 \text{ Kgn.}$$

$$C_1 = \frac{0.37}{0.37+0.925} = 0.557$$

$$C_2 = \frac{0.295}{0.37+0.295} = 0.443$$

$$M_1 = -(533+587 \times 0.557) = -(533+326) = -860$$

$$M_2 = -(1120-587 \times 0.443) = -(1120-260) = 860$$

CÁLCULO DE ÁREAS DE ACERO .-

Igual que para el tanque:

$$\text{Si } h = 10 \text{ cm} \quad A_s = M_u / 154$$

$$h = 15 \text{ cm} \quad A_s = M_u / 261$$

Con las mismas limitaciones para espaciamientos máximos y áreas de acero mínimos que se obtuvieron para el tanque.

LOSA	ESPESOR	M_u	A_s	REFUERZO Y ESP.
TAPA	10 cm	- 516	3.35	ϕ 1/2" @ 30 cm
		+ 401	2.60	ϕ 1/2" @ 30 cm
PAREDES	10 cm	- 516	3.35	ϕ 1/2" @ 30 cm
		+ 280	2.00*	ϕ 1/2" @ 30 cm
		+ 214	2.00*	ϕ 1/2" @ 30 cm
		- 860	5.59	ϕ 1/2" @ 20 cm
		+ 261	2.00*	ϕ 1/2" @ 30 cm
		+ 144	2.00*	ϕ 1/2" @ 30 cm
		- 352	2.28	ϕ 1/2" @ 30 cm
FONDO	15 cm	- 795	5.17	ϕ 1/2" @ 20 cm
		+ 893	3.42	ϕ 5/8" @ 45 cm
		- 860	3.30	ϕ 5/8" @ 45 cm

* A_s mínimo

VALORES "d" NECESARIOS.-

$$\text{Tapa } d = \sqrt{M_u / 55.2} = \sqrt{516 / 55.2} = 3.05 < 6.78$$

$$\text{Paredes : } d = \sqrt{680 / 55.2} = 3.95 < 6.78$$

$$\text{Fondo } d = \sqrt{893 / 55.2} = 4.02 < 11.50 \quad ; \text{ Valores que chequean.}$$

ESFUERZOS CORTANTES .-

a) En la Tapa :

$$\text{c. llena: } V_A = V_B = (0.5 \times 960) \times 3.4 / 2 = 815 \text{ Kg/ml}$$

$$C. \text{ Vacía : } V_A = V_B = (0.5 \times 960) \times 3.4/2 = 815 \text{ Kg/ml.}$$

b) En las paredes:

$$C. \text{ llena : } V_A = (0.33 \times 1125) \times 2.70/2 = 502 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = (0.67 \times 1125) \times 3.40/2 = 1280 \text{ Kg/ml}$$

$$C. \text{ vacía } V_A = (0.71 \times 1125) \times 2.70/2 = 1080 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = (0.29 \times 1125) \times 3.40/2 = 557 \text{ Kg/ml.}$$

c) En el Fondo

$$C. \text{ llena : } V_A = V_B = (0.5 \times 2140) \times 3.4/2 = 1820 \text{ Kg/ml.}$$

$$V_B = V_A = (0.5 \times 2140) \times 3.4/2 = 1820 \text{ Kg/ml.}$$

d) Cortante que absorbe el Concreto :

Igual que para tanque :

$$\text{Paredes y tapa } V_C = 4170 \text{ Kg/ml} > V \text{ actuantes}$$

$$\text{Fondo } V_C = 7100 \text{ Kg/ml} > V \text{ actuantes}$$

DISEÑO DE MEZCLAS

Características de los materiales a usarse :

A) CE ENTO : Se usará cemento Portland Normal tipo I que cumple con las normas ASTM, pudiendo ser: cemento Portland Sol ASTM. C-150-56 Tipo I - 3150 Kg/m^3

El saco de cemento pesa 42.5 Kg, ocupando un volumen de 1 pie^3 (28.3 lt) , cuyo peso volumétrico es 1500

B) AGREGADO FINO .-

- El peso específico de un agregado es el que tiene en estado sólido, la arena más usada en Lima tiene un valor de este peso de 2700 Kg/m^3

- El peso aparente o volumétrico de los agregados, es su peso por unidad de volumen tal como se encuentran en realidad, es decir incluyendo los vacíos, este peso es variable dependiendo del grado de capacidad o de humedad, principalmente. Las arenas de cantera usadas en Lima tienen generalmente un peso volumétrico de 1600 Kg/m^3 , en la condición de saturadas y superficialmente secas.

- El porcentaje de absorción en peso de la arena (Valor promedio) es del orden del

- Módulo de fineza.- 2.8 (arena de la Molina).

c) AGREGADO GRUESO

- El peso específico de la piedra más usada tiene un valor de 2700 Kg/m^3

- El peso volumétrico apisonado.

En el método de desificación americano, que se aplicará en este diseño, se usa el peso volumétrico de la piedra seca y apisonada, Para los tamaños máximos de piedra partida a usar se : $3/4$ " y 2" estos pesos son : 1.48 y 1.60 respectivamente

- Porcentaje de absorción : Valor promedio = 0.7 %

SELECCION DEL ASENTAMIENTO

Losas vigas y muros de concreto armado	3" a 6"
Columnas de concreto armado	3" a 6"
Zapatas reforzadas	2" a 5"

TAMÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO

Vigas columnas y muros	$3/4$ "
Zapatas	2 "
Aligerados	$3/4$ "

Relación A/C :

Para clima moderado la relación A/C se escogerá sobre la base de la resistencia especificada y trabajabilidad requerida.

VALORES DADOS POR ACI 613-54

RELACION A/C gal/saco	RESISTENCIA PROBABLE A LOS 28 dias (Kg/cm^2)
9	140
8	175
7	225
6	280
5	350

Para 210 Kg/cm^2 A/C = 7.2 gal/saco
En peso A/C = $7.2/11.3 = 0.64$

AGUA EN LITROS POR M³ DE CONCRETO

Tamaño Máximo del agregado	% de aire natural	Asentamientos en Pulgadas		
		1" a 2"	3" a 4"	6" a 7"
3/4"	2	183	203	213
2"	0.5	154	168	178

VOLUMEN DE PIEDRA POR UNIDAD DE VOLUMEN DE CONCRETO

Tamaño Máximo de piedras en pulgadas	Volumen de Piedra Apisonada Seca por m ³ de concreto para diferentes módulos de finza de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
3/4"	0.65	0.63	0.61	0.59
2 "	0.79	0.77	0.75	0.73

DOSIFICACION DE LA MEZCLA PARA VIGAS COLUMNAS MUROS Y ALIGERADOS .-

a) Para piedra de 3/4" ; A/C = 0.64; Slump = 3" a 4"

$$1) \text{ Peso de cemento / m}^3 \text{ concreto} = \frac{\text{Agua / m}^3}{A/C} = \frac{203}{0.64} = 318 \text{ Kg.}$$

2) Peso de piedra / m³ concreto = Val. apisonada seca / m³ concreto * P.V.A.. Para tamaño máximo . 3/4" y H.F. arena 2.80, el volumen de piedra apisonada seca / m³ concreto es 0.61.

P.V.A = peso volumétrico apisonado (seca) = 1.480

* Peso de piedra / m³ concreto = 0.61 x 1480 = 902 Kg.

3) El volumen sólido de cada uno de los materiales por m³ con excepción de la arena es :

Agua	203lt.	=	0.203	m ³
Cemento	318/3150	=	0.101	m ³
Piedra	902/2700	=	0.335	m ³
Aire	2 %	=	0.020	m ³
Volumen sólido sin arena.			0.659	m ³

4) El volumen de arena es : $1000 - 0.659 = 0.341 \text{ m}^3$
 Peso de arena / $\text{m}^3 = 0.341 \times 2700 = 922 \text{ Kg}$.

5) Los pesos de los materiales, antes hallamos, se refieren al caso que estos estén completamente secas; como en realidad han de contener humedad, se debe hacer una corrección por este motivo, para tal efecto supongamos que la arena, contenga 5 % de humedad total y la piedra un 1 %; las modificaciones de peso se harán en el agua y los agregados, que ahora valdrán :

- Peso de arena humedad = $1.05 \times 922 = 970 \text{ Kg}$

- Peso de piedra humedad = $1.01 \times 902 = 912 \text{ Kg}$

§ humedad superficial = % humedad total - % absorción

§ h.S. arena = $s-1 = 4 \%$

§ h.S. piedra = $1-0.7 = 0.3 \%$

- Cantidad de agua libre en la arena = $0.04 \times 922 = 36.9 \text{ Kg}$.
 (37 lt)

- Cantidad de agua libre en la piedra = $0.003 \times 902 = 2.70 \text{ kg}$.
 (3 lt)

- La cantidad de agua por añadir será = $203 - (37+3) = 163$
 (1t).

Luego los valores en peso de los materiales / m^3 concreto, corregidos por humedad serán :

Agua	163 lt
Cemento	313 Kg (7.5 sacos)
Arena	970 Kg (humedad)
Piedra	912 Kg (humedad)
Aire	2 %

Si se desea desificar al volumen, debemos hallar los pesos volumétricos sueltos, en el caso del cemento podemos tomar 1500 (Hay que tener presente que el cemento entrado del saco cambia de peso volumétrico ya que se esponja, por tanto es conveniente medido por sacos enteros o al peso).

Para los agregados, es necesario calcular los pesos volumétricos tal como se encuentran en obras o sea húmedas, asumiremos que los pesos volumétricos puestos en obra y tal como se miden en los recipientes, al volumen son :

arena = 1.445 y
 piedra = 1.270.

Ahora transformemos la mezcla al volumen :

Agua	=	163	lt
Cemento	$318/1.5 =$	212	lt
Arena	$970/1.445 =$	672	lt
Piedra	$912/1.27 =$	720	lt
Aire	=	2 %	

Expresando la dosificación al volumen en valores nominales tendríamos :

C	A	P	
$\frac{212}{212}$	$;$ $\frac{672}{212}$	$;$ $\frac{720}{212}$	$\frac{1}{1} : \frac{3.17}{3.17} : \frac{3.40}{3.17}$

Con cemento medido en sacos agregados húmedos medidos en volúmenes sueltos, con una cantidad de agua por saco de $163/7.5 = 21.70$ lt de agua / S_c.

DOSIFICACION DE LA MEZCLA PARA ZAPATAS

B) Tamañomáx. piedra partida = 2" ; A/C = 0.64
 SLUMP = 3" a 4" ; % aire natural (De la tabla.) = 0.5%

1) Peso cemento /m³ concreto = $168/0.64 = 262$ Kg (6.17s/c)

2) Peso piedra /m³ concreto = $0.75 \times 1600 = 1200$ Kg
 (P.V.A. piedra seca = 1600 para 2")

3) volúmenes salidos /m³ concreto :

Agua	168 lt =	0.168	m ³
Cemento	$263/3150 =$	0.083	m ³
Piedra	$1200/2700 =$	0.445	m ³
Aire	0.5 % =	0.005	m ³

Total Volumen sólido sin arena = 0.701 m³

4) Volumen sólido de arena = $1000 - 0.701 = 0.299$ m³

Peso arena / m³ = $0.299 \times 2700 = 808$ Kg.

5) Suponiendo condiciones de humedad análogas anterior A); los cambios de peso serán :

- Peso de arena húmeda = $1.05 \times 808 = 850$ Kg
- Peso de piedra húmeda = $1.01 \times 1200 = 1210$ Kg.
- Humedades superficiales : arena = 4 %, piedra = 0.5 %
- Cantidad agua libre en la arena = $0.04 \times 808 = 32.5$ Kg
(32 lt)
- Cantidad de agua libre en la piedra = $0.005 \times 1200 = 3.60$ Kg (4 lt)

=Cantidad de agua que se dará a la mezcla :

$$168 - (32 + 4) = 132 \text{ lt}$$

Juego la dosificación al peso en condiciones de la obra será :

Agua	132 lt
Cemento	262 Kg (6.17 s/c)
Arena	850 Kg (humedad)
Piedra	1210 Kg (húmeda)
Aire	0.5 %

Dosificando al volumen se tiene :

$$\text{Peso Volumétrico arena suelta y húmeda} = 1.445$$

$$\text{Peso Volumétrico piedra suelta y húmeda} = 1.400$$

NOTA El P.V, arena suelta y húmeda es igual al caso anterior A) pero para la piedra, por ser ésta de mayor tamaño, su peso volumétrico aumenta respecto al peso de la piedra de menor tamaño ; además es de notar, que los pesos volumétricos de los agregados si están sueltos, por ocupar mayor volumen, son menores a los pesos volumétricos apisonados.

Agua	= 132 lt
Cemento	$262/1.5 = 175$ lt
Arena	$850/1.400 = 589$ lt
Piedra	$1210/ 1.400 = 866$ lt

aire = 0.5 %

En los valores nominales :

$$\frac{C}{175} : \frac{A}{175} : \frac{P}{175} : \frac{C}{1} : \frac{A}{3.31} : \frac{P}{4.37}$$

Con una cantidad de agua por caso de $132/6.17 = 21.5 \text{ lt/}$
 seco

METRADO Y PRESUPUESTO

VIGAS PRINCIPALES C- 5 - 8

NIVEL	∅	LONGITUD (m)	PESO (Kg)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
Azotea	1"	18	71.40	0.85	9.00
	7/8"	2	6.08		
	3/4"	23.40	52.30		
	5/8"	5.10	7.90		
7°	1"	20.80	82.60	0.96	9.75
	7/8"	26.20	79.70		
	3/4"	19.50	43.60		
6°	1"	24.60	97.60	0.96	9.75
	7/8"	36.20	110.00		
	3/4"	5.50	12.30		
5°	1"	21.00	83.30	0.96	9.75
	7/8"	28.30	86.00		
	3/4"	15.20	34.00		
4°	1"	16.60	66.00	0.96	9.75
	7/8"	20.00	60.80		
	3/4"	19.00	42.50		
3°	1"	16.60	66.00	0.96	9.75
	7/8"	37.70	115.00		
	3/4"	9.20	20.60		
2°	1"	19.70	78.20	0.96	9.75
	7/8"	33.60	102.00		
	3/4"	4.00	8.95		
Total			1460.50	6.94	67.50

Para el fierro se incluye 10% de desperdicio y para el concreto el 5%.

VIGAS SECUNDARIAS: 7 - A - E, 6 - A - E

NIVEL	∅	LONGITUD (m)	PESO (Kg)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
Azotea	1"	3.90	15.50	0.487	1.45
	3/4"				
	5/8"	8.40	13.10		
7°	7/8"	6.80	20.60	0.487	1.45
	3/4"	11.70	26.20		
	5/8"				
6°	1"	7.80	31.00	0.487	1.45
	7/8"	7.80	23.70		
	3/4"	7.80	17.40		
	5/8"				
5°	7/8"	5.90	17.95	0.487	1.45
	3/4"	25.00	56.00		
	5/8"	0.80	1.24		
4°	1"			0.487	1.45
	7/8"	12.50	38.00		
	3/4"	16.20	36.20		
	5/8"	0.80	1.24		
3°	1"	15.60	62.00	0.487	1.45
	7/8"	1.60	4.86		
	3/4"				
2°	7/8"	14.90	45.00	0.487	1.45
	3/4"	5.10	11.40		
Total			463.50	3.58	10.15

COLUMNAS C - 6; C - 3

PISO	∅	LONGITUD (m)	PESO (Kg)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
7°	3/4"	10.40	23.20	0.387	3.87
6°	7/8	2.60	7.90	0.387	3.87
	3/4	7.80	17.40		
5°	7/8"	10.40	31.60	0.387	3.87
4°	1"	10.40	41.30	0.452	4.30
3°	1"	31.20	124.00	0.452	4.30
2°	1"	57.10	226.00	0.452	4.30
1°	1"	57.10	226.00	0.452	4.30
Total			767.10	3.120	28.81

COLUMNAS C - 7; C - 2

PISO	∅	LONGITUD (m)	PESO (Kg)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
7°	7/8"	20.80	63.20	0.387	3.87
6°	7/8"	10.40	31.50	0.387	3.87
5°	3/4"	10.40	23.20	0.387	3.87
4°	7/8"	10.40	31.50	0.452	4.30
3°	3/4"	10.40	23.20	0.452	4.30
2°	7/8"	10.40	31.50	0.452	4.30
1°	1"	10.40	41.40	0.452	4.30
Total			270.00	3.120	28.81

ZAPATAS

EJES	∅	LONGITUD (m)	PESO (Kg)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
C - 6	7/8"	110.30	335	7.22	-
C - 3	Dowel 1"	39.50	157		
C - 7	3/4"	33.60	75	1.43	-
C - 2	Dowel 1"	4.20	16.70	-	-
Total			642.00*	9.08*	

ALIGERADOS

·Area de influencia por piso: $8.50 \times 3.90 = 33.20 \text{ m}^2$

* Se consideró un 10% de desperdicio de acero y 5% de concreto.

Se hará el presupuesto del portico principal "C", en estudio incluyendo los elementos estructurales comprendidos en su área de influencia, como referencia del corte total del edificio.

N° de Partida	ESPECIFICACION	Unidad	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
	1.00 Vigas C-5-8				=	
1.01	Fierro.	Kg	1460.50	10	14605.=	
.02	Concreto f' _c =210	m ³	6.94	600	4170.=	
.03	Encofrado	m ²	67.50	54	3650.=	22425.=
	2.00 Vigas V-6-V-7					
.01	Fierro	Kg	927.00	10	9270.=	
.02	Concreto f' _c =210	m ³	7.16	600	4300.=	
.03	Encofrado	m ²	20.30	54	1100.=	14670.=
	3.00 columnas C-6					
.01	Fierro	Kg	767.10	10	7671.=	
.02	Concreto f' _c =210	m ³	3.12	600	1870.=	
.03	Encofrado	m ³	28.81	53	1530.=	11071.=
	4.00 Columna C-7					
.01	Fierro	Kg	270.00	10	2700.=	
.02	Concreto f' _c =210	m ³	3.12	600	1870.=	
.03	Encofrado	m ²	28.81	53	1530.=	6100.=
	5.00 Zapatas C-6 C-7					
.01	Fierro	Kg	642.00	10	6420.=	
.02	Concreto f' _c =210	m ³	9.08	580	5260.=	11680.=
	6.00 Aligerado					
.01	De .25m, Todos Los pisos	m ³	232.00	190	44200.=	44200.=
					Total	110146.=
					10% Utilidad.	11014.6

Total Final 121160.6=

-B I B L I O G R A F I A-

- Desing of Concrete Structures George Winter
- Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns..... Noel J. Everard - Edward Cohen
- Cálculo de Pórticos G. Kani.
- Analisis de Estructuras Indeterminadas... Sterling Kinney.
- Desing of Multistory Reinforced Concrete Buildings For Earthquake Motions..... John A. Blume Nathan M. Newmark.
- Teoría Elemental del Concreto Reforzado.. Phil M. Ferguson.
- Curso práctico de Concreto Armado Aderson Moreira Da Rocha.
- Reglamento ACI para construcciones de Concreto Armado (ACI-318-63).
- Diseño Antisísmico : Método del Dr. Kiyoshi Muto por el Ing. Roberto Montes.
- Rectangular Concrete Tanks Portland Cement Asociati6n.
- Curso de Tecnología del Concreto..... Ing. Enrique Rivva.
- Dosificación de Mezclas..... Ing. Jaime de las Casas.
- Normas Peruanas de Diseño Antisísmico...Ing. Julio Kuroiwa.