

3
2y.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FAULTAD DE INGENIERIA

TIPOS DE ESTRUCTURAS USADOS EN
RENOVACION HABITACIONAL EN EL
DISTRITO FEDERAL

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
HORACIO ALCOCER SANCHEZ





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 está 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.

T E M A :

TIPOS DE ESTRUCTURAS USADOS EN RENOVACION
HABITACIONAL EN EL DISTRITO FEDERAL.

I N D I C E :

- 1 - INTRODUCCION.
- 2 - ANTECEDENTES.
- 3 - MATERIALES USADOS.
- 4 - TIPOS DE ENTREPISOS Y CUBIERTAS USADOS EN PROTO-
TIPOS DE VIVIENDAS.
ANALISIS Y DISEÑO.
OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.
- 5 - SOLUCION ESTRUCTURAL DE UN PROTOTIPO DE VIVIENDA
CON LOSAS DE CONCRETO REFORZADO.
ESTRUCTURACIONES - CARGAS UTILIZADAS.
ANALISIS Y DISEÑO POR CARGAS
VERTICAL Y HORIZONTAL.
- 6 - DISCUSIONES.
- 7 - CONCLUSIONES.
- 8 - REFERENCIAS.

1 - INTRODUCCION.

A consecuencia de los sismos ocurridos los días 19 y - 20 de Septiembre de 1985, el problema de dotación de vivienda, grave ya de por sí, sufrió un incremento difícil de resolver, sobre todo en el Distrito Federal, que es una de las ciudades mas pobladas del mundo.

Muchos edificios gubernamentales, habitacionales y sobre todo vecindades, sufrieron daños irreparables debido a los sismos, agregando además la acción destructora del tiempo sobre ellos, debido principalmente a la falta de mantenimiento y un uso inadecuado.

La mayoría de esas vecindades, son edificios que se — construyeron durante la primera mitad de este siglo, destinándose para vivienda popular; este tipo de viviendas, se localizan en su gran mayoría en la zona centro del — Distrito Federal, que fue la que resultó mas dañada.

El Gobierno Mexicano creó el programa de Renovación Habitacional Popular, a través del Departamento del Distrito Federal y la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, para la reconstrucción de 44,000 viviendas aproximadamente en un tiempo de 15 meses.

Las bases para la reconstrucción fueron:

- 1 - Reconstruir en el mismo lugar que tenían las viviendas.

- 2 - Se construyeron viviendas provisionales en lugares - cercanos a las zonas afectadas.
- 3 - Las nuevas viviendas con área aproximada de 40 M2., comprenden: sala-comedor, dos recámaras, cocina, baño y un espacio para lavado y tendido de ropa.

Así, el Gobierno emprendió la tarea de construir a la mayor brevedad posible, las viviendas para las familias afectadas por los sismos.

2 - ANTECEDENTES.

Los procedimientos autoconstructivos se han tomado como un recurso para aliviar el problema antes mencionado, pero no ha funcionado debido principalmente a la falta de financiamiento, ayuda técnica y mano de obra especializada y sobre todo organizada.

En los medios semiurbanos o rurales del país, resalta la habilidad de la gente para construir su vivienda, por lo general, con procedimientos inadecuados y desconocimiento de las normas de higiene, pero es así como construyen sus casas.

Si este tipo de viviendas son dirigidas por profesionales, con mano de obra de los interesados, aun así, no se logra resolver el problema, debido a la lentitud, mano de obra deficiente y falta de dinero.

Para el proyecto y construcción de las nuevas casas en el Distrito Federal, se encargó el trabajo a empresas especializadas en conjuntos habitacionales, con profesionales de la Ingeniería y Arquitectura.

Por lo que toca al proyecto, se idearon prototipos de viviendas en conjunto, con todos los servicios indispensables, con claros cortos en general y alturas totales de los cuerpos restringidas, debido principalmente al alto costo de las obras.

Para el análisis y diseño de estos prototipos de viviendas, se empleó el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal (1977) y las Normas de Emergencia de Octubre de 1985, que contienen disposiciones muy severas para el diseño de las estructuras sometidas a la acción de los sismos. (Referencias 1 y 2)

En general, los prototipos de viviendas para la habitación popular, se diseñaron con muros de carga, trabes continuas libremente apoyadas, tratando de evitar la formación de marcos siempre que fue posible, los sistemas de pisos y cubiertas fueron de varios tipos, siendo el de mayor uso, el correspondiente a la placa maciza de concreto reforzado.

Mas adelante se describen los materiales usados en este tipo de construcciones, así como los diversos sistemas de piso que se aplicaron para la solución de entrepisos y azoteas.

Para ilustrar mejor los ejemplos, se hará uso de un prototipo de vivienda, resolviéndose para cada caso, según el sistema de piso que se analice.

Este prototipo de vivienda consta de un cuerpo que en planta tiene 13.00 m. de largo por 7.00 m. de ancho, — planta baja, primer nivel, segundo nivel y azotea, en cada planta se localizan dos departamentos y cada departamento consta de dos recámaras, sala-comedor, cocina,

baño y patio de servicio. (Ver figura 1A) al final del capítulo.

La estructuración es a base de muros de carga, siendo éstos de diferentes tipos, aunque todos cumpliendo con la especificación de "muros confinados".

Según las Normas Técnicas de Mampostería en el Distrito Federal (1977) (Referencia 4)

Muros Confinados, son aquéllos que están reforzados con castillos y dadas cuya dimensión mínima es el espesor del muro; el concreto tendrá una resistencia a la compresión no menor de $f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$, el refuerzo longitudinal tendrá un mínimo de 3 varillas, cuya área total no será menor de $0.2 \frac{f'_c}{f_y}$ por el área del castillo y estará anclado en los elementos que limitan el muro, de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área del refuerzo transversal no será menor de $\frac{1000 \times S}{f_y \cdot dc}$
donde:

S = separación de estribos, no excediendo de

1.5 dc, ni de 20 cm.

dc = peralte del castillo.

Existirán castillos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro, a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 m.

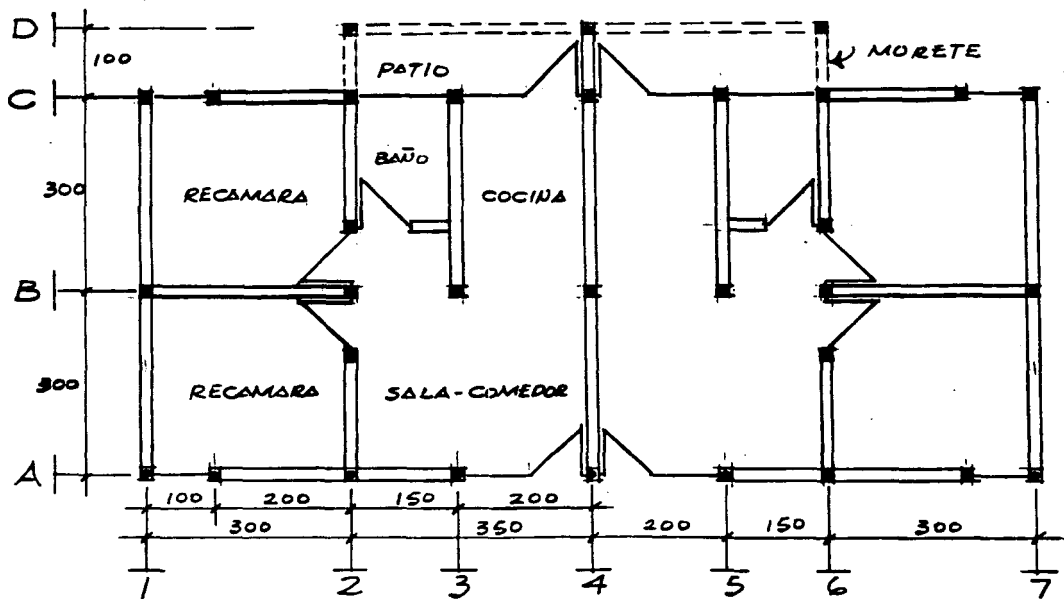
Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro,

a menos que esté ligado a un elemento de concreto reforzado. Además existirán dadas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

Si la relación altura a espesor del muro excede de 30, deberán proveerse elementos rigidizantes que eviten la posibilidad de pandeo del muro, por cargas laterales.

La parte de la estructuración concerniente a los entre pisos y azoteas, será descrito en el Capítulo 5.

El tipo de cimentación usado en estos prototipos, fue en general, a base de una placa maciza de concreto reforzado, apoyada en contratrabes invertidas y descansando todo sobre terreno de tezontle compactado adecuadamente. Todo el proceso de cimentación fue en base a estudios de Mecánica de Suelos.



PLANTA TIPO

Acof. en cm.

(FIG. 1 A)

3 - MATERIALES USADOS.

Para los sistemas de piso, ya sea de azoteas o entrepisos, se utilizaron diversos tipos de materiales, siendo el de mayor demanda el correspondiente a la losa de concreto reforzado, casi en un 70% y en porcentajes restantes fueron utilizados los de vigueta y bovedilla, losas autoportantes de varios tipos, etc. En general, se utilizó concreto de resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ los muros de carga fueron a base de tabique rojo recocido, tabicón de concreto o bloque de concreto tipo pesado, los morteros fueron a base de cemento, cal y arena, con una resistencia mínima a compresión de $f_b^* = 40 \text{ Kg/cm}^2$

El acero de refuerzo utilizado en losas, trabes, castillos y dadas de repartición, fue de un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ para diámetros mayores al # 7.5 (5/16") y para diámetro del # 2 (1/4") de $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$ también se utilizaron mallas de acero soldadas como refuerzo en losas de concreto, de un $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Las especificaciones del acero de refuerzo, son las mismas tanto para estructuras de mampostería como de concreto.

La cimbra en general, fue a base de madera.

4 - TIPOS DE ENTREPISOS Y CUBIERTAS USADOS EN PROTOTIPOS DE VIVIENDAS. - ANALISIS Y DISEÑO. - OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.

A continuación, se analizan cada uno de los entrepisos aplicados en la solución de la estructura tipo, a saber:

4.1 - TIPO DE ENTREPISO CON LOSA DE CONCRETO REFORZADO.

4.2 - TIPO DE ENTREPISO CON VIGUETAS Y BOVEDILLAS.

4.3 - TIPO DE ENTREPISO CON LOSA AUTOPORTANTE.

4.4 - TIPO DE ENTREPISO CON SEMIVIGUETAS Y BOVEDILLAS.

4.1 - TIPO DE ENTREPISO CON LOSA DE CONCRETO REFORZADO.

4.1.1 - DESCRIPCION DEL SISTEMA.

Las losas de entrepisos y azoteas, están formadas por placas macizas de concreto reforzado, apoyadas sobre muros de mampostería o trabes de concreto.

Para lograr un mejor amarre entre losas y muros, éstos llevan una cadena de remate de concreto reforzado.

El acero de refuerzo en losas, consistió en el uso de varillas del No. 2.5 (5/16") de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ o de malla electrosoldada de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

Las losas en general fueron perimetralmente apoyadas - y para su análisis, se aplicaron las disposiciones contenidas en las Normas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (Libro 401 - 4.3, Referencia 3)

Se observó que para losas perimetralmente apoyadas, no debe aplicarse la expresión que para acero mínimo por flexión establece: $A_{s \text{ min.}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b \cdot d$
(según 2.1.2a)

sino el acero mínimo necesario por cambios volumétricos, que según el capítulo 3.10 de las Normas especifica:

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m., el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$\alpha_s_{\min.} = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

donde:

α_s (cm²/cm) = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza.

El ancho se mide perpendicularmente a dicha dirección y a (X_1).

X_1 (cm) = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, tales como losas de azotea, el refuerzo no será menor de ($2 \alpha_s$).

4.1.2 - ANALISIS DEL SISTEMA POR FLEXION Y POR CORTANTE.

Consideraremos para el análisis, que las losas corresponden a un entrepiso donde la carga viva es mayor que para una azotea y todos los apoyos, tienen un ancho de 15 cms. monolíticos con la losa, ya sean trabes o cadenas de remate de muros.

- Los materiales son:

Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

o malla de refuerzo de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$

- Constantes:

$f_c^* = 0.8 f'_c = 0.8 \times 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$

$f_c'' = 0.85 f_c^* = 0.85 \times 160 = 136 \text{ " } (f_c^* < 250)$

$$P_{m\acute{a}x.} = P_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$P_{m\acute{a}x.} = \frac{136}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

Para la estimación del peralte de la losa, escogeremos el tablero de mayor claro que tiene 3.00 x 3.50 m. y des contando anchos de trabes, queda de 2.85 x 3.35 m.

- ESTIMACION DE CARGA DE ENTREPISO.

P.P. losa de h = 10 — 2.4 x 0.10 — 0.24 T/m²

firme — 2.0 x 0.05 — 0.10 "

carga adicional por Reglamento — 0.04 "

Carga viva ————— 0.25 "

CARGA DE DISEÑO

0.63 "

$$W_0 = 1.4 \times 0.63 = 0.88 \text{ T/m}^2$$

4.1.2a - PROPOSICION DEL PERALTE DE LOSA.

$$\text{peralte efectivo } d = \frac{\text{perímetro interior tablero}}{300}$$

como tenemos un borde discontinuo, se incrementará la longitud en un 25%, ya que los apoyos de la losa son monolíticos con ella.

$$d_{\min.} = \frac{2.85 + 2.85 + 3.35 + (3.35 \times 1.25)}{300} = 4.41 \text{ cm.}$$

Esta limitación es para losas en que:

$$f_s \leq 2000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } W \leq 380 \text{ Kg/m}^2$$

pero nosotros tenemos:

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2 > 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W = 630 \text{ Kg/m}^2 > 380 \text{ Kg/m}^2 ;$$

por tanto, utilizaremos la fórmula:

$$d_{\min.} = \frac{\text{PERIM.}}{300} (0.034 \sqrt{f_s \cdot W})$$

$$d_{\min.} = 4.41 (0.034 \sqrt{2520 \times 630}) = 5.32 \text{ cm.}$$

dando un recubrimiento de 2 cms., nos queda:

$$h = 5.3 + 2.0 = 7.3 \text{ cm.}$$

Consideraremos losas de h = 10 cms.

4.1.2b - REVISION DEL PERALTE POR FLEXION.

Obteniendo el momento negativo en el claro corto del tablero de 2.85 x 3.35 m. y con la tabla de coeficientes de momentos, obtenemos:

$$m = \frac{2.85}{3.35} = 0.85$$

interpolando queda: $K = 0.0372$

$$M_u = \alpha_1^2 \cdot W_u \cdot K = (2.85)^2 \cdot 0.88 \times 0.0372$$

$$M_u = 0.266 \text{ T.m}$$

Según las Normas (libro 401 - 1.5), los peraltes efectivos menores de 20 cms. correspondientes al refuerzo del lecho superior, deben reducirse en 2 cms.

$$d = h - r - 2 = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm}$$

El porcentaje de acero (p) podemos obtenerlo con las gráficas de M_R/bd^2 o aplicando la fórmula

$$M_R = 0.90 b \cdot d^2 \cdot f_c'' \cdot \eta (1 - 0.5 \eta)$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{26,600 \text{ Kg.cm}}{100 (6)^2} = 7.39 \text{ Kg/cm}^2$$

de la gráfica se obtiene :

$$p = 0.0023 < (P_{\text{máximo}} = 0.0152)$$

por tanto, se acepta el peralte por Flexión.

Peraltes Efectivos $\left\{ \begin{array}{l} \text{Refuerzo Positivo} - d = h - r = 10 - 2 = 8 \text{ cm} \\ \text{Refuerzo Negativo} - d = h - r - 2 = 10 - 2 - 2 = 6 \text{ cm.} \end{array} \right.$

Aplicando la fórmula:

$$M_R = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c'' \cdot \eta (1 - 0.5 \eta)$$

$$26,600 = 0.90 \times 100 (6)^2 136 \eta (1 - 0.5 \eta)$$

$$26,600 = 440,640 \eta (1 - 0.5 \eta)$$

$$\eta^2 - 2 \eta + 0.12 = 0$$

$$\eta = \frac{-(-2) \pm \sqrt{(-2)^2 - 4 \times 1 \times 0.12}}{2 \times 1}; \quad \eta = 0.07$$

$$P = \eta \frac{f_c''}{f_y} = \frac{0.07 \times 136}{4200} = 0.00227 \quad \text{igual al obtenido - con la gráfica.}$$

y el área de acero será:

$$A_s = 0.00227 \times 100 \times 6 = 1.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Obteniendo el ($A_{s \text{ mín.}}$) por cambios volumétricos:

$$A_{s \text{ mín.}} = \frac{450 (10)}{4200 (10 + 100)} = 0.00974 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

y en un ancho de 100 cms. tenemos:

$$A_{s \text{ mín.}} = 0.00974 \times 100 = 0.974 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} < 1.36 \text{ (rige)}$$

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cms., ni de 3.5 K_1 .

$$\text{Por tanto: } S_{\text{mév.}} \begin{cases} 3.5 h = 3.5 \times 10 = 35 \text{ cm. (rige)} \\ 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

NOTA: - Para mejor control del agrietamiento en losas, - la máxima separación será de 30 cms.

4.1.2c - REVISION DEL PERALTE POR FUERZA CORTANTE.

La fuerza cortante en el claro corto del tablero que se analiza es:

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - d) w_u}{1 + (a_1/a_2)^2} = \frac{(0.5 \times 2.85 - 0.06) 880 \text{ Kg/m}^2}{1 + (\frac{2.85}{3.35})^2}$$

$$V_u = 609 \text{ Kg.}$$

Como hay bordes continuos y uno discontinuo, la V_u se incrementará en un 15%, (según 4.3.3f del libro 401)

$$V_u = 609 \times 1.15 = 700.35 \text{ Kg.}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante es:

$$V_{CR} = 0.5 F_r \cdot b \cdot d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 6 \sqrt{160}$$

$$V_{CR} = 3036 \text{ Kg} > (V_u = 700.35 \text{ Kg.})$$

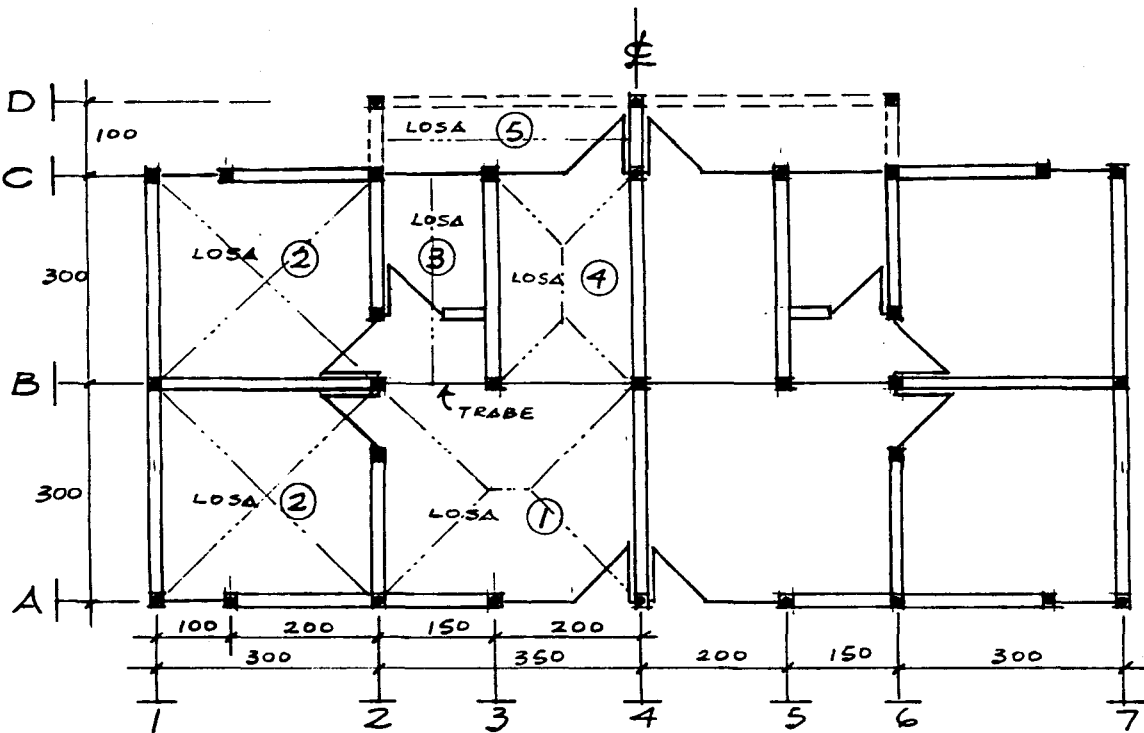
por tanto, se acepta el peralte por fuerza cortante.

4.1.3 - OBTENCION DE MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS.

Se utilizarán los coeficientes de la tabla 4.1 del libro 401 (caso de losas coladas monolíticamente con sus apoyos) para la obtención de momentos en los tableros - de losas correspondientes a las franjas centrales; para las franjas extremas los coeficientes se multiplicarán - por 0.60; esto se convierte en un incremento aproximado de 1.5 veces las separaciones de refuerzo obtenidas para las franjas centrales, sin embargo, es un ahorro muy reducido y por tanto, se dejarán constantes las separaciones que se obtengan para las franjas centrales.

Según 4.3.3b del libro 401, para losas con relación de claro corto a claro largo ($\frac{a_1}{a_2} > 0.5$), las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro -- perpendicular a ellas y cada franja extrema igual a la - cuarta parte del mismo; para relaciones ($\frac{a_1}{a_2} < 0.5$), la franja central perpendicular al lado largo, tendrá un ancho igual a $(a_2 - a_1)$ y cada franja extrema, igual a - $(a_1/2)$.

En el siguiente croquis, se muestran los tipos de losas por analizar, así como las áreas tributarias sobre - muros, trabes o cerramientos.



PLANTA de ENTREPISO

————— Trabes o cerramiento
 = = = = = Muro de carga

NOTACION :

C_c - claro corto continuo.

C_d - claro corto discontinuo.

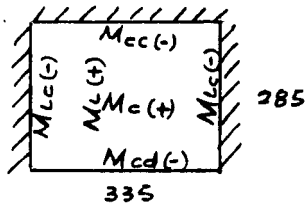
L_c - claro largo continuo.

L_d - claro largo discontinuo

$$M = C_c^2 \cdot W_0 \cdot K$$

LOSA TIPO (1)

$$m = \frac{285}{335} = 0.85$$



$$M_{cc(-)} = (2.85)^2 \times 0.88 \times 0.0372 = 0.266 \text{ T.m}$$

$$M_{cd(-)} = 7.1478 \times 0.0235 = 0.168 \text{ ''}$$

$$M_c(+) = \text{''} \times 0.0183 = 0.130 \text{ ''}$$

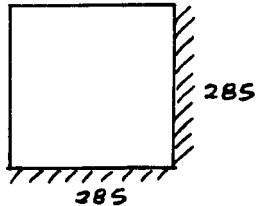
$$M_{Lc(-)} = \text{''} \times 0.0363 = 0.260 \text{ ''}$$

$$M_{Ld(-)} = \text{-----}$$

$$M_{L(+)} = \text{''} \times 0.0135 = 0.100 \text{ ''}$$

LOSA TIPO (2)

$$m = \frac{285}{285} = 1.0$$



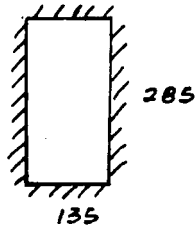
$$M_{cc(-)} = (2.85)^2 \times 0.88 \times 0.0324 = 0.231 \text{ T.m}$$

$$M_{cd(-)} = 7.1478 \times 0.0190 = 0.136 \text{ "}$$

$$M_c(+)= \quad \quad \quad \text{"} \quad \times 0.0137 = 0.100 \text{ "}$$

LOSA TIPO (3)

$$m = \frac{135}{285} = 0.50$$



$$M_{cc(-)} = (1.35)^2 \times 0.88 \times 0.0553 = 0.09 \text{ T.m}$$

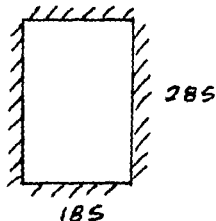
$$M_c(+)= 1.6038 \times 0.0312 = 0.05 \text{ "}$$

$$M_{Lc(-)} = \quad \quad \quad \text{"} \quad \times 0.0409 = 0.06 \text{ "}$$

$$M_b(+)= \quad \quad \quad \text{"} \quad \times 0.0139 = 0.02 \text{ "}$$

LOSA TIPO (4)

$$m = \frac{185}{285} = 0.65$$



$$M_{cc(-)} = (1.85)^2 \times 0.88 \times 0.0461 = 0.14 \text{ T.m}$$

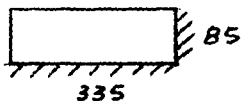
$$M_{c(+)} = 3.0118 \times 0.0248 = 0.07 \text{ ''}$$

$$M_{Lc(-)} = \text{''} \times 0.0381 = 0.11 \text{ ''}$$

$$M_{L(+)} = \text{''} \times 0.0132 = 0.04 \text{ ''}$$

LOSA TIPO (5)

$$m = \frac{85}{335} = 0.25$$



$$M_{cc(-)} = (0.85)^2 \times 0.88 \times 0.0783 = 0.05 \text{ T.m}$$

$$M_{cd(-)} = 0.6358 \times 0.0478 = 0.03 \text{ ''}$$

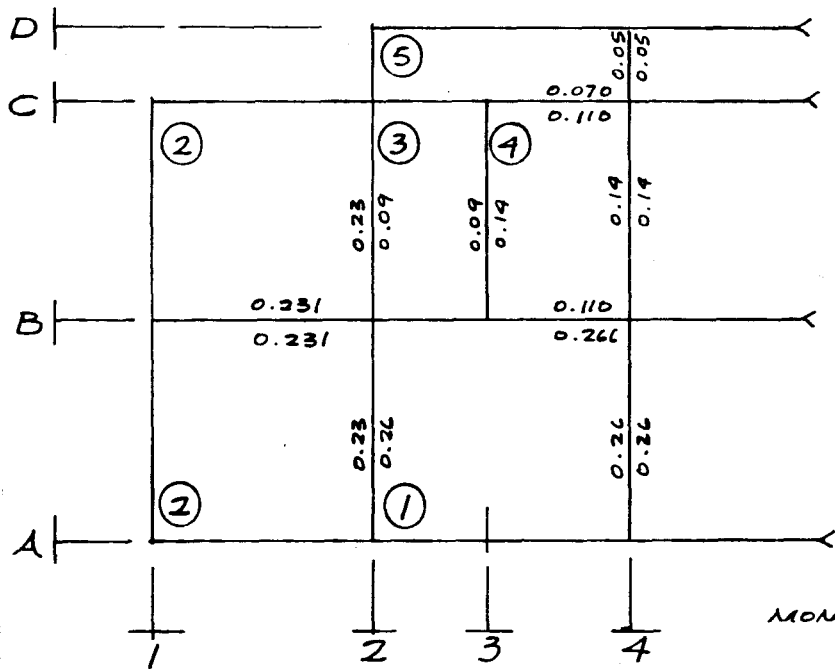
$$M_{c(+)} = \text{''} \times 0.0515 = 0.03 \text{ ''}$$

$$M_{Lc(-)} = \text{''} \times 0.0525 = 0.03 \text{ ''}$$

$$M_{Ld(-)} = \text{''} \times 0.0285 = 0.02 \text{ ''}$$

$$M_{L(+)} = \text{''} \times 0.0168 = 0.01 \text{ ''}$$

4.1.4 - DISTRIBUCION DE MOMENTOS ENTRE TABLEROS ADYACENTES.



MOMENTOS OBTENIDOS.

Según 4.3-3c del libro 401, en tableros adyacentes cuando las losas son monolíticas con sus apoyos, debe distribuirse $2/3$ del momento de desequilibrio.

Para la distribución se supone que la rigidez del tablero es proporcional a (d^3/a_1) .

Se valorarán los más desequilibrados.

Obteniendo las Rigideces de losas:

$$\text{losa 1} \quad - \quad 6^3/285 = 0.758$$

$$\text{losa 2} \quad 6^3/285 = 0.758$$

$$\text{losa 3} \quad 6^3/135 = 1.600$$

$$\text{losa 4} \quad 6^3/185 = 1.168$$

$$\text{losa 5} \quad 6^3/85 = 2.591$$

FACTORES DE DISTRIBUCION ENTRE LOSAS :

LOSAS	RIGIDECES	FACTORES DE DISTRIBUCION
2 y 1	0.758	0.50
	<u>0.758</u>	<u>0.50</u>
	1.516	1.00
2 y 3	0.758	0.32
	<u>1.600</u>	<u>0.68</u>
	2.358	1.00
1 y 4	0.758	0.39
	<u>1.168</u>	<u>0.61</u>
	1.926	1.00

Distribución entre losas (2 y 1) -

- Mo. de desequilibrio:
 $0.260 - 0.231 = 0.029 \text{ T.m}$

- Mo. a distribuir:
 $\frac{2}{3}(0.029) = 0.019 \text{ T.m}$

LOSAS	2	1
Facts. de distribución	0.50	0.50
Momentos	- 0.231	+ 0.260
Mo. a distribuir	(+ 0.019)	
Distribución	- 0.010	- 0.010
Mos. ajustados	- 0.241	+ 0.250

Distribución entre losas (2 y 3) -

- Mo. de desequilibrio:
 $0.231 - 0.090 = 0.141 \text{ T.m}$

- Mo. a distribuir:
 $\frac{2}{3}(0.141) = 0.094 \text{ T.m}$

LOSAS	2	3
Facts. de distribución	0.32	0.68
Momentos	+ 0.231	- 0.090
Mo. a distribuir	(+ 0.094)	
Distribución	- 0.030	- 0.064
Mos. ajustados	+ 0.201	- 0.154

Distribución entre losas (1 y 4) -

- Mo. de desequilibrio :
 $+0.266 - 0.110 = 0.156 \text{ T.m}$

- Mo. a distribuir :
 $\frac{2}{3} (0.156) = 0.104 \text{ T.m}$

LOSAS	1	4
Facts. de distribución	0.39	0.61
Momentos	+ 0.266	- 0.110
Mo. a distribuir	(+ 0.104)	
Distribución	- 0.041	- 0.063
Mos. ajustados	+ 0.225	- 0.173

4.1.5 - SEPARACION DEL REFUERZO.

Ya vimos que el porcentaje de acero (p), puede obtenerse ya sea aplicando la fórmula para (M_r) o con la ayuda de las graficas que relacionan (M_r/bd^2), sin rebasar los límites para acero mínimo por cambios volumétricos, ni para el área de acero máximo en función del porcentaje balanceado.

Obteniendo los momentos correspondientes para las condiciones anteriores, tenemos:

$$\underline{\underline{As_{\min.} = 0.974 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

$$M_R = 0.90 A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5 \eta)$$

$$p = \frac{0.974}{100 \times 6} = 0.00162$$

$$\eta = \frac{p f_y}{f_c'} = \frac{0.00162 \times 4200}{136} = 0.050$$

$$\therefore \underset{\text{mínimo}}{M_R} = 0.90 \times 0.974 \times 4200 \times 6 (1 - 0.5 \times 0.050)$$

$$\underset{\text{mínimo}}{M_R} = 21,536.96 \text{ Kg.cm} = \underline{\underline{0.215 \text{ T.m}}}$$

$$\underline{\underline{As_{\max.} = 0.0152 \times 100 \times 6 = 9.12 \text{ cm}^2/\text{m}}}$$

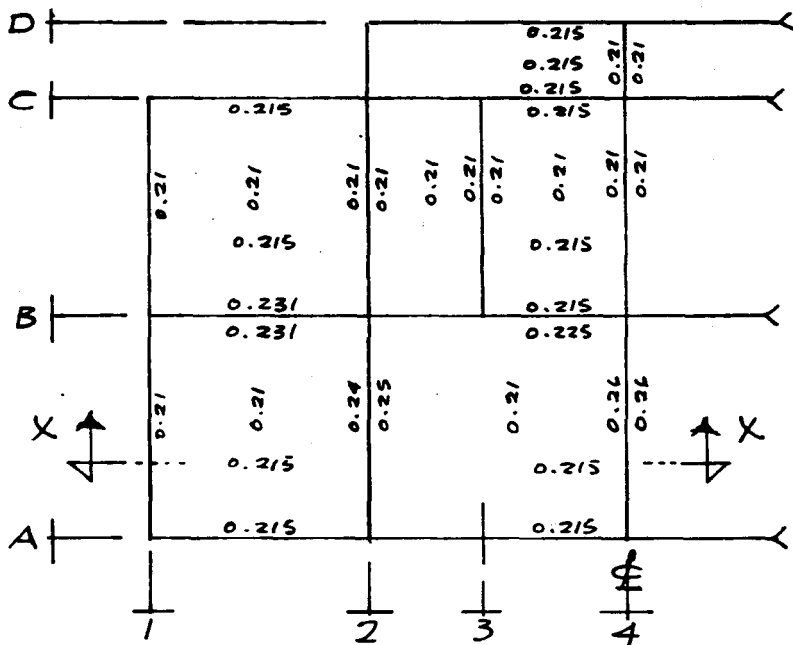
$$\eta = \frac{0.0152 \times 4200}{136} = 0.4694$$

$$M_R = 0.90 \times 9.12 \times 4200 \times 6 (1 - 0.5 \times 0.4694)$$

máximo

$$\underset{\text{máximo}}{M_R} = 158,396 \text{ Kg.cm} = \underline{\underline{1.583 \text{ T.m}}}$$

Los momentos permisibles quedarán dentro del rango entre $M_{R_{\min.}}$ y $M_{R_{\max.}}$.



Los momentos finales para diseño, incluyendo los ya ajustados, se indican a continuación.

Con $M_u = 0.26 \text{ T.m}$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{26,000}{100(6)^2} = 7.22 \text{ Kg/cm}^2$$

y con la ayuda de la gráfica, obtenemos:

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = 0.0023 \times 100 \times 6 = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

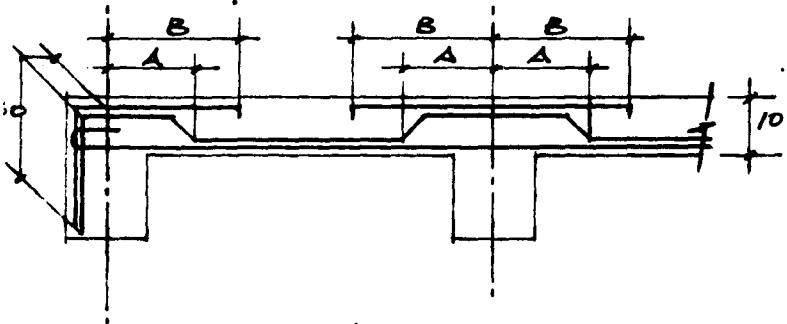
$$\text{con } \# 2.5 ; S = \frac{0.49 \times 106}{1.38} = 35.5$$

Dejaremos: $\# 2.5 @ 30$

Como el anterior momento flexionante fue el mayor que se tiene, las separaciones del refuerzo quedarán:

$\# 2.5 @ 30$ en los dos sentidos.

A continuación se muestra un corte esquemático de losas.



CORTE X-X

Para definir las longitudes de quiebres de varillas, así como las de los bastones, aplicamos lo siguiente:

$$\text{Quiebre} = \frac{b_{\text{trabe}}}{2} + \frac{a_1}{6} - d \quad \text{--- (A)}$$

$$\text{Bastón} = \frac{b_{\text{trabe}}}{2} - \frac{a_1}{5} + d \quad \text{--- (B)}$$

Ejemplo: según el corte (X-X), las distancias quedarían:

$$\text{quiebre: } \frac{15}{2} + \frac{285}{6} - 8 = 7.5 + 47.5 - 8 = 47$$

dejaremos: 50

$$\text{bastón: } \frac{15}{2} + \frac{285}{5} + 8 = 7.5 + 57 + 8 = 72.5$$

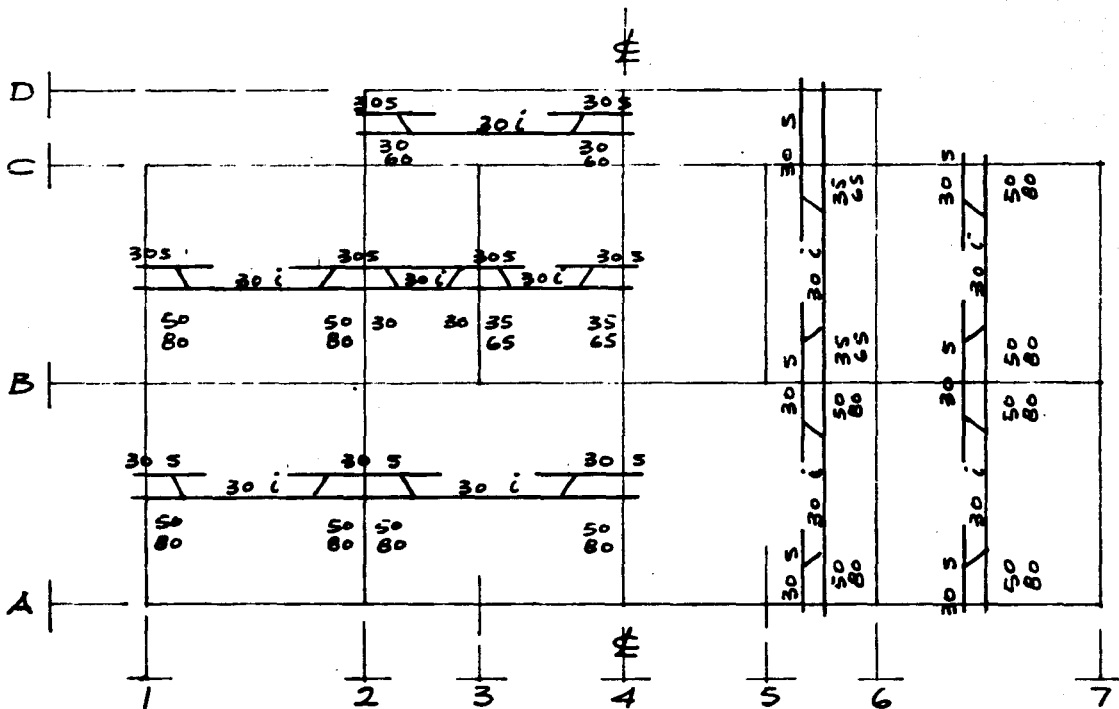
dejaremos: 80

Finalmente se indican los armados representativos para cada tablero de losas, en los dos sentidos.

LOSAS de $h=10$

RECUBRIMIENTO = 2 (sentido corto)

REFUERZO # 3.5

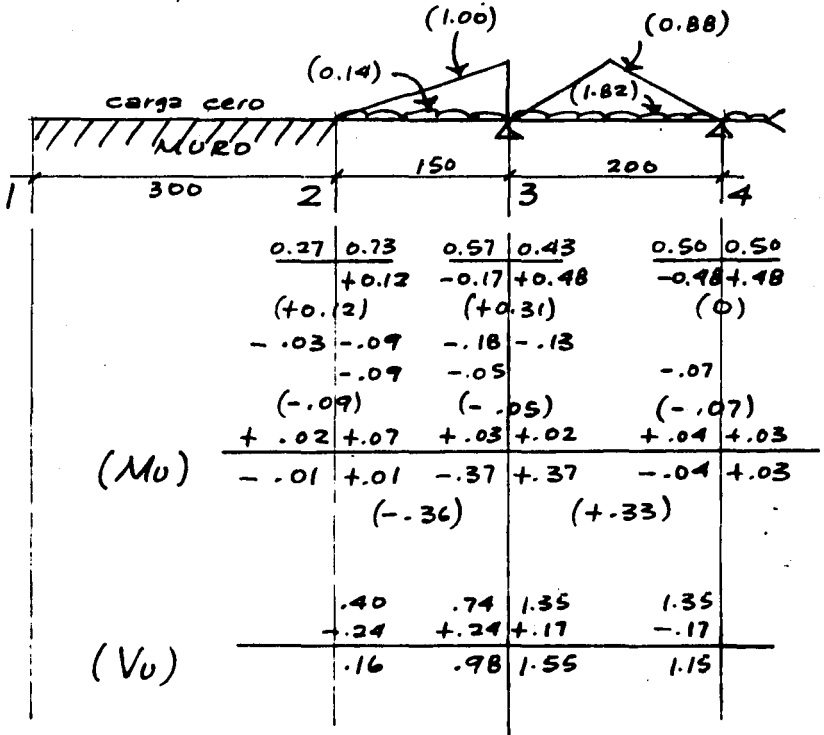


i = armado inferior ; *s* = armado superior

4.1.6 - DISEÑO DE LA TRABE SEGUN EL EJE (B).

carga de diseño : $W_u = 1.4 \times 0.63 = 0.88 \text{ T/m}^2$

Se considera una cadena de 15x25 sobre el muro, con carga cero y a continuación la trabe del eje 2 al 6. La solución de la viga continua, se realizó por el método de Cross.-



DISEÑO POR FLEXION

sección 15 x 25 ; d = 22

Se diseña para el momento máximo último.-

$$44,000 = 0.90 \times 15 (22)^2 \times 136 \rho (1 - 0.5 \rho)$$

$$'' = 888,624 \rho (1 - 0.5 \rho)$$

$$\rho^2 - 2\rho + 0.10 = 0 ; \rho = 0.05$$

$$\rho = \rho \frac{f_c''}{f_y} = 0.05 \frac{136}{4200} = 0.0016 < \rho_{\text{mínimo}}$$

$$\rho_{\text{mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

∴

$$A_s = \rho_{\text{mín.}} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0.00236 \times 15 \times 22 = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$1 \# 2.5 = 0.49 \text{ cm}^2$$

se colocarán 2 # 2.5, en los techos superior e inferior.

DISEÑO POR CORTANTE

$$V_{U \text{ máx.}} = 1.44 \text{ Ton}$$

$$h/b = 25/15 = 1.67 < 6$$

$$L/h = 200/25 = 8 > 5$$

y

$$\rho = 0.00236 < 0.01$$

por tanto, el cortante que toma el concreto es:

$$V_{CR} = 0.80 b \cdot d (0.20 + 30 \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.80 \times 15 \times 22 (0.20 + 30 \times 0.00236) 12.65$$

$$V_{CR} = 905 \text{ Kg.}$$

$$V_U = V_{CR} + V_S ; V_S = V_U - V_{CR}$$

$$V_S = 1440 - 905 = 535 \text{ Kg.}$$

cortante que se tomará
con estribos.

$$\text{Separación: } S = \frac{0.80 A_v \cdot f_y \cdot d}{V_S}$$

$$\text{con E\#2: } S = \frac{.80 \times .64 \times 2320 \times 22}{535} = 48.8 \text{ cm}$$

La separación máxima debe ser:

$$S = \frac{.80 A_v \cdot f_y}{3.5 b} = \frac{.80 \times .64 \times 2320}{3.5 \times 15} = 22.6 \text{ cm}$$

Debe cumplirse también :

$$V_u > V_{cr} \text{ pero } < 1.5 \times .80 \times b \cdot d \sqrt{f_c^*}$$

$$(1440) (905) \quad 1.5 \times .80 \times 15 \times 22 \times 19.65 = 5009 \text{ Kg.}$$

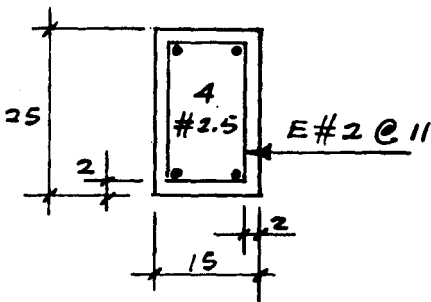
La separación de estribos debe ser :

$$S \leq 0.5 d \quad \therefore S = 0.5 \times 22 = 11 \text{ cm.}$$

y nos quedan estribos

$$E \# 2 @ 11 \text{ cm}$$

Finalmente la trabe queda armada igual que la cadena de remate de los muros.-



4.2 - TIPO DE ENTREPISO CON VIGUETA Y BOVEDILLA.

4.2.1 - DESCRIPCION DEL SISTEMA.

Consiste en viguetas prefabricadas del tipo pretensado, elaboradas en plantas destinadas para ello y se fabrican de diferentes formas y tamaños.

El tipo de vigueta mas usado para entrepisos y azoteas de edificios destinados a oficinas y viviendas, es el — que tiene forma de (I) en su sección transversal, alojando el acero de presfuerzo de alta resistencia en sus patines superior e inferior y llevan colocados verticalmente unas varillas a una cierta separación, que sirven de conectores con la capa superior de concreto (capa de compresión).

Los patines inferiores de las viguetas sirven de apoyo a las bovedillas.

Los materiales empleados en este tipo de viguetas pretensadas son:

- concreto de $f_c' = 400$ a 500 Kg/cm².
- acero de alta resistencia con $f_s = 16,000$ a $20,000$ Kg/cm².
- las bovedillas son fabricadas con concreto ligero de un $f_c' = 50$ Kg/cm².

El procedimiento constructivo es el siguiente:

- 1 - Se enrasan y nivelan los muros rematándolos con — una cadena de concreto reforzado que servirá de apoyo a las viguetas.
- 2 - Se colocan unas viguetas madrinas y puntales provisionales dando la altura requerida para cumplir con las contraflechas que se especifiquen.
- 3 - Antes de colocar las viguetas pretensadas, es recomendable asentarlas sobre una capa de merterero — para mejor nivelarlas. La separación adecuada — entre viguetas se logra colocando las bovedillas que van en los extremos de las viguetas.
- 4 - Se coloca la Tecnomalla o acero de refuerzo para — la capa de compresión y antes del colado de ésta, se deberán limpiar y humedecer las superficies — de contacto entre los prefabricados y el concreto fresco.

Como el sistema de piso a base de viguetas y bovedillas será usado en zonas sísmicas como es la Ciudad de México, es necesario que se comporte como un diafragma ante fuerzas en su plano y que pueda transmitir las a los muros — paralelos a la dirección del sismo.

REQUISITOS PARA QUE FUNCIONE EL SISTEMA
DE PISO COMO DIAFRAGMA.

- 1 - La capa superior de concreto (capa de compresión), -
deberá tener un mínimo de 3 cms. de espesor y --
una resistencia a la compresión de $f'_c = 150$ --
Kg/cm². como mínimo.
- 2 - El refuerzo de esta capa de compresión en la direc-
ción perpendicular a las viguetas, no será menor
que:

$10/f_y$ veces el área transversal de la capa de -
compresión, ni menor que la que proporciona los
requisitos mínimos por cambios volumétricos; en
vez de estas especificaciones puede optarse por
tomar el 0.2% del área transversal en losas pro-
tegidas de la intemperie o el 0.4% del área --
transversal para las expuestas a ella. (Ver refe-
rencia 3, 3.10)

Las viguetas funcionan como vigas libremente apo-
yadas y deberán colocarse en forma alternada en
los claros por cubrir; así, se logrará que los -
muros de carga en los dos sentidos ortogonales,
trabajen en forma eficiente bajo la acción de --
una carga horizontal, per ejemplo, un sismo.

4.2.2 - ANALISIS DEL SISTEMA POR FLEKION Y POR CORTANTE.

Se analizará una viga precolada y pretensada con clare típico de 3.50 m., apoyada libremente que es como trabajan este tipo de vigas.

Para obtener el peso por m². de losa, hacemos uso de los datos proporcionados por el folleto de "Pretensa".

Supondremos que la losa a utilizar será la losa Autosustentable "P 20", que tiene un peso de 235 Kg/m². — que incluye a las viguetas pretensadas, bovedillas y firme.

Checando el peso por m². de losa:

Usando bovedilla de ancho	= 50 cms.
- 10 bovedillas X 9 Kg/pza.	= 90.0 Kg/m ² .
- 2.5 nervadoras/m ² . X 28.5 Kg/pza.	= 71.3 "
- firme de 0.03 m. X 2400 Kg/m ³ .	= <u>72.0 "</u>
	233.3 Kg/m ² .

que prácticamente es igual a los 235 Kg/m². especificados por el folleto.

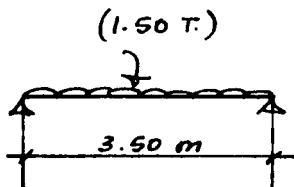
Tomaremos como peso propio de losa igual a 240 Kg/m²., Autosustentable (P 20).

ESTIMACION DE CARGA DE ENTREPISO.

- peso propio losa Autosustentable (P.20)	- 0.24	T/m ² .
- firme 0.05 m. X 2.0	T/m ³ .	- 0.10 "
- carga adicional por Reglamento	- 0.02	"
carga viva	- 0.25	"
		<hr/>
		0.61 T/m ² .

La separación considerada por viguetas pretensadas será de 0.70 m. centro a centro, en un claro de 3.50 m., - y por tanto, la carga tributaria en una vigueta será:

$$W = 3.50 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \times 0.61 \text{ T/m}^2 = 1.50 \text{ T.}$$



$$V = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ T.}$$

$$M = \frac{1.50 \times 3.50}{8} = 0.66 \text{ T.m}$$

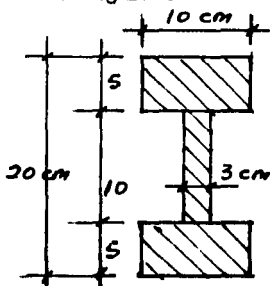
Según el folleto, la losa tipo "Autosustentable" P 20, sería capaz de soportar una carga de hasta 1.0 T./m²., - para un claro de 4.44 m., con un peralte de 20 cms. de -

la vigueta, mas 3 cms. del firme.

Como en el folleto de "Pretensa", no indica la forma - en que está reforzada la vigueta pretensada, se hará un breve análisis y diseño de cómo debe estar reforzada - tanto a la flexión como al cortante.

Idealizaremos una sección que en peralte, ancho y peso, se asemeje a la vigueta escogida "P 20"; ésta tiene un - ancho de 10 cms., un peralte de 20 cms. y un peso de - 28.5 Kg/m.; la losa con viguetas pretensadas pesa 235 - Kg/m²., según el folleto.

La sección idealizada de la vigueta pretensada, será - la siguiente:



Checando el peso de la vigueta por Σ de áreas:

$$2(0.10 \times 0.05) + (.03 \times 0.10) = .013 \text{ m}^2$$

Obteniendo el peso:

$$W = .013 \text{ m}^2 \times 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 28.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

que es igual al proporcionado por "Pretensa".

Checando el peso de la losa "P 20" por m² -

$$\begin{aligned} \text{viguetas} &- 2 \text{ vig.} \times 1.00 \text{ m} \times 28.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 57 \text{ Kg.} \\ \text{bovedillas} &- 7.5 \text{ boved.} \times 14.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 108 \text{ Kg.} \\ \text{firme} &- 0.03 \text{ m} \times 1.00 \text{ m}^2 \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 72 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{r} 237 \text{ Kg.} \\ \hline \text{por m}^2 \end{array}$$

este peso obtenido, es igual al proporcionado por el folleto de "Pretensa"; por lo tanto, se aceptará esta sección propuesta.

En el diseño del concreto presforzado, es usual diseñar el miembro para condiciones de servicio, es decir, - los esfuerzos se calculan con la teoría elástica y después si se requiere, se verifica que la resistencia última proporcione el factor de seguridad requerido.

En el diseño de la sección anterior, se siguieron las recomendaciones de los libros: "Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado" de T. y Lin (Referencia 7) y del "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" (Referencia 3).

4.2.2a - DISEÑO PRELIMINAR POR FLEXION.

El método de Diseño Preliminar se basa en que la sección está gobernada por dos valores de control del momento flexionante externo:

el momento total M_T que controla los esfuerzos bajo la carga de trabajo y el momento de carga M_G de la trabe, que determina la localización del centro de gravedad del acero (c.g.s.) y los esfuerzos en la transferencia.

El momento resistente interno en vigas reforzadas o presforzadas, debe ser igual al momento exterior, es decir:

$$C. a = T. a = M$$

Donde:

C, T = par de fuerzas.

C = centro de compresión en el concreto.

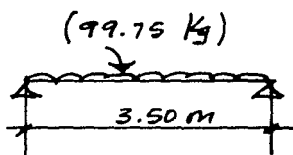
T = centroide del presfuerzo o de la fuerza de tensión en el acero.

En una viga de concreto presforzado, la magnitud del presfuerzo inicial (F_0), se mide y se conoce.

En el momento de la transferencia del presfuerzo, ($T = F_0$), y después que han tenido lugar todas las pérdidas, ($T = F$).

Se hará un cálculo preliminar de la sección de la viga precolada y pretensada, que resista el momento total $M T = 660 \text{ Kg. m.}$

Obteniendo el momento M_G debido al peso propio de la trabe, que determina el centro de gravedad del acero de refuerzo:



$$p.p. \text{ trabe} = 28.5 \text{ Kg/m}$$

$$W = 28.5 \times 3.50 = 99.75 \text{ Kg.}$$

$$M_G = \frac{99.75 \times 3.50}{8} = 43.64 \text{ Kg.m}$$

Además se establecerán los siguientes datos:

- 1 - Claro por cubrir: $L = 350 \text{ cms.}$
- 2 - Momento total: $M T = 66,000 \text{ Kg.cms.}$
- 3 - Momento debido al peso propio de la trabe: $M G = 4364 \text{ Kg.cms.}$
- 4 - Se usará concreto de $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$. (según folleto de Pretensa) a los 28 días, y que en la transferencia será aproximadamente el 90% del valor anterior; por tanto:

$$f'_c = 400 \times .90 = 360 \text{ Kg/cm}^2$$

5 - El acero para el pretensado tendrá una resistencia a la ruptura entre 16,000 y 20,000 Kg/cm²., por lo que podemos considerar un presfuerzo inicial — $F_i = 10,600 \text{ Kg/cm}^2$. que es aproximadamente el 60% de la resistencia promedio a la ruptura.

6 - Consideraremos:

$$f_0 = 0.90 f_i = 0.90 \times 10,600 = 9540 \text{ Kg/cm}^2$$

(presfuerzo inmediatamente después de la transferencia)

$$f_s = f_e = 0.90 f_0 = 0.90 \times 9540 = 8586 \text{ Kg/cm}^2$$

(presfuerzo efectivo).

A continuación se presenta una Tabla de Valores Admisibles, tanto para el concreto como para el acero.

TABLA DE ESFUERZOS ADMISIBLES

$$f'_c = 400 \times 0.90 = 360 \text{ Kg/cm}^2$$

	EN LA TRANSFERENCIA	BAJO LA CARGA DE TRABAJO
CONCRETO	f_c	f_c
FIBRA A LA COMPRESION	$f_b = 0.6 f'_c$ $f_b = 216 \text{ Kg/cm}^2$	$f_t = 0.45 f'_c$ $f_t = 162 \text{ Kg/cm}^2$
FIBRA A LA TENSION	$f'_t = 0.06 f'_c$ $f'_t = 21.6 \text{ Kg/cm}^2$	$f'_b = 0$
TENSION PRINCIPAL SIN REFUERZO EN EL ALMA	—	$St = 0.03 f'_c$ $St = 10.8 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO		
PRESFUERZO INICIAL	$f_i = 10,600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	—
PRESFUERZO INMEDIATAMENTE DESPUES DE LA TRANSFERENCIA	$f_0 = 9540 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$	—
PRESFUERZO EFECTIVO	—	$f_s = f_e = 8586 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

Aplicaremos las siguientes fórmulas y escogeremos las de mayor valor:

$$1 - C = T = F = \frac{M_T}{.65 h} = \frac{66,000}{.65 \times 20} = 5077 \text{ Kg.}$$

$$2 - C = T = F = \frac{M_T - M_G}{.50 h} = \frac{66,000 - 4364}{.50 \times 20} = 6164 \text{ Kg.} \quad (\text{RIGE})$$

$$3 - A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{6164}{8586} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$4 - A_c = \frac{F}{.50 f_c} = \frac{6164}{.50 \times 162} = 76.10 \text{ cm}^2 < 130$$

(resultado del área que estamos considerando; por lo tanto, el área escogida está sobrada).

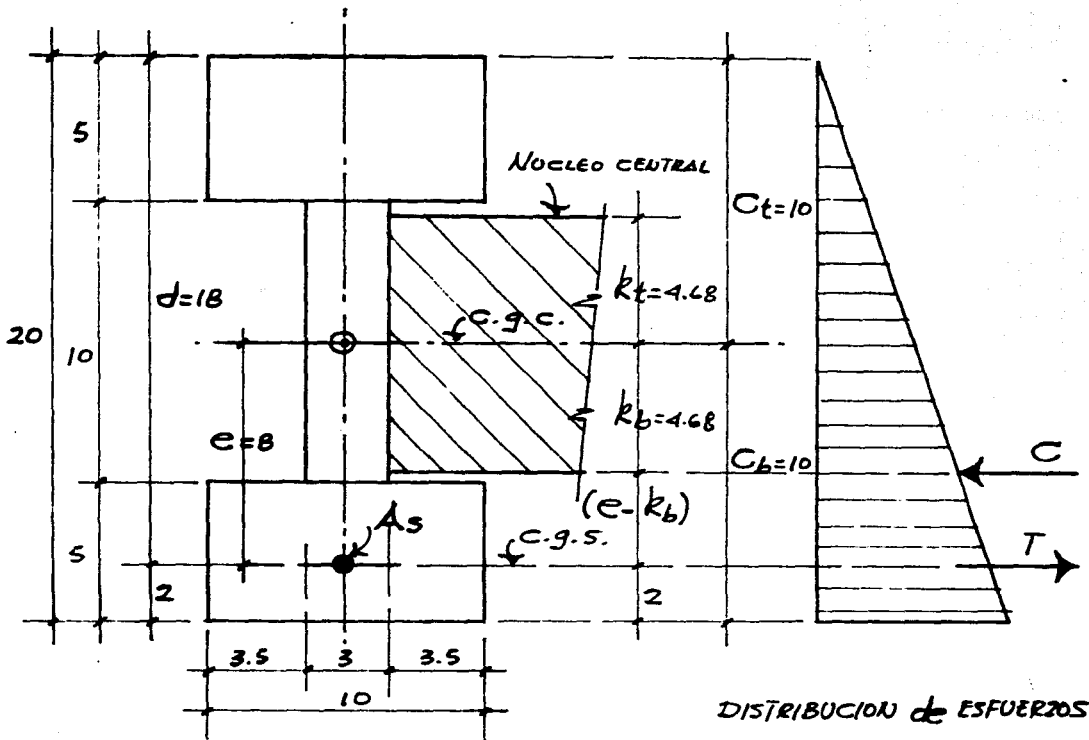
Para la siguiente sección preliminar, calculamos las siguientes propiedades:

$$A_c = 2(10 \times 5) + (3 \times 10) = 130 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{10(20)^3}{12} - \frac{7(10)^3}{12} = 6667 - 583 = 6084 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{I}{A} = \frac{6084}{130} = 46.8 \text{ cm}^2$$

$$k_t = k_b = \frac{r^2}{h/2} = \frac{46.8}{10} = 4.68 \text{ cm}$$



SECCION SUPUESTA

DISTRIBUCION de ESFUERZOS

4.2.2b - DISEÑO FINAL POR FLEXION.

Se hará un diseño elástico sin permitir tensión en el concreto, tanto en la transferencia, como bajo la carga - de trabajo.

Obteniendo la relación $\frac{M_G}{M_T} = \frac{4364}{66000} = 0.0661$;

como resultó muy pequeña, y no se permite tensión en el concreto, el centro de gravedad del acero (c.g.s.) estará abajo del núcleo central, según se aprecia en el diagrama anterior de distribución de esfuerzos; la fuerza (C) estará exactamente en el punto inferior del núcleo central; para el momento debido a la trabe M_G , los esfuerzos en las fibras superior e inferior serán:

esfuerzo fibra superior — $f_t = 0$

“ “ inferior — $f_b = \frac{F_o \cdot h}{A_c \cdot c_t}$

también: $A_c = \frac{F_o \cdot h}{f_b \cdot c_t}$

$$e - k_b = \frac{M_G}{F_o}$$

Resumiendo:

1er paso : De la sección del diseño preliminar, localizamos el c.g.s.

$$e - k_b = \frac{Mg}{F_0} ; F_0 = \frac{Mg}{e - k_b} = \frac{4364 \text{ Kg.cm}}{3.32 \text{ cm}}$$

$$F_0 = 1314.5 \text{ Kg}$$

$$e = k_b + (e - k_b) = 4.68 + 3.32 = 8 \text{ cm}$$

2º paso : El presfuerzo efectivo requerido, se recalcula así:

$$F = \frac{M_T}{e + k_t} = \frac{66\,000}{8 + 4.68} = 5205 \text{ Kg}$$

por tanto, el presfuerzo inicial sería:

$$F_0 = \frac{f_0}{f_s} F = \frac{9540}{8580} (5205) = 5783 \text{ Kg.}$$

3er paso : El área de concreto A_c requerida será:

$$A_c = \frac{F_0 \cdot h}{f_b \cdot c_t} = \frac{5783 \times 20}{216 \times 10} = 53.59 \text{ cm}^2 < 130$$

o bien:

$$A_c = \frac{F \cdot h}{f_t \cdot C_b} = \frac{5205 \times 20}{162 \times 10} = 64.26 \text{ cm}^2 < 130$$

en los dos casos, el área requerida es menor que el área considerada de $A_c = 130 \text{ cm}^2$

4º PASO: El área de acero necesaria será:

$$A_s = \frac{F}{f_s} = \frac{5205}{8586} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Resumiendo, la sección diseñada por flexión, queda con una área de $A_c = 130 \text{ cm}^2$, reforzada con $A_s = 0.61 \text{ cm}^2$

4.2.2c - DISEÑO POR ESFUERZO CORTANTE.

Las vigas presforzadas similares a las reforzadas, casi nunca fallan bajo el corte directo o el corte por penetración, fallan como resultado de los esfuerzos de tensión producidos por el esfuerzo cortante, conocidos como:

Tensión Diagonal en el concreto reforzado y como Tensión Principal (St) en el concreto presforzado.

El diseño para el esfuerzo cortante en vigas de concreto presforzado, se basa en el cálculo del esfuerzo de Tensión Principal en el alma y la limitación de este esfuerzo a un valor especificado.

El método convencional de cálculo del esfuerzo principal de tensión en una sección de viga de concreto presforzado, se basa en la teoría elástica; el método es:

- 1 - Del esfuerzo cortante exterior (V) en la sección, se reduce el (V_s) soportado por el tendón para obtener el (V_c) soportado por el concreto.

$$V_c = V - V_s$$

- 2 - Se calcula la distribución del esfuerzo cortante (v) a través de la sección de concreto por la fórmula:

$$v = \frac{V_c \cdot Q}{I \cdot b}$$

donde:

v = esfuerzo cortante en Kg/cm^2

V_c = fuerza cortante en Kg

$Q =$ momento estático del área considerada en cm^3 ; $Q = A \cdot d$

$I =$ momento de inercia de toda el área en cm^4

$b =$ ancho de la sección en cm .

- 3 - Se calculan la distribución de esfuerzos fibrarios - para esa sección, debidos al momento exterior - (M), el presfuerzo (F) y su excentricidad (e), por la fórmula:

$$f_c = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot c}{I} + \frac{M \cdot c}{I}$$

- 4 - El esfuerzo principal máximo de tensión (St), correspondiente a v y f_c , está dado por la fórmula:

$$St = \sqrt{v^2 + (f_c/2)^2} - (f_c/2)$$

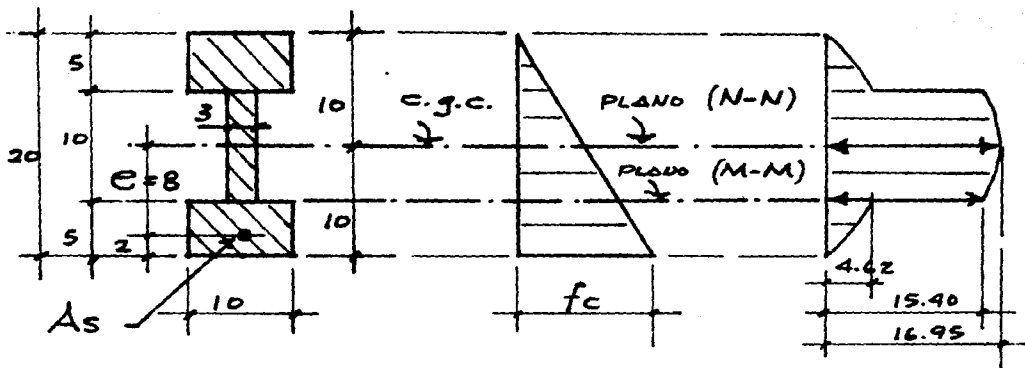
Bajo la carga de diseño, la variación de (St) es:

- (St) varía entre $(0.013 f'_c$ y $0.033 f'_c)$
para vigas sin refuerzo en el alma; y
- (St) varía entre $(0.04 f'_c$ y $0.10 f'_c)$
cuando sí hay refuerzo.

De la vigueta que se está analizando, la fuerza cortante total en el concreto, resultó de:

$$V = 0.75 \text{ Ton.} = 750 \text{ Kg.}$$

Aplicando el método convencional de cálculo:



SECCION

DISTRIBUCION DE
ESFUERZOS DE
TENSION Y COMPRESION

VARIACION DEL
ESFUERZO CORTANTE

$$f_c = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M y}{I}$$

$$V = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$$

Obteniendo las demás propiedades de la sección:

SECCION	PLANO M-M	PLANO N-N por el centro de gravedad
$Q, (cm^3)$	$(5 \times 10)7.5 = 375$	$(3 \times 5)7.5 = 37.5$ $+ 375.0$ <hr/> 412.5
$v = \frac{V_c \cdot Q}{I \cdot b} \cdot \frac{kg}{cm^2}$	$\frac{750 \times 375}{6084 \times 3} = 15.40$ $\frac{750 \times 375}{6084 \times 10} = 4.62$	$\frac{750 \times 412.5}{6084 \times 3} = 16.95$
$f_c = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I} \cdot \frac{kg}{cm^2}$	$f_c = 60.06$	$f_c = 40.04$
$St = \sqrt{v^2 + \left(\frac{f_c}{2}\right)^2} - \frac{f_c}{2} \cdot \frac{kg}{cm^2}$	$\sqrt{(15.40)^2 + \left(\frac{60.06}{2}\right)^2} - \frac{60.06}{2} = 3.72$	$\sqrt{(16.95)^2 + \left(\frac{40.04}{2}\right)^2} - \frac{40.04}{2} = 6.21$

Los valores de ésta tabla, quedan interpretados en las hojas siguientes.

De la fórmula:

$$f_c = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e \cdot y}{I} \pm \frac{M \cdot y}{I}$$

$$F = 5205 \text{ Kg. (presfuerzo efectivo)}$$

$$A = 130 \text{ cm}^2$$

$$I = 6084 \text{ cm}^4$$

$$M = 66000 \text{ Kg.cm}$$

$$e = 8 \text{ cm}$$

$$y = 10 \text{ cm (para fibras extremas)}$$

Trazando los siguientes diagramas para definir propiedades:

DEBIDO AL EFECTO
DES PRESFUERZO
DE LA CARGA
DIRECTA.

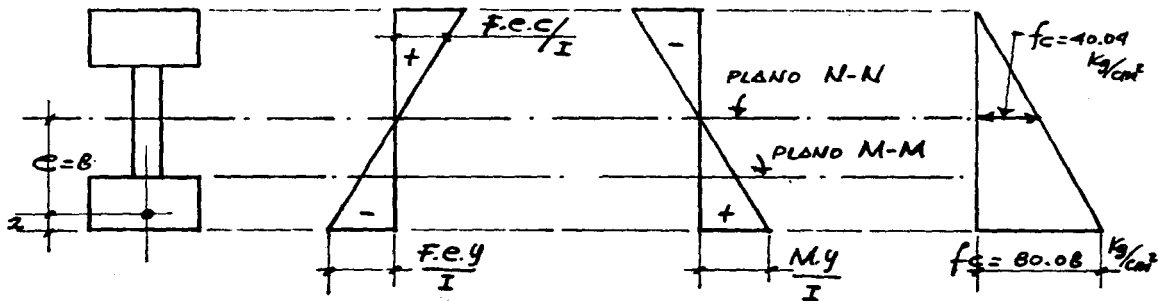
DEBIDO A LA
EXCENTRICIDAD
DEL
PRESFUERZO.

DEBIDO
AL
MOMENTO
EXTERIOR

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
DEBIDOS AL PRESFUERZO
EXCENTRICO Y AL MOMENTO
EXTERIOR.

$$f_c = \frac{F}{A} + \frac{F \cdot e \cdot y}{I} - \frac{M \cdot y}{I}$$

$$f_c = 40.04 + 68.44 - 108.48 = 0$$



$$\frac{F}{A} = \frac{5205}{130}$$

$$\frac{F}{A} = 40.04 \text{ Kg}$$

$$\frac{F \cdot e \cdot y}{I} = \frac{5205 \times 8 \times 10}{6089}$$

$$" = 68.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{M \cdot y}{I} = \frac{6000 \times 10}{6084}$$

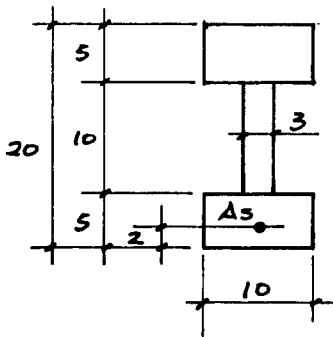
$$" = 108.48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{F}{A} - \frac{F \cdot e \cdot y}{I} + \frac{M \cdot y}{I}$$

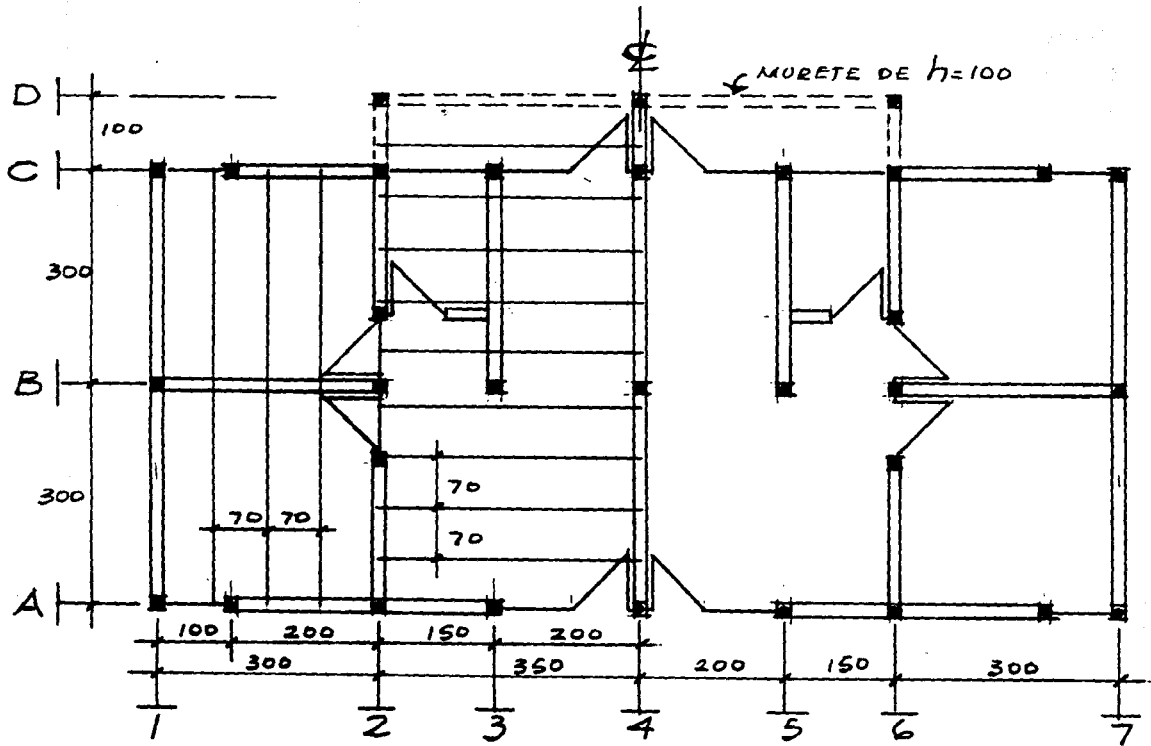
$$f_c = 40.04 - 68.44 + 108.48$$

$$f_c = 80.08 \text{ Kg/cm}^2$$

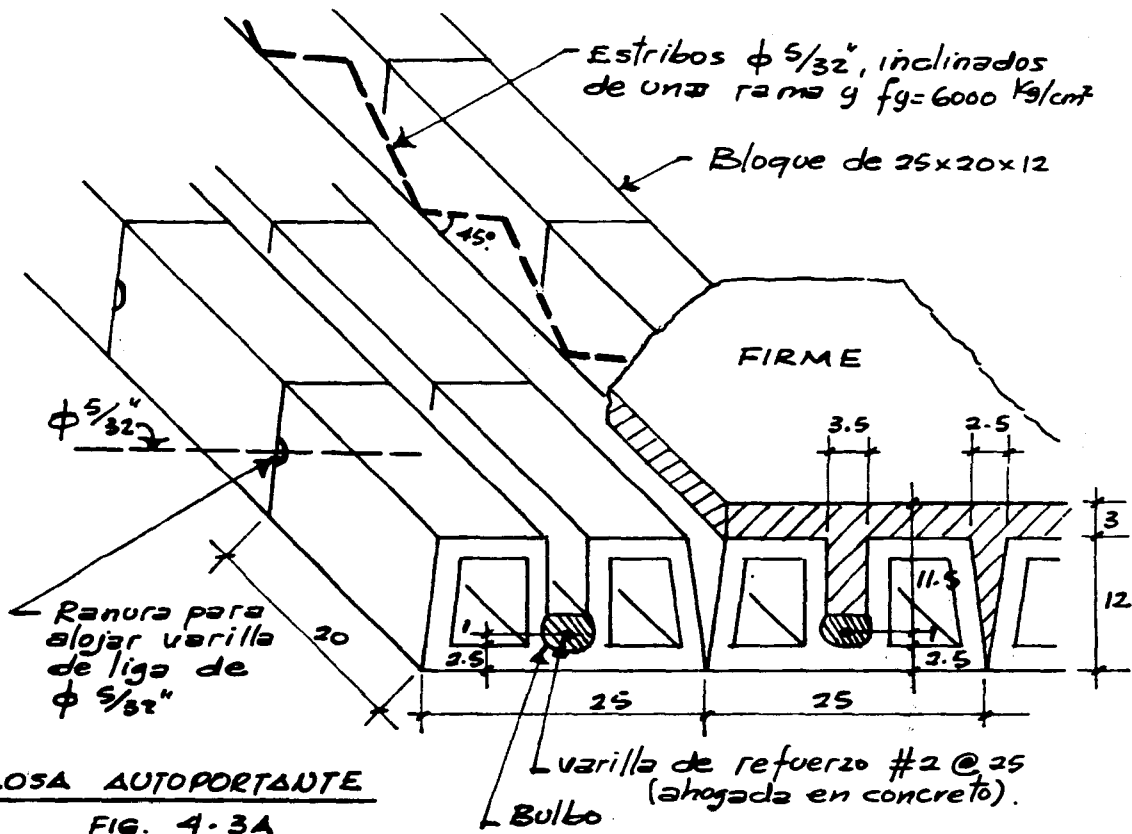
Como se ve, el esfuerzo máximo de tensión principal — (St), resultó de 6.21 Kg/cm²., menor que el esfuerzo — admisible de 10.8 Kg/cm²., por lo que se acepta el diseño de la sección propuesta, que recordándola quedaría — así:



- Área de concreto $A_o = 130 \text{ cm}^2.$
- Área de acero de pretensado $A_s = 0.61 \text{ cm}^2.$
- Concreto de $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2.$
- Acero para el pretensado con re sistencia a la ruptura entre 16,000 y 20,000 Kg/cm².



PLANTA - DISTRIBUCION DE VIGUETAS Y BOVEDILLAS
 Acot. en cm.



LOSA AUTOPORTANTE
FIG. 4-3A

4.3 - TIPO DE ENTREPISO CON LOSA AUTOPORTANTE.

4.3.1 - DESCRIPCION DEL SISTEMA.

Consiste en traveses construidos en el lugar de la obra, a base de bloques hucos de concreto, que se van colocando uno a uno sobre una alfombra de arena de 25 cms. de ancho y 3 cms. de espesor, por el largo de la viga, mede lándose sobre ella una contraflecha; los bloques son de 25 cms. de ancho, por 20 cms. de largo y un peralte de 12 cms.; colocados los bloques requeridos, se procede a insertar las varillas de refuerzo de diámetro del #2 a cada 25 cms., en las ranuras llamados bulbos; posteriormente se cuelan 3 cms. de altura de concreto de alto re- venimiento y se dejan reposar un día; se trasladan des- pués al lugar requerido, donde ya deben estar construi- dos los apoyos, que por lo general son cadenas de concre- to reforzado que son remate superior de muros; las vigas se colocan una a una y después se tejen con unas vari- llas de diámetro de 4 mm. = $5/32"$, alojadas en unas ranu- ras localizadas en la parte posterior del bloque, siendo de un esfuerzo de fluencia de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$. y colocadas a cada 40 cms.

Los estribos consisten en una varilla de diámetro de 4 mm. = $5/32"$ de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$, con quiebres de 45°

a cada 10 cms. y a todo lo largo de la viga; por último, se procede al colado de los bulbos y secciones triangulares, junto con el firme de 3 cms. de espesor. (Ver figura 4.3A)

El concreto a utilizar será de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$, con revenimiento: alte de 18 cms. y agregado máximo de 6.4 mm. ($1/4''$), para que penetren bien en las nervaduras de 3.5 cms. de ancho.

El acero de refuerzo por flexión del # 2 = ($1/4''$), — será de $f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2$. y en estribos de diámetro de 4 mm. = $5/32''$ de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$.

4.3.2 - ANALISIS DEL SISTEMA POR FLEXION Y POR CORTANTE.

Se analizará una viga con claro típico de 3.50 m., apoyada libremente que es como trabajan este tipo de vigas y separadas a cada 0.25 m.

Analizando 1 m. de losa, para obtener su peso por m².

Volomen de concreto :

$$\begin{aligned} .035 \times .125 \times 1m &= .00438 \text{ m}^3 && \text{(nervio)} \\ .50 \times .025 \times .15 \times 1m &= .00188 \text{ " } && \text{(triángulo)} \\ \Sigma &= .00626 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$p.p. \text{ bloque} = 7 \text{ Kg/bloque}$$

Peso concreto: $.00626 \times 2.3 \text{ T/m}^3 = .0144 \text{ Ton}$

" bloques: $.007 \text{ T} \times 5 \text{ block/m} = .0350 \text{ "}$
 $\underline{\hspace{1.5cm}} = .0494 \text{ "}$

Por tanto:

$\frac{.0494 \text{ Ton}}{.25 \times 1.00 \text{ m}} \doteq 0.20 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$ (peso propio losa/m²)

ESTIMACION DE CARGA DE ENTREPISO

La carga sobre una viga de 3.5 cm de ancho, por 12.5 cm de peralte, es la siguiente:

CARGA MUERTA.-

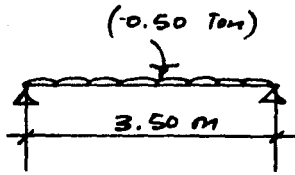
p.p. losa autoportante	0.20 T/m ²
piso (según art. 224 Reg.)	0.12 "
carga viva	<u>0.25 "</u>
	0.57 "

para el claro de $L = 3.50 \text{ m}$, el área tributaria será:

$3.50 \times 0.25 \text{ m} = 0.875 \text{ m}^2$

y la carga sobre la viga será:

$W = 0.875 \text{ m}^2 \times 0.57 \text{ T/m}^2 = 0.50 \text{ Ton}$



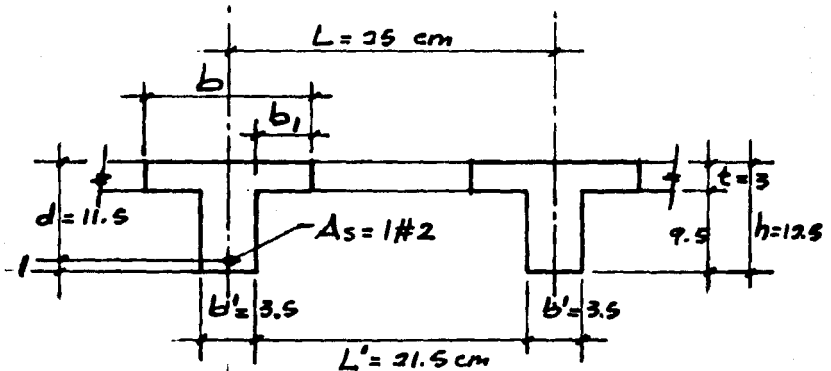
$$V = \frac{0.50}{2} = 0.25 \text{ Ton} \quad ; \quad V_U = 1.4 \times 0.25 = 0.35 \text{ T.}$$

$$M = \frac{.50 \times 3.50}{8} = 0.219 \text{ T.m} \quad ; \quad M_U = 1.4 \times .219 = 0.3066 \text{ T.m}$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad f'_c{}^* = .85 \times .80 \times f'_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2320 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad f_c^* = .80 f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3.3 - REVISANDO LA SECCION PARA VER SI ES VIGA (T).-



ANCHO (b) DEL PATIN QUE TRABAJA A COMPRESION.-

Según Normas Técnicas de Estructuras de Concreto, 2-1-2c

(b₁) se calcula con el menor de los siguientes tres valores:

$$\left. \begin{aligned} \frac{L}{8} - \frac{b'}{2} &= \frac{350}{8} - \frac{3.5}{2} = 42 \text{ cm} \\ \frac{L'}{2} &= \frac{21.5}{2} = 10.75 \\ bt &= 8 \times 3 = 24 \end{aligned} \right\} \text{por tanto: } b_1 = 10.75 \text{ cm}$$

$$y \quad b = 2b_1 + b' = 2(10.75) + 3.5 = 25 \text{ cm}$$

b = 25 cm (ancho del patin a compresión).

4.3.4 - REVISANDO POR FLEXION

$$z = d - \frac{t}{2} = 11.0 - \frac{3.0}{2} = 9.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Fr. f_y \cdot z} = \frac{30660}{.90 \times 2320 \times 9.5} = 1.55 \text{ cm}^2 \text{ (necesaria)}$$

La profundidad (a) del bloque de esfuerzos :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f_c'' \cdot b} = \frac{1.55 \times 2320}{136 \times 25} = 1.06 \text{ cm} < (t=3.0)$$

Por tanto, no es viga (T), sino viga rectangular con área de acero necesario = 1.55 cm^2

COMPROBANDO :

El M_R de una sección de $3.5 \times 11.5 \text{ cm}$, reforzada por flexión con 1 #2, de $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$, es el siguiente :

$$M_R = 0.90 \times 0.32 \times 2320 \times 11.5 (1 - 0.5q)$$

de la fórmula:

$$M_R = 0.90 A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5q)$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''}$$

$$p = \frac{0.32}{3.5 \times 11.5} = 0.008$$

$$q = \frac{0.008 \times 2320}{136} = 0.14$$

y substituyendo éste valor en la fórmula anterior, queda:

$$M_R = 0.90 \times 0.32 \times 2320 \times 11.5 (1 - 0.5 \times 0.14)$$

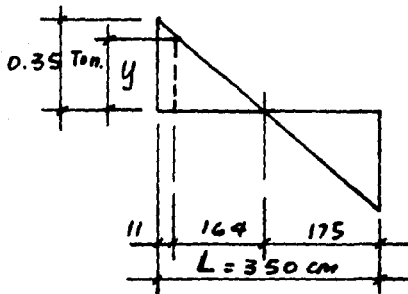
$$M_R = 7146 \text{ Kg.cm} = 0.07146 \text{ T.m}; \text{ éste}$$

valor es menor que el momento último actuante, $M_u = 0.3066 \text{ T.m}$;

con éste resultado vemos que la sección no pasa por flexión.

4.3.5 - REVISANDO CON EL (V_u) A UN PERALTE.-

$$V_u = 0.35 \text{ Ton.}$$



$$\frac{0.35}{175} = \frac{y}{164}$$

$$y = 0.328 \text{ Ton.}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.32}{3.5 \times 11} = 0.00831 < 0.01$$

de la fórmula:

$$V_{CR} = 0.80 b.d (0.20 + 30p) \sqrt{f_c^*}$$

Cortante que toma el concreto:

$$V_{CR} = 0.80 \times 3.5 \times 11.5 (0.20 + 30 \times 0.00831) 12.65$$
$$V_{CR} = 183 \text{ Kg.} < (V_U = 350 \text{ Kg})$$

La diferencia de cortante de:

$$V_S = V_U - V_{CR} = 350 - 183 = 167 \text{ Kg.}$$

debe ser tomado con estribos, sólo que los propuestos — con varilla de diámetro igual a 4 mm. (5/32") de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$, no cumplen con las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias de Concreto — (2.1.5.b), donde el diámetro mínimo de estribos debe ser del No. 2 = 6.3 mm. y el esfuerzo de fluencia no debe — rebasar de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. (Referencia 3)

4.3.6 - OBSERVACIONES AL SISTEMA DE LOSA AUTOPORTANTE.

- a - El diseño del refuerzo por flexión es insuficiente, ya que el área de acero necesaria es de 1.0 cm². aproximadamente y sólo se tienen 0.32 cm². — correspondientes a una varilla # 2.
- b - El refuerzo por tensión diagonal requiere ser corre gido, pues los estribos propuestos no cumplen — con las especificaciones de las Normas Técnicas de Concreto (401), en los siguientes conceptos:

- El acero propuesto de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$. no debe rebasar un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. (según 2.1.5b del 401).
- El diámetro mínimo de estribos debe ser de 6.3 mm., contra el diámetro de 4.0 mm. que se tiene.
- Los estribos deben ser cerrados.
- c - Deberá existir un arado por cambios volumétricos alojado en el firme de 3 cms. según (3.10 Normas Técnicas - 401)
Se recomienda el uso de malla para refuerzo.
- d - Las nervaduras de la losa de 3.5 cms. de ancho, -- utilizan un concreto de 18 cms. de revenimiento y de agregado no mayor de 6.4 mm. Es de suponer que estas características predisponen a la losa a un fisuramiento por contracción, por tanto, se requieren anchos de nervaduras mas amplios que los que se proponen, para garantizar una buena colocación del concreto.
Se recomienda un ancho de 8 cms.

4.3.7 - RECOMENDACIONES AL SISTEMA DE LOSA AUTOPORTANTE.

Para cumplir con los conceptos y requisitos de diseño, este sistema de losa autoportante deberá reformarse como sigue:

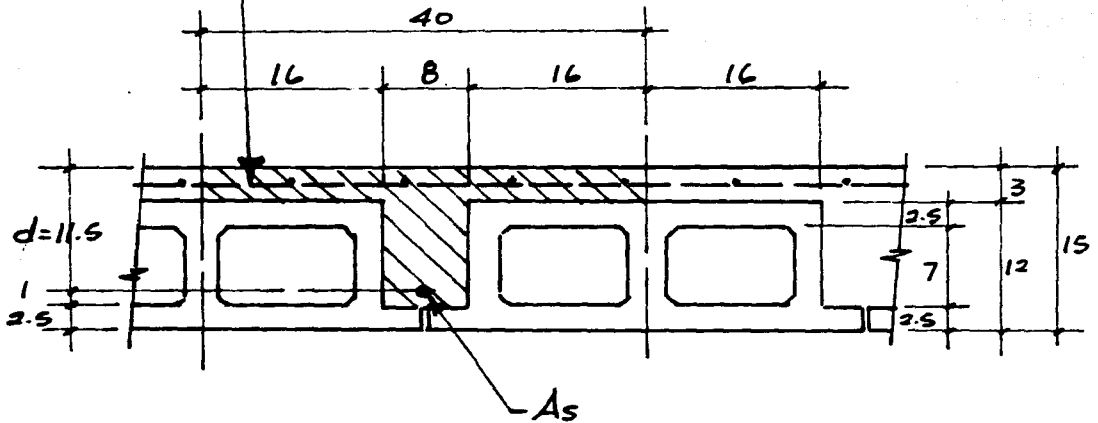
- 1 - Ampliar el ancho de la nervadura de 3.5 cms. a 8 o 10 cms., para que sea fácil la colocación del concreto y aumentar la resistencia de la sección.
- 2 - Reforzar la sección por flexión con A_s mínimo de 1.00 cm²., en lugar de $A_s = 0.32$ cm²..
- 3 - Reforzar el firme de 3 cms. con malla de alambre - de acero 6 X 6 - 10/10
- 4 - El concreto deberá tener un agregado grueso de tamaño máximo de 20 mm. y revenimiento de 12 ± 3.5 cms., para reducir la aparición de fisuras por con tracción.

4.3.8 - REVISION DE UN SISTEMA DE LOSA AUTOPORTANTE MODIFICADA.

Un tipo de losa autoportante modificada, con nervaduras de mayor ancho, podría ser la siguiente:

$$A'_s = \text{malla } 6 \times 6 - 10/10 = 0.61 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{de } f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$



Analizando 1m. de losa para obtener su peso por m².

Volumen concreto:

$$\begin{array}{rcl} 1m \times 0.40 \times 0.03 & = & 0.012 \text{ m}^3 \\ 1m \times 0.08 \times 0.125 & = & 0.010 \text{ "} \\ & & \hline & & 0.022 \text{ "} \end{array}$$

$$\text{p.p. bloque} = 7 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso concreto} : .022 \text{ m}^3 \times 2.3 \text{ T/m}^3 = 0.051 \text{ T.}$$

$$\text{Peso bloques} : .007 \text{ T.} \times 5 \text{ bloques/m} = 0.035 \text{ T.}$$

$$0.086 \text{ T.}$$

peso propio losa / m² :

$$\frac{0.086 \text{ Ton}}{0.40 \times 1.00 \text{ m}} = 0.215 \text{ Ton/m}^2$$

ESTIMACION DE CARGA DE ENTREPISO

La carga sobre una viga de ancho igual a 8 cm, y peralte de 12.5 cm es:

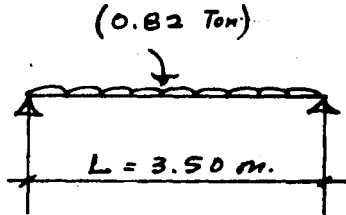
Carga muerta :

$$\begin{array}{rcl} \text{p.p. losa } h=15 & & 0.215 \text{ T/m}^2 \\ \text{piso (según art. 224 del Reg.)} & & 0.120 \text{ " } \\ \text{carga viva} & & 0.250 \text{ " } \\ & & \hline & & 0.585 \text{ " } \end{array}$$

Area tributaria : $0.40 \times 3.50 = 1.40 \text{ m}^2$

carga sobre la viga :

$$1.40 \text{ m}^2 \times 0.585 \text{ T/m}^2 = 0.82 \text{ Ton.}$$



$$V = \frac{0.82}{2} = 0.41 \text{ Ton} ; V_U = 1.4 V = 0.574 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{0.82 \times 3.50}{8} = 0.359 \text{ T.m} ; M_U = 1.4 M$$

$$M_U = 0.503 \text{ T.m}$$

- Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$$f'_c = 0.85 \times 0.80 f'_c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.80 f'_c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

- Acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

4.3.10 - REVISION POR FLEXION.

$$z = d - \frac{t}{2} = 11.5 - \frac{3}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_e \cdot f_y \cdot z} = \frac{50300}{.90 \times 4200 \times 10} = 1.33 \text{ cm}^2$$

La profundidad (a) del bloque de esfuerzos :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f'_c \cdot b} = \frac{1.33 \times 4200}{136 \times 40} = 1.03 < (t=3)$$

• por tanto, no es viga (T), sino viga rectangular.

El M_R de una sección de $8 \times 11.5 \text{ cm}$, reforzada por flexión con 1 # 4 de $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$, es :

$$p = \frac{1.27}{8 \times 11.5} = 0.0138$$

$$q = \frac{p \cdot f_y}{f'_c} = \frac{0.0138 \times 4200}{136} = 0.43$$

$$M_R = 0.90 A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5 q)$$

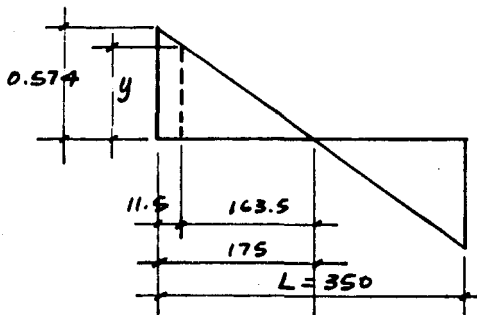
$$M_R = 0.90 \times 1.27 \times 4200 \times 11.5 (1 - 0.5 \times 0.43)$$

$$M_R = 43337 \text{ Kg.cm} = 0.433 \text{ T.m} < (M_u = 0.503)$$

Aunque un poco menor que el M_u , puede aceptarse el M_R .

4.3.11 - REVISIÓN CON EL (V_0) , A UN PERALTE DE LA TRABE.

$$V_0 = 0.574 T.$$



$$\frac{0.574}{175} = \frac{y}{163.5};$$

$$y = 0.54 \text{ Ton.}$$

Acero para flexión = 1 #4

$$p = \frac{1.27}{8 \times 11.5} = 0.0138 > 0.01$$

$$L/h = 350/12.5 = 28 > 5$$

por tanto, aplicaremos la fórmula:

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times b \cdot d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 8 \times 11.5 \times 17.65 = 0.47 \text{ Ton} < 0.54$$

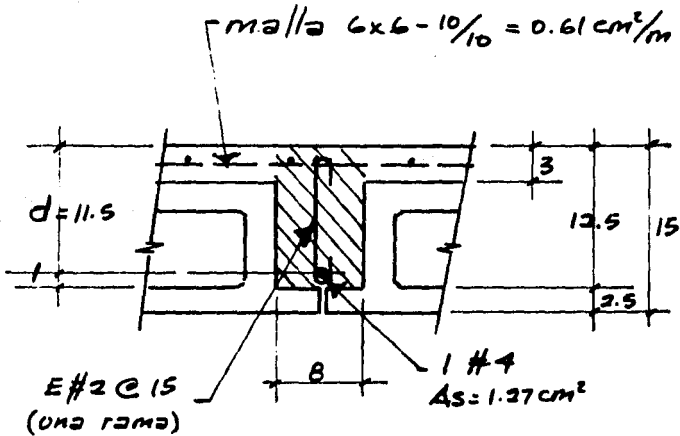
la diferencia se tomará
con estribos.

$$V_s = V_u - V_{cr} = 0.54 - 0.47 = 0.07 \text{ Ton} = 70 \text{ Kg.}$$

Colocando E#2 @ 15 (una rama), re-
sisten:

$$V_s = \frac{0.80 \times 0.32 \times 2320 \times 11.5}{15} = 0.46 \text{ Ton} \gg 0.07 \text{ Ton}$$

Finalmente la sección queda reforzada así:



En la figura 4-3b, se muestra la distribución de traveses y bloques de una planta tipo, formando la losa Autoportante Modificada.

4.3.12 - REVISION DE LA VIGA POR FLECHA.

(Con los datos anteriores)

Cálculo de la Deflexión total de la viga, que corresponderá a la suma de las deflexiones inmediata, diferida y la diferencia de cargas vivas, según (2.2.2 del libro 401, referencia 3)

- Cargas de Servicio.

carga muerta -

$$\begin{array}{r} \text{p.p. losa} \text{ --- } 0.215 \text{ T/m}^2 \\ \text{piso} \text{ --- } 0.120 \text{ " } \\ \hline 0.335 \text{ " } \end{array}$$

carga viva - Obtenida con la intensidad media de la carga viva, según arts. 211 y 227 del título IV del Reglamento).

$$\text{carga viva} \text{ - } 0.070 \text{ T/m}^2$$

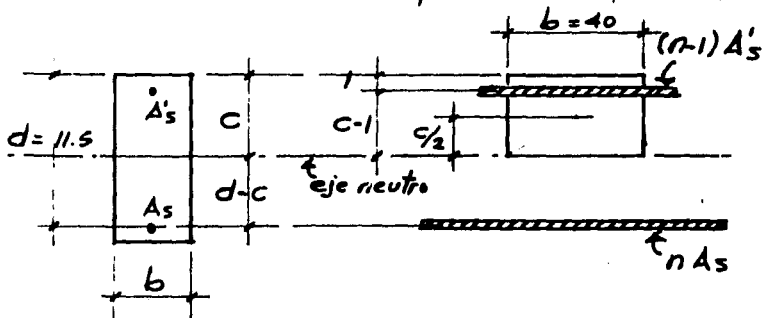
$$\begin{array}{r} \text{Y nos queda: } \text{C.M.} = 0.335 \text{ T/m}^2 \\ \text{C.V.} = 0.070 \text{ " } \\ \hline 0.405 \text{ " } \end{array}$$

Y para un ancho de 40 cm.

$$W = 0.405 \text{ T/m}^2 \times 0.40 \text{ m} = 0.162 \text{ T/m}$$

CALCULANDO EL MOMENTO DE INERCIA (I),
al centro del claro y en base a la
sección transformada agrandada.

(se usa el ancho de
patín a compresión)



Transformando el área de acero, en área
equivalente de concreto.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2(10)^6}{1.414(10)^5} = 14$$

$$A_s = 1 \#4 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 0.61 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.40 \text{ m} = 0.244 \text{ cm}^2$$

Haciendo la suma de momentos estáticos
de las áreas con respecto al eje neutro.

$$nA_s(d-c) = bc \frac{c}{2} + (n-1)A'_s(c-1)$$

substituyendo por valores:

$$14(1.27)(11.5-c) = 40 \frac{c^2}{2} + (14-1)0.244(c-1)$$

$$C^2 + 1.05 C - 10.38 = 0$$

$$C = \frac{-1.05 \pm \sqrt{(1.05)^2 - 4(-10.38)}}{2} = 2.74 \text{ cm}$$

el momento de inercia, será:

$$nA_s(d-c)^2 = 14(1.27)(11.5 - 2.74)^2 = 1364.39 \text{ cm}^4$$

$$\frac{bc^3}{3} = \frac{40(2.74)^3}{3} = 274.28 \text{ ''}$$

$$(n-1)A'_s(c-1)^2 = (14-1)0.244(2.74-1)^2 = 23.64 \text{ ''}$$

$$I = 1662.31 \text{ ''}$$

⇒ - DEFLEXION INMEDIATA AL CENTRO DEL CLARO, BAJO LA CARGA $W = 0.162 \text{ T/m}$, PARA UNA VIGA LIBREMENTE APOYADA:-

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{W l^4}{E I}$$

$$\left[\begin{array}{l} W = 0.162 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 0.162 \frac{1000}{100} = 1.62 \text{ Kg/cm} \\ l = 350 \text{ cm} \\ E = 1.414 (10)^5 \text{ Kg/cm}^2 \\ I = 1662.31 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.62(350)^4}{1.414(10)^5 1662.31} = 1.35$$

∴ $\Delta_{\text{INMEDIATA}} = 1.35 \text{ cm}$

b- DEFLEXION DIFERIDA, IGUAL A LA FLECHA INMEDIATA POR EL SIGUIENTE FACTOR.-

$$\text{FACTOR} \left[2 - 1.2 \left(\frac{\Delta'_5}{\Delta_5} \right) \right] \gg 0.6$$

$$2 - 1.2 \left(\frac{0.244}{1.27} \right) = 1.77 > 0.6$$

$$\Delta = 1.35 (1.77) = 2.39 \text{ cm}$$

∴ Δ DIFERIDA = 2.39 cm

c- DEFLEXION INMEDIATA, CORRESPONDIENTE A LA DIFERENCIA DE CARGAS VIVAS-

$$C.V. = 0.25 \text{ T/m}^2 \times 0.40 \text{ m.} = 0.100 \text{ T/m}$$

$$C.V. = 0.07 \text{ " } \times \text{ " } = \frac{0.028 \text{ "}}{0.072 \text{ "}}$$

$$\Delta = \frac{0.072 \text{ T/m}}{0.162 \text{ "}} \Delta_{\text{INMEDIATA}} = \frac{0.072}{0.162} (1.35) = 0.60$$

(W) ↓

∴ Δ POR DIFERENCIA DE C. VIVAS = 0.60 cm

d- DEFLEXION TOTAL :

Δ INMEDIATA.	1.35 cm
Δ DIFERIDA	2.39 "
Δ D. DE C. VIVAS	0.60 "
	<hr/>
	4.34 "

e - Comparando el anterior valor, con el de la suma de la deflexión permisible más la contraflecha.

- Estas trabes autoportantes llevan una contraflecha de 0.7% al centro del claro.

$$350 \times 0.7 \% = 2.45 \text{ cm}$$

- Deflexión permisible:-

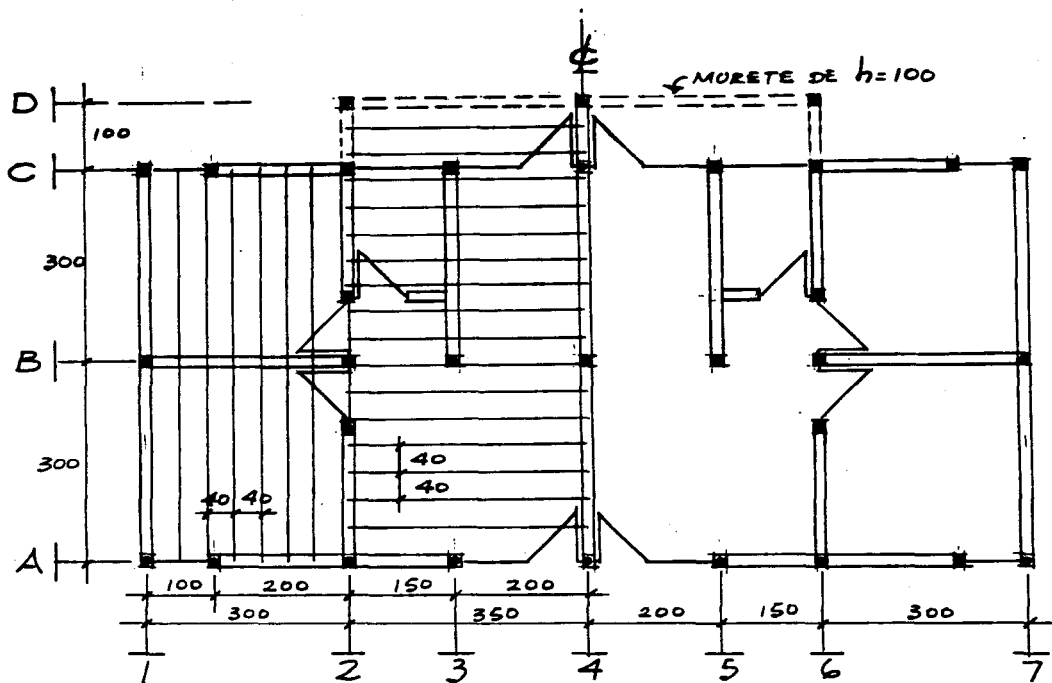
$$\frac{l}{240} + 0.5 = \frac{350}{240} + 0.5 = 1.96 \text{ cm}$$

- Flecha permisible :

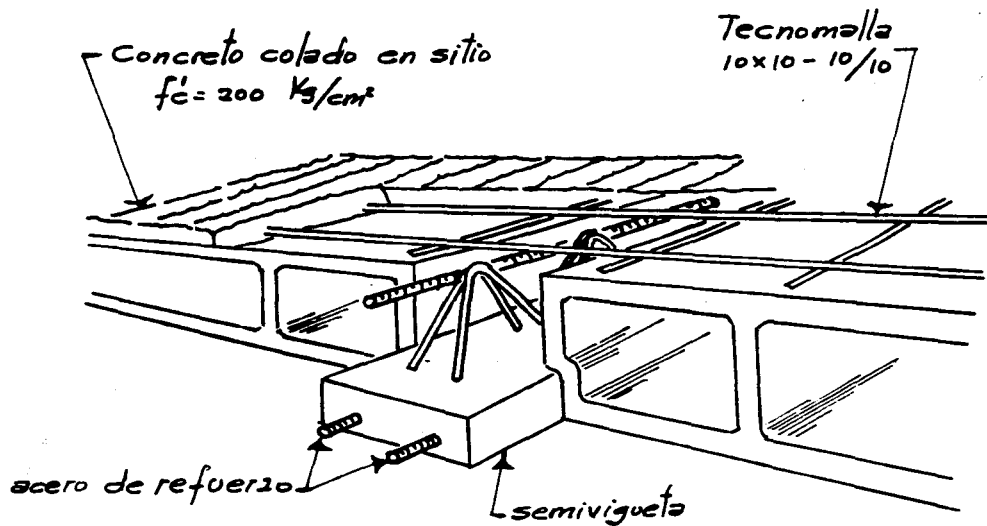
$$2.45 + 1.96 = 4.41 \text{ cm} > 4.34 \text{ cm.}$$

(Flecha total)

Se concluye que la sección puede aceptarse por flecha.

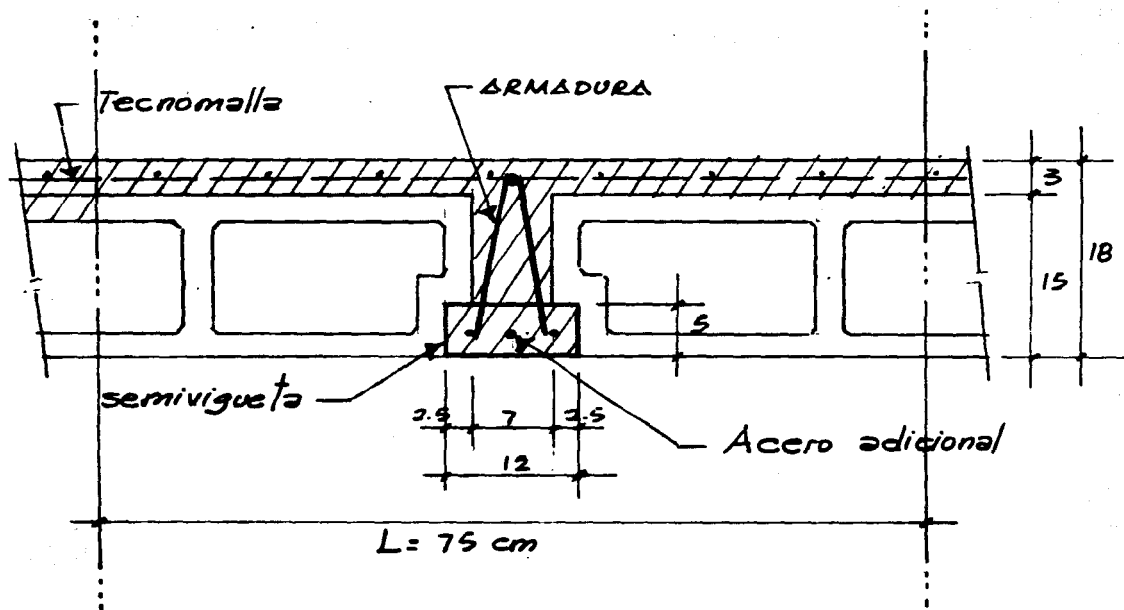


PLANTA - DISTRIBUCION DE TRABES Y BLOQUES
LOSA AUTO PORTANTE MODIFICADA (FIG. 4-3B)



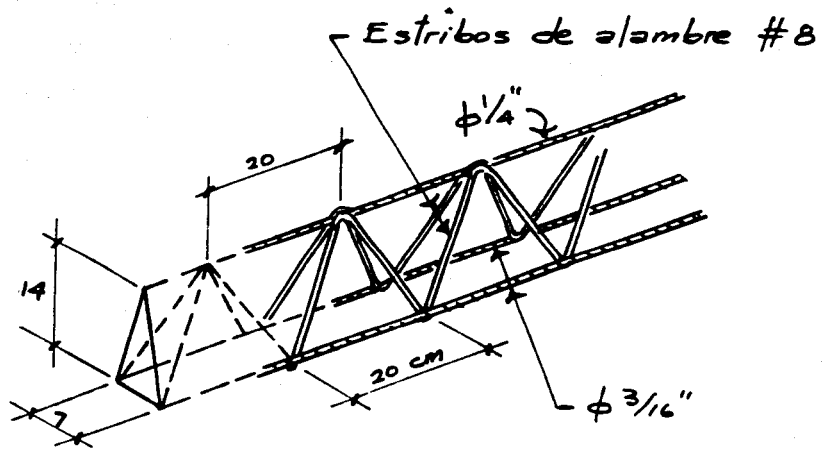
4.4 - TIPO DE ENTREPISO CON SEMIVIGUETA Y BOVEDILLA

(FIG. 4-4A)



LOSA VIGARMEX

(FIG. 4.4B)



ARMADURA
 (FIG. 4.4C)

4.4 - TIPO DE ENTREPISO CON SEMIVIGUETA Y BOVEDILLA.

4.4.1 - DESCRIPCION DEL SISTEMA.

El sistema consiste en unas semiviguetas que pueden ser prefabricadas en plantas, o hechas en el lugar de la obra y bovedillas, formando entre sí losas monolíticas.

Un sistema de este tipo, puede ser el Vigarmex y está constituido por los siguientes elementos: armadura, semiviguetas y bovedillas.

- ARMADURA VIGARMEK -

Consta de 3 varillas: una superior de diámetro igual a 6.35 mm. (1/4") de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$. y 2 varillas inferiores de diámetro de 4.8 mm. (3/16") de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$., unidas entre sí por estribos de alambre del #8 (4.11 mm.) de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$., soldados eléctricamente.

En los casos en que el acero inferior de la armadura no es suficiente para las condiciones de servicio, se agregan varillas de refuerzo junto a las varillas inferiores, como acero adicional para flexión. Este acero adicional puede ser hasta dos varillas del # 5 de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

La armadura Vigarmex se identifica de la siguiente forma:

la primera cifra indica la altura total de la armadura -- en cms. y la segunda indica el área de acero en mm².; en este caso, resulta de sumar las áreas de las 2 varillas inferiores de la armadura de diámetro de (3/16") cada -- una, (ver figura 4.4c)

- SEMIVIGUETA VIGARMEK -

Consta de 3 elementos: la armadura Vigarmek, las varillas adicionales requeridas por cálculo y la zapata de concreto. (Ver figura 4.4B)

La zapata deberá tener una sección de 5 X 12 cms., fabricada con concreto de resistencia a la compresión de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$. y un agregado máximo de 6.35 mm. -- (1/4").

Esta zapata sirve para alojar en ella, toda el área de acero necesaria y soportar a las bovedillas.

El peso de las semiviguetas varía de 12 a 15 Kg/m.; -- esta variación se debe al diámetro de varillas adicionales que se usen.

BOVEDILLAS.

Las bovedillas a utilizar pueden ser:

de cemento-arena, de poliestireno, o de barro, -- siendo las primeras las de uso mas generalizado, ya que

para su fabricación se pueden utilizar agregados típicos de cada zona.

Las funciones principales de las bovedillas son: aligerar la losa, por la eliminación de un importante volumen de concreto y suprimir cimbra de contacto.

Para condiciones de cálculo, no se toma en cuenta la posible contribución en el trabajo estructural de la losa.

Las bovedillas de cemento-arena, tienen un peso aproximado de 16 a 18 Kg. por pieza, siendo la de mayor uso la que proporciona 75 cms. entre ejes de semiviguetas.

Para cumplir con el requisito de funcionar como un diafragma ante sollicitaciones sísmicas, lleva una capa de concreto de 3 cms. de espesor (capa de compresión), reforzada con malla de acero 10 X 10 - 10/10, de

$$f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2.$$

EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ES EL SIGUIENTE:

- 1 - Se levantan los muros, se enrasan, nivelan y se rematan con una cadena de concreto reforzado que garantice la continuidad entre losas y muros, proporcionando rigidez ante fuerzas horizontales.
- 2 - Se coloca un apuntalamiento provisional, para dar la altura requerida.

- 3 - Se procede a colocar las semiviguetas y para una adecuada separación entre ellas, se colocan las bovedillas que van en los extremos de las semiviguetas.
- 4 - Se tiende sobre las bovedillas el acero de refuerzo para la capa de compresión, que puede ser malla electrosoldada tipe 10 X 10 - 10/10, con $A_s = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m.}$, de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, para mejor control del agrietamiento debido a cambios volumétricos por variaciones de temperatura.

Al proceder al colado de la losa, se forman al mismo tiempo el alma de la vigueta y el patín de compresión, quedando una losa casi monolítica.

4.4.2 - ANALISIS DEL SISTEMA POR FLEXION Y POR CORTANTE.

Se hará el análisis de una semivigueta con claro típico de 3.50 m., apoyada libremente en los extremos, que es como trabajan este tipo de vigas y separadas a cada 75 cms.

Para obtener el peso por m^2 . de losa, analizamos un metro de ella.

Volúmen de concreto:

$$\begin{array}{r} \text{firme } (0.03 \times 0.75 \times 1\text{m}) = 0.023 \text{ m}^3 \\ \text{sección } (0.07 \times 0.10 \times 1\text{m}) = 0.007 \text{ " } \\ \text{zapata } (0.12 \times 0.05 \times 1\text{m}) = 0.006 \text{ " } \\ \hline 0.036 \text{ " } \end{array}$$

peso propio bloque: 16 Kg/pz.

$$\text{Peso concreto: } .036 \text{ m}^3 \times 2.2 \text{ T/m}^3 = 0.080 \text{ Ton}$$

$$\text{" bloques: } .016 \text{ Ton} \times 5 \text{ bloques/m} = 0.080 \text{ "}$$

$$\hline 0.160 \text{ "}$$

Luego el peso propio de la losa por m²:

$$\frac{0.16 \text{ Ton}}{0.75 \times 1.00 \text{ m}} = 0.21 \text{ T/m}^2$$

ESTIMACION DE CARGA DE ENTREPISO.

La semivigüeta tiene una sección de 12 X 5 cms. y encima de ella, existe otra sección de 7 X 13 cms, incluyendo el firme; la suma de áreas nos da:

$$\begin{array}{rcl} 12 \times 5 & = & 60 \text{ cm}^2. \\ 7 \times 13 & = & \underline{91 \text{ "}} \\ & & 151 \text{ cm}^2. \end{array}$$

Suponiendo que existe una sola sección de 8 X 18 = 144 cm². que es 5% menor que 151 cm². y que, la carga que soporta es la siguiente:

CARGA MUERTA.

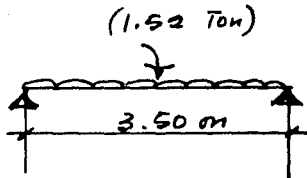
p.p. losa h = 18	0.21 T/m ² .
piso (según art. 224 del Reg.)	0.12 "
carga viva	<u>0.25 "</u>
	0.58 T/m ² .

Area tributaria: 3.50 m. X 0.75 m. = 2.63 m².

para L = 3.50 m.

por tanto, la carga sobre la sección de 8 cms. de ancho por 18 cms. de peralte es:

$$W = 2.63 \text{ m}^2. \times 0.58 \text{ T/m}^2. = 1.52 \text{ Ton.}$$

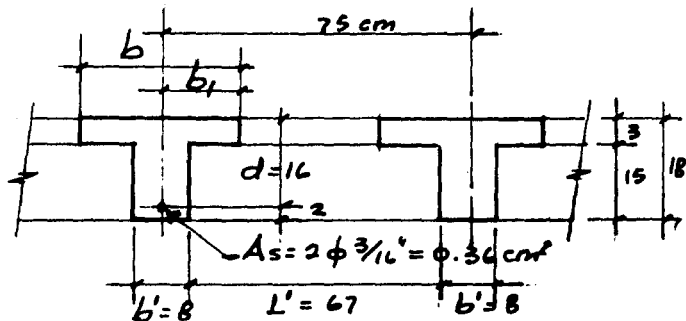


$$V = \frac{1.52}{2} = 0.76 \text{ T.} ; V_U = 1.4V = 1.06 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{1.52 \times 3.50}{8} = 0.66 \text{ T.m.} ; M_U = 1.4M = 0.92 \text{ T.m.}$$

- Concreto de $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo de $f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$

4.4.3 - REVISANDO LA SECCION PARA VER SI ES VIGA (T).-



- ANCHO DEL PATIN QUE TRABAJA A COMPRESION.

Según las Normas Técnicas de Concreto, 2.1.2c

(b_1) se calcula con el menor de los siguientes 3 valores:

$$\frac{L}{8} - \frac{b'}{2} = \frac{350}{8} - \frac{8}{2} = 39.75 \text{ cm}$$

$$\frac{L'}{2} = \frac{67}{2} = 33.5$$

$$8t = 8 \times 3 = 24 \text{ cm.}$$

resulta $b_1 = 24 \text{ cm}$

$$y \quad b = 2b_1 + b' = 2(24) + 8 = 56$$

$b = 56 \text{ cm}$ (ancho del patín a compresión).

4.4.4 - REVISION POR FLEXION.

$$z = d - \frac{t}{2} = 16 - \frac{3}{2} = 14.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{F_r \cdot f_y \cdot z} = \frac{92,000}{.90 \times 6000 \times 14.5} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad (\text{necesaria})$$

La profundidad (a) del bloque de esfuerzos:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f'_c \cdot b} = \frac{1.17 \times 6000}{136 \times 56} = 0.92 < (t=3)$$

por tanto, no es viga (T), sino rectangular, con A_s necesaria = 1.17 cm^2

COMPROBACION :

El M_R de una sección de $8 \times 8 \text{ cm}$, reforzada por flexión con $2 \phi 3/16"$, con $A_s = 0.36 \text{ cm}^2$, es el siguiente :

$$M_R = 0.90 A_s \cdot f_y \cdot d (1 - 0.5 q)$$

$$p = \frac{0.36}{8 \times 16} = 0.0028$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{1200}}{6000} = 0.00165 < p$$

$$p_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{6000 + 6000} \right)$$

$$p_{\max} = 0.0068 > p.$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c''} = \frac{0.0028 \times 6000}{136} = 0.1235$$

$$\circ \circ \quad M_R = 0.90 \times 0.36 \times 6000 \times 16 (1 - 0.5 \times 0.1235)$$

$$M_R = 29183 \text{ Kg.cm}$$

$$M_R = 0.2918 \text{ T.m} < (M_U = 0.92 \text{ T.m})$$

$$0.92 - 0.29 = 0.63 \text{ T.m (Mo. faltante)}$$

Lógicamente, no pasó por flexión, ya que el A_s necesario fue de 1.17 cm^2 .

Ahora supondremos una varilla del $\# 4$ de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, debido a que en el mercado no es fácil hallar varillas con límite de fluencia de —

$f_y = 6000 \text{ Kg/cm}^2$, en diámetros del # 3 en adelante.

1 # 4 tiene $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{1.27}{8 \times 16} = 0.01$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236 < \rho$$

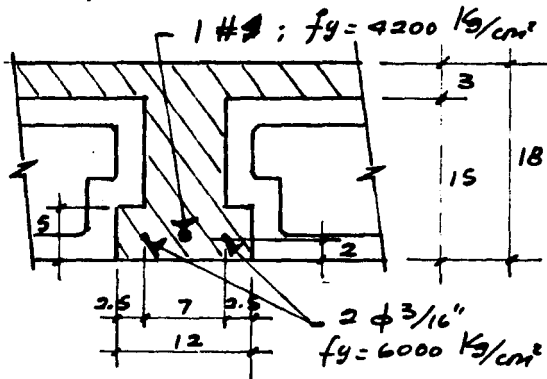
$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{136}{4200} \frac{4800}{4200 + 6000} \right) = 0.011 = \rho$$

$$q = \frac{0.01 \times 4200}{136} = 0.30$$

$$\therefore M_R = 0.90 \times 1.27 \times 4200 \times 16 (1 - 0.5 \times 0.30)$$

$$M_R = 0.653 \text{ T.m} > (M_a \text{ faltante} = 0.63 \text{ T.m})$$

Finalmente la sección reforzada por flexión queda:



4.4.5 - REVISANDO CON EL (Vu) A UN PERALTE.

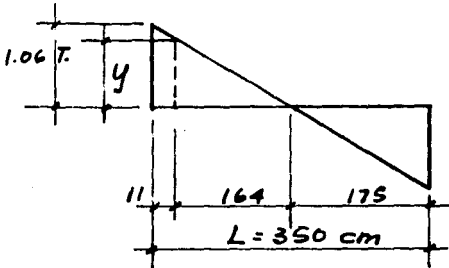
$$V_u = 1.06 \text{ Ton.}$$

$$\frac{1.06}{175} = \frac{y}{164};$$

$$y = 0.993 \text{ T.}$$

$$p = \frac{1.37 + 2(.18)}{8 \times 16}$$

$$p = 0.012$$



$$\frac{L}{h} = \frac{350}{18} = 19.4 > 5; \text{ por tanto:}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times b \times d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 8 \times 16 \times 17.65$$

$$V_{cr} = 648 \text{ Kg} < (V_u = 1060 \text{ Kg})$$

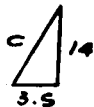
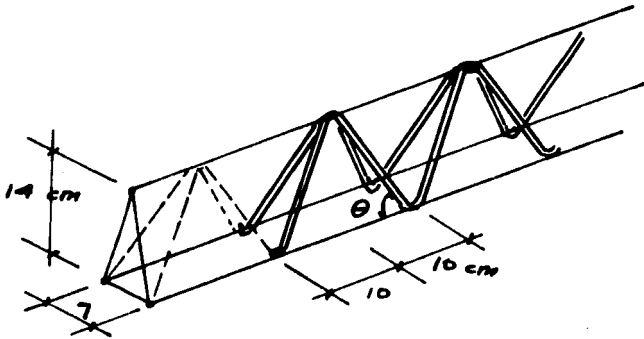
La diferencia de cortante:

$V_s = V_u - V_{cr} = 1060 - 648 = 412 \text{ Kg.}$, debe ser tomada con estribes, sólo que los propuestos con alambre del #8 (4.11 mm.) de $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$. no cumplen con las especificaciones de Concreto (2.1.5.b), donde el diámetro mínimo de estribos debe ser del No. 2 = 6.3 mm. y el esfuerzo de fluencia no debe rebasar de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. (Referencia 3)

OBSERVACION

Para cumplir con las Normas, el refuerzo por tensión diagonal requiere corregirse al diámetro mínimo especificado del # 2 (1/4") de $f_y = 2320 \frac{kg}{cm^2}$, además, estos estribos deberán ligarse a las varillas longitudinales por medio de soldadura al arco eléctrico.

Respetando la geometría anterior de los estribos y considerando varilla del # 2, tenemos:



$$C = \sqrt{(14)^2 + (3.5)^2} = 14.43 \text{ cm}$$



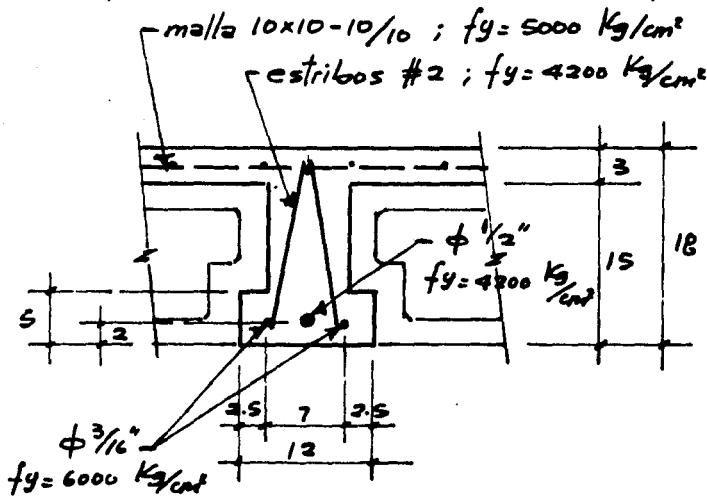
$$\begin{aligned} \text{tg } \theta &= \frac{14.43}{10} = 1.443 \\ \theta &= \text{tg}^{-1}(1.443) = 55.28^\circ \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{sen } \theta = 0.822 \\ \text{cos } \theta = 0.569 \end{array} \right.$$

$$V_s = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{20 \text{ cm}}$$

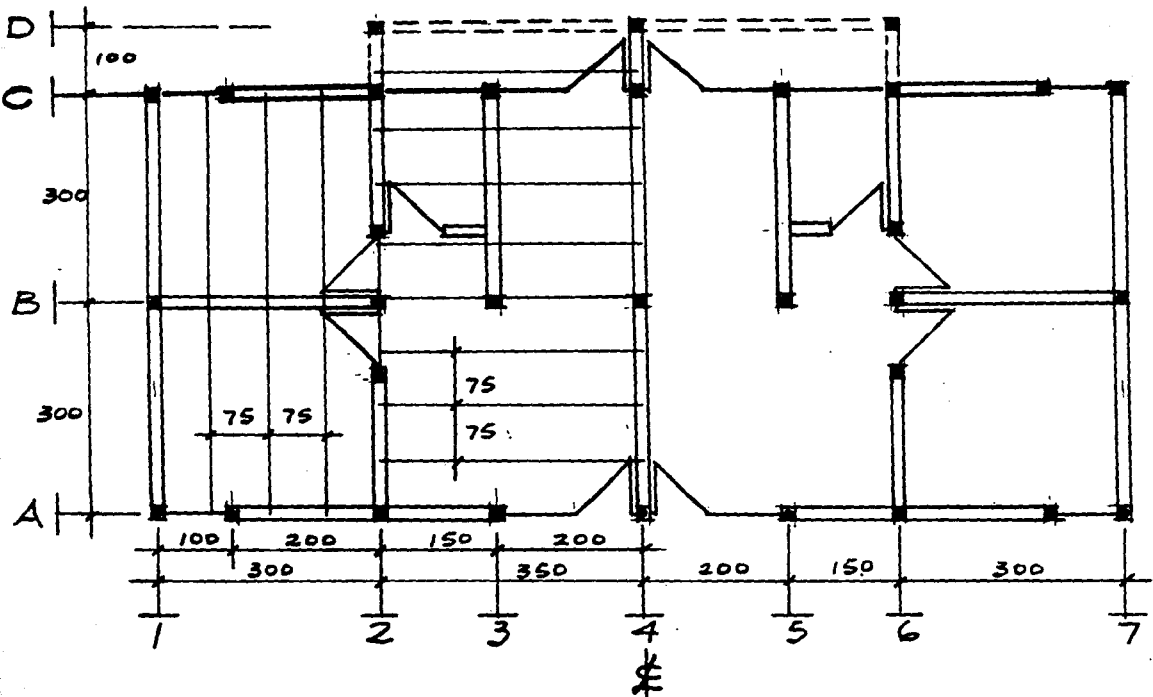
$$V_s = \frac{0.80 \times 0.32 \times 2 \times 2320 \times 16 \cdot (-822 + 569)}{20 \text{ cm}}$$

$$V_s = 1322 \text{ Kg} > (412 \text{ Kg}, \text{ cortante faltante}).$$

Finalmente, la sección reforzada por flexión y por cortante queda:



A continuación, se muestra en la planta fig. 4.40, la distribución de semiviguetas y bovedillas de una planta tipo.



PLANTA - DISTRIBUCION DE SEMIVIGUETAS Y BOVEDILLAS

Acot. en cm.

4.4.6 - REVISION DE LA VIGA POR FLECHA.

(con los datos anteriores)

El cálculo de la Deflexión total de la viga, corresponderá a la suma de las deflexiones inmediata, diferida y la diferencia de cargas vivas, según 2.2.2 del libro — 401 (Referencia 3).

- CARGAS DE SERVICIO:

CARGA MUERTA.

p.p.losa	h = 18	- 0.21 T/m ² .
	piso	- <u>0.12 "</u>
		0.33 T/m ² .

CARGA VIVA.- Obtenida con la intensidad media de la carga viva, según artículos 211 y 227 - del Título IV del Reglamento.

CARGA VIVA - 0.070 T/m².

Nos queda:

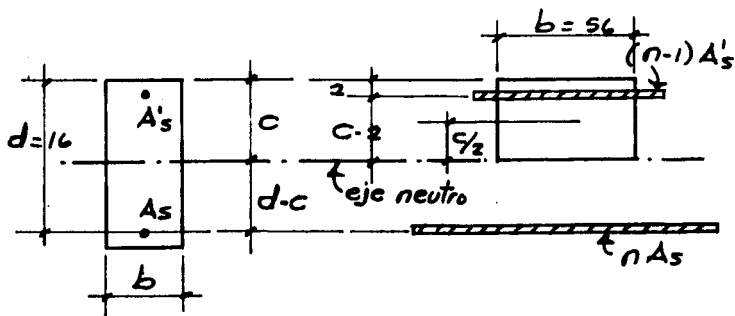
C.MUERTA	-	0.33 T/m ² .
C.VIVA	-	<u>0.07 "</u>
		0.40 T/m ² .

y para un ancho de 75 cms.:

W = 0.40 T/m². X 0.75 m. = 0.30 T/m.

CALCULANDO EL MOMENTO DE INERCIA (I),
al centro del claro y en base a la
sección transformada agrietada.

(Se usa el ancho de
patín a compresión)



Transformando el área de acero, en
área equivalente de concreto.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 (10)^6}{1.414 (10)^5} = 14$$

$$A_s = 1 \# 4 \left(\frac{1}{2}''\right) + 2 \left(\frac{3}{16}''\right) = 1.27 + 2(0.18) = 1.63$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \text{malla } 10 \times 10 - 10/10 = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

y para un ancho de 0.75m

$$A'_s = 0.36 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.75 \text{ m} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{MAS } 1 \# 2 \left(\frac{1}{4}''\right) = \frac{0.32''}{0.59 \text{ cm}^2}$$

Haciendo la suma de momentos estáticos de las áreas con respecto al eje neutro.

$$n A_s (d-c) = b \cdot c \cdot \frac{c}{2} + (n-1) A'_s (c-2)$$

substituyendo por valores:

$$14 (1.63) (16-c) = 56 \frac{c^2}{2} + (14-1) 0.59 (c-2)$$

$$c^2 + 1.135 c - 13.681 = 0 ;$$

$$c = \frac{-1.135 \pm \sqrt{(1.135)^2 - 4(-13.681)}}{2} = 3.16 \text{ cm}$$

El momento de inercia (I), será:

$$n A_s (d-c)^2 = 14 (1.63) (16-3.16)^2 = 3762.23 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b \cdot c^3}{3} = \frac{56 (3.16)^3}{3} = 589.02 \text{ ''}$$

$$(n-1) A'_s (c-2)^2 = (14-1) (0.93) (3.16-2)^2 = 16.27 \text{ ''}$$

$$I = 4367.52 \text{ ''}$$

2 - DEFLEXION INMEDIATA AL CENTRO DEL CLARO, BAJO LA CARGA $W = 0.30 \text{ T/m}$, PARA UNA VIGA LIBREMENTE APOYADA.

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{W \cdot l^4}{E \cdot I}$$

$$W = 0.30 \text{ T/m} = 0.30 \frac{1000}{100} = 3.0 \text{ Kg/cm}$$

$$l = 350 \text{ cm}$$

$$E = 1.414 (10)^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 4367.52 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{3.0 (350)^4}{1.414 (10)^5 (4367.52)} = 0.949$$

$$\therefore \Delta_{\text{INMEDIATA}} = 0.95 \text{ cm}$$

b - DEFLEXION DIFERIDA, IGUAL, A LA FLECHA INMEDIATA POR EL SIGUIENTE FACTOR:

$$\left[2 - 1.2 \left(\frac{\Delta'_S}{\Delta_S} \right) \right] \geq 0.6$$

$$2 - 1.2 \left(\frac{0.59}{1.63} \right) = 1.56 > 0.6$$

$$\Delta = 0.95 (1.56) = 1.48$$

$$\therefore \Delta_{\text{DIFERIDA}} = 1.48 \text{ cm}$$

C - DEFLEXION INMEDIATA, CORRESPONDIENTE A LA DIFERENCIA DE CARGAS VIVAS.

$$\text{C.V.} = 0.25 \text{ T/m}^2 \times 0.75 \text{ m} = 0.19 \text{ T/m}$$

$$\text{C.V.} = 0.07 \text{ " } \times \text{ " } = \frac{0.05 \text{ "}}{0.14 \text{ "}}$$

$$\Delta = \frac{0.14}{W} \Delta_{\text{INMEDIATA}} = \frac{0.14}{0.30} (0.95) = 0.44$$

$$\therefore \Delta_{\text{POR DIFERENCIA DE C. VIVAS}} = 0.44 \text{ cm}$$

d - DEFLEXION TOTAL

$\Delta_{\text{INMEDIATA}}$	0.95 cm
Δ_{DIFERIDA}	1.48 "
$\Delta_{\text{DIF. DE C.V.}}$	0.44 "
	2.87 "

e - Comparando el anterior valor, con el de la suma de la deflexión permisible más la contraflecha.

- Estas semiviguetas llevan una contraflecha de 0.7%, al centro del claro.

$$350 \times 0.7\% = 2.45 \text{ cm.}$$

- Deflexión permisible:

$$\frac{l}{240} + 0.5 = \frac{350}{240} + 0.5 = 1.96 \text{ cm.}$$

- Flecha permisible:

$$2.45 + 1.96 = 4.41 \text{ cm} > 2.87 \text{ cm.}$$

(flecha total)

Se concluye que la sección es aceptable por flecha.

5 - SOLUCION ESTRUCTURAL DE UN PROTOTIPO DE VIVIENDA CON
LOSAS DE CONCRETO REFORZADO. - ESTRUCTURACION - CAR-
GAS UTILIZADAS. - ANALISIS Y DISEÑO POR CARGAS -----
VERTICAL Y HORIZONTAL.

Se resolverá un prototipo de vivienda, con sistemas de piso a base de losas de concreto reforzado, apoyadas sobre muros de carga y traves también de concreto reforzado.

5.1 - ESTRUCTURACIONES.

Las estructuraciones consistieron en aprovechar los muros existentes de proyecto, como muros de carga y los tipos de sistemas de piso utilizados en azoteas y entrepisos, marcaron la diferencia entre muros útiles para sismo y los que sólo ayudan en bajo porcentaje, ya que los sistemas de piso de concreto reforzado, permiten que los muros sobre los que se apoyan, trabajen tanto a carga vertical como horizontal, mientras que otros sistemas de piso como: viguetas y bovedillas, losas autoportantes, Siporax, etc., al trabajar como traves libremente apoyadas en los muros que las soportan, hacen que sólo éstos, desarrollen sus funciones eficientemente.

5.1.1 - ESTRUCTURACION CON ENTREPISOS Y AZOTEAS DE
LOSAS DE CONCRETO REFORZADO.

Estos tipos de sistemas de piso, presentan ventajas y desventajas con respecto al de la losa de concreto reforzado; las ventajas serían la eliminación de cimbra de — contacto, reducción en la mano de obra, tiempo de ejecución, facilidad en el manejo de los elementos prefabricados y como desventaja principalmente, la de no disponer de una placa continua que actúe realmente como diafragma y como consecuencia, bajo el efecto de una carga horizontal, sólo trabajen a toda su capacidad los muros donde — apoyen los precolados.

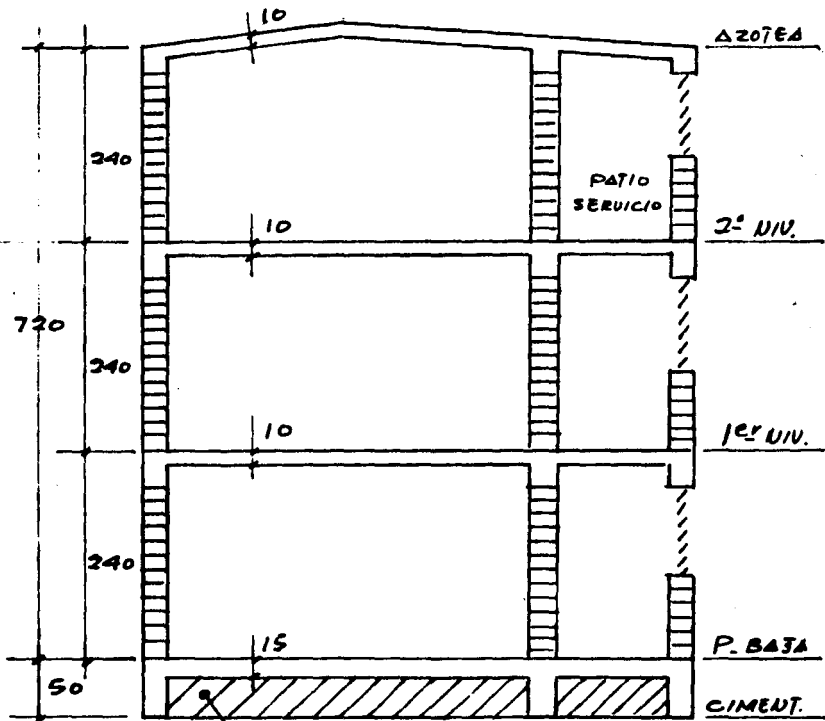
Generalmente los precolados se colocan sobre los apoyos contruidos con anterioridad, para colar después la capa de compresión que normalmente es de poco espesor, de 3 a 5 cms.; si este sistema de piso no se refuerza adecuadamente, deberá revisarse que los muros sean capaces de — resistir por sí solos, las cargas de efectos laterales — que actúen sobre ellos.

5.2 - CARGAS UTILIZADAS.

Mas adelante se indican las cargas utilizadas en el — desarrollo de un prototipo, con entre-pisos y azoteas a base de losas de concreto reforzado; la diferencia en — peso con respecto a los pisos a base de precolados, es— triba únicamente en la carga muerta y es poco significativa.

La estructura tipo consta de: planta baja, dos niveles tipo y azotea con pendiente del 10%.

La escalera de acceso a los departamentos, es a base de una estructura independiente de la del edificio.



CORTE ESQUEMATICO

- En entrepisos y azoteas, debido sobre todo a lo corto de los claros, las losas de concreto resultaron de un peralte de 10 cms., con peso volumétrico igual a 2400 Kg/m³.
- Se incrementó la carga muerta para pisos de concreto, atendiendo al artículo 224 del Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal (1977) que especifica:

" el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar, se incrementará en 20 Kg/m².

Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará además en 20 -- Kg/m². o sea, un total de 40 Kg/m². "

- Para obtener la descarga total en cimentación, aparte de los pesos por carga muerta y viva de los entrepisos y azoteas, se sumó el peso de los muros por planta, obteniéndose:

Longitud de muros por planta:

Dirección	(X).-	17.00 m.
"	(Y).-	<u>33.40 m.</u>
		50.40 m.

Si la altura del muro es de 2.10 m. y el peso --
aproximado es de 0.20 T/m²., tenemos:

$$50.40 \text{ m.} \times 2.10 \text{ m.} \times 0.20 \text{ T/m}^2. = 21.168 \text{ Ton.}$$

El área de cada entrepiso es:

$$6.00 \text{ m.} \times 13.00 \text{ m.} = 78.00 \text{ m}^2.$$

por tanto, el peso del muro por área de losa es:

$$\frac{21.168 \text{ T.}}{78.00 \text{ m}^2} = 0.27 \text{ T/m}^2.$$

A continuación se enlistan las especificaciones de --
cargas, con las indicaciones respecto a la carga viva --
del artículo 227 del Reglamento de las Construcciones --
para el Distrito Federal (1977).

TABLA de CARGAS

	CARGAS EN (T/M ²) PARA CALCULAR:			
	DISEÑO ESTRUCTURAL (CARGA VERTICAL)	ASENTMS. INMEDIATOS	SISMO	ASENTMS. DIFERIDOS
AZOTEA				
p.p. losa h=10	0.24	0.24	0.24	0.24
carga adicional impermeabilizante	0.02	0.02	0.02	0.02
carga viva	0.01	0.01	0.01	0.01
	0.06	0.06	0.02	0.065
$\Sigma =$	0.33	0.33	0.29	0.275
2º NIVEL				
p.p. losa h=10	0.24	0.24	0.24	0.24
carga adicional firme o piso	0.04	0.04	0.04	0.04
carga viva	0.12	0.12	0.12	0.12
muros	0.25	0.25	0.09	0.07
	—	0.27	0.27	0.27
$\Sigma =$	0.65	0.92	0.76	0.74

1er NIVEL				
IDEM . 2º NIVEL				
$\Sigma =$	0.65	0.92	0.76	0.74
PLANTA BAJA				
p.p. losa h = 15	—	—	—	0.36
carga adicional	—	—	—	0.04
piso	—	—	—	0.12
contratrabes	—	—	—	0.03
carga viva	—	—	—	0.07
Muros	0.27	0.27	0.27	0.27
$\Sigma =$	0.27	0.27	0.27	0.89
SUMA DE CARGAS PARA DISEÑO EN CIMENTACION	1.90	2.44	2.08	2.645

5.3 - DESCRIPCION DE LOS ANALISIS POR CARGAS VERTICAL Y HORIZONTAL.

Se aplicaron las especificaciones del Reglamento de — las construcciones en el Distrito Federal (1977), las — Normas Técnicas para Estructuras de Concreto y Mamposte- ría, así como las Normas de Emergencia de Octubre de — 1985.

5.3.1 - ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

En general, se resolvieron trabes apoyadas libremente y trabes continuas, aplicando el método de Cross para — resolverlas.

Dado que las estructuraciones fueron a base de muros — de carga, se determinaron las áreas tributarias sobre — cada muro, para obtener sus cargas verticales.

Se comprobó que la carga actuante sobre cada muro fue- ra menor o igual a la carga resistente.

La carga vertical que resiste un muro, se obtiene de — la siguiente expresión:

$$P_R = F_R \cdot F_E \cdot f_m^* \cdot A_T$$

donde:

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.6

F_E = factor reductivo de excentricidad y es-
beltez.

0.7 - para muros interiores que soporten claros que no difieran en mas del 50%.

0.6 - para muros extremos o con claros asimétricos, y cuando la relación de cargas vivas a muertas de diseño, exceda de uno.

Para muros que se liguén a muros transversales con una separación no mayor de 3 m., los valores de FE se tomarán como (0.8 y 0.7) respectivamente.

f_m^* = resistencia nominal en compresión de la mampostería.

A_T = área transversal bruta del muro.

La carga resistente así calculada, se comparará con la carga total actuante obtenida, considerando los factores de carga especificados por el Reglamento.

5.3.2 - ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL.

Fue el sismo la causa considerada para el análisis por carga horizontal.

Se aplicó el Método Simplificado de Diseño Sísmico del Reglamento del Distrito Federal, donde sólo hay que verificar en cada dirección:

" que la suma de la fuerza cortante de todos los muros, sea igual o mayor que la fuerza cortante calculada, multiplicando el coeficiente sísmico por el peso de la construcción arriba del nivel en estudio. "

Por lo general, los muros de planta baja son los más críticos, por lo que basta con revisar éstos únicamente.

Las fuerzas actuante debidas a sismos, se calcularon de acuerdo al artículo 9 de las Normas de Emergencia de Octubre de 1985, que a continuación se muestra.

COEFICIENTES SISMICOS PARA ESTRUCTURAS
 DEL GRUPO (B), YA REDUCIDOS POR DUCTILIDAD,
 USANDO EL METODO SIMPLIFICADO PARA SISMO.
 (Según las Normas de Emergencia de Octubre de 1985).

ZONA	MURDOS DE PIEZAS MACIZAS ALTURA CONSTRUCCION		MURDOS DE PIEZAS HUECAS ALTURA CONSTRUCCION	
	MEJOR DE 4 m	ENTRE 4 y 8.5 m	MEJOR DE 4 m	ENTRE 4 y 8.5 m
I	0.06	0.08	0.07	0.11
II	0.09	0.11	0.11	0.15
III	0.12	0.15	0.13	0.17

La fuerza cortante que resiste un muro, se obtiene de:

$$V_R = F_R (0.7 V^* A_T)$$

donde:

V_R = fuerza cortante resistente de diseño.

F_R = factor de reducción de resistencia = 0.6

V^* = esfuerzo cortante nominal de la mampostería, -
que involucra las piezas y los morteros con que
son juntasadas.

A_T = área transversal bruta del muro.

Para la aplicación del Método Simplificado de Diseño -
por Sismo, los muros deben llenar los siguientes requisi
tos, según el artículo 3.1 de las Normas Técnicas de Mam
postería:

- 1 - Los materiales tales como ladrillos, tabiques, bloques, así como los morteros para juntarlos, deberán cumplir con las disposiciones respectivas de la Dirección General de Normas.
- 2 - Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro, en la dirección normal a su plano, están restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- 3 - La excentricidad en la carga axial aplicada será:
 $(e \leq \frac{t}{6})$; $t = \text{espesor muro}$
- 4 - La relación $\frac{h}{t} \leq 20$; $h = \text{altura muro}$

- 5 - Los muros están reforzados para cumplir con los -- requisitos establecidos para muros confinados o reforzados interiormente.

Otros requisitos para poder aplicar el Método -- Simplificado de Diseño por Sismo, son los señalados por el artículo 239 del Reglamento de las -- Construcciones para el Distrito Federal, que especifica:

- 1 - Que en cada planta, al menor el 75% de las cargas verticales, estén soportadas por muros ligados -- entre sí mediante losas corridas.

Dichos muros pueden ser de concreto o mamposte-- ría a base de piezas macizas o huecas que llenen los requisitos establecidos por las Normas Técni-- cas Complementarias.

- 2 - En cada nivel, deberán existir al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20° , estando cada -- muro ligado por las losas en una longitud mínima del 50% de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- 3 - La relación entre longitud y ancho del edificio no excederá de 2.

4 - La relación entre la altura y dimensión mínima del edificio, no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 8.5 m.

5.4 - REQUISITOS POR CUMPLIR PARA PODER APLICAR EL METODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO POR SISMO.

1 - Observando la planta general del edificio, vemos que mas del 75% de las cargas verticales están soportadas por muros de mampostería (piezas huecas).

2 - En el sentido (Y), existen dos muros perimetrales ligados a la losa y que cubren el 100% de la longitud, en todos los niveles.

En el sentido (X), los muros según el eje (C) suman en longitud: $2 + 2 = 4$ m. y dividiéndolos entre la longitud total queda:

$$\frac{4.00}{13.00} = 0.31; \quad \text{es decir, se}$$

cubre sólo el 31% de la longitud $< 50\%$

que es el mínimo requerido; sin embargo, en el sentido (X) también, los muros según el eje (A) suman en longitud: $3.5 + 3.5 = 7.0$ m.

$$\frac{7.00}{13.00} = 0.54 \quad > 0.50; \quad \text{sí cumple.}$$

Además, la especificación es que por lo menos en cada nivel, existan 2 muros perimetrales de carga, paralelos, ligados a las losas en una longitud mínima del 50% de la dimensión del edificio; como se ve, esta especificación se cumple holgadamente.

$$3 - \text{La relación } \frac{L}{a} < 2; \frac{13.00}{7.00} = 1.86 < 2$$

L = longitud edificio

a = ancho edificio

$$4 - \text{La relación } \frac{H}{a} < 1.5; \frac{7.20}{7.00} = 1.03 < 1.5$$

H = altura del edificio.

Por lo tanto, se concluye que puede aplicarse —
el Método Simplificado de Diseño por Sismo.

5.5 - OTROS DATOS A UTILIZAR SON:

- 1 - Altura libre de entrepiso = 2.30 m.
- 2 - Area de losa en cada nivel: $6 \times 13 = 78 \text{ m}^2$.
- 3 - Los muros serán de bloque de concreto tipo pesado de 14 cms. de espesor, junteados con mortero tipo (I), a base de cemento arena en proporción 1.3
- 4 - Peso de los muros.
 $0.20 \text{ T/m}^2 \times 2.10 \text{ m.} = 0.42 \text{ T/m.} = 420 \text{ Kg/m.}$
- 5 - Longitud de muros por planta = 50.40 m.
- 6 - De la tabla de cargas escrita anteriormente tenemos:

AZOTEA.

carga muerta	=	270 Kg/m ² .
carga viva	=	60 " (diseño por c. vertical)
carga viva	=	20 " (diseño por sismo.)

1° y 2° NIVELES.

carga muerta	=	400 Kg/m ² .
carga viva	=	250 " (diseño por c. vertical)
carga viva	=	90 " (diseño por sismo)

Se revisarán solamente los muros de planta baja, ya que los del 1° y 2° niveles son menos críticos.

—— Obteniendo la carga total en muros de planta baja -
para diseño por carga vertical.

W - (C.M. + C.V.) área azotea + (C.M. + C.V.) área
c.vertical

entrepisos + (Peso muros X longitud X N° de niveles)

$$W \text{ c.vertical} = (270 + 60) 78.00 + (400 + 250) 78.00 \times 2 + \text{---} \\ + (420 \times 50.40 \times 3)$$

$$W = 190,644 \text{ Kg.}$$

c.vertical

—— Obteniendo la carga total en muros de planta baja -
para diseño por sismo.

$$W_s = (270 + 20) 78.00 + (400 + 90) 78.00 \times 2 + \text{---} \\ + (420 \times 50.40 \times 3)$$

$$W_s = 162,564 \text{ Kg.}$$

—— Propiedades del material.

$$f_m^* = 20 \text{ Kg/cm}^2. \text{ - esfuerzo resistente en compresión,}$$

que cumple con los requisitos de muros confinados, y por lo tanto, el esfuerzo puede incrementarse en 4 Kg/cm².

$$f_m^* = 20 + 4 = 24 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2. - \text{esfuerzo cortante de la mampostería.}$$

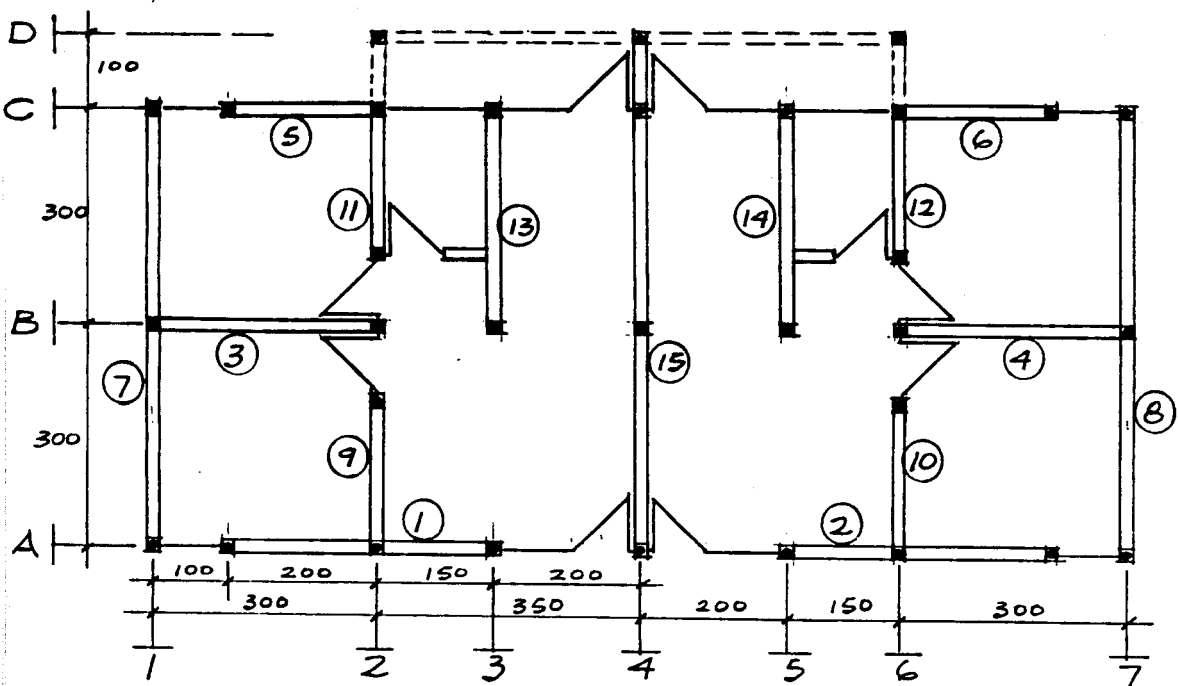


FIG. (5A) PLANTA de LOCALIZACION de MUROS

TABLA DE DATOS PARA REVISAR LA RESISTENCIA DE LOS MUROS
DIRECCION (X)

①	②	③	④				⑤	⑥	⑦
MURO	LONG. L _i (m)	AREA TRIANG. A. (m ²)	F _E	F _i	F _E ·L _i	F _i ·L _i	CARGA VIVA W/V _m (Kg/m ²)	CARGA VERTICAL (Kg)	
								ACTUANTE	RESISTENTE
1	3.50	2.83	0.6	1.00	2.10	3.50	370	13580	42330
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	3.00	4.50	0.7	"	"	3.00	320	16440	"
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	2.00	1.75	0.6	"	1.20	2.00	440	8450	24190
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"
Σ	17.00				10.80	17.00			

DIRECCION (y)

①		②	③	④			⑤	⑥	⑦
MURO	Li (m)	A (m ²)	Fe	Fi	Fe·Li	Fi·Li	C. VIVA Wvm. (Kg/m ³)	CARGO VERTICAL (Kg)	
								ACTIVANTE	RESISTENTE
7	6.00	4.50	0.6	1.00	3.60	6.00	320	21740	72580
8	"	"	"	"	"	"	"	"	"
9	2.10	3.58	0.7	"	1.47	2.10	340	12780	29630
10	"	"	"	"	"	"	"	"	"
11	"	3.26	"	"	"	"	350	12060	"
12	"	"	"	"	"	"	"	"	"
13	3.00	3.50	"	"	2.10	3.00	345	14210	42340
14	"	"	"	"	"	"	"	"	"
15	7.00	8.50	"	"	4.90	7.00	265	32102	98780
Σ	33.40				22.18	33.40			
TOTAL (x44)	50.40				32.98				

De los números de la Tabla:

- ① - La numeración de los muros corresponde a la planta mostrada en la figura (5A).
- ② - Area tributaria de losa en cada nivel.
- ③ - FE - factor de reducción por excentricidad y esbeltez.
- ④ - $F_i = \left(1.33 \frac{L_i}{h}\right)^2$; para h muro = 2.10 m.
- ⑤ - Según el artículo 227 del Reglamento, las cargas vivas unitarias se considerarán con la siguiente fórmula:

$$C.V. = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

A = área tributaria (m²) - columna 2.

- ⑥ - CARGA VERTICAL ACTUANTE EN CADA MURO.

$$W_U = 1.4 \left[(270 + 60) A + (400 + W_{Vm}) 2A + (420 \times L_i \times 3) \right]$$

$$W_U = 1.4 \left[(330 A) + (400 + W_{Vm}) 2A + (1260 L_i) \right]$$

A - área tributaria - ver columna 2 de la tabla.

W_{Vm} - columna 5 de la tabla.

- ⑦ - CARGA VERTICAL RESISTENTE EN CADA MURO.

$$P_R = W_R = F_R \cdot F_E \cdot f_m^* \cdot A_T$$

$$P_R = W_R = 0.6 \times F_E \times 24 \times 14 \times L_i$$

$$P_R = W_R = 201.6 \times F_E \times L_i - (\text{Kg})$$

5.6 - REVISION POR SISMO.

De las Normas de Emergencia de Octubre de 1985, escogemos el coeficiente sísmico para:

- estructura en zona III.
- altura estructura = 7,20 m.
- muros a base de bloques huecos.

Por tanto: $C = 0.17$

ya reducido por ductilidad.

$$V_x = V_y = C \cdot W_s = 0.17 \times 162,564 \text{ Kg.}$$

$$V_x = V_y = 27,636 \text{ Kg.} = 27.636 \text{ Ton.}$$

$$\underline{V_u = 1.1 V = 1.1 \times 27.636 = \underline{30.40 \text{ Ton.}}}$$

5.6.1 - RESISTENCIA EN DIRECCION (X).

$$V_{Rx} = F_e (0.7 \nu^* A_T)$$

$$A_T = t \cdot \sum F_i \cdot L_i ; \quad t = 14 \text{ cm}$$

$$\nu^* = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$$

de los datos de la tabla:

$$\sum F_i \cdot L_i = 17.00 \text{ m} = 1700 \text{ cm}$$

por tanto:

$$V_{Rx} = 0.6 (0.7 \times 3.5 \times 14 \times 1700) = 34,986 \text{ Kg}$$

$$V_{Rx} = 34.986 \text{ Ton.} > (V_U = 30.40 \text{ Ton})$$

LA RESISTENCIA EN LA DIRECCION
(X), ES LA ADECUADA.

5.6.2 - RESISTENCIA EN DIRECCION (Y).

De la tabla: $\sum F_i \cdot L_i = 3340 \text{ cm}$
por tanto:

$$V_{Ry} = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 \times 14 \times 3340 = 68,737 \text{ Kg.}$$

$$V_{Ry} = 68.737 \text{ Ton} > (V_U = 30.40 \text{ Ton})$$

LA RESISTENCIA EN LA DIRECCION
(Y), TAMBIEN ES LA ADECUADA.

5.7 - REVISION POR CARGAS VERTICALES.
(RESISTENCIA TOTAL)

$$W_U = 1.4 W = 1.4 \times 190,644 = 266,902 \text{ Kg.}$$

$$W_U \doteq 267 \text{ Ton.}$$

$$W_R = F_R \cdot F_E \cdot f_m^* \cdot \Delta_T$$

$$F_E \cdot \Delta_T = t \cdot \sum_{(TOTAL)} F_E \cdot L_i$$

$$\sum_{(TOTAL)} F_E \cdot L_i = 32.98 \text{ m} = 3298 \text{ cm}$$

$$W_R = 0.6 \times 24 \times 14 \times 3298 = 664,877 \text{ Kg.}$$

$$W_R = 664.877 \text{ Ton.} > (W_U = 267 \text{ Ton})$$

SE CONCLUYE QUE LA RESISTENCIA
TOTAL POR CARGA VERTICAL,
ES ADECUADA.

En la columna (7) de la tabla anterior, se revisan los muros individualmente y se encuentra que todos son aceptables por resistencia a carga vertical.

6 - DISCUSIONES .

Los cuatro tipos de sistemas de piso que se analizaron, en la solución de un prototipo de vivienda, fueron:

- losas de concreto reforzado,
- losas a base de viguetas y bovedillas,
- losas del tipo autoportante y
- losas con semiviguetas y bovedillas.

Los cuatro sistemas tienen puntos a favor y en contra, como a continuación se ve.

6.1 - Las losas de concreto reforzado, que estructuralmente son las que mejor trabajan ante cargas verticales y su comportamiento como diafragma ante fuerzas en su plano, las hace muy confiables; sin embargo, en cuanto a rendimientos y costos en general, quedan en desventaja con respecto a los otros tipos de piso.

El hecho de tener que usar cimbra de contacto para realizar los colados, mantener la cimbra un cierto tiempo, el uso de cantidades considerables de varilla o malla de refuerzo, el habilitado y colocado de ese refuerzo, elevan su costo considerablemente con respecto a los otros tipos.

6.2 - Los sistemas de piso a base de viguetas y semiviguetas y bovedillas, tienen a favor: la rapidez -

conque se colocan las piezas, eliminación de cimbra de contacto, requiriendo en forma provisional un ligero apuntalamiento, redundando todo esto, favorablemente, en el abatimiento de mano de obra, tiempo de ejecución y costos en general. Cumplen además, con las especificaciones para que la capa de compresión, reforzada con malla electrosoldada trabaje como diafragma. Sin embargo, son elaboradas y diseñadas para trabajar normalmente como vigas libremente apoyadas, aunque es posible dar cierta continuidad entre ellas, por medio de acero de refuerzo. Se les utiliza como vigas apoyadas libremente en sus dos extremos y por tanto, trabajan en un solo sentido.

Estructuralmente es mas deseable tener una losa o placa maciza, que transmita en forma eficaz a todos sus apoyos, los efectos que sobre ella se inducen, logrando con esto tener elementos estructurales, trabajando en dos sentidos ortogonales, tal como lo especifica el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.

6.3 - El sistema de piso a base de losas autoportantes en su forma original, presenta deficiencias en su comportamiento estructural como son:

Una sección insuficiente, el uso inadecuado de varillas para refuerzo por cortante, tanto en diámetro como en el

grado de fluencia y además, la falta de acero de refuerzo en la capa de compresión, según se indica en (4.3.6).

Este tipo de sistema podría usarse, siguiendo las recomendaciones indicadas en la sección (4.3.7), donde las reformas consisten en: ampliación de la viga en su sección transversal, modificar el refuerzo por flexión y --- cortante y además reforzar la capa de compresión.

7 - CONCLUSIONES .

Quizás sería conveniente generalizar el uso de la placa de concreto reforzado, dada su resistencia y capacidad ante cualquier tipo de solicitaciones; esto no es posible, debido principalmente a los altos costos de los materiales, tanto el concreto como el acero de refuerzo.

Cabe recordar que durante los sismos de Septiembre de 1985, las estructuras a base de trabes y losas de concreto reforzado, fueron las que mejor comportamiento estructural tuvieron y las que menor daño sufrieron.

Al presentarse un sismo, se desarrollan unas fuerzas cortantes con sentido horizontal a la altura de cada entrepiso, sirviendo las losas como diafragmas transmisores de esas fuerzas; la fuerza cortante máxima se presenta en el primer nivel, de valer igual: al producto de un coeficiente sísmico adecuado, por el peso total de la estructura.

Entonces, podría pensarse que el uso mas adecuado para los sistemas de piso, no incluida la placa maciza de concreto reforzado, sería en estructuras que contengan solamente: planta baja y dos o tres niveles, ya que el peso total no sería considerable y por tanto, las fuerzas cortantes inducidas en los sistemas de piso, serían de poca estimación.

Finalmente se puede concluir, que para un mejor comportamiento estructural de los diversos edificios de oficinas y habitacionales, es necesario que se respeten las cargas para las cuales fueron diseñados; por ejemplo:

un edificio calculado para habitaciones, no puede destinarse aunque sólo sean ciertas áreas, para bodegas de accesorios de cualquier clase, lo cual, es muy usual.

Otro problema importante, es el de cambio de posición de muros durante la construcción, ya que los usuarios -- del inmueble proceden con frecuencia a redistribuciones del espacio interior, cambiando en forma radical el comportamiento de la estructura ante efectos sísmicos.

El presente trabajo se desarrolló siguiendo las Normas y Especificaciones de (1977), que regían durante el preyecto y ejecución de las obras de renovación habitacional; a partir de los sismos de Septiembre de 1985, dichas especificaciones sufrieron cambios importantes, mismos - que a continuación se comentan.

7.1 - CAMBIOS EN EL REGLAMENTO Y NORMAS TÉCNICAS.

El Reglamento, las Normas Técnicas Complementarias de 1985, junto con las Normas de Emergencia de Octubre de - 1985, difieren del nuevo Reglamento y Normas Técnicas de 1988 en ciertos puntos; sólo veremos los que se han utilizado a lo largo de este trabajo, en los análisis de -- los diferentes sistemas de entrepisos.

7.1.1 CAMBIOS EN CARGAS VIVAS.

Reglamento 1977.

Según el artículo 227, la carga viva para diseño estructural en viviendas habitacionales, debía ser:

$$W = 120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

A = área tributaria en m².

Y por lo menos, en una estancia o sala-comedor, considerar una carga viva de 250 Kg/m².

Reglamento 1988.

Este nuevo Reglamento especifica para diseño estructural, una reducción por carga viva. Según el artículo 199, habrá que considerar:

$$W = 170 \text{ Kg/m}^2.$$

además, ésta carga puede reducirse para elementos con área tributaria menor de 36 m². quedando:

$$W = 100 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

y para elementos con área tributaria mayor de 36 m². --
cons:

$$W = 180 + \frac{420}{\sqrt{A}}$$

7.1.2 CAMBIO EN COEFICIENTES SISMICOS.

(Para estructuras del grupo (B), sin reducción por ductilidad)

ZONA	TIPO DE TERRENO	REG. 1977	REG. 1988
I	FIRME	0.16	0.16
II	DE TRANSICION	0.20	0.32
III	COMPRESIBLE	0.24	0.40
PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO (A), LOS ANTERIORES VALORES SE MULTIPLICARAN POR:		1.30	1.50

Si se utiliza el Método Simplificado de análisis sísmico, tanto los anteriores como los nuevos valores de los coeficientes ya reducidos por Ductilidad, quedan como sigue:

ZONA	MUROS DE PZAS. MACIZAS ALTURA CONSTRUCCION			MUROS DE PZAS. HUECAS ALTURA CONSTRUCCION		
	MENOR DE 4m	ENTRE 4 y 7m	ENTRE 7 y 13m	MENOR DE 4m	ENTRE 4 y 7m.	ENTRE 7 y 13m
	REGLAMENTO (1977)					
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.11	0.13
REGLAMENTO (1988)						
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Los incrementos en los coeficientes sísmicos para las zonas II y III, se deben a los efectos que causaron los sismos de Septiembre de 1985, que pusieron de manifiesto, que los anteriores valores eran insuficientes ante movimientos horizontales, con número elevado de ciclos de gran amplitud de oscilación.

7.1.3. CAMBIO EN EL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO.

Normas Técnicas de Concreto 1977.

Según 1.4.1c, el módulo de elasticidad E_c , para concretos de peso normal (igual o mayor de 2 Ton/m³), debe considerarse igual a:

$$E_c = 10,000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad - \quad (Kg/cm^2)$$

f'_c = resistencia del concreto a la compresión, a los 28 días de colado.

Normas Técnicas de Concreto 1988.

Según 1.4.1b, se establecen dos clases de concreto:

$$\text{CLASE 1} - \text{con } f'_c \geq 250 \text{ Kg/cm}^2; E_c = 14,000 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{CLASE 2} - \text{con } f'_c < 250 \text{ Kg/cm}^2; E_c = 8,000 \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

7.1.4. CAMBIO EN EL REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Normas Técnicas de Concreto 1977.

Según 3.10, se especifica que: en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m. el área de refuerzo que se suministre, no será menor que:

$$A_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

donde:

A_s = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera.

X_1 = dimensión mínima del miembro, medida perpendicularmente al refuerzo en cms.

Normas Técnicas de Concreto 1988.

Según 3.10, se especifica que:

$$A_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

De una manera general, se aprecia en todos los cam-
bios de las especificaciones, factores de reducción mas severos, de las resistencias de los elementos, con el fin de obtener diseños mas conservadores.

8 - REFERENCIAS :

- 1 - Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. - México, D.F. (Marzo 1977).
- 2 - Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal. - Diario Oficial, Viernes 18 de Octubre de 1985.
- 3 - Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. - Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. - Instituto de Ingeniería, UNAM, 401. - México, D.F. (Julio de 1977).
- 4 - Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. - Instituto de Ingeniería, UNAM, 403. - México, D.F. (Julio de 1977).
- 5 - Manual de Diseño por Sismo. - Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. - Instituto de Ingeniería, UNAM, 406. - México, D.F. (Julio de 1977).
- 6 - Recomendaciones para Diseñar y Construir Entrepisos con Sistemas de Viguetas y Bovedillas. - Carlos Javier Mendoza, Profesor Investigador, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- 7 - Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado. ———
Por T. Y. Lin.