

24.145

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA**

**"ESTUDIO DE ALTERNATIVAS
PARA UN SISTEMA DE PISO"**

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ ORTIZ

MEXICO, D.F. 1981



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

	Pág.
I. INTRODUCCION	1
II. OBJETIVOS	9
III. PROCEDIMIENTOS GENERALES	11
IV. ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACION ANALIZADAS	18
V. OBTENCION DE RESULTADOS	125
VI. CONCLUSIONES	128
VII. BIBLIOGRAFIA	131

I N T R O D U C C I O N

La habilidad y capacidad del ingeniero se refleja - en la concepción, el estudio, la planeación y ejecución --- de los proyectos de Ingeniería, de tal forma, que se satisfagan las necesidades de la sociedad planteadas previamente a la realización del proyecto, dentro de las limitaciones - financieras preestablecidas.

Se pueden distinguir dentro de la Ingeniería dos as pectos. Uno relacionado con los materiales y las fuerzas - de la naturaleza y el otro con las necesidades de la humani dad.

Para participar en ambos, el ingeniero cuenta con - las ciencias características de su formación: física, mate máticas, etc., comprendidas en el campo que tradicionalmen- te se ha denominado Ingeniería; pero es fundamental que de ba manejar y comprender la importancia vital del factor eco

nómico en los Proyectos de Ingeniería. Es necesario recalcar que la condición primordial para el éxito en dichos proyectos, es su viabilidad económica.

Cabe hacer mención de la definición adoptada por el Engineers' Council for Professional Development: "... La Ingeniería es la profesión en la cual el conocimiento de las ciencias matemáticas y naturales obtenido por el estudio, la experiencia y la práctica, se aplica con buen juicio a desarrollar formas de utilizar económicamente, los materiales y las fuerzas de la naturaleza para el beneficio de la humanidad..." En ésta, como en la mayoría de las definiciones aceptadas, se resalta la preponderancia que tiene el aspecto económico en la Ingeniería.

A raíz del planteamiento de un Proyecto de Ingeniería, surgen en la mente del Ingeniero varias soluciones factibles desde el punto de vista económico, es decir, que las utilidades que redituará la solución electa entre las alternativas propuestas, justificará la inversión necesaria para llevar a cabo la realización del proyecto en cuestión.

La evaluación de las alternativas de solución, tendiente a optimizar económicamente la ejecución del proyecto, es indispensable para satisfacer las necesidades vigentes de la sociedad.

Por lo que es necesario conocer todas las alternativas viables que nos permitan lograr los objetivos trazados.

Dado que los recursos económicos son generalmente - menores a las necesidades por satisfacer, es necesario ha - cer uso de ellos en la forma más productiva; teniendo siempre presente el tiempo limitado del que se dispone para en - contrar la mejor solución, lo que impide un estudio exhaus - tivo de cada una de las posibles soluciones. Esto provoca, - que el ingeniero dependa en un alto porcentaje, del criterio profesional que posea para discernir sobre las solucio - nes factibles y hacer su selección.

En algunos casos, el análisis económico de un pro - yecto para efectos de tomar una decisión, no es necesario, - pues la alternativa a seguir es obligada o evidente.

Existen bastantes ejemplos de estructuras y proce - sos de Ingeniería que cuentan con un diseño físico bastante aceptable, pero con muy poco mérito económico. Es importan - te entonces, que los proyectos de Ingeniería sean evaluados en términos de valor y costo antes de proceder a su ejecu - ción.

Posteriormente a la evaluación de las posibles solu - ciones, el ingeniero se enfrenta ante la no tan sencilla --

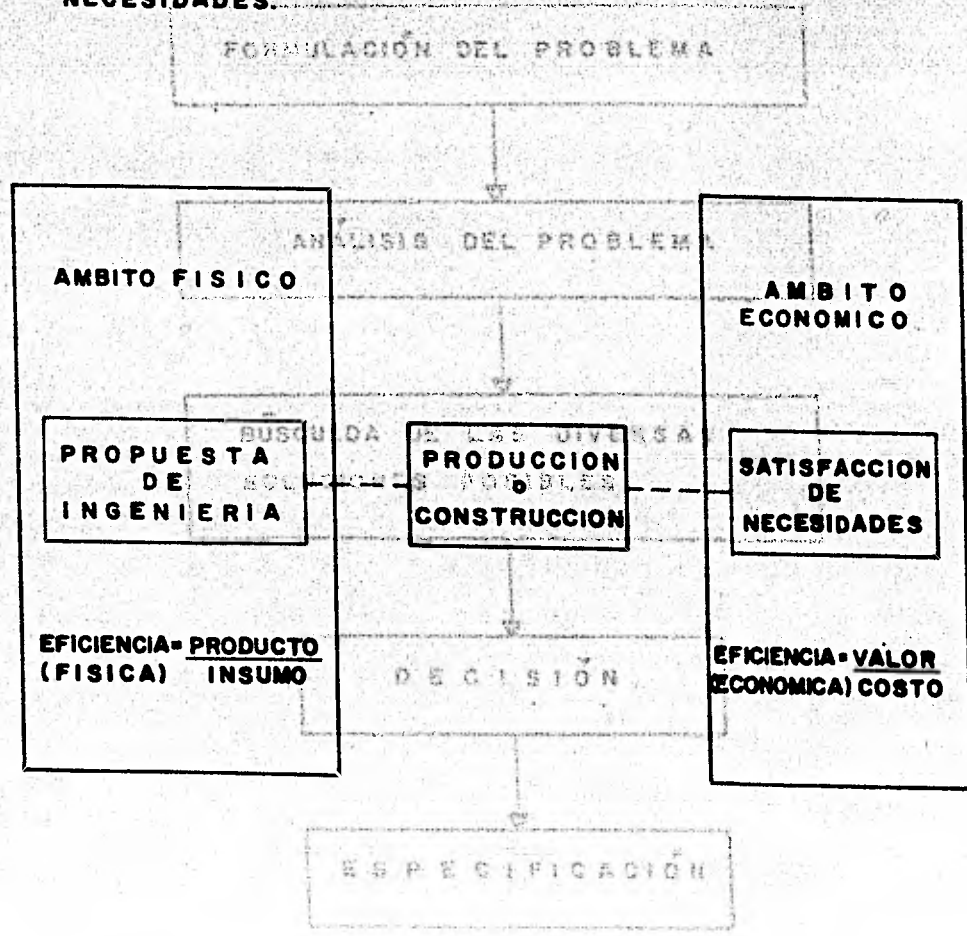
labor de decidir cuál de ellas es la más adecuada. No es fácil poder generalizar acerca del proceso de toma de decisiones, ésto se debe a que la importancia relativa de las decisiones no es la misma para todos los casos, sino que depende de la naturaleza del problema analizado y del grado de complejidad de las soluciones propuestas, por lo que el proceso de tomar la decisión varía desde el más elaborado y exhaustivo, hasta el razonamiento simple y rápido.

Una decisión bien tomada puede eliminar muchos obstáculos, mientras que, una decisión inadecuada puede impedir y con frecuencia obstruir la realización del proyecto. A pesar de la habilidad y recursos con que se controle una decisión equivocada o inadecuada, los resultados serán anti-económicos o desafortunadamente nefastos.

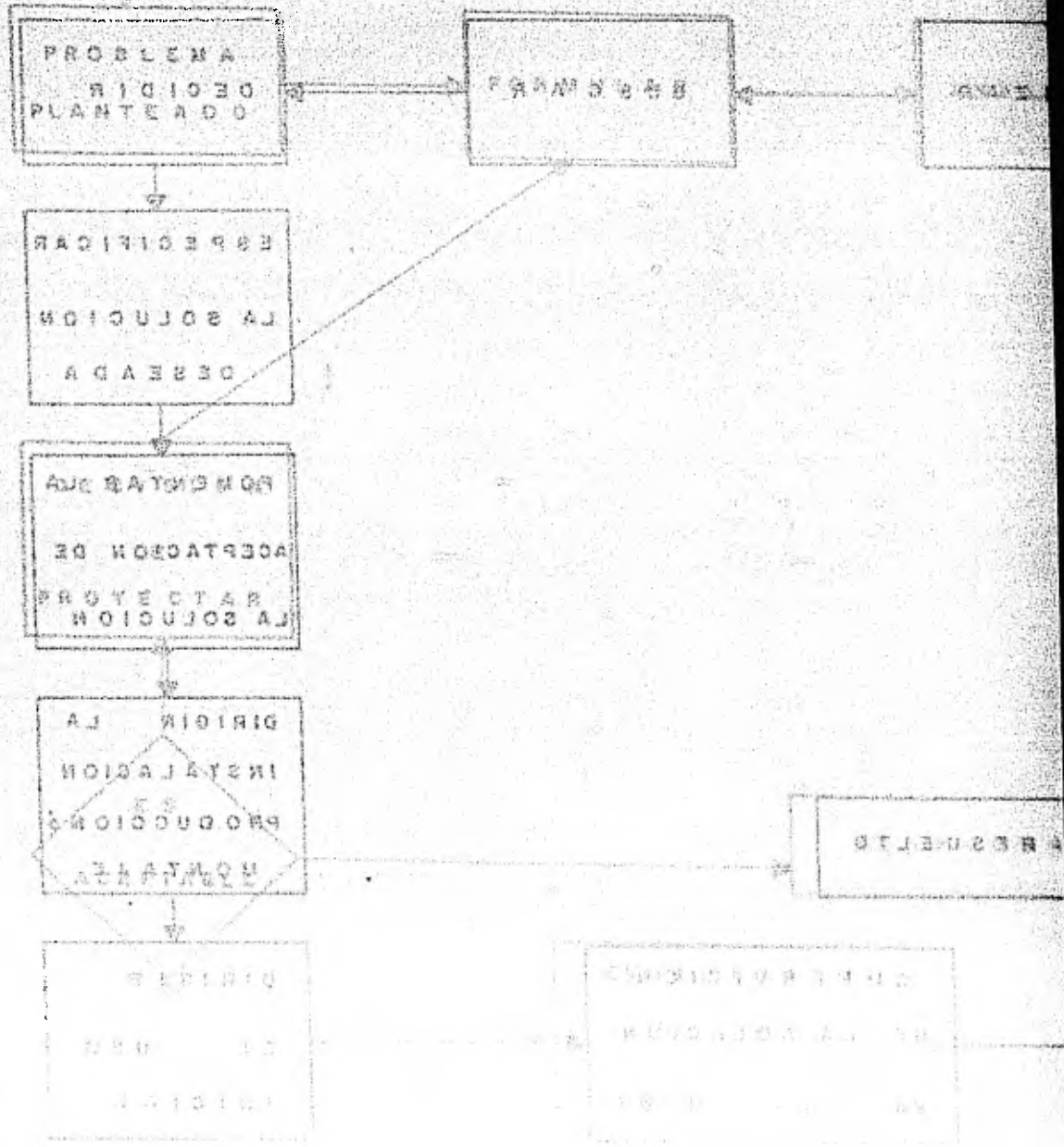
Es responsabilidad del Ingeniero, hacer pronósticos confiables respecto a la factibilidad económica y al aspecto técnico del proyecto propuesto; así como, hacer patente la maximización del rendimiento económico en la alternativa seleccionada.

La actividad de la Ingeniería en el ámbito físico se desarrolla como resultado de las necesidades de la humanidad en el ámbito económico.

PROCESO SOLUCIONADOR DE PROBLEMAS
RELACION EXISTENTE ENTRE LOS PROYECTOS DE INGENIERIA
LA PRODUCCION O CONSTRUCCION Y LA SATISFACCION DE
NECESIDADES.



CICLO DE DISEÑO DE UN PROYECTO



II. OBJETIVOS

O B J E T I V O S

El objetivo fundamental de este estudio, es la de - terminación y comparación de los costos directos de diver-- sas alternativas de estructuración de un sistema de piso. - Para ello, se idealizará como un tablero de concreto armado, limitado por ejes de columnas inmediatos, con claros típi-- cos de 7.0 x 7.0 m.

Esta evaluación exige el que presentemos las alter-- natives a analizar, en una sola unidad de comparación; en este caso en el que el análisis será económico, la medida - de comparación será la unidad monetaria de cambio: el peso.

III. PROCEDIMIENTOS GENERALES

NOTACION:

A_s	Area de refuerzo.
a_1, a_2	Respectivamente, claro corto y largo de un tablero de una losa.
b	Ancho de una sección rectangular.
d	Peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto.
E_s	Módulo de elasticidad del acero.
F_c	Factor de carga.
F_r	Factor de resistencia.
f'_c	Resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm ² .
f''_c	$(1.05 - \frac{f'_c}{1,250}) f'_c \leq 0.85 f'_c$
f^*_c	Resistencia nominal del concreto a compresión kg/cm ² .
f_s	Esfuerzo en el acero.
f_y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero - kg/cm ² .
h	Peralte total de un elemento.
I_g	Momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro.

L	Claro de un elemento.
L _d	Longitud de desarrollo.
M _u	Momento flexionante de diseño.
M _r	Momento resistente de diseño.
m	Relación a ₁ /a ₂ .
P	$\frac{A_s}{bd}$, cuantía de acero
q	$\frac{p f_y}{f'_c}$
s	Separación del refuerzo transversal.
V _{cr}	Fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg.
V _v	Fuerza cortante de diseño, kg.
W	Carga por metro cuadrado.
X ₁	Peralte total de una losa (en un ancho de -- 100 cm.).
	Otras literales definidas en la tesis.

PROCEDIMIENTOS GENERALES

Es necesario enfatizar en beneficio del costo del análisis económico, que para efectos de comparación, se hacen algunas consideraciones convenientes en el diseño de los tableros analizados, tendientes a lograr una uniformidad adecuada en las diferentes alternativas de estructuración presentadas, con el fin de que los resultados obtenidos en este estudio económico sean comparativos.

Se hace uso del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1976), para trabes y losas en lo que se refiere al diseño por flexión, diseño por cortante, adherencia y anclaje, armado por temperatura, de flexiones, resistencia de los materiales y factores de carga. Se hacen observaciones prácticas en lo referente al dimensionamiento y detallado del acero de refuerzo.

En las alternativas de estructuración analizadas,--

se diseña únicamente por carga vertical; así mismo, se considera para cada caso analizado, el diseño de un tablero interior de entrepiso, continuo en todos sus bordes y en su -diseño, se toma en cuenta la carga proveniente de los tabloros adyacentes.

Dado que la losa no está destinada a resistir sismo en flexión, la cuantía máxima admisible es igual al porcentaje de acero balanceado (Pb) .

En el diseño de vigas se considera con base en el -Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que la -distribución de la carga es uniformemente repartida, por -simplicidad de cálculo. Las vigas se consideran empotradas y con giros nulos en sus bordes, ya que se trata de un ta-blero interior y continuo en todos sus bordes.

Los momentos resistentes en las vigas, se toman al -paño de la columna, dado que, es en esta zona donde se tie-ne la selección crítica.

En el dimensionamiento por fuerza cortante, el va-lor de la fuerza cortante última, se considera a un peralte efectivo del paño de columna.

La carga de servicio se considera de $750 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$, -

más el peso propio de la losa; correspondiendo 250 (Kg/m²) y 500 (Kg/m²) para la carga muerta (peso de muros, piso, - plafón, instalaciones), y la carga viva respectivamente.

Las dimensiones de los tableros son iguales y dado el número de casos analizados, no es posible afirmar que las conclusiones obtenidas en este estudio, sean aplicables en su totalidad a tableros de diferentes dimensiones.

Es importante tomar en cuenta que el costo obtenido por tablero es aislado, es decir, sin tomar en cuenta la estructura en su conjunto.

Se hace uso de los costos de los materiales que incluyen suministro, procesamiento y colocación en obra, vigentes al mes de Enero de 1981 en el Distrito Federal. Las cuantificaciones de materiales se hacen a ejes de columnas.

<u>Concreto</u>	\$ 2,000.00 / m ³
<u>Acero</u>	\$ 20.00 / Kg
<u>Cimbra</u>	\$ 250.00 / m ²
<u>Block de concreto</u>	\$ 15.00 pza.

Se usan materiales con las siguientes características:

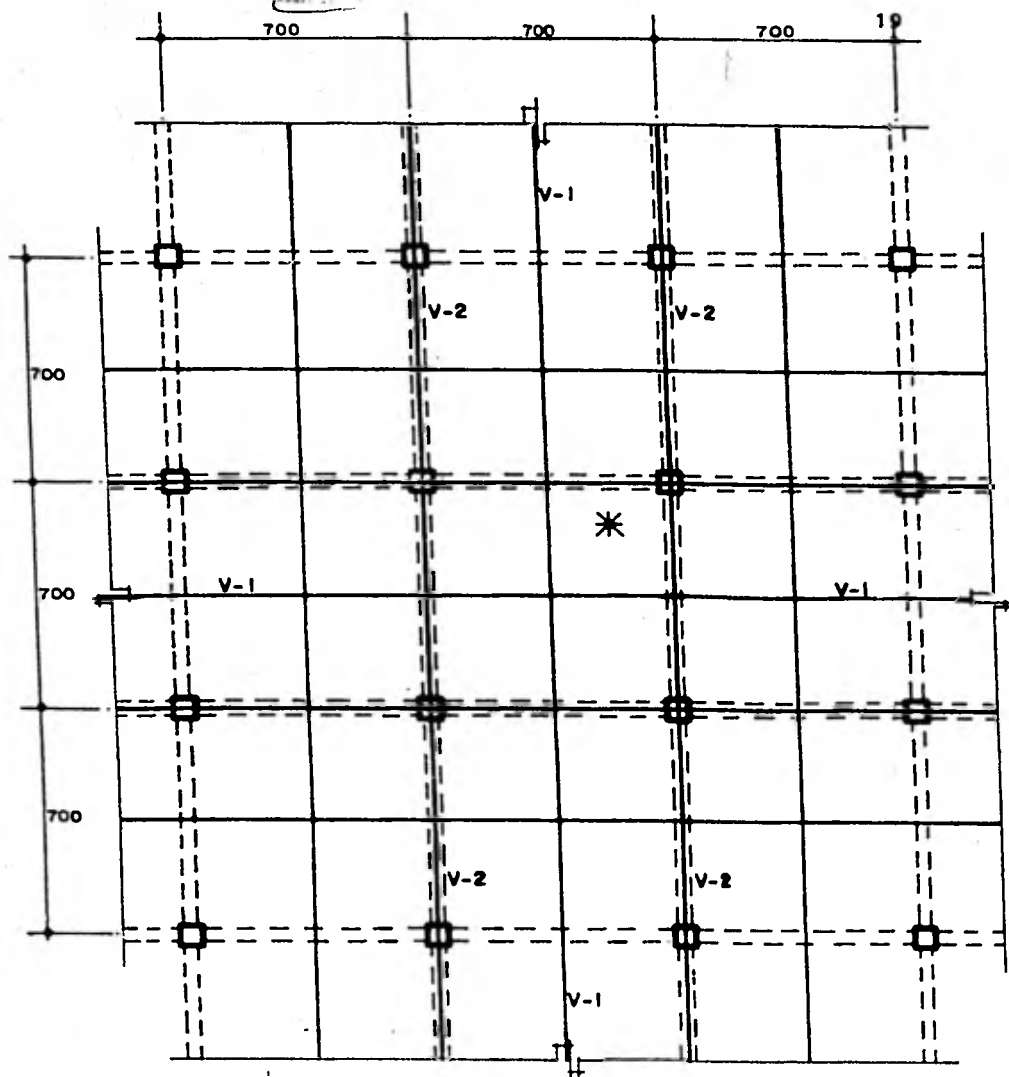
$$f'c = 200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 4,200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Los valores relativos del costo de los tableros, - pueden verse afectados por el uso de materiales con diferentes índices de resistencia.

Para todas las alternativas de estructuración pre - sentadas, se determina la cantidad de acero de refuerzo, -- que resulta de proporcionar modularmente un cierto número - de varillas de diámetro comercial, de manera que se satisfagan los requisitos de resistencia o la cantidad de acero de refuerzo que resulta al combinar diversos diámetros de varilla que cumpla con los mismos.

IV. ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACION
ANALIZADAS

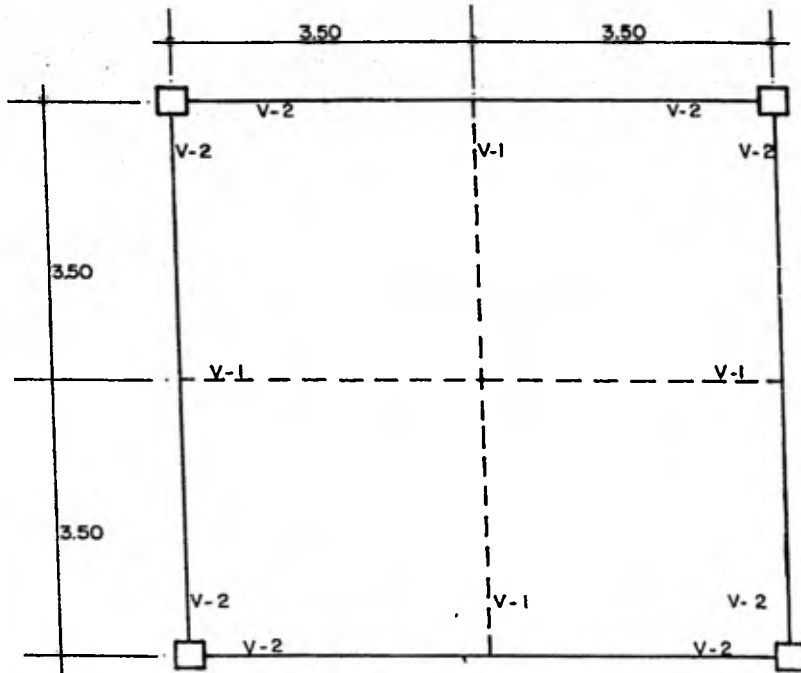


* TABLERO ANALIZADO

PLANTA

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION-I

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION 1:



Materiales: $f'c = 200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $f_y = 4,200 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$

Constantes: $f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
 $f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 150 = 136 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$
(Por ser $f^*c < 250 \text{ Kg/cm}^2$)

$$P_{\text{máx}} = P_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4.800}{fy+6.000}$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{136}{4,200} \cdot \frac{4.800}{4,200 + 6,000} = 0.01524$$

La losa no está destinada a resistir sismo en flexión, por lo que la cuantía máxima admisible es igual a P_b y no $0.75 P_b$.

Estimaciones Preliminares

Suponiendo una losa: $h = 9 \text{ cm}$

$$0.09 \text{ m} \times 2.4 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}^3}\right) = 0.216 \text{ Ton/m}^2$$

$$250 \text{ Kg/m}^2 \text{ (carga muerta)} + 500 \text{ Kg/m}^2 \text{ (carga viva)} = \underline{0.750 \text{ Ton/m}^2}$$

$$\text{Carga de servicio: } w = 0.966 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Carga de diseño, } W_v = F_c w = 1.4 \times 0.966 = 1.3524 \left(\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}\right)$$

Estimación del Peralte

Peralte efectivo mínimo:

$$d = \frac{2(350 + 350)}{300} = 4.666$$

$$S_1 \quad f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4,200 = 2,520 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$2,520 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} > 2,000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$y \quad w = 966 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} > 380 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Como no se cumple que:

$$f_s \leq 2,000 \text{ (Kg/m}^2\text{)} \quad y \quad w > 380 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

El peralte efectivo se obtiene con:

$$d_{\text{mín}} = d \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w} ; \quad f_s \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right), \quad w \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$d_{\text{mín}} = 4.666 \times 0.034 \sqrt[4]{2,520 \times 966}$$

$$d_{\text{mín}} = 6.27 \text{ (cm)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 8.27 \text{ cm}$$

$$\text{Se considera:} \quad \underline{h = 9.0 \text{ (cm)}} ; \quad \underline{d = 7.0 \text{ (cm)}}$$

Obtención de los momentos positivos y negativos. -
 (De la publicación No. 401 del Instituto de Ingeniería. --
 U.N.A.M., pág. 72. Tabla 4.1, se obtienen los coeficientes
 de momentos)

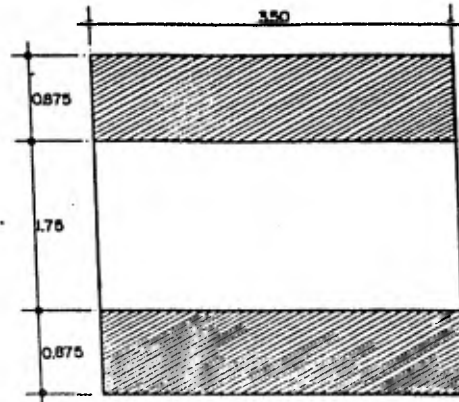
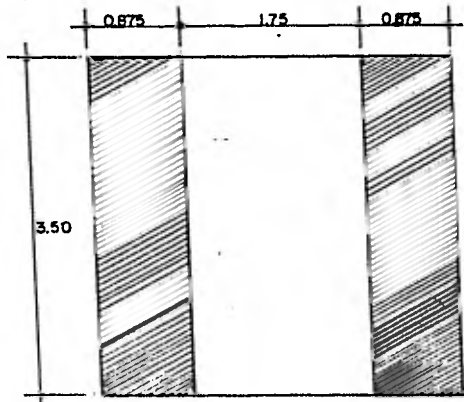
$$m = \frac{350}{350} = 1$$

	Central (M _u) (Ton-m)	Extrema (M _u) (Ton-m)
M ⁽⁺⁾ = 126 x 0.001183	0.149 x 1.4 = 0.208734	0.0894 x 1.4 = 0.12524
M ⁽⁻⁾ = 288 x 0.001183	0.34 x 1.4 = 0.4771065	0.20445 x 1.4 = 0.28626

$$a_1 = 3.50 \text{ m} \qquad a_1^2 = 12.25 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$wa_1^2 = 966 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) \times 12.25 \text{ (m}^2\text{)} = 11,833.50 \text{ (Kg)}$$

$$wa_1^2 \times 10^{-4} = 1.18335 \text{ (Kg)} = 0.00118335 \text{ (ton)}$$



Revisión por Flexión del peralte propuesto

Se debe cumplir $P \leq P_{\text{máx}}$

Se revisará con el momento negativo.

$$\frac{M_r}{bd^2} = \frac{47,710.65}{100 \times 5^2} = 19.084$$

(Suponiendo $d = h - r - 2 \text{ cm} = 9 - 2 - 2 = 5 \text{ cm}$).

De las ayudas de diseño, de la Publicación No. 401- del Instituto de Ingeniería, UNAM, pág. 178, fig. 2, se ob tiene:

Con $\frac{M_r}{bd^2} = 19.084$ se tiene $P = 0.00549$

$$P = 0.00549 \leq P_{\text{máx}} = 0.01524$$

Por lo que el peralte supuesto, es aceptable por flexión.

Revisión por fuerza cortante del peralte propuesto

$$V_v = \frac{(0.5 a_1 - d) W_v}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^6} = \frac{(0.5 \times 3.50 - 0.05) 1,352.4}{1 + \left(\frac{3.50}{3.50}\right)^6}$$

$$= 1,149.54 \text{ (Kg)}$$

$$V_v = 1,149.54 \text{ (Kg)}$$

Resistencia de diseño:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 5 \sqrt{160} \\ &= 2,529.82 \text{ (Kg)} \end{aligned}$$

$$V_{cr} = 2,529.82 \text{ (Kg)}$$

Se cumple:

$$V_{cr} = 2,529.82 \text{ (Kg)} > V_v = 1,149.54 \text{ (Kg)}$$

Por lo que el peralte supuesto, es aceptable por cortante.

Análisis y dimensionamiento por flexión

Los cálculos se refieren a una franja de un metro - de ancho.

Peraltes efectivos:

$$\text{Refuerzo positivo: } d = h - r = 9 - 2 = 7 \text{ (cm)}$$

$$\text{Refuerzo negativo: } d = h - r - 2 = 5 \text{ (cm)}$$

Refuerzo mínimo: (Por cambios volumétricos)

$$A_{s_{\text{mfn}}} = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{450 \times 9}{4,200 (9 + 100)}$$

$$= 0.0088466 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \right)$$

X_1 = Peralte total de la losa

En un ancho de 1.00 m.

$$A_{s_{\text{mfn}}} = 0.0088466 \times 100 = 0.88466 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right)$$

Con varillas No. 2.5; a esta área corresponde una separación de:

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.49}{0.88466} = 55.38$$

Pero $S_{\text{máx}}$ $\left\{ \begin{array}{l} 3.5 h = 3.5 \times 9 = 31.5 \approx 31 \text{ cm.} \\ 50 \text{ cm} \end{array} \right.$

Por lo que $\underline{S_{\text{máx}} = 31 \text{ (cm)}}$

FRANJA CENTRAL

Cálculo de "q" para $M_u = 20,873.40$ (Kg-cm) (positivo)

$$M_u = F_r b d^2 f''c q (1 - 0.5 q)$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{M_u}{F_r b d^2 f''c} = \frac{20,873.40}{0.9 \times 100 \times 49 \times 136} = 0.0348$$

$$q^2 - 2q + 0.0696 = 0$$

$$q = \frac{2 + \sqrt{4 - 4(0.0696)}}{2} = \frac{2 + 1.92914}{2}$$

$$\underline{q = 0.035427}$$

Cálculo de "q" para $M_u = 47,710.65$ (Kg-cm) (Negativo)

$$q - 0.5 q^2 = \frac{47,710.65}{0.9 \times 100 \times 49 \times 136} = 0.07955$$

$$q^2 - 2q + 0.1591 = 0$$

$$q = \frac{2 + \sqrt{4 - 4(0.1591)}}{2} = \frac{2 + 1.834}{2}$$

$$\underline{q = 0.083}$$

FRANJA EXTREMA

Cálculo de "q" para $M_u = 12,524$ (Kg-cm) (Positivo)

$$M_u = Frbd^2 f''c q (1 - 0.5 q)$$

$$q - 0.5 q^2 = \frac{M_u}{Frbd^2 f''c} = \frac{12,524}{0.9 \times 100 \times 49 \times 136} = 0.02088$$

$$q^2 - 2q + 0.041763 = 0$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.041763)}}{2} = \frac{2 \pm 1.95779}{2}$$

$$\underline{q = 0.0211043}$$

Cálculo de "q" para $M_u = 28,626$ (Kg-cm) (Negativo)

$$\bar{q} - 0.5 \bar{q}^2 = \frac{28,626}{0.9 \times 100 \times 49 \times 136} = 0.047729$$

$$\bar{q}^2 - 2\bar{q} + 0.095458 = 0$$

$$\bar{q} = \frac{2 \pm \sqrt{4 - 4(0.095458)}}{2} = \frac{2 \pm 1.902148}{2}$$

$$\underline{\bar{q} = 0.0489259}$$

FRANJA CENTRAL

29

MOMENTO	CLARO	M_u (Kg-cm)	q	$P = q \frac{f''c}{fy}$	$A_f = p b d$	$S = \frac{100 a_s}{A_f}$ Barras No.2.5
NEGATIVO EN BORDES	CORTO	47,710.65	0.083	0.0026876	1.86133	26.0
	INTERIORES	47,710.65	0.083	0.0026876	1.88133	26.0
POSITIVO	CORTO	20.873.40	0.035427	0.00114716	0.803012	31.0
	LARGO	20.873.40	0.035427	0.00114716	0.803012	31.0

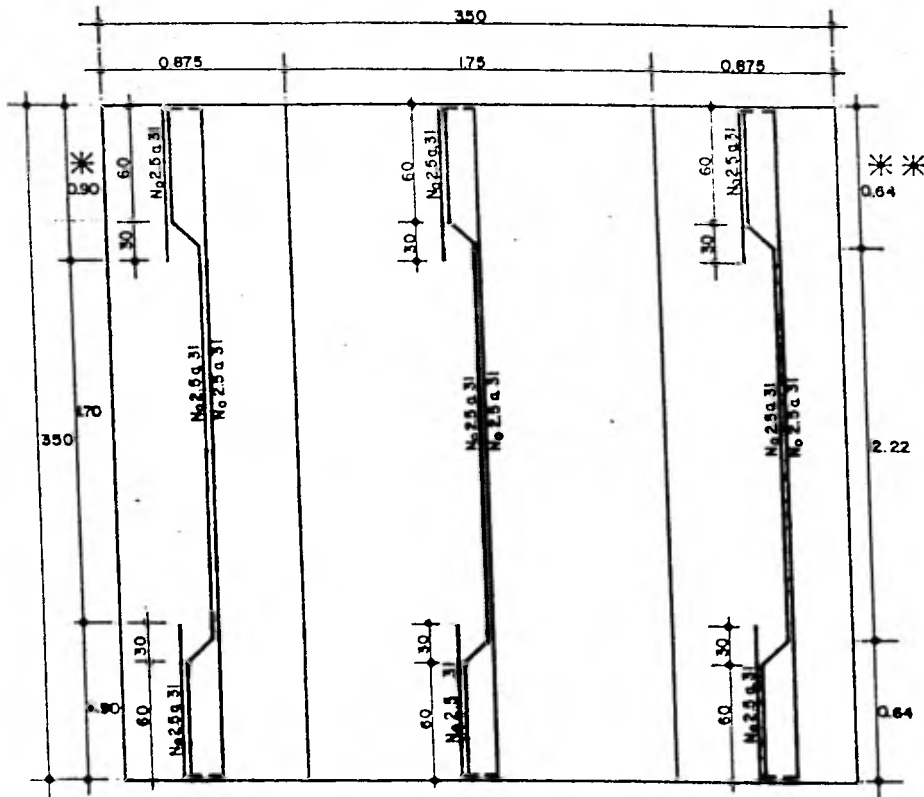
LA SEPARACION DE VARILLAS EN EL TRAMO DEL MOMENTO POSITIVO RESULTA DE 61 (cm); POR LOQUE RIGE LA MAXIMA SEPARACION POR CAMBIOS VOLUMETRICOS; ó SEA $S = 31$ (cm)

FRANJA EXTREMA

MOMENTO	CLARO	M_u (Kg-cm)	q	$P = q \frac{f''c}{fy}$	$A_f = p b d$	$S = \frac{100 a_s}{A_f}$ Barras No.2.5
NEGATIVO EN BORDES	CORTO	28,626.0	0.0489259	0.00158426	1.108987	31.0
	INTERIORES	28,626.0	0.0489259	0.00158426	1.108987	31.0
POSITIVO	CORTO	12,524.0	0.0211043	0.000683377	0.47836	31.0
	LARGO	12,524.0	0.0211043	0.000683377	0.47836	31.0

LA SEPARACION DE VARILLAS EN EL TRAMO DE MOMENTO NEGATIVO RESULTA DE 44 (cm); POR LOQUE RIGE LA MAXIMA SEPARACION POR CAMBIOS VOLUMETRICOS; ó SEA $S = 31$ (cm)

ARMADO EN AMBOS SENTIDOS 30
SE CONSIDERAN SEPARACIONES CONSTRUCTIVAMENTE LOGICAS



LOS NUMEROS PRECEDIDOS POR LA LETRA *a* SON SEPARACIONES, EN (cm.)
 DE BARRAS N^o 2.5 y $f_y = 4200$ (Kg/cm²)

$$* \quad \frac{25}{2} + \frac{a_1}{8} + d = 12.5 + \frac{350}{8} + 7 = 89.5 \rightarrow 90 \text{ (cm.)}$$

$$** \quad \frac{25}{2} + \frac{a_1}{8} - d = 12.5 + \frac{350}{8} - 7 = 63.8 \rightarrow 64 \text{ (cm.)}$$

Cuantificación del Acero

En un tablero (3.50 m x 3.50 m)

$$\begin{aligned}
 & (4 \text{ barras } \times 3.50 \text{ m} + 4 \text{ barras } \times 3.70 \text{ m} + 2 (7 \text{ barras } \times \\
 & 0.90 \text{ m}) + 2 (3 \text{ barras } \times 3.50 \text{ m}) + 2 (2 \text{ barras } \times 3.70\text{m}) \\
 & + 4 (3 \text{ barras } \times 0.90\text{m})) \\
 & = 88.0 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

$$88 \text{ (m)} \times \text{dos sentidos} = 176 \text{ (m)}$$

Como el peso por unidad de longitud de una barra # 25

$$= 0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

Cantidad de acero en un tablero (3.50 x 3.50 m):

$$0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right) \times 176.0 \text{ (m)} = 68.29 \text{ (Kg)}$$

Cantidad de acero en una losa (cuatro tableros)

$$4 \times 68.29 = \underline{273.16 \text{ (kg)}}$$

Acero para colocación del refuerzo:

$$(12 \text{ barras } \times 3.50\text{m}) = 42 \text{ m} \times 4 \text{ tableros} = 168 \text{ (m)}$$

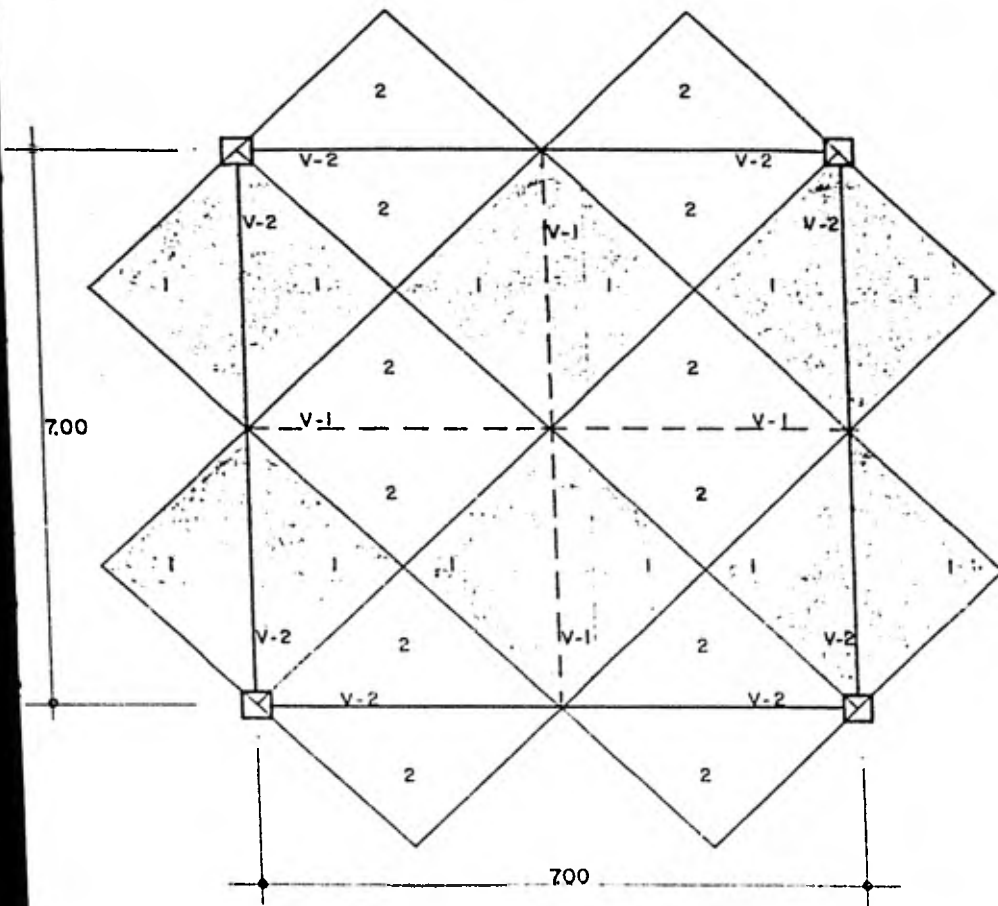
$$0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \times 168 \text{ (m)} = \underline{65,184 \text{ (Kg)}}$$

Cantidad total de acero en una losa (7.0m x 7.0m); h = 9 cm
 = 338.34 (Kg)

Volumen de concreto:

En una losa:

$$7.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \times 0.09 \text{ m} = \underline{4.41 \text{ m}^3}$$



* Se considera carga uniformemente repartida.

V-1

Se considera una trabe de 0.25 x 0.60 m ; $\frac{h}{b} = 2.5$ y $h = \frac{L}{12} = 60$

Por lo que peso propio de la V - 1:

$$P.P = 0.25 \times 0.60 \times 2400 = 360.0 \text{ (} \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \text{)}$$

$$\text{Area (1)} = \frac{3.5 \text{ m} \times 1.75 \text{ m}}{2} = 3.0625 \text{ (m}^2\text{)}$$

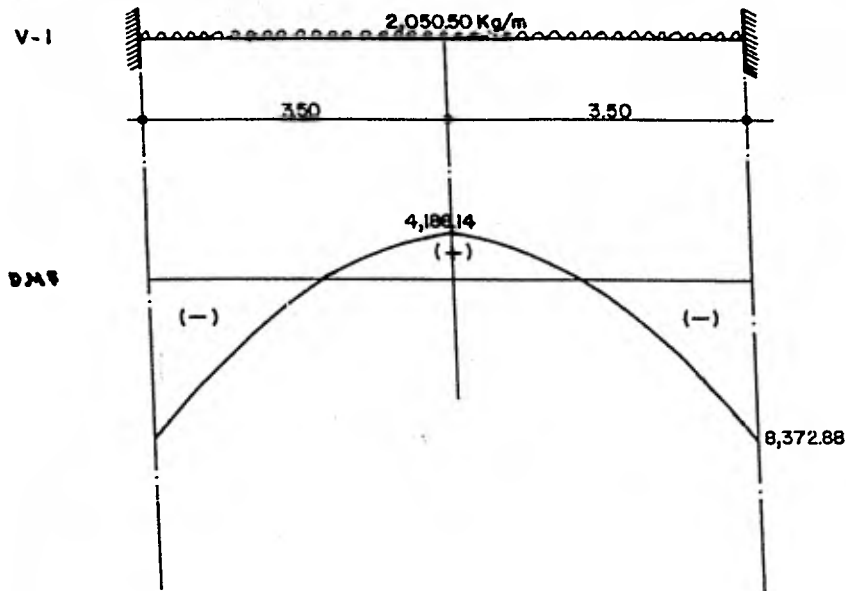
$$\text{Area tributaria de la V-1: } 4 \times 3.0625 = 12.25 \text{ m}^2$$

$$w = 966 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) \times 12.25 \text{ (m}^2\text{)} = 11,833.50 \text{ (Kg)}$$

$$\text{Carga por metro lineal: } \frac{11,833.50}{7} = 1,690.50 \text{ (Kg/m)}$$

$$\text{Carga de diseño} = 1,690.50 + 360.0 = 2,050.50 \text{ (Kg/m)}$$

* Se considera una viga empotrada; por ser una viga continua.



$$M^{(+)} = \frac{wl^2}{24} = \frac{2,050.50 \text{ (Kg/m)} \times (7\text{m})^2}{24} = 4,186.44 \text{ (Kg-m)}$$

$$M^{(-)} = \frac{wl^2}{12} = \frac{2,050.50 \text{ (Kg/m)} \times (7\text{m})^2}{12} = 8,372.88 \text{ (Kg-m)}$$

Por lo que:

$$M_u^{(+)} = 4,186.44 \times 1.4 = 5,861.01 \text{ (kg-m)}$$

$$M_u^{(-)} = 8,372.88 \times 1.4 = 11,722.03 \text{ (kg-m)}$$

$$\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = \frac{5,861.01 \times 10^2 \text{ (kg-cm)}}{25 \times 55^2} = 7.75$$

$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = \frac{11,722.03 \times 10^2 \text{ (kg-cm)}}{25 \times 55^2} = 15.50$$

De las ayudas de diseño de la Publicación No. 401 - del Instituto de Ingeniería, UNAM, pág. 178, fig. 2, se obtiene:

$$\text{Para: } \frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = 7.75 \quad ; \quad P_{\min} = 0.00236$$

Como se obtuvo un valor de $P < P_{\min}$, se usa P_{\min} .

$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = 15.50 \quad ; \quad P = 0.0044 < P_{\max}$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4,200} = 0.00236$$

$$\text{Como } P = \frac{A_s}{bd}$$

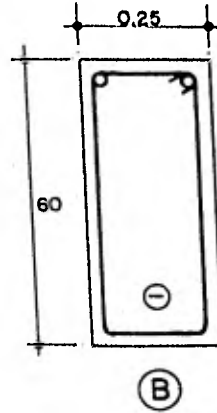
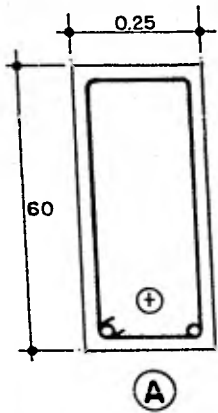
Area de acero positivo:

$$A_s^{(+)} = 0.00236 (25)(55) = \underline{3.25 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Area de acero negativo:

$$A_s^{(-)} = 0.0044 (25)(55) = \underline{6.05 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Secciones A y B



$$A_s \text{ positivo} = 3.25 \text{ cm}^2 ; A_s \text{ negativo} = 6.05 \text{ cm}^2$$

$$M_r \text{ positivo} = 5,861.0 \text{ (kg-m)} \quad M_r \text{ negativo} = 11,722.03 \text{ (kg-m)}$$

* Momento resistente negativo al paño de la columna = 8.37 (ton-m)

* Area de acero negativo para el momento en el paño de la columna = 4.32 (cm²)

Longitudes de DesarrolloBarras # 6

$$L_{db} = \frac{0.06 a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.06 \frac{(2.85)(4,200)}{\sqrt{200}} = 50.78 \text{ (cm)}$$

$$L_{db} \geq 0.006 db f_y = 0.006 \times (1.9)(4200) = 47.90 \text{ (cm)}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 50.78 \text{ (cm)}$

Para el lecho interior: $L_d = 50.78 \text{ (cm)} > 30 \text{ (cm)}$

Para el lecho superior: $L_d = 1.4 \times 50.78 = 71.10 \text{ (cm)}$
 $\approx 72 \text{ (cm)} > 30 \text{ (cm)}$

Barras # 8

$$L_{db} = \frac{0.06 \times 4200}{\sqrt{200}} a_s = 17.85 \times 5.07 = 90.50 \text{ (cm)}$$

$$L_{db} \geq 0.006 db f_y = 0.006 \times 4200 db = 25.2 \times 2.54$$

$$= 64 \text{ (cm)}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 90.50 \text{ (cm)}$

Para lecho inferior: $L_d = 91 \text{ (cm)} > 30 \text{ (cm)}$

Para lecho superior: $L_d = 1.4 \times 91 = 128 \text{ (cm)}$

Barras # 10

$$L_{db} = \frac{0.06 \times 4200}{\sqrt{200}} a_s = 17.85 \times 7.92 = 141.37 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0.006 db fy = 0.006 \times 4200 db = 25.2 \times 3.18 \\ &= 80.236 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 141.37 \text{ (cm)}$

Para lecho inferior: $L_d = 142.0 \text{ (cm)}$

Para lecho superior: $L_d = 142 \times 1.4 = 198.8$
 $\hat{=} 200 \text{ (cm)}$

Barras # 5

$$\begin{aligned} L_{db} &= 0.06 \frac{a_s fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{0.06 \times 4200}{\sqrt{200}} a_s \\ &= 17.85 \times 1.98 = 35.34 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{db} &\Rightarrow 0.006 db fy = 0.006 \times 4200 db = 25.2 \times 1.59 \\ &= 40.0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 40 \text{ (cm)}$

Para lecho inferior: $L_d = 40 \text{ (cm)} > 30 \text{ (cm)}$

Para lecho superior: $L_d = 1.4 \times 40 = 56 > 30$ (cm)

Barras # 4

$$L_{db} = 17.85 \times 1.27 = 22.63 \text{ (cm)}$$

$$L_{db} \cong 25.2 \times 1.27 = 32 \text{ (cm)}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 32$ (cm)

Para lecho inferior: $L_d = 32$ (cm) > 30 (cm)

Para lecho superior: $1.4 \times 32 = 45$ (cm) > 30 (cm)

Barras # 3

$$L_{db} = 17.85 \times 0.71 = 12.67 \text{ (cm)}$$

$$L_{db} = 25.2 \times 0.95 = 23.94 \text{ (cm)}$$

Por lo que rige: $L_{db} = 24$ (cm)

Para lecho inferior: $L_d = 24$ (cm) < 30

$$\therefore L_d = 30 \text{ (cm)}$$

Para lecho superior: $L_d = 1.4 \times 24 = 33.6$

$$\cong 34 \text{ (cm)} > 30 \text{ (cm)}$$

Momentos Resistentes de Grupos de Barras

Refuerzo Positivo:

$$1 \# 3 ; M_R \cong \frac{a_s}{A_s} M_T = \frac{0.71}{3.25} \times 5.861 = 1.28 \text{ (ton-m)}$$

$$2 \# 3 ; M_T = 2.56 \text{ (ton-m)}$$

$$3 \# 3 ; M_T = 3.84 \text{ (ton-m)}$$

Refuerzo Negativo:

Se diseñará para el momento resistente en el paño - de la columna y para el área de acero correspondiente al momento en el paño de la columna.

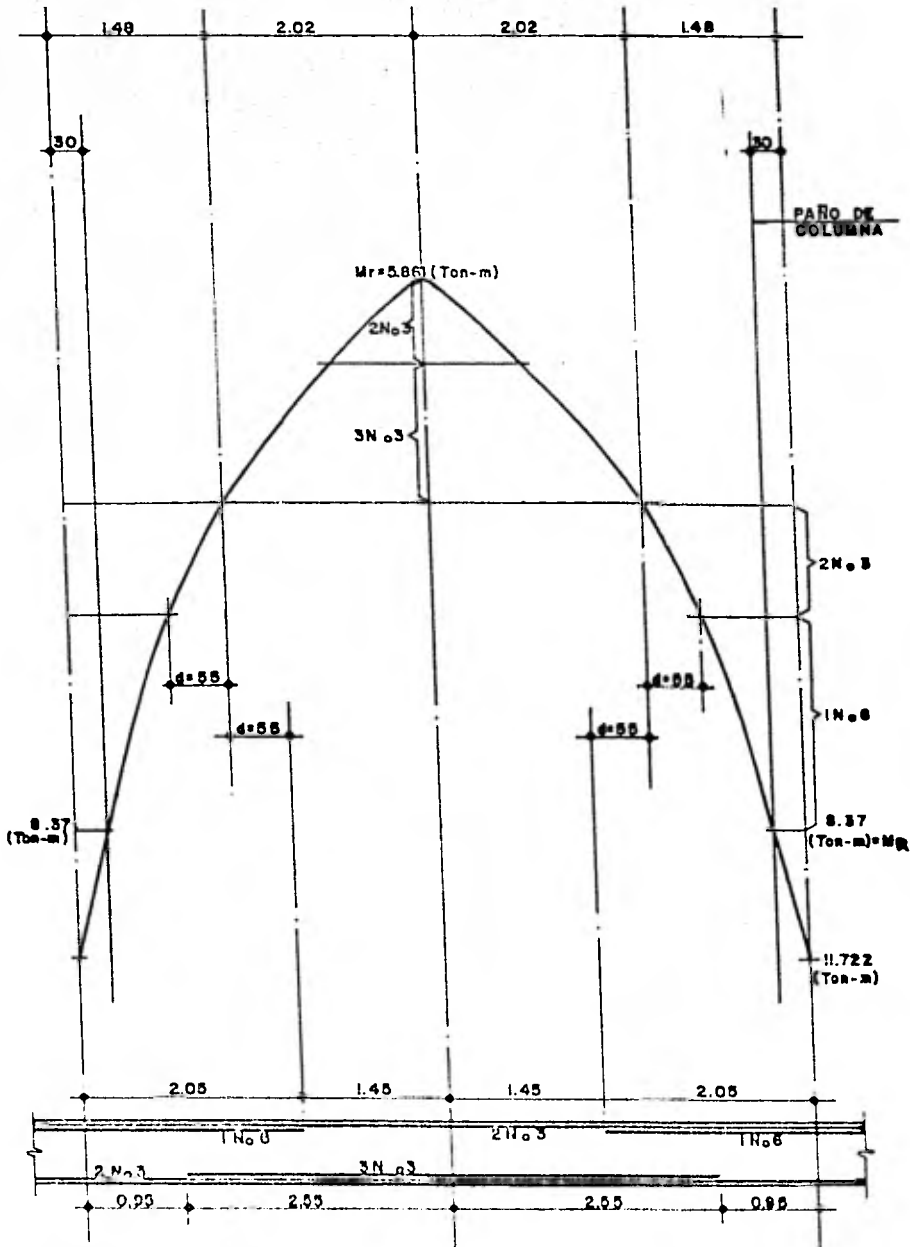
$$1 \# 3 ; M_T = \frac{0.71}{4.32} \times 8.37 = 1.375 \text{ (ton-m)}$$

$$2 \# 3 ; M_T = 2.751 \text{ (ton-m)}$$

$$1 \# 6 ; M_T = \frac{2.85 \times 8.37}{4.32} = 5.52 \text{ (ton-m)}$$

Se supondrán columnas de 0.60 m x 0.60 m; se tomará el momento resistente en el paño de la columna

$$M_T = 8.37 \text{ (ton-m)}$$

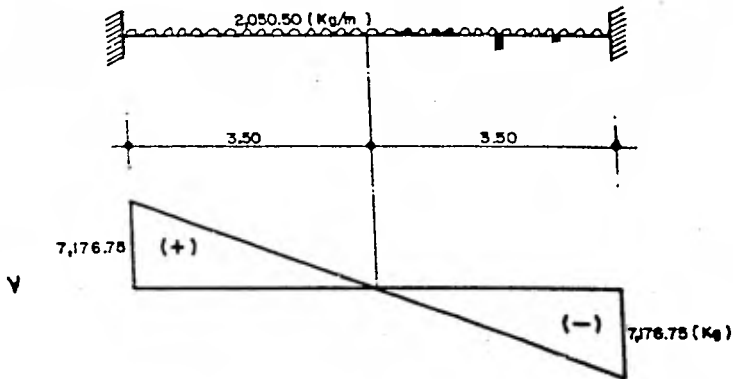


NOTA: A las tres barras # 3 del lecho inferior, se les -- incrementó su longitud en un peralte efectivo, a -- partir del punto de transición, de la zona de com -- presión a la zona de tensión; esto se hizo con el -- fin de cumplir con la recomendación del Reglamento -- de Construcciones del Distrito Federal, con respec -- to a la disminución de la fuerza cortante que toma -- el concreto (V_{cr}), por interrupción de más del 33 -- por ciento del refuerzo longitudinal.

Lo mismo se hizo para el caso de las dos barras # 6; o sea, que se incrementó su longitud en un peralte -- efectivo a partir del punto de transición, de la zo -- na de tensión a la zona de compresión.

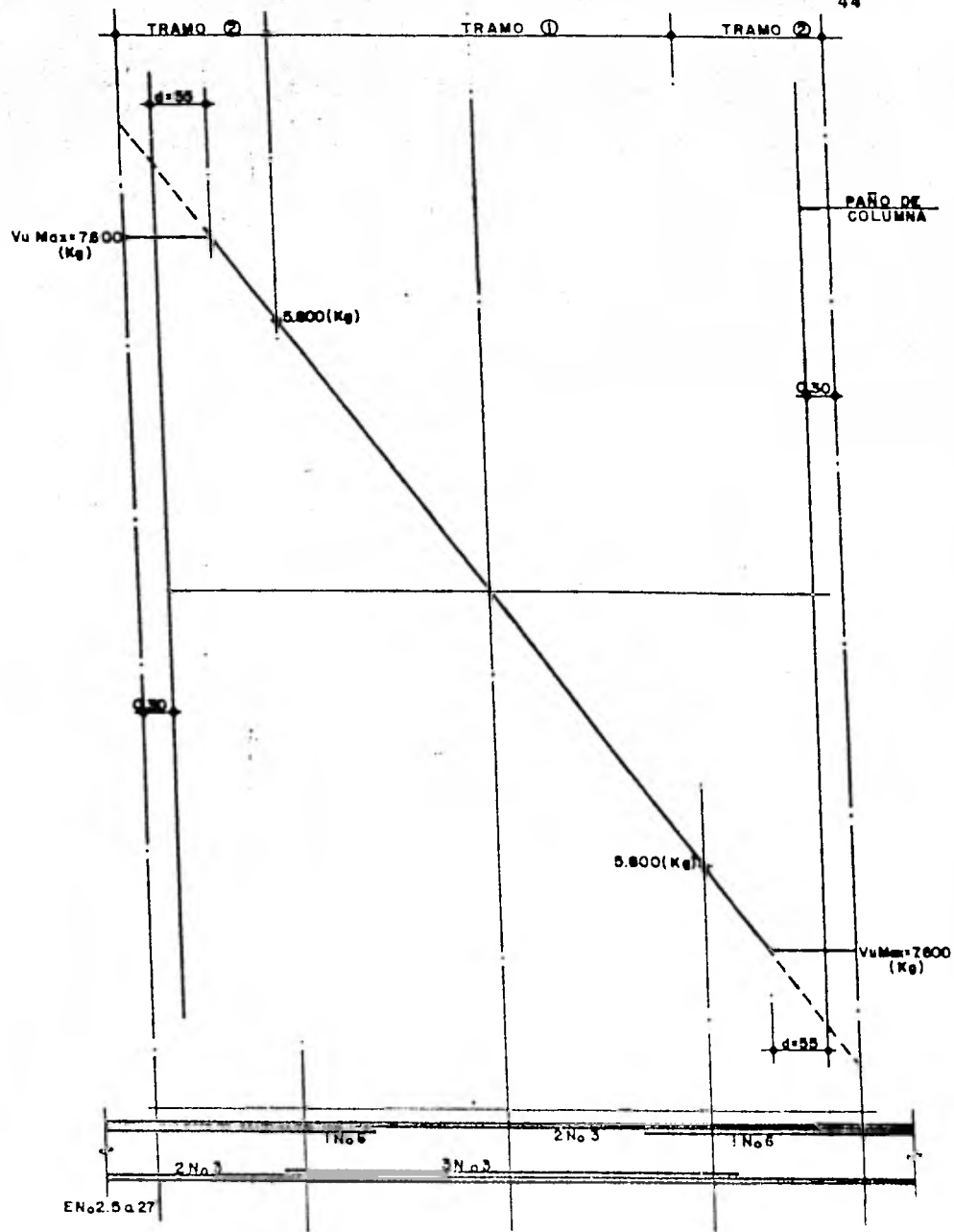
DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

SE CONSIDERA LA VIGA EMPOTRADA, POR SER UNA VIGA CONTINUA



MULTIPLICANDO POR EL FACTOR DE CARGA:

$$V_u = 7,176.75 \times 1.4 = 10,047.45 \text{ (Kg)}$$



Dimensionamiento:

Fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr})

Tramo 1: Se considerará al V_{cr} que corresponda a las cinco barras # 3, $A_s = 3.55 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{25 \times 55} = 0.00258 < 0.01524$$

$$= P_{\text{máx}}$$

$$V_{cr} = F_c \cdot bd (0.2 + 30p) \sqrt{f_c} = 0.8 \times 25 \times 55 \\ (0.2 + 30 \times 0.00258) \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = \underline{3.860.0 \text{ (kg)}}$$

Tramo 2: Se considerará el área de dos barras # 3 más -- una barra # 6.

$$A_s = 4.27 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$P = \frac{4.27}{25 \times 55} = 0.00310 < 0.01524 = P_{\text{máx}}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 25 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.0031) \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = \underline{4,076.81 \text{ (kg)}}$$

Revisión de la necesidad de disminuir la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr}) por la interrupción de más del 33 por ciento del Refuerzo-Longitudinal

Refuerzo Positivo:

$$\text{Corte de tres \# 3 } \frac{A_{s \text{ int}}}{A_s} = \frac{2.13}{3.25} = 0.65 > 0.33 *$$

* No se cumple con la restricción, pero este corte se encuentra ya en la zona de tensión.

Refuerzo Negativo:

$$\text{Corte de una \# 6, } \frac{A_{s \text{ int}}}{A_s} = \frac{2.85}{4.32} = 0.6 \approx 0.33 *$$

* No se cumple con la restricción, pero este corte se encuentra ya en la zona de compresión.

Por lo que:

No es necesario reducir V_{cr}

Revisión para V_v si se admite la sección de 25 x 60

$$\text{Se debe cumplir: } V_v \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f^*c}$$

$$\text{Del Diagrama: } V_{v\text{máx}} = 7,600 \text{ (kg)}$$

$$\begin{aligned} 2.5 F_r b d f^*c &= 2.5 \times 0.8 \times 25 \times 55 \times \sqrt{160} \\ &= 34,785.05 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

$$34,785.05 \text{ (kg)} > 7,600 \text{ (kg)} = V_{v\text{máx}}$$

Se admite la sección de 25x60 (cm)

Separaciones de estribos verticales # 2.5 $f_y =$
4200 (kg/cm²)

$$\text{Tramo 2: } V_{v\text{máx}} = 7,600 \text{ (kg)} \quad ; \quad V_{cr} = 4,076.81 \text{ (kg)}$$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_v - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4.200 \times 55}{7,600 - 4,076.81} = 51.40 \text{ (cm)}$$

Separación máxima:

$$S \leq \frac{F_r A_s f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200}{3.5 \times 25} = 37.63 \text{ (cm)}$$

Debe cumplirse:

$$1.5 F_r b d \sqrt{f \cdot c} = 1.5 (.08) (25) (55) \sqrt{160} = 20,871.03 > V_v$$

Luego:

$$S \leq 0.5 d = 0.5 \times 55 = 27.5 \text{ (cm)}$$

$$\text{Rige: } S = 27 \text{ (cm)}$$

Usar estribos # 2.5 a) 27 (cm) en el tramo 2

Tramo 1:

$$V_{v\text{m}\acute{a}x} = 5,800.00 \text{ (kg)} ; V_{cr} = 3,860.0 \text{ (kg)}$$

$$S = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 55}{5,800 - 3,860.0} = 93.35 \text{ (cm)}$$

$$\text{Por lo que rige: } S = 27 \text{ (cm)}$$

Usar estribos No. 25 a) 27 cm en el tramo 1

Cantidad de Acero

V-1:

Lecho Superior:

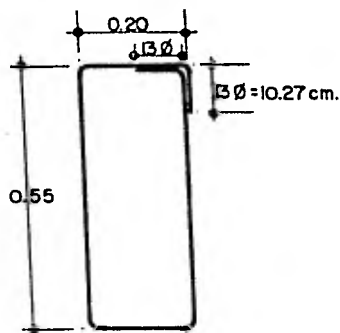
$$(2 \text{ barras} \times 7.0\text{m} \times 0.559 \text{ (kg/m)} + 2 \text{ barras} \times 2.05 \text{ m} \\ \times 2.235 \text{ (kg/m)}) = \underline{16.99 \text{ (kg)}}$$

Lecho Inferior:

$$(2 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} + 3 \text{ barras } \times 5.10 \text{ m}) \times 0.559 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)$$

$$= \underline{16.38 \text{ (kg)}}$$

Estribos No. 2.5: Se considera un recubrimiento de 2.5 (cm) de cada lado.



$$\text{No. de estribos} = \frac{700 \text{ cm}}{27 \text{ cm}} = 26 + 1 = 27 \text{ piezas}$$

$$\text{Longitud de estribo: } (55 \text{ cm} + 20 \text{ cm} + 10.27 \text{ cm}) \times 2 = 170.54 \text{ (cm)}$$

$$\text{Peso de una barra No. 2.5} = 0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right)$$

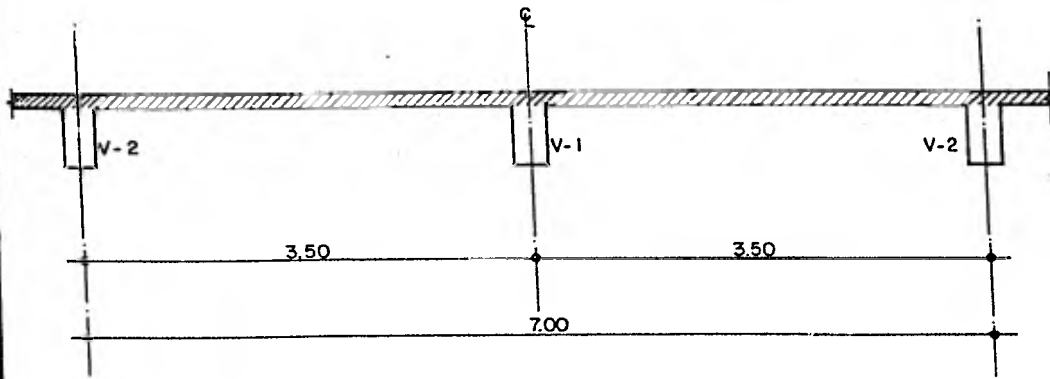
Cantidad de acero correspondiente a estribos:

$$1,7054 \text{ (m)} \times 0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \times 27 \text{ piezas} = \underline{17.865 \text{ (kg)}}$$

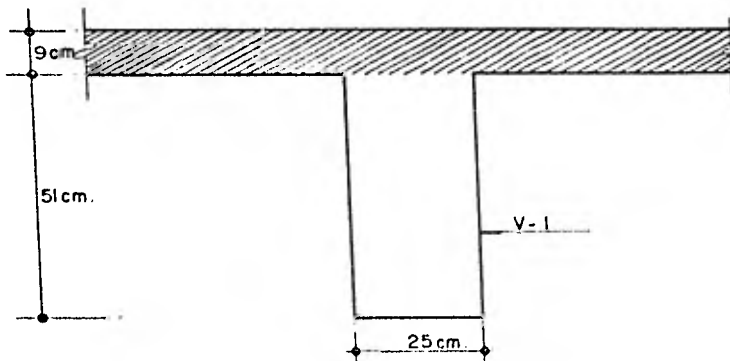
Cantidad total de acero en una trabe Tipo V-1:

$$16.99 \text{ (kg)} + 16.38 \text{ (Kg)} + 17.865 \text{ (kg)} = 51.235 \text{ (kg)}$$

Cantidad total de acero de dos trabes tipo V-1,
con estribos No. 25 a 27 = 102.47 (kg)

Volumen de Concreto:V-1:

La parte achurada ya está cuantificada, por lo que se tomará solamente la parte restante.



Volumen de una V-1 = 0.25 m x 0.51 m x 6.75 m

$$= 0.860 \text{ (m}^3\text{)}$$

Volumen de dos traves tipo V-1 = 1.72 (m³)

$$1.72 \text{ m}^3 - (0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 0.51 \text{ m}) = 1.69 \text{ (m}^3\text{)}$$

Volumen de concreto en dos traves tipo V-1

$$= 1.69 \text{ (m}^3\text{)}$$

V-2: (se considera carga uniformemente repartida)

Se considera una relación $\frac{h}{b} = 2.5$

$$\text{y } h = \frac{L}{12} = 60 \text{ (cm)}$$

b = 24 ; Se considera: b = 25 (cm)

Peso propio de V-2:

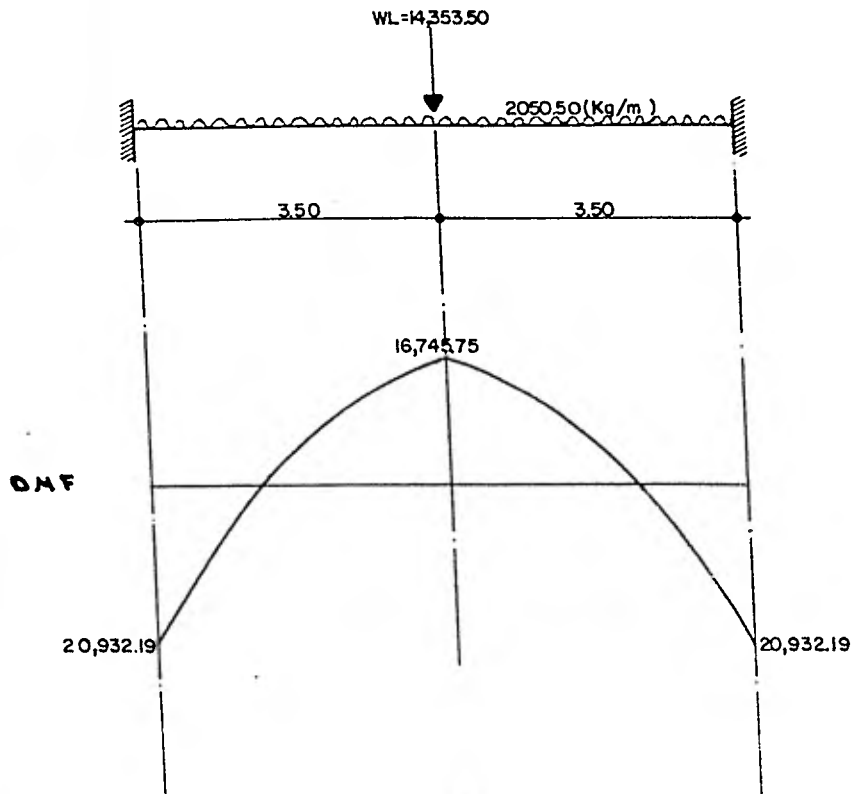
$$\text{P.P.} = 0.25 \times 0.60 \times 2400 = 360.0 \text{ (}\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\text{)}$$

$$W = 966 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) \times 12.25 \text{ (m}^2\text{)} = 11,833.50 \text{ (kg)}$$

$$\text{Carga por metro lineal: } \frac{11,833.50}{7} = 1,690.50 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

$$\text{Carga de dise\u00f1o: } 1,690.50 + 360.0 = 2,050.50 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}} \right)$$

* Se considera una viga empotrada por ser una viga continua



$$M^{(-)} = \frac{w l^2}{12} + \frac{PL}{8} = 8,372.88 + 12,559.31 = 20,932.19 \text{ (kg-m)}$$

$$M^{(+)} = \frac{w l^2}{24} + \frac{PL}{8} = 4,186.44 + 12,559.31 = 16,745.75 \text{ (kg-m)}$$

Por lo que:

$$M_u^{(+)} = 16,745.75 \times 1.4 = 23,444.05 \text{ (kg-m)}$$

$$M_u^{(-)} = 20,932.19 \times 1.4 = 29,305.06 \text{ (kg-m)}$$

$$\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = \frac{23,444.05 \times 10^2 \text{ (kg-cm)}}{25 \times 55^2} = 31.00$$

$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = \frac{29,305.06 \times 10^2 \text{ (kg-cm)}}{25 \times 55^2} = 38.75$$

De las ayudas de Diseño de la Publicación No. 401 - del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., pág. 178, fig. 2, -- se obtiene:

$$\text{Para } \frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = 31.0 \quad ; \quad P = 0.0096 < 0.01524$$

$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = 38.75 \quad ; \quad P = 0.0127 < 0.01524$$

Como $\rho = \frac{A_s}{bd}$

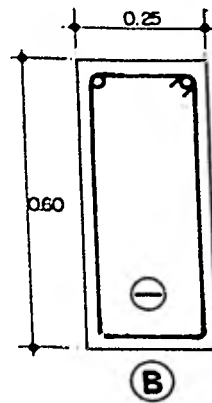
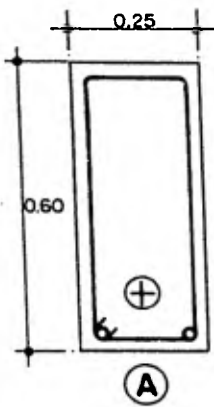
Area de Acero Positivo:

$$A_s^{(+)} = 0.0096 (25)(55) = 13.20 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Area de Acero Negativo:

$$A_s^{(-)} = 0.0127 (25)(55) = 17.46 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Secciones A y B



$$A_s \text{ positivo} = 13.20 \text{ (cm}^2\text{)} ; A_s \text{ negativo} = 17.46 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$M_r \text{ positivo} = 23,444.05 \text{ (kg-m)} ; M_r \text{ negativo} = 29,305.06 \text{ (kg-m)}$$

* Momento resistente negativo al paño de la columna = 23.75 (ton-m)

* Area de acero negativo para el momento resistente en el paño de la columna = 14.15 (cm²)

Momentos Resistentes en grupos de barras

Refuerzo Positivo:

$$1 \# 3 ; M_R = \frac{a_s}{A_s} M_R = 0.71 \times \frac{23.444}{13.20} = 1.261 \text{ (ton-m)}$$

$$1 \# 6 ; M_R = 2.85 \times \frac{23.444}{13.20} = 5.06 \text{ (ton-m)}$$

$$4 \# 6 ; M_R = 20.24 \text{ (ton-m)}$$

Refuerzo Negativo:

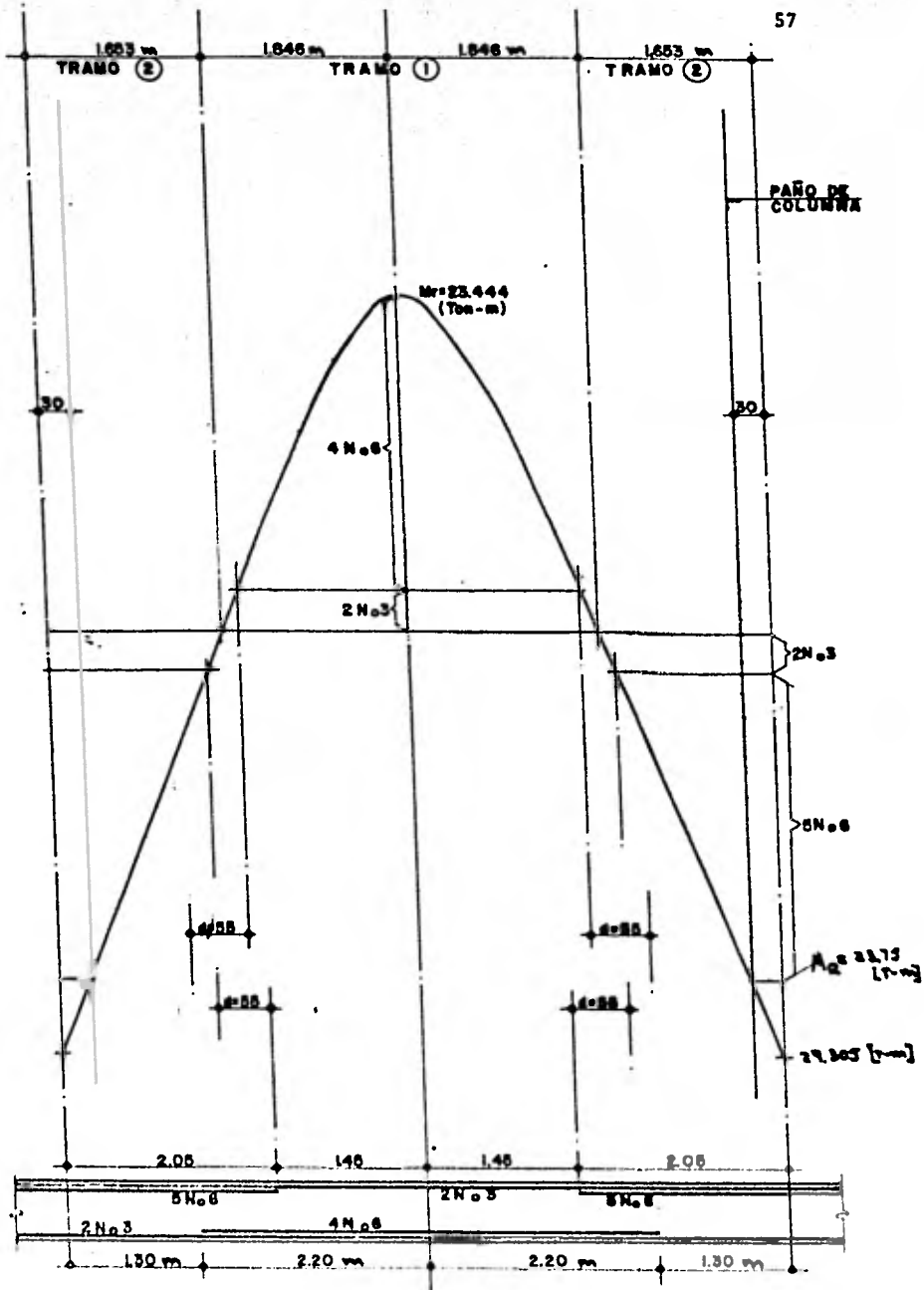
Se diseñará con el M_R en el paño de la columna.

$$1 \# 3 ; M_R = 0.71 \times \frac{23.75}{14.15} = 1.19 \text{ (ton-m)}$$

$$2 \# 3 ; M_R = 2.38 \text{ (ton-m)}$$

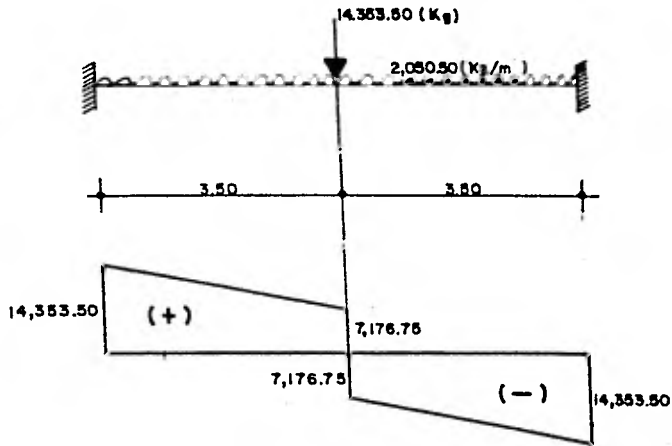
$$1 \# 6 ; M_R = 2.85 \times \frac{23.75}{14.15} = 4.78 \text{ (ton-m)}$$

$$5 \# 6 ; M_R = 23.90 \text{ (ton-m)}$$



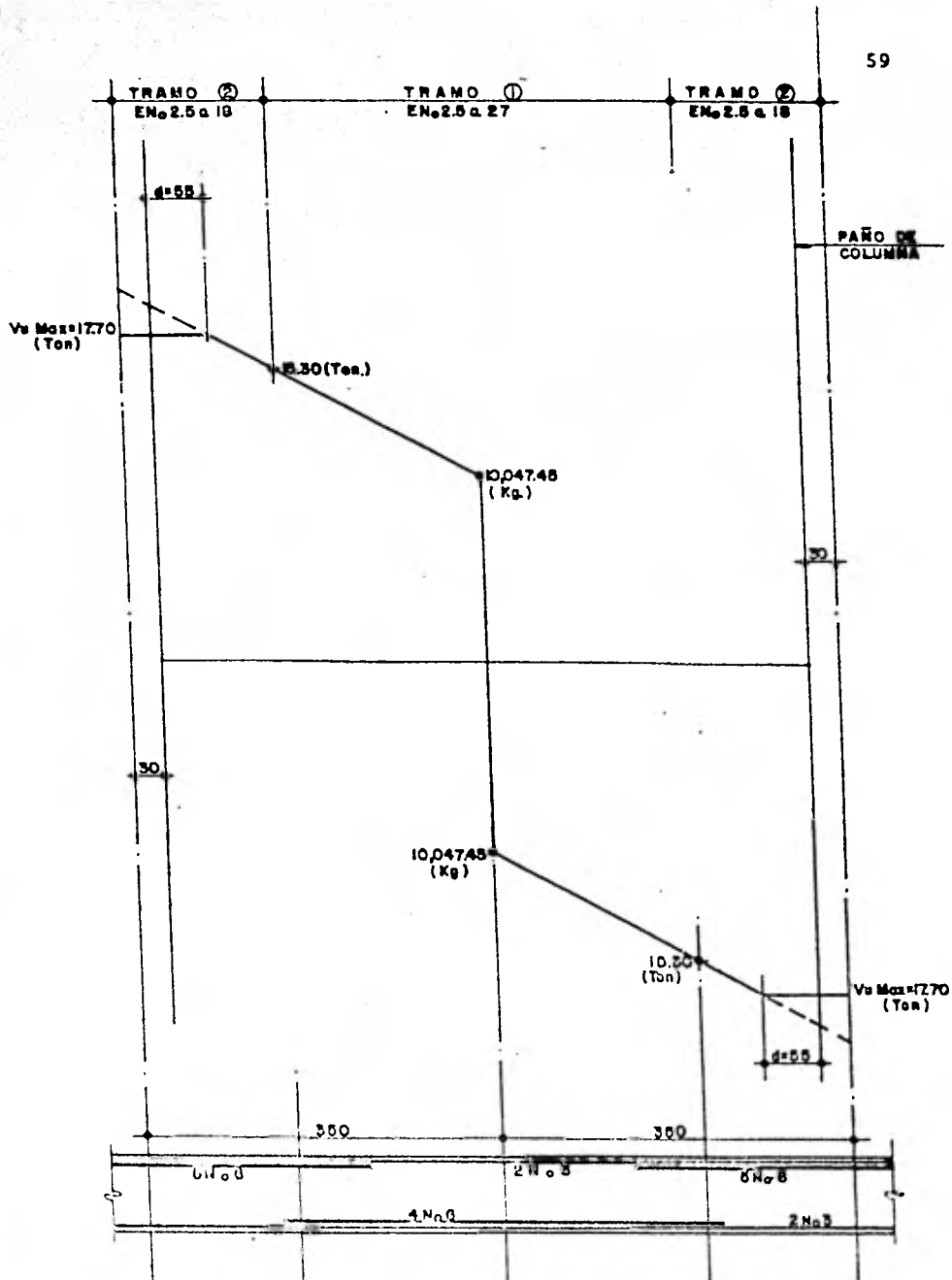
DIMENSIONAMIENTO POR FUERZA CORTANTE

SE CONSIDERA LA VIGA EMPOTRADA, POR SER UNA VIGA CONTINUA



MULTIPLICANDD POR EL FACTOR DE CARGA:

$$V_u = 14,353.50 \times 1.4 = 20,094.90 \text{ (Kg)}$$



Dimensionamiento

Fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr})

Tramo 1: Se considerará la V_{cr} que corresponda a las cuatro barras # 6, más dos barras # 3, $A_s = 12.82$ (cm^2)

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{12.82}{25 \times 55} = 0.0093 < 0.01524 = P_{\text{máx}}$$

$$V_{cr} = F_T bd (0.2 + 30p) \sqrt{f^*c} = 0.8 \times 25 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.0093) \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = 6,664.81 \text{ (kg)}$$

Tramo 2: Se considerará el área de cinco barras # 6, más dos barras # 3

$$A_s = 15.67 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$P = \frac{15.67}{25 \times 55} = 0.0114 < 0.01524 = P_{\text{máx}}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 25 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.0114) \sqrt{160}$$

$$V_{cr} = 7,541.40 \text{ (kg)}$$

Revisión de la necesidad de disminuir la fuerza cortante que toma el concreto (V_{cr}) por la interrupción de más del 33 por ciento del Refuerzo Longitudinal

Refuerzo Positivo:

Corte de cuatro # 6 ; $\frac{A_s \text{ int}}{A_s} = \frac{11.40}{13.20} = 0.86 > 0.33^*$

* No se cumple con la restricción, pero este corte ya está en la zona de tensión.

Refuerzo Negativo:

Como se aprecia en el diagrama del momento flexionante, el corte de las 5 barras # 6 se encuentra ya en la zona de compresión.

Por lo que: No es necesario reducir V_{cr}

Revisión para Ver si se admite la sección 25x60

$$\text{Se debe cumplir } V_v \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f^*c}$$

$$\text{Del diagrama } V_{vm\acute{a}x} = 17,700 \text{ (kg)}$$

$$\begin{aligned} 2.5 F_r b d \sqrt{f^*c} &= 2.5 \times 0.8 \times 25 \times 55 \sqrt{160} \\ &= 34,785.05 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

$$34,785.05 \text{ (kg)} > 17,700 \text{ (kg)} = V_v$$

Se admite la sección de 25 x 60 (cm)

Separaciones de estribos verticales No. 25

$$f_y = 4200 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\text{Tramo 2: } V_{vm\acute{a}x} = 17,700 \text{ (kg)} ; V_{cr} = 7,541.40 \text{ (kg)}$$

$$S = \frac{F_r A_s f_y d}{V_v - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 55}{17,700 - 7,541.40} = 17.82 \text{ (cm)}$$

Separación máxima:

$$S \leq \frac{F_r A_s f_y}{3.5 B} = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200}{3.5 \times 25} = 37.63 \text{ (cm)}$$

$$1.5 F_r b d \sqrt{f^*c} = 1.5 (0.8(25)(55)) \sqrt{160} = 20,871.03 > V_v$$

Luego:

$$S \leq 0.5 d = 0.5 \times 55 = 27.5 \text{ (cm)}$$

Rige: $S = 17 \text{ (cm)}$

Usar estribos No. 25 a 17 en el Tramo 2

Tramo 1:

$$V_{vm\acute{a}x} = 15,300 \text{ (kg)} \quad ; \quad V_{cr} = 6,664.81 \text{ (kg)}$$

$$S = \frac{0.8 \times 0.98 \times 4200 \times 55}{15,300 - 6,664.81} = 20.97$$

Por lo que rige: $S = 20 \text{ (cm)}$

Usar estribos No. 2.5 a 20 cm. en el tramo 1

Cantidad de Acero:v-2:Lecho Superior:

$$10 \text{ barras} \times 2.235 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \times 2.05 \text{ m} + 2 \text{ barras} \times 0.559 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \\ \times 7.0 \text{ m} = \underline{53.64 \text{ (kg)}}$$

Lecho Inferior:

$$4 \text{ barras} \times 2.235 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \times 4.40 \text{ m} + 2 \text{ barras} \times 0.559 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \\ \times 7.0 \text{ m} = \underline{47.16 \text{ (kg)}}$$

Estribos # 2.5. Se considera un recubrimiento de -
2.5 (cm) de cada lado.

$$\text{Longitud de estribo} = 170.54 \text{ (cm)}$$

Tramo 1:

$$\text{No. de estribos} = \frac{3.6926 \text{ (m)}}{0.20 \text{ (m)}} = 18.46 + 1 = 20 \text{ piezas}$$

Tramo 2:

$$\text{No. de estribos} = \frac{1.6537 \text{ (m)}}{0.17 \text{ (m)}} = 9.72 + 1 = 10.72 \times 2$$

$$\text{tramos} = 21 \text{ piezas}$$

Cantidad de acero correspondiente a estribos:

$$1.7054 \text{ (m)} \times 0.388 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}}\right) \times 41 \text{ piezas} = 27.13 \text{ (kg)}$$

Cantidad total de acero en una trabe tipo V-2:

$$53.64 \text{ (kg)} + 47.16 \text{ (kg)} + 27.13 \text{ (kg)} = 127.93 \text{ (kg)}$$

Cantidad total de acero de dos trabes tipo V-2
con estribos # 2.5 a 20 (cm) y a 10 (cm) en
los tramos 1 y 2 respectivamente =

$$255.86 \text{ (kg)}$$

Volumen de concreto:V-2:

$$\begin{aligned}\text{Volumen de una V-2} &= 0.25 \text{ m} \times 0.51 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \\ &= 0.893 \text{ (m}^3\text{)}\end{aligned}$$

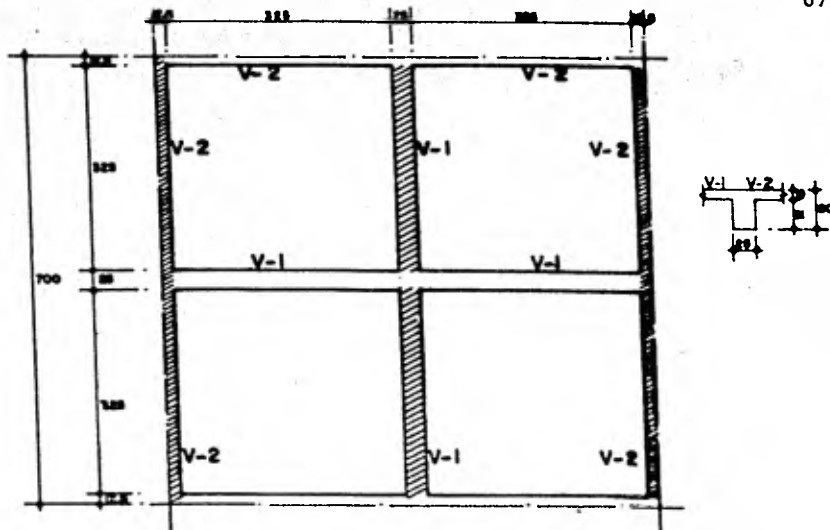
Volumen de dos V-2, tomando las medidas a partir del eje:

$$(0.893) \text{ m}^3 + (0.25 \times 0.51 \times 6.75) = 1.75 \text{ (m}^3\text{)}$$

Volumen de concreto en dos trabes tipo V-2 =
(se consideran dos trabes, por cuantificar -
a partir del eje de columnas)
1.75 (m³)

C I M B R A

67



P L A N T A

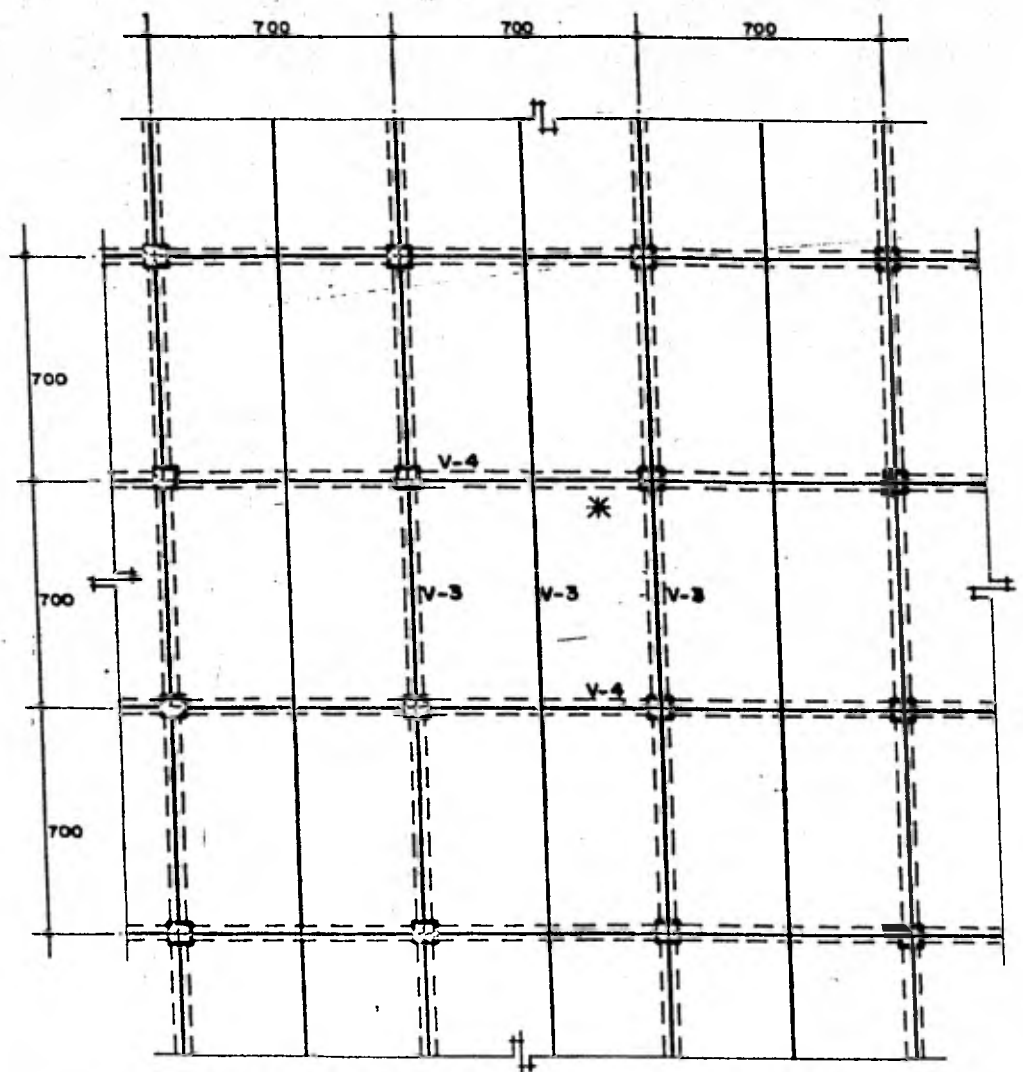
CANTIDAD DE CIMBRA = \square $325 \times 325 \times 4.0 = 42.25 (m^2)$

COSTADOS $3.25 \times 0.51 \times 4.0 \times 4.0 = 26.52 (m^2)$

\square $3.25 \times 0.25 \times 4.0 = 3.25 (m^2)$

\square $700 \times 0.25 \times 2 = 3.5 (m^2)$

$75.52 (m^2)$

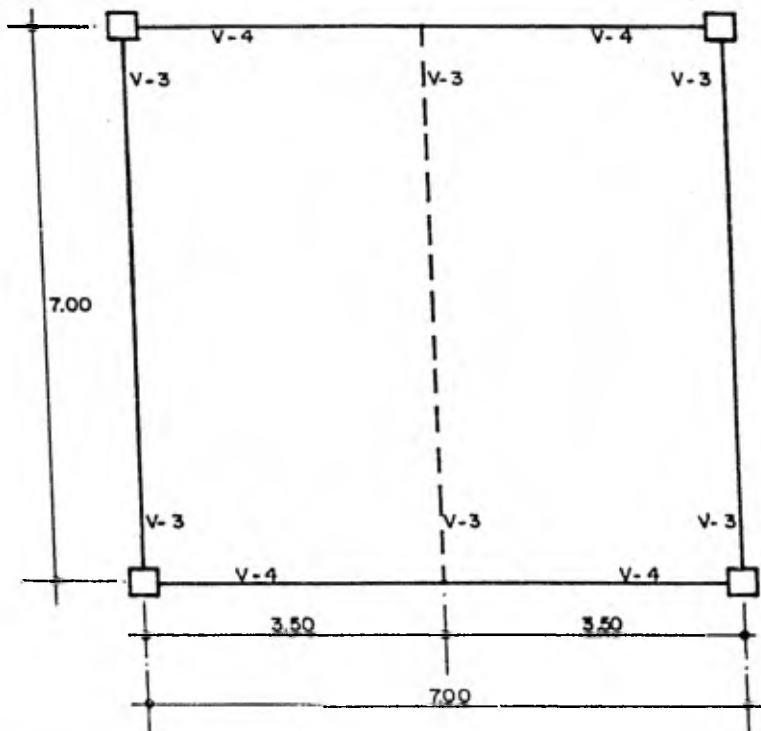


* TABLERO ANALIZADO PLANTA

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION - 2

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION - 2

69



Materiales:

$$f'_c = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 4,200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Constantes:

$$f^*c = 0.8 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ (}\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\text{)}$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ (}\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\text{)}$$

$$P_{\text{m}á\text{x}} = P_b = \frac{f''c \times 4800}{f_y \times 600} = 0.01524$$

Estimaciones Preliminares:

Suponiendo una losa : $h = 12 \text{ (cm)}$

$$0.12 \text{ m} \times 2.4 \text{ (}\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\text{)} = 0.288 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

250 kg/m² (carga muerta) +

$$500 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga viva)} = \underline{0.750 \text{ (ton/m}^2\text{)}}$$

$$\text{Carga de Servicio } w = 1.038 \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$\text{Carga de Dise\~no } W_v = F_c w = 1.4 \times 1.038 = 1.4532 \text{ (}\frac{\text{ton}}{\text{m}^2}\text{)}$$

Estimación del Peralte

Peralte efectivo mínimo

$$d = \frac{2(350 + 700)}{300} = 7$$

$$S_1 f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)} > 2,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$y w = 1,038 \text{ (kg/m}^2\text{)} > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Como no se cumple que:

$$f_s \leq 2,000 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad y \quad w > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

El peralte efectivo se obtiene con:

$$d_{\text{mín}} = d \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w} \quad ; \quad f_s \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right), \quad w \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$d_{\text{mín}} = 7 \times 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 1,038}$$

$$d_{\text{mín}} = 9.57 \text{ (cm)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 11.57 \text{ (cm)}$$

Se considera: $h = 12.0 \text{ (cm)}$; $d = 10 \text{ (cm)}$

Obtención de los momentos positivos y negativos. -
(De la Publicación No. 401 del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., pág. 72. Tabla 4.1, se obtienen los coeficientes de momentos)

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.50}{7.00} = 0.50$$

	Central (M_U) (ton-m)	Extrema (M_U) (ton-m)
$M^{(+)}_{\text{corto}}=312 \times 0.00127155$	$0.3967 \times 1.4 = 0.5553912$	$0.23802 \times 1.4 = 0.3332347$
$M^{(+)}_{\text{largo}}=139 \times 0.00127155$	$0.176738 \times 1.4 = 0.2474339$	$0.106043 \times 1.4 = 0.1484603$
$M^{(-)}_{\text{corto}}=553 \times 0.00127155$	$0.7031395 \times 1.4 = 0.9843953$	$0.42188 \times 1.4 = 0.5906371$
$M^{(-)}_{\text{largo}}=409 \times 0.00127155$	$0.5200435 \times 1.4 = 0.7280609$	$0.312026 \times 1.4 = 0.4368365$

$$a_1 = 3.50 \text{ m} \quad ; \quad a_1^2 = 12.25 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$w a_1^2 = 1.038 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times 12.25 \text{ (m}^2\text{)} = 12,715.50 \text{ (kg)}$$

$$w a_1^2 \times 10^{-4} = 1.27155 \text{ (kg)} = 0.00127155 \text{ (ton)}$$

Procediendo de igual forma que en la alternativa de estructuración 1; se obtiene:

Cantidad total de

Acero en una losa (7.0 m x 7.0 m) ; h = 12 cm

$$= \underline{284.90 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en una losa

(7.0 m x 7.0 m) = h = 12 cm

$$= \underline{5.88 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad total de acero en dos trabes tipo V-3

(se consideran dos trabes, por estar cuantificando el acero a partir de los ejes de columnas)

$$= \underline{133.48 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en dos trabes tipo V-3

$$= \underline{1.608 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad total de acero en una trabe tipo V-4

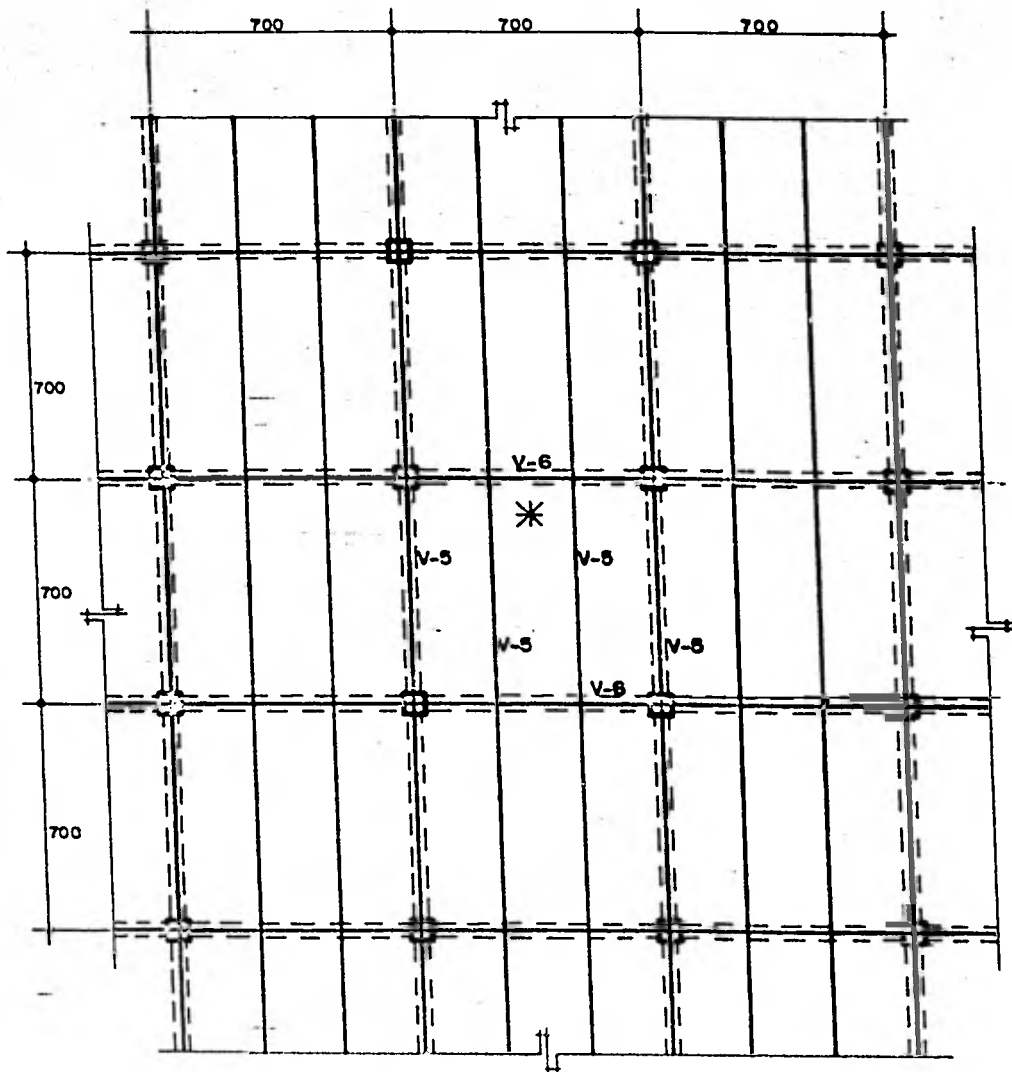
$$= \underline{154.82 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en una trabe tipo V-4

$$= \underline{1.218 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad de cimbra en un tablero (7.0 m x 7.0 m)

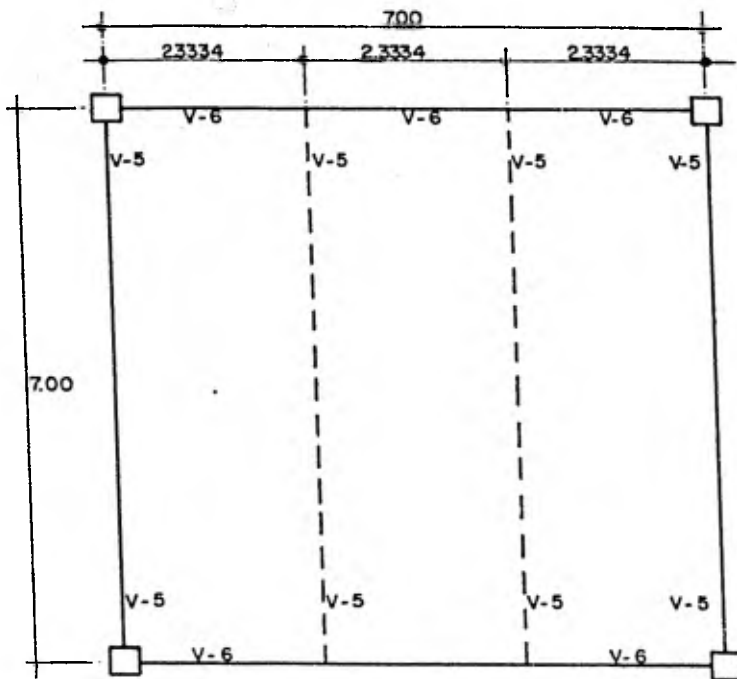
$$= \underline{69.40 \text{ (m}^2\text{)}}$$



* TABLERO TIPO ANALIZADO

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION - 3

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION No. 3:



Materiales:

$$f'c = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$fy = 4,200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Constantes:

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\text{(Por ser } f^*c < 250 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) \text{)}$$

$$P_{\text{m}ax} = P_b = \frac{f''c \times 4.800}{fy \times fy + 6000} = 0.01524$$

Estimaciones preliminares:

Suponiendo una losa: $h = 11 \text{ cm}$

$$0.11 \text{ m} \times 2.4 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right) = 0.264 \text{ ton/m}^2$$

250 Kg/m^2 (carga muerta) + 500

$$\text{kg/m}^2 \text{ (carga viva)} = \frac{0.750 \text{ ton/m}^2}{1}$$

$$\text{Carga de Servicio} \quad w = 1,014 \text{ ton/m}^2$$

Carga de Diseño, $W_v = F_c w = 1.4 \times 1.014$

$$= 1.4196 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Estimación del Peralte:

Peralte efectivo mínimo

$$d = \frac{2 (233.34 + 700)}{300} = 6.222$$

$$S_1 \quad f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4,200 = 2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)} > 2,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$y \quad w = 966 \text{ (kg/m}^2\text{)} > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Como no se cumple que:

$$f_s \leq 2,000 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$w > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

El peralte efectivo, se obtiene con:

$$d_{\min} = d \times 0.034 \sqrt[4]{f_s w}, \quad f_s \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right), \quad w \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$d_{\text{mín}} = 6.222 \times 0.034 \sqrt[4]{2,520 \times 1,014}$$

$$d_{\text{mín}} = 8.46 \text{ (cm)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 10.46 \text{ (cm)}$$

$$\text{Se considera: } \underline{h = 11.0 \text{ (cm)}} \quad ; \quad \underline{d = 9.0 \text{ (cm)}}$$

Obtención de los momentos positivos y negativos (de la Publicación No. 401 del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., pág. 72, Tabla 4.1, se obtienen los coeficientes de momentos)

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{2.3334}{7.0} = 0.3333$$

	Central (M_u) (ton-m)	Extrema (M_u) (ton-m)
$M^{(+)}_{\text{corto}}=417 \times 0.000552098$	$0.230224 \times 1.4 = 0.3223148$	0.1933888
$M^{(+)}_{\text{largo}}=168 \times 0.000552098$	$0.092752 \times 1.4 = 0.1298534$	0.0779106
$M^{(-)}_{\text{corto}}=719 \times 0.000552098$	$0.396958 \times 1.4 = 0.5557418$	0.333445
$M^{(-)}_{\text{largo}}=495 \times 0.000552098$	$0.2732885 \times 1.4 = 0.38260391$	0.22956234

$$a_1 = 2,3334 \quad ; \quad a_1^2 = 5.44475$$

$$w_{a_1}^2 = 1.014 \left(\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) \times 5.44475 \text{ (m}^2\text{)} = 5,520.98 \text{ (kg)}$$

$$w_{a_1}^2 \times 10^{-4} = 0.55209 \text{ (kg)} = 0.000552098 \text{ (ton)}$$

Procediendo de igual forma que en la alternativa 1, se obtiene:

Cantidad total de acero en una losa (7.0 m x 7.0m)

h = 11 (cm)

$$= \underline{266.01 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en una losa *7.0 m x 7.0 m)

; h = 11 (cm)

$$= \underline{5.39 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad total de acero en tres traves tipo V-5

(cuantificando el acero a partir de los ejes de columnas)

$$= \underline{157.92 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en tres traves tipo V-5

$$= \underline{2.46 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad total de acero en una trabe tipo V-6

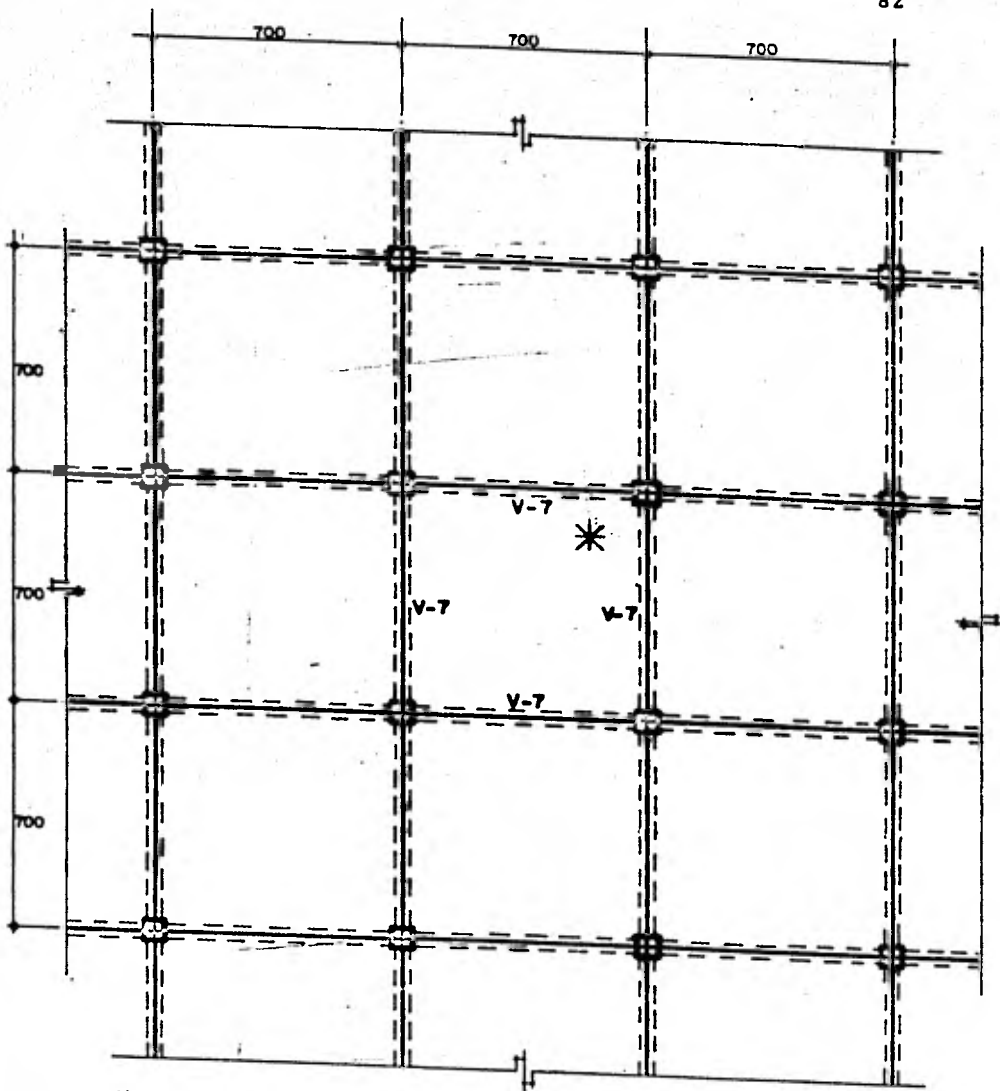
$$= \underline{87.14 \text{ (kg)}}$$

Volumen de concreto en una trabe tipo V-6

$$= \underline{1.24 \text{ (m}^3\text{)}}$$

Cantidad total de cimbra en un tablero (7.0 m x
7.0 m)

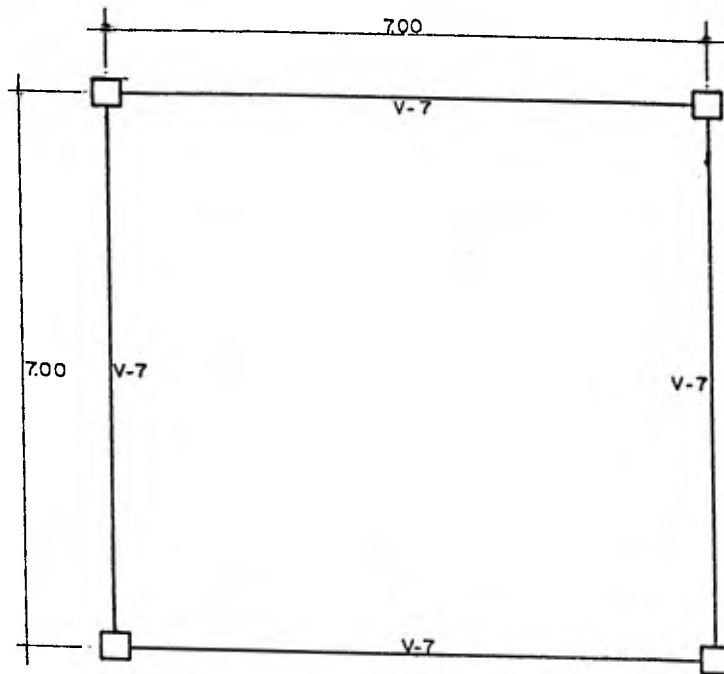
$$= \underline{76.06 \text{ (m}^2\text{)}}$$



* TABLERO TIPICO ANALIZADO

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION-4

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION 4:



Materiales:

$$f'c = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 4,200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Constantes:

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 160 = 136 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(Por ser $f^*c < 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$)

$$P_{\text{m}á\text{x}} = P_b = \frac{f''c \times 4800}{f_y \times f_y + 6000}$$

$$P_{\text{m}á\text{x}} = \frac{136 \times 4800}{4200 \times 4200 + 6000} = 0.01524$$

Estimaciones preliminares:

Suponiendo una losa: $h = 15 \text{ (cm)}$

$$0.15 \text{ m} \times 24 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) = 0.360 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)$$

$$250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga Muerta} + \text{Carga viva} = 0.750 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)$$

$$\text{Carga de Servicio} \quad w = 1.110 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right)$$

Carga de diseño, $W_v = F_c W = 1.4 \times 1.11$

$$= 1.554 \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \right)$$

Estimación del Peralte

Peralte efectivo mínimo:

$$d = \frac{2(700 + 700)}{300} = 9,3334$$

$$\text{Si } f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4,200 = 2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$2,520 \text{ (kg/cm}^2\text{)} > 2,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{y } W = 1,110 \text{ (kg/m}^2\text{)} > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Como no se cumple que:

$$f_s \leq 2,000 \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad \text{y}$$

$$W > 380 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

El peralte efectivo se obtiene con:

$$d_{\text{mín}} = d \times 0.034 \sqrt[4]{f_s W} ; f_s \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) , w \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$d_{\min} = 9.3334 \times 0.034 \sqrt[4]{2520 \times 1,110}$$

$$d_{\min} = 12.97 \text{ (cm)}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 14.97 \text{ (cm)}$$

$$\text{Se considera: } h = 15.0 \text{ (cm)} \quad ; \quad d = 13 \text{ (cm)}$$

Obtención de los momentos positivos y negativos (de la Publicación No. 401 del Instituto de Ingeniería-U.N.A.M., pág. 72, Tabla 4.1, se obtienen los coeficientes de momentos).

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{7.0}{7.0} = 1.0$$

Momentos	Central (M_u) (ton-m)	Extrema (M_u) (ton-m)
$M^{(+)} = 126 \times 0.005439$	$0.68531 \times 1.4 = 0.9594396$	0.5756637
$M^{(-)} = 288 \times 0.005439$	$1.566432 \times 1.4 = 2.1930048$	1.3158028

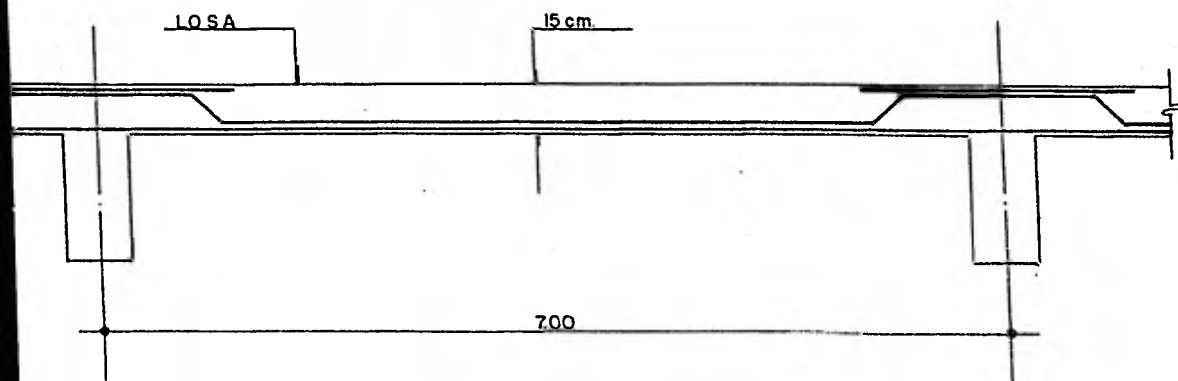
$$a_1 = 7.0 \text{ m} \quad ; \quad a_1^2 = 49 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$w a_1^2 = 1,110 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) \times 49 \text{ (m}^2\text{)} = 54,390 \text{ (kg)}$$

$$w_{a_1}^2 \times 10^{-4} = 5.439 \text{ (kg)} = 0.005439 \text{ (ton)}$$

Revisión por Deflexiones

Cálculo de la flecha máxima en el tablero



Barras # 2.5

Ancho de apoyos = 25 cm (son monolíticos con la losa)

$$f'c = 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_y = 4200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Carga Muerta} = 610 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{Carga Viva} = 500 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$1,110 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Cálculo de la Delfexión inmediata δ_i

De la tabla 1.12 ("Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared" R. Barés. Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 1970).

Para una relación de claros:

$$\frac{6.75}{6.75} = 1$$

Se tiene:

Flecha Central

$$\delta_i = 0.0149 \frac{q a^4}{E h^3}$$

$$\text{Como } I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h^3 = \frac{12I}{b}$$

$$\therefore \delta_i = 0.0149 \frac{q a^4 b}{12 E I} \quad (I)$$

$$q = \text{carga por cm}^2 = 0.111 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$a = \text{claro} = 6.75 \text{ m} = 675 \text{ cm}$$

$$E = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{200} = 141,421 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$h = 15 \text{ cm (espesor)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Donde I es el momento de inercia de la sección de una franja de ancho unitario.

Para valuar I , se aplicará el criterio del Código-ACI 318-71 (Secciones 9.5.3.4 y 9.5.2.2)

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right) I_{cr}$$

Ec. (9-4) ACI -318-71

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} = \frac{28.3 \times 28.125}{7.5} = 106,125.$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'c} = 2 \sqrt{200} = 28.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

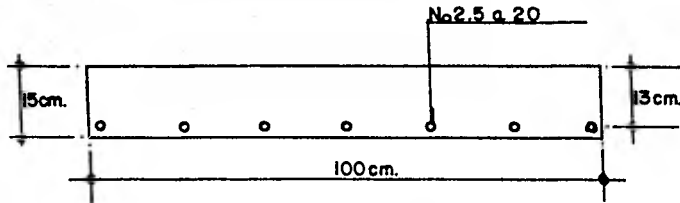
$$I_g = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28,125 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$M_a = m = 156,600 \text{ (kg-cm)}$$

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{106,125}{156,600} = 0.677$$

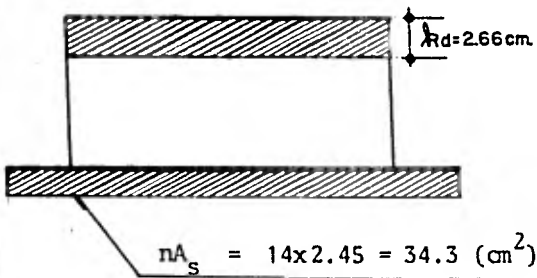
$$\left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 = 0.311$$

Cálculo de I_{cr} en el Centro del Claro



$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.49 \times \frac{100}{20}}{100 \times 13} = \frac{2.45}{1,300} = 0.00188$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{0.141 \times 10^6} = 14.2$$



$$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np}$$

$$np = 14 \times 0.00188 = 0.0263$$

$$2np = 0.0526$$

$$(np)^2 = 0.0007$$

$$k = -0.263 + \sqrt{0.0007 + 0.0526}$$

$$k = -0.263 + 0.2308$$

$$k = 0.2045$$

$$\therefore kd = 0.2045 \times 13 = 2.66 \text{ (cm)}$$

$$I_{cr} = \frac{b (kd)^3}{3} + n A_s (d - kd)^2$$

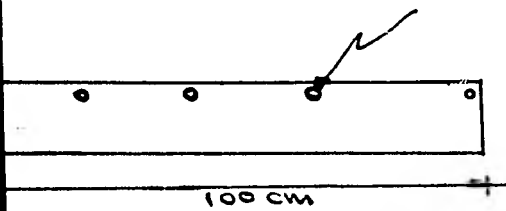
$$I_{cr} = \frac{100 (2.66)^3}{3} + 14 (2.45) (13 - 2.66)^2$$

$$I_{cr} = 627.37 + 34.3 (106.91)$$

$$I_{cr} = 4,294 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculo de I_{cr} en los extremos

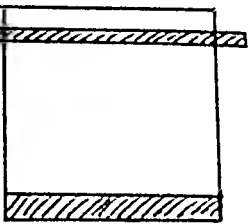
2.5 a 10



$$d = 13 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.49 \times \frac{100}{10}}{100 \times 13} = \frac{4.9}{1,300} = 0.00377$$

$$n A_s = 14 \times 4.9 = 68.60 \text{ cm}^2$$



$$kd = 3.59 \text{ cm}$$

$$np = 14 \times 0.00377 = 0.0528$$

$$(np)^2 = 0.00278$$

$$2np = 0.1056$$

$$k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = -0.0528 + \sqrt{0.00278 + 0.1056}$$

$$k = -0.0528 + 0.3292 = 0.2764$$

$$kd = 0.2764 \times 13 = \underline{3.59 \text{ cm}} ; d - kd = 9.41 \text{ (cm)}$$

$$I_{cr} = \frac{100 (3.59)^3}{3} + 68.60 (9.41)^2$$

$$I_{cr} = 7,616 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Cálculo de I_e en el Centro del Claro

$$I_e = 0.311 \times 28.125 + (1 - (0.311)) 4,294$$

$$I_e = 8,747 + 2,958$$

$$I_e = \underline{11,705 \text{ (cm}^4\text{)}}$$

En los extremos:

$$I_e = 8,747 + 0.689 \times 7,616 = 8,747 + 5,247$$

$$\underline{I_e = 13,994 \text{ (cm}^4\text{)}}$$

$$I_{e \text{ prom.}} = \frac{11,705 + 13,994}{2} = 12,849.5 \text{ (cm}^4\text{)}$$

Sustituyendo en I :

$$\delta_i = 0.0149 \frac{(0.111)(675)^4}{12(141,421)(12,849.5)} \frac{100 \text{ cm}}{}$$

$$\delta_i = 1.57 \text{ (cm)}$$

Cálculo de la deflexión diferida δ_d

Se valorará de acuerdo con las secciones 9.5.3.4 y - 9.5.2.3 del Código ACI-318-71. También el cálculo se basará en las propiedades de una caja de ancho unitario del claro.

$$\delta_d = \delta_i [2 - 1.2 (A'_s/A_s)] \geq 0.6 \delta_i$$

En el centro del claro: $\frac{A'_s}{A_s} = 0$

En los extremos:

$$\frac{A's}{A_s} = \frac{0.49 \times \frac{100}{40}}{4.9} = 0.25$$

$$\left(\frac{A's}{A_s}\right)_{\text{prom.}} = \frac{0.25}{2} = 0.125$$

Se supondrá que sólo el 80% de la carga viva actúa en forma permanente, de modo que sólo esta fracción de la carga viva interviene en la deflexión diferida.

Carga total considerando 0.8 C.V.

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta} &= 610 \text{ (kg/m}^2\text{)} \\ 0.8 \text{ C.V.} &= 0.8 \times 500 = \frac{400 \text{ (kg/m}^2\text{)}}{1,010 \text{ (kg/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

La flecha inmediata producida por esta carga es:

$$\frac{1,010}{1,110} \times \delta_i = 0.91 (1.57) = 1.43 \text{ (cm)}$$

Y la diferida:

$$\begin{aligned} \delta_d &= 1.43 [2 - 1.2 (0.125)] = 1.43 (1.85) \\ &= 2.64 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\therefore \delta_d = 2.64 \text{ (cm)}$$

Deflexión total (después de aproximadamente 5 años)

$$\delta_t = \delta_i + \delta_a = 1.57 + 2.64$$

$$\delta_t = 4.2 \text{ (cm)}$$

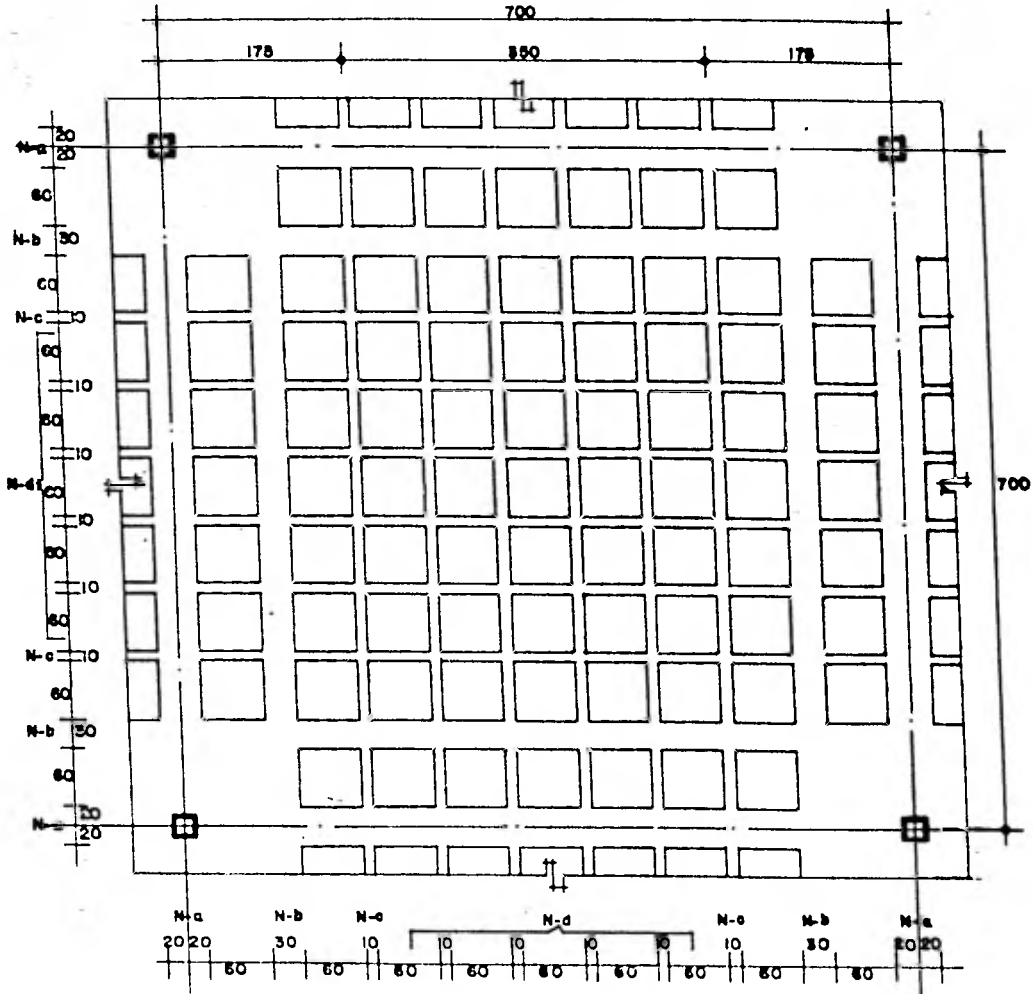
De acuerdo con el artículo 207, Estados Límite de Servicio, Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal: "... Se considera como estado límite-una deflexión, medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual a 0.3 cm, más el claro entre 480 ..."

$$\delta = 0.3 + \frac{675}{480} = 1.7 \text{ (cm)}$$

Como la deflexión permitida (1.7 cm) es menor que la deflexión calculada (4.21 cm); esta alternativa de estructuración se descarta porque se excede el estado límite-de servicio.

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION - 5

CASETONES DE (60 x 60cm)



Estimaciones Preliminares

Obtención del peso de la losa.

Peso de la pieza para casetón.

Ancho	Largo	Alto	W (kg/pieza)
20	60	30	30

Como una pieza de 60 x 60, se forma de tres piezas-juntas de 20 x 60 x 30; el peso de una pieza de 60 x 60 --
= 90 kg/pza.

Peso de casetones en un tablero = 77 pzas x 90 Kg/pza

$$= \underline{6,930 \text{ (kg)}}$$

a) Peso de la losa suponiéndola maciza:

$$P_a = 7.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} \times 2400 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)$$

$$= \underline{41,160 \text{ (kg)}}$$

b) Volumen de concreto que eliminan los casetones:

$$P_b = (0.60 \times 0.60 \times 0.30) \times 77 \times 2,400$$

$$= \underline{19,958.4 \text{ (kg)}}$$

c) Peso de los casetones: $P_c = \underline{6,930 \text{ (kg)}}$

Peso propio de la losa $\hat{=} P_a - P_b + P_c$

$$= 41,160 \text{ (kg)} - 19,958.40 \text{ (kg)} + 6,930 \text{ (kg)}$$

$$\text{P.P. losa} = 28,131.6 \text{ (kg)}$$

$$\text{P.P. Losa/m}^2 = \frac{28,131.6 \text{ (kg)}}{7.0 \times 7.0 \text{ m}^2} = 574.11 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

$$\text{P.P. losa} = 574.11 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

Por lo que:

$$\text{Peso propio de losa} = 574.11 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$250 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga muerta)}$$

$$+500 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga viva)} = \underline{750.0 \text{ (kg/m}^2\text{)}}$$

$$\text{Carga de Servicio } w = 1324.11 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{Carga de diseño, } W_v = F_c W = 1.4 \times 1,324.11$$

$$= 1,853.75 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right)$$

Estimación del Peralte

Peralte efectivo mínimo:

$$d_{\text{mín}} = KL \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)$$

En donde:

$$K = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{0.6 \times 4,200 \times 1,324.11}$$

$$k = 0.03205$$

$$L = 700 \text{ (cm)}$$

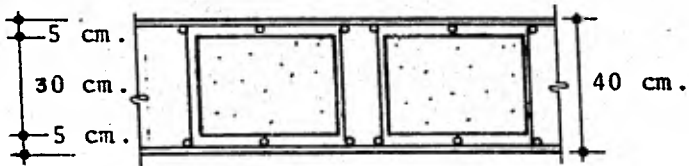
$$c = 60 \text{ (cm)}$$

Luego:

$$d_{\text{mín}} = 0.03205 \times 700 \left(1 - \frac{2 \times 60}{3 \times 700}\right)$$

$$d_{\text{mín}} = 21.153 \text{ (cm)}$$

$$d_{\text{mín}} = 1.44 (21,153) = 30.46$$



Se supondrá un peralte total de la losa = 35 (cm)
y un recubrimiento al centro del refuerzo de 2.5 (cm)

Por lo que:

$$\underline{d = 37.5 \text{ (cm)}} \quad ; \quad \underline{h = 40.0 \text{ cm}}$$

Revisión por tensión diagonal alrededor de la columna

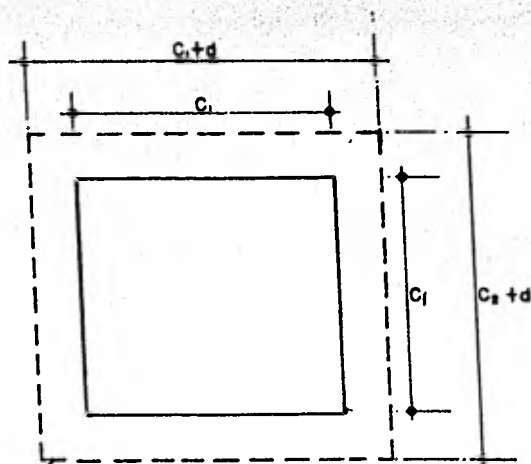
Fuerzas internas en condiciones de servicio:



$$V = 64,881.40 \text{ (kg)}$$

(Nota: momento = 0 por existir simetría)

Bajo cargas muerta y viva.



Sección crítica

$$C_1 = 60 \text{ cm.}$$

$$C_2 = 60 \text{ cm.}$$

$$C_1 + d = C_2 + d = 92.5 \text{ (cm)}$$

Area de la sección crítica:

$$A_c = 2d [C_1 + C_2 + 2d] = 2 \times 32.5 [60 + 60 + 2 \times 32.5]$$

$$= 12,025 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Revisión bajo carga muerta más carga viva

$$V_v = V \times 1.4 = 64,881.40 \text{ (kg)} \times 1.4 = 90,833.96 \text{ (kg)}$$

$M_u = 0$ Por la simetría originada por el No. de tableros que se están considerando (los nudos no giran)

$$V_{vm\acute{a}x} = \frac{V_v}{A_c} = \frac{90,833.96 \text{ (kg)}}{12,025.00 \text{ (cm}^2\text{)}} = 7.55 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

Esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usa refuerzo:

$$= F_r \sqrt{f \cdot c} = 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$= 10.12 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) > V_v$$

Luego por resistencia no es necesario refuerzo bajo C.M + C.V.

Refuerzo Transversal mínimo

Se usarán estribos # 2 de cuatro ramas, espaciados a $d/2$, hasta un cuarto del claro.

Cálculos del Momento

$$M_o = 0.115 \left(1 - 1.25 \frac{c}{L_1}\right) W L_1$$

En donde:

$$W = \text{carga total} = w L_1 L_2$$

L_1 = claro del tablero en la dirección en que se considera la flexión.

c = Dimensión de la columna

$$M_o = 0.115 \left[1 - 1.25 \times \frac{0.60}{7.0}\right] [1,324.11 \times 7 \times 7] \times 7$$

$$M_o = 46,633.50 \text{ (kg-m)}$$

$$M_{u_o} = 1.4 \times 46,633.50 = 65,286.90 \text{ (kg-m)}$$

Refuerzo en la sección crítica por flexión

Revisión para Momento Negativo

En franjas de columna

$$M_u = 0.75 \times 65,286.90 \text{ (kg-m)} = 48,965.17 \text{ (kg-m)}$$

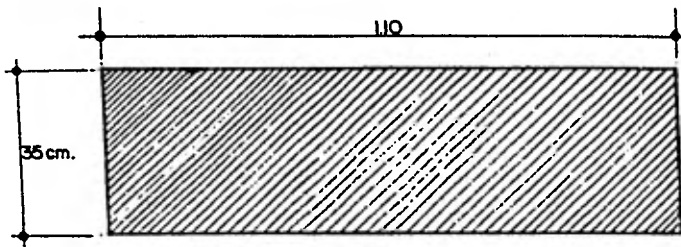
En el ancho de la franja de columna = $\frac{L}{4} = 1.75 \text{ m}$.

se incluyen: 1 nervadura de 20 cm.

1 nervadura de 30 cm.

1 nervadura de 5 cm.

Y tomando en cuenta las dos franjas de columna adyacentes al eje de columna, se tiene un ancho equivalente de 110 cm.



$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = \frac{4'896,517}{110 \times 37.5^2} = 31.65$$

De las ayudas de diseño de la Publicación No. 401 -
del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., pág. 178, fig. 2, --
se obtiene:

$$\text{Para } \frac{M^{(-)}}{bd^2} = 31.65 \quad ; \quad P = 0.0097$$

$$A_s = pbd$$

En la nervadura de 40 (cm) (Na)

$$A_s = pbd = 0.0097 \times 40 \times 37.5 = 14.55 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usar 5 barras # 6

En cada nervadura de 30 (cm) (nb)

$$A_s = 0.0097 \times 30 \times 37.5 = 10.91 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usar 4 barras # 6

En caso de nervadura de 5 (cm) (Nc)

$$A_s = 0.0097 \times 5 \times 37.5 = 1.82 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Por restricción del R.D.F. "Por lo menos el 25% del
acero de cada franja extrema debe estar comprendido en un -

ancho igual a 0.50 más medio peralte efectivo a cada lado - del eje de columnas"

Revisión:

$$A_s \text{ total} = 0.0097 \times 110 \times 37.5 = 40.01 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\frac{A_s \text{ en la Na}}{A_s \text{ total}} = \frac{14.55}{40.01} = 0.36 > 0.25$$

Se acepta la distribución del refuerzo en la franja extrema

En franjas centrales:

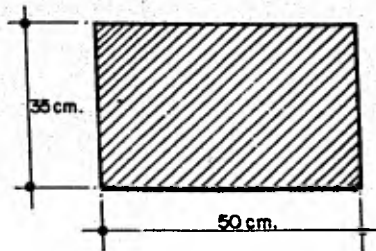
$$M_v = 0.25 \times 65,286.90 \text{ (Kg-m)} = 16,321.72 \text{ (kg-m)}$$

En el ancho de la franja central = $\frac{L}{2} = 3.50 \text{ m}$

se incluyen: 4 nervaduras de 10 cm

2 nervaduras de 5 cm

Por lo que se tiene un ancho equivalente de 50 cm.



$$\frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = \frac{1'632,172}{50 \times 37.5^2} = 23.21$$

De las ayudas de Diseño de la Publicación No. 401 - del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. pág. 178, fig. 2, se obtiene:

$$\text{Para } \frac{M_r^{(-)}}{bd^2} = 23.21 \quad ; \quad p = 0.0068$$

En cada nervadura de 10 cm (Nd)

$$A_s = pbd = 0.0068 \times 10 \times 37.5 = 2.55 \text{ cm}^2$$

Usar 2 barras # 4

En cada nervadura de 5 cm (Nc)

$$A_s = 0.0068 \times 5 \times 37.5 = 1.27 \text{ (cm}^2\text{)}$$

En las franjas de columna se obtuvo para la nervadura de 5 cm "N_c" una A_s negativo = 1.82 cm². Por lo que --
 A_s negativo en la N_c = (1.82 + 1.27) cm².

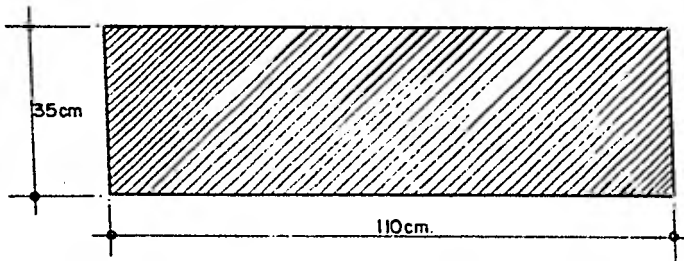
$$A_s \text{ negativo } (n_c) = 3.09 \text{ cm}^2$$

Usar en la "N_c" 3 barras # 4

Dimensionamiento para el momento positivo máximo

Franjas de columna

$$M_u^{(+)} = 0.6 \times 65,286.90 = 39,172.14 \text{ (kg-m)}$$



$$\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = \frac{3'917,214}{110 \times 37.5^2} = 25.32$$

Para $\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = 25.32$ se obtiene $\rho = 0.0075$

Para la nervadura de 40 (cm) (Na)

$$A_s = pbd = 0.0075 \times 40 \times 37.5 = 11.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usar 4 barras # 6

Para la nervadura de 30 (cm) (Nb)

$$A_s = 0.0075 \times 30 \times 37.5 = 8.44 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usar 3 barras # 6

Para la nervadura de 5 cm (Nc)

$$A_s = 0.0075 \times 5 \times 37.5 = 1.41 \text{ (cm}^2\text{)}$$

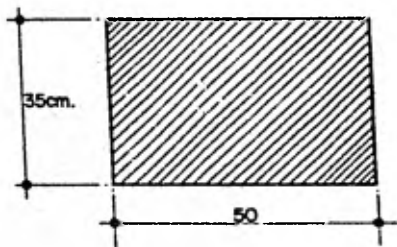
$$A_s \text{ total} = 0.0075 \times 110 \times 37.5 = 30.94 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\frac{A_s \text{ en la } N_a}{A_s \text{ total}} = \frac{11.25 \text{ (cm}^2\text{)}}{30.94 \text{ (cm}^2\text{)}} = 0.36 > 0.25$$

Se acepta la distribución del refuerzo en
la franja extrema

En franjas centrales

$$M_V = 0.4 \times 65,286.90 = 26,114.76 \text{ (kg-m)}$$



$$\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = \frac{2'611,476}{50 \times 37.5^2} = 37.14$$

Para $\frac{M_r^{(+)}}{bd^2} = 37.14$ se obtiene $p = 0.0121$

En cada nervadura de 10 cm (Nd)

$$A_s = pbd = 0.0121 \times 10 \times 37.5 = 4.54 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Usar 2 barras # 6

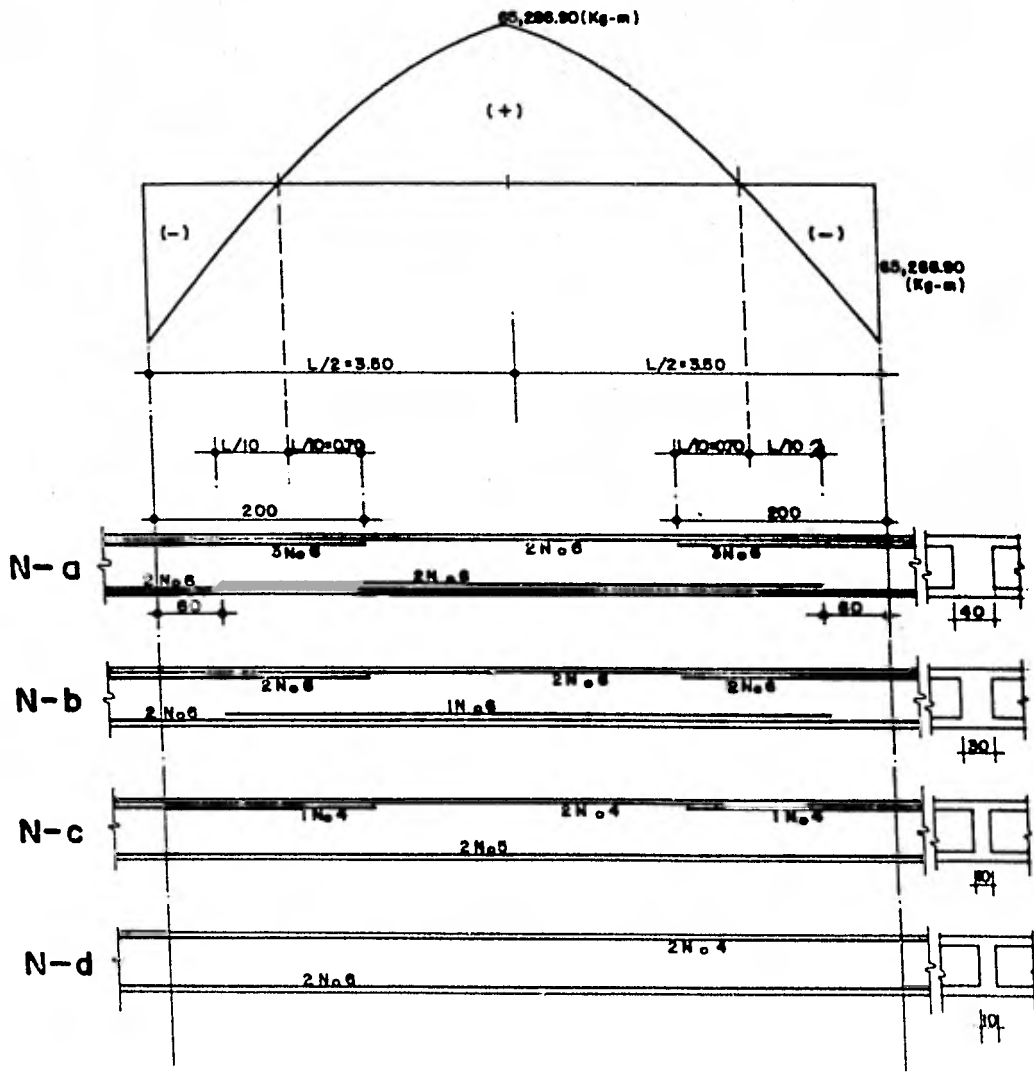
En cada nervadura de 5 cm (Nc)

$$A_s = 0.0121 \times 5 \times 37.5 = 2.27 \text{ (cm}^2\text{)}$$

En las franjas de columna se obtuvo para la nervadura de 5 cm "N_c" una A_s positivo= 1.41 (cm²) por lo que ---
A_s positivo en la N_c = (1.41 + 2.27) cm²

$$A_s \text{ positivo } (N_c) = 3.68 \text{)cm}^2)$$

Usar en la N_c 2 barras # 5



El diseño en el otro sentido es idéntico al presentado.

Cuantificación del acero

N_a

$$\begin{aligned} & [4 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} + 6 \text{ barras } \times 2.0 \text{ m} + 2 \text{ barras } \times 6 \text{ m}] \\ & \times 2.235 \text{ kg/m} \\ & = \underline{116.22 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

N_b

$$\begin{aligned} & [4 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} + 4 \text{ barras } \times 2.0 \text{ m} + 1 \text{ barra } \times 6 \text{ m}] \\ & \times 2.235 \text{ kg/m} \\ & = 93.87 \times 2 \text{ pzas} = \underline{187.74 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

N_c

$$\begin{aligned} & [2 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} + 2 \text{ barras } \times 2.0 \text{ m}] \times 0.993 \text{ Kg/m} \\ & + 2 \text{ barras } \times 7.0 \times 1.552 \text{ kg/m} = 39.602 \times 2 \text{ pzas.} \\ & = \underline{79.20 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

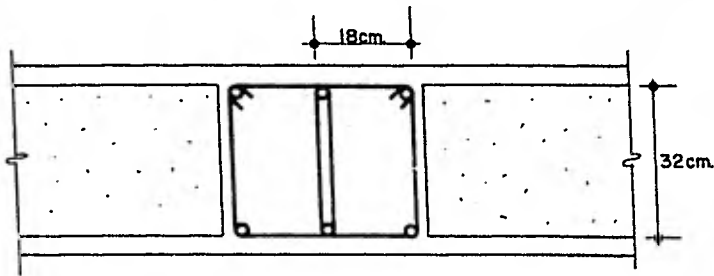
N_d

$$\begin{aligned} & 2 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} \times 0.993 \text{ kg/m} + 2 \text{ barras } \times 7.0 \text{ m} \times \\ & 2.235 \text{ Kg/m} = 45.192 \times 4 \text{ pzas} \\ & = \underline{180.77 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

Cuantificación de acero en Estribos

Acero en estribos # 2

N_a



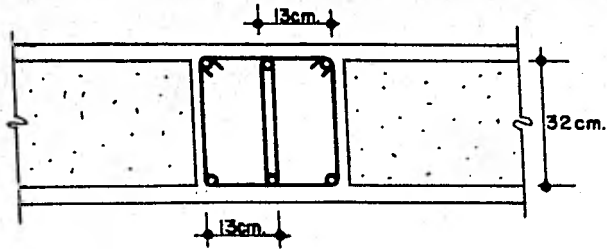
$$\text{Longitud del estribo} = [32 \text{ cm} \times 2 + 18 \times 2 + 2 \times 13 \\ \times 0.64] [x 2 \text{ ramas}] = 233.28 \text{ (cm)}$$

$$\text{No de estribos} = \frac{167 \text{ cm}}{18 \text{ cm}} = 9.3 + 1 \rightarrow 11 \text{ pzas.}$$

$$\text{Acero de estribos \# 2 en } N_a = 2 \times 11 \text{ pzas} \times 2.33 \text{ m}$$

$$\times 0.248 \text{ kg/m} = 12.71 \text{ kg}$$

$$= \underline{12.71 \text{ kg}}$$

N_b

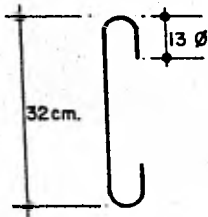
$$\begin{aligned} \text{Longitud de estribo} &= (32 \text{ cm} \times 2 + 13 \text{ cm} \times 2 + 2 \times 13 \times 0.64) \\ &\times 2 \text{ ramas} = 213.28 \end{aligned}$$

$$= \underline{213.28 \text{ (cm)}}$$

$$\text{No. de estribos} = \frac{167 \text{ cms}}{18 \text{ cms}} = 9.3 + 1 \rightarrow 11 \text{ pzas.}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero de estribos \# 2 en } N_b &= 4 \star 11 \text{ pzas} \times 2.13 \text{ m} \times \\ &0.248 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$= \underline{23.24 \text{ (kg)}}$$

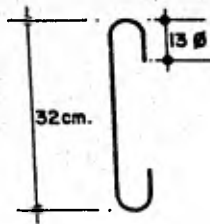
N_c

$$\text{Longitud de la grapa} = 32 \text{ cm} + 2 \times 13 \times 0.64 = 48.64 \text{ cm.}$$

$$\text{No. de grapas} = \frac{640 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 21.3 + 1 = 22 \text{ pzas.}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero de grapas \# 2 en "N}_c\text{"} &= 2 \times 22 \text{ pzas} \times 0.486 \text{ m} \\ &\times 0.248 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$= \underline{5.30 \text{ (kg)}}$$

N_d

$$\text{Longitud de la grapa} = 32 \text{ cm} + 2 \times 13 \times 0.64 = 48.64 \text{ (cm)}$$

$$\text{No. de grapas} = \frac{640}{30} = 21.3 + 1 = 22 \text{ pzas.}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero de grapas \# 2 en } N_b &= 4 \times 22 \text{ pzas} \times 0.486 \text{ m} \\ &\quad \times 0.248 \text{ kg/m} \\ &= \underline{10.61 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

Se colocará una parrilla de barras # 2.5 a 30 cm. -
en ambos sentidos, para el lecho superior e inferior.

$$\text{No. de barras: } \frac{7.0\text{m}}{0.30} = 23.3 + 1 \hat{=} 24 \text{ barras}$$

$$\begin{aligned} \text{Cantidad de acero} &= 24 \text{ barras} \times 7.0 \text{ m} \times 0.388 \text{ kg/m} = 65.18 \text{ (kg)} \times 2 \\ &= \underline{130.37 \text{ (kg)}} \end{aligned}$$

Cantidad total de acero en un tablero(7.0 m x 7.0 m)

$$(116.22 + 187.74 + 79.20 + 180.77 + 12.71 \\ + 23.24 + 5.30 + 10.61) \times 2 \text{ sentidos} = 1,231.58 \text{ kg}$$

$$1,231.58 \text{ kg} + 130.37 \text{ kg} = \underline{1,361.95 \text{ kg}}$$

Volumen de Concreto:

$$V = 7.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} - [(0.60 \times 0.60 \times 0.30) \\ \times 77 \text{ pzas}]$$

$$\underline{V = 11.28 \text{ (m}^3\text{)}}$$

$$\text{Acero en un tablero} = 1,361.95 \text{ kg.}$$

$$\text{Volumen de concreto} = 11.28 \text{ (m}^3\text{)}$$

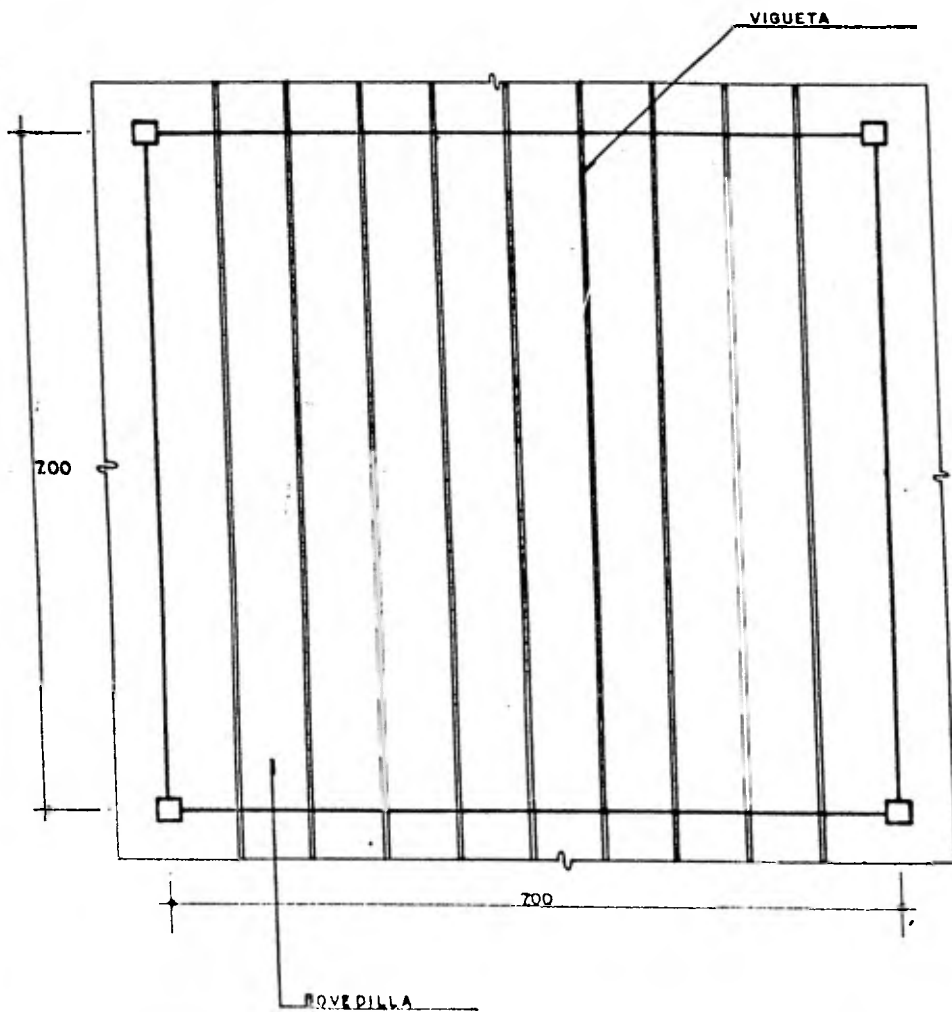
$$\text{Pzas. de casetón } 20 \times 60 \times 30 = 231 \text{ pzas.}$$

$$\text{Cimbra} = 7.0 \text{ m} \times 7.0 \text{ m} = 49 \text{ m}^2$$

ALTERNATIVA DE ESTRUCTURACION VI

119

CONCRETO PRETENSADO



Esta alternativa consiste en un tablero de 7.0 m x-
7.0 m de concreto pretensado (vigüeta y bovedilla).

Estimaciones Preliminares

Dadas la longitud del claro y las cargas considera-
das se usará el siguiente material:

Vigüeta: * Peralte 13
 * Tipo V
 * Recubrimiento = 4 cm.

Bovedilla: 70-2026

Se considera un rendimiento de concreto de $0.07 \text{ m}^3/\text{m}^2$.

Estimación de la Carga

Vigüeta y Bovedilla: 197 kg/m^2

$250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ (carga muerta) + $500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

(Carga viva): 750 kg/m^2

Concreto en la capa de compre

sión: $0.07 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \times 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} : \underline{168 \text{ kg}/\text{m}^2}$

Carga de servicio, $w = 1,115 \text{ kg}/\text{m}^2$

Consideraciones Generales

* Tres peones y un oficial; colocan $49 \text{ m}^2/\text{día}$.

Mano de Obra:

Tres peones:	\$ 385.70	x 3	=	1,157.10
Un Oficial	\$ 460.20		=	<u>460.20</u>
				1,617.30

Costo de Mano de Obra: \$ 1,617.30

Del análisis de vigas se obtiene:

Concreto

* En vigas V-A:		1.33 m^3
* En vigas V-B:		0.21 m^3
* En la capa de compresión		
	$0.07 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2}$	x 49 m^2 :
		<u>3.43 m^3</u>
		4.97 m^3

Concreto: 4.97 m^3

Acero:

* En vigas V-A:		160 kg
* En vigas V-B:		<u>21.7 kg</u>
		181.70 kg

Acero: 181.70 kg

Cimbra en Vigas

*	Vigas V-A	11.00 m ²
*	Vigas V-B	<u>3.85 m²</u>
		14.85 m ²

Cimbra: 14.85 m²

Vigueta:

* Se requieren 63 ml.

Bovedilla:

* Se requieren 350 ml.

Mallalac

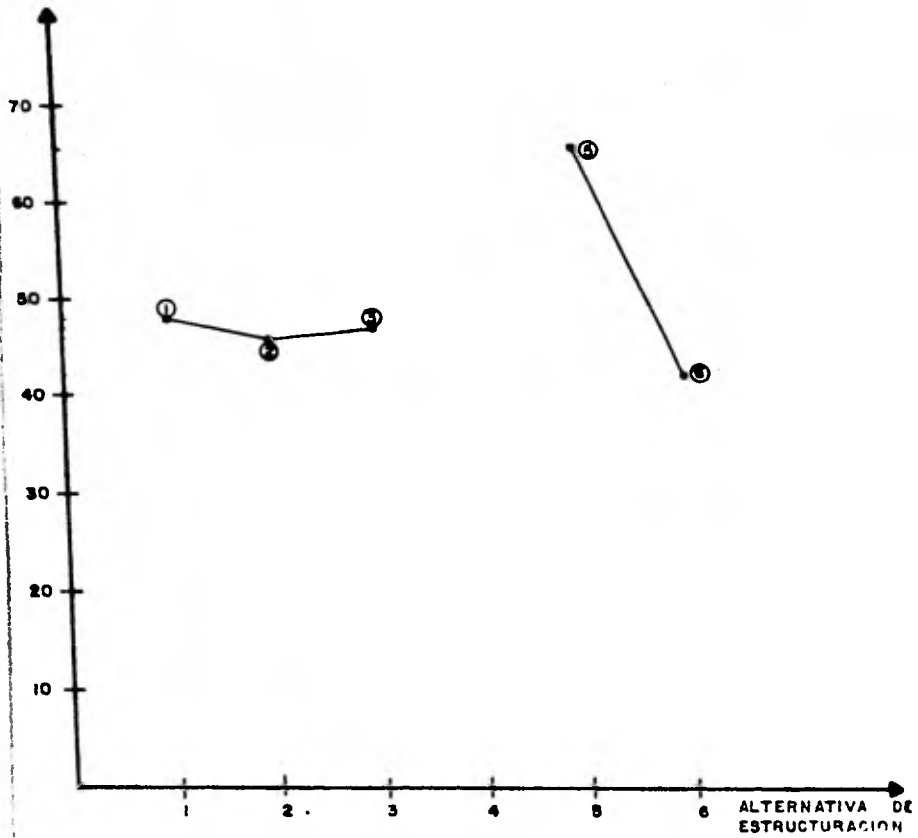
* Se usarán 49 m²

Costo de un Tablero 7.0 m x 7.0 m

*	Mano de obra por colocación de vigueta y bovedilla	\$ 1,617.30
*	Flete	1,500.00
*	Concreto 4.97 m ³ x \$2,000/m ³	9,940.00
*	Acero 181.70 kg x \$ 20/kg	3,634.00
*	Cimbra en vigas perimetrales de apoyo 14.85 m ² x \$250.0/m ²	3,712.50
*	Vigueta 63 m x \$ 192.83/m	12,148.29
*	Bovedilla 350 m x \$28.47/m	9,964.50
*	Mallalac 49 m ² x \$21.0/m ²	<u>1,029.00</u>
		\$ 43,545.59

Costo total de un tablero de 7.0 m x 7.0 m.
de concreto pretensado (vigüeta y bovedilla)
= 43,545.59.

V. OBTENCION DE RESULTADOS

TO TOTAL $\times 10^3$ 

VI. CONCLUSIONES

resulta más económica no sólo es aquella que conduce al menor costo del tablero, sino que debe considerarse también la influencia de la altura de entrepiso y del peso propio en el costo total de la estructura de un edificio, para tomar una decisión adecuada.

Es importante mencionar que los resultados obtenidos de los resultados obtenidos, para las dimensiones de los tableros y las condiciones de carga consideradas, -- no se pueden generalizar para otros tableros de diferentes dimensiones.

- a) La alternativa de estructuración más económica es la opción de concreto pretensado (vigüeta y bovedilla). Es importante tener presente que en edificios de varios niveles, con losas de entrepiso de concreto pretensado (vigüeta y bovedilla), se tienen problemas en el comportamiento de la estructura ante la acción de un sismo o cargas laterales en general.
- b) De las alternativas de estructuración de concreto reforzado, la más económica es la alternativa No. 2, estructurada con trabes perimetrales y una trabe secundaria al centro.

Es necesario tomar en cuenta que la alternativa que

VII. BIBLIOGRAFIA

1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. 1976.
2. Reglamento de las Construcciones del Concreto Reforzado (ACI 318-71).
3. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F.V., Juan Casillas G. de L., Roger Díaz de Cossío. Editorial Limusa. México, D. F. 1977.
4. Estructuras de Concreto Reforzado. R. Park y T. Paulay. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Canterbury. Christ Church, Nueva Zelanda.
5. Curso sobre Ingeniería Económica, Análisis de Beneficio-Costo. Ing. Enrique Jiménez Espriú. Centro de Educación Continua. Facultad de Ingeniería, UNAM.
6. Economía, Estudio y Enseñanza. Evaluación Privada y Social de Proyectos. Ernesto Fontaine. México, D. F.
7. Curso de Análisis Económico de Decisiones en la Industria de la Construcción. Jorge Terrazas y de Allende. Centro de Educación Continua. Facultad de Ingeniería. UNAM.

8. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.-- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Instituto de Ingeniería. UNAM.
9. Tablas para el Cálculo de Placas y Vigas Pared. R. Bares, Gustavo Gili, S.A. Barcelona, 1970.